



DOI:10.12404/j.issn.1671-1815.2404130

引用格式:王开源,景旭,沈宇鹏,等.考虑岩石破碎的嵌岩桩承载力机理[J].科学技术与工程,2025,25(15):6463-6476.

Wang Kaiyuan, Jing Xu, Shen Yupeng, et al. Load bearing capacity of rock-socketed pile considering rock fragmentation[J]. Science Technology and Engineering, 2025, 25(15): 6463-6476.

## 考虑岩石破碎的嵌岩桩承载力机理

王开源<sup>1</sup>, 景旭<sup>1</sup>, 沈宇鹏<sup>2</sup>, 赵小林<sup>2\*</sup>, 徐金翠<sup>2</sup>, 李志强<sup>3</sup>

(1. 中交公路规划设计院有限公司, 北京 100010; 2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044;  
3. 交通运输部科学研究院, 交通运输安全研究中心, 北京 100029)

**摘要** 为了研究岩石破碎对嵌岩桩承载力的影响,应用统计理论建立了考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型。将该模型的计算结果与实验结果对比,验证了该模型的准确性。利用考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型和嵌岩桩荷载传递机理,建立了考虑岩石破碎的嵌岩桩荷载传递方程并采用 Runge-Kutta 法求解。将该方程的计算结果与现场静载实验结果接近对比,验证了该方程的准确性。研究结果表明通过统计理论建立岩石破碎的力学模型是可行的。考虑岩石破碎的嵌岩桩荷载传递方程与现场静载实验结果吻合,可以描述桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线的屈服变形阶段和应变软化阶段。进行参数敏感性研究,深入分析了岩石破碎对混凝土-岩石剪切机制和嵌岩桩承载机制的影响。

**关键词** 山区高速公路; 嵌岩桩; 混凝土-岩石剪切; 荷载传递方程; 岩石破碎; 统计理论

**中图分类号** TU452; **文献标志码** A

## Load Bearing Capacity of Rock-socketed Pile Considering Rock Fragmentation

WANG Kai-yuan<sup>1</sup>, JING Xu<sup>1</sup>, SHEN Yu-peng<sup>2</sup>, ZHAO Xiao-lin<sup>2\*</sup>, XU Jin-cui<sup>2</sup>, LI Zhi-qiang<sup>3</sup>

(1. CCCC Highway Consultants Co., Ltd., Beijing 100010, China;  
2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;  
3. Transportation Safety Research Center, China Academy of Transportation Science, Beijing 100029, China)

**[Abstract]** In order to study the influence of rock fragmentation on the bearing capacity of rock-socketed pile, a concrete rock-shear model considering rock fragmentation was established using statistical theory. The calculation results of the model were compared with the experimental results to verify the accuracy of the model. Using a concrete rock shear model considering rock fragmentation and the load transfer mechanism of rock-socketed pile, a load transfer equation of rock socketed pile considering rock fragmentation was established and solved using the Runge-Kutta method. The calculation results of the equation were compared with the results of on-site static load experiments, which verified the accuracy of the equation. The research results indicate that it is feasible to establish a mechanical model for rock fragmentation through statistical theory. The load transfer equation of rock socketed pile considering rock fragmentation is consistent with the results of on-site static load experiments, which can describe the yield deformation stage and strain softening stage of the pile-rock relative displacement-pile side friction curve. The parameter sensitivity research was conducted, and the influence of rock fragmentation on the concrete-rock shear mechanism and rock-socketed pile bearing mechanism was conducted in-depth analysis.

**[Keywords]** mountain expressway; rock-socketed pile; concrete-rock shear; load transfer equation; rock fragmentation, statistical theory

嵌岩桩是一种高承载力的桩基础类型<sup>[1]</sup>。当建筑物地基下方存在坚硬岩石或建筑物对承载力要求较高,如大型桥梁、高层建筑,嵌岩桩是非常合适的选择<sup>[2]</sup>。嵌岩桩的桩侧摩阻力受到岩石性质、嵌岩深度、桩径和桩长以及施工等因素的影响<sup>[3]</sup>。

桩顶荷载通过桩身逐渐传递到桩端,在正常使用极限承载力条件下,桩侧摩阻力在嵌岩桩承载力中的占比较大。因此,有必要对嵌岩桩的桩侧摩阻力进行深入研究。桩侧摩阻力是一种摩擦响应,其发展机制与混凝土-岩石的剪切行为有关<sup>[4]</sup>。在实际工

收稿日期: 2024-06-03 修订日期: 2024-11-24

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项(KCJBZY23003536); 国家自然科学基金(42172291)

第一作者: 王开源(1987—),男,汉族,北京人,硕士,高级工程师。研究方向: 岩土工程。E-mail: 568814725@qq.com。

\* 通信作者: 赵小林(1992—),男,汉族,河北邯郸人,博士研究生。研究方向: 岩土工程。E-mail: 928461535@qq.com。

程中,机械开挖形成粗糙的桩-岩接触面导致了嵌岩桩与围岩之间复杂的相互作用。当垂直荷载施加在桩顶,嵌岩桩会产生初始弹性沉降,粗糙的桩-岩接触面会产生径向膨胀,从而导致桩侧摩阻力。随着桩顶荷载地不断增大,桩侧摩阻力继续增大。这就是嵌岩桩桩侧摩阻力的发展机制<sup>[5]</sup>。

但是目前桩侧摩阻力的计算方法与其发展机制并不一致。通常情况下,嵌岩桩的桩侧摩阻力是根据规范规定的经验公式进行估计的。该经验公式是通过岩石单轴抗压强度发展而来。仅仅依靠岩石单轴抗压强度很难准确预测桩侧摩阻力的分布情况,由此可见规范方法的局限性。为了深入了解嵌岩桩桩侧摩阻力的发展机制,研究人员采用混凝土-岩石剪切模型研究桩侧摩阻力。刘江豪等<sup>[6]</sup>制备混凝土-岩石非规则接触面试样,开展了不同法向应力作用下混凝土-岩石接触面的剪切试验。赵衡等<sup>[7]</sup>利用规则三角形粗糙体,提出了混凝土-岩石接触面粗糙度的量化方法。王明年等<sup>[8]</sup>通过室内剪切实验结果建立了考虑温度损伤的混凝土-岩石剪切模型,分析了不同温度下的混凝土-岩石剪切性质。Menes等<sup>[9]</sup>通过动态混凝土-岩石剪切试验探索了不同岩石类型和不同接触面粗糙程度的剪切行为。Zhang等<sup>[10]</sup>进行了,常法向刚度(constant normal stiffness, CNS)和常法向应力(constant normal load, CNL)条件不同温度的混凝土-砂岩循环剪切试验,分析了混凝土-岩石接触面剪切力学指标的退化特征。Chen等<sup>[11]</sup>对黏结状态的混凝土-岩石进行了剪切试验,并采用声发射技术监测了剪切破坏过程。上述研究成果表明,研究人员通过混凝土-岩石剪切行为提出了预测混凝土-岩石抗剪强度的模型。这些模型均考虑了接触面粗糙程度对混凝土-岩石抗剪强度的影响。但是这些模型并没有考虑岩石破碎对混凝土-岩石剪切行为的影响。岩石破碎不仅仅发生在岩石完全剪切破坏阶段,在不同的剪切阶段,由于应力状态的变化,岩石破碎的情况也会发生。因此,有必要深入研究岩石破碎对混凝土-岩石剪切行为的影响。

针对该问题,在以往研究成果的基础上提出一种考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型,该模型可以描述岩石破碎条件下剪切应力和剪切位移之间的非线性关系。通过混凝土-岩石剪切实验结果验证该模型,基于嵌岩桩的荷载传递机理,推导了考虑岩石破碎的嵌岩桩荷载传递微分方程,并采用Runge-Kutta法求解该微分方程。与现场静载试验结果进行对比,验证该微分方程的准确性并进行参数敏感性研究。研究成果可用于评估岩石破碎对混凝土-岩石剪切机制和嵌岩桩承载机制的影响。

## 1 考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型

### 1.1 混凝土-规则三角形岩石剪切模型

混凝土-岩石剪切试验表明,在加载初期,随着荷载不断地增大,岩石中的微裂纹逐渐压实,这导致岩石的弹性模量增大,并伴随着剪切位移-剪切应力曲线明显的非线性行为。这一阶段的变化非常小,通常被忽略。因此,根据混凝土-岩石的剪切特性,在常法向刚度条件下混凝土-岩石的剪切位移-剪切应力曲线通常可以分为4个阶段(图1)。

(1)线弹性变形阶段:加载初期,混凝土-岩石接触面被压实,导致岩石发生线弹性变形。剪切位移-剪切应力曲线近似于一条直线,岩石从不连续介质转变为连续介质。

(2)屈服变形阶段:随着荷载不断地增大,剪切位移和剪切应力同时增大。当剪切应力超过屈服剪切强度时( $\tau_y$ ),先前闭合的裂纹重新张开、积聚和扩展,这表明岩石开始破碎。此时,剪切位移的增大速率低于线弹性变形阶段。

(3)应变软化阶段:当剪切应力达到峰值剪切强度时( $\tau_p$ ),在应力集中的作用下,微观裂纹持续扩展,岩石内部形成连续的破碎面,最终导致岩石的应变软化现象。随着应变不断地增大,岩石的抗剪强度逐渐降低,剪切应力随着剪切位移地增大而减小。

