

# 基于有限元极限分析的下伏溶洞路堤承载力计算

陈言章<sup>1</sup>, 赵明华<sup>2</sup>

(1. 广东省建筑设计研究院有限公司, 广东 广州 510010; 2. 湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘要:** 根据上、下限定理, 基于 MATLAB 编制有限元极限分析程序, 并采用修正的 Hoek-Brown 准则计算下伏溶洞路堤极限承载力; 在此基础上, 探讨上覆土层荷载、溶洞跨度、高度、旋转角度、路堤荷载与溶洞水平距离、岩层顶面与溶洞垂直距离、岩层物理力学参数对路堤承载力的影响。结果表明: 上覆土层荷载、溶洞高度及岩层重度对路堤承载力的影响可忽略不计, 路堤承载力随溶洞跨度的增大而减小, 随路堤荷载与溶洞水平距离、岩层顶面与溶洞垂直距离的增大而增大, 当溶洞旋转角度小于  $60^\circ$  时, 可不考虑旋转角度的影响。本文从溶洞各参数对极限破坏模式的影响展开讨论, 极限破坏模式主要有溶洞顶板的冲切破坏, 溶洞侧壁发生破坏, 溶洞顶板冲切和侧壁联合破坏, 溶洞顶板冒落和侧壁联合破坏等; 最后通过计算无溶洞时路堤的极限承载力, 与已有研究成果进行对比, 验证了本文所提方法的正确性。

**关键词:** 溶洞; 路堤; 承载力; 有限元; 极限分析

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2021)02-0100-10

## Bearing capacity calculation of embankment above karst subgrade by using finite element limit analysis

CHEN Yan-zhang<sup>1</sup>, ZHAO Ming-hua<sup>2</sup>

(1. Guangdong Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510010, China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** According to the upper and lower bound theorems, the limit program of finite element analysis is compiled based on MATLAB, and the modified Hoek-Brown criterion is used to calculate the ultimate bearing capacity of embankment. The effects of loading of overlying soil, the cave span, height, rotation angle, horizontal distance between embankment load and cave, vertical distance between the top of the rock and cave, and material parameters on ultimate bearing capacity of embankment are investigated. The results reveal that the effects of load of overlying, the cave height and rock unit weight on ultimate bearing capacity of embankment can be neglected. The ultimate bearing capacity decreases with the increase of the cave span, the horizontal distance between the cave and subgrade load and the vertical distance between the cave and the top of the rock. The cave rotation has a negligible effect on the ultimate bearing capacity when the value of the cave rotation exceeds  $60^\circ$ . The influence of various parameters about cave on the ultimate failure mode is discussed. There are several ultimate failure modes such as: roof punch failure, side wall failure, combined roof punch and side wall failure, and combined roof falling and side wall failure. At last, the method proposed in this paper is verified by comparing the ultimate bearing capacity of embankment with no karst cave with the existing research results.

**Key words:** karst cave; embankment; bearing capacity; finite element; limit analysis

## 0 引 言

我国岩溶地貌分布广泛, 大量在建的山区公路

不可避免地会穿越岩溶发育区, 由于岩溶地质的复杂多样性, 公路路堤容易发生溶洞的塌陷破坏。因此, 如何确定下伏溶洞路堤承载力具有重要的工程

收稿日期: 2021-03-10

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51478178)。

作者简介: 陈言章 (1993—), 男, 福建宁德人, 硕士, 主要从事道路设计及软土地基处理等研究。E-mail: 739688350@qq.com。

价值。

目前, 众多学者对该课题开展了相关研究, 可归结为试验研究、理论研究和数值分析3个方面。试验研究方面, Al-Tabbaa等<sup>[1]</sup> 基于小比例模型试验对下伏空洞地基的稳定性进行了研究; Kiyosumi等<sup>[2]</sup> 对坚硬地层中含多个矩形空洞的条形基础承载力开展了离心机试验; 刘庭金等<sup>[3]</sup> 基于室内模型试验研究了含矩形空洞地基的破坏过程。当通过试验手段获得数据后, 有必要对模型做适当的假定和简化, 进一步对数据进行分析, 提出符合试验规律的理论方法, 并结合数值分析方法进行验证。理论研究方面, Wang等<sup>[4]</sup> 假定作用在圆形空洞上条形基础的破坏模式, 采用极限分析的方法得到了基础的极限承载力公式; 刘辉等<sup>[5]</sup> 利用极限分析上限法, 建立了与假定破坏模式对应的速度场, 求得了空洞上方条形基础极限承载力; 刘之葵等<sup>[6]</sup> 基于弹性理论求得溶洞周围岩体的应力状态, 并结合格里菲斯强度准则, 分析了含溶洞岩石地基的稳定性。数值分析方面, Azam等<sup>[7]</sup> 利用二维有限元软件对含空洞时的地基承载力进行了数值计算, 讨论了空洞顶板厚度和空洞位置等因素对地基承载力的影响; 彭芳乐等<sup>[8]</sup> 利用PLAXIS分析了单溶洞的存在对基础承载力和沉降的影响, 对其发生机制进行了研究; 在此基础上, Kiyosumi等<sup>[9]</sup> 进一步考虑了条形基础作用在含多个溶洞地层时的极限承载力。阳军生等<sup>[10]</sup> 采用ABAQUS软件对岩溶地基圆形基础作用下溶洞顶板的稳定性进行了分析, 探讨了极限承载力与顶板跨度、顶板厚度等影响因素的关系。以上有限元方法虽取得了一定的成果, 但采用传统有限元方法研究承载力问题尚存在计算结果容易发散、效率较低等问题, 有限元极限分析法通过降低强度或增加荷载使岩体最终达到极限破坏状态, 自动生成破坏面, 同时可得到极限荷载, 克服了传统有限元方法需根据位移-荷载曲线确定极限承载力的不足。其基本思想是利用有限元将应力场离散化, 然后在离散的应力场内按照上、下限定理的相关要求构建相应的数学规划模型, 最后选用合适的数学规划算法求解该模型, 搜索出极限应力场和上、下限荷载<sup>[11-12]</sup>。该方法不需要人为构造静力容许的应力场、机动许可的速度场, 对岩溶区路堤极限承载力的研究较为适合。

