

岩溶区路基承载力有限元极限分析*

蒋德松¹, 胡可馨¹, 赵明华¹, 张锐², 赵衡¹

(1. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南长沙 410082; 2. 中南大学土木工程学院, 湖南长沙 410075)

摘要: 为计算岩溶区路基极限承载力, 根据上、下限定理, 结合有限元方法, 基于MATLAB平台编制了相关计算程序。采用修正的Hoek-Brown准则来描述岩体的非线性特点, 并将其嵌入到计算程序中。在此基础上, 用无量纲参数 N_e 、 η 衡量单个溶洞对路基承载力的影响, 并详细分析了各参数的影响。结果表明: N_e 随着 D/L (厚跨比)、GSI(地质强度指标)的增大而非线性增大, 随 H/L (高跨比)的增大而减小, 与 m_i 大致成线性关系; 当 D/L 较小时, η 随 α (旋转角度)的增大先增大后减小; 当 D/L 较大时, α 对 η 的影响不大; 岩石的物理力学参数GSI、 m_i 、 γ 对 η 的影响可忽略不计。极限破坏模式可分为顶板冲切破坏、顶板冲切和侧壁联合破坏、顶板冒落和侧壁联合破坏。将条形基础作用在岩层的承载力的结果与已有成果进行对比, 误差在3%以内, 验证了本文所提方法的正确性。同时, 为便于实际工程设计, 提供了具体的设计表格, 基本能满足大部分工程需求。

关键词: 溶洞; 旋转角度; 路基; 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:** 1672-2132(2020)04-0596-10

Effect of Rotation Angle of Voids on the Bearing Capacity of Subgrade by Using Finite Element Limit Analysis

JIANG Desong¹, HU Kexin¹, ZHAO Minghua¹, ZHANG Rui², ZHAO Heng¹

(1. Geotechnical Engineering Institute of Hunan University, Changsha 410082, China;

2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: In order to calculate the limit bearing capacity of subgrade in the karst areas, combining the theorem of the limit analysis with finite element method, the computation procedure was provided based on MATLAB. The modified Hoek-Brown criterion was adopted to describe the non-linear characteristic of the rock mass, which was also embedded into the computation procedure. On this basis, dimensional parameters N_e and η were defined to estimate the effect of voids on the bearing capacity of subgrade, and the effect of different parameters was also analyzed in detail. The results reveal that N_e non-linearly increases with increasing the values of D/L (the ration of thickness to span) and GSI (the geological strength index), and decreases with increasing the value of H/L (the ratio of height to span), and the linear relation between N_e and m_i . The value of η first increases, then decrease with an increase in the value of α , when D/L has smaller values. The value of α (rotation angle) has a little influence on η , when D/L has larger values. The physical mechanics parameters (GSI, m_i and γ) of rock mass has a negligible effect on η . The failure mechanics could be classified punch failure of roof,

* 收稿日期:2018-06-07;修回日期:2018-08-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51478178,51608540)资助

作者简介:蒋德松(1972-),男,副教授,硕士。主要从事岩溶路基处理方面的研究。Email:jiangdesong@hnu.edu.cn

combined roof punch and side wall failure, combined roof falling and side wall failure. The results of bearing capacity for strip footing on a rock mass are compared with previous study, and the difference within 3%. This indicates that the method proposed in this paper is correct. Meanwhile, for the convenience of design in engineering practice, design tables are provided, which could be meet most requirements in engineering practice.

Keywords: void; rotation angle; subgrade; bearing capacity; finite element limit analysis

引言

中国幅员辽阔,地质条件复杂,约有1/3的国土面积为岩溶地质。随着基础建设的发展,许多高速公路、高速铁路需穿越岩溶区,在路基的设计过程中,经常需要考虑溶洞的影响。因此,如何确定作用在含溶洞地层上的路基承载力对实际工程具有重要应用价值。

目前,国内外众多学者对该课题进行了研究。研究方法可分为试验研究、理论研究和数值分析。试验研究方面,R.L.Baus等^[1]基于室内模型试验对作用在含空洞地层上的条形基础承载力进行了研究。M.Kiyosumi等^[2]对作用在多个溶洞地层上条形基础的承载力开展了离心机试验。张慧乐等^[3]对岩溶区嵌岩桩承载力影响因素进行了试验研究。理论研究方面,M.C.Wang等^[4]采用极限分析的方法对条形基础作用在圆形空洞上的承载力进行了计算,并得到了3种不同的破坏模式。随后,M.C.Wang等^[5]考虑溶洞位置的变化,得到了10种极限破坏模式。刘之葵等^[6]采用弹性力学的方法对岩溶区土洞地基的稳定性进行了分析。刘辉等^[7]利用上限分析法研究空洞上方条形基础地基承载力。李倩倩等^[8]基于复变函数得到了含空洞地层初始破坏的精确解答。数值分析方面,M.C.Wang等^[9]用有限元的方法探讨了溶洞对条形基础承载力的影响。李仁江等^[10]基于FLAC^{3D}对岩溶地区扩大基础下椭圆状溶洞顶板稳定性进行了分析。M.Kiyosumi等^[11]采用PLAXIS对含空洞地层中条形基础的屈服荷载进行了计算。赵明华等^[12]采用上限有限元法得到了含空洞地层中的地基承载力系数。以上分析均采用线性准则来模拟岩体,由于节理的存在,岩体具有高度的非线性特征。显然,采用线性准则是不能较好的考虑岩体的非线性破坏的。此外,溶洞的分布具有随机性,在实际工程中可能更多的遇到具有一定旋转角度的溶洞,而目前对该内

