

DOI: 10.11779/CJGE201706019

岩溶区嵌岩桩桩端承载性能研究

赵明华¹, 肖尧¹, 徐卓君¹, 杨超炜¹, 胡倩¹, 刘建华²

(1. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南长沙 410082; 2. 长沙理工大学运输工程学院, 湖南长沙 410076)

摘要: 为考虑岩溶区基桩嵌岩段岩层与顶板的整体承载效应及溶洞形状对桩端极限承载力的影响, 在嵌岩桩桩端极限破坏模式研究的基础上, 首先根据桩端极限破坏线与溶洞的位置关系, 确定了溶洞发生破坏时的临界状态; 其次, 结合桩端岩层极限状态下的传力机制, 分析了岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式。然后, 通过建立极坐标系, 给出了溶洞发生冲切破坏、冒顶破坏的限定条件, 并推导了不同破坏模式下岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力的计算公式。最后, 用试验数据与工程实例对本文理论进行验算, 验算结果表明: 理论计算结果与试验现象及工程实例结果较为吻合, 可为岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力的计算提供一些参考。

关键词: 岩溶区; 嵌岩桩; 桩端; 整体承载效应; 极限承载力

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)06-1123-07

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。

Bearing capacity at tip of rock-socketed pile in karst areas

ZHAO Ming-hua¹, XIAO Yao¹, XU Zhuo-jun¹, YANG Chao-wei¹, HU Qian¹, LIU Jian-hua²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 2. School of Traffic and Transportation Engineering,

Changsha University of Science and Technology, Changsha 410076, China)

Abstract: The approach for calculating the ultimate bearing capacity at the tip of rock-socketed pile in karst areas is proposed considering the coupled bearing effects of rock of socketed part and cavity roof, as well as the influence of the shape of cavity. Firstly, based on the researches on the ultimate failure mechanism at the tip of rock-socketed pile, the critical failure conditions of the cavity are determined in accordance with the position relationship between the cavity and the ultimate failure line of pile tip. Secondly, the failure modes at the tip of rock socketed pile in karst areas are analyzed considering the force-transferring mechanism of the rock at the tip of pile under the critical condition. Then, the punching and collapse failure conditions of the cavity roof are given in the polar coordinate system. Moreover, the formula for the ultimate bearing capacity at the tip of rock-socketed pile in karst areas under different failure modes are deduced. Finally, the results of theoretical calculation agree well with those of tests and engineering examples, which can provide guidance for calculating the ultimate bearing capacity at the tip of rock-socketed pile in karst areas.

Key words: karst area; rock-socketed pile; tip of pile; coupled bearing effect; ultimate bearing capacity

0 引言

随着中国西部建设的高速发展, 岩溶区桥梁桩基工程日益增多, 该类地区嵌岩桩桩端承载性能与溶洞的大小、位置、形状, 岩性等因素密切相关, 如何确定桩端极限承载力关系到桥梁工程的安全与经济^[1]。因此, 开展岩溶区嵌岩桩桩端承载性能研究具有重要的工程实践价值。

目前, 众多学者对该问题进行了相关研究。黎斌等^[2]用三维有限单元法分析了桩基础下伏溶洞顶板应力状态, 并导得了桩底到溶洞顶部距离临界值与溶洞大小和单桩设计荷载之间的关系式; 孙映霞等^[3]依据

有限差分原理开展了桩基荷载作用下岩溶地基的稳定性数值研究, 并提出了岩溶区桩基稳定性判据。然而, 由于工程地质条件的不确定性, 以上数值分析计算方法的应用有一定的局限性。为了求得岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力一般计算方法, 赵明华等^[4-5]将桩端持力岩层视为刚性板, 分别从抗冲切、抗剪切、抗弯拉 3 方面计算嵌岩桩桩端极限承载力, 并推导了溶洞顶板安全厚度计算公式。在此基础上, 程晔等^[6]运用强度折减法, 结合弹塑性有限元和二分法探讨了基桩下伏

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51278187, 51408060)