鉴于此, 本文采用修正的Hoek-Brown准则对下伏溶洞路堤承载力进行计算, 重点分析溶洞形状、分布形态、溶洞位置、岩石物理力学参数对路堤承

载力的影响, 并给出极限破坏模式, 最后, 将作用在岩体上的条形基础承载力与本文计算结果进行对比, 以验证程序的正确性及路堤承载力结果的可靠性。

## 1 计算原理与方法

本文将采用有限元上、下限分析方法研究下伏溶洞路堤承载力问题, 下面简单介绍其基本原理和计算程序求解过程。

### 1.1 单元离散

如图1所示, 采用三角形单元对计算域进行离散, 其中, 下限单元每个节点*i*有3个未知应力分量 $(\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi})$ , 每个单元共2个未知体积力分量, 即 $\mathbf{h}^e = (h_x, h_y)$ ; 上限单元每个节点*j*有2个未知速度分量 $(u_j, v_j)$ , 每个单元共3个未知应力分量, 即 $\boldsymbol{\sigma}^e = (\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ 。

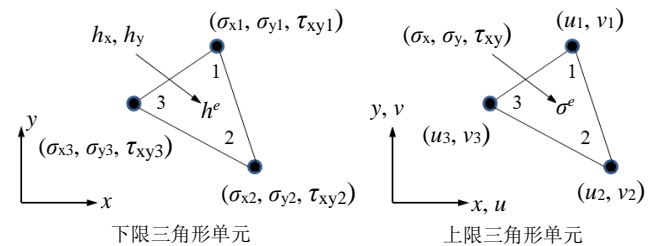


图1 三角形单元示意图

Fig. 1 Sketch of triangular element

### 1.2 非线性规划模型的建立

单元离散后, 根据上、下限定理, 建立节点应力和节点速度的约束方程, 确定合理的优化目标函数。下面将分别给出上、下限分析数学规划模型的具体形式。

上限分析数学规划模型具体形式为<sup>[11]</sup>:

$$\text{Minimize } Q = \boldsymbol{\sigma}^T \mathbf{B} \mathbf{u} - \mathbf{c}^T \mathbf{u} \quad (1)$$

$$\text{Subject to } \mathbf{A} \mathbf{u} = \mathbf{b} \quad (2)$$

$$\mathbf{B} \mathbf{u} = \sum_{j=1}^E \lambda_j \nabla f_j(\boldsymbol{\sigma}) \quad (3)$$

$$\lambda_j f_j(\boldsymbol{\sigma}) = 0, \quad j \in J_\sigma \quad (4)$$

$$f_j(\boldsymbol{\sigma}) \leq 0, \quad j \in J_\sigma \quad (5)$$

$$\lambda_j \geq 0, \quad j \in J_\sigma \quad (6)$$

$$\mathbf{u} \in R^{n_u}, \quad \boldsymbol{\sigma} \in R^{n_\sigma}, \quad \boldsymbol{\lambda} \in R^E$$

式中： $\mathbf{u}$  为全局节点速度列向量； $\boldsymbol{\sigma}$  为全局应力列向量； $\mathbf{B}$  为全局相容性矩阵； $\mathbf{c}$  为全局已知外荷载系数列向量； $\mathbf{A}$  为线性约束方程系数矩阵； $\mathbf{b}$  为相应的方程组右端项； $f_j(\boldsymbol{\sigma})$  为塑性屈服函数约束； $\lambda_j$  为与  $f_j$  对应的塑性乘子率； $E$  为总单元数。

下限分析数学规划模型具体形式为<sup>[12]</sup>：

$$\text{Maximize } Q = \mathbf{c}^T \mathbf{x} \quad (7)$$

$$\text{Subject to } \mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{b} \quad (8)$$

$$f_j(\mathbf{x}) \leq 0, \quad j \in J \quad (9)$$

$$\mathbf{x} \in R^n \quad (10)$$

式中： $\mathbf{x}$  为全局节点应力列向量； $f_j(\mathbf{x})$  为屈服准则或其他条件产生的不等式约束，其他符号意义同前。

### 1.3 有限元上、下限分析的计算机实现

有限元上、下限分析的求解过程如图 2 所示，本文以 MATLAB 为平台编制相关计算机程序，计算网格的划分，对优化模型建构和求解，并调用 Tecplot360 软件实现数据信息的可视化。具体过程的论述可参考文献[13-15]。

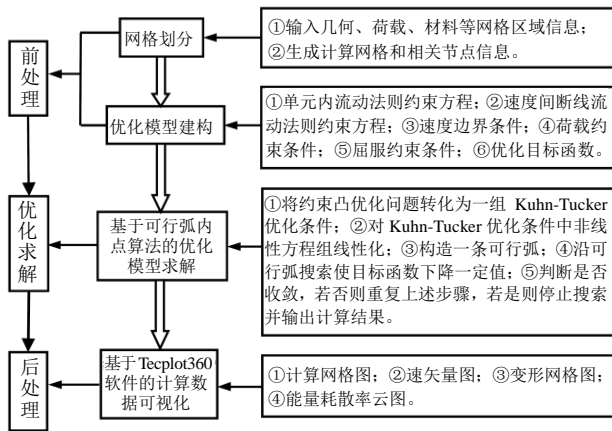


图 2 有限元上、下限分析的计算机实现

Fig. 2 Computer implementation of upper and low bound finite element method

## 2 问题的描述

### 2.1 基本假定

廖丽萍等<sup>[16]</sup>对地基中椭球型空洞稳定性进行了分析，分析结果表明：在远场应力状态相同的条件下，椭球洞比椭圆孔更稳定。戴自航等<sup>[17]</sup>基于 ABAQUS 对室内试验进行了数值模拟，研究表明：相同条件下，三维椭球状溶洞的稳定性要大于二维椭圆形溶洞的稳定性，而后的稳定性又高于同等条件下矩形溶洞的稳定性。鉴于此，本文将公路路

堤下伏溶洞顶板的承载力问题简化为二维平面模型，计算模型如图 3 所示，并假定：（1）路堤荷载视为均布荷载，土层按层状分布；（2）溶洞截面形状为矩形，周边岩层为均质材料，且满足修正的 Hoek-Brown 准则。

