

软岩嵌岩桩承载有限元模拟

韦立德¹ ,徐卫亚¹ 林育梁²

(1.河海大学岩土工程研究所 ,江苏 南京 210098 ;2.广西大学土木建筑工程学院 ,广西 南宁 530004)

摘要 :在以往桩基础受力分析方法的基础上 ,提出了单桩与岩土相互作用比较完善的有限元模拟方法 ,编制了有限元程序和部分前后处理程序 .在对泥质砂岩进行力学参数试验测试的基础上 ,应用该程序对南宁泥质砂岩嵌岩桩进行了模拟计算 ,并对嵌岩深度效应、承载力、桩侧摩阻力的分布等进行了研究 .结果表明 :最优嵌岩深度应为 5 倍桩径 ,最大嵌岩深度应为 7 倍桩径 .

关键词 :嵌岩桩 ;承载力 ;有限元法

中图分类号 :TU473.1+2 文献标识码 :A 文章编号 :1000-198X(2003)02-0175-05

《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)建议 ,软岩嵌岩桩最大嵌岩深度为 5 倍桩径 .但试验结果表明 ,各个地方软岩嵌岩桩最大嵌岩深度是不一样的 ,如刘松玉教授曾得出南京地区泥质软岩嵌岩桩最大嵌岩深度为 7 倍桩径的试验结果^[1] .另外 ,路桥设计中对软岩嵌岩桩所取最大嵌岩深度远远超过了规范推荐的最大嵌岩深度 .因此 ,各个地方软岩嵌岩桩最大嵌岩深度还是一个有待研究的问题 .在南京市 ,随着高大建筑物的增多 ,嵌岩桩桩基越来越多地被采用 ,但对南宁嵌岩桩的研究 ,无论是试验研究还是数值方法研究 ,都还没有开始 .为此 ,本文试图采用数值方法对南宁软岩嵌岩桩的最大嵌岩深度等特征进行探讨 .

1 桩基工程的模拟方法

用轴对称二维有限元法模拟桩体、桩底沉渣和桩体附近岩土体受力变形特性 ,用 Desai 薄单元模拟桩岩或桩土接触介质 ,可以考虑重力作用 .在不考虑重力时则采用无限元模拟无穷远处位移为零的边界条件 .假设桩体强度足够大 ,岩土体和沉渣的破坏符合库仑破坏准则 ,桩材料采用线弹性模型 ,岩土体采用非线性弹性邓肯-张模型 ,用混合法求解方程组 .岩土材料的本构关系、桩岩或桩土接触介质剪应力和滑动位移的关系以及桩底沉渣的应力变形特征采用如下模型 .

1.1 岩土材料的本构关系

岩土材料的本构关系采用邓肯-张模型 ,泊松比 μ 按常数考虑 ,只考虑加载过程 ,切向杨氏模量按下式计算 :

$$E_t = \left[1 - \frac{R(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right]^2 k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \tag{1}$$

式中 : c , φ ——材料的粘聚力和摩擦角 ; R_f ——破坏比 ; p_a ——大气压力 ;
 k , n ——参数 ; σ_1 , σ_3 ——最大主应力和最小主应力 .

1.2 接触单元中剪切位移和剪应力关系

在竖直荷载作用下 ,桩基础的受力分析有 4 种方法 :荷载传递法、弹性理论法、剪切位移法和有限元法^[2] .其中荷载传递法应用最多^[3] .用荷载传递法分析单桩性状时 ,关键在于确定荷载的传递函数 .同济大学通过室内剪切试验 ,测得不同法向压力下钢筋、混凝土材料与土之间的摩阻力 τ 与滑动位移 s 的关系曲线 ,用以描述桩土间的传递函数 .结果表明 , τ - s 曲线呈双曲线性关系 .这一结果与 Gardner 1975 年所获得的结果相同 .桩基工程

