文章编号：1674-599X(2022)01-0055-08

# 基于Hoek-Brown准则岩溶区地下硐室开挖跨度研究

蒋震[1]，黄阜[1]，于进泉[2]，葛飞[3]

（1.长沙理工大学 土木工程学院，湖南 长沙 410114；2.中铁建贵州建设有限公司，贵州 贵阳 550081；
3.中大检测（湖南）股份有限公司，湖南 长沙410006）

**摘　要**：为研究岩溶地区深埋地下硐室围岩稳定性，基于极限分析上限定理构建顶部存在溶洞的深埋矩形硐室塌落破坏机制，将广义Hoek-Brown破坏准则引入上限计算的虚功率方程中，通过变分计算，得到了硐室顶部围岩塌落曲线解析方程与隧道极限开挖跨度的解析解，并进行了参数的影响性分析。以乐百高速公路五指山隧道为工程背景，采用数值模拟技术模拟了隧道顶部围岩的塌落范围，并将所得结果与本研究计算得到的上限解进行对比。研究结果表明：硐室顶部围岩塌落范围与极限开挖宽度受到围岩参数的影响，极限开挖跨度随地质强度指标的增大而增大，数值解与上限解吻合。

**关键词**：深埋硐室；广义Hoek-Brown破坏准则；极限开挖跨度；塌落机理

**中图分类号**：TV554　　　　**文献标志码**：A

## Study on the excavation width of a deep-buried cavity in Karst Area based on Hoek-Brown criterion

JIANG Zhen[1], HUANG Fu[1], YU Jin-quan[2], GE Fei[3]

(1. School of Civil Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;
2. China Railway Construction Guizhou Construction Co., Ltd., Guiyang 550081, China;
3. Zhongda Testing (Hunan) Co., Ltd., Changsha 410006, China)

**Abstract**：In order to study the stability of deep-buried cavity in Karst Area，the collapse mechanism of deep-buried rectangular cavity beneath a karst cave was established based on the upper bound theorem for limit analysis. The generalized Hoek Brown failure criterion was introduced into the virtual power equation of upper bound calculation. Analytical equation of collapse curve of surrounding rock at the top of cavity and limit excavation width were obtained by variational method，and the influence of parameters was analyzed. Taking Wuzhishan tunnel of Lebai expressway as the engineering background，the collapse range of surrounding rock at the top of tunnel was numerically simulated，and the results were compared with the upper bound solution calculated in this study. The results show that the collapse range of the surrounding rock near the cave top and the limit excavation width are affected by the parameters of surrounding rock，the limit excavation width increases with the rising GIS index. The numerical simulation results agree with the upper bound solutions..

**Key words**：deep-buried cavity；generalised Hoek Brown failure criterion；limit excavation width；collapse mechanism

深部地下工程随着中国基础设施建设发展逐渐增多。深埋地下工程一般采用钻爆法施工，爆破产生的冲击波对周边围岩产生扰动，围岩应力重新分布，导致硐室顶部围岩发生垮塌。尤其是

**收稿日期**：2021-01-16
**基金项目**：国家自然科学基金面上项目(51878074)
**作者简介**：蒋震(1996—)，男，长沙理工大学硕士生。

在喀斯特地区，当拟建硐室与溶洞距离过近时，硐室与溶洞之间的中夹岩层同时受爆破冲击力、溶洞内溶腔压力与自身重力的叠加作用，容易导致中夹岩层的塌方。由于深埋硐室施工过程中围岩塌方难以预测，会给施工单位造成巨大的经济损失和严重的人员伤亡，因此，有必要对岩溶地区地下硐室围岩稳定性进行研究。

许多学者已经对岩溶地区地下硐室的围岩稳定性问题开展了研究，并取得了较为丰硕的研究成果。邱新旺[1]基于强度折减法建立了溶洞与隧道间岩层安全厚度的计算模型，分析了六河高速公路瑶寨隧道顶部围岩的稳定性问题。卞晓琳等人[2]根据岩溶地区溶洞位于隧道两侧时隧道周边围岩的受力特点，建立了隧道围岩力学理论计算模型。采用交替法，得到隧道开挖后围岩应力应变解析解，并通过实际工程验证了该方法的有效性。何翊武等人[3-4]以实际工程为背景，研究了溶洞位于隧道底部时衬砌的受力特点，并分析了溶洞填充物对衬砌受力的影响。史世雍等人[5]研究了隧道顶部溶洞的大小与溶洞距隧道的距离对隧道顶板应力分布的影响规律。邵琳等人[6]针对溶洞与隧道的相对位置问题展开了研究，发现当隧道位于溶洞上方时，隧道底部围岩最容易发生破裂。

