

DOI: 10.11779/CJGE201406003

# 考虑软岩剪胀效应的嵌岩桩荷载传递机理分析

赵明华, 夏润炎, 尹平保, 杨超炜, 徐卓君

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘要:** 嵌岩桩在竖向荷载作用下, 桩-岩结构面剪胀效应对侧阻力的发挥过程具有重要影响。首先, 根据软岩中嵌岩桩桩-岩结构面的一种非平面剪切破坏模式, 利用滑移线场法求解了发生剪切破坏时的荷载值及剪切位移值, 建立了桩-岩结构面剪切函数, 并通过现有的室内模型试验验证了该剪切函数的合理性。其次, 基于桩-岩结构面剪切函数, 建立了考虑软岩剪胀效应的嵌岩段桩身荷载传递方程, 导得了嵌岩桩桩身荷载传递表达式。在此基础上, 进一步分析探讨了桩-岩结构面粗糙度、岩石力学性质及桩-岩结构面法向刚度等因素对塑性阶段侧阻力分布的影响。最后以某实际工程为例, 计算得到了桩身荷载传递曲线, 并将其与实测曲线进行对比发现计算曲线与实测曲线吻合较好, 验证了计算方法的适用性。

**关键词:** 桩基础; 嵌岩桩; 软岩; 荷载传递; 剪胀效应

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)06-1005-07

作者简介: 赵明华(1956-), 男, 湖南洞口人, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础及软土地基处理等研究。E-mail: mhzhaohd@21cn.com

## Load transfer mechanism of socketed piles considering shear dilation effects of soft rock

ZHAO Ming-hua, XIA Run-yan, YIN Ping-bao, YANG Chao-wei, XU Zhuo-jun

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** For the socketed piles under vertical load, pile-rock joint shear dilation effect has a great influence on side friction. This issue is based on a nonplanar failure model of pile-rock joint. Firstly, the value of shear force is solved when asperity fails by means of the slip-line field theory, and the corresponding shear displacement is obtained. A shear function is established based on the shear dilation mechanism, and the comparison with the experimental results shows a good correspondence. Secondly, based on the derived shear function, the load transfer equations for the pile are established considering the dilation effects, and the expression for load transfer of the pile is deduced. Furthermore, the effect of several parameters on plastic shear force is analyzed, such as joint roughness and rock strength and normal stiffness. Finally, a project is taken as an example, and the load transfer curve of the pile is calculated and compared with the measured one. The results are in good agreement with the measured data, which verifies the availability of the proposed method.

**Key words:** pile foundation; socketed pile; soft rock; load transfer; shear dilation effect

## 0 引言

嵌岩桩的承载能力主要由侧阻力和端阻力两部分组成, 然而二者之间的大小关系, 尚需进一步深入探讨。梁晋渝等<sup>[1]</sup>对嵌岩长桩的研究发现: 桩端阻力所占比例很小(10%~20%), 有时甚至为零, 基桩的承载力几乎由侧阻力控制。因此开展嵌岩桩侧阻力发挥机理的研究, 具有重要的理论及工程应用价值。

迄今对嵌岩桩侧阻力发挥机理进行了很多研究。Rosenberg 等<sup>[2]</sup>通过现场试验发现: 桩侧阻力承担总荷载的绝大部分, 桩岩模量比越大, 侧阻力值也越大, 但其并没有考虑桩顶位移大小、桩岩界面特性等因素

对侧阻力的影响。Pells 等<sup>[3]</sup>通过有限元法对桩侧阻力进行了数值分析发现: 增大桩岩界面粗糙度能减少桩顶沉降, 但其只考虑了桩全长平均侧阻力发挥特性, 没有考虑局部剪切力沿深度逐渐发挥的过程。Patton<sup>[4]</sup>对岩-岩结构面剪切特性研究后认为结构面剪切过程必须考虑剪胀角的影响; Barton 等<sup>[5]</sup>提出了剪胀角与结构面的几何特性之间的经验关系; Rowe 等<sup>[6]</sup>研究发现桩-岩结构面与岩-岩结构面的剪切特性类似, 受界

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278187)

收稿日期: 2013-08-18

面粗糙度影响很大; Johnston 等<sup>[8]</sup>推导了规则三角形界面粗糙体模型剪切力与剪切位移的关系, 提供了使用理论模型分析粗糙结构面剪切过程的思路; 在此基础上, Kodikara 等<sup>[9]</sup>采用不规则的三角形粗糙体模型分析了桩-岩结构面剪切行为, 认为结构面最终进入塑性阶段都会伴随着粗糙体的剪断; Seidel 等<sup>[10]</sup>利用分形几何建立桩岩界面粗糙体模型, 研究了粗糙体高度、剪胀角等粗糙度计算参数与分形维数之间的关系; Hassan 等<sup>[11]</sup>采用正弦波状粗糙体模型分析了结构面剪切过程。以上分析模型中均将粗糙体剪切破坏面假定为平面。然而, Gu 等<sup>[12]</sup>通过对砂岩(单轴抗压强度 8.7~23.1 MPa)进行室内大型直剪试验发现: 对于软岩而言, 结构面最终进入塑性阶段时粗糙体破坏面为曲面而非平面。因前述研究的粗糙体剪切破坏面假定与实际情况存在较大差异, 从而可能导致其计算结果不够准确。

鉴于此, 本文针对较软岩和软岩(极软岩视情况而定)中桩岩结构面粗糙体剪切破坏模式, 求解粗糙体剪切破坏时的剪切位移, 建立考虑剪胀效应的剪切函数; 并以此为基础, 分析探讨无上覆层嵌岩桩中桩-岩结构面粗糙度计算参数、岩石力学性质和桩-岩结构面法向刚度等因素对桩-岩结构面荷载传递特性的影响; 进而分析某实际工程中嵌岩桩的荷载传递机理。

## 1 桩侧摩阻力计算模型

### 1.1 基本假设

为便于建立考虑剪胀效应的桩-岩结构面剪切计算模型, 提出以下假设: ①桩-岩结构面为规则三角形接触, 起伏角度相同; ②考虑到桩-岩结构面黏结力较小且不便量测<sup>[7]</sup>, 故不计黏结力的影响; ③较于岩石, 桩身的强度及模量均更大, 岩石先于桩体破坏; ④虽然初始法向应力对桩-岩结构面的剪切行为有一定影响, 但由于灌注桩成孔过程中的应力释放<sup>[14]</sup>, 实际成桩之后初始法向应力通常已经较小, 故可忽略初始法向应力的影响; ⑤岩石表面粗糙体被剪断, 进入剪切滑移阶段后, 桩表面继续沿着被剪断的岩石表面粗糙体滑动, 而被剪断的岩石粗糙体则沿着剪切破坏面滑动, 综合以上 2 种运动趋势, 假定进入塑性阶段法向位移不再增加。

### 1.2 发生剪切破坏时剪切位移的求解

由假定③可知软岩中桩-岩结构面在发生剪切破坏时, 破坏面为曲面<sup>[12]</sup>, 如图 1 所示。相对于桩-岩结构面的作用力, 粗糙体自重可以忽略, 据此利用滑移线场法中无重力钝角楔体的解答(顶角  $\alpha > \pi/2$ )来

计算破坏极限荷载, 如图 2 所示。

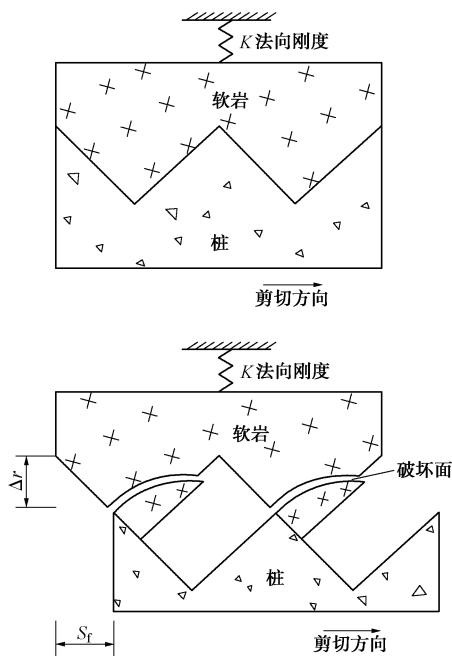


图 1 软岩结构面粗糙体剪切破坏模式示意图

Fig. 1 Sketch of shear failure model of asperity in soft rock joint

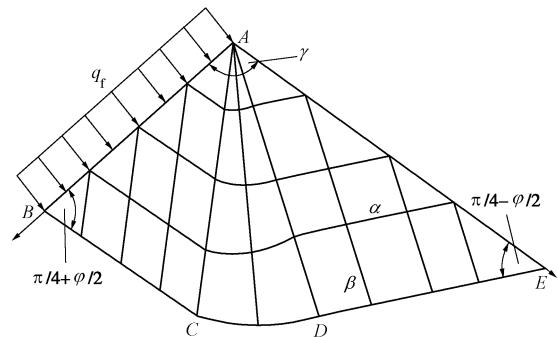


图 2 无重力钝角楔体滑移线场模型

Fig. 2 Obtuse angle slip-field model of weightless wedge

根据文献[15], ADE 为自由边界影响区, 满足柯西条件, 区域内两族滑移线为直线, 由滑移线场性质可知区域内应力均匀分布。ACD 区域为蜕化黎曼边界问题, AD 为  $\beta$  族线。在 ABC 区域内属于混合边界问题, AC 是滑移线。ABC 区域内两组滑移线均为直线, 根据滑移线的性质, 可知该区域属于均匀应力区。则 ABC 内:

$$\bar{p} = \frac{c \cot \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp[(2\gamma - \pi) \tan \varphi] , \quad (1)$$

式中,  $c$  为岩石黏聚力,  $\varphi$  为内摩擦角,  $\alpha$  为楔体顶角。

根据图 3 所示的应力莫尔圆, 极限应力  $q_f$  的表达式为

$$q_f = \bar{p} + \bar{p} \sin \varphi - c \cot \varphi . \quad (2)$$

联立式(1)、(2)可得

$$q_f = c \cot \varphi \left\{ \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp[(2\gamma - \pi) \tan \varphi] - 1 \right\} \quad (3)$$