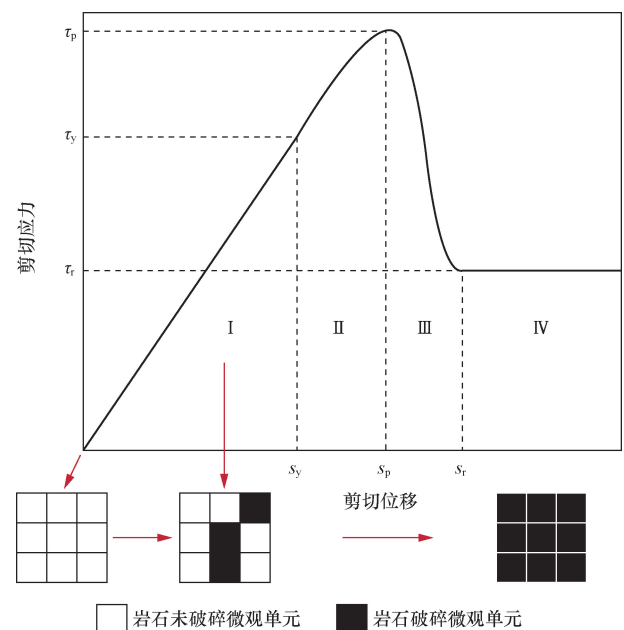


图1 剪切位移-剪切应力曲线和岩石破碎演化过程  
Fig. 1 The shear displacement-shear stress curve and the rock fragmentation evolution process

(4)残余阶段:随着剪切位移不断地增大,剪切应力不再表现出显著的变化。当岩石的剪切应力减小到残余剪切强度时( $\tau_r$ ),岩石内部的微观裂纹已经扩展到宏观层面,岩石已经完全破碎。

在实际工程中,桩-岩接触面存在泥浆,泥浆具有润滑作用,降低桩-岩接触面的黏聚力。桩-岩接触面是粗糙的,在法向应力的作用下,随着剪切位移地发展,剪胀效应明显,混凝土与岩石之间产生爬坡现象,进一步降低了桩-岩接触面之间的黏聚力(图2)。

随着剪切过程的发展,岩石破碎程度加剧,桩-岩接触面的黏聚力不再存在。桩-岩接触面的黏聚力无法准确测量,通常被忽略。忽略桩-岩接触面的黏聚力是一种安全的计算方法。

为阐明桩侧摩阻力的发展机制,桩-岩接触面通常被简化为规则三角形(图3)。在荷载 $P$ 传递过程中,桩-岩接触面存在垂直的剪切位移和径向膨胀。根据参考文献[7]和图3的几何关系,可以获得剪切应力与剪切位移的关系,其表达式(经典巴顿模型)为

$$\tau = (\sigma_{n0} + Ks \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \quad (1)$$

式(1)中: $\sigma_{n0}$ 为初始法向应力; $K$ 为桩-岩接触面法向刚度; $s$ 为剪切位移; $\varphi_b$ 为桩-岩接触面基本摩擦角; $\beta$ 为桩-岩接触面剪胀角。

随着荷载不断地增大,嵌岩桩与岩石的接触面积减小,导致局部剪切应力增大。当剪切应力达到峰值剪切强度时( $\tau_p$ ),岩石三角形破坏,同时剪切位

移达到峰值剪切位移( $s_p$ )。岩石三角形破坏后,嵌岩桩沿着破坏后的接触面继续滑动,此时剪切应力接近残余剪切强度( $\tau_r$ )。表达式为

$$\tau = (\sigma_{n0} + Ks_r \tan \beta) \tan \varphi_r \quad (2)$$

式(2)中: $s_r$ 为残余剪切位移; $\varphi_r$ 为桩-岩接触面残余摩擦角,上述推导过程中, $E_r$ 为岩石弹性模量; $\mu$ 为岩石泊松比; $r$ 为嵌岩桩半径; $\Delta r$ 为嵌岩桩的径向膨胀; $\sigma_n$ 为桩-岩接触面法向应力; $\Delta \sigma_n$ 为法向应力增量。

式(1)和式(2)构成了混凝土-规则三角形岩石剪切模型。该模型具有以下力学意义:①基本摩擦角越大,剪切应力越大;三角形倾角越大,剪切应力越大;接触面法向应力越大,剪切应力越大。②随着剪切位移地增大,桩-岩接触面逐渐减小,导致作用在岩石三角形上的法向应力增大,剪切应力也增大。③当剪切位移达到峰值剪切位移时,岩石三角形上的法向应力和剪切应力都达到峰值,导致岩石三角形破坏。这表明混凝土-岩石接触面的性质对混凝土-岩石剪切行为的显著影响。但是该剪切模型未能体现岩石破碎对剪切行为的影响。岩石破碎会导致混凝土-岩石接触面的局部性和不均匀性,在该模型的基础上考虑岩石破碎更接近实际。

### 1.2 岩石破碎变量

研究表明岩石是对缺陷高度敏感的材料<sup>[12]</sup>,其内部存在许多随机分布的微观裂纹。当荷载变化或环境变化对岩石产生影响时,微观裂纹逐渐扩展,最终导致岩石破碎,这是一个逐渐破碎的过程<sup>[13]</sup>。假设岩石由许多岩石微观单元组成,岩石微观单元的破碎是随机的,并且是一个不可逆转的过程<sup>[14]</sup>。值得注意的是,岩石破碎既不是单个岩石微观单元的破碎,也不是所有微观单元的同时破碎。事实上,当单个岩石微观单元破碎时,其破碎状态会传播到相邻的岩石微观单元,从而导致岩石宏观尺度的破碎现象<sup>[15]</sup>。

岩石破碎是岩石内部微观裂纹扩展并最终合并形成宏观破碎的动态演化过程,是一个随机过程,可以采用概率方法进行描述。为了便于建模,设岩石微观单元的剪切应力是一个服从一定统计规律的随机变量。在剪切过程中,剪切应力随剪切位移的变化而变化,可以用概率密度函数和剪切位移来表示。岩石微观单元的剪切应力是不同剪切位移下岩石破碎程度的随机分布,通过对岩石破碎单元的剪切应力进行积分,可以获得岩石破碎微观单元的数量<sup>[16]</sup>。威布尔分布可以对岩石破碎的概

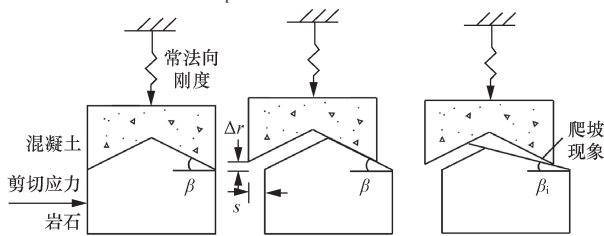


图2 剪胀效应和爬坡现象

Fig. 2 The shear dilation effect and the climbing phenomenon

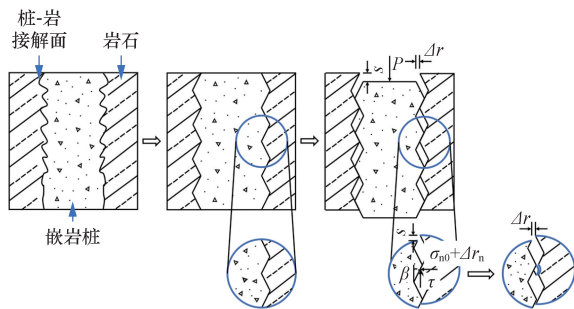


图3 桩-岩接触面

Fig. 3 The pile-rock interface

率进行统计解释<sup>[17]</sup>,其分布函数为

$$R(F) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\left(\frac{F}{F_f}\right)^m\right], & F > 0 \\ 0, & F \leq 0 \end{cases} \quad (3)$$

概率密度函数为

$$Q(F) = \begin{cases} \frac{m}{F_f} \left(\frac{F}{F_f}\right)^{m-1} \exp\left[-\left(\frac{F}{F_f}\right)^m\right], & F > 0 \\ 0, & F \leq 0 \end{cases} \quad (4)$$

式中: $m$ 为形状参数; $F_f$ 为比例参数; $F$ 为岩石微观单元的剪切应力。

设 $N_s$ 为单位面积内岩石微观单元的平均数量, $dN_f$ 为产生剪切应力增量的岩石破碎微观单元的平均数量<sup>[18]</sup>。当剪切应力从 $F$ 增加到 $F + dF$ 时, $dN_f$ 的表达式为

$$dN_f = N_s Q(F) dF \quad (5)$$

当剪切应力从0增加到 $F$ 时,单位面积内岩石破碎微观单元的平均数量 $N_f$ 可表示为

$$N_f = \int_0^F N_s Q(F) dF = N_s P(F) \Big|_0^F \\ = N_s \left\{ 1 - \exp\left[-\left(\frac{F}{F_f}\right)^m\right] \right\} \quad (6)$$

定义岩石破碎变量为

$$D = \frac{N_f}{N_s} \quad (7)$$

将式(6)代入式(7),可以得到岩石破碎变量的表达式为

$$D = 1 - \exp\left[-\left(\frac{F}{F_f}\right)^m\right] \quad (8)$$

### 1.3 模型构建

为了描述岩石的破碎状态,需要进一步定义岩石微观单元随机破碎的分布变量。在剪切过程中,岩石微观单元剪切应力的变化可以用来描述可能的岩石破碎程度<sup>[16]</sup>,所以采用岩石微观单元的剪切应力作为岩石随机破碎的分布变量。根据文献中的计算方法和混凝土-规则三角形岩石剪切模型<sup>[19]</sup>,可以建立岩石微观单元剪切强度的表达式为

$$F = (\sigma_{n0} + K \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \quad (9)$$

$$F_f = (\sigma_{n0} + K_s \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \quad (10)$$

将式(9)和式(10)代入式(8),整理可得

$$D = 1 - \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + K \tan \beta}{\sigma_{n0} + K_s \tan \beta}\right)^m\right] \quad (11)$$

式中: $s_f$ 为威布尔分布比例参数的剪切位移形式。

因为岩石破碎的力学机制是有效承载面积的减小和缺陷引起的破碎,所以剪切应力作用下的岩

石可以抽象为两部分:岩石破碎微观单元和岩石未破碎微观单元(图4)。根据力的平衡原理和面积守恒,可以得到

$$\begin{cases} A_s = A_u + A_f \\ \tau A_s = \tau_u A_u + \tau_f A_f \end{cases} \quad (12)$$

式(12)中: $A_s$ 为混凝土-岩石接触面总剪切面积; $A_u$ 为岩石未破碎微观单元剪切面积; $A_f$ 为岩石破碎微观单元剪切面积; $\tau$ 为总剪切应力; $\tau_u$ 为岩石未破碎微观单元剪切应力; $\tau_f$ 为岩石破碎微观单元剪切应力。由式(12)中不难得出

$$\begin{cases} \tau = \tau_u(1 - D) + \tau_f D \\ D = \frac{A_f}{A_s} \end{cases} \quad (13)$$

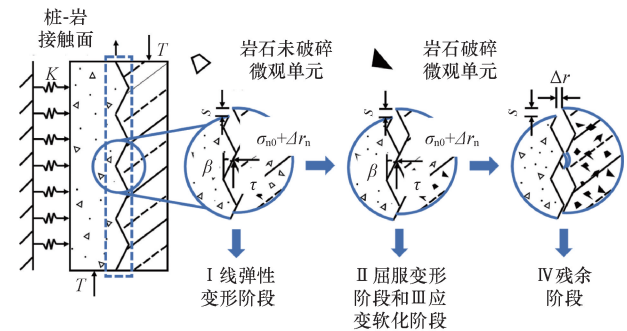


图4 考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切示意图

Fig. 4 The concrete-rock shear schematic diagram considering rock fragmentation

已知单位面积内岩石微观单元的平均数量为 $N_s$ ,单位面积内岩石破碎微观单元的平均数量为 $N_f$ ,单位面积内岩石未破碎微观单元的平均数量为 $N_u$ ,每个岩石微观单元的剪切面积为 $A_0$ 。混凝土-岩石剪切过程也是岩石微观单元的破碎演化过程,在剪切过程中,每个岩石微观单元从未破碎状态逐渐转变为破碎状态。根据以上分析,可以得到

$$\begin{cases} A_s = N_s A_0 \\ A_f = N_f A_0 \\ A_u = N_u A_0 \end{cases} \quad (14)$$

岩石破碎变量可以表示为岩石破碎微观单元的数量与岩石微观单元的平均数量之比,即

$$D = \frac{A_f}{A_s} = \frac{N_f}{N_s} \quad (15)$$

根据1.1节推导出的混凝土-规则三角形岩石剪切模型,在加载初期,剪切位移-剪切应力曲线是线性的,即岩石破碎变量是0。表达式为

$$\tau = \tau_u = (\sigma_{n0} + K \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \quad (16)$$

随着荷载不断地增大,在不可逆岩石破碎的影响下,剪切应力在达到峰值后显著降低,并逐渐达到

稳定值(即残余剪切强度  $\tau_r$ )。此时,岩石已完全破碎的,即岩石破碎变量是1。表达式为

$$\tau = \tau_r = \tau_f = (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r \quad (17)$$

随着剪切过程的发展,规则三角形的倾角逐渐降低,这也属于岩石破碎的范畴。将式(16)和式(17)组合成包含岩石破碎变量的动态方程。式(13)可以重写为

$$\tau = (\sigma_{n0} + Ks \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) (1 - D) + (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r D \quad (18)$$

将式(11)代入式(18),即可获得考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型,表达式为

$$\begin{aligned} \tau = & (\sigma_{n0} + Ks \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) \times \\ & \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] - \\ & (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r \times \\ & \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] + \\ & (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r \quad (19) \end{aligned}$$

在峰值点,式(19)的一阶导数为0。表达式为

$$\begin{aligned} 0 = & K \tan\beta \tan(\varphi_b + \beta) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] - \\ & \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m (\sigma_{n0} + \\ & Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] + \\ & \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \times \\ & \tan\varphi_r \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] \quad (20) \end{aligned}$$

式(19)在峰值点处满足

$$\begin{aligned} \tau_p = & (\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) \times \\ & \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \times \\ & \tan\varphi_r \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] + \\ & (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r \quad (21) \end{aligned}$$

重新排列式(21),得到

$$\begin{aligned} \tau_p - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r = & (\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \times \\ & \tan(\varphi_b + \beta) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] - \\ & (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] \quad (22) \end{aligned}$$

基于式(20)和式(22),可得

$$\begin{aligned} K \tan\beta \tan(\varphi_b + \beta) \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] = \\ \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m \tau_p - \\ \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m \sigma_{n0} \tan\varphi_r - \\ \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m Ks_r \tan\beta \tan\varphi_r \quad (23) \end{aligned}$$

重新排列式(22)可得

$$\frac{\tau_p - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r} = \exp\left[-\left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m\right] \quad (24)$$

将式(24)代入式(23)可得

$$\frac{K \tan\beta \tan(\varphi_b + \beta)}{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r} = \frac{mK \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta} \left(\frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta}\right)^m \quad (25)$$

取式(24)的对数

$$\ln\left[\frac{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}{\tau_p - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}\right] = \ln\left[\frac{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta)^m}{(\sigma_{n0} + Ks_f \tan\beta)^m}\right] \quad (26)$$

$$\begin{aligned} m = & K \tan\beta \tan(\varphi_b + \beta) (\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) / \\ & \left\{ K \tan\beta [(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - \right. \\ & \left. (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r] \times \right. \\ & \left. \ln\left[\frac{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}{\tau_p - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}\right] \right\} \quad (27) \end{aligned}$$

式(27)为  $m$  的表达式,由式(27)可以看出,  $m$  与混凝土-岩石接触面的性质密切相关。

基于式(26)和式(27)可得

$$\begin{aligned} s_f = & \frac{\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta}{\sqrt[m]{\ln\left[\frac{(\sigma_{n0} + Ks_p \tan\beta) \tan(\varphi_b + \beta) - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}{\tau_p - (\sigma_{n0} + Ks_r \tan\beta) \tan\varphi_r}\right]}} \\ & \frac{1}{K \tan\beta} - \frac{1}{K \tan\beta} \sigma_{n0} \quad (28) \end{aligned}$$

#### 1.4 模型验证

为了验证考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型的准确性,将该模型的计算结果与常法向刚度条件下的混凝土-岩石剪切实验结果<sup>[7]</sup>进行比较。实验中的岩石为中风化泥质砂岩,力学参数如表1所示,实验条件和计算参数如表2所示。对比结果如图5所示。

由图 5 可知,考虑岩石破碎的计算的结果与混凝土-岩石剪切实验的结果之间存在较小的差异,不考虑岩石破碎的计算结果高估了峰值剪切应力。考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型准确地描述了混凝土-岩石剪切过程的 4 个阶段,不考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型没有表现出屈服变形阶段和应变软化阶段。与实验结果相比,不考虑岩石破碎的计算结果失真。

表 1 岩石力学参数<sup>[7]</sup>Table 1 The mechanical parameters of rock<sup>[7]</sup>

参数	数值
弹性模量/GPa	7.8
泊松比 $\mu$	0.3
黏聚力/MPa	0.82
内摩擦角/( $^{\circ}$ )	41.3
基本摩擦角 $\varphi_b$ /( $^{\circ}$ )	30
残余摩擦角 $\varphi_r$ /( $^{\circ}$ )	25

表 2 实验条件及计算参数<sup>[7]</sup>Table 2 The test conditions and the calculation parameters<sup>[7]</sup>

试验编号	三角形倾角 $\beta/^{\circ}$	法向刚度 $K/$ ( $\text{kPa}\cdot\text{mm}^{-1}$ )	初始法向应力 $\sigma_{n0}/\text{kPa}$	$m$	$s_f$
1	20	294	200	25.488 4	7.426 5
2			400	18.226 4	7.300 1
3		588	200	13.086 2	6.898 5
4			400	11.789 9	6.973 4

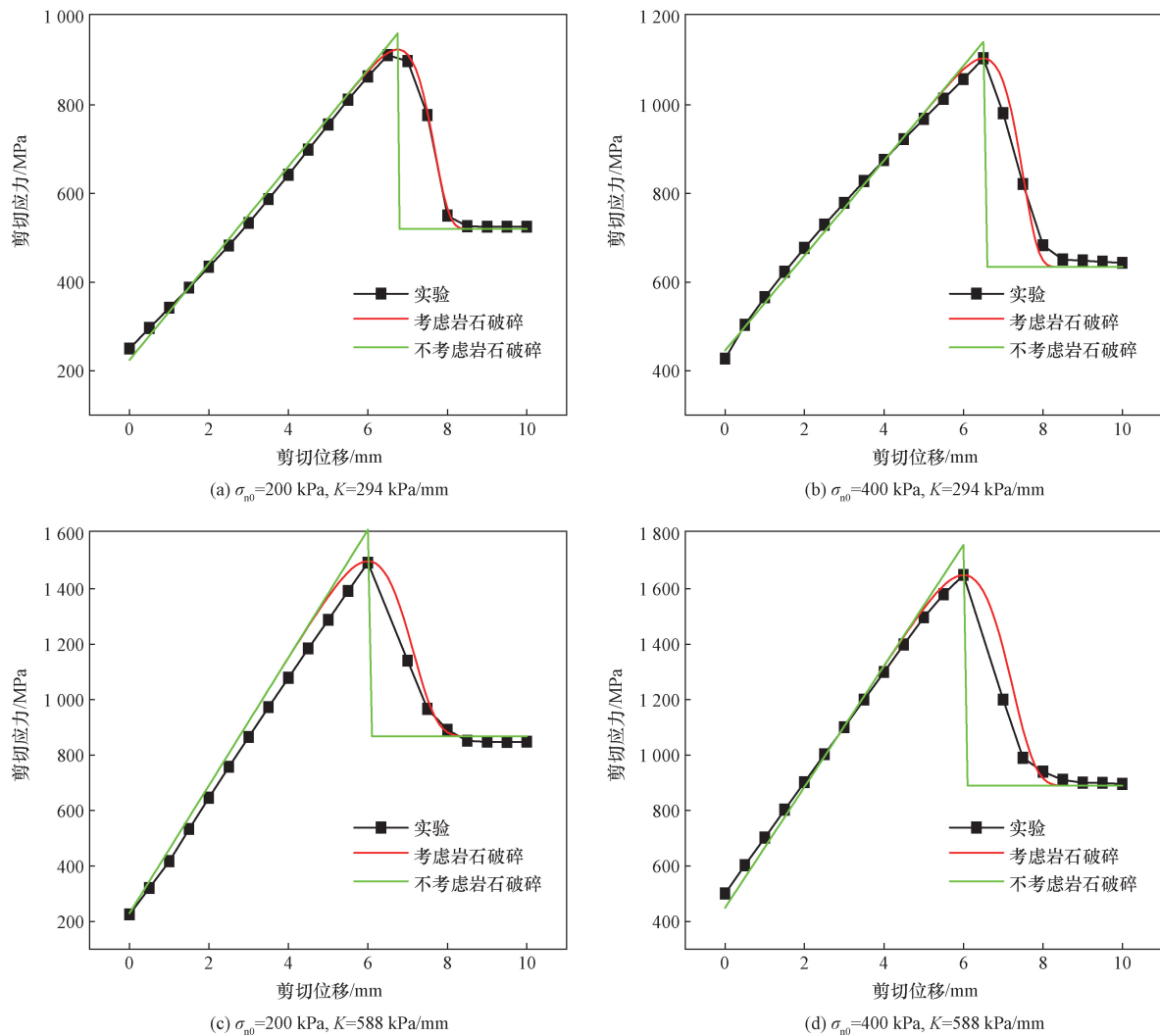


图 5 实验结果与计算结果的对比

Fig. 5 The comparison of test results and calculation results

## 2 考虑岩石破碎的嵌岩桩承载力机理

### 2.1 嵌岩桩荷载传递微分方程的构建

将嵌岩桩划分为  $N$  个相等的单元,如图 6 所示。由任意单元的静力平衡条件可得

$$\frac{dP(z)}{dz} = -U\tau_{p-r}(z) \quad (29)$$

单元的弹性压缩可表示为

$$ds = -\frac{P(z) dz}{A_r E_c} \quad (30)$$

将式(29)代入式(30),整理可得

$$\frac{d^2 s}{dz^2} - \frac{U}{A_r E_c} \tau_{p-r}(z) = 0 \quad (31)$$

式中: $P(z)$ 为桩基础轴力; $dP(z)$ 为单元轴力; $dz$ 为单元长度; $U$ 为嵌岩桩截面周长; $\tau_{p-r}(z)$ 为桩侧摩阻力; $A_r$ 为嵌岩桩截面面积; $E_c$ 为混凝土弹性模量。将式(19)代入式(31),即可获得考虑岩石破碎的嵌岩桩的荷载传递微分方程。即

$$\begin{aligned} \frac{d^2 s}{dz^2} = \frac{U}{A_r E_c} \left\{ (\sigma_{n0} + Ks \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \times \right. \\ \exp \left[ -\left( \frac{\sigma_{n0} + Ks \tan \beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan \beta} \right)^m \right] - \\ (\sigma_{n0} + Ks_r \tan \beta) \tan \varphi_r \times \\ \left. \exp \left[ -\left( \frac{\sigma_{n0} + Ks \tan \beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan \beta} \right)^m \right] + \right. \\ \left. (\sigma_{n0} + Ks_r \tan \beta) \tan \varphi_r \right\} \quad (32) \end{aligned}$$

式(32)为非线性微分方程,采用 Runge-Kutta 法求解。重新排列式(32),可得

$$s'' = f(z, s) \quad (33)$$

边界条件可表示为

$$\begin{cases} s(z_0) = s_1 \\ s'(z_0) = -\frac{P_1}{E_c A_r} \end{cases} \quad (34)$$

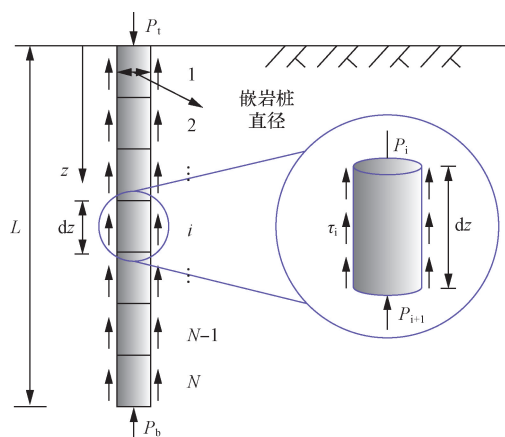


图6 嵌岩桩的荷载传递机理

Fig. 6 The load transfer mechanism of rock-socketed pile

式(34)中: $z_0$ 为桩顶竖坐标; $s_1$ 为桩顶沉降; $P_1$ 为桩顶荷载。引入的新变量,即

$$\begin{cases} s_0 = s \\ s_1 = s' \end{cases} \quad (35)$$

计算式(35)的一阶导数,得

$$\begin{cases} s'_0 = s' \\ s'_1 = s'' \end{cases} \quad (36)$$

将式(35)代入式(36)可得

$$\begin{cases} s'_0 = s_1 \\ s'_1 = s'' = f(z, s) = f(z, s_0) \end{cases} \quad (37)$$

式(37)为一阶微分方程组。边界条件已经被修改为

$$\begin{cases} s_0(z_0) = s_1 \\ s_1(z_0) = -\frac{P_1}{E_c A_r} \end{cases} \quad (38)$$

结合式(32)可得

$$\begin{aligned} s'_1 = \frac{U}{A_r E_c} \left\{ (\sigma_{n0} + Ks_0 \tan \beta) \tan(\varphi_b + \beta) \times \right. \\ \exp \left[ -\left( \frac{\sigma_{n0} + Ks_0 \tan \beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan \beta} \right)^m \right] - \\ (\sigma_{n0} + Ks_r \tan \beta) \tan \varphi_r \times \\ \left. \exp \left[ -\left( \frac{\sigma_{n0} + Ks_0 \tan \beta}{\sigma_{n0} + Ks_f \tan \beta} \right)^m \right] + \right. \\ \left. (\sigma_{n0} + Ks_r \tan \beta) \tan \varphi_r \right\} \quad (39) \end{aligned}$$

上述求解过程由 Python 程序实现。

### 2.2 案例研究

在贵州和云南等地区,由于频繁的地质构造活动,这些地区出现了大量的断层地带和严重的岩石破碎现象<sup>[20]</sup>。清池特大桥位于贵州省北部,全长 861.5 m,横跨岩石破碎区域,采用大直径嵌岩桩作为桥梁基础。在这种地质条件下,大直径嵌岩桩的承载力受到两个突出问题的困扰:①由于地表侵蚀、风化和地质构造活动的影响,出现了显著的岩石破碎现象。②传统的嵌岩桩承载力计算方法没有考虑岩石破碎。鉴于此,以清池特大桥的嵌岩桩为研究对象,对岩石破碎区域内嵌岩桩的承载力进行全面的分析。现场地质条件和嵌岩桩的力学性质如图 7 所示,桩-岩接触面力学参数如表 3 所示。根据求解方法,可以获得桩顶荷载-沉降曲线以及桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线。对比结果如图 8 所示。

由图 8(a)可知,考虑岩石破碎的桩顶荷载-沉降曲线更接近现场静载试验结果。不考虑岩石破碎的桩顶沉降明显小于现场静载试验结果。这表明,忽略岩石破碎对嵌岩桩承载力的影响将导致对嵌岩桩承载力的保守估计。由图 8(b)可知,当桩顶

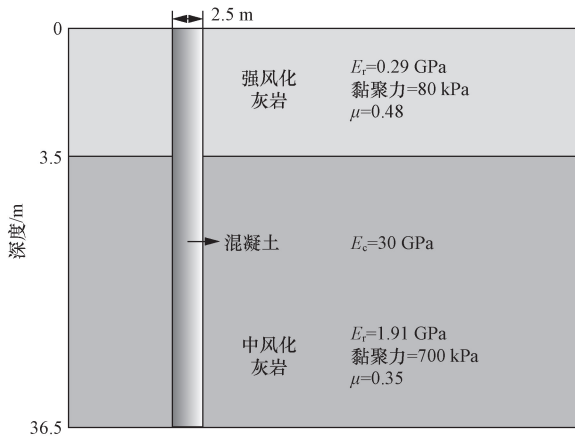


图7 现场地质条件和嵌岩桩力学参数

Fig. 7 The field geological conditions and the mechanical parameters of rock-socketed pile

表3 桩-岩接触面力学参数

Table 3 The mechanical parameters of pile-rock interface

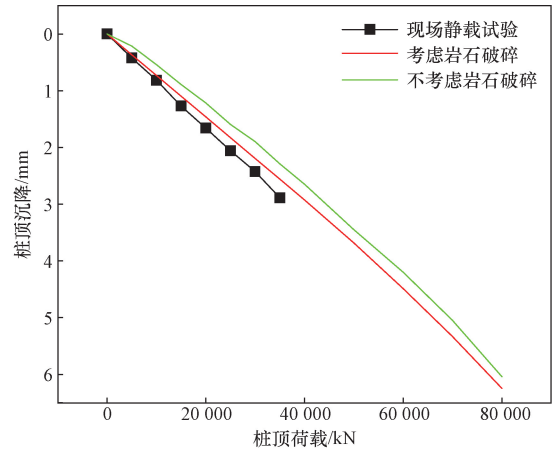
参数	桩-强风化灰岩接触面	桩-中风化灰岩接触面
基本摩擦角 $\varphi_b/(\circ)$	30	40
残余摩擦角 $\varphi_r/(\circ)$	25	35
三角形倾角 $\beta/(\circ)$	17	14
$m$	6.243	5.041
$s_f$	3.802	4.381

荷载小于 35 000 kN 时,强风化灰岩的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线处于线弹性变形阶段和屈服变形阶段。两种方法的计算结果与现场静载试验结果吻合。随着桩顶荷载不断地增大,不考虑岩石破碎的桩侧摩阻力明显大于考虑岩石破碎的桩侧摩阻力。同时,当桩侧摩阻力达到峰值时,不考虑岩石破碎的桩侧摩阻力迅速下降到残余摩擦力,直接进入残余阶段,没有应变软化阶段。由图 8(c)可知,当桩顶荷载为 35 000 kN 时,两种方法计算的中风化灰岩的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线与现场静荷试验结果吻合,均处于线弹性变形阶段和屈服变形阶段,没有应变软化阶段。当桩顶荷载为 80 000 kN 时,不考虑岩石破碎的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线突然下降,而考虑岩石破碎的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线没有观察到这种现象。

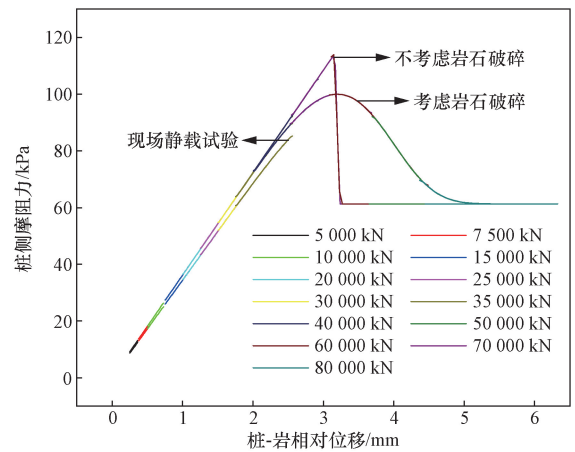
### 3 参数分析

#### 3.1 参数对混凝土-岩石剪切机制的影响

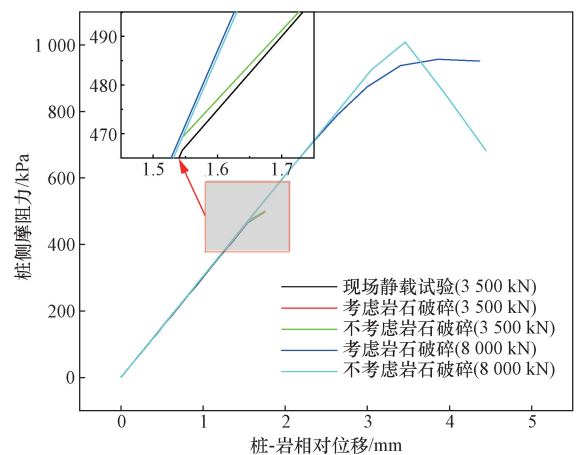
为研究岩石破碎对混凝土-岩石剪切机制的影响,以 1.4 节模型验证中的案例为基础,对  $m$  和  $s_f$  进行敏感性分析。相关参数如表 7 所示, $m$  和  $s_f$  对剪切位移-岩石破碎变量曲线和剪切位移-剪切应力曲线的影响如图 9 所示。



(a) 桩顶荷载-沉降曲线



(b) 强风化灰岩桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线



(c) 中风化灰岩桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线

图8 现场静荷试验结果与计算结果的比较

Fig. 8 The comparison of field static load test results and calculation results

表7 相关参数

Table 7 The relative parameters

参数	数值
接触面法向刚度 $K/(kPa \cdot mm^{-1})$	588
初始法向应力 $\sigma_{n0}/kPa$	400
$m$	15.172
$s_f$	7.144

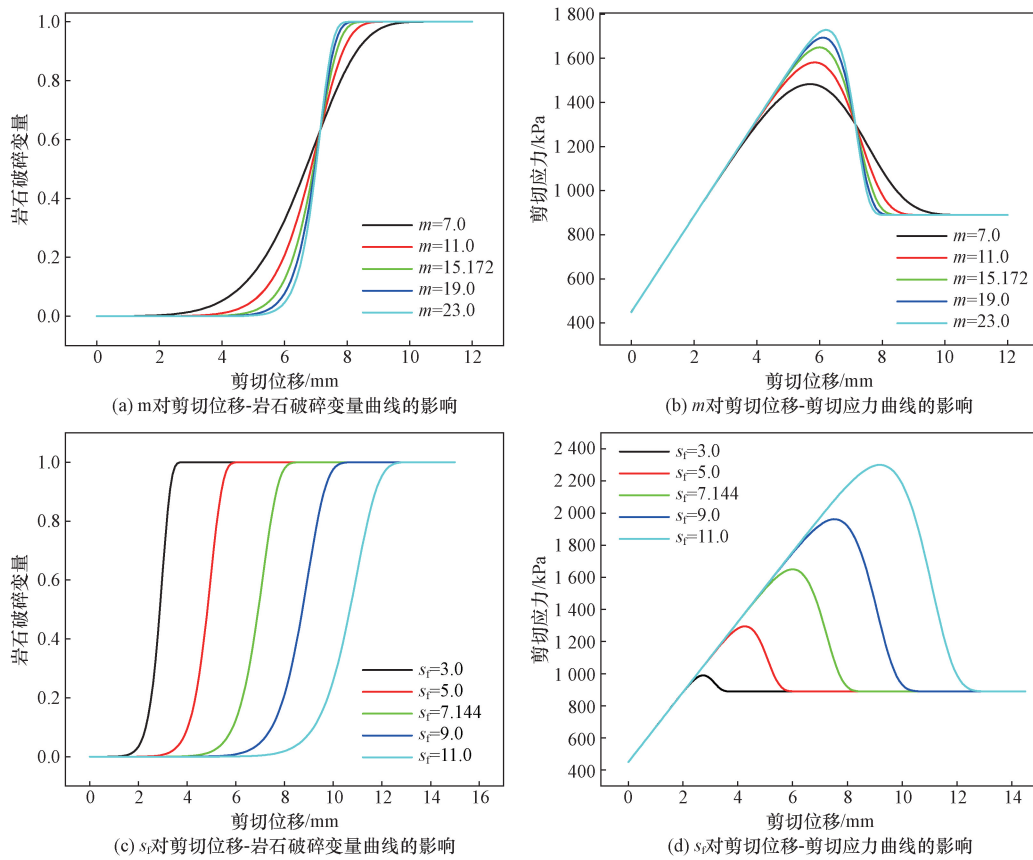


图9  $m$  和  $s_f$  对混凝土-岩石剪切机制的影响

Fig. 9 The influence of  $m$  and  $s_f$  on concrete-rock shear mechanism

由图9(a)可知,当  $m = 15.172$  时,岩石破碎变量的变化范围为  $s = 3.8 \sim 8.2$  mm。这表明从  $s = 3.8$  mm 开始,先前闭合的微观裂纹重新开放、积聚和扩展,岩石开始破碎。当  $s = 8.2$  mm 时,混凝土-岩石剪切过程处于残余阶段,表明岩石已完全破碎。随着  $m$  地增大,破碎开始时的剪切位移增大,而完全破碎时的剪切位移减小,从而减小了岩石破碎变量的变化范围。这表明随着  $m$  地增大,岩石的脆性增强。此外,不同  $m$  对应的剪切位移-岩石破碎变量曲线存在一个交点,交点两侧的变化规律相反。由图9(b)可知,在线弹性变形阶段,剪切位移-剪切应力曲线不受  $m$  变化的影响。随着  $m$  地增大,峰值剪切应力和对应的剪切位移均增大。因此,在屈服变形阶段,曲线不再重合。随着  $m$  地增大,残余剪切位移减小,从而使应变软化阶段的变化范围减小。岩石由塑性向脆性逐渐转化。此外,不同  $m$  对应的剪切位移-剪切应力曲线中存在一个交点,交点两侧具有相反的趋势。这一特征与剪切位移-岩石破碎变量曲线一致。

由图9(c)可知,  $s_f$  对剪切位移-岩石破碎变量曲线的影响存在显著差异。不同  $s_f$  对应的剪切位移-

岩石破碎变量曲线近似平行。随着  $s_f$  地增大,岩石开始破碎时的剪切位移和完全破碎时的剪切位移都逐渐增大,岩石破碎变量的变化范围增大,这表明岩石的塑性增强。由图9(d)可知,在线弹性变形阶段,不同  $s_f$  对应的剪切位移-剪切应力曲线重合。随着  $s_f$  地增大,峰值剪切应力和峰值剪切位移均增大。剪切位移-剪切应力曲线在屈服变形阶段不再重合。在应变软化阶段,剪切位移-剪切应力曲线近似平行,表现出与剪切位移-岩石破碎变量曲线相似的模式。随着  $s_f$  地增大,残余剪切位移也增大。残余剪切应力和残余剪切位移是岩石的固有特性,不随  $m$  和  $s_f$  的变化而发生变化。

### 3.2 参数对嵌岩桩承载机制的影响

为研究岩石破碎对嵌岩桩承载机制的影响,在2.2节案例研究的基础上,对  $m$  和  $s_f$  进行参数敏感性分析,相关参数如表8所示。

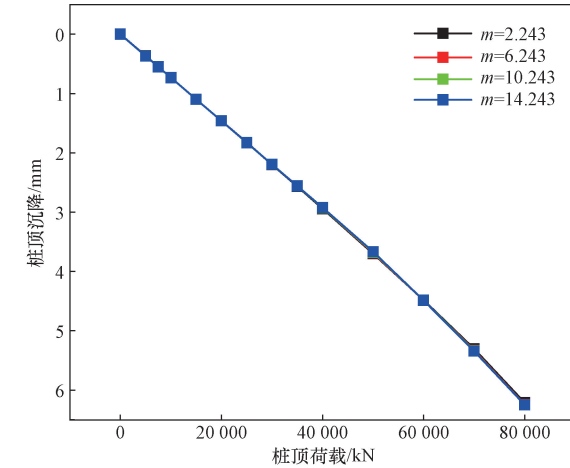
表8 相关参数  
Table 8 The relative parameters

参数	强风化灰岩	中风化灰岩
$m$	6.243	5.041
$s_f$	3.802	4.381

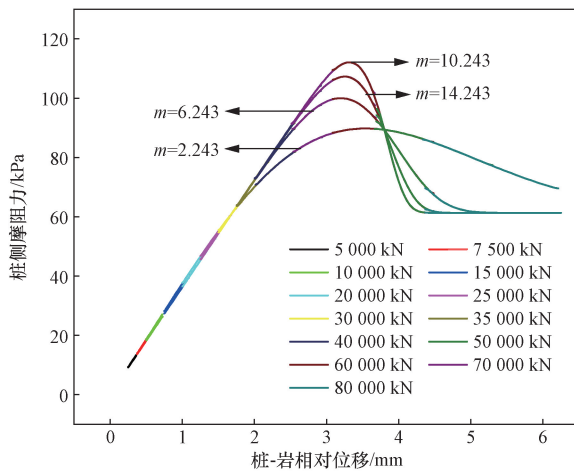
### 3.2.1 强风化灰岩

强风化灰岩  $m$  对嵌岩桩承载机制的影响如图 10 所示。

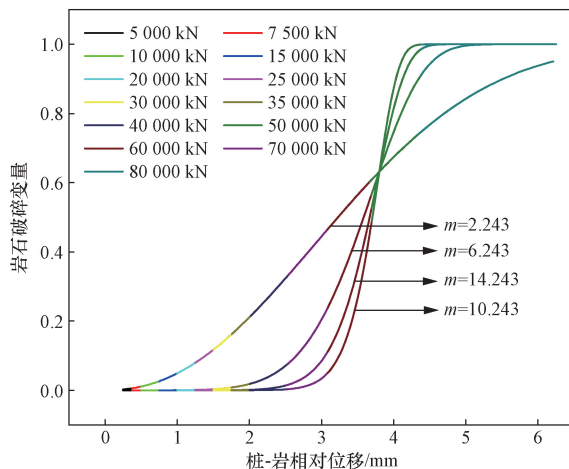
由图 10(a)可知,不同  $m$  对应的桩顶荷载-沉降曲线重合,  $m$  对桩顶荷载-沉降曲线的影响不明显。



(a) 强风化灰岩的  $m$  对桩顶荷载-沉降曲线的影响



(b) 强风化灰岩的  $m$  对桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线的影响



(c) 强风化灰岩的  $m$  对桩-岩相对位移-岩石破碎变量曲线的影响

图 10 强风化灰岩的  $m$  对嵌岩桩承载机制的影响

Fig. 10  $m$  of highly-weathered limestone on the load mechanism of rock-socketed pile

由图 10(b)可知,当桩-岩相对位移小于 1.75 mm 时,不同  $m$  对应的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线重合。随着  $m$  地增大,峰值桩侧摩阻力逐渐增大,而残余桩-岩相对位移逐渐减小,峰后应变软化阶段的变化范围减小。当桩-岩相对位移大于 1.75 mm 时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线不再重合。当  $m = 2.243$  时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线只包括线弹性变形阶段、屈服变形阶段和应变软化阶段。随着  $m$  地增大,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线包括混凝土-岩石剪切的 4 个阶段。此外,不同  $m$  对应的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线存在一个明显的交点,交点两侧的变化趋势相反。由图 10(c)可知,随着  $m$  地增大,岩石开始破碎时的桩-岩相对位移逐渐增大,而当岩石完全破碎时,桩-岩相对位移逐渐减小,缩小了岩石破碎变量的变化范围。同时,不同  $m$  相对应的桩-岩相对位移-岩石破碎变量曲线存在一个明显的交点,交点两侧的变化趋势相反。与桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线一致。

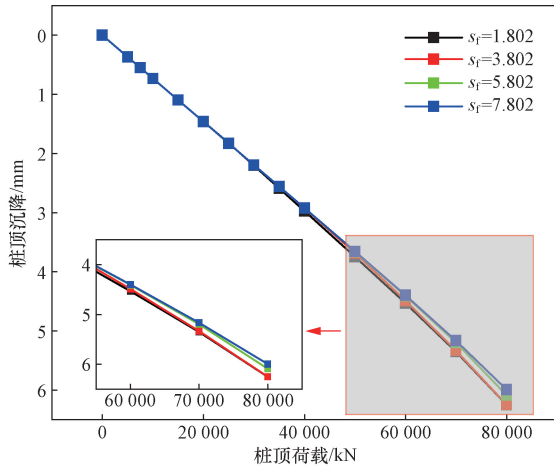
强风化灰岩的  $s_f$  对嵌岩桩承载力的影响如图 11 所示。

由图 11(a)可知,当桩顶荷载小于 50 000 kN 时,不同  $s_f$  的桩顶沉降没有显著差异。当桩顶荷载大于 50 000 kN 后,随着  $s_f$  地增大,桩顶沉降逐渐减小。由图 11(b)可知,当桩-岩相对位移小于 1.75 mm 时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线重合。随着  $s_f$  地增大,桩侧摩阻力和相应的桩-岩相对位移均增大,因此桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线不再重合。当  $s_f = 1.802$  和  $s_f = 3.802$  时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线包括混凝土-岩石剪切的四个阶段。当  $s_f = 5.802$  时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线包含了线弹性变形阶段、屈服变形阶段和应变软化阶段。当  $s_f = 7.802$  时,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线包含了线弹性变形阶段和屈服变形阶段。由图 11(c)可知,随着  $s_f$  地增大,强风化灰岩开始破碎和和完全破碎时的桩-岩相对位移均增大。当  $s_f = 1.802$  时,岩石破碎变量的变化范围为  $s = 0.8 \sim 2.9$  mm。当  $s_f = 3.802$  时,岩石破碎变量的变化范围为  $s = 1.6 \sim 5.2$  mm。当  $s_f = 5.802$  时,强风化灰岩没有完全破碎,岩石破碎变量为 0.74。当  $s_f = 7.802$  时,岩石破碎变量为 0.18。这表明  $s_f$  增大导致岩石塑性增强。