容的研究似尚未见报道。

鉴于此,本文将采用有限元极限分析法对岩溶区路基的承载力进行计算。该方法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^[13]。采用Hoek-Brown准则来描述岩体的非线性特性,并将其嵌入程序中。首先介绍有限元分析法的基本原理;其次,对作用在含溶洞地层上路基的承载力进行计算,并考虑溶洞旋转角度的影响;然后,将计算结果进行归一化处理,并提供相关计算表格;最后,将作用在岩体上的条形基础承载力与已有成果对比,以验证程序的正确性及路基承载力结果的可靠性。

1 基于Hoek-Brown准则的有限元极限分析

有限元极限分析法是建立在传统极限分析理论基础上的数值分析方法,该方法结合有限元,可通过计算机自动搜索满足上、下限定理的静力场和机动场,直接得到上限解和下线解,而不需要根据荷载一位移曲线得到极限值。由于该方法计算效率高、收敛快等优点,已经被广泛应用于岩土工程稳定性分析中^[11]。

1.1 有限元极限分析的计算机实现

有限元上、下限分析的求解过程如图1所示,本文以MATLAB为平台编制了相关计算机程序,先划分计算网格,再对优化模型建构和求解,并调用Tecplot360软件实现数据信息可视化。具体过程的论述可参考文献[14-16]。

1.2 Hoek-Brown准则的嵌入

Hoek-Brown准则能较好的描述岩体非线性特征,在实际工程中得到了广泛应用,其最新的表达

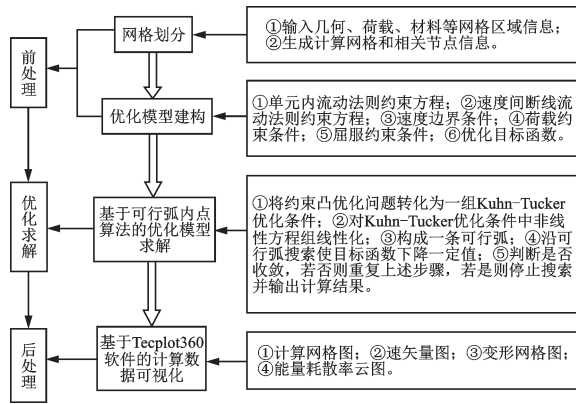


图1 有限元上、下限分析的计算机实现

Fig.1 Computer implementation of upper and low bound finite element method

形式为^[17]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s \right)^a \quad (1)$$

式中, σ'_1 和 σ'_3 分别为最大、最小主应力; σ_{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:

$$m_b = m_i \exp \left[(GSI - 100) / (28 - 14D) \right] \quad (2)$$

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

$$a = 1/2 + (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) / 6 \quad (4)$$

式中, m_i 为与岩石完整程度有关的常数; D 为扰动系数, 没有扰动取 0, 完全扰动取 1, 本文 $D=0$ 。

针对本文所研究的问题, 采用 Hoek-Brown 准则模拟岩体, 由于 Hoek-Brown 准则不同于其它线性屈服准则 (如 Mohr-Coulomb 准则、Tresca 准则等), 因此有必要对屈服函数迭代计算过程中所用的方法进行介绍。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力变量的一阶、二阶导数, 即屈服函数的梯度向量和 Hessian 矩阵^[18-19], 具体过程如下:

为了便于推导, 将 Hoek-Brown 准则转化为应力不变量表达的形式:

$$f_{HB} = \sqrt{J_2} g(\theta) + \left[\sqrt{J_2} h(\theta) + \beta I_1 + \chi \right]^a \quad (5)$$

式中, I_1 为第一应力不变量; J_2 为第二偏应力不变量; θ 为第三偏应力不变量; 参数 β, χ 及函数 $g(\theta), h(\theta)$ 的表达式为:

$$g(\theta) = -2\cos(\theta) \quad (6)$$

$$h(\theta) = -m_b \sigma_{ci}^{(1-a)/a} \left[\cos(\theta) + \sin(\theta) / \sqrt{3} \right] \quad (7)$$

$$\beta = m_b \sigma_{ci}^{(1-a)/a} \quad (8)$$

$$\chi = s \sigma_{ci}^{1/a} \quad (9)$$

由于 Hoek-Brown 准则的应力空间包络面上存在奇异点, 导致不能被求导, 为了让 Hoek-Brown 准则适用于非线性规划算法, 需对其进行“光滑化”处理。根据文献[20], 有三种“光滑化”处理的办法, 分别为全局光滑处理、局部光滑处理和多曲面光滑处理。本文采用最后一种多曲面光滑处理办法, 详细的方法介绍可参考文献[20]。具体做法是采用一个微小项 ϵ 对屈服函数进行“双曲型近似”处理, 即采用式(10)对 J_2 进行代替。

$$\hat{J}_2 = \sqrt{J_2 + \epsilon^2} \quad (10)$$

式中, ϵ 为与材料抗拉强度相关的常数。

双曲型近似 Hoek-Brown 准则可表示为:

$$f_{HB} = \sqrt{\hat{J}_2} g(\theta) + \left[\sqrt{\hat{J}_2} h(\theta) + \beta I_1 + \chi \right]^a \quad (11)$$