20世纪80年代，Hoek E和Brown E T提出了一种可以用于评估节理和裂隙岩体强度的经验公式，经过不断改进和持续推广，该公式发展为Hoek-Brown(H-B)破坏准则，并得到了工程界的广泛认可。许多学者利用H-B破坏准则对岩体的力学特性开展研究，取得了一些研究成果。赵明阶等人[7]利用H-B破坏准则获得了隧道周边围岩的物理力学参数，并结合有限元软件分析了隧道位于溶洞上方时隧道底部围岩的稳定性。黄阜等人[8-9]采用剪应力形式的H-B破坏准则，分析了不同地质条件下隧道顶部围岩塌落机理，以及各参数对塌落范围的敏感性。杨子汉等人[10]基于该形式的H-B破坏准则，进一步研究了溶洞位于开挖面前方时隧道掌子面的稳定性，并给出了隧道前方围岩塌落面解析方程。这些研究大都是采用切应力形式的H-B破坏准则开展的。在切应力形式的H-B破坏准则中，引入了材料参数$A$、$B$，这些参数的物理力学意义不明确，难以在实际工程中进行应用。目前广泛应用于实际工程中，主应力形式的H-B破坏准则，是以地质强度指标(geological strength index，简称GSI)为基本框架构建的，而GSI是岩体的岩性、结构面和结构面接触状态确定的指标，可以对岩体质量进行定量评价。因此，本研究将主应力形式的H-B破坏准则引入硐室围岩的能耗计算模型中，通过变分计算获得极限状态下硐室顶部围岩塌落面方程和硐室的最大开挖宽度公式，并分析了GSI指标对硐室围岩塌落范围和最大开挖跨度的影响，研究成果可以为实际工程中岩溶地区深埋地下硐室围岩稳定性分析提供理论依据。

## 1 基本理论

### 1.1 极限分析上限定理

在满足小变形假定与静力许可和机动许可的条件下，虚功方程为：

$$\int_A T_i U_i^* \mathrm{d}A + \int_v F_i U_i^* \mathrm{d}v = \int_v \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* \mathrm{d}v。 \tag{1}$$

式中：$A$为面积；$U_i^*$为速度分量；$v$为速度；$\sigma_{ij}$为应力；$\varepsilon_{ij}$为应变。

当表面力$T_i$和体力$F_i$均大于或等于真实的极限表面力$T_i$*和体力$F_i$*时，所求得的荷载为极限荷载的上限解。

### 1.2 采用GSI的Hoek-Brown准则

20世纪80年代，Hoek E和Brown E T针对岩体强度难以准确评估的问题，结合岩体节理强度、大量三轴试验和现场原位试验结果，提出了一种岩体强度准则。经过多年不断修正与完善[11-16]，Hoek等人[16]发表了以主应力形式表示的最新版本H-B破坏准则，即广义H-B破坏准则。其表达式为：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a。 \tag{2}$$

其中，$m_b = m_i \exp\left( \dfrac{\mathrm{GSI} - 100}{28 - 14D} \right)$；

$$s = \exp\left( \frac{\mathrm{GSI} - 100}{9 - 3D} \right)；\ a = \frac{1}{2} + \left( \frac{e^{-\frac{\mathrm{GSI}}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}}{6} \right)。$$

式中：$m_i$为岩体软硬指标，由围岩矿物成分确定；GSI为地质强度指标，由岩体的岩性和结构面特性确定；$D$为岩体扰动系数，由岩体的开挖方式确定。$\sigma_c$为岩石单轴抗压强度；$\sigma_1$、$\sigma_3$为岩石最大、最小主应力；$s$为H-B经验参数、$\tau$为剪应力；$\sigma$为正应力；$P(\sigma，\tau)$为图1中任意一点坐标。

上限定理的能耗计算中，内能耗散功率是根据速度间断线上任意一点切线应力-应变和法向应力-应变计算得到的，所以必须将主应力形式下的H-B破坏准则转变为切应力形式下的，才能够计算得到速度间断线上的内能耗散功率。根据岩石材料应力特点如图1所示，结合Barton[17]与Kumar[18]针对岩土材料包络线的研究成果，可以得到：

$$\sigma' = \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3};\quad \tau' = \frac{\partial \tau}{\partial \sigma}。\tag{3}$$