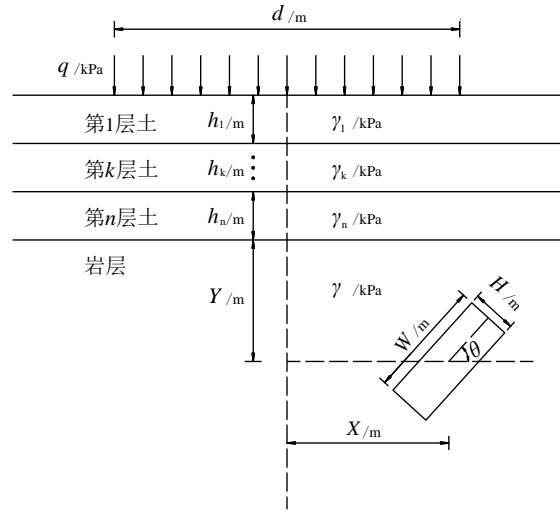


图 3 计算模型

Fig. 3 Calculation model

图 3 中： $q$  为路堤荷载集度； $d$  为路堤荷载的宽度； $h_1、h_k、\dots、h_n$  分别为第 1、 $k$ 、 $\dots$   $n$  层土的高度； $\gamma$  为岩石的重度； $\gamma_1、\gamma_k、\dots、\gamma_n$  分别为第 1、 $k$ 、 $\dots$   $n$  层土的重度； $X$  为路堤荷载中心与溶洞中心的水平距离； $Y$  为岩层顶面与溶洞中心的垂直距离； $W、H$  分别为溶洞跨度和高度； $\theta$  为溶洞的旋转角度，以逆时针方向为正。

### 2.2 数值分析模型

本文将路堤荷载作为极限荷载  $q_u$ ，上覆土层以均布荷载  $q_s$  的形式作用于岩层上，其表达式如式 (11) 所示。

$$q_s = \sum_{k=1}^n \gamma_k h_k \quad (11)$$

数值模型与网格划分如图 4 所示，路堤荷载宽度  $d=10$  m，为减小边界条件的影响，取分析域宽为  $4d$ ，高为  $3d$ ，约束模型左右边界的法向位移，模型底部则进行完全约束，网格采用自适应划分技术<sup>[14]</sup>，单元总数为 14 000 个，以剪切耗散作为控制变量，初始单元数取 1 000 个，对网格进行 3 次自适应迭代。由图 4 可见，在能量耗散剧烈的区域，单元划分的较多，而在能量耗散较小的区域单元分布较为稀疏，在单元总数一定的条件下，使得计算域内塑性变形越剧烈的区域可获得越大的变形自由度，从而有效地降低数值离散误差。

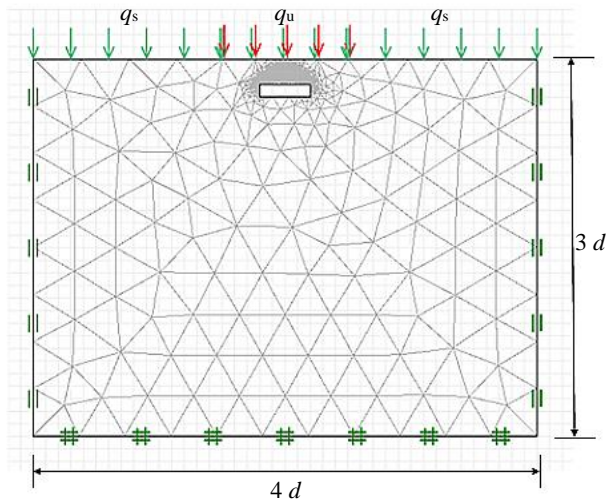


图4 数值模型及网格划分

Fig. 4 Numerical model and mesh

### 2.3 材料参数及评价指标

为了描述岩石固有的非线性破坏特点,采用修正的 Hoek-Brown 准则<sup>[18]</sup>,其表达式如式(12)所示。

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^a \quad (12)$$

式中:  $\sigma'_1$  和  $\sigma'_3$  分别为最大、最小主应力;  $\sigma_{ci}$  为岩石单轴饱和抗压强度;  $m_b$ ,  $s$  和  $a$  为与地质强度指标  $GSI$  有关的参数,其表达式为:

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad (13)$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \quad (14)$$

$$a = 1/2 + (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})/6 \quad (15)$$

式中:  $m_i$  为与岩石完整程度有关的常数;  $D$  为扰动参数,现场无扰动岩体为 0,而完全扰动岩体为 1,本文取  $D=0$ 。

由于 Hoek-Brown 准则是非线性准则,在屈服函数迭代计算过程中,所用的方法不同于其它线性屈服准则,在优化模型的求解过程中,除了需要计算当前迭代点的屈服函数值,还必须获得屈服函数对应应力变量的一阶、二阶导数,即屈服函数的梯度向量和 Hessian 矩阵,具体过程可参考文献[15]。

采用 Hoek-Brown 准则的关键在于确定岩体参数  $GSI$  和岩石参数  $m_i$  的范围。对于岩体参数  $GSI$ , Sonmez 等<sup>[19]</sup> 考虑不连续面的分布率、风化程度、粗糙度和填充物性质等影响,提出了详细的  $GSI$  定量评价方法。当  $GSI$  取值在 40~90 之间时,能基本满足实际工程的要求。对于岩石参数  $m_i$ , Hoek

等<sup>[20]</sup> 结合室内试验和工程经验,提出了较为全面的  $m_i$  取值方法。鉴于岩溶主要成分为碳酸盐,其岩石参数  $m_i$  的取值见表 1,根据表 1 可知岩溶区的岩石参数  $m_i$  变化范围为 6~15。

表 1 碳酸盐类岩石参数  $m_i$  的取值

Table 1 Values of parameter $m_i$ for carbonate rock				
岩石类型	不同质地岩石及其 $m_i$ 值			
	粗糙的	中等的	精细的	非常精细的
碳酸盐	结晶灰岩	粉晶灰岩	微晶灰岩	白云石
	(12±3)	(10±3)	(9±2)	(9±3)

Hoek 等<sup>[21]</sup> 和 V á s á h e l y i<sup>[22]</sup> 基于参数  $GSI$  和  $m_i$  分别提出了计算岩石弹性模量  $E$  和泊松比  $\nu$  的经验公式,其表达式为:

$$E(\text{MPa}) = 100\,000 \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{((75 + 25D - GSI)/11)}} \right) \quad (16)$$

$$\nu = -0.002GSI - 0.003m_i + 0.457 \quad (17)$$

### 3 路堤极限承载力

影响路堤极限承载力的因素主要有: (1) 上覆土层荷载  $q_s$ ; (2) 溶洞宽度  $W$ ; (3) 溶洞高度  $H$ ; (4) 溶洞旋转角度  $\theta$ ; (5) 路堤荷载中心与溶洞中心的水平距离  $X$ ; (6) 岩层顶面与溶洞中心的垂直距离  $Y$ ; (7) 岩石物理力学参数:  $GSI$ ,  $m_i$  等。由于本文采用了网格自适应划分技术,所得下限解和上限解相对误差在 10% 以内,为了使图表便于分析,本文取下限解和上限解的平均值作为路堤的极限承载力。下面将分别讨论各因素对路堤极限承载力的影响。