收稿日期: 2016-03-23

溶洞顶板稳定性的评价方法;赵明华等^[7]基于突变理论,提出了岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力和溶洞顶板安全厚度的确定方法。为评价不同边界条件、不同形状溶洞顶板在桩端荷载作用下的稳定性,汪华斌等^[8]根据 Hoek-Brown 强度破坏准则,利用弹性力学的方法得到了溶洞顶板安全厚度计算公式。在冲切、剪切、弯拉 3 种破坏模式中,溶洞顶板更多的呈现为冲切破坏^[1],因此需要对溶洞顶板发生冲切破坏进行更深入的研究。赵明华等^[9]基于极限分析上限定理,证明了溶洞顶板冲切破坏体的母线方程为对数螺旋线,并依据 Griffith 强度破坏准则推得了溶洞顶板安全厚度计算公式;雷勇等^[10]基于 Hoek-Brown 强度破坏准则,推导了桩端极限承载状态下溶洞顶板安全厚度表达式。以上理论研究均将溶洞顶板简化为梁板结构来考虑,并以此推算嵌岩桩桩端极限承载力和溶洞顶板安全厚度,其计算模型简单,能较好地指导工程实践,但忽略了嵌岩段与溶洞顶板的整体承载效应,及溶洞形状对桩端极限承载力的影响,这与工程实际情况仍存在一定偏差。为了更清楚地了解岩溶区嵌岩桩承载性能,王革立^[11]、刘铁雄^[12]基于相似原理,开展了室内模型试验;在此基础上,张慧乐等^[13-14]、张智浩等^[15]研究了岩溶区嵌岩桩承载力与破坏模式。以上试验研究清楚地反映了不同情况下岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式,同时系统地分析了桩端岩层的承载机理,但并未分析嵌岩段岩层与溶洞顶板的整体承载效应,也没有从理论上给出岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式的限定条件。

综上可知,对岩溶区嵌岩桩桩端承载性能的研究已取得了一定的成果,但仍存在以下不足:①未考虑嵌岩段岩层与溶洞顶板的整体承载效应;②未考虑溶洞形状对嵌岩桩桩端承载性能的影响;③没有给出岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式的限定条件。针对以上不足,本文将依据嵌岩桩桩端极限破坏模式,提出考虑桩洞位置关系的岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式,并给出不同破坏模式的限定条件,推得岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力的计算公式,以期完善岩溶区嵌岩桩桩端承载性能的研究。

1 计算模型

本文根据工程实际合理简化得到如图 1 所示的计算模型,并作出如下假定:①仅考虑嵌岩桩桩端承载力,不考虑桩土、桩岩侧摩阻力;②岩层为各向同性均质材料,岩石破坏符合 Hoek-Brown 强度破坏准则;③溶洞是天然形成,内部无填充物的球形,桩为圆柱形,中心轴线垂直通过球心;④溶洞经过漫长的地质演化过程,处于稳定平衡状态,其并不改变初始地应

力场,且不考虑溶洞形成的空间拱效应;⑤将该问题简化为平面应变问题来求解;⑥计算桩端极限承载力时,不计破坏岩体的自重。

图 1 中, D 为桩径, H_s 为土层厚度, H_r 为嵌岩深度, R 为溶洞半径, L 为溶洞中心 V 到桩端中心 M 的距离。

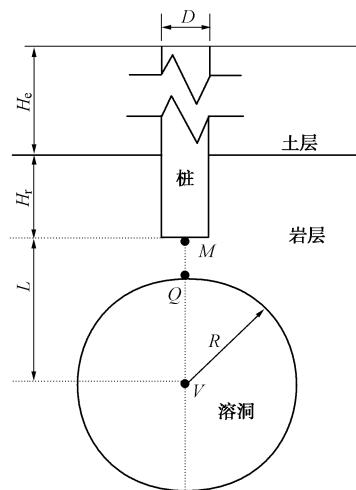


图 1 假定计算模型

Fig. 1 Hypothetical model

2 岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式分析

在假定计算模型的基础上,本文拟根据嵌岩桩桩端极限破坏模式,结合桩端岩层极限受力状态与溶洞的位置关系,分析岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式。

2.1 嵌岩桩桩端极限破坏模式

Serranno 等^[16-18]基于 Meyerhof 对地基极限承载力的研究成果,根据 Hoek-Brown 强度破坏准则研究了嵌岩桩桩端极限破坏模式。其计算模型的假定条件与本文假定条件①、②、⑤、⑥一致。

考虑土层厚度、嵌岩深度、岩性等因素,可将嵌岩桩桩端极限破坏模式分为 4 种情形:①当 $h_m < 2\sqrt{2\zeta}$, 嵌岩深度没有超过临界嵌岩深度 H_{r2} 时,桩端极限破坏模式如图 2(a) 所示。其中 $h_m = H_r\gamma_r/2\beta + H_s\gamma_s/\beta$, γ_r , γ_s 分别为岩层和土层的重度, β , ζ 为 Hoek-Brown 系数。②当 $h_m < 2\sqrt{2\zeta}$, 嵌岩深度超过临界嵌岩深度 H_{r2} 时,桩端极限破坏模式如图 2(b) 所示。③当 $h_m > 2\sqrt{2\zeta}$, 嵌岩深度没有超过临界嵌岩深度 H_{r1} 时,桩端极限破坏模式如图 2(c) 所示。④当 $h_m > 2\sqrt{2\zeta}$, 嵌岩深度超过临界嵌岩深度 H_{r1} 时,桩端极限破坏模式如图 2(d) 所示。图 2 中: α , α_1 为虚拟破坏面 OC 与水平方向的夹角; H_{r1} , H_{r2} 为临界嵌岩深度,根据文献[17]确定。