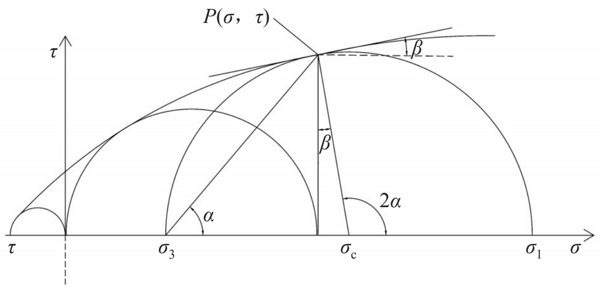


**图1**　岩石材料破坏时应力状态

**Fig. 1**　Stress state diagram when rock material is failed

将式（3）代入式（2）积分，整理后结合材料应力圆特点，得到基于GSI的切应力形式H-B准则，其表达式为：

$$\tau = \frac{\sigma_c \cos\beta}{2\left(1+\frac{\sin\beta}{a}\right)^a}\left(\frac{m_b\sigma}{\sigma_c}+s\right)^a = \frac{\sigma_c \cos\beta}{2\left(1+\frac{\sin\beta}{a}\right)^a}\left(\frac{m_b}{\sigma_c}\right)^a\left(\sigma+\frac{s\sigma_c}{m_b}\right)^a = M\left(\sigma+N\right)^a。\tag{4}$$

其中，
$$\begin{cases} M = \dfrac{\sigma_c\cos\beta}{2\left(1+\dfrac{\sin\beta}{a}\right)^a}\left(\dfrac{m_b}{\sigma_c}\right)^a; \\ N = \dfrac{s\sigma_c}{m_b}。\end{cases}$$

式中：$\sigma_c$为岩石单轴抗压强度；$\beta$为瞬时摩擦角，取值根据Hoek等人[16]所提出的最佳拟合方法确定。

## 2　极限状态下顶部存在隐伏溶洞的深埋硐室最大开挖宽度研究

### 2.1　顶部存在溶洞的深埋硐室围岩塌落破坏机制

根据顶部存在溶洞的深埋硐室围岩塌落破坏特征，构建了上限破坏机制，如图2所示。$H$为隧道埋深；$R$为溶洞半径；$b$为极限开挖跨度；$h$为溶洞到硐室顶部距离；$d$为塌落高度；$\sigma_n$为破坏面上的正应力。在开挖扰动的影响下，硐室顶部围岩形成1个塌落面，由硐室顶部延伸到溶洞底部。其中，塌落曲面方程为$f(x)$，塌落体底部宽度为$2L_2$，塌落体顶部宽度为$2L_1$，塌落高度为$d$，拱顶支护力为$q$，溶腔压力为$T$，岩体重度为$\gamma$。在极限状态下，塌落体以速度$v$垂直向下运动，为$v$方向延$y$轴正向。

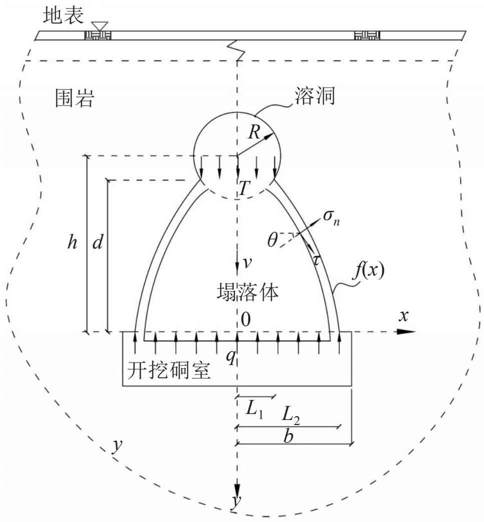


**图2**　顶部溶洞诱发隧道围岩塌落上限破坏机制

**Fig. 2**　Collapse mechanism of surrounding rock near the cavity top induced by a Karst Cave

### 2.2　顶部存在溶洞的深埋硐室围岩塌落面上限分析

根据破坏机制如图2所示，假定在破坏面上存在一定厚度$t$的变形层，变形层上的剪应力与切应力满足H-B准则，由式（4）可得材料屈服函数：

$$\Omega = \tau - M\left(\sigma+N\right)^a。\tag{5}$$

当塑性势函数与屈服面重合时，根据相关联流动法则，可以得到应变与应力的关系：

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}n = \lambda\dfrac{d\Omega}{d\sigma} = -\lambda Ma\left(\sigma+N\right)^{a-1}; \\ \gamma_n = \lambda\dfrac{d\Omega}{d\tau} = \lambda。\end{cases}\tag{6}$$

将式（6）与塌落面上应力和塌落曲线的几何关系式结合，得到围岩应力的增量表达式：

$$\begin{cases} \sigma = \left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}} - N; \\ \tau = M\left[Maf'(x)\right]^{\frac{a}{1-a}}。\end{cases}\tag{7}$$