#### 3.1 上覆土层荷载 $q_s$ 对极限承载力 $q_u$ 的影响

取  $H=0.1d$ ,  $\theta=0^\circ$ ,  $X=0$ ,  $Y=0.2d$ ,  $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\gamma=25\text{ kN/m}^3$ ,  $\sigma_{ci}=40\text{ MPa}$ 。  $q_s$  与  $q_u$  的关系如图 5 所示。

由图 5 可知,当  $W \leq 0.1d$  时,  $q_u$  随着  $q_s$  增大而增大,当  $q_s > 100\text{ kPa}$  后,  $q_u$  的增长幅度逐渐趋于缓慢;当  $W \geq 0.2d$  时,  $q_u$  基本保持不变。因此,当溶洞跨度较大时,上覆土层荷载  $q_s$  对路堤极限承载力影响不大,在实际设计时可不考虑。值得注意的是,在无溶洞时,  $q_u$  与  $q_s$  大致呈线性关系。

#### 3.2 溶洞跨度 $W$ 对极限承载力的影响

取  $q_s=100\text{ kPa}$ ,  $H=0.1d$ ,  $\theta=0^\circ$ ,  $X=0$ ,  $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\gamma=25\text{ kN/m}^3$ ,  $\sigma_{ci}=40\text{ MPa}$ 。  $W$  与  $q_u$  的关系如图 6 所示。

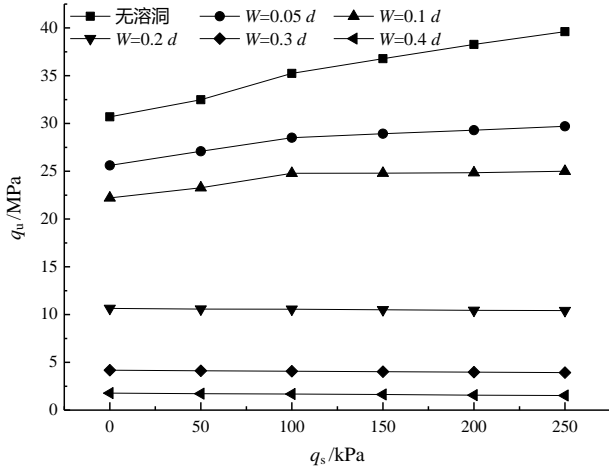


图5  $q_s$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 5 Effect of  $q_s$  on  $q_u$

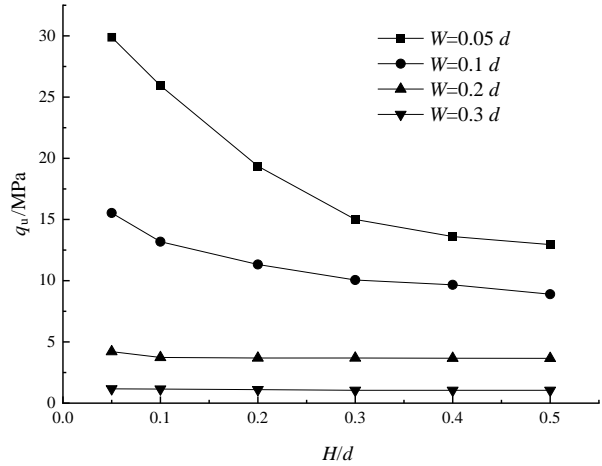


图7  $H$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 7 Effect of  $H$  on  $q_u$

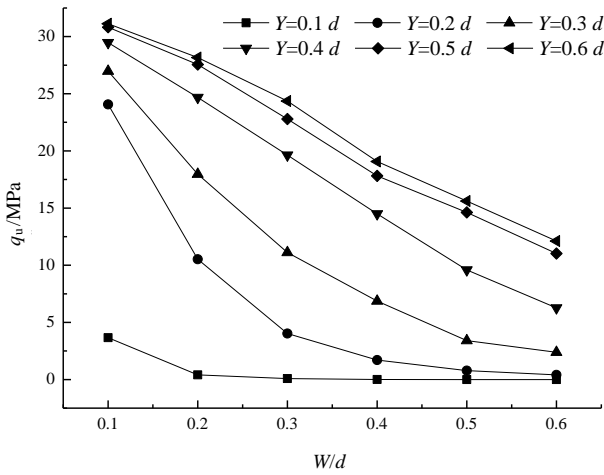


图6  $W$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 6 Effect of  $W$  on  $q_u$

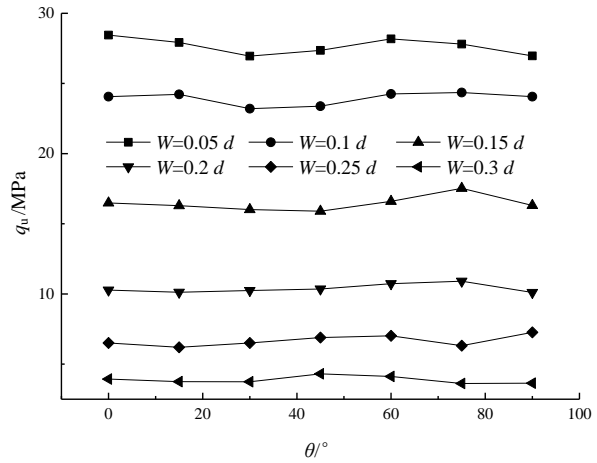


图8  $\theta$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 8 Effect of  $\theta$  on  $q_u$

由图6可知,当 $Y < 0.4d$ 时,  $q_u$ 随着 $W$ 的增大而减小,并趋向于0,  $q_u$ 减小的幅度也趋于缓慢;特别地,当 $Y=0.1d$ 时,  $q_u$ 接近于0,为保证溶洞顶板的稳定性,应保证溶洞顶板的厚度不能过小;当 $Y \geq 0.4d$ 时,  $q_u$ 随着 $W$ 的增大大致呈线性减小。

3.3 溶洞高度  $H$  对极限承载力的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $Y/H/2$  (即溶洞顶板厚度) $=0.1d$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $X=0$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ 。 $H$ 与 $q_u$ 的关系如图7所示。

由图7可知,当 $W \leq 0.1d$ 时,  $q_u$ 随着 $H$ 的增大呈非线性减小;当 $W \geq 0.2d$ 时,  $q_u$ 随着 $H$ 的增大基本保持不变,说明当溶洞跨度较大时,溶洞高度对路堤极限承载力结果影响不大,该结论与文献[10]所得结论一致。