2.2 岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式

由 2.1 节可知,嵌岩桩桩端极限破坏模式有 4 种

情形, 限于篇幅, 本文以第1种情形为例, 对岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式进行分析。

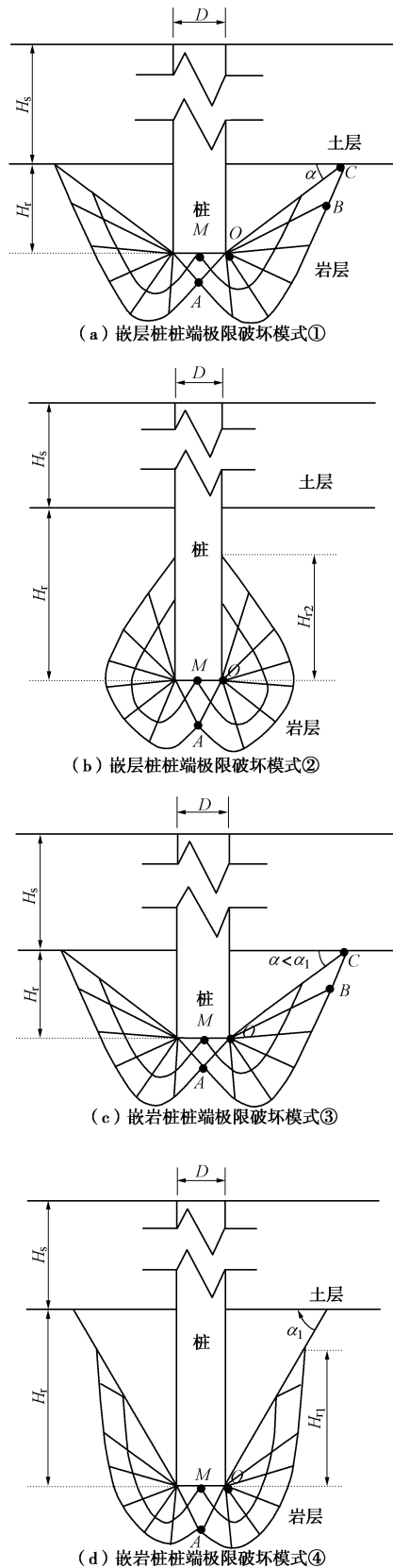


图2 嵌岩桩桩端极限破坏模式

Fig. 2 Limit failure modes at tip of rock-socketed pile

(1) 临界破坏状态

根据嵌岩桩桩端极限破坏模式, 结合嵌岩桩与溶洞的位置关系可得: ①当嵌岩桩桩端极限破坏线与溶洞边界线交于 F_1, F_2 , 达到临界状态1, 此时桩与溶洞间距为 L_1 , 如图3(a)所示; ②当楔形破坏体 KOA 顶点 A 与溶洞顶点 Q 重合时, 达到临界状态2, 此时桩与溶洞间距为 L_2 , 如图3(b)所示。

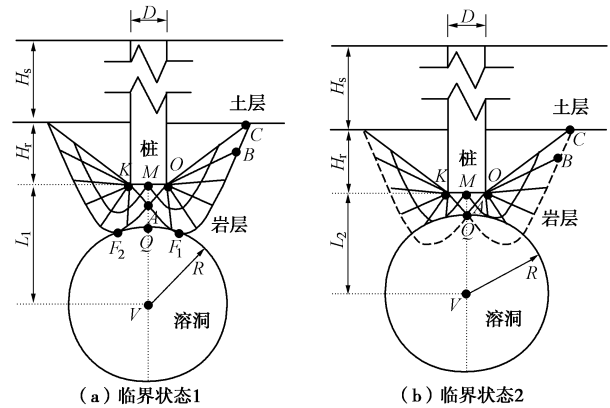


图3 临界破坏状态

Fig. 3 Critical failure conditions

(2) 极限破坏模式

根据文献[17], 嵌岩桩桩端达到极限状态时, 承载岩层的传力机制如图4所示。其中, q_u 为极限状态时桩的承载力, σ_v 为土层与岩层作用在虚拟平面 OC 上的荷载, f 为极限状态下 $KABC$ 上的力矢量。