根据式(11)求一阶、二阶偏导便可求得屈服函数的梯度向量和 Hessian 矩阵, 由于篇幅所限, 具体过程请参考文献[16], 本文不再赘述。

2 问题描述

2.1 基本假定

根据工程实际情况, 本文将问题简化为二维平面模型, 如图 2 所示, 并假定: (1) 路基荷载为均布荷载, 作用于整个地表; (2) 溶洞截面形状为矩形, 周边岩层为均质材料, 且符合修正的 Hoek-Brown 准则。

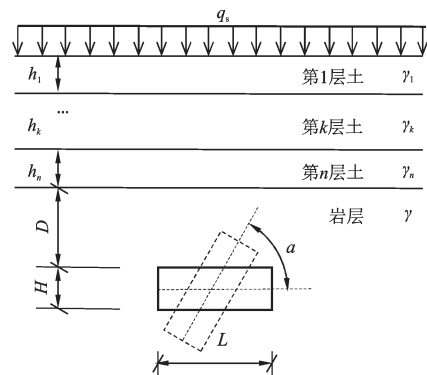


图2 计算模型

Fig.2 Calculation model

注: q_s 为路基荷载; h_1 为第一层土的厚度, h_1, h_k, \dots, h_n 分别为第 1、k、 \dots n 层土的高度; γ 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; D 为溶洞顶板的厚度; H, L 分别为溶洞的高度和跨度; α 为溶洞的旋转角度

2.2 网格划分

为了减小边界条件的影响,数值模型高和宽分别取 $10L$ 、 $15L$ 。模型左右两侧边界的水平位移为 0,而模型底部边界的水平和垂直位移都为 0。由于路基荷载主要由岩层承担,因此直接在岩层表面施加极限荷载 q ,其大小等于路基荷载和上覆土层荷载之和。为提高计算的效率与精度,采用网格自适应划分技术^[15],即通过塑性区能量耗散的不同,自动调整网格的分布。三角形单元总数为 6 000,并进行 4 次网格优化,网格划分效果如图 3 所示。

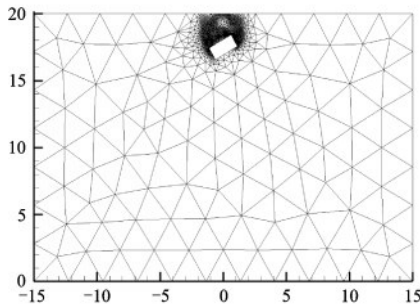


图3 网格划分示意
Fig.3 Sketch of meshing

2.3 材料参数及评价指标

岩石的弹性模量 E_m 取 30 GPa,泊松比 ν 取 0.25。值得注意的是,岩石弹性参数 E_m 、 ν 对路基荷载极限值大小的影响可忽略不计。GSI 的取值范围为 40~90, m_i 的取值范围为 5~15,基本上可以满足大部分实际工程的需求。为了探讨溶洞旋转角度对路基承载力的影响,定义两个无量纲参数 N_σ 、 η :

$$N_\sigma = q_1 / \sigma_{ci} \quad (12)$$

式中, q_1 为溶洞旋转角度为 0 时,极限承载力上限值与下限值的平均值。

$$\eta = q_2 / q_1 \quad (13)$$

式中, q_2 为溶洞旋转角度为 α 时,极限承载力上限值与下限值的平均值。

3 结果与讨论

岩溶区路基承载力可通过定义的无量纲参数 N_σ 、 η 来评价,其与无量纲参数 D/L 、 H/L 、溶洞的旋转角度 α 、岩体的物理力学指标 GSI、 m_i 、 γ 有关。为了量化分析,将计算结果以表格的形式总结出来,见表 1、2,并详细探讨各参数的影响。

表 1 无量纲参数 η 的取值 (GSI=40、 $m_i=5$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$)

Table 1 The values of dimensionless parameter η (GSI=40、 $m_i=5$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$)

H/L	D/L	α					H/L	D/L	α					
		0°	30°	45°	60°	90°			0°	30°	45°	60°	90°	
0.25	0.5	1.00	1.06	1.16	1.50	1.49	0.75	0.5	1.00	1.07	1.18	1.01	0.98	
	0.75	1.00	1.04	1.14	1.35	1.51		0.75	1.00	0.96	0.96	0.99	1.11	
	1	1.00	1.09	1.23	1.35	1.30		1	1.00	1.00	0.98	1.01	1.05	
	1.5	1.00	1.05	1.10	1.17	1.09		0.75	1.5	1.00	1.03	1.04	1.05	1.05
	2	1.00	1.01	1.04	1.07	1.03		2	1.00	1.02	1.01	1.02	1.01	
	2.5	1.00	1.00	1.00	1.04	1.00		2.5	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	
	3	1.00	0.99	1.00	1.01	0.99		3	1.00	1.00	0.99	0.99	1.00	
0.5	0.5	1.00	1.06	1.24	1.15	0.94	1	0.5	1.00	1.11	1.27	1.22	1.00	
	0.75	1.00	0.97	1.07	1.09	1.22		0.75	1.00	0.94	1.06	1.07	1.00	
	1	1.00	1.05	1.06	1.10	1.11		1	1.00	1.06	1.02	1.04	1.00	
	1.5	1.00	1.06	1.07	1.07	1.06		1	1.5	1.00	1.06	1.07	1.05	1.00
	2	1.00	1.04	1.03	1.04	1.03		2	1.00	1.06	1.05	1.04	1.00	
	2.5	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00		2.5	1.00	1.04	1.03	1.04	1.00	
	3	1.00	1.01	1.00	0.99	1.00		3	1.00	1.03	1.03	1.02	1.00	