3.4 旋转角度  $\theta$  对极限承载力的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $X=0$ 、 $Y=0.2d$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ 。 $\theta$ 与 $q_u$ 的关系如图8所示。

由图8可知,当 $W \leq 0.1d$ 时,  $\theta < 30^\circ$ ,  $q_u$ 随 $\theta$ 的增大而减小;  $\theta > 30^\circ$ ,  $q_u$ 随 $\theta$ 的增大,先减小后增大;  $\theta=30^\circ$ ,  $q_u$ 取最小值。当 $W \geq 0.15d$ 时,  $\theta \leq 60^\circ$ ,  $q_u$ 基本不变;  $\theta > 60^\circ$ ,  $q_u$ 增大或减小,要根据溶洞跨度确定。由以上分析可知,当溶洞跨度较大时,且 $\theta \leq 60^\circ$ 时,  $q_u$ 随 $\theta$ 的变化幅度并不大,在实际工程设计时可不考虑 $\theta$ 的影响。

3.5 水平距离  $X$  对极限承载力的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $W=0.2d$ 、 $H=0.1d$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ 。 $X$ 与 $q_u$ 的关系如图9所示。

由图9可知,由于路堤荷载宽度远大于溶洞跨度,因此,  $q_u$ 随着 $X$ 的增大先保持不变而后逐渐增大,且 $Y$ 值越小,增大的幅度越大。根据图5,没有溶洞存在时,  $q_u=35 \text{ MPa}$ ,当 $X \geq 0.9d$ 时,  $q_u$ 可达到无溶洞条件下  $q_u$ 的80%以上。由以上分析可知,实际工程中,轴对称情况为最不利情况,但 $Y$



值较小时,  $X$  值的改变对  $q_u$  的影响比较明显, 在设计时应当考虑其有利的影响。

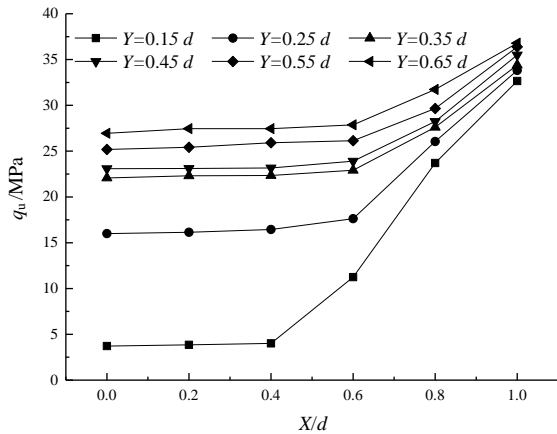


图9  $X$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 9 Effect of  $X$  on  $q_u$

### 3.6 垂直距离 $Y$ 对极限承载力的影响

取  $q_s=200$  kPa,  $h_r=1$  d,  $W=2$  d,  $H=2$  d,  $\theta=0^\circ$ ,  $GSI=50$ ,  $m_i=7$ ,  $\gamma=27$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_{ci}=40$  MPa。  $Y$  与  $q_u$  的关系如图 10 所示。

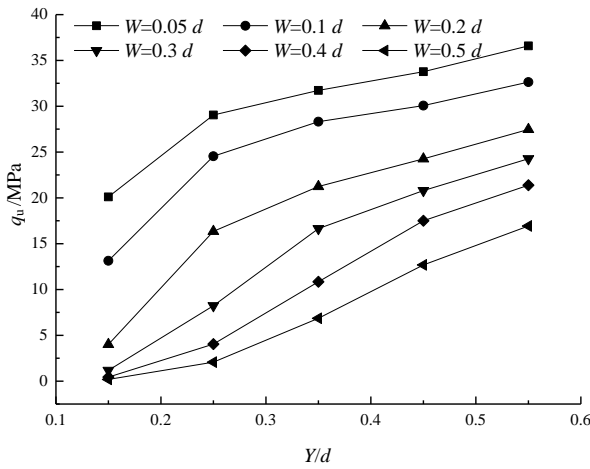


图 10  $Y$  对  $q_u$  的影响  
Fig. 10 Effect of  $Y$  on  $q_u$

由图 10 可知, 当  $W \leq 0.3$  d 时,  $q_u$  随  $Y$  的增大而增加,  $Y < 0.35$  d 时增加速度较快,  $Y > 0.35$  d 时增加速度逐渐变缓。当  $W \geq 0.4$  d 时,  $q_u$  随  $Y$  的增大而增加,  $Y < 0.25$  d 时增加速度较快,  $Y > 0.25$  d 时近似线性增加。由以上分析可知岩层顶面与溶洞中心的垂直距离对路堤承载力的影响较为明显, 在实际工程中, 应注意保证溶洞顶板具有足够的安全厚度。

### 3.7 岩石物理力学参数对极限承载力的影响

取  $q_s=100$  kPa,  $W=0.2$  d,  $H=0.1$  d,  $\theta=0^\circ$ ,  $X=0$ ,  $Y=0.2$  d。岩石各物理力学参数对  $q_u$  的影响如表 2、

表 3 和图 11 所示。

由表 2、表 3 可知, 有溶洞与无溶洞条件下,  $\gamma$  对  $q_u$  的影响均不大,  $q_u$  随  $\sigma_{ci}$  的增大而增大。因此, 在设计时可不考虑  $\gamma$  的影响。由图 11 可知,  $q_u$  随  $GSI$  的增大而增大, 且增大的速度随  $GSI$  增大而增大, 此外,  $m_i$  越大,  $q_u$  越大。

表 2 不同  $\gamma$  条件下  $q_u$  的大小 ( $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\sigma_{ci}=40$  MPa)  
Table 2 Ultimate bearing capacity  $q_u$  with different  $\gamma$  ( $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\sigma_{ci}=40$  MPa)

计算参数	具体数值				
$\gamma$ /(kN/m <sup>3</sup> )	19	21	23	25	27
有溶洞 $q_u$ /MPa	9.82	9.84	9.85	9.87	9.85
无溶洞 $q_u$ /MPa	38.81	38.98	38.93	39.03	38.99

表 3 不同  $\sigma_{ci}$  条件下  $q_u$  的大小 ( $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>)  
Table 3 Ultimate bearing capacity  $q_u$  with different  $\sigma_{ci}$  ( $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>)

计算参数	具体数值				
$\sigma_{ci}$ /MPa	30	40	50	60	70
有溶洞 $q_u$ /MPa	7.85	7.95	11.83	15.96	18.70
无溶洞 $q_u$ /MPa	29.25	39.03	43.06	50.70	62.19