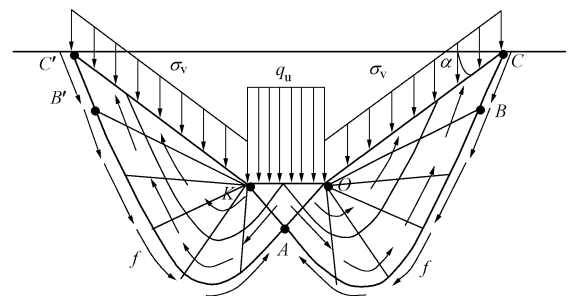


图4 极限状态下传力机制

Fig. 4 Force-transferring mechanism under critical condition

由极限状态下传力机制和临界状态1, 2可得: ①当桩洞距离满足 $L > L_1$ 时, 此时溶洞并未影响极限状态下的传力机制, 岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式与普通嵌岩桩桩端极限破坏模式一样。②当桩洞距离满足 $L_1 \geq L > L_2$ 时, 此时溶洞与极限破坏线 $KABC$ 相交于 J, S 两点, 由于 JS 段的缺失, 当 KJ 段达到极限应力时, SBC 段未能达到极限状态, 此时破坏机制变成如图5(a)所示的冒顶破坏, 由 KOA, WAJ 两部分组成。③当桩洞距离满足 $L \leq L_2$ 时, 此时溶洞与楔形破坏体 KOA 相交, 由于桩洞距离太小, 此时楔形破坏体不能形成, 造成极限状态下传力机制失效, 此时将发生如图5(b)所示的冲切破坏, 该破坏模式下的嵌岩

桩桩端极限承载力与嵌岩深度无关。

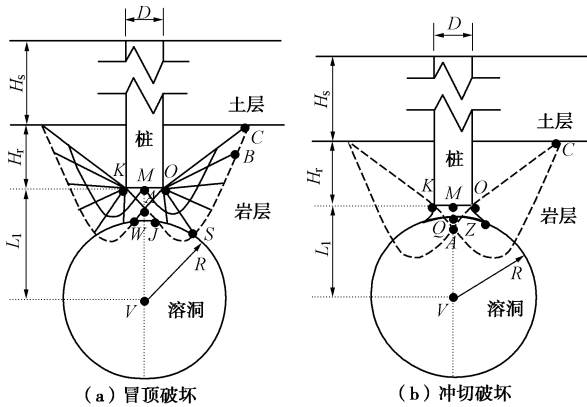


图5 破坏模式

Fig. 5 Failure modes

3 岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力计算

计算岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力, 首先需要判断溶洞与嵌岩桩桩端极限破坏线的位置关系。以 O 为原点, KO 方向为极轴, 建立极坐标系。极限破坏线与溶洞的几何关系如图 6 所示。

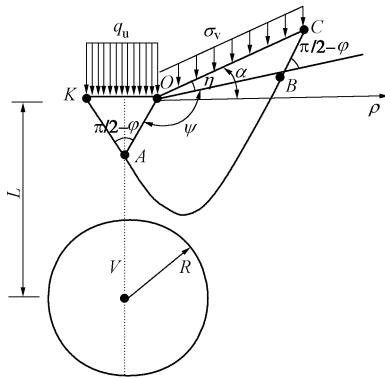


图6 几何关系图

Fig. 6 Geometric relation

由图 6 可知, AB 是以 O 为中心的对数螺旋线, 其方程为

$$\rho = OAe^{(\theta - 5\pi/4 + \varphi/2, 5\pi/4 + \varphi/2 + \Psi)} \quad (1)$$

式中, $\Psi = 3\pi/4 + \alpha - \eta - \varphi/2$, η 可用文献[17]中的莫尔圆求解, φ 为岩石的内摩擦角,

$$OA = \frac{D}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (2)$$

将式 (2) 代入式 (1) 得

$$\rho = \frac{De^{(\theta - 5\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (3)$$

溶洞边界线在该极坐标下的方程如式(4)所示:

$$\rho^2 + D\rho\cos\theta + 2L\rho\sin\theta + D^2/4 + L^2 = R^2 \quad (4)$$

联立式 (3)、(4) 可得

$$\left[\frac{De^{(\theta - 5\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)} \right]^2 + \frac{D^2e^{(\theta - 5\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)}\cos\theta + \frac{DL e^{(\theta - 5\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{\sin(\pi/4 - \varphi/2)}\sin\theta + D^2/4 + L^2 = R^2$$

$$\theta \in [5\pi/4 + \varphi/2, 5\pi/4 + \varphi/2 + \Psi] \quad (5)$$

式 (5) 是一个关于 θ 的超越方程, 对 θ 进行解析求解存在较大困难。在实际工程中, D, L, R, φ, Ψ 为已知量, 将已知量代入式 (5), 可通过 MATLAB 对其进行数值求解。求解的结果分 3 种情况讨论:

(1) 不存在 θ 满足式 (5), 即式 (5) 无解, 此时溶洞边界线与极限破坏线无交点, 溶洞并不影响嵌岩桩桩端极限承载力, 可根据文献[17]给出的公式对嵌岩桩桩端极限承载力进行计算, 表达式为

$$q_u = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta \quad (6)$$

式中, q_u 为嵌岩桩极限承载力, β, ζ 为 Hoek-Brown 系数, N_β 是与荷载有关的参数, s_β 为形状系数。

(2) 仅存在两个 θ 满足式 (6), 此时溶洞边界线与极限破坏线有两个交点, 此时溶洞会发生冒顶破坏, 系统受力分析如图 7 所示。

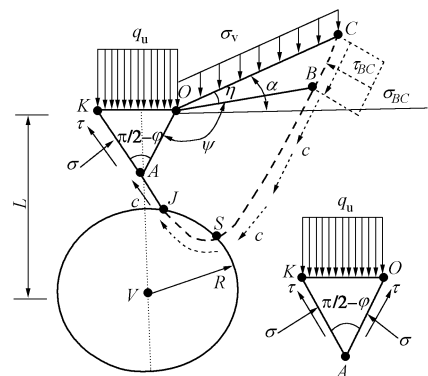


图7 系统受力分析图

Fig. 7 Analysis of forced system

结合图 4、7 可知: 无溶洞时, 荷载由 $KABC$ 整体来承担; 有溶洞时, 当溶洞边界线与极限破坏线相交于 J, S 两点, 在系统未达到极限状态时, 由 KJ, SBC 来承担荷载, 在系统达到极限状态后, 系统将沿 KJ 产生滑动, 此时极限破坏线 $JSBC$ 上的应力为 0。

因此可取系统刚达到极限状态时的临界状态为研究对象。在此临界状态下, 极限平衡体 $OKJSBC$ 将保持平衡, 所有应力对 O 点取矩可得

$$\frac{q_u D^2}{2} - \frac{\sigma_v H_R^2}{2\sin\alpha \tan\alpha} - \frac{D\tau \sin(\pi/2 - \varphi)}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)} - \frac{D\sigma [1/2 - \cos(\pi/2 - \varphi)]}{2\sin(\pi/4 - \varphi/2)} - \frac{D^2 c}{4\sin^2(\pi/4 - \varphi/2)}$$

$$\int_{\frac{5\pi+\varphi}{4}}^{\theta_1} e^{2(\theta-5\pi/4-\varphi/2)\tan\varphi} d\theta = 0 \quad , \quad (7)$$

式中, σ , τ 为 KA 面上的正应力、切应力, c 为岩石的黏聚力, φ 为内摩擦角, θ_1 可按式 (6) 求解。

另一方面, 滑动楔形体 KOA 在临界状态时也将保持平衡, 平衡方程为

$$q_u = \sigma + \tau \cot(\pi/4 - \varphi/2) \quad . \quad (8)$$

由文献[10]可知, σ , τ 满足

$$\tau = A\beta \left(\frac{\sigma}{\beta} + \zeta \right)^{\frac{1}{2}} \quad , \quad (9)$$

式中, A 为与拟合范围有关的系数。

联立式 (7) ~ (9), 可对 q_u 进行求解。由于该方程组为超越方程组, 对其进行解析求解存在一定难度, 因此可根据实际工程取的参数, 利用 MATLAB 对其进行数值求解。

(3) 若 $L-R \leq D \tan(\pi/4 + \varphi/2)/2$, 此时溶洞发生冲切破坏, 由于桩与溶洞的距离 ($L-R$) 非常小, 可近似看成厚度为 ($L-R$) 的溶洞顶板抗冲切极限承载力的计算, 因此可按文献[10]提供的式 (10) 计算嵌岩桩桩端极限承载力:

$$q_u = 2\pi \left[\frac{\beta A^2 (L-R)^2}{4 \ln(d_1/D)} + \frac{\beta \zeta}{8} (d_1^2 - D^2) \right] \quad , \quad (10)$$

式中, d_1 为冲切体下部直径。

由于岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力计算步骤繁多, 因此将计算步骤概括如下: ①判断 h_m 与 $2\sqrt{2\zeta}$ 的关系, 并选择嵌岩桩在无溶洞时桩端极限破坏模式, 根据文献[17]确定; ②根据溶洞与嵌岩桩的位置关系, 确定临界破坏状态; ③分析岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式; ④根据岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式计算岩溶区嵌岩桩桩端极限承载力。

在岩溶区嵌岩桩的设计过程中, 实际工程情况有时并不符合本文的假定情况, 通常可考虑如下处理: ①嵌岩桩与溶洞中心轴线不重合时, 仍然按照嵌岩桩与溶洞中心轴线重合的最不利情况来计算; ②溶洞为不规则形状时, 用溶洞边界线外接圆来代替不规则溶洞来计算; ③考虑到岩层的非均质性, 本文采取文献[4]的做法, 根据岩层的具体地质情况, 取合理的安全系数, 安全系数一般可取 3~4。

4 算例验证

4.1 室内模型试验

引用文献[13]的试验数据对本文理论进行验证, 其试验的材料物理力学参数如表 1 所示。对试验结果按相似比放大成原型结果, 试验原型结果与理论计算结果对比如表 2 所示。表 2 中: H 为顶板厚度, 桩径

$D=0.8$ m, R 为溶洞半径, 内摩擦角 $\varphi=38.6^\circ$, 嵌岩深度 $H_r=0.8$ m。

表 1 原型与模型材料物理力学参数

Fig. 1 Physico-mechanical parameters of rock and model materials

参数	原型材料 (中风化石灰岩)	模型材料 (水泥、石膏、砂、黏土、水)
重度/(kN·m ⁻³)	26.8~28.0	19.2
抗压强度/MPa	32.0~67.9	2.0
抗拉强度/MPa	1.89~5.78	0.29
弹性模量/GPa	21.7~61.3	0.71
泊松比	0.14~0.39	0.16
黏聚力/MPa	3.32~5.43	0.54
内摩擦角/(°)	32.5~44.6	30.35

表 2 理论计算结果与试验原型结果比较

Fig. 2 Comparison of theoretical results and prototype tests

试验原型	理论计算结果	试验原型结果
$H=1D$, $2R=3D$	$L-R \leq D \tan(\pi/4 + \varphi/2)/2$ 冲切破坏模式	冲切破坏模式
$H=2D$, $2R=3D$	不存在 θ 满足式 (5); 溶洞对承载力无影响	冒顶破坏模式
$H=3D$, $2R=3D$	不存在 θ 满足式 (5); 溶洞对承载力无影响	扇形破坏模式
$H=4D$, $2R=3D$	不存在 θ 满足式 (5); 溶洞对承载力无影响	扇形破坏模式

由表 2 可知, 当 $H=1D$, $2R=3D$ 时, 理论结果与试验原型结果一致。当 $H=2D$, $2R=3D$ 时, 理论结果与试验原型结果不吻合, 原因可能是: 经过计算, 理论上嵌岩桩桩端极限破坏线与溶洞边界线距离十分接近, 由于试验过程中材料存在微小裂隙等缺陷, 并不是理论假定的均质材料, 造成了理论与试验的偏差。当 $H=3D$, $2R=3D$, $H=4D$, $2R=3D$ 时, 试验原型结果是扇形破坏模式, 根据文献[13]所述, 此时溶洞并未发生破坏, 而且在桩端下存在倒圆锥形的楔体, 这与理论计算结果较为吻合。

综上所述, 理论推算岩溶区嵌岩桩桩端破坏模式的结果与试验原型结果大致吻合。

4.2 工程实例计算

引用文献[15]的工程实例对本文理论进行验算。大连海上体育休闲广场工程位于大连开发区南戴子南, 小坨子西部, 金窑铁路的南侧, 工程重要性等级为一级, 场地等级为二级, 地基等级为二级。场地地形平坦, 为人工填海整平而成, 高程 5.78~4.0 m 相对高差 1.78 m, 场地地貌单元属海滨地貌。场地地层自上而下为杂填土、碎石土、红黏土、中风化石灰岩。

该区基岩岩溶发育,基础采用嵌岩桩,桩基础持力层为中风化石灰岩。

以#10楼的#45(10-#45)桩为例。#10楼场地±0.00为8.30 m, #45桩桩长21.40 m, 桩径0.8 m, 入岩深度10.20 m, (初见岩层为-5.46 m, 其下存在一近似垂直面, -12.26 m处临空面内凹成溶洞), 设计单桩承载力特征值为3500 kN, 桩底下2.60 m处存在一个近似椭圆形溶洞, $a=b \approx 1.5$ m, 极半径 $c \approx 0.90$ m, 施工简图如图8(a)所示, 现场静载试验曲线如图8(b)所示。

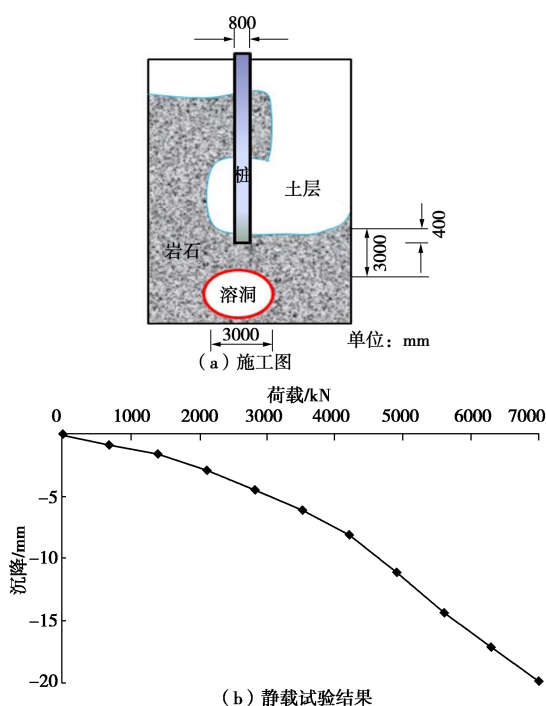


图8 #8桩设计施工图

Fig. 8 Construction and design of pile No. 8

为简化计算,将椭圆形溶洞近似看成直径 $D=3$ m的球形溶洞,嵌岩深度为 $H_r=0.4$ m, 嵌岩段岩层上方看成是均质土层, γ_s 取 18 kN/m^3 。文献[15]给出了中风化石灰岩抗压强度 σ_c 为 $32.0 \sim 67.9 \text{ MPa}$, 因此可取 $\sigma_c=47.2 \text{ MPa}$, 根据文献[10], 取石灰岩类别参数 $m_0=7.0$, 该工程为中等风化石灰岩, 因此可取 $\text{RMR}=44$ 。根据 σ_c , m_0 、 RMR , 可求得 $\zeta=0.018$, $\beta=5.59 \times 10^6 \text{ Pa}$ 。

桩端极限承载力计算步骤如下: ①已知 $H_r=0.4$ m, $H_s=20.6$ m, $\gamma_s=18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_r=26.8 \text{ kN/m}^3$, $\zeta=0.018$, $\beta=5.59 \times 10^6 \text{ Pa}$, 求得 $h_m < 2\sqrt{2\zeta}$, 即该嵌岩桩在无溶洞时桩端极限破坏状态为第1种情形; ②将已知条件代入式(5), 式(5)无解, 即溶洞存在对嵌岩桩桩端极限破坏状态无影响; ③嵌岩桩桩端极限承载力按式

(6) 计算, 计算结果为 25400 kN , 本例中取安全系数4, 可得取了安全系数的嵌岩桩桩端极限承载力为 6350 kN 。

由计算结果可知, 嵌岩桩桩端极限承载力大于单桩承载力特征值, 因此持力岩层满足单桩承载力的要求, 与工程实际相符。

5 结 论

(1)根据嵌岩桩桩端极限破坏模式及嵌岩桩与溶洞的位置关系, 对岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式进行了分析, 并给出了溶洞发生不破坏、冒顶破坏及冲切破坏3种情形的限定条件: ①当桩洞距离满足 $L > L_1$ 时, 溶洞将不会发生破坏; ②当桩洞距离满足 $L_1 \geq L > L_2$ 时, 溶洞将发生冒顶破坏; ③当桩洞距离满足 $L \leq L_2$ 时, 溶洞将发生冲切破坏。

(2)对岩溶区嵌岩桩桩端3种不同破坏模式进行力学分析, 推得了不同破坏模式下桩端极限承载力计算公式, 理论结果得到了试验和工程实例结果的验证, 为岩溶区嵌岩桩桩端极限破坏模式的预测及桩端极限承载力的计算提供了一定的理论依据。

(3)溶洞围岩压力对强度来说可能为增强效应, 但对于剪切效应为削弱效应, 本文未能考虑该效应对嵌岩桩桩端极限承载力计算结果的影响, 该效应的研究尚有待后续工作深入探讨。

参考文献:

- [1] 赵明华, 陈昌富, 曹文贵, 等. 嵌岩桩桩端岩层抗冲切安全厚度研究[J]. 湘潭矿业学院学报, 2003, 18(4): 41 - 45. (ZHAO Ming-hua, CHEN Chang-fu, CAO Wen-gui, et al. Analysis for the safe terrane thickness of punching-shear resistance at the end of rock-socketed piles[J]. Journal of Xiangtan Mining Institute, 2003, 18(4): 41 - 45. (in Chinese))
- [2] 黎 斌, 范秋雁, 秦凤荣. 岩溶地区溶洞顶板稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 532 - 536. (LI Bin, FAN Qiu-yan, QIN Feng-rong, Analysis on roof stability of karst cave in karst areas[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 532 - 536. (in Chinese))
- [3] 孙映霞, 王金安, 张智浩. 岩溶区桩基破坏模式研究及稳定性分析[J]. 工业建筑, 2012, 42(9): 96 - 102. (SUN Ying-xia, WANG Jin-an, ZHANG Zhi-hao. Failure pattern study and stability analysis of pile foundation in karst area[J]. Industrial Construction, 2012, 42(9): 96 - 102. (in Chinese))
- [4] 赵明华, 曹文贵, 何鹏祥, 等. 岩溶及采空区桥梁桩基桩端岩层安全厚度研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 64 - 68. (ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui, HE Peng-xiang, et al. Study on safe thickness of rock mass at end of bridge