式中：$f'(x)$为塌落面一阶导数。

根据塌落破坏机制可知，发生塌落破坏时，在塌落面上发生了能量耗散，塌落面上任意一点的耗散功率为：

$$D=\left(\sigma_n\dot{\varepsilon}n+\tau\gamma_n\right)=\left\{\left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}}\left(\frac{a-1}{a}\right)-N\right\}\frac{v}{t\sqrt{1+f'(x)^2}}。\quad(8)$$

式中：$\dot{\varepsilon}n$、$\gamma_n$分别为塑性正应变、剪应变增量。

塌落面上的内能耗散功率为：

$$P_{\mathrm{D}}=\int_{L_1}^{L_2}-Dt\mathrm{d}s=\int_{L_1}^{L_2}v\left\{\left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}}\left(\frac{1-a}{a}\right)+N\right\}\mathrm{d}x。\quad(9)$$

破坏机制中的外力功率，主要有塌落体重力做功功率、溶腔压力做功功率和拱顶支护力做功功率。

塌落体重力做功功率为：

$$P_\gamma=-\gamma v\left[\int_0^{L_1}g(x)\mathrm{d}x+\int_{L_1}^{L_2}f(x)\mathrm{d}x\right]。\quad(10)$$

式中：$\gamma$为岩石重度。

其中，$g(x)=\sqrt{R^2-L_1{}^2}-h$为隧道顶部溶洞方程。

溶腔压力$T$做功功率为：

$$P_{\mathrm{T}}=TR\arcsin\left(\frac{L_1}{R}\right)v。\quad(11)$$

隧道顶部支护力做功功率为：

$$P_{\mathrm{q}}=L_2qv。\quad(12)$$

根据上限定理的虚功率原理，可以得到包含围岩塌落面方程$f(x)$的目标函数：

$$\zeta\left[f(x),f'(x),x\right]=P_{\mathrm{D}}-P_\gamma-P_{\mathrm{T}}+P_{\mathrm{q}}。\quad(13)$$

将式（9）～（12）代入式（13）后，得到：

$$\begin{aligned}\frac{\zeta}{v}&=\int_{L_1}^{L_2}\left\{\left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}}\left(\frac{1-a}{a}\right)+N\right\}\mathrm{d}x+\\&\quad\gamma\left[\int_0^{L_1}g(x)\mathrm{d}x+\int_{L_1}^{L_2}f(x)\mathrm{d}x\right]-\\&\quad TR\arcsin\left(\frac{L_1}{R}\right)+L_2q\\&=\int_{L_1}^{L_2}\left\{\left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}}\left(\frac{1-a}{a}\right)+N+\gamma f(x)\right\}\mathrm{d}x+\\&\quad\gamma\int_0^{L_1}g(x)\mathrm{d}x-TR\arcsin\left(\frac{L_1}{R}\right)+L_2q\\&=\int_{L_1}^{L_2}\psi\left[f(x),f'(x),x\right]\mathrm{d}x+\gamma\int_0^{L_1}g(x)\mathrm{d}x-\\&\quad TR\arcsin\left(\frac{L_1}{R}\right)+L_2q。\end{aligned}\quad(14)$$

其中，

$$\psi\left[f(x),f'(x),x\right]=\left[Maf'(x)\right]^{\frac{1}{1-a}}\left(\frac{1-a}{a}\right)+N+\gamma f(x)。\quad(15)$$

$\psi$同时包含塌落面方程、塌落面方程的一阶导数的泛函。根据变分原理，最简泛函$\psi$在满足欧拉方程的情况下，可以求得极值。$\psi$对应的欧拉方程为：

$$\frac{\partial\psi}{\partial f(x)}-\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x}\left[\frac{\partial\psi}{\partial f'(x)}\right]=0。\quad(16)$$

将式（15）代入式（16），式可得：

$$\gamma-\frac{M^2a^2}{1-a}\left[Maf'(x)\right]^{\frac{2a-1}{1-a}}f''(x)=0。\quad(17)$$

式中：$f''(x)$塌落面二阶导数。

将式（17）进行积分，得到塌落面方程的解析表达式：

$$f(x)=\frac{\left(\gamma x+c_0\right)^{\frac{1}{a}}}{\gamma M^{\frac{1}{a}}}-\frac{c_0{}^{\frac{1}{a}}}{\gamma M^{\frac{1}{a}}}-c_1。\quad(18)$$

式中：$c_0$，$c_1$为积分常数。

根据单元刚体内力平衡条件和塌落面的几何边界条件，可得到：

$$\begin{cases}c_0=0;\\c_1=M^{-\frac{1}{a}}\gamma^{\frac{1-a}{a}}L_2{}^{\frac{1}{a}}。\end{cases}\quad(19)$$