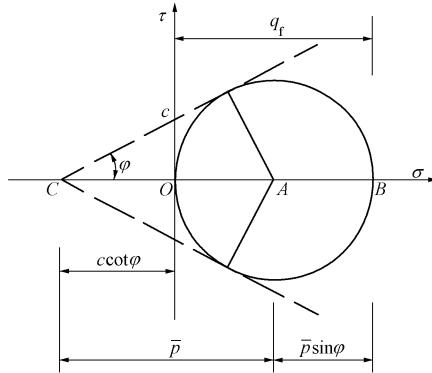


图3 单边受荷楔体的应力莫尔圆

Fig. 3 Mohr circle of stress with unilaterally loaded wedge

由于接触面存在三角形粗糙体,发生剪切位移的同时会产生法向膨胀。图4为规则三角形粗糙体的剪胀示意图,图4中 $\lambda$ 为规则三角形粗糙体半波长,  $\sigma_{nl}$ 为垂直桩-岩接触面上的法向应力。根据图4的几何关系可知剪切位移与法向膨胀的关系为

$$\Delta r = \Delta s \tan \theta \quad (4)$$

式中,  $\Delta r$  表示法向膨胀量,  $\Delta s$  表示剪切位移增量,  $\theta$  表示剪胀角。

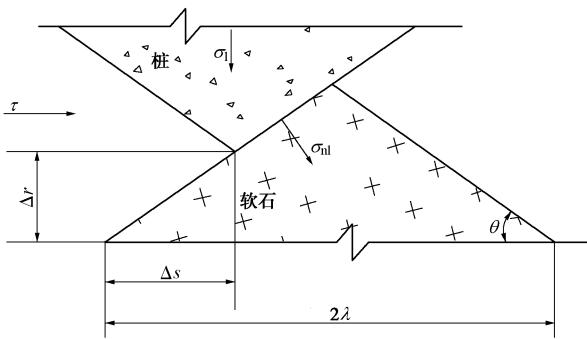


图4 规则三角粗糙体的剪胀图示

Fig. 4 Sketch of shear dilation of regular triangular asperity

Johnston 等<sup>[8]</sup>指出,对于嵌岩桩而言,工作条件下的桩岩界面剪切条件接近常法向刚度,则根据弹性力学厚壁圆筒理论可得

$$\Delta \sigma = \Delta r K \quad (5)$$

式中,  $\Delta \sigma$  表示法向应力增量, 法向刚度  $K = E_r / [(1+\nu)r]$ ,  $E_r$  为岩石弹性模量,  $\nu$  为岩石泊松比,  $r$  为桩半径。

对于无填充物的结构面,根据 Patton<sup>[4]</sup>给出的公式可知剪应力与法向应力关系为

$$\tau_f = \sigma_n \tan(\varphi_b + \theta) \quad (6)$$

式中,  $\sigma_n$  为桩-岩结构面法向应力,  $\varphi_b$  为桩-岩结构面摩擦角。

由图4可知, 垂直桩-岩接触面上有

$$\sigma_{nl} = 2(\sigma_n \cos \theta + \tau \sin \theta) \lambda / (\lambda - \Delta s) \quad (7)$$

接触面上应力达到极限值时发生剪切破坏,即  $\sigma_{nl} = q_f$ , 联立式(3)~(7)消去  $\Delta r$  可得发生剪切破坏时的剪切位移为

$$s_f = \Delta s = \frac{\lambda q_f}{q_f + 2\lambda \zeta_\theta K \tan \theta} \quad , \quad (8)$$

式中,

$$\zeta_\theta = \cos \theta + \sin \theta \tan(\varphi_b + \theta) \quad . \quad (9)$$

### 1.3 剪切函数的建立

嵌岩桩受到上部荷载作用时,以桩-岩结构面粗糙体发生剪切破坏作为分界点,可以将桩-岩结构面的剪切行为分为2个阶段:①滑移剪胀阶段:法向应力较小时,结构面处于弹性阶段,桩体表面粗糙体沿着岩石表面粗糙体爬坡而发生剪胀效应,桩岩接触面积逐渐减小。②剪切滑移阶段:由于剪胀效应,剪切位移的增大伴随着法向应力的增长,当接触面积减小到一定程度,最终使得岩石表面三角形规则粗糙被剪断,结构面进入塑性阶段,根据假设⑤知此后结构面法向位移不再增加,则桩-岩结构面法向应力不再增加,剪切抗力值也不再发生变化。剪切滑移阶段的剪切函数表达式为

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_r \quad . \quad (10)$$

联立式(4)~(10)即可得到相应的剪切函数:

$$\tau = \begin{cases} K \tan \theta \tan(\varphi_b + \theta) s & (s \leq s_f) \\ K \tan \theta \tan \varphi_r s_f & (s > s_f) \end{cases} \quad , \quad (11)$$

式中,  $\varphi_r$  为桩-岩结构面残余摩擦角,  $s$  为剪切位移。

### 1.4 试验验证

为验证上述模型及剪切函数的可行性,现以文献[20]中的桩-岩结构面室内大型直剪试验为例来分析计算该试验中桩-岩结构面的剪切特性。利用上述计算方法得到的计算结果曲线与文献[20]的试验实测曲线对比如图5所示。具体的计算参数如下:法向刚度  $K=800$  kPa/mm, 剪胀角  $\theta=20^\circ$ , 内摩擦角  $\varphi=33^\circ$ , 黏聚力  $c=2.3$  MPa, 泊松比  $\nu=0.1$ , 粗糙体半波长  $\lambda=10$  mm, 桩-岩结构面摩擦角  $\varphi_b=31^\circ$ , 桩-岩结构面残余摩擦角  $\varphi_r=26^\circ$ 。

图5中实测曲线截距不为零,原因在于大型直剪试验中施加了400 kPa初始法向应力  $\sigma_{n0}$ ,而理论计算模型则是根据假定④忽略了成桩时桩-岩结构面的初始法向应力,从而导致理论曲线与实测曲线截距不一致。实际试验情况中,由于材料的非均匀性,导致模型中的所有粗糙体并非同时破坏,因此侧阻力有缓变过程;但本文理论模型推导时,将材料视为理想均质,在起伏角度均相同的条件下,所有粗糙体均在同一剪切位移发生破坏,即同时进入塑性。因此理论曲线出现跌落现象。

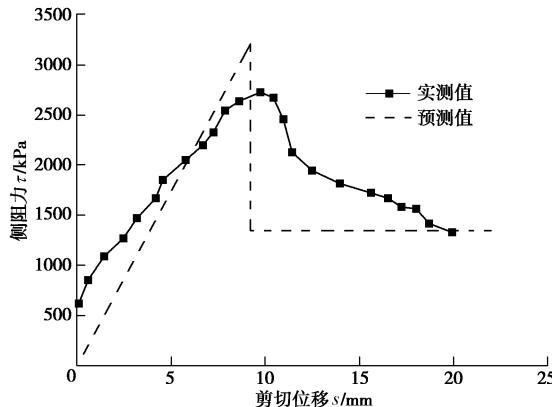


图 5 预测剪切函数与实测曲线对比

Fig. 5 Comparison of predicted and measured shear force curves

由图 5 可知, 式(11)给出的剪切函数中剪切力峰值  $\tau_p$ 、进入塑性阶段的临界位移值  $s_f$  以及最终的残余剪切力值  $\tau_r$  均与室内大型直剪试验实测值吻合较好, 这说明基于粗糙体曲面破坏模式建立的软岩剪胀效应剪切函数基本能够反映桩-岩结构面剪切过程的基本特性。

## 2 桩身荷载传递计算方法

由荷载传递理论可知, 对于沿桩长方向的任意截面有以下方程:

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{U}{E_p A_p} \tau(z), \quad (12)$$

式中,  $A_p$  表示桩身截面积,  $U$  表示桩周长,  $E_p$  表示桩身弹性模量,  $\tau(z)$  表示深度  $z$  处的侧阻力。

根据 Radhakrishnan 等<sup>[13]</sup>的实测结果, 对于长径比较大的嵌岩桩, 端阻力占桩顶荷载的比例很小, 桩的承载力几乎完全由侧阻力提供。为了简化计算, 依据梁晋渝等<sup>[1]</sup>的统计资料, 对于长细比大于 10 的嵌岩桩在计算时可不考虑端阻力的贡献。

嵌岩桩承受上部荷载时, 若桩顶位移  $s_d > s_f$ , 则桩顶以下一定深度的桩-岩结构面已进入塑性阶段, 计算简图见图 6。

设塑性区深度为  $l_0$ 。在塑性区内, 将式(11)代入式(12)求解可得

$$s(z) = \frac{UK \tan \theta \tan \varphi_r}{2E_p A_p} z^2 + Az + B. \quad (13)$$

桩顶的位移和轴力边界条件为

$$\begin{cases} s_p|_{z=0} = s_d \\ E_p A_p \frac{ds_p}{dz}|_{z=0} = -P_d \end{cases}. \quad (14)$$

由式(13)、(14)可得积分常数  $A = \frac{-P_d}{E_p A_p}$ ,  $B = s_d$ 。

则位移与轴力的表达式为

$$s(z) = \frac{UK \tan \theta \tan \varphi_r}{2E_p A_p} z^2 - \frac{P_d}{E_p A_p} z + s_d, \quad (15)$$

$$P(z) = -E_p A_p \frac{ds}{dz} = P_d - UK s_f \tan \theta \tan \varphi_r z. \quad (16)$$

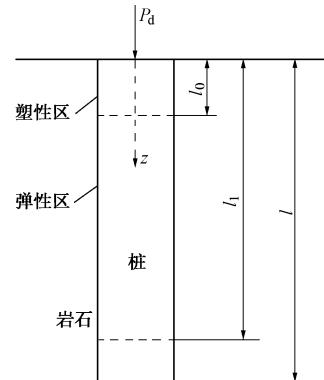


图 6 荷载传递计算简图

Fig. 6 Sketch of load transfer calculation

在塑性区与弹性区的分界深度  $l_0$  处应满足位移连续条件:

$$s(l_0) = s_f = \frac{UK \tan \theta \tan \varphi_r}{2E_p A_p} l_0^2 - \frac{P_d}{E_p A_p} l_0 + s_d. \quad (17)$$

求解式(17)可得到塑性区深度为

$$l_0 = \frac{P_d - \sqrt{P_d^2 - 2UK s_f \tan \theta \tan \varphi_r E_p A_p (s_d - s_f)}}{UK s_f \tan \theta \tan \varphi_r}. \quad (18)$$

将式(18)代入式(16)可得

$$P(l_0) = \sqrt{P_d^2 - 2UK s_f \tan \theta \tan \varphi_r E_p A_p (s_d - s_f)}. \quad (19)$$

$l_0$  以下桩-岩结构面处于弹性阶段, 弹性区内  $s \leq s_f$ , 将式(11)代入式(12)进行积分后得到

$$s(z) = C e^{\eta z} + D e^{-\eta z}, \quad (20)$$

式中,  $\eta = \sqrt{\frac{UK \tan \theta \tan (\varphi_r + \theta)}{E_p A_p}}$ 。

弹性区轴力满足上下边界条件:

$$\begin{cases} E_p A_p \frac{ds}{dz}|_{z=l_0} = -P(l_0) \\ E_p A_p \frac{ds}{dz}|_{z=l_1} = 0 \end{cases}, \quad (21)$$

将边界条件代入式(20)可解得

$$s(z) = \frac{P(l_0) \cosh[\eta(l_1 - z)]}{E_p A_p \eta \sinh[\eta(l_1 - l_0)]}. \quad (22)$$

根据位移连续条件, 则可以得到弹性区的深度为

$$l_1 = \frac{1}{\eta} \operatorname{arc coth} \left[ \frac{s_0}{P(l_0)} E_p A_p \eta \right] + l_0. \quad (23)$$

根据解出的位移函数及式(12)可得

$$\tau(z) = E_p A_p \frac{d^2s}{dz^2} = \frac{\eta P(l_0) \cosh[\eta(l_1 - z)]}{U \sinh[\eta(l_1 - l_0)]}, \quad (24)$$

$$P(z) = -E_p A_p \frac{ds}{dz} = P(l_0) \frac{\sinh[\eta(l_1 - z)]}{\sinh[\eta(l_1 - l_0)]}. \quad (25)$$

当桩顶荷载较小时, 桩顶以下桩-岩结构面均处于

弹性阶段, 只需令  $P(l_0)=P_d$ ,  $s(l_0)=s_d$ , 即可解得相应的  $l_1$ ,  $P(z)$  及  $\tau(z)$ 。

### 3 嵌岩段侧阻分布规律及工程实例

受诸多因素(如桩侧及桩端岩石力学性质、桩径、嵌岩深度、桩底沉渣厚度以及地下水等)影响, 嵌岩桩的竖向荷载传递机理异常复杂<sup>[16]</sup>, 值得进一步深入探讨。关于弹性阶段嵌岩段侧阻力影响因素分析, 文献[11, 17]已开展了相关的工作; 而有关上述因素对塑性阶段嵌岩段桩-岩结构面剪切特性的影响, 鲜有报道。为此, 根据上述计算方法进一步分析桩-岩结构面粗糙度计算参数、岩石力学性质以及法向刚度计算参数等因素对塑性阶段嵌岩段桩-岩结构面剪切特性的影响。

#### 3.1 结构面粗糙度计算参数的影响

图7给出了塑性阶段嵌岩段侧阻力随粗糙度计算参数(剪胀角 $\theta$ 及粗糙体半波长 $\lambda$ )变化的曲线。其它计算参数为: 桩身弹性模量 $E_p=30$  GPa, 岩石黏聚力 $c=2000$  kPa, 岩石弹性模量 $E_r=2$  GPa, 结构面残余摩擦角 $\varphi_r=30^\circ$ , 桩径 $D=2$  m, 岩石泊松比 $\nu=0.25$ , 结构面摩擦角 $\varphi_b=35^\circ$ , 岩石内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ 。

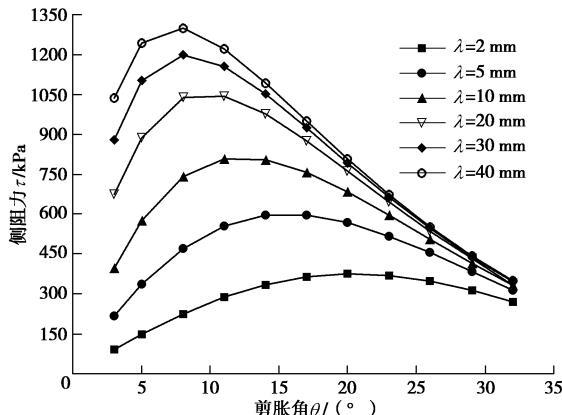


图7 结构面粗糙度计算参数对塑性阶段侧阻力的影响

Fig. 7 Effects of joint roughness parameters on plastic shear force

随着剪胀角的增大, 侧阻力先增大再减小, 说明剪胀角对侧阻力的影响并不是单调的, 当其值较小时, 提高剪胀角能使侧阻力增大, 从而让嵌岩段上部岩石承担更多的荷载, 使得荷载传递深度减小。但过分增大剪胀角反而会使侧阻力下降。因为在剪胀角较小时, 增加剪胀角可以使剪胀过程中法向应力增加, 从而使侧阻力值得到提高。但在粗糙体半波长一定时, 剪胀角越大则在剪胀过程中粗糙体受剪面积降低得越快, 在剪切位移较小时就可能会发生粗糙体的剪断, 而此时法向应力增量还很小, 对应的侧阻力值也较低。

另外, 粗糙体半波长的增加会使得侧阻力得到提高, 且提高的幅度随着剪胀角的不同而不同, 在峰值附近的提高幅度最大, 而在剪胀角大于 $25^\circ$ 时效果已

不甚明显。此外, 不同粗糙体半波长下的侧阻力峰值对应的剪胀角也不同, 且峰值对应的剪胀角随着粗糙体半波长增大而趋于减小。这是由于粗糙体发生剪切破坏时已产生的法向应力不同而造成的。由以上分析可知, 粗糙体半波长、剪胀角这2个因素对塑性段侧阻力的发挥有着较大的影响, 若要量化地考虑桩-岩结构面粗糙度对侧阻力的影响, 需要综合考虑多个粗糙度计算参数。

#### 3.2 岩石力学性质的影响

图8给出了塑性阶段侧阻力随岩石力学性质变化的关系。根据假定③, 以下分析中岩石与桩的模量比均小于1。计算时取剪胀角 $\theta=15^\circ$ , 桩-岩结构面粗糙体半波长 $\lambda=10$  mm, 其他计算参数同前。

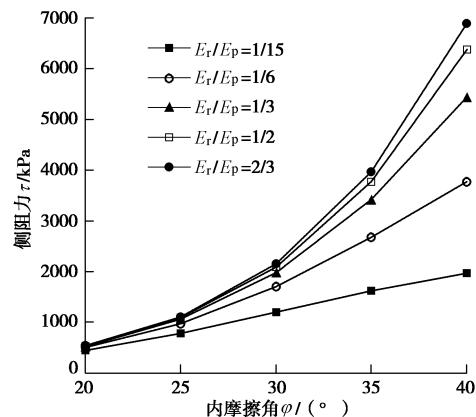


图8 岩石力学性质对塑性阶段侧阻力的影响

Fig. 8 Effects of rock mechanical characteristics on plastic shear force

塑性段侧阻力随着岩石内摩擦角增大而增大, 且内摩擦角值越大时, 对侧阻力的提升效果也越大, 即岩石越好, 越多的荷载将由嵌岩段上部岩石来承担。随着岩石与桩模量比的增大, 侧阻力也逐渐增大, 不过这增大的幅度随着桩岩模量接近1而不断减小。说明桩身嵌入的岩石越软, 桩身轴力的传递深度就会越大, 即岩石越软则嵌岩桩端阻力发挥程度越大, 这一结果与文献[3]的结果相符合。由此可知, 对于不同性质的岩石, 在设计嵌岩深度时应考虑其不同的荷载传递特性。

#### 3.3 法向刚度计算参数的影响

图9给出了塑性阶段侧阻力随法向刚度计算参数变化的关系。其他计算参数同前。

当桩径逐渐增大时, 进入塑性阶段后的侧阻力有着较为明显的减小趋势, 这一现象说明嵌岩段侧壁的粗糙度存在尺寸效应<sup>[10]</sup>, 脱离基桩的桩径等几何参数而讨论桩-岩结构面粗糙度是没有意义的。当桩径增大时, 桩-岩结构面上更大尺度下起伏更平缓的粗糙体在剪切过程中起主导作用, 使得在相同法向刚度、相同剪切位移的条件下法向位移增量更小, 从而使得塑性

阶段的侧阻力值也减小。另外,当桩侧岩石泊松比由0.12变化至0.30的过程中,侧阻力值仅略微降低,在相同桩径条件下,岩石泊松比对侧阻力的影响不超过7%,这说明塑性阶段侧阻力对桩侧岩石泊松比变化不敏感。以上分析表明,法向刚度越小,塑性阶段侧阻力的值就越小。

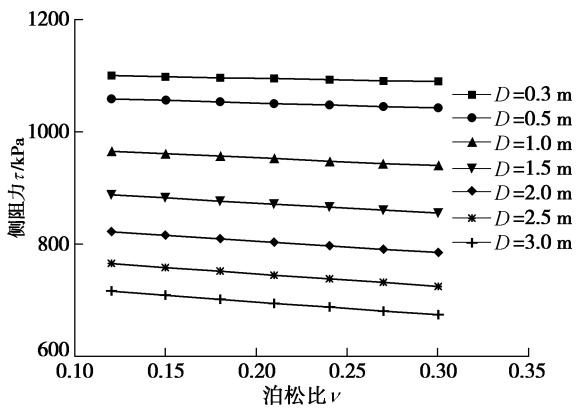


图9 法向刚度计算参数对塑性阶段侧阻力的影响

Fig. 9 Effects of normal stiffness parameters on plastic shear force

### 3.4 峰值剪切力与残余剪切力比值分析

Pells 等<sup>[6]</sup>指出,随着嵌岩段峰值剪切力  $\tau_p$  与残余剪切力  $\tau_r$  比值增大,桩-岩结构面趋于脆性剪切破坏,并研究了这一比值与桩-岩结构面摩擦角  $\varphi_b$  的关系。图 10 则给出了桩-岩结构面残余摩擦角  $\varphi_r$  以及剪胀角  $\theta$  对峰值剪切力与残余剪切力比值的影响曲线。计算参数取  $\varphi_b=30^\circ$ 。

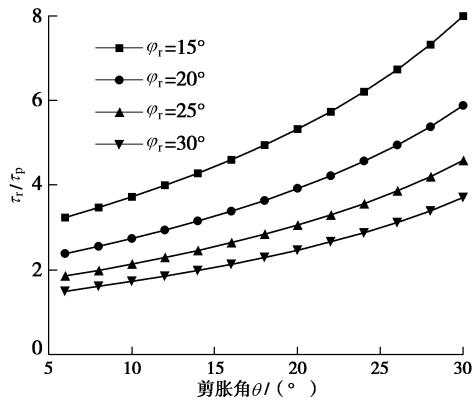


图10 结构面残余摩擦角及剪胀角对  $\tau_p/\tau_r$  的影响

Fig. 10 The effects of residual friction angle and dilation angle on  $\tau_p/\tau_r$

由图 10 可知桩-岩结构面残余摩擦角以及剪胀角对于峰值剪切力与残余剪切力比值均有较明显的影响。这一比值随剪胀角的增大而增大,随着桩-岩结构面残余摩擦角的增大而减小。当剪胀角由  $5^\circ$  增加至  $30^\circ$ ,  $\tau_p/\tau_r$  提高幅度在 140% 以上。因为剪胀角越大,在滑移剪胀阶段的法向应力增量越大,桩-岩结构面粗糙体发生剪切破坏后法向应力的跌落也越大,所以形成较大的峰值剪切力与残余剪切力比值。以上分析说明嵌岩段的桩-岩结构面越粗糙,嵌岩段的剪切过程中

脆性特质越明显,这与文献[9]的结论相吻合。

### 3.5 工程实例分析

为了验证本文计算模型的适用性,选取文献[18]中的工程案例进行荷载传递计算。该特大桥采用嵌岩桩,其中,桩长  $L=32\text{ m}$ ,桩截面直径  $D=2.5\text{ m}$ ,桩身使用 C30 级混凝土,弹性模量  $E_p=30000\text{ MPa}$ ,所嵌入岩石的弹性模量  $E_r=2000\text{ MPa}$ ,岩石黏聚力  $c=200\text{ kPa}$ ,岩石内摩擦角  $\varphi=25^\circ$ ,桩-岩结构面内摩擦角  $\varphi_b=35^\circ$ ,泊松比  $\nu_r=0.25$ ,剪胀角  $\theta=15^\circ$ ,粗糙体半波长  $\lambda=2\text{ mm}$ 。根据文献[8]中的实测荷载位移曲线,53 MN 荷载作用下桩顶位移为  $2.0\text{ mm}$ 。计算得桩-岩结构面发生剪切破坏时的位移  $s_f=1.1\text{ mm}$ ,可知,当荷载为 53 MN 时已经出现塑性破坏。由本文计算方法得到该桩在桩顶荷载 53 MN 下沿嵌岩深度传递的轴力曲线如图 11 所示。

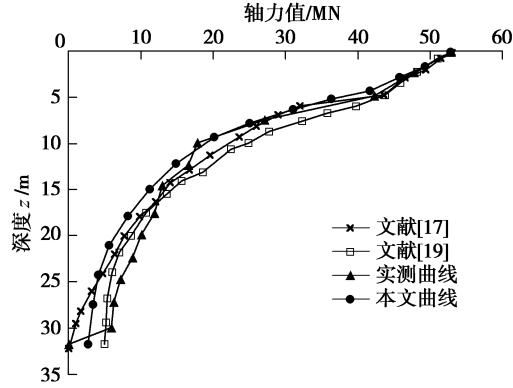


图11 53 MN 桩顶荷载下轴力沿桩身分布图

Fig. 11 Load distribution along pile length under top load of 53 MN

从图 11 可以看出,计算得塑性区的深度为  $5\text{ m}$ ,略浅于实测曲线的线性段端点 ( $5.5\text{ m}$ )。原因可能是由于算例工程中的岩石质量较差,使得实例中桩-岩结构面剪切破坏时的剪切位移要略小于按软岩中桩-岩结构面破坏模式计算得到的位移,使得塑性区实际深度要略浅于按本文中破坏模式的计算值。总体来说本文理论曲线与实测曲线吻合较好,且在弹塑性分界段附近的范围内,通过本文方法计算得到的曲线与实测曲线更为接近,因此本文的计算理论能更合理地反映软岩中基桩的荷载传递性状。

## 4 结语

根据桩-岩结构面曲面剪切破坏模式,建立了考虑软岩剪胀效应的剪切函数,进而分析探讨了桩-岩结构面粗糙度计算参数、岩石力学性质、桩-岩结构面法向刚度等因素对塑性阶段嵌岩段桩-岩结构面荷载传递特性的影响,得到以下 3 点结论。

(1) 对于软岩中的嵌岩桩而言,在采用荷载传递理论计算时,将桩-岩界面粗糙体剪切破坏面考虑为曲面能更合理地反映软岩中桩-岩结构面荷载传递特性。

(2) 桩-岩结构面粗糙程度对塑性阶段的侧阻力影响较大,且粗糙度对桩-岩结构面受剪性能的影响与剪胀角、界面粗糙体半波长等多个参数相关,增大粗糙度能降低荷载传递深度,从而减少所需的嵌岩深度。

(3) 桩-岩结构面的剪胀角越大,则在剪切破坏过程中,峰值侧阻力与残余侧阻力的比值越大,即桩-岩结构面的剪切行为表现出更多的脆性特征,当桩-岩结构面发生剪切破坏而进入塑性阶段,侧阻力减少的幅度更大。

## 参考文献:

- [1] 梁晋渝, 史佩栋. 嵌岩桩竖向承载力的研究[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4): 32 - 39. (LIANG Jin-yu, SHI Pei-dong. Study of vertical bearing capacity of socketed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(4): 32 - 39. (in Chinese))
- [2] ROSENBERG P, JOURNEAUX N L. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1976, 13(3): 324 - 333.
- [3] PELLS P J N, TURNER R M. Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, 16(3): 481 - 487.
- [4] PATTON F D. Multiple modes of shear failure in rock[C]// Proceeding 1st Congress International Rock Mechanics. Lisbon, 1966: 509 - 513.
- [5] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. Rock Mechanics, 1977, 10: 1 - 54.
- [6] ROWE R K, PELLS P J N. A theoretical study of pile-rock socket behavior[C]// Proceeding of the International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney, 1980: 282 - 293.
- [7] PELLS P J N, ROWE R K, TURNER R M. An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone[C]// Proceeding of the International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney, 1980: 291 - 302.
- [8] JOHNSTON I W, LAM T S K. Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989(5): 711 - 727.
- [9] KODIKARA J K, JOHNSTON I W. Shear behavior of irregular triangular rock-concrete joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1994, 31(4): 313 - 322.
- [10] SEIDEL J P, HABERFIELD C M. Towards an understanding of joint roughness[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1995, 28(2): 69 - 92.
- [11] HASSAN K M, O'NEILL M W. Side load transfer mechanisms in drilled shafts in soft argillaceous rock[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(2): 145 - 152.
- [12] GU X F, SEIDEL J P, HABERFIELD C M. Direct shear test of sandstone-concrete joints[J]. International Journal of Geomechanics, 2003, 3(1): 21 - 33.
- [13] RADHAKRISHNAN R, LEUNG C F. Load transfer behavior of rock-socketed piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 111(6): 775 - 768.
- [14] 戴一鸣, 董金荣, 林胜天. 大口径钻孔灌注桩荷载传递性状[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(6): 123 - 131. (DAI Yi-ming, DONG Jin-rong, LIN Sheng-tian. Load distribution characteristics of large diameter bored pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(6): 123 - 131. (in Chinese))
- [15] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 2 版. 杭州: 浙江大学出版社, 1997. (GONG Xiao-nan. Soil plasticity[M]. 2nd ed. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1997. (in Chinese))
- [16] AKGUNER C, KIRKIT M. Axial bearing capacity of socketed single cast-in-place piles [J]. Soils and Foundations, 2012, 52(1): 59 - 68.
- [17] 赵明华, 雷勇, 刘晓明. 基于桩-岩结构面特征的嵌岩桩荷载传递分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(1): 103 - 110. (ZHAO Ming-hua, LEI Yong, LIU Xiao-ming. Analysis of load transfer of rock-socketed piles based on characteristics of pile-rock structural plane[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(1): 103 - 110. (in Chinese))
- [18] 周韬, 王星华, 巢万里. 大直径嵌岩桩的承载性状[J]. 湖南交通科技, 2006, 32(4): 85 - 87. (ZHOU Tao, WANG Xing-hua, CHAO Wang-li. Bearing characteristics of large diameter socketed piles[J]. Hunan Communication Science and Technology, 2006, 32(4): 85 - 87. (in Chinese))
- [19] 刑皓枫, 孟明辉, 何文勇, 等. 基于结构面力学特性的嵌岩桩侧摩阻力分布分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2220 - 2227. (XING Hao-feng, MENG Ming-hui, HE Wen-yong. Distribution of shaft resistance of rock-socketed piles based on mechanical properties of pile-rock interface[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2220 - 2227. (in Chinese))
- [20] GU X F, SEIDEL J P, HABERFIELD C M. Wear of sandstone surfaces during direct shear testing of sandstone/concrete joints[C]// Advances in Deep Foundations (GSP 132) Part of Geo-Frontiers Proceedings of the Sessions of the Geo-Frontiers Congress. Austin, 2005: 1 - 14.