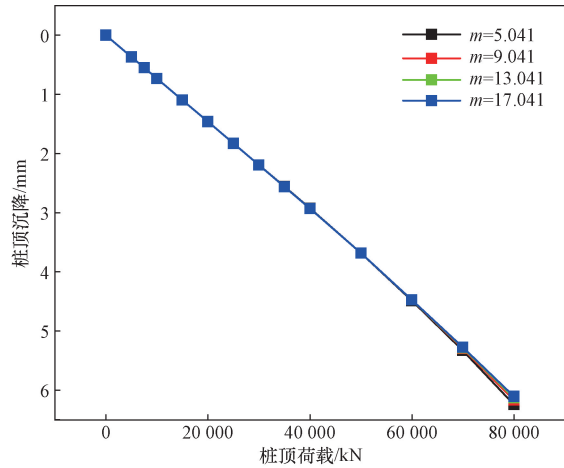
### 3.2.2 中风化灰岩

中风化灰岩的  $m$  对嵌岩桩承载机制的影响如图 12 所示。

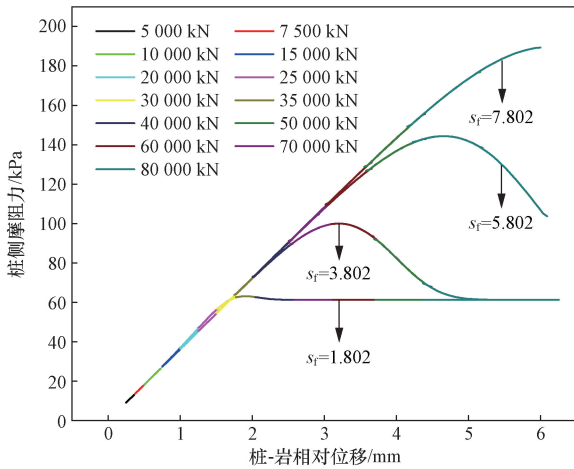
由图 12(a)可知,  $m$  对桩顶荷载-沉降曲线没有显著影响。由图 12(b)可知,当桩-岩相对位移小于



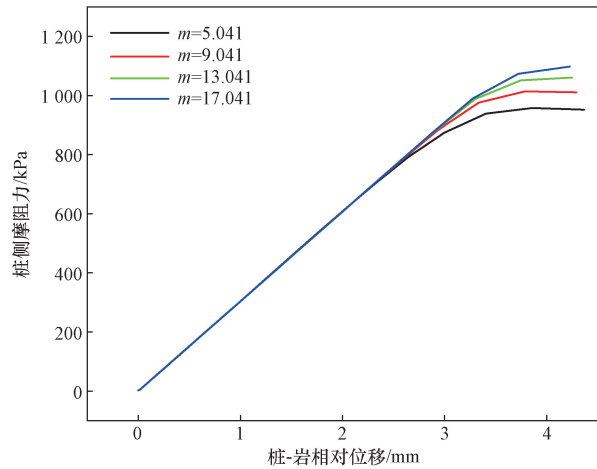
(a) 强风化灰岩  $s_r$  对桩顶荷载-沉降曲线的影响



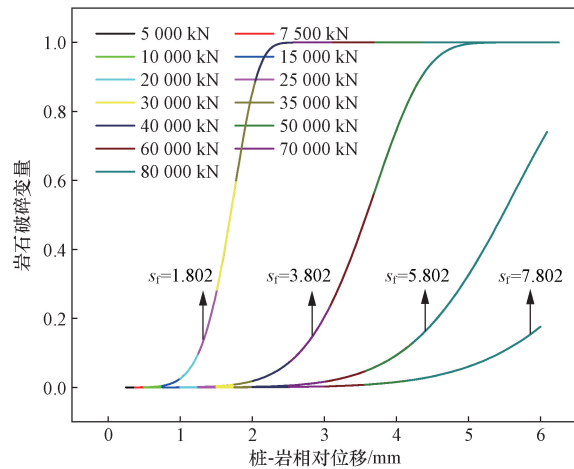
(a) 中风化灰岩的  $m$  对桩顶荷载-沉降曲线的影响



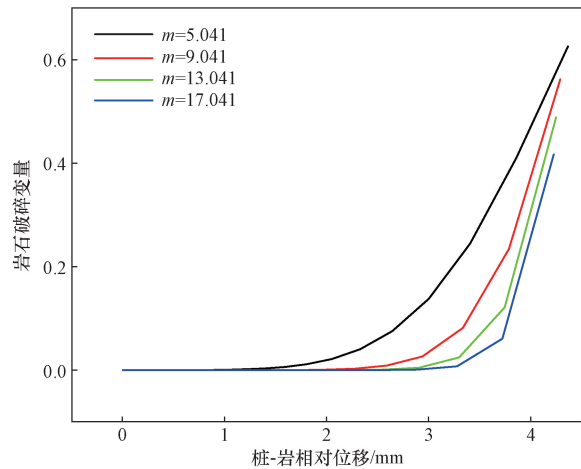
(b) 强风化灰岩  $s_r$  对桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线的影响



(b) 中风化灰岩的  $m$  对桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线的影响



(c) 强风化灰岩的  $s_r$  对桩-岩相对位移-岩石破碎变量曲线的影响



(c) 中风化灰岩的  $m$  对桩-岩相对位移-岩石破碎变量曲线的影响

图 11 强风化灰岩的  $s_r$  对嵌岩桩承载机制的影响

Fig. 11  $s_r$  of highly-weathered limestone on the load mechanism of rock-socketed pile

图 12 中风化灰岩的  $m$  对嵌岩桩承载机制的影响

Fig. 12  $m$  of moderately-weathered limestone on the load mechanism of rock-socketed pile

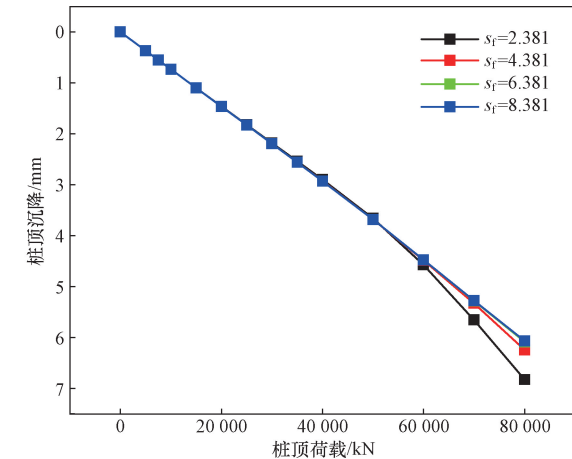
2.75 mm 时,不同  $m$  对应的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线重合,并且均处于线弹性阶段。随着  $m$  地增大,桩侧摩阻力逐渐增大,桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线在屈服变形阶段不再重合。由图 12(c)可知,当桩-岩相对位移小于 1.5 mm 时,不同  $m$  对应

的岩石破碎变量均为 0。随着  $m$  地增大,岩石开始破碎时的桩-岩相对位移逐渐增大。不同  $m$  对应的岩石破碎变量均没有达到 1,这意味着中风化灰岩没有完全破碎。

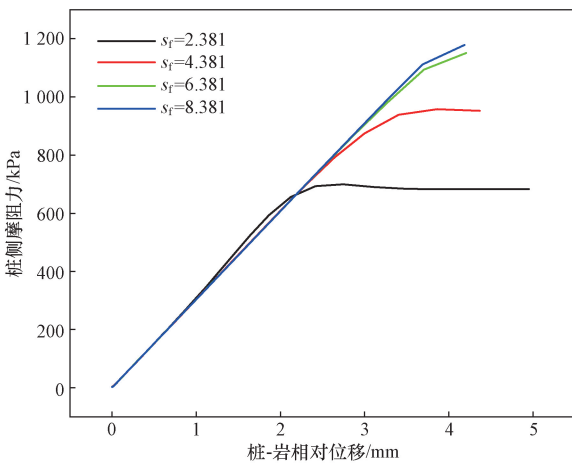
中风化灰岩的  $s_r$  对嵌岩桩承载机制的影响如

图 13 所示。

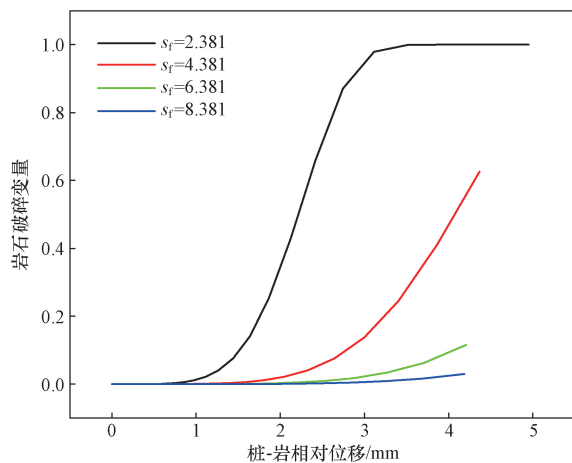
由图 13(a) 可知, 当桩顶荷载小于 60 000 kN 时, 不同  $s_f$  的桩顶沉降没有显著差异。当桩顶荷载大于 60 000 kN 后, 随着  $s_f$  地增大, 桩顶沉降逐渐减小。由图 13(b) 可知, 当桩-岩相对位移小于 2 mm 时, 不同  $s_f$  的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线重合。



(a) 中风化灰岩的  $s_f$  对桩顶荷载-沉降曲线的影响



(b) 中风化灰岩的  $s_f$  对桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线的影响



(c) 中风化灰岩的  $s_f$  对桩-岩相对位移-岩石破碎变量曲线的影响

图 13 中风化灰岩的  $s_f$  对嵌岩桩承载机制的影响

Fig. 13  $s_f$  of moderately-weathered limestone on the load mechanism of rock-socketed pile

当桩-岩相对位移大于 2 mm 时, 随着  $s_f$  地增大, 峰值桩侧摩阻力逐渐增大, 桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线不再重合。当  $s_f = 2.381$  时, 桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线包含了混凝土-岩石剪切的 4 个阶段。随着  $s_f$  地增大, 不同  $s_f$  的桩-岩相对位移-桩侧摩阻力曲线只包含线弹性变形阶段和屈服变形阶段。由图 13(c) 可知, 当桩-岩相对位移小于 1 mm 时, 不同  $s_f$  的岩石破碎变量均为 0。当  $s_f = 2.381$  时, 随着桩-岩相对位移地增大, 岩石破碎变量逐渐接近 1, 表明中风化灰岩已经完全破碎。随着  $s_f$  地增大, 不同  $s_f$  的岩石破碎变量逐渐减小。同时, 岩石开始破碎时的桩-岩相对位移逐渐增大。

桩-岩接触面的力学性质受到  $m$  和  $s_f$  的影响, 进而影响混凝土-岩石剪切机制和嵌岩桩的承载机制。因此, 应充分考虑岩石破碎对嵌岩桩承载机制的影响。

## 4 结论

为研究岩石破碎对嵌岩桩承载机制的影响, 在以往研究的基础上提出了一种新的考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型。基于该模型, 推导了考虑岩石破碎的嵌岩桩荷载传递微分方程。本研究得出以下结论。

(1) 考虑岩石破碎的混凝土-岩石剪切模型的计算结果与混凝土-岩石剪切实验结果更吻合。考虑岩石破碎的嵌岩桩荷载传递微分方程的计算结果与现场静载试验的结果更接近, 并提供了对嵌岩桩承载能力的进一步预测。

(2) 使用威布尔分布模拟岩石破碎的演化过程, 保留了主要的研究因素, 同时避免了许多不必要的因素。混凝土-岩石剪切过程中的岩石破碎过程被视为随机破碎的演化过程, 混凝土-岩石接触面被视为服从统计分布的岩石微观单元材料的等效平面, 这是一种恰当的方法来考虑混凝土-岩石接触面的性质。

(3) 引入的岩石破碎变量可以有效地刻画在混凝土-岩石剪切过程中岩石的破碎演化特征,  $m$  和  $s_f$  均具有明确的物理意义, 均可以通过具体的数学表达式和试验数据确定。

(4)  $m$  和  $s_f$  对混凝土岩石剪切性能的影响不同。随着  $m$  地增大, 峰值剪切应力(峰值桩侧摩阻力)增大, 应变软化阶段的变化范围减小, 岩石破碎变量的变化范围减小, 岩石的脆性增强。随着  $s_f$  地增大, 峰值剪切应力(峰值桩侧摩阻力)增大, 应变软化阶段的变化范围增大, 岩石破碎变量的变化范围增大, 岩石的塑性增强。

(5)考虑岩石破碎可以准确地表征岩石的性质,而忽略岩石破碎会导致对嵌岩桩承载力的保守估计。 $m$ 对桩顶荷载-沉降曲线的影响小,随着 $s_r$ 地增大,桩顶沉降逐渐减小。

### 参 考 文 献

- [1] 聂庆科,李熙来,袁维,等. 穿越溶洞型基桩竖向极限承载力计算方法研究[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(16): 7044-7055.  
Nie Qingke, Li Xilai, Yuan Wei, et al. An approach for calculating the vertical ultimate bearing capacity of the pile traversing karst cave[J]. Science Technology and Engineering, 2023, 23(16): 7044-7055.
- [2] Chen Y F, Ai Z Y, Ma Z G, et al. Vertical performance of rock-socketed pile group in layered saturated rock-soil mass [J]. Computers and Geotechnics, 2023, 157: 105322.
- [3] 闫楠,赵香梅,白晓宇,等. 嵌岩桩竖向承载性能试验研究进展[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(25): 10625-10637.  
Yan Nan, Zhao Xiangmei, Bai Xiaoyu, et al. Research progress on vertical bearing performance test of rock-socketed piles[J]. Science Technology and Engineering, 2023, 23(25): 10625-10637.
- [4] 王照耀,邵珠山,梁兴文,等. 钢筋超高性能混凝土梁受剪性能细观分析[J]. 建筑结构学报, 2024, 45(1): 217-229.  
Wang, Zhaoyao, Shao Zhushan, Liang Xingwen, et al. Mesoscopic analysis for shear behavior of reinforced ultra-high performance concrete beams[J]. Journal of Building Structures, 2024, 45(1): 217-229.
- [5] 张曦,冷建,谢锦波,等. 嵌岩桩在强风化花岗岩海床中的孔壁失稳[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(3): 1199-1206.  
Zhang Xi, Leng Jian, Xie Jinbo, et al. Hole wall instability of rock-socketed monopile in strongly weathered granite seabed[J]. Science Technology and Engineering, 2023, 23(3): 1199-1206.
- [6] 刘江豪,郭保华,程坦,等. 岩石-混凝土界面峰值剪切强度经验公式试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2023, 42(10): 2552-2565.  
Liu Jianghao, Guo Baohua, Cheng Tan, et al. Experimental study on empirical formula of peak shear strength for rock-concrete interface [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2023, 42(10): 2552-2565.
- [7] 赵衡,侯继超,赵明华. 岩石-混凝土结构面的广义 Patton 剪切模型[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(11): 2106-2114.  
Zhao Heng, Hou Jichao, Zhao Minghua. Generalized patton shear model for rock-concrete joints[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(11): 2106-2114.
- [8] 王明年,胡云鹏,童建军,等. 高温变温环境下喷射混凝土-岩石界面剪切特性及温度损伤模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(1): 63-75.  
Wang Mingnian, Hu Yunpeng, Tong Jianjun, et al. Experimental study on shear mechanical properties and thermal damage model of shotcrete-rock interfaces under variable high temperatures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(1): 63-75.
- [9] Menes B, Sophie C, Pascal F, et al. Experimental study of the shear behavior of concrete-rock interfaces under static and dynamic loading in the context of low confinement stress [J]. Engineering Structures, 2024, 309: 118059.
- [10] Zhang Y Z, Huang M, Jiang Y J, et al. Mechanics, damage and energy degradation of rock-concrete interfaces exposed to high temperature during cyclic shear [J]. Construction and Building Materials, 2023, 405: 133229.
- [11] Chen Y, Yang J F, Li M H, et al. Effects of roughness on shear properties and acoustic emission characteristics of bonded rock-concrete interfaces [J]. Construction and Building Materials, 2023, 398: 132405.
- [12] 付鹏,亢宪寅,王胜伟,等. 基于声发射的层状复合岩石损伤演化规律实验研究[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(19): 8431-8438.  
Fu Peng, Qi Xianyin, Wang Shengwei, et al. Experimental study on damage evolution law of layered composite rock based on acoustic emission[J]. Science Technology and Engineering, 2022, 22(19): 8431-8438.
- [13] 张航,朱珍德,湛凡. 压缩荷载作用下脆性岩石弹塑性损伤耦合本构模型研究[J]. 科学技术与工程, 2016, 16(6): 205-209.  
Zhang Hang, Zhu Zhende, Chen Fan. Study of elastoplastic damage coupled constitutive model for brittle rocks under compression[J]. Science Technology and Engineering, 2016, 16(6): 205-209.
- [14] 张超,曹文贵,徐赞,等. 岩石初始宏观变形模拟及微裂纹闭合应力确定方法[J]. 岩土力学, 2018, 39(4): 1281-1301.  
Zhang Chao, Cao Wengui, Xu Zan, et al. Initial macro-deformation simulation and determination method of micro-crack closure stress for rock [J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(4): 1281-1301.
- [15] 张超,俞缙,白允,等. 基于强度理论的岩石脆延转化统计损伤本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2023, 42(2): 307-316.  
Zhang Chao, Yu Jin, Bai Yun, et al. Statistical damage constitutive model of rock brittle-ductile transition based on strength theory [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2023, 42(2): 307-316.
- [16] 曹文贵,王江营,翟友成. 考虑残余强度影响的结构面与接触面剪切过程损伤模拟方法[J]. 土木工程学报, 2012, 45(4): 127-133.  
Cao Wengui, Wang Jiangying, Cui Youcheng. Study of simulation method for the shear deformation of rock structural planes and interfaces with consideration of residual strength [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(4): 127-133.
- [17] 曹文贵,张超,贺敏,等. 岩石空隙变化及其变形全过程的统计损伤模拟方法[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44(9): 100-106.  
Cao Wengui, Zhang Chao, He Min, et al. Voids change and statistical damage simulation method of the full deformation process

- for rocks [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2017, 44(9): 100-106.
- [18] 曹文贵, 张超, 贺敏, 等. 基于微观力学特性的脆性岩石变形过程模拟[J]. 岩土力学, 2016, 37(10): 2753-2760.  
Cao Wengui, Zhang Chao, He Min, et al. Deformation simulation of brittle rock based on micromechanical properties[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(10): 2753-2760.
- [19] Xie S J, Lin H, Duan H Y, et al. Modeling description of interface shear deformation; a theoretical study on damage statistical distributions [J]. Construction and Building Materials, 2023, 394: 132052.
- [20] 王鹏程, 陈筠, 季永新, 等. 贵州软质较破碎白云岩嵌岩桩竖向承载力分析[J]. 科学技术与工程, 2016, 16(9): 253-258.  
Wang Pengcheng, Chen Jun, Ji Yongxin, et al. Analysis for the vertical bearing capacity of single pile for rock-socketed pile of the broken soft dolomite in Guizhou[J]. Science Technology and Engineering, 2016, 16(9): 253-258.