将式（18）、（19）代入式（15），可得泛函表达式为：

$$\psi=\frac{1}{a}M^{-\frac{1}{a}}\gamma^{\frac{1}{a}}x^{\frac{1}{a}}+N-\gamma M^{-\frac{1}{a}}\gamma^{\frac{1-a}{a}}L_2{}^{\frac{1}{a}}。\quad(20)$$

根据极限状态下隧道顶部塌方的发生原理，隧道开挖过程中存在一个极限开挖跨度$b$。该极限开挖跨度可以定义为：在地质条件和支护力一定的情况下，当深埋硐室开挖跨度不超过该最大跨度时，隧道顶部围岩可以保持稳定，而当开挖跨度超过该最大跨度值后，顶部围岩就有发生垮塌的潜在风险，该跨度最大值就是本研究定义的极限开挖跨度。

根据所求的塌落面方程式（18）与虚功方程式（13）确定隧道极限开挖跨度上限解$b$，其解析表达式为：

$$b=\frac{c_1M}{\gamma^{1-a}}。\quad(21)$$

## 3　各参数对硐室顶部围岩塌落范围的影响分析

为研究不同参数对硐室顶部围岩塌落范围的影响，采用单一变量法思路进行数据分析，得到塌落面和极限开挖跨度随单一参数变化规律。

### 3.1　岩石单轴抗压强度$\sigma_c$对硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\gamma$=22 kN/m$^3$，$D$=0.5，GSI=25，$h$=14.5 m，$m_i$=25，$R$=5.5 m，$T$=9 MPa，$q$=1 MPa，$\sigma_c$分别为40、60、80、100、120 MPa时，隧道开挖宽度分别为1.25、3.36、5.13、6.69、8.11 m，如图3所示。

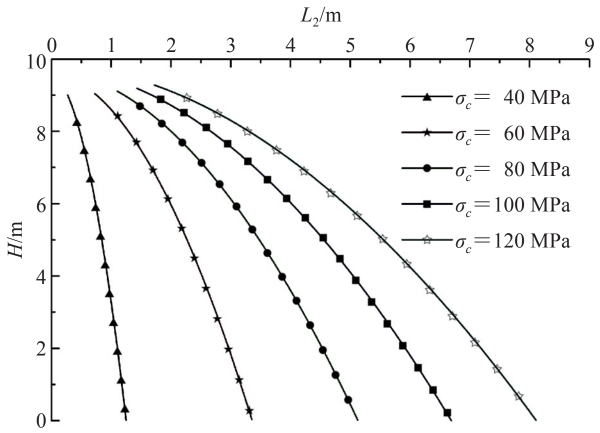


图3　塌落面随$\sigma_c$变化规律

**Fig. 3**　The law diagram of collapse surface changing with $\sigma_c$

### 3.2　岩石软硬系数$m_i$对硐室顶部围岩塌落范围的影响

当$\sigma_c$=80 MPa，$\gamma$=22 kN/m$^3$，$D$=0.75，GSI=60，$h$=14.5 m，$R$=5.5 m，$T$=9 MPa，$q$=2 MPa，$m_i$分别为5、10、15、20、25时，隧道开挖宽度分别为1.20、10.32、17.27、23.60、29.71 m，如图4所示。

### 3.3　岩石重度$\gamma$对硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\sigma_c$=100 MPa，$D$=0.5，GSI=40，$h$=14.5 m，$m_i$=20，$R$=5.5 m，$T$=9 MPa，$q$=1 MPa，$\gamma$分别为20、22、24、26、28 kN/m$^3$时，隧道开挖宽度分别为8.28、7.16、6.20、5.35、4.60 m，如图5所示。