- foundations pile in karst and worked-out mine area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(1): 64 - 68. (in Chinese))
- [5] 赵明华, 张锐, 胡柏学, 等. 岩溶区桩端下伏溶洞顶板稳定性分析研究[J]. 公路交通科技, 2009, **26**(9): 13 - 16, 31. (ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, HU Bo-xue, et al. Analysis of stability of cave roof under pile tip in karst area[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009, **26**(9): 13 - 16, 31. (in Chinese))
- [6] 程晔, 赵明华, 曹文贵. 基桩下溶洞顶板稳定性评价的强度折减有限元法[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(1): 38 - 41. (CHENG Ye, ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui. Study on stability evaluation of Karst cave roof with strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(1): 38 - 41. (in Chinese))
- [7] 赵明华, 蒋冲, 曹文贵. 岩溶区嵌岩桩承载力及其下伏溶洞顶板安全厚度的研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1618 - 1622. (ZHAO Ming-hua, JIANG Chong, CAO Wen-gui. Study on bearing capacity of rock-socketed piles and safe thickness of cave roofs in karst region[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1618 - 1622. (in Chinese))
- [8] 汪华斌, 刘志峰, 赵文锋, 等. 桥梁桩基荷载下溶洞顶板稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 3655 - 3662. (WANG Hua-bing, LIU Zhi-feng, ZHAO Wen-feng, et al. The research of cave roof stability under the pile foundation of bridge load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 3655 - 3662. (in Chinese))
- [9] 赵明华, 雷勇, 张锐. 岩溶区桩基冲切破坏模式及安全厚度研究[J]. 岩石力学, 2012, **33**(2): 524 - 530. (ZHAO Ming-hua, LEI Yong, ZHANG Rui. Study of punching failure mode and safe thickness of pile foundation in karst region[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(2): 524 - 530. (in Chinese))
- [10] 雷勇, 陈秋南, 马缤辉. 基于极限分析的桩端岩层冲切分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(3): 631 - 638. (LEI Yong, CHEN Qiu-nan, MA Bing-hui. Punching analysis of rock at pile tip base on limit analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(3): 631 - 638. (in Chinese))
- [11] 王革力. 岩溶地基嵌岩桩桩基特性分析与试验研究[D]. 长沙: 中南大学, 2002. (WANG Ge-li. Analysis of rock-socketed pile and experiment research in karst area[D]. Changsha: Central South University, 2002. (in Chinese))
- [12] 刘铁雄. 岩溶桩基与顶板作用机理分析与模拟试验研究[D]. 长沙: 中南大学, 2003. (LIU Tie-xiong. Mechanism analysis of karst pile with cave roof and experiment research[D]. Changsha: Central South University, 2003. (in Chinese))
- [13] 张慧乐, 张智浩, 王述红, 等. 岩溶区嵌岩桩的试验研究与分析[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(1): 92 - 103. (ZHANG Hui-le, ZHANG Zhi-hao, WANG Shu-hong, et al. Experimental study and analysis of rock-socketed pile in karst area[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(1): 92 - 103. (in Chinese))
- [14] 张慧乐, 马凛, 张智浩. 岩溶区嵌岩桩承载特性影响因素的试验研究与分析[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 92 - 101. (ZHANG Hui-le, MA Lin, ZHANG Zhi-hao. Test research and analysis of influencing factor of rock-socketed pile bearing capacity in karst area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 92 - 101. (in Chinese))
- [15] 张智浩, 张慧乐, 马凛, 等. 岩溶区嵌岩桩的破坏模式与工程设计探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(增刊 2): 4130 - 4138. (ZHANG Zhi-hao, ZHANG Hui-le, MA Lin, et al. Discussion on failure mode and engineering design of rock-socketed pile in karst area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(S2): 4130 - 4138. (in Chinese))
- [16] SERRANO A, OLLALLA C. Ultimate bearing capacity of rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1994, **31**(2): 93 - 106.
- [17] SERRANO A, OLLALLA C. Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock-part 1: theory[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, **39**(7): 833 - 846.
- [18] SERRANO A, OLLALLA C. Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock-part 2: application[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, **39**(7): 833 - 846.