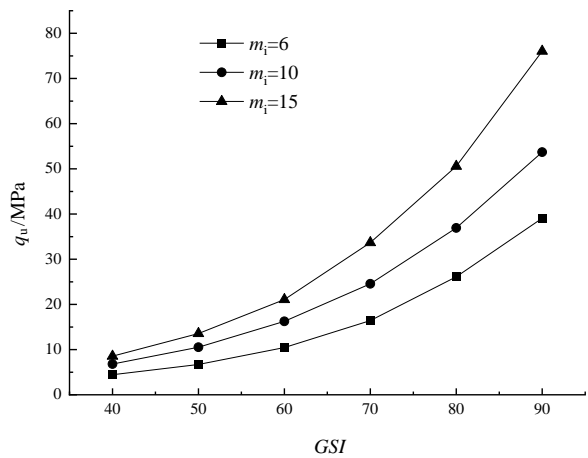


图 11  $GSI$  对  $q_u$  的影响 ( $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_{ci}=40$  MPa)  
Fig. 11 Effect of  $GSI$  on  $q_u$  ( $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_{ci}=40$  MPa)

## 4 极限破坏模式

溶洞的存在是影响岩层极限破坏模式的最主要因素, 因此下面将主要从溶洞各参数对极限破坏模式的影响展开讨论。

### 4.1 溶洞宽度 $W$ 对破坏模式的影响

取  $q_s=100$  kPa,  $H=0.1$  d,  $\theta=0^\circ$ ,  $X=0$ ,  $Y=0.15$  d,  $GSI=50$ ,  $m_i=10$ ,  $\gamma=25$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_{ci}=40$  MPa, 得到不同  $W$  条件下的极限破坏模式, 如图 12 所示。当  $W$

$\leq 0.1 d$ 时, 溶洞侧壁发生破坏, 顶板发生冒落破坏; 当  $W=0.2 d$  时, 溶洞顶板发生冲切破坏, 同时伴有冒落破坏; 当  $W \geq 0.4 d$  时, 溶洞顶板发生冲切破坏。可见, 随着溶洞宽度的增加, 溶洞的破坏模式从侧壁发生破坏向顶板发生冲切破坏转变, 转变过程中伴有顶板的冒落破坏。

4.2 溶洞跨度  $H$  对破坏模式的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $Y/H/2$  (即溶洞顶板厚度)  $=0.2 d$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $X=0$ 、 $W=0.2 d$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ , 得到不同  $H$  条件下的极限破坏模式, 如图 13 所示。溶洞顶板发生冲切破坏,  $H$  对破坏模式的类型并无影响, 这也印证了  $H$  对路堤极限承载力结果影响不大的结论。

4.3 旋转角度  $\theta$  对破坏模式的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $X=0$ 、 $Y=0.3 d$ 、 $W=0.3 d$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ , 得到不同  $\theta$  条件下的极限破坏模式, 如图 14 所示。破坏面由侧壁

延伸至岩层顶面, 且随着  $\theta$  的变化而旋转。

4.4 水平距离  $X$  对破坏模式的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $Y=0.15 d$ 、 $W=0.2 d$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ , 得到不同  $X$  条件下的极限破坏模式, 如图 15 所示。当  $X \leq 6$  时, 溶洞顶板发生冲切破坏; 当  $X \geq 8$  时, 由于路堤荷载远大于上覆土层荷载, 溶洞顶板和靠近路堤荷载的侧壁将发生破坏。

4.5 垂直距离  $Y$  对破坏模式的影响

取  $q_s=100 \text{ kPa}$ 、 $X=0$ 、 $W=0.2 d$ 、 $\theta=0^\circ$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 、 $\sigma_{ci}=40 \text{ MPa}$ , 得到不同  $Y$  条件下的极限破坏模式, 如图 16 所示。当  $Y \leq 1.5 d$  时, 溶洞顶板发生冲切破坏; 当  $2 d \leq Y < 3 d$  时, 溶洞侧壁发生破坏, 破坏面延伸到岩层顶面; 当  $Y \geq 3 d$  时, 溶洞侧壁发生破坏。可见, 随着岩层顶面至溶洞中心垂直距离的增加, 溶洞的破坏模式从顶板发生冲切破坏向侧壁发生破坏转变。

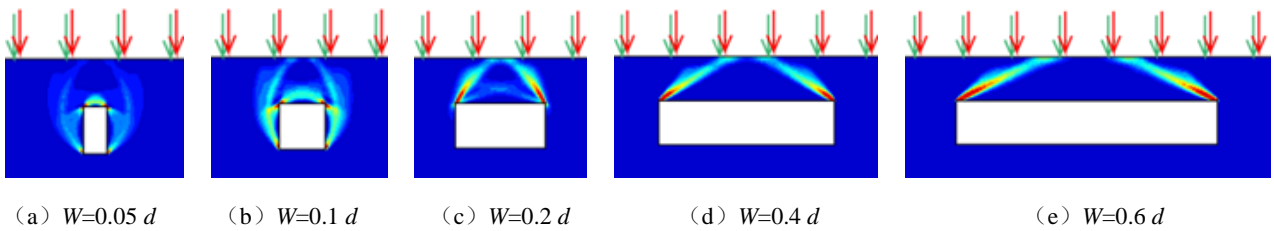


图 12 不同  $W$  条件下极限破坏模式

Fig. 12 Failure mechanisms with different values of  $W$

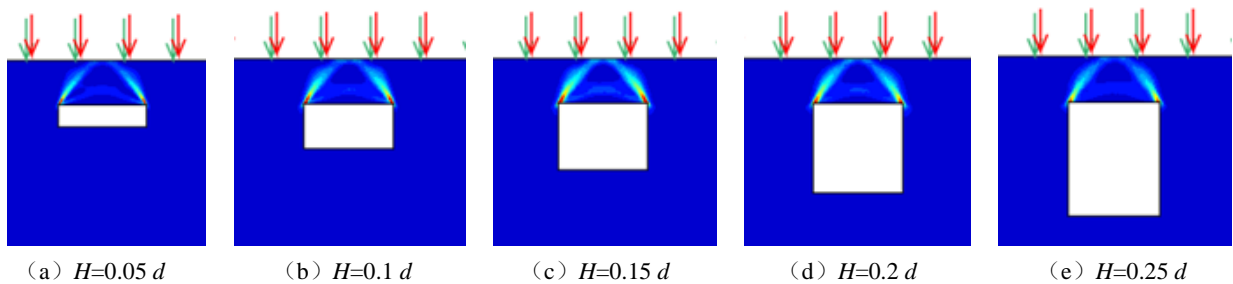


图 13 不同  $H$  条件下极限破坏模式

Fig. 13 Failure mechanisms with different values of  $H$

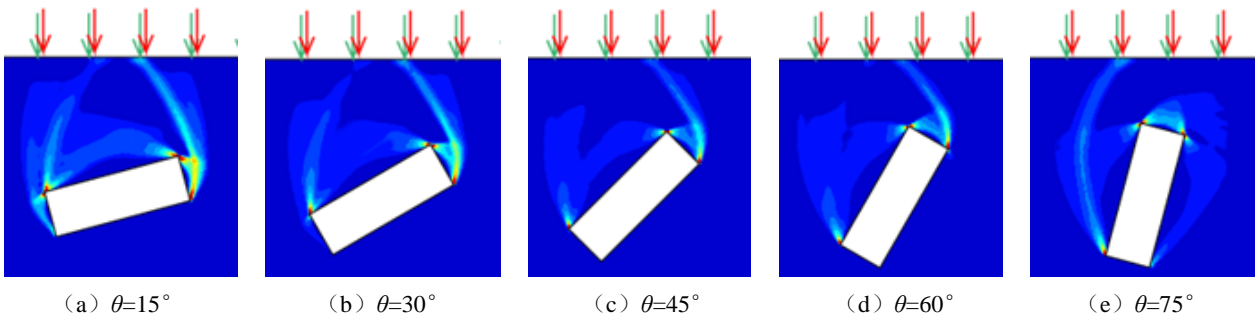


图 14 不同  $\theta$  条件下极限破坏模式

Fig. 14 Failure mechanisms with different values of  $\theta$

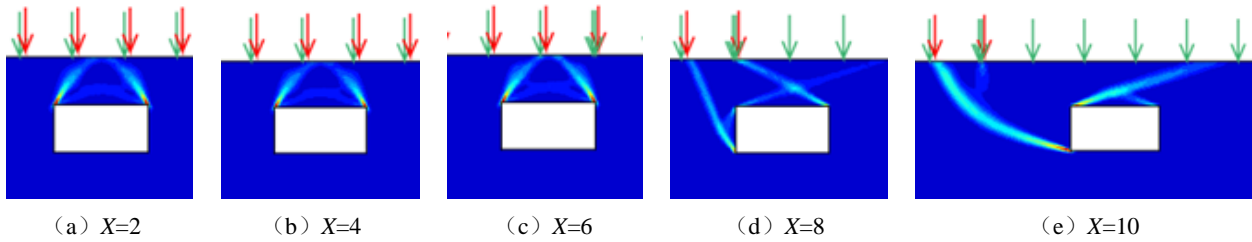


图 15 不同 X 条件下极限破坏模式  
Fig. 15 Failure mechanisms with different values of X

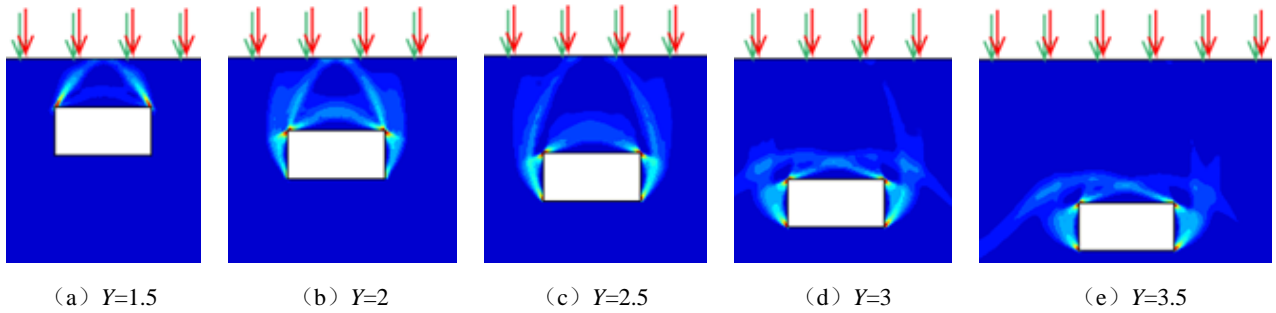


图 16 不同 Y 条件下极限破坏模式  
Fig. 16 Failure mechanisms with different values of Y

### 5 结果验证

Serrano 等<sup>[23]</sup>假定岩体的重度  $\gamma=0$ , 基于修正的 Hoek-Brown 准则提出了一种计算条形基础极限承载力的方法。在此基础上, Merifield 等<sup>[24]</sup>利用极限理论对岩石地基的极限承载力进行了数值模拟。为了验证本文方法的正确性, 考虑无溶洞条件下条形基础作用在岩层上的极限承载力, 将本文计算结果与文献[23-24]的研究成果进行对比, 对比结果如表 4 所示。

由表 4 可知, 本文所得条形基础极限承载力与文献[23-24]的结果基本一致, 误差在 5% 以内, 因此本文所提方法较为可靠。

表 4 无溶洞条件条形基础极限承载力

Table 4 Ultimate bearing capacity of strip footing with no cave

计算参数	极限承载力/MPa		
	Serrano	Merifield	本文解
$\sigma_{ci}=20, m_i=8, GSI=30$	6.5	6.7	6.8
$\sigma_{ci}=80, m_i=12, GSI=50$	94.4	98.5	97.6
$\sigma_{ci}=150, m_i=25, GSI=75$	870.4	886.0	901.5

### 6 结 论

(1) 根据极限分析上、下限定理, 利用 MATLAB 平台编制了有限元极限分析计算程序, 并

基于 Hoek-Brown 准则计算了下伏溶洞路堤极限承载力。

(2) 岩层上覆荷载、溶洞高度、岩石重度对路堤极限承载力影响不大; 当溶洞旋转角度小于  $60^\circ$  时, 可不考虑旋转角度的影响。

(3) 路堤极限承载力随溶洞跨度  $W$  的增大而减小, 随路堤荷载中心与溶洞中心水平距离  $X$ 、岩层顶面距溶洞中心垂直距离  $Y$ 、岩石单轴抗压强度  $\sigma_{ci}$  地质强度指标  $GSI$  的增大而增大。

(4) 极限破坏模式主要有溶洞顶板的冲切破坏, 溶洞侧壁发生破坏, 溶洞顶板冲切和侧壁联合破坏, 溶洞顶板冒落和侧壁联合破坏等。

(5) 通过计算无溶洞时路堤的极限承载力, 与已有研究成果进行了对比, 验证了本文所提方法的正确性。

### 参考文献

[1] Al-TABBAA A, RUSSELL L, OREILLY M. Model tests of footings above shallow cavities[J]. Ground Engineering, 1989, 22(7): 39-42.  
[2] KIYOSUMI M, KUSAKABE O, OHUCHI M. Model tests and analysis of bearing capacity of strip footing on stiff ground with voids[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(4): 363-375.