表 2 无量纲参数 N_e 的取值 ($\gamma=25 \text{ kN/m}^3$)

Table 2 The values of dimensionless parameter N_e ($\gamma=25 \text{ kN/m}^3$)

GSI	D/L	H/L=0.25			H/L=0.5			H/L=0.75			H/L=1		
		$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$
40	0.25	0.006	0.008	0.009	0.005	0.007	0.009	0.006	0.007	0.009	0.006	0.007	0.009
	0.5	0.038	0.067	0.090	0.038	0.064	0.087	0.037	0.059	0.083	0.036	0.059	0.081
	0.75	0.100	0.179	0.256	0.097	0.167	0.235	0.091	0.153	0.220	0.087	0.148	0.204
	1	0.169	0.307	0.443	0.158	0.281	0.404	0.143	0.250	0.372	0.136	0.236	0.329
	1.5	0.320	0.594	0.877	0.279	0.521	0.771	0.244	0.453	0.653	0.224	0.406	0.596
	2	0.464	0.883	1.308	0.395	0.753	1.103	0.348	0.660	0.973	0.313	0.588	0.868
	2.5	0.592	1.139	1.694	0.505	0.971	1.437	0.444	0.843	1.256	0.396	0.756	1.115
	3	0.700	1.353	2.011	0.605	1.166	1.730	0.533	1.022	1.524	0.476	0.913	1.357
50	0.25	0.011	0.014	0.015	0.009	0.012	0.015	0.010	0.013	0.015	0.010	0.012	0.015
	0.5	0.063	0.108	0.142	0.062	0.100	0.140	0.060	0.095	0.127	0.059	0.096	0.132
	0.75	0.162	0.269	0.381	0.154	0.260	0.367	0.145	0.245	0.340	0.141	0.230	0.325
	1	0.266	0.475	0.684	0.251	0.436	0.613	0.233	0.390	0.547	0.218	0.369	0.514
	1.5	0.493	0.917	1.293	0.433	0.793	1.154	0.389	0.691	0.988	0.350	0.621	0.896
	2	0.708	1.324	1.951	0.613	1.139	1.656	0.539	0.995	1.451	0.487	0.892	1.294
	2.5	0.904	1.691	2.497	0.774	1.455	2.132	0.683	1.275	1.864	0.613	1.135	1.660
	3	1.068	2.007	2.971	0.925	1.742	2.551	0.815	1.534	2.256	0.733	1.371	2.010
60	0.25	0.019	0.023	0.027	0.017	0.020	0.025	0.015	0.022	0.025	0.018	0.021	0.025
	0.5	0.098	0.165	0.220	0.099	0.158	0.222	0.097	0.141	0.198	0.094	0.148	0.201
	0.75	0.253	0.417	0.579	0.238	0.401	0.553	0.231	0.372	0.517	0.230	0.356	0.485
	1	0.409	0.706	1.007	0.386	0.636	0.928	0.356	0.594	0.810	0.341	0.560	0.770
	1.5	0.745	1.356	1.947	0.658	1.171	1.695	0.593	1.029	1.455	0.541	0.930	1.333
	2	1.064	1.946	2.829	0.921	1.683	2.430	0.817	1.469	2.129	0.740	1.325	1.900
	2.5	1.351	2.496	3.644	1.163	2.133	3.101	1.027	1.879	2.735	0.925	1.681	2.423
	3	1.595	2.959	4.317	1.384	2.564	3.731	1.225	2.261	3.279	1.105	2.019	2.934
70	0.25	0.034	0.038	0.043	0.029	0.033	0.041	0.032	0.036	0.040	0.030	0.035	0.040
	0.5	0.153	0.249	0.336	0.155	0.244	0.321	0.151	0.238	0.318	0.154	0.231	0.311
	0.75	0.386	0.636	0.861	0.380	0.607	0.826	0.361	0.568	0.762	0.361	0.540	0.730
	1	0.629	1.034	1.491	0.596	0.992	1.369	0.563	0.921	1.230	0.529	0.840	1.146
	1.5	1.123	2.014	2.864	0.994	1.734	2.464	0.902	1.517	2.166	0.829	1.399	1.960
	2	1.598	2.880	4.127	1.382	2.469	3.544	1.227	2.173	3.116	1.116	1.954	2.789
	2.5	2.015	3.646	5.274	1.736	3.142	4.515	1.537	2.770	3.967	1.391	2.474	3.549
	3	2.368	4.312	6.216	2.055	3.750	5.413	1.830	3.319	4.788	1.649	2.966	4.270
80	0.25	0.059	0.064	0.072	0.052	0.054	0.062	0.049	0.058	0.067	0.058	0.059	0.068
	0.5	0.240	0.375	0.499	0.234	0.369	0.475	0.240	0.353	0.457	0.239	0.351	0.459
	0.75	0.600	0.952	1.313	0.589	0.922	1.239	0.558	0.866	1.165	0.562	0.811	1.085
	1	0.973	1.588	2.197	0.918	1.480	2.033	0.861	1.384	1.831	0.823	1.277	1.726
	1.5	1.702	2.938	4.189	1.509	2.572	3.632	1.371	2.305	3.161	1.274	2.088	2.888
	2	2.386	4.204	5.980	2.073	3.635	5.184	1.854	3.204	4.554	1.691	2.891	4.083
	2.5	3.004	5.338	7.680	2.597	4.618	6.603	2.303	4.063	5.803	2.088	3.636	5.186
	3	3.524	6.307	9.059	3.063	5.482	7.875	2.733	4.858	6.968	2.465	4.369	6.221
90	0.25	0.104	0.107	0.118	0.091	0.097	0.102	0.080	0.100	0.110	0.095	0.102	0.110
	0.5	0.377	0.565	0.765	0.388	0.563	0.754	0.381	0.557	0.729	0.384	0.541	0.713