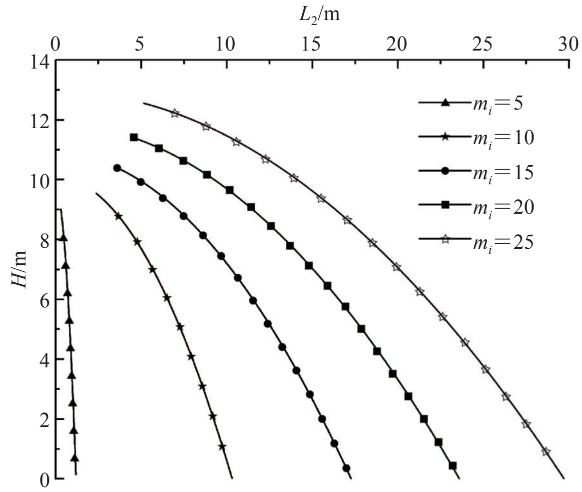


图4　塌落面随$m_i$变化规律

**Fig. 4**　The law of collapse surface changing with $m_i$

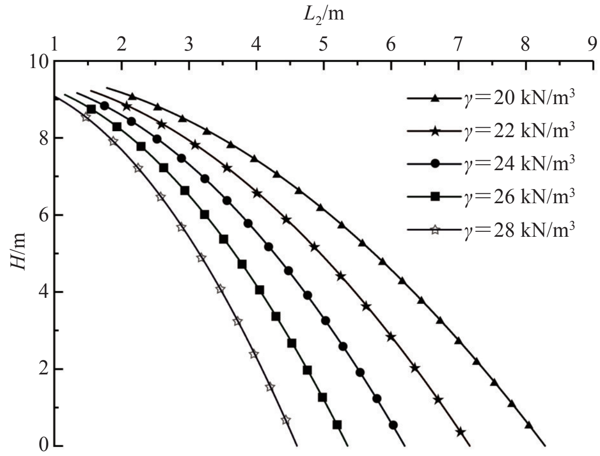


图5　塌落面随$\gamma$变化规律

**Fig. 5**　The law of collapse surface changing with $\gamma$

### 3.4　围岩扰动因子$D$对硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\sigma_c$=120 MPa，$\gamma$=22 kN/m$^3$，GSI=40，$h$=14.5 m，$m_i$=15，$R$=4.5 m，$T$=9 MPa，$q$=0.5 MPa，$D$分别为0、0.25、0.50、0.75、1.00时，隧道开挖宽度分别为22.05、17.46、12.35、6.74、0.79 m，如图6所示。

### 3.5　地质强度指标GSI对硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\sigma_c$=60 MPa，$\gamma$=22 kN/m$^3$，$D$=0，$h$=14.5 m，$m_i$=15，$R$=6 m，$T$=6 MPa，$q$=1 MPa，GSI分别为20、25、30、40、60时，隧道开挖宽度分别为0.76、2.63、4.60、8.87、19.50 m，如图7所示。

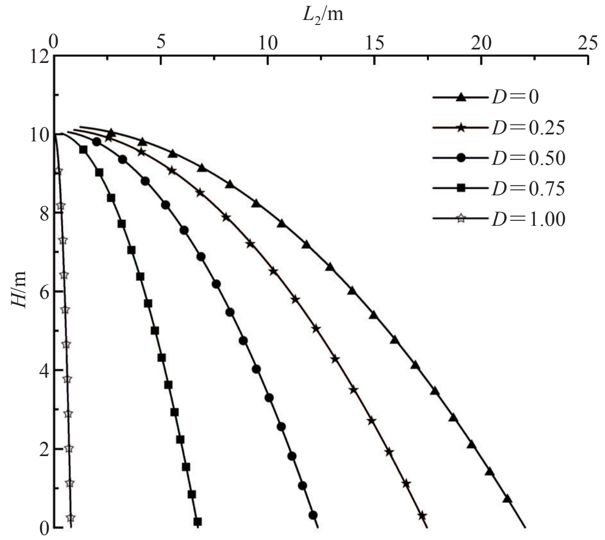


图6 塌落面随$D$变化规律

**Fig. 6** The law of collapse surface changing with $D$

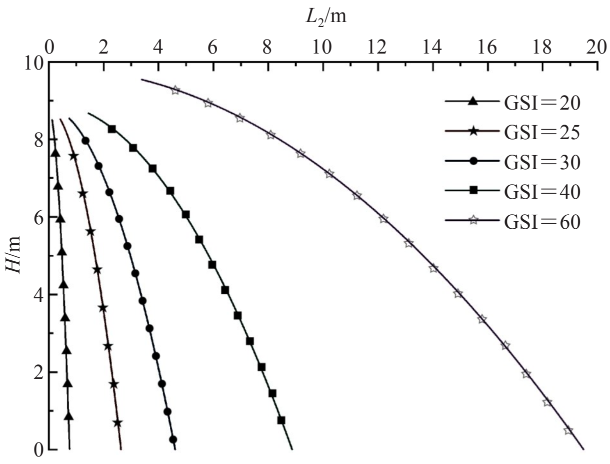


图7 塌落面随GSI变化规律

**Fig. 7** The law of collapse surface changing with GSI

### 3.6 隧道顶部到溶洞中心距离$h$对于硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\sigma_c$=60 MPa，$\gamma$=24 kN/m$^3$，GSI=30，$R$=5 m，$m_i$=15，$D$=0，$T$=6 MPa，$q$=1 MPa，$h$分别为10.5、11.5、12.5、13.5、14.5时，隧道开挖宽度分别为3.14、3.42、3.69、3.93、4.17 m，如图8所示。