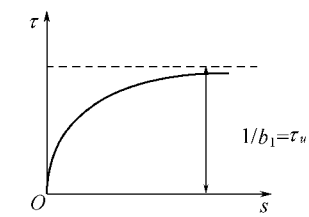


图 1 剪应力和滑动位移的关系
Fig.1 Relation between shear stress and sliding displacement

2.1 嵌岩桩竖向极限承载力的确定

桩基础的竖向极限承载力包括桩基结构自身的极限承载力和支承桩基结构的地基极限承载力,但通常情况下,桩基的极限承载力是受地基土(岩)承载力制约的,在外荷作用下,使地基濒于破坏的荷载称为极限荷载,而此时地基对基础的反力称为地基极限承载力.地基极限承载力不同于地基允许承载力,前者只保证地基不产生剪切破坏,而后者同时保证了地基不产生剪切破坏与过量沉降.本文取嵌岩桩岩基产生剪切破坏时最小荷载减掉 500 kN 作为极限荷载,见表 2.如用静载试验确定极限承载力,对缓变型 $Q-S$ 曲线桩基,可取某沉降值所对应的荷载为极限承载力,该极限沉降值通常取 40~60 mm 或(3%~6%) d , d 为桩端直径.对于嵌岩桩,该值要适当降低.可取极限沉降值为 30 mm(实底)和 28 mm(虚底).所对应的极限荷载列于表 2.如果按沉降值确定地基极限承载力,则取地基允许承载力为地基极限承载力的一半.从表 2、图 3、图 4 可以看出,当嵌岩深度超过 5 倍桩径时,随着嵌岩深度的增加,地基允许承载力所对应的设计荷载增加量很小,所以靠增加嵌岩深度来提高承载力很不经济.因此,设计嵌岩深度不超过 5 倍桩径经济效果较好.但同时也可看出,如果桩底沉渣不能清洗干净,在允许较大位移情况下,加大嵌岩深度可以提高承载力.因此通过加大嵌岩深度来提高承载力或安全系数(桥梁下桩基常用设计方法)也是有道理的.

表 2 极限荷载

长径比	Table 2 Ultimate loads		MN	
	按沉降确定的 极限荷载		按定义确定的 极限荷载	
	实底	虚底	实底	虚底
3	8.8	8.0	9.5	7.5
5	11.2	9.7	11.5	9.5
6	12.2	11.0	11.5	11.5
7	13.0	11.5	13.5	11.5
9	14.0	12.5	19.5	13.5

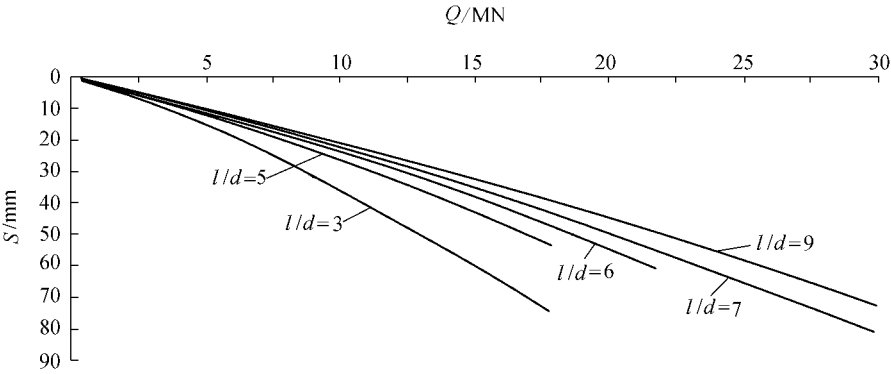


图 3 无沉渣嵌岩桩 $Q-S$ 曲线

Fig.3 $Q-S$ curves for rock-socketed pile without sediment

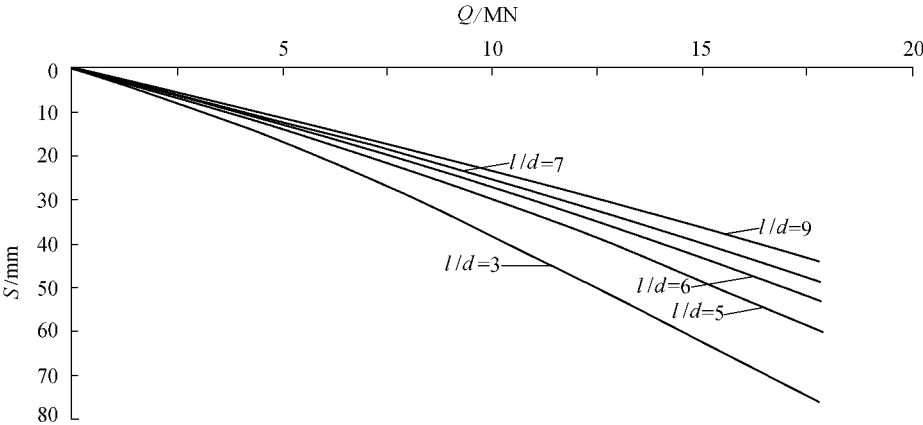


图 4 有沉渣嵌岩桩 $Q-S$ 曲线

Fig.4 $Q-S$ curves for rock-socketed pile with sediment

2.2 嵌岩深度效应

用有限元计算所得出的上覆土层较薄情况下嵌岩桩不同嵌岩深度的荷载分布如表 3 所示.

表 3 荷载分配

Table 3 Load distribution

桩顶 荷载 Q/MN	桩底有沉渣														
	$l=3.0\text{ m}$			$l=5.0\text{ m}$			$l=6.0\text{ m}$			$l=7.0\text{ m}$			$l=9.0\text{ m}$		
	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%
2.00	1.65	0.35	17.50	2.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
4.00	3.24	0.76	19.00	4.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
6.00	4.75	1.25	20.80	6.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00
8.00	6.18	1.82	22.80	8.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00
10.00	7.54	2.46	24.60	10.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00
12.00	8.89	3.11		12.00	0.00		12.00	0.00	0.00	12.00	0.00	0.00	12.00	0.00	0.00
14.00	10.24	3.76		14.00	0.00		14.00	0.00		14.00	0.00		14.00	0.00	0.00
16.00	11.59	4.41		16.00	0.00		16.00	0.00		16.00	0.00		16.00	0.00	
18.00	12.99	5.01		18.00	0.00		18.00	0.00		18.00	0.00		18.00	0.00	

桩顶 荷载 Q/MN	桩底无沉渣														
	$l=3.0\text{ m}$			$l=5.0\text{ m}$			$l=6.0\text{ m}$			$l=7.0\text{ m}$			$l=9.0\text{ m}$		
	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%	Q_r /MN	Q_p /MN	Q_p/Q /%
2.0	1.61	0.39	19.50	1.75	0.25	12.50	1.79	0.21	10.50						
4.0	3.13	0.87	21.70	3.47	0.53	13.30	3.56	0.44	11.00	3.64	0.36	9.00	3.70	0.30	7.50
6.0	4.54	1.46	24.30	5.15	0.85	14.20	5.30	0.70	11.70	5.42	0.58	9.67	5.53	0.47	7.80
8.0	5.82	2.18	27.30	6.79	1.21	15.10	7.01	0.99	12.40	7.18	0.82	10.30	7.34	0.66	8.30
10.0	7.00	3.00	30.00	8.38	1.62	16.20	8.68	1.32	13.20	8.92	1.08	10.80	9.14	0.86	8.60
12.0	8.20	3.80		9.92	2.08	17.30	10.33	1.67	13.90	10.64	1.36	11.30	11.92	1.08	9.00
14.0	9.39	4.61		11.40	2.60		11.94	2.06		12.33	1.67	11.90	12.69	1.31	9.40
16.0	10.57	5.43		12.84	3.16		13.50	2.50		13.98	2.02		14.45	1.55	9.70
18.0	11.77	6.23		14.28	3.72		16.00	2.00		15.60	2.40		16.18	1.82	10.10

注 : l 表示嵌岩深度 ; Q_r 表示桩侧阻力 ; Q_p 表示桩端阻力.

分析计算结果可知 :

a. 桩端荷载的传递率 Q_p/Q 随着嵌岩深度的增大而降低.在无沉渣情况下 ,嵌岩深度比 $l/d=3$ 时桩端荷载传递率 $Q_p/Q=19.5\% \sim 30.0\%$, $l/d=5$ 时 $Q_p/Q=12.5\% \sim 17.5\%$, $l/d=6$ 时 $Q_p/Q=10.5\% \sim 13.9\%$, $l/d=7$ 时 $Q_p/Q=9.0\% \sim 11.9\%$, $l/d=9$ 时 $Q_p/Q=7.5 \sim 11.1\%$, $l/d \geq 7.0$ 时 $Q_p/Q \leq 12.0$.有沉渣情况下 $l/d \geq 5.0$ 时 $Q_p/Q=0.0$.荷载沉降曲线 , $l/d=7.0$ 和 $l/d=9.0$ 的曲线很接近.这些现象说明 ,嵌岩桩确实存在着深度效应 ,当嵌岩达到一定深度后 ,继续增加嵌岩深度 ,对桩的承载能力的提高已不明显 ,甚至无助于承载能力的提高.

b. Q_p/Q 的变化趋势随着桩顶荷载的增加而提高.这就意味着 ,嵌岩段桩侧阻力是先于桩端阻力而发挥作用的 ,在荷载逐渐增大后 ,因桩侧岩层承受的应力逐步增加 ,桩岩间的相对位移迅速增加 ,以至传递到桩底 ,促使桩底基岩的反力增长较快.

c. 桩侧摩阻力 f 随嵌岩深度 z 的非线性分布现象突出(图 5) .较多的情况下为双曲线.这是因为 ,在岩层中桩基上端部分桩岩位移大 ,而在桩端部 ,由于重力原因水平方向垂直荷载较大.这两个因素促使桩侧阻力出现两个峰点.这和武汉岩土研究所的试验结果是一致的^[5].

d. $l/d \geq 7.0$,无沉渣时 $Q_p/Q \leq 12.0\%$,有沉渣时 Q_p/Q 还要小得多 ,因此可认为南宁市泥质砂岩嵌岩桩的最大嵌岩深度应为 7 倍的桩径.

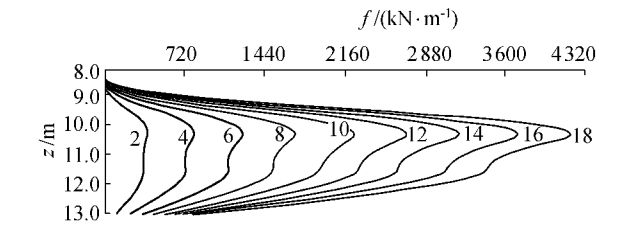


图 5 不同荷载下无沉渣 3 倍桩径时 $f \sim z$ 曲线

Fig.5 $f \sim z$ curves for piles with a socketed depth of three times of pile diameter under different loads ,without sediment

3 结 论

- a. 如果按沉降值确定地基极限承载力,设计嵌岩深度不超过 5 倍桩径则经济效果较好;
- b. 如果桩底沉渣不能冲洗干净,有允许较大位移条件,通过加大嵌岩深度来提高承载力或安全系数(桥梁下桩基常用设计方法)是可行的;
- c. 南宁泥质砂岩嵌岩桩,可以 7 倍桩径嵌岩深度作为最大嵌岩深度.

参考文献:

[1] 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,1998,20(4):58.
[2] 朱百里,沈珠江.计算土力学[M].上海:上海科学技术出版社,1990.223—251.
[3] 叶玲玲.嵌岩灌注桩轴向承载力传递函数数值计算理论及其实际应用[D].上海:同济大学,1994.
[4] 陈和群,彭宣茂.有限元法微机程序与图形处理[M].南京:河海大学出版社,1992.95—238.
[5] 刘兴远,郑颖人,林文修.关于嵌岩桩理论研究的几点认识[J].岩土工程学报,1998,20(5):118—119.

FEM simulation of bearing capacity for rock-socketed piles in soft rocks

WEI Li-de¹, XU Wei-ya¹, LIN Yu-liang²

(1. *Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China* ;
2. *College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi Univ., Nanning 530004, China*)

Abstract :Based on the existing methods for simulation of forces exerted on the foundation of piles , a finite element method was put forward for simulation of interaction between single piles and rocks , and programs for finite element calculation and for pre- and post-processing were compiled. In combination with the mechanical parameter test for sand rocks , a simulation was performed for the rock-socketed piles in sand rocks in Nanning City , and a study was made on the effect of rock-socketed depth , the bearing capacity of piles , and the distribution of friction along the pile side. It is concluded that the optimal socketed-depth of piles is five times of their diameters , and that the maximum depth is seven times of their diameters.

Key words : rock-socketed pile ; bearing capacity ; FEM