续表

GSI	D/L	H/L=0.25			H/L=0.5			H/L=0.75			H/L=1		
		$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$	$m_i=5$	$m_i=10$	$m_i=15$
	0.75	0.934	1.465	1.949	0.913	1.384	1.855	0.884	1.327	1.753	0.887	1.315	1.666
	1	1.494	2.361	3.283	1.419	2.231	3.035	1.344	2.036	2.745	1.289	1.949	2.579
	1.5	2.551	4.355	6.133	2.297	3.817	5.342	2.099	3.443	4.652	1.956	3.135	4.290
	2	3.581	6.189	8.807	3.120	5.366	7.598	2.804	4.742	6.676	2.573	4.288	5.987
	2.5	4.498	7.844	11.192	3.897	6.771	9.639	3.476	5.973	8.462	3.165	5.381	7.594
	3	5.270	9.266	13.209	4.595	8.055	11.459	4.106	7.126	10.155	3.710	6.425	9.073

3.1 各参数对 N_e 的影响

3.1.1 D/L 对 N_e 的影响

图4给出了GSI=40~90条件下, D/L 与 N_e 的关系曲线。其他参数取值保持不变, $H/L=0.25$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图4可知, N_e 随着 D/L 的增大而增大, 但斜率随 D/L 的增大, 而先增大后减小。

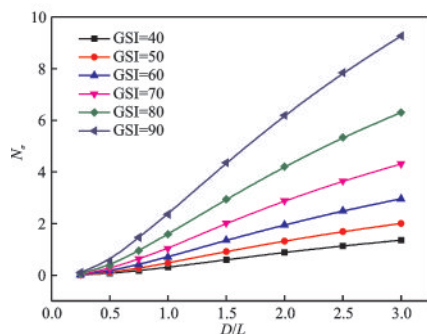


图4 D/L 对 N_e 的影响

Fig.4 The effect of D/L on N_e

3.1.2 H/L 对 N_e 的影响

图5给出了不同 D/L 条件下, H/L 与 N_e 的关系曲线。其他参数取值保持不变, $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图5可知, 当 $D/L \leq 0.75$ 时, H/L 对 N_e 基本没有影响; 当 $D/L \geq 1$ 时, N_e 随 H/L 的增大而减小, 且 D/L 越大, N_e 减小的幅度越大。

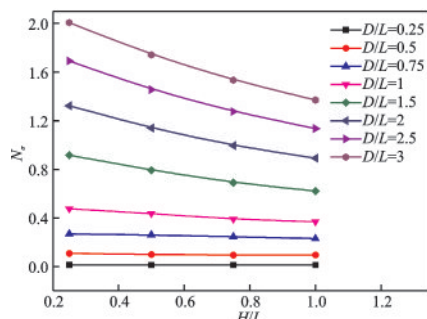


图5 H/L 对 N_e 的影响

Fig.5 The effect of H/L on N_e

3.1.3 GSI 对 N_e 的影响

图6给出了 $m_i=5$ 、10和15条件下, GSI 与 N_e 的关系曲线。其他参数取值保持不变, $D/L=1$ 、 $H/L=0.25$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图6可知, N_e 随着 GSI 的增大而增大, 且增长率逐渐变大。

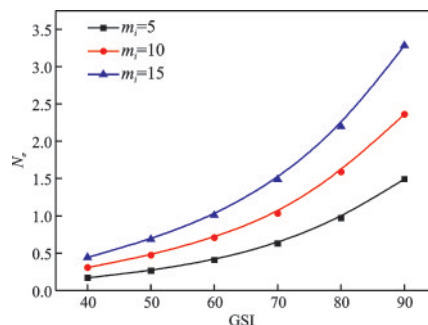


图6 GSI 对 N_e 的影响

Fig.6 The effect of GSI on N_e

3.1.4 m_i 对 N_e 的影响

图7给出了不同 GSI 条件下, m_i 与 N_e 的关系曲线。其他参数取值保持不变, $D/L=1$ 、 $H/L=0.25$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图7可知, N_e 随着 m_i 的增大而线性增大。

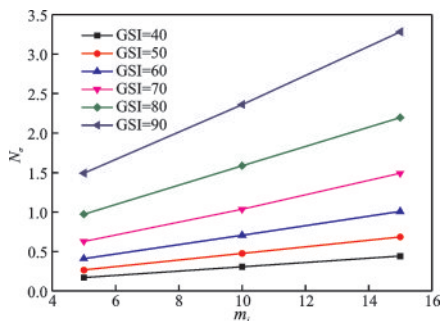


图7 m_i 对 N_e 的影响

Fig.7 The effect of m_i on N_e

3.2 各参数对 η 的影响

3.2.1 α 对 η 的影响

图8给出了不同 D/L 条件下, α 与 N_e 的关系曲

线。其他参数取值保持不变, $H/L=0.25$ 、 $GSI=40$ 、 $m_i=5$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图8可知, 当 $D/L \leq 1.5$ 时, η 随着 α 的增大, 先增大后减小, 并在 $\alpha=60^\circ$ 取最大值; 只有 $D/L=0.75$ 例外, η 随着 α 的增大而一直增大; 当 $D/L \geq 1.5$ 时, η 的取值不超过 1.1, 且 D/L 越大, η 的值随 α 的变化越小, 这说明当 D/L 的取值较大时, 溶洞旋转角度 α 对路基的承载力的影响较小。

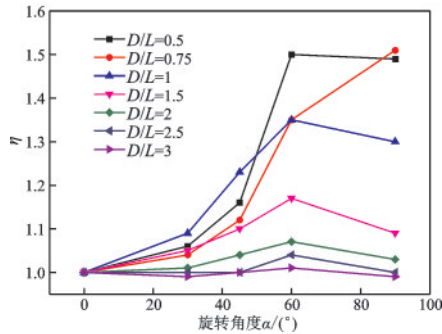


图8 α 对 η 的影响

Fig.8 The effect of η on N_e

3.2.2 H/L 对 η 的影响

图9给出了不同 α 条件下, H/L 与 η 的关系曲线。其他参数取值保持不变, $D/L=0.75$ 、 $GSI=40$ 、 $m_i=5$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图可知, 当 $\alpha=30^\circ$ 、 90° 时, η 随 H/L 的增大而持续减小; 当 $\alpha=45^\circ$ 、 60° 时, η 随 H/L 的增大先减小后增大, 并在 $H/L=0.75$ 时取得最小值。

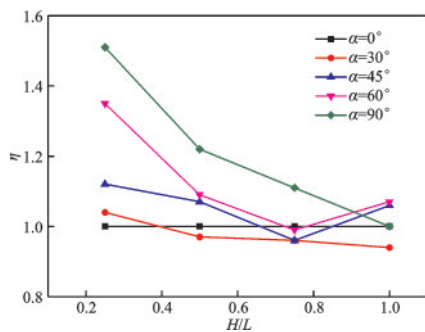


图9 H/L 对 η 的影响

Fig.9 The effect of H/L on η

3.2.3 GSI 、 m_i 对 η 的影响

表3给出了不同 GSI 、 m_i 条件下 η 的取值。其他参数保持不变, $H/L=0.25$ 、 $D/L=0.75$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。

由表3可知, 随着 GSI 、 m_i 的变化, η 的变化在

表3 GSI 和 m_i 对 η 的影响

Table 3 The effects of GSI and m_i on η

m_i	GSI					
	40	50	60	70	80	90
5	1.14	1.16	1.17	1.19	1.18	1.17
10	1.24	1.24	1.23	1.25	1.24	1.26
15	1.25	1.25	1.24	1.26	1.25	1.27

10% 以内, 且在 $GSI=40$ 、 $m_i=5$ 取最小值, 因此在实际工程中, 可通过表1来查得 η 值, 且该结果也是偏于安全的。

3.3 γ 对 N_e 、 η 的影响

表4给出了不同 γ 条件下 N_e 、 η 的取值。其他参数保持不变, $H/L=0.25$ 、 $D/L=0.75$ 、 $GSI=40$ 、 $m_i=5$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由表4可知, γ 对 N_e 、 η 的影响可忽略不计。

表4 γ 对 N_e 、 η 的影响

Table 4 The effects of γ on N_e and η

	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$		
	0	15	25
N_e	0.10	0.11	0.10
$\eta (\alpha=45^\circ)$	1.15	1.15	1.14

综上可知, 岩体的物理力学指标 GSI 、 m_i 和 γ 对无量纲参数 η 的影响较小, 在实际工程中可忽略其对 η 的影响。因此可先通过表1查得旋转角度影响系数 η 的值, 然后再根据表2查得 N_e , 得到路基的承载力。

4 极限破坏模式

4.1 D/L 对破坏模式的影响

图10给出了不同 D/L 条件下的极限破坏模式, 其他参数保持不变, $H/L=0.5$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图10可知, 当 $D/L \leq 0.5$ 时, 溶洞顶板发生冲切破坏; 当 $D/L=0.75$ 时, 溶洞顶板发生冲切破坏, 且侧壁也发生破坏; 当 $2.5 \geq D/L \geq 1$ 时, 溶洞顶板发生冒落破坏, 且侧壁也发生破坏, 存在一破坏面由侧壁延伸至地表; 当 $D/L \geq 3$ 时, 溶洞底部会出现新的破坏面。值得注意的是, 随着 D/L 的增大, 溶洞影响的范围也逐渐增大。

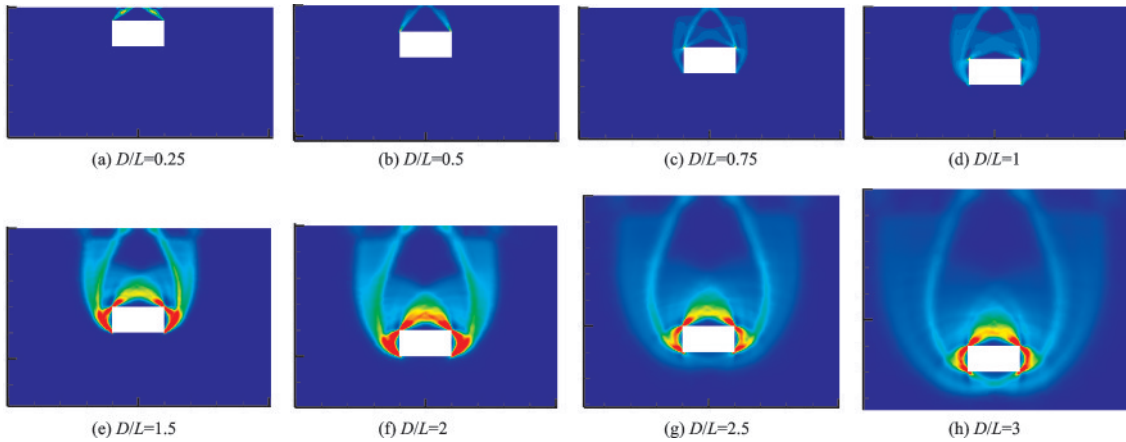


图10 不同 D/L 条件下极限破坏模式

Fig.10 Failure mechanisms with different values of D/L

4.2 H/L 对破坏模式的影响

图11给出了不同 H/L 条件下的极限破坏模式,其他参数保持不变, $D/L=1$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=$

10 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图11可知, H/L 对破坏模式的类型并无影响,但值得注意的是,溶洞的侧壁将完全破坏,这也是 H/L 影响承载力大小的原因。

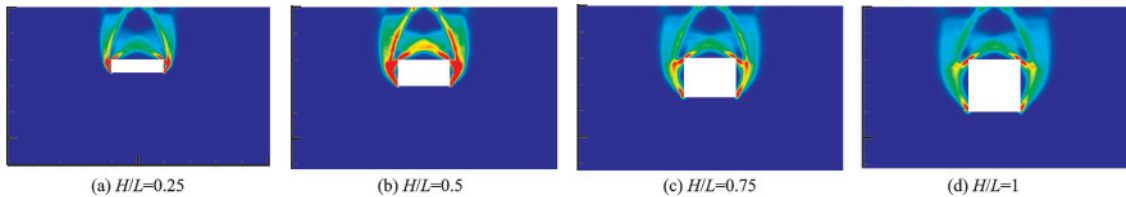


图11 不同 H/L 条件下极限破坏模式

Fig.11 Failure mechanisms with different values of H/L

4.3 α 对破坏模式的影响

图12给出了不同 α 条件下的极限破坏模式,其

他参数保持不变, $H/L=0.25$ 、 $D/L=1$ 、 $GSI=50$ 、 $m_i=10$ 、 $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ 。由图12可知,破坏面随着 α 的变化而旋转。



图12 不同 α 条件下极限破坏模式

Fig.12 Failure mechanisms with different values of α

5 结果验证

为了验证程序的正确性,考虑条形基础作用在岩层上的极限承载力,将本文计算结果与R.S.Merifield等^[18]的研究成果进行对比。文献[18]中岩体的

重度 $\gamma=0$,定义了一个无量纲参数 $N_{s0}=q_0/\sigma_{ci}$, q_0 为条形基础的极限承载力。对比结果见表5,本文的计算结果与文献[18]的结果非常接近,误差在3%以内,在 m_i 值较小时基本一致。综上可知,本文的程序是正确的,也说明了路基极限承载力的结果是可信的。

表5 条形基础作用在岩层上承载力系数 N_{e0}

Table 5 Bearing capacity factor N_{e0} for strip footings on a rock mass

GSI	m_i	文献[18]	本文结果	误差/%
50	5	0.644	0.641	0
	10	1.037	1.013	2
	20	1.765	1.730	2
70	5	1.582	1.585	0
	10	2.444	2.429	1
	20	4.012	3.908	3
90	5	3.881	3.876	0
	10	5.758	5.737	0
	20	9.125	9.050	1

6 结 论

(1)根据极限分析基本原理,结合有限元,基于MATLAB平台编制了有限元极限分析程序,并将Hoek-Brown准则嵌入程序中,计算岩溶区路基的极限承载力。

(2)定义了一个无量纲参数 N_e 来衡量溶洞旋转角度为0时路基的极限承载力, N_e 随 D/L 、GSI的增大而非线性增大,随 m_i 的增大线性增大,随 H/L 的增大而减小。而岩石重度 γ 对 N_e 的影响不大。

(3)通过系数 η 来衡量溶洞旋转角度 α 对路基极限承载力的影响,当 D/L 较小时, η 随 α 的增大先增大后减小;当 D/L 较大时, α 对 η 的影响不大;岩石的物理力学参数 GSI、 m_i 、 γ 对 η 的影响可忽略不计。

(4)极限破坏模式主要有溶洞顶板的冲切破坏;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。

(5)通过计算作用在岩层上的条形基础承载力验证了程序的正确性,并提供岩溶区路基承载力的计算表格,以期为工程实践提供参考。

参 考 文 献:

[1] Baus R L, Wang M C. Bearing capacity of strip footing above void [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, 109(1): 1-14.
 [2] Kiyosumi M, Kusakabe O, Ohuchi M. Model tests and analyses of bearing capacity of strip footing on stiff

ground with voids [J]. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(4): 363-375.

[3] 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 H L, Ma L, Zhang Zh H. 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)
 [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] Wang M C, Kim Y U, Jun J T. Cavity effect on collapse load of strip footings [C]//Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. [S.l.]: AA Balkema Publishers, Torino, 2001: 317-320.
 [6] 刘之葵, 梁金城, 朱寿增, 等. 岩溶区土洞地基稳定性分析[J]. 水文地质工程地质, 2003, 30(3): 24-28.
 Liu Zh K, Liang J Ch, Zhu Sh Z, et al. Stability analysis of soil cave foundation in karst area [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2003, 30(3): 24-28. (in Chinese)
 [7] 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): 3 373-3 378.
 Liu H, Yang F, Yang J Sh. Failure mechanism and ultimate bearing capacity of strip footing above void [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 3 373-3 378. (in Chinese)
 [8] 李倩倩, 张顶立, 房倩. 含空洞地层初始破坏的复变函数解析研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(11): 2 110-2 117.
 Li Q Q, Zhang D L, Fang Q. Analytic solution to initial damage of cavern strata by complex function method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(11): 2 110-2 117. (in Chinese)
 [9] Wang M C, Badie A. Effect of underground void on foundation stability [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(8): 1 008-1 019.
 [10] 李仁江, 盛谦, 张勇慧, 等. 溶洞顶板极限承载力研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(8): 1 621-1 626.
 Li R J, Sheng Q, Zhang Y H, et al. Study on ultimate bearing capacity of upper rock plate of karst cave [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(8): 1 621-1 626.

(in Chinese)

[11] 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): 1 522-1 531.

[12] 赵明华, 卢晓明, 张锐. 下伏空洞地基极限承载力与破坏模式上限有限元法[J]. 岩土力学, 2017, 38(1): 229-236, 246.
Zhao M H, Lu X M, Zhang R. Upper bound finite element method for ultimate bearing capacity and failure mechanism of subgrade above void[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(1): 229-236, 246. (in Chinese)

[13] Sloan S W. Geotechnical stability analysis[J]. Géotechnique, 2013, 63(7): 531.

[14] 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): 3 589-3 597.
Zhao M H, Zhang R, Liu M, et al. Nonlinear programming of lower bound finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(12): 3 589-3 597. (in Chinese)

[15] 赵明华, 张锐. 有限元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 M H, Zhang R. Adaptive mesh refinement of up-

per bound finite element method and its applications in geotechnical engineering [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(3): 537-545. (in Chinese)

[16] 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 R. Finite element limit analysis based on non-linear programming and its applications in engineering[D]. Changsha: Hunan University, 2015. (in Chinese)

[17] 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, 15(1): 1-8.

[18] 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.

[19] Li A J, Merifield R S, Lyamin A V. Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion [J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2008, 45(5): 689-700.

[20] Abbo A J, Sloan S W. A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb yield criterion [J]. Computers & Structures, 1995, 54(3): 427-441.

(本文责编: 池营营)



(上接第 565 页)

[9] 耿萍, 吴川, 唐金良, 等. 穿越断层破碎带隧道动力响应特性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(7): 1 406-1 413.
Geng P, Wu Ch, Tang J L, et al. Analysis of dynamic response characteristics of tunnels crossing fault fracture zones [J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(7): 1 406-1 413. (in Chinese)

[10] 安俊吉, 唐锐, 王俊. 近断层隧道结构的地震响应分析[J]. 路基工程, 2018(增 1): 15-20.
An J J, Tang R, Wang J. Seismic response analysis of near-fault tunnel structure [J]. Roadbed Engineering, 2018(Sup 1): 15-20. (in Chinese)

[11] 李旭升. 高烈度地震区行波效应下断层对隧道的动力影响和加固措施研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2010.
Li X Sh. Dynamic effect of fault on tunnel under traveling wave effect in high-intensity seismic zone and study on reinforcement measures [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010. (in Chinese)

[12] Trifunac M D. Scattering of plane SH waves by a semi-cylindrical canyon[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1972, 1(3): 267-281.

[13] Liu Z, Liu L. An IBEM solution to the scattering of plane SH-waves by a lined tunnel in elastic wedge space [J]. Earthquake Science, 2015, 28(1): 71-86.