

# 嵌岩灌注桩竖向承载力不同计算方法分析

尹瑞龙<sup>1,2,3,4,5</sup>, 尚艳坤<sup>5,6\*</sup>, 陈运涛<sup>1,2,3,4,5</sup>, 袁方龙<sup>1,2,3,4,5</sup>

(1. 中交天津港湾工程研究院有限公司, 天津 300222; 2. 港口岩土工程技术交通行业重点实验室, 天津 300222;  
3. 天津市港口岩土工程技术重点实验室, 天津 300222; 4. 中交集团岩土工程重点实验室, 天津 300222;  
5. 中交第一航务工程局有限公司, 天津 300461; 6. 中交一航局第五工程有限公司, 河北 秦皇岛 066002)

**摘要:** 随着工程建设规模发展, 嵌岩灌注桩以其单桩承载力高、沉降量小的优势被广泛应用。为确定其不同竖向承载力计算方法的可靠性, 比较分析《码头结构设计规范》、《建筑桩基技术规范》、《公路桥涵地基与基础设计规范》与考虑桩侧理想弹塑性、双曲线、三折线软化模型和桩端双曲线、三折线模型的荷载位移曲线法以及数值算法之间的差异性, 并应用上述方法计算实际工程中嵌岩灌注桩竖向承载力。结果表明: 规范法计算值均较为保守, 《建筑桩基技术规范》未考虑桩侧摩阻力发挥系数导致竖向极限承载力计算值最大, 与实际值误差在-20%以上; 选取合适的桩侧摩阻力及桩端阻力函数模型对于桩基承载力的计算至关重要, 当桩侧摩阻力函数与桩端阻力函数均为双曲线模型时, 竖向极限承载力误差最小; 荷载位移曲线法与数值算法得到的嵌岩桩竖向极限承载力与实际值的误差均在±5%以内, 研究结论可为嵌岩灌注桩竖向承载力的确定提供参考。

**关键词:** 嵌岩灌注桩; 竖向承载力; 规范计算; 荷载位移曲线; 数值算法

中图分类号: U653.5 文献标志码: A 文章编号: 2095-7874(2025)05-0073-07

doi: 10.7640/zggwjs202505010

## Analysis of different calculation methods for vertical bearing capacity of rock-socketed bored piles

YIN Rui-long<sup>1,2,3,4,5</sup>, SHANG Yan-kun<sup>5,6\*</sup>, CHEN Yun-tao<sup>1,2,3,4,5</sup>, YUAN Fang-long<sup>1,2,3,4,5</sup>

(1. Tianjin Port Engineering Institute Co., Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Co., Ltd., Tianjin 300222, China;  
2. Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering, Ministry of Communications, PRC, Tianjin 300222, China;  
3. Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering of Tianjin, Tianjin 300222, China; 4. Key Laboratory of Geotechnical Engineering of CCCC, Tianjin 300222, China; 5. CCCC First Harbor Engineering Co., Ltd., Tianjin 300461, China;  
6. No.5 Engineering Co., Ltd. of CCCC First Harbor Engineering Co., Ltd., Qinhuangdao, Hebei 066002, China)

**Abstract:** With the development of the scale of engineering construction, rock-socketed bored pile has been widely applied due to its advantages of high single-pile bearing capacity and small settlement. In order to determine the reliability of different vertical bearing capacity calculation methods, the differences among the *Design Code for Wharf Structures*, *Technical Code for Building Pile Foundations*, *Specifications of Design of Foundation of Highway Bridges and Culverts* and the load-displacement curve method and numerical calculation methods considering the ideal elastic-plasticity, hyperbola and three-fold softening model of pile side and hyperbola and three-fold model of pile end are compared and analyzed. The above method is applied to calculate the vertical bearing capacity of rock-socketed bored piles in practical engineering. The results show that the calculated values by codes are conservative, and the *Technical Code for Building Pile Foundations* does not consider calculation coefficient of pile side friction resistance, resulting in the maximum vertical ultimate bearing capacity, and the error between the calculated values and the actual values is more than -20%. It is very important to select the appropriate model of pile side

收稿日期: 2024-05-31 修回日期: 2025-04-08

作者简介: 尹瑞龙 (1997—), 男, 河南洛阳人, 硕士, 工程师, 主要从事海洋岩土与结构物相互作用研究。

\*通讯作者: 尚艳坤, E-mail: shangyankun@chec.bj.cn

friction and pile tip resistance function for the calculation of pile bearing capacity. When the model of pile side friction and pile tip resistance is hyperbolic, the error of vertical ultimate bearing capacity is the smallest. The error between the vertical ultimate bearing capacity of rock-socketed pile obtained by load-displacement curve method and numerical calculation method is less than  $\pm 5\%$ , this conclusion can provide reference for determining the vertical bearing capacity of rock-socketed bored piles.

**Key words:** rock-socketed bored pile; vertical bearing capacity; standard calculation; load displacement curve; numerical method

## 0 引言

近年来,我国公路、桥梁、码头等基础设施建设蓬勃发展,上部荷载逐渐增大,桩基础的直径和长度也随之增大。对于嵌岩灌注桩,因其适应性强、承载力高、桩顶沉降小等众多优点而被广泛应用于工程建设中<sup>[1]</sup>,但由于嵌岩部分的存在使其承载特性不同于传统的桩基础,因此,对嵌岩灌注桩竖向承载的力学机理研究是必不可少的。

目前已有相关学者对嵌岩灌注桩的竖向承载特性进行过研究,其中肖宏彬等<sup>[2]</sup>在桩身荷载传递函数为双曲线模型的基础上,通过迭代法分析得到桩顶的荷载位移曲线;赵明华等<sup>[3]</sup>基于桩周土体加工软化与加工硬化的情况提出了各种土体与岩层的统一模型,桩端土体考虑沉渣作用采用三折线模型,由此建立桩顶位移与桩顶荷载之间的关系式;王明珉等<sup>[4]</sup>开展嵌岩桩力学特性的分析,发现采用荷载传递函数可以描述其单桩力学特性,根据岩土层的荷载传递函数组和桩端持力层分布能获得桩顶荷载位移曲线和桩顶荷载-桩刚度曲线;朱云祥等<sup>[5]</sup>结合静载试验数据,通过有限元 ABAQUS 软件计算获取桩基的荷载位移曲线和沉降规律。虽然研究成果比较多,但在工程建设中,嵌岩灌注桩的承载力估算一般较为保守,从而造成极大的浪费,因此建立适合嵌岩灌注桩的竖向承载力计算方法变得至关重要。

为此,分析常用规范中嵌岩桩竖向承载力的计算方法,基于不同的岩土层荷载传递函数模型求解桩基荷载位移曲线,采用有限元分析桩基竖向承载特性并进行工程实例计算,比较各种计算方法的差异性。

## 1 常见的规范计算方法

### 1.1 码头结构设计规范

JTS 167—2018《码头结构设计规范》<sup>[6]</sup>中嵌岩桩单桩竖向极限承载力计算公式如下:

$$Q_u = U_1 \sum \xi_{ii} q_{ii} l_i + U_2 \xi_s f_{rk} h_r + \xi_p f_{rk} A \quad (1)$$

式中:  $Q_u$  为嵌岩桩单桩竖向极限承载力, kN;  $U_1$ 、 $U_2$  分别为覆盖层桩身周长和嵌岩段桩身周长, m;  $\xi_{ii}$  为桩周第  $i$  层土的侧摩阻力计算系数,与桩径和岩面以上覆盖层厚度相关,  $\xi_s$ 、 $\xi_p$  分别为嵌岩段侧摩阻力和端阻力计算系数,与嵌岩深径比  $h_r/d$  相关,  $\xi_{ii}$ 、 $\xi_s$ 、 $\xi_p$  可按规范<sup>[6]</sup>中给定的参考值选取,无量纲;  $q_{ii}$  为桩周第  $i$  层土的单位面积极限侧摩阻力标准值, kPa;  $l_i$  为桩穿过第  $i$  层土的长度, m;  $f_{rk}$  为岩石饱和单轴抗压强度标准值, kPa;  $h_r$  为桩身嵌入基岩的长度, m;  $A$  为嵌岩段桩端面积,  $m^2$ 。

### 1.2 建筑桩基技术规范

JGJ 94—2008《建筑桩基技术规范》<sup>[7]</sup>中嵌岩桩单桩竖向极限承载力计算公式如下:

$$Q_u = Q_s + Q_r = U_1 \sum q_{ii} l_i + \zeta_r f_{rk} A \quad (2)$$

式中:  $Q_s$ 、 $Q_r$  分别为土的总极限侧摩阻力和嵌岩段总极限阻力, kN;  $\zeta_r$  为嵌岩段侧阻和端阻综合系数,与嵌岩深径比  $h_r/d$ 、岩石软硬程度和成桩工艺相关,可根据规范<sup>[7]</sup>中给定的参考值进行选取,无量纲。

### 1.3 公路桥涵地基与基础设计规范

JTG 3363—2019《公路桥涵地基与基础设计规范》<sup>[8]</sup>中嵌岩桩单桩竖向极限承载力计算公式为:

$$Q_u = c_1 f_{rk} A + U_2 \sum c_{2i} h_i f_{rki} + \frac{1}{2} \zeta_s U_1 \sum q_{ii} l_i \quad (3)$$

式中:  $c_1$ 、 $c_2$  分别为端阻力与第  $i$  层岩石的侧摩阻力计算系数,均与岩石强度、岩石破碎程度等因素相关,可根据规范<sup>[8]</sup>查表获得,无量纲;  $h_i$  为桩身嵌入第  $i$  层岩石的深度, m;  $f_{rki}$  为第  $i$  层岩石的  $f_{rk}$  值, kPa;  $\zeta_s$  为覆盖土层的侧摩阻力发挥系数。

## 2 考虑桩顶位移的承载力计算方法

### 2.1 桩基荷载传递方程

假定桩身位移随深度变化的函数为  $S(z)$ , 桩身轴力函数为  $P(z)$ , 桩基外侧摩阻力函数为  $\tau(z)$ , 桩身横截面周长为  $U$ , 则桩基受力示意图如图 1

所示。图中  $S_0$  为桩顶处的桩身位移,  $P_0$  为桩顶处的桩身轴力,  $dP(z)$  为微分段  $dz$  的轴力变化量, 取深度  $z$  处的微分段  $dz$  进行受力分析, 依据力学平衡条件可得下式:

$$\tau(z)Udz + P(z) + dP(z) = P(z) \quad (4)$$

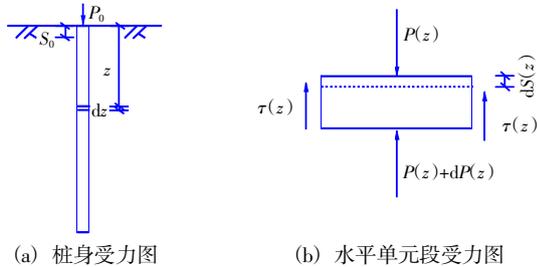


图1 桩基受力示意图

Fig. 1 Force diagram of pile foundation

将桩基看作线弹性体, 则微分段  $dz$  的压缩量

$dS(z)$  为:

$$dS(z) = -\frac{P(z)}{EA} dz \quad (5)$$

由式(4)、式(5)可得到桩基荷载传递的基本方程:

$$\frac{d^2S(z)}{dz^2} - \frac{U}{EA} \tau(z) = 0 \quad (6)$$

式中:  $E$  为桩身弹性模量, kPa。

### 2.2 桩土(岩)荷载传递函数

桩土(岩)荷载传递函数为荷载传递特性的近似反映, 已有许多学者采用函数进行拟合<sup>[2-3, 9-10]</sup>。其中, 桩侧摩阻力函数一般采用理想弹塑性模型、双曲线模型、三折线软化模型, 见图2。桩端阻力函数一般采用双曲线模型、三折线模型, 见图3。函数表达式见表1。

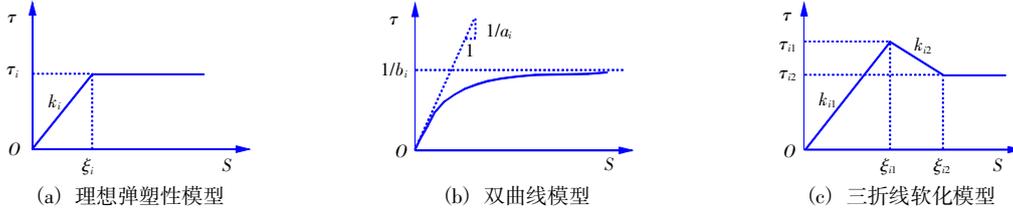


图2 桩侧摩阻力函数模型

Fig. 2 Pile side friction resistance function model

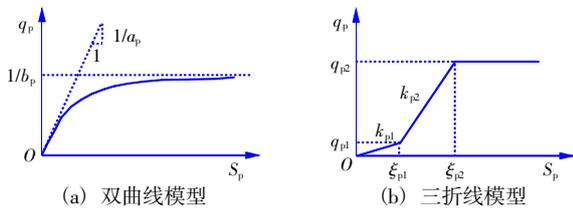


图3 桩端阻力函数模型

Fig. 3 Pile tip resistance function model

表1 桩土荷载传递函数表达式

Table 1 Expression of load transfer function of pile and soil

函数类型	函数模型	函数表达式
桩侧摩阻力函数	理想弹塑性模型	$\tau(z) = \begin{cases} k_i S(z) & (S(z) < \xi_i) \\ \tau_i & (S(z) \geq \xi_i) \end{cases} \quad (7)$
	双曲线模型	$\tau(z) = \frac{S(z)}{a_i + b_i S(z)} \quad (8)$
	三折线软化模型	$\tau(z) = \begin{cases} k_{i1} S(z) & (S(z) < \xi_{i1}) \\ \tau_{i1} + k_{i2}(S(z) - \xi_{i1}) & (\xi_{i1} \leq S(z) < \xi_{i2}) \\ \tau_{i2} & (S(z) \geq \xi_{i2}) \end{cases} \quad (9)$
桩端阻力函数	双曲线模型	$q_p = \frac{S_p(z)}{a_p + b_p S_p(z)} \quad (10)$
	三折线模型	$q_p = \begin{cases} k_{p1} S_p(z) & (S_p(z) < \xi_{p1}) \\ q_{p1} + k_{p2}(S_p(z) - \xi_{p1}) & (\xi_{p1} \leq S_p(z) < \xi_{p2}) \\ q_{p2} & (S_p(z) \geq \xi_{p2}) \end{cases} \quad (11)$

注:  $S_p(z)$  为桩端位移随深度变化的函数。

图2中  $S$  为桩土相对位移,  $m$ ;  $\tau$  为桩侧摩阻力, kPa;  $k_i$  为第  $i$  层土桩侧摩阻力传递系数, kPa/m;  $\tau_i$  为第  $i$  层土极限侧摩阻力, kPa;  $\xi_i$  为第  $i$  层土达到极限侧摩阻力时的位移, m;  $a_i$ 、 $b_i$  分别为桩侧第  $i$  层土的荷载传递参数,  $a_i$  单位 m/kPa,  $b_i$  单位  $kPa^{-1}$ ;  $k_{i1}$  为第  $i$  层土弹性阶段桩侧摩阻力传递系数, kPa/m;  $\tau_{i1}$  为第  $i$  层土弹性阶段极限侧摩阻力, kPa;  $\xi_{i1}$  为第  $i$  层土达到弹性阶段极限侧摩阻力时的位移, m;  $k_{i2}$  为第  $i$  层土软化阶段桩侧摩阻力传递系数, kPa/m;  $\tau_{i2}$  为第  $i$  层土软化阶段极限侧摩阻力, kPa;  $\xi_{i2}$  为第  $i$  层土达到软化阶段极限侧摩阻力时的位移, m。

图3中  $S_p$  为桩端土体相对位移, m;  $q_p$  为桩端阻力, kPa;  $a_p$ 、 $b_p$  分别为桩端土的荷载传递参数,  $a_p$  单位 m/kPa,  $b_p$  单位  $kPa^{-1}$ ;  $k_{p1}$  为仅桩端沉渣阻力作用时桩端阻力传递系数, kPa/m;  $q_{p1}$  为桩端沉渣阻力达极限时的极限侧摩阻力, kPa;  $\xi_{p1}$  为桩端沉渣阻力达极限时的桩端位移, m;  $k_{p2}$  为桩端基岩阻力作用时的桩端阻力传递系数, kPa/m;  $q_{p2}$  为桩端基岩阻力达极限时极限侧摩阻力, kPa;  $\xi_{p2}$  为桩端基岩阻力达极限时的桩端位移, m。

### 2.3 桩基荷载位移曲线计算公式

本文采用迭代法<sup>[2]</sup>进行计算。将桩等分为  $n$  段，并使其分段界面与天然土层界面重合，假定桩端土体相对位移为  $S_p$ ，依据下列公式可计算出第  $n$  段桩身轴力  $P_n$  和桩身顶面处位移量  $S_n$ ，将第  $n$  段桩身轴力  $P_n$  作为第  $n-1$  段桩端反力  $P_p'$ ，第  $n$  段桩身顶面处位移量  $S_n$  作为第  $n-1$  段桩端位移量  $S_p'$ ，逐步进行迭代，可求解出桩顶处的桩身轴力  $P_0$  和桩顶处的桩身位移  $S_0$ 。

桩端反力：

$$P_p = A q_p \tag{12}$$

第  $n$  段桩身轴力增量：

$$\Delta P_n = U \Delta l_n \tau_n \tag{13}$$

第  $n$  段桩身平均轴力：

$$\bar{P}_n = \frac{P_p + P_n}{2} = \frac{P_p + P_p + \Delta P_n}{2} = P_p + \frac{\Delta P_n}{2} \tag{14}$$

第  $n$  段桩身压缩量：

$$\Delta S_n = \frac{\bar{P}_n}{EA} \Delta l_n \tag{15}$$

第  $n$  段桩身顶面处位移量：

$$S_n = S_p + \Delta S_n \tag{16}$$

式中： $P_p$  为桩端反力，kN； $\Delta P_n$  为第  $n$  段桩身轴力增量，kN； $\Delta l_n$  为第  $n$  段桩身长度，m； $\tau_n$  为第  $n$  段桩身单位侧摩阻力，kPa； $\bar{P}_n$  为第  $n$  段桩身平均轴力，kN； $\Delta S_n$  为第  $n$  段桩身压缩量，m。

式(12)中  $q_p$  依据式(10)和式(11)进行求解，式(13)中  $\tau_n$  依据式(7)、式(8)和式(9)进行求解，第  $n$  段桩桩土相对位移与桩端土体相对位移  $S_p$  取值相等。

### 3 计算方法对比

为分析各计算方法适用于嵌岩灌注桩竖向承载力计算的可靠性及差异性，对 Carrubba 中 1 号嵌岩桩<sup>[4]</sup>进行承载力计算，并与桩基静载试验结果进行对比。1 号嵌岩桩为意大利的一个高架桥桩基础之一，该区域的地质情况为托斯卡纳中部上新世、上新世和第四纪的典型海相系列，基底砾岩开始形成于上中新世的海侵过程中，场地土层及岩层相关参数见表 2。1 号桩基直径为 1.2 m，桩长为 18.5 m，嵌岩深度为 7.5 m，岩体上覆土层厚度为 11 m。

表 2 地基土设计参数建议表

Table 2 Suggested design parameters of foundation soil

岩土层名称	厚度 $h/m$	天然重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 $E/\text{MPa}$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	桩周第 $i$ 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值 $q_{ti}/\text{MPa}$	岩石饱和单轴抗压强度标准值 $f_{tk}/\text{kPa}$
腐质黏性土	3.0	17.0	5	10	12	30	
黏土	1.4	18.5	12	26	17	50	
砂质黏土	4.0	19.0	15	15	27	65	
砾质黏土	2.6	19.2	18	10	28	80	
泥灰岩	7.5	26.0	200	400	35		900

试验采用缓慢维持的加载方式进行加载测试。轴向载荷通过 5 个液压千斤顶传递到桩顶，液压千斤顶作用于 12 MN 荷载的平台，如图 4 所示。

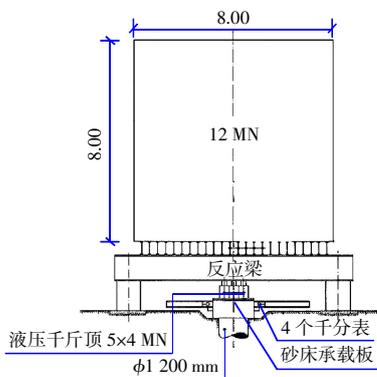


图 4 1 号桩荷载试验布置(m)

Fig. 4 Load test arrangement of No.1 pile (m)

试验过程分为 3 个加载-卸载阶段，最大轴向载荷分别为 4 MN、6 MN 和 10 MN。加载过程中，每 10 min 测量 1 次桩顶沉降，直到稳定。其中假设零沉降率为 0.05 mm/min。静载试验结果见图 5。

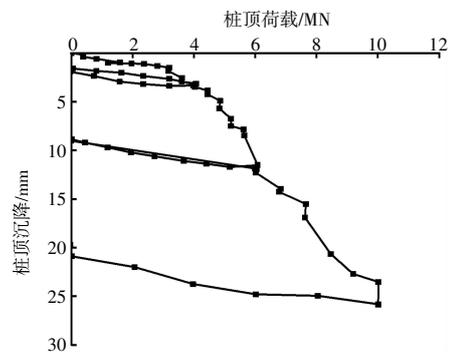


图 5 1 号桩试验结果

Fig. 5 Test results of No.1 pile

由图5可知,1号桩竖向极限承载力为5.9MN。

3.1 规范法

依据式(1)一式(3)对1号桩基竖向极限承载力进行计算,结果见表3。

表3 不同规范计算的桩基竖向极限承载力

Table 3 Vertical ultimate bearing capacity of pile foundation calculated by different codes MN

规范	桩端总阻力	嵌岩段桩侧总阻力	非嵌岩段桩侧总阻力	竖向极限承载力
《码头结构设计规范》	0.12	1.78	1.47	3.37
《建筑桩基技术规范》		1.67	2.69	4.36
《公路桥涵地基与基础设计规范》	0.61	1.27	1.35	3.23

由表3可知,采用规范法计算嵌岩桩竖向极

限承载力均小于试验值5.9MN,《码头结构设计规范》与《公路桥涵地基与基础设计规范》计算值较为接近,分别比试验值小2.53MN和2.67MN,误差在-40%以上,不同规范中《建筑桩基技术规范》计算值最大,比试验值小1.54MN,误差-26.1%;《建筑桩基技术规范》计算非嵌岩段总阻力时,未考虑嵌入岩土对侧摩阻力的影响,缺少侧摩阻力发挥系数,导致非嵌岩段总阻力偏大,从而竖向极限承载力较大。

3.2 荷载位移曲线法

根据上述桩土(岩)荷载传递函数,计算不同工况下桩基荷载位移曲线和竖向极限承载力,计算工况见表4。其中不同工况下极限侧摩阻力与极限端阻力相同。不同工况下桩基荷载位移曲线如图6所示。

表4 桩基荷载位移曲线计算工况

Table 4 Calculation condition of pile foundation load displacement curve

计算工况	桩侧摩阻力函数类型及参数	桩端阻力函数类型及参数	竖向极限承载力/MN
工况一	理想弹塑性模型 (土体: $k_i=25$ MPa/m, $\tau_i=0.08$ MPa; 岩层: $k_i=100$ MPa/m, $\tau_i=0.14$ MPa)	双曲线模型 ( $1/a_p=220$ MPa/m, $1/b_p=5.3$ MPa)	7.75
工况二	双曲线模型 (土体: $1/a_i=25$ MPa/m, $1/b_i=0.08$ MPa; 岩层: $1/a_i=100$ MPa/m, $1/b_i=0.14$ MPa)		6.13
工况三	三折线软化模型 (土体: $k_{i1}=25$ MPa/m, $\tau_{i1}=0.12$ MPa, $k_{i2}=-20$ MPa/m, $\tau_{i2}=0.08$ MPa; 岩层: $k_{i1}=100$ MPa/m, $\tau_{i1}=0.2$ MPa, $k_{i2}=-75$ MPa/m, $\tau_{i2}=0.14$ MPa)		9.43
工况四	理想弹塑性模型(同工况一)	三折线模型 ( $k_{p1}=100$ MPa/m, $q_{p1}=0.5$ MPa, $k_{p2}=220$ MPa/m, $q_{p2}=5.3$ MPa)	7.67
工况五	双曲线模型(同工况二)		5.50
工况六	三折线软化模型(同工况三)		9.17

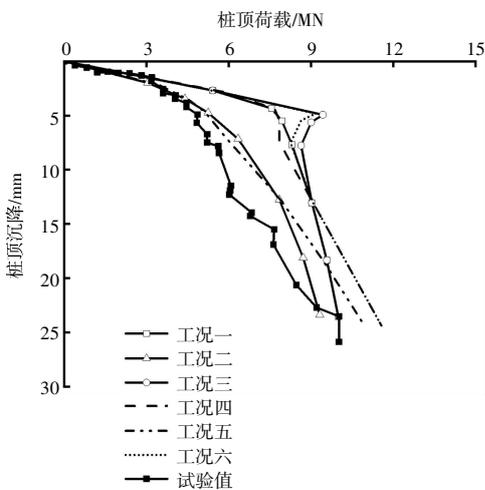


图6 不同工况下桩基荷载位移曲线

Fig. 6 Load displacement curve of pile foundation under different working conditions

由表4和图6可知,采用不同荷载传递函数计算得到的桩基荷载位移曲线及竖向极限承载力不同。工况二竖向极限承载力为6.13MN,比试验值大0.23MN,误差3.9%,表明桩侧、桩端荷载传递函数均采用双曲线模型计算得到的荷载位移曲线与试验结果吻合良好。工况一比工况二竖向极限承载力大1.62MN,工况四比工况五竖向极限承载力大2.17MN,分析原因是工况一和工况四桩侧荷载传递函数为理想弹塑性模型,相同桩身位移发挥的桩侧摩阻力比双曲线模型时的桩侧摩阻力大;工况三比工况一竖向极限承载力大1.68MN,工况六比工况四竖向极限承载力大1.5MN,主要是由于工况三与工况六桩侧荷载传递函数采用三折线软化模型,弹性阶段极限侧摩阻力较大;工况四、工况五和工况六桩端荷载传递函

数采用三折线模型，考虑桩底沉渣的影响，导致工况四比工况一竖向极限承载力小 0.08 MN，工况五比工况二竖向极限承载力小 0.63 MN，工况六比工况三竖向极限承载力小 0.26 MN。

### 3.3 数值计算法

数值计算法综合考虑多种因素的影响，相比较于传统的理论计算方法更为准确。同样以 Car-rubba 中 1 号嵌岩桩为例<sup>[11]</sup>，建立嵌岩桩三维有限元模型。地基土模型径向长度取 10 倍桩径 12 m，竖向高度取 2 倍桩长 37 m。其中岩土体计算参数与试验岩土体参数取值一致，见表 2，岩土体的应力应变关系采用 Mohr-Coulomb 本构模型，桩身为弹性材料，弹性模量为 31 500 MPa。桩身采用生死单元置于土体中。对地基土模型施加边界条件，侧面  $x$ 、 $y$  方向约束，底面  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向约束。桩土(岩)之间接触采用 Coulomb 摩擦接触。桩身施加重力，土体施加重力和预应力场。设置参考点，与桩顶表面耦合，对其施加竖向位移荷载  $S_v$  为 30 mm。网格单元类型为实体单元 C3D8，径向网格单精度布种 0.12~1.2 m，竖向网格均匀布种 1 m。嵌岩桩模型如图 7 所示。

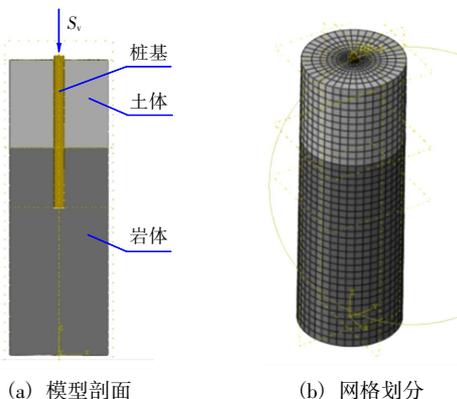


图 7 嵌岩桩模型

Fig. 7 Rock-socketed pile model

将数值计算法桩基荷载位移曲线与试验结果进行对比，如图 8 所示。由图 8 可知，桩基荷载位移曲线吻合良好，说明有限元计算方法的合理性。1 号桩竖向极限承载力试验值为 5.9 MN，有限元计算值为 5.64 MN，比试验值小 0.26 MN，误差 -4.4%。数值计算法中竖向位移云图如图 9 所示。由图 9 可知，竖向静载条件下，桩顶产生的位移主要是由桩端位移和桩身压缩量组成；竖向位移沿桩身从桩端至桩顶逐渐增大。

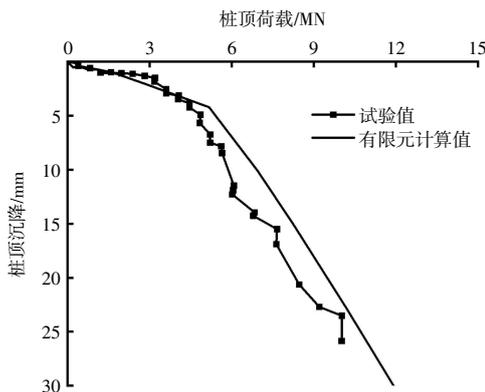


图 8 1 号嵌岩桩有限元计算结果

Fig. 8 Finite element calculation results of No.1 rock-socketed pile

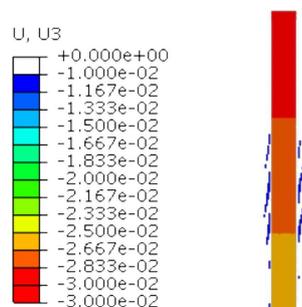


图 9 1 号嵌岩桩位移云图

Fig. 9 Displacement cloud map of No.1 rock-socketed pile

### 3.4 结果对比分析

根据静载试验结果，1 号嵌岩桩竖向极限承载力为 5.9 MN，规范法计算桩基竖向极限承载力均较为保守，其中《建筑桩基技术规范》竖向极限承载力计算值为 4.36 MN，误差 -26.1%，《码头结构设计规范》与《公路桥涵地基与基础设计规范》竖向极限承载力计算值分别为 3.37 MN 和 3.23 MN，误差在 -40% 以上，不同规范中单位侧摩阻力、侧摩阻力发挥系数、单位端阻力及端阻力发挥系数取值基本一致，竖向极限承载力计算值都偏小原因可能是桩端岩石饱和单轴抗压强度标准值  $f_{rk}$  取值较小；荷载位移曲线法中桩侧摩阻力与桩端阻力函数类型都为双曲线模型时符合现场实际条件，荷载位移曲线与试验结果基本吻合，此方法竖向极限承载力为 6.13 MN，误差 3.9%；数值计算法荷载位移曲线也与试验结果吻合良好，嵌岩桩竖

向极限承载力计算值为 5.64 MN, 误差-4.4%。

#### 4 结语

通过理论分析、数值模拟与工程实例计算,对嵌岩灌注桩竖向承载力计算方法进行对比分析,得到如下结论:

1) 采用规范法计算嵌岩桩竖向极限承载力较为保守,其中《建筑桩基技术规范》未考虑桩侧摩阻力发挥系数,竖向极限承载力最大,与试验值误差为-26.1%,工程应用中采用规范法计算嵌岩桩竖向极限承载力时建议乘以 1.2~1.5 倍,并结合静载试验确定。

2) 计算桩基荷载位移曲线应选择合适的桩土(岩)荷载传递函数,嵌岩桩桩侧摩阻力及桩端阻力的发挥规律在桩基荷载位移曲线上会有所体现;荷载位移曲线法中桩侧摩阻力函数与桩端阻力函数均为双曲线模型时,与试验荷载位移曲线基本一致,竖向极限承载力计算值误差为 3.9%。

3) 数值算法桩基荷载位移曲线与试验荷载位移曲线吻合良好,嵌岩桩竖向极限承载力计算值误差为-4.4%;荷载位移曲线法与数值算法竖向极限承载力计算值误差均在 $\pm 5\%$ 以内,较为符合实际值。

4) 规范法与数值算法使用时应获取准确的土体参数,荷载位移曲线法使用时应获取恰当的桩侧摩阻力函数及桩端阻力函数,规范法简单但误差大,荷载位移曲线法和数值算法复杂但误差小,各有优劣。

#### 参考文献:

- [1] 雷勇. 嵌岩桩竖向承载机理及其承载力计算方法研究[D]. 长沙:湖南大学,2011.  
LEI Yong. The vertical bearing mechanism and bearing capacity calculation methods of rock-socketed pile[D]. Changsha: Hunan University, 2011.
- [2] 肖宏彬,钟辉虹,张亦静,等. 单桩荷载-沉降关系的数值模拟方法[J]. 岩土力学,2002(5):592-596.  
XIAO Hong-bin, ZHONG Hui-hong, ZHANG Yi-jing, et al. Numerical iteration method for determining load-settlement relationship of a single pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002(5): 592-596.
- [3] 赵明华,杨明辉,曹文贵,等. 确定嵌岩灌注桩竖向承载力的荷载传递法[J]. 岩石力学与工程学报,2004(8):1398-1402.  
ZHAO Ming-hua, YANG Ming-hui, CAO Wen-gui, et al. Load transfer method for determining vertical bearing capacity of rock-socketed filling pile[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004(8): 1398-1402.
- [4] 王明珉,刘攀,余冠民,等. 嵌岩桩荷载传递函数及非线性桩刚度确定方法[J]. 建筑结构,2023,53(23):46-50.  
WANG Ming-min, LIU Pan, YU Guan-min, et al. Method to obtain load transfer function and non-linear pile stiffness of rock socketed pile[J]. Building Structures, 2019, 53(23): 46-50.
- [5] 朱云祥,陈哲,方瑜,等. 灌注桩竖向承载力静载试验与有限元模拟[J]. 结构工程师,2021,37(4):152-159.  
ZHU Yun-xiang, CHEN Zhe, FANG Yu, et al. Static load test and finite element simulation of vertical bearing capacity of bored piles [J]. Structural Engineers, 2021, 37(4): 152-159.
- [6] JTS 167—2018,码头结构设计规范[S].  
JTS 167—2018, Design code for wharf structure[S].
- [7] JGJ 94—2008,建筑桩基技术规范[S].  
JGJ 94—2008, Technical code for building pile foundation[S].
- [8] JTG 3363—2019,公路桥涵地基与基础设计规范[S].  
JTG 3363—2019, Code for design of foundation of highway bridge and culverts[S].
- [9] 佐藤悟. 基桩承载力机理[J]. 土质工学会誌,1965,1(1):1-5.  
SATO Satoru. Bearing capacity mechanism of foundation piles[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society, 1965, 1(1): 1-5.
- [10] 杨桦,杨敏. 荷载传递法研究单桩荷载-沉降关系进展综述[J]. 地下空间与工程学报,2006(1):155-159,165.  
YANG Hua, YANG Min. Development of load-transfer method for settlement calculation of single pile[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006(1): 155-159, 165.
- [11] CARRUBBA P. Skin friction on large-diameter piles socketed into rock[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(2): 230-240.