

岩石强度特性与嵌岩桩桩端极限阻力

胡德华¹, 蒋桃荣², 潘登¹, 张小敏¹

(1. 武汉工程大学环境与城市建设学院, 湖北 武汉 430074;

2. 湖北省化学工业研究设计院, 湖北 武汉 430074)

摘要:从岩石的强度特性与本构关系出发, 深入分析嵌岩桩桩端岩石应力状态与入岩部分桩侧阻强化现象, 并根据三轴强度表达式论述桩端岩石的极限承载力远高于按单轴抗压强度的计算值; 现行《建筑桩基技术规范》中嵌岩桩单桩竖向极限承载力标准值仍沿用岩石的单轴应力状态的抗压强度无侧限抗压强度计算, 混淆了桩端岩石的实际应力状态; 本文依据桩端岩石应力状态分析结论, 提出了嵌岩桩极限阻力标准值的计算理念与方法, 并结合工程试桩实例予以说明。

关键词:无侧限抗压强度; 泊松比; 三轴压缩强度; 嵌岩桩; 极限阻力

中图分类号: TU452; TU473.1¹ 1.2 **文献标识码:** A

1 岩石强度特性

岩石介质破坏时所能承受的极限应力, 称为岩石强度。受力状况不同, 岩石的强度也不同。如单轴抗压强度(σ_c)、单轴抗拉强度(σ_t)、三轴抗压强度(σ_1)等。岩石单轴抗压强度是指岩石试件在无侧限和单轴压力作用下抵抗破坏的极限能力; 岩石抗拉强度是岩石在单向拉伸时能承受的最大拉应力; 三轴抗压强度是指岩石试件在三向压应力作用下能抵抗破坏的最大轴向压力。根据岩体力学有关强度理论, 岩石在三向应力作用下(假定 $\sigma_2 = \sigma_3$), 当围压不大时, 三轴强度与单轴抗压强度的关系为^[1]:

$$\sigma_1 = \kappa \sigma_3 + \sigma_c \quad (1)$$

其中: $\kappa = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ 为岩石围压增大系数, $\phi = \arctan\left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_c \sigma_t}}\right)$ 为岩石内摩擦角, 除页岩外, 对于硬质中微风化岩石一般取 $35^\circ \sim 55^\circ$, ϕ 越大, 岩石围压增大系数 κ 也就越大。

从式(1)可以看出, 岩石三轴抗压强度随围压 σ_3 的增大而线性增大。

三向受压应力状态在实际工程中比较普遍, 如砌体结构中混凝土梁下墙体局部受压实际上就属于三向应力状态, 局部抗压强度系数最高可提高到砌体抗压强度的 2.5 倍^[2]; 素混凝土圆柱体在四周液体压力约束下, 三轴强度与其轴心抗压

强度有如下关系:

$$\sigma_1 = 5.6 \sigma_3 + \sigma_c \quad (2)$$

式(2)中: σ_c 为无侧向约束时混凝土试件的轴心抗压强度;

不难看出, 复合应力状况下岩石与混凝土三轴强度表达式是一致的。

2 岩石的本构关系

岩石的本构关系即岩石的应力-应变关系是岩石力学的核心内容之一, 受众多因素的影响, 如岩石成分、应力状态、地质结构与构造等, 因而岩石的本构关系是极其复杂的。本文仅按岩体内岩石各向同性模型来考虑, 当岩体处于线弹性状态时, 岩体内岩石微元体的本构关系就是广义的胡克定律, 即:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_r} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (3a)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_r} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (3b)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_r} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3c)$$

式(3)中: E_r 为岩石弹性模量; μ 为岩石泊松比; $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 分别为岩石 x, y, z 方向正应力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 作用产生的应变。

根据岩石本构关系式, 可求出地面以下任一深度处岩体内岩石微元体竖向应力与水平应力的关系。当微元体处于弹性平衡状态时, 其四周水平侧向约束力应一致, 无侧向应变。设微元体侧向约

束力为 σ_3 , 微元体自重应力为 σ_z , 令 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_3$, $\epsilon_x = \epsilon_y = 0, \sigma_z = \sigma_z$, 代入本构方程式(3)可得:

$$\sigma_3 = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \quad (4)$$

对于脆性岩石材料取 $\mu \approx 0.20$, 得 $\sigma_3 = 0.25\sigma_z$. 这说明地面以下任一定深度处岩石微元体在自重应力作用下, 处于平衡状态时, 其侧向压应力为竖向自重应力的 $1/4$.

3 外荷载作用下嵌岩桩桩侧阻与端阻分析

对于嵌岩桩而言, 只要桩端岩石周边一定范围内不存在临空面, 桩端岩石就应该处于三向受压应力状态, 侧向应力满足式(4)的要求, 如图 1 所示. 将 $\sigma_3 = 0.25\sigma_z$ 代入式(1), 可得到桩顶荷载 $P=0$ 时, 桩端岩石三轴强度为:

$$\sigma_1 = 0.25\kappa\sigma_z \mid \sigma_c \quad (5)$$

当 $P \neq 0$ 时, 设桩底面积为 A_p , 外荷载作用下桩身产生的附加应力为 $\sigma_z = P/A_p$, 不计上部土层侧阻, 嵌岩部分的桩侧阻与端阻如下:

a. 桩侧阻 Q_s : 桩身产生竖向压应变 $\epsilon = \sigma_z/E_p$ 与侧向挤出应变 $-\mu\epsilon$, 因受到桩周岩石约束, 因此实际应变为 $\xi\epsilon$ (E_p, ξ 分别为桩身弹性模量和侧压力系数), 桩周岩石对桩身产生附加围压 $\sigma_3 = \xi E_p \epsilon = \xi E_p P/E_p A_p$, 故围压与桩顶荷载 P 成正比, 记作 $\sigma_3 \propto P$; 假定桩侧与岩石界面的摩擦系数不变, 则桩侧摩阻力 Q_s 与围压成正比即 $Q_s \propto \sigma_3$; 由此可推: $Q_s \propto P$; 同样, 岩石单轴抗压强度 σ_c 越大, 达到弹性极限平衡状态的外荷载 P 也越大, 则 Q_s 也越大, 因此 $Q_s \propto \sigma_c$, 即桩侧阻力与岩石强度成正比, 由于岩石的弹性模量远高于土层弹性模量, 因此入岩部分桩侧阻力增长远远高于非持力的土层, 从而表现出侧阻力强化现象^[3]; 反之, 当嵌岩桩端岩石强度 σ_c 很小, 特别是桩底有较厚的泥浆沉渣或桩底脱空时, 除桩端阻力大大减小外, Q_s 也大幅度减少.

b. 桩端阻 Q_p : 当侧阻 $Q_s \geq P$ 时, 桩端无阻力,

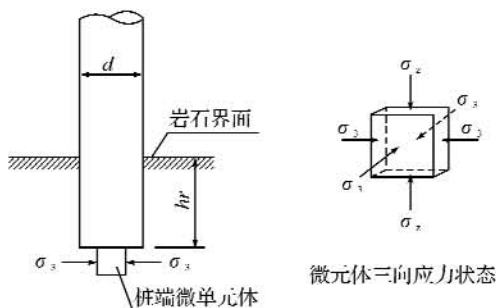


图 1 桩端岩石应力状态

Fig. 1 The state of stress of pile-pit rock

即桩端阻力没有发挥, 就可以满足上部荷载要求, 如当 $h_r/d > 8$, 就易出现这一情况, 实际工程设计中应尽量避免, 以免造成不必要的浪费; 当侧阻 $Q_s < P$ 时, 令 $\Delta P = P - Q_s$, 即桩端岩石就受到 ΔP 作用而产生竖向压应变与侧向挤出应变, 同样桩端岩石受到桩界面范围外岩石侧向应力 σ_3 约束, 同理可推 $\sigma_3 \propto \Delta P$, 再由(1)式知: 桩端岩石三轴强度 σ_1 与 ΔP 正线性相关. 当 $\Delta P/\Lambda_p = \sigma_c$ 时, 桩端岩石处于弹性平衡状态, 根据本构关系式(5)有 $\sigma_3 = 0.25\sigma_c$, 取中微风化岩石摩擦角 $\phi = 45^\circ$, $\kappa = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 5.83$, 根据式(1)有: $\sigma_1 = 2.46\sigma_c$; 当 ΔP 继续增加时, 脆性岩石开始进入“流塑”状态, σ_3, σ_1 也增大, 但不再是线性相关增加, 其摩尔强度包络线为曲线, 岩石内摩擦角 ϕ 随可能破坏面上的正应力的变化而变化, μ 将增大, 达到塑性极限平衡状态时, 泊松比达到最大值 $\mu_{\max} = 0.5$, 桩端岩石侧压 $\sigma_3 = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_c = \sigma_c$ 代入(2)式得 $\sigma_1 = 6.83\sigma_c$, 即桩端岩石极限承载力是单轴抗压强度 6.83 倍以上, 国内外模型桩试验已验证了这一点^[3-5].

4 嵌岩桩设计现状分析

根据最新建筑桩基规范^[5], 当按岩石单轴抗压强度确定单桩竖向极限承载力时, 嵌岩段总极限阻力 Q_{rk} 为.

$$Q_{rk} = Q_{rs} + Q_{rp} = \zeta_s f_{rk} \pi d h_r + \zeta_p f_{rk} \frac{\pi}{4} d^2 = \left[\zeta_s \frac{4h_r}{d} \mid \zeta_p \right] f_{rk} \frac{\pi}{4} d^2 \quad (5a)$$

令 $\zeta_r = \zeta_s \frac{4h_r}{d} + \zeta_p, \Lambda_p = \frac{\pi}{4} d^2$ 得:

$$Q_{rk} = \zeta_r A_p f_{rk} \quad (5b)$$

式(5)中: Q_{rs} —嵌岩段极限侧阻力; Q_{rp} —嵌岩段极限端阻力; f_{rk} —岩石饱和单轴抗压强度标准值, 粘土岩取天然湿度单轴抗压强度标准值; h_r —嵌岩深度; d —桩身直径; ζ_s —嵌岩段侧阻力系数; ζ_p —端阻系数. ζ_r —端阻综合系数, 见表 1.

表 1 桩嵌岩段侧阻和端阻综合系数

Table 1 Shaft resistance and tip resistance integrated coefficient-for rock-socketed pile

深径比 h_r/d	0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
极软岩	ζ_r	0.60	0.80	0.95	1.18	1.35	1.48	1.57	1.63	1.70
软岩										
较硬岩	ζ_r	0.45	0.65	0.81	0.90	1.00	1.04	—	—	—
坚硬岩										

从式(5)及表 1 可以看出, 按该条文, 对于硬质岩桩端最大极限阻力 $(Q_{rk})_{\max} = 1.04 A_p f_{rk}$; 对于

软质岩, $(Q_{rk})_{\max} = 1.70A_p f_{rk}$. 这与考虑桩端岩石的实际应力状况有明显的差异. 特别是当桩端承载力不足时, 单纯依靠增加入岩深度来提高既不经济, 又不科学.

5 嵌岩桩设计与工程实例分析

5.1 嵌岩桩设计方法

综上所述, 嵌岩桩设计可按下列步骤进行:

a. 根据勘察资料提供的桩端岩石种类及风化程度或岩石的轴心抗压、抗拉强度 σ_c 、 σ_t 确定岩石内摩擦角 ϕ , 计算围压增大系数 κ ;

b. 在桩顶荷载作用下, 考虑桩端应力 $\sigma_z = \sigma_c$, 限于目前施工技术水平, 从确保桩基安全角度出发, 仅按弹性极限平衡状态计算围压状况下岩石三轴抗压强度 σ_1 . 若 $\sigma_1 \geq f_c$ (桩身混凝土抗压强度设计值), 取 $\sigma_1 = f_c$, 按桩身承载力计算嵌岩桩极限承载力标准值; 若 $\sigma_1 < f_c$, 则按 $Q_{rk} = Q_{rs} + Q_{rp}$ 计算, 鉴于桩侧阻力增强系数未有定量研究结果, Q_{rs} 暂按规范计算, $Q_{rp} = \sigma_1 A_p$, 并按桩身承载力复核;

c. 为保证桩端岩石处于理想三向应力状况, 嵌岩(中微、风化)深度 $\geq 0.5d$, 且不小于 500 mm; 当桩端岩层面有起伏时, 应控制相邻两桩桩底标高差值不得超过该两桩桩端净距的一半; 对于钻孔灌注桩, 应尽量确保桩底清空干净, 当无法保证终孔清空干净时, 应根据沉渣情况采用后压浆注浆工艺, 固化沉渣.

5.2 工程试桩实例分析

湖北省谷城县某医院住院大楼是一栋 16 层病房大楼, 总建筑面积 23 000 m^2 , 高度 55.6 m, 底板埋深 6.3 m (相当于地面以下 5.8 m), 中柱最大轴力 12 000 kN. 地表层为杂填土, 全场地分布, 层厚 2.2~4.0 m. 其他层及桩基设计参数(按桩底沉渣厚度小于 100 考虑)如表 2.

表 2 桩基设计参数

Table 2 The design parameter of pile foundation

层号	土层名称	层厚/m	钻孔灌注桩	
			q_{sia}/kN	q_{pa}/kN
2	粉质粘土 1.4~3.5	30		
3	粉质粘土	1.9~4.6	24	
4	圆砾	3.0~4.4	60	
5-1	粉砂质泥岩强风化	0.5~3.7	70	
5-2	粉砂质泥岩中微风化	>3.8(未揭穿)	120	2 200

岩石饱和单轴抗压强度 $\sigma_c = 6.58 \text{ MPa}$, 抗拉强度为 $\sigma_t = 1.28 \text{ MPa}$.

5.2.1 按规范法设计

采用钻孔灌注桩, 混凝土强度等级 C30, $f_c =$

14.3 (N/mm²), 桩径 800, 设计要求单桩承载力特征值为 2 700 (kN), 静载荷试验时, 单桩极限承载力标准值 5 400 (kN).

按文献[7]第 10.3.3 条公式: $R_a = \psi_p q_{pa} A_p + \mu_p \sum \psi_s q_{sia} l_{is}$ 计算, 不利部位有效桩长为 9.9 m, 嵌入中微风化岩内长度 3 m 才可满足设计要求.

5.2.2 考虑桩端岩石实际应力状态按桩端岩石三轴强度设计

鉴于试桩施工过程中, 钻入中微风化岩 3 m 施工极为困难, 为尽可能减少嵌岩深度, 根据桩端岩石三向受力特点进一步对其承载力进行分析.

a. 中微风化粉砂质泥岩内摩擦角, 参考砂岩, 取最小值 $\phi = 35^\circ$.

b. 围压增大系数 $\kappa = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \approx 3.69$; $\sigma_c = 6.58 \text{ MPa}$.

泊松比为 $\mu = 0.2$, 围压值 $\sigma_3 = 0.25\sigma_c = 1.645 \text{ MPa}$; 桩端面积 $A_p = \pi d^2/4 \approx 502\,655 \text{ mm}^2$;

桩端岩石极限阻力为: $\sigma_1 = \kappa\sigma_3 + \sigma_c = 3.69 \times 1.645 + 6.58 = 12.65 \text{ MPa} < f_c$, 故按 $Q_{rk} = Q_{rs} + Q_{rp}$ 计算(查规范嵌岩段侧阻力系数 $\zeta_s = 0.056$).

$$Q_{rk} = \zeta_s f_{rk} \pi d h_r + \sigma_1 A_p = 0.056 \times 6.58 \times 3.14 \times 800 \times 800 + 12.65 \times 502\,655 = 7\,099\,083 \text{ N} \approx 7\,099 \text{ kN}$$

桩身承载力 N: 桩顶加密螺旋箍筋 $\phi 8@100$, 主筋 IIRB335, 8 $\Phi 18$ ($A_s = 2\,036 \text{ mm}^2$), $\phi_c = 0.70$.

$$N = \phi_c \times f_c A_p + 0.9 f'_y A'_s = 0.70 \times 14.3 \times 502\,655 + 0.9 \times 300 \times 2\,036 = 5\,581\,297 \text{ N} \approx 5\,581 \text{ kN}$$

比较上述计算结果, 取 $Q_{rk} = 5\,581 \text{ kN} > 5\,400 \text{ kN}$, 满足设计要求. 根据上述初步计算结果与粉砂质泥岩层倾斜度情况, 将原设计嵌岩深度 3 m 改为 0.8 m, 进行不同嵌入深度下的静载荷试验(限于建设方原因, 试桩嵌岩深度 1.2~3.2 m, 未按要求做破坏性试验)对比. 试桩于 2005 年 12 月 26~30 日施工完毕, 2006 年 2 月 27 日开始检测, 至 3 月 4 日检测完毕, 静载试验结果见表 3.

表 3 桩静载荷试验结果

Table 3 Pile static loading test results

试桩号	桩径/mm	嵌岩长度/m	最大实验荷载		承载力特征值	
			荷载/kN	沉降/mm	特征值/kN	沉降/mm
1	800	1.5	5 400	8.441	2 700	3.68
2	800	2.2	5 400	20.04	2 700	2.17
3	800	3.2	5 400	10.38	2 700	1.77
4	800	1.2	5 400	10.53	2 700	2.64

因未作破坏性实验, 最大沉降远小于桩基静

载试验要求的 40 mm,根据表 3 可以判定该单桩极限承载力标准值 $>5\,400\text{ kN}$.

6 结 语

嵌岩桩设计,目前大部分仍按建筑桩基技术规范要求来进行桩的承载力计算,但涉及桩侧阻力强化现象与桩端岩石实际应力状态问题,同行学者很少予以关注.虽然桩端岩体内裂隙对其承载力有一定的影响,但并不影响桩端岩石三向约束状况,只要桩端岩石一定范围内无临空面,三向约束的性质就没有改变.本文依据地面一定深度以下岩石的强度特性与本构关系,进行了初步的分析,并结合实际工程试桩实例说明嵌岩桩桩端极限阻力标准值计算方法,其目的是竭尽所能,补充完善现行嵌岩桩设计计算理论.

参考文献:

- [1] 黄醒春.岩石力学[M].北京:高等教育出版社,2005:22-23,38-40.
- [2] 胡德华,宋靖华.端承嵌岩桩桩端阻力研究[J].武汉工程大学学报,2007(3):35-38.
- [3] 刘利明.桩基工程的理论进展与工程实践[M].北京:中国建材工业出版社,2003:62-71,214.
- [4] 王平,丁廷法.嵌岩桩单轴抗压强度和三维作用下桩端承载力[J].山西建筑,2009,35(12):108-109.
- [5] 刘金砺.桩基设计施工与检测[M].北京:中国建材工业出版社,2001:37-45.
- [6] JGJ94-2008 建筑桩基技术规范及条文说明[S].北京:中国建筑工业出版社,2008:263.
- [7] 湖北省建筑科学研究设计院,DB42/242-2003 建筑地基基础技术规范[S].武汉:湖北省质量技术监督局,2003.

Rock strength characteristics and research on rock-socketed pile-tip ultimate resistance

HU De-hua¹, JIANG Tao-rong², PAN Deng¹, ZHANG Xiao-min¹

(1. School of Environmental and Civil Engineering, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China;

2. Hubei Institute of Chemical Research and Designing, Wuhan 430074, China)

Abstract: From the strength of the rock properties and constitutive relation, the depth analysis was made of rock-socketed pile-tip of rock stress state and the phenomenon of pile shaft resistance enhanced into the rock part. The authors expound of the rock pile pit ultimate bearing capacity is much higher than the uniaxial compressive strength in accordance with the calculated based on triaxial compressive strength. The current *Technical Code for Building Pile Foundation* ultimate vertical bearing capacity of a single rock-socketed pile maintain its standard value of the compressive strength of unidirectional stress state unconfined compression strength, distort the actual stress state of the pile pit rock. In this paper, based on analysis of the conclusions the stress state of the pile-tip rock, the concepts and methods of calculation on the ultimate resistance characteristic value of rock-socketed piles is put forward, and pile test in combination with examples of project is described.

Key words: unconfined compression strength; Poisson's rate; triaxial compressive strength; rock socketed pile; ultimate resistance

本文编辑:萧 宁