- [3] 刘庭金, 李元海. 有空洞地基破坏过程的试验和数值模拟[J]. 土工基础, 2008, 22(2): 43-46.  
LIU Ting-jin, LI Yuan-hai. Experimental and numerical test on progressive failure process of clay foundation with cavity below[J]. Soil Engineering and Foundation, 2008, 22(2): 43-46.
- [4] WANG M C, HSIEH C W. Collapse load of strip footing above circular void[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113(5): 511-515.
- [5] 刘辉, 杨峰, 阳军生. 空洞上方浅基础地基破坏模式与极限承载力分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3373-3378.  
LIU Hui, YANG Feng, YANG Jun-sheng. Failure mechanism and ultimate bearing capacity of strip footing above void[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 3373-3378.
- [6] 刘之葵, 梁金城, 朱寿增, 等. 岩溶区含溶洞岩石地基稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5): 629-633.  
LIU Zhi-kui, LIANG Jin-cheng, ZHU Shou-zeng, et al. Stability analysis of rock foundation with cave in karst area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(5): 629-633.
- [7] AZAM G, HSIEH C W, WANG M C. Performance of strip footing on stratified soil deposit with void[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 117(5): 753-772.
- [8] 彭芳乐, 清住真, 高伟, 等. 空洞的存在对浅基础承载力与沉降影响分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1123-1131.  
PENG Fang-le, KIYOSUMI M, GAO Wei, et al. Study on bearing capacity and settlement of shallow foundation with void[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1123-1131.
- [9] KIYOSUMI M, KUSAKABE O, OHUCHI M, et al. Yielding pressure of spread footing above multiple voids[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(12): 1522-1531.
- [10] 阳军生, 张军, 张起森, 等. 溶洞上方圆形基础地基极限承载力有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 296-301.  
YANG Jun-sheng, ZHANG Jun, ZHANG Qi-sen, et al. Finite element analysis of ultimate bearing capacity of circular footing above karst cave[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(2): 296-301.
- [11] LYAMIN A V, SLOAN S W. Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics[J]. 2002, 26: 573-611.
- [12] LYAMIN A V, SLOAN S W, KRABBENHOFT K, et al. Lower bound limit analysis with adaptive remeshing[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, 63(14): 1961-1974.
- [13] 赵明华, 张锐, 刘猛, 等. 下限分析有限单元法的非线性规划求解[J]. 岩土力学, 2015, 36(12): 3589-3597.  
ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, LIU Meng, et al. Nonlinear programming of lower bound finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(12): 3589-3597.
- [14] 赵明华, 张锐. 有限上限分析网格自适应方法及其工程应用[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(3): 537-545.  
ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui. Adaptive mesh refinement of upper bound finite element method and its applications in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(3): 537-545.
- [15] 张锐. 基于非线性规划的有限元极限分析方法及其工程应用[D]. 长沙: 湖南大学, 2015.  
ZHANG Rui. Finite element limit analysis based on non-linear programming and its applications in engineering[D]. Changsha: Hunan University, 2015.
- [16] 廖丽萍, 杨万科, 王启智. 椭球形空洞地基稳定性分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(S2): 138-148.  
LIAO Li-ping, YANG Wan-ke, WANG Qi-zhi. Stability analysis of an ellipsoidal cavity in foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S2): 138-148.
- [17] 戴自航, 范夏玲, 卢才金. 岩溶区高速公路路堤及溶洞顶板稳定性数值分析[J]. 岩土力学, 2014(S1): 382-390.  
DAI Zi-hang, FAN Xia-ling, LU Cai-jin. Numerical analysis of stability of highway embankments and karst cave roofs in karst region[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014(S1): 382-390.
- [18] HOEK D E, MARINOS D P, HOEK E, et al. A brief history of the development of the hoek-brown failure criterion[J]. Soils and Rocks, 2007.
- [19] SONMEZ H, ULUSAY R. Modifications to the geological strength index (*GSI*) and their applicability to stability of slopes[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(6): 743-760.
- [20] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(8): 1165-1186.

- [21] HOEK E, DIEDERICHS M S. Empirical estimation of rock mass modulus[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(2): 203-215.
- [22] VÁSÁRHELYI B. A possible method for estimating the Poisson's ratio values of the rock masses[J]. Acta Geodaetica et Geophysica Hungarica, 2009, 44(3): 313-322.
- [23] SERRANO A, OLALLA C, GONZÁLEZ J. Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37(6): 1013-1018.
- [24] MERIFIELD R S, LYAMIN A V, SLOAN S W. Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek-Brown criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(6): 920-937.

## 【简 讯】

### 第十五届全国桩基工程学术会议（一号通知）

第十五届全国桩基工程学术会议拟于 2021 年 11 月在浙江杭州召开,会议以桩基技术创新发展为主题,届时将邀请桩基工程领域的知名专家学者作特邀报告、大会报告、专题报告,展现新时代桩基工程领域的最新研究成果与工程应用技术。组委会热忱邀请本领域的专家、学者、工程技术人员、在校研究生积极参与,共同探讨与交流桩基工程领域最新成果和技术!

#### 会议主题:

- (1) 桩基基本理论与试验研究
- (2) 桩基工程设计与实践
- (3) 桩基工程施工新方法及装备
- (4) 桩基动力响应与防震、减振技术
- (5) 桩基工程新材料与制作新工艺
- (6) 桩基工程检测与监测
- (7) 桩基工程典型案例与事故处理
- (8) 海洋工程中的桩基技术

(9) 桩基工程技术标准有关问题

(10) 其他与桩基有关的工程技术问题

#### 会议展览:

会议期间将举办桩基产品、岩土仪器设备展示及新产品专题报告,欢迎有关厂商、公司报名参加赞助,具体细节请联系会议秘书处。

#### 组委会联系方式:

联系人: 丁元新

联系电话: 13626711239

投稿邮箱: dyx@zju.edu.cn

联系地址: 杭州浙江大学紫金港校区安中大楼

邮政编码: 310058

#### 会议展览展示:

《基础工程》杂志社

王菲: 18612335955

周梅: 15910323004

李荣霞: 15300268669