### 3.7 溶洞半径$R$对于硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度的影响

当$\sigma_c$=60 MPa，$\gamma$=24 kN/m$^3$，GSI=30，$h$=14.5 m，$m_i$=15，$D$=0，$T$=6 MPa，$q$=1 MPa，$R$分别为4.0、4.5、5.0、5.5、6.0时，隧道开挖宽度分别为4.40、4.28、4.17、4.05、3.94 m，如图9所示。

从图3～9还可以看出，顶部存在溶洞的深埋硐室围岩的塌落面呈类抛物线形式。围岩参数和硐室所处位置对围岩塌落范围的影响较大。随着参数$\sigma_c$、GSI、$h$、$m_i$的增大，硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度增大。随着参数$D$、$\gamma$、$R$的增加，硐室顶部围岩塌落范围和极限开挖跨度减小。

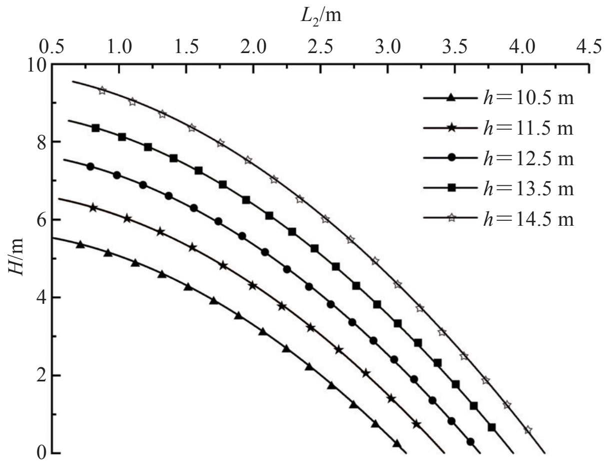


图8 塌落面随$h$变化规律

**Fig. 8** The law of collapse surface changing with $h$

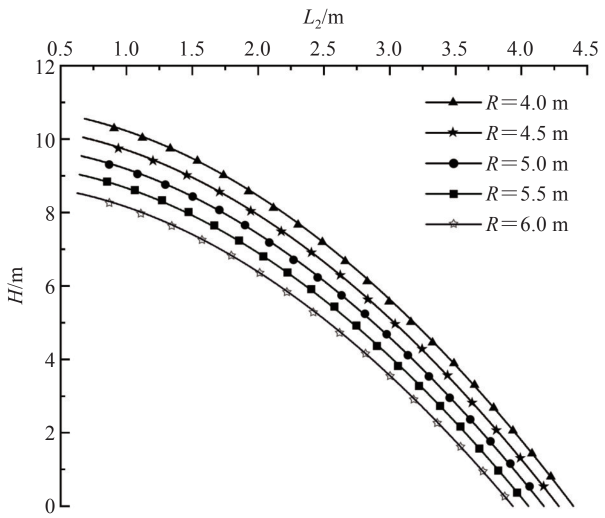


图9 塌落面随$R$变化规律

**Fig. 9** The law of collapse surface changing with $R$

## 4 工程实例分析

为了验证本方法的正确性，以广西乐百高速公路五指山1号隧道为工程背景，采用数值模拟技术，计算得到开挖后隧道在极限状态下拱顶围岩塌方的数值解，与上限解进行对比，验证本研究理论计算的有效性。根据地质勘察报告，五指山1号隧道在里程KD119+319处顶部存在溶洞，该溶洞与隧道的位置关系如图10所示。围岩力学参数取值为：$\gamma$=24 kN•m$^{-3}$，$\sigma_c$=60 MPa，$h$=15 m，$a$=0.503，GSI=60，$m_i$=10，$m_b$=1.295，$s$=0.002。

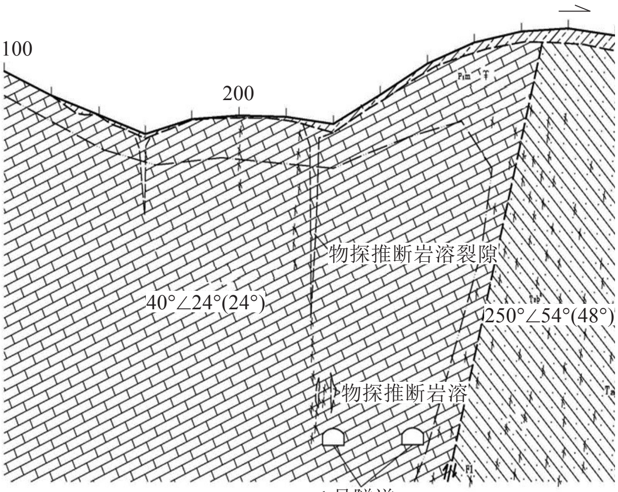


图10　五指山1号隧道岩溶区横断面

Fig. 10　Cross section of karst zone of Wuzhishan no. 1 tunnel

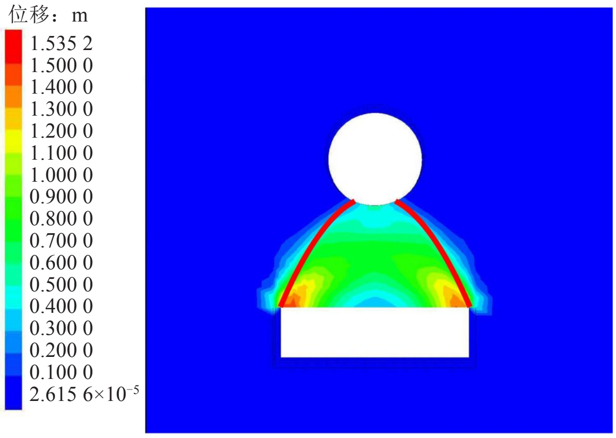


图11　上限解与数值解对比

Fig. 11　Comparison of upper limit solution and numerical solution

将溶洞简化为$R$=5 m的圆柱形溶洞，并将隧道简化为矩形硐室，建立了尺寸为100 m（横向）×4 m（纵向）×100 m（竖向）的模型。其中，硐室开挖深度4 m，硐室顶板距离溶洞中心15 m，隧道顶板距离模型上边界64 m，隧道底板距离模型下边界30 m，隧道开挖高度6 m。采用有限差分软件模拟开挖宽度为10 m的硐室开挖过程。在开挖中，围岩破坏形式为剪切破坏，选取最大剪切应变增量（contour of max shear strain increment，简称为SSI）对隧道顶部潜在塌方范围进行描述。最后将理论计算出的塌落面方程导入数值模拟，与最大剪切应变增量进行对比，如图11所示。在图11中，2条粗曲线为理论计算得到的塌落曲线。通过对比后发现，两种方法所得到的围岩塌落面形状基本一致，均为类抛物线，计算得到的塌落范围基本吻合。同时，在数值模拟中，发现在硐室顶板距隧道中轴线9.08 m处出现了应力陡增现象，可认为此处是围岩塌方发生的起始点，因此，隧道极限开挖宽度的数值模拟结果为9.08 m，而采用本方法计算得到的该隧道极限开挖跨度为9.34 m，两者大小基本一致。因此，本研究提出的深埋硐室顶部围岩极限开挖跨度计算方法是有效的。

## 5　结论

基于广义H-B破坏准则与极限分析原理，研究了顶部存在溶洞的深埋硐室围岩塌落破坏模式和极限开挖跨度。得到结论为：

1）深埋硐室极限开挖跨度随着参数GSI、$\sigma_c$、$m_i$的增大而增大，但随着参数$\gamma$的增大而减小。GSI是衡量围岩质量的可靠指标，大跨度地下硐室在地质强度指标更高的围岩中开挖时，发生塌方的潜在风险更低。

2）施工扰动诱发的围岩塌方区域，分布在溶洞与硐室之间的夹岩层中，类似于1个倒置漏斗形。在实际工程中，可以根据计算得到塌方区域，采用相关措施对该区域进行超前支护或加固，预防施工扰动诱发的围岩塌方，确保施工安全。

## 参考文献(References)：

[1]　邱新旺.溶洞与隧道间岩层安全厚度研究[D].南宁:广西大学,2012. (QIU Xin-wang. Study on the safe thickness of rock between Karst cave and tunnel[D]. Nanning: Guangxi University, 2012. (in Chinese))

[2]　卞晓琳,陈福全,苏峰,等.岩溶区深埋隧道围岩力学特性分析[J].中国铁道科学,2013,34(1):43-49. (BIAN Xiao-lin, CHEN Fu-quan, SU Feng, et al. Mechanical characteristics analysis of surrounding rock in deep buried tunnel in Karst regions[J]. China Railway Science, 2013,34(1):43-49.(in Chinese))

[3]　何翊武,傅鹤林,罗立峰,等.隧底岩溶洞对结构稳定影响

的理论解[J]. 土木工程学报,2014,47(10):128-135. (HE Yi-wu, FU He-lin, LUO Li-feng, et al. Theoretical solution of the influence of Karst cavern beneath tunnel on the stability of tunnel structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2014,47(10):128-135.(in Chinese))

[4] 徐成进,王木群. 隧道底部溶洞的处理及溶洞对隧道围岩稳定性影响的研究[J]. 公路工程,2011,36(1):102-105, 108. (XU Cheng-jin, WANG Mu-qun. The treatment of Karst cave in the bottom of the tunnel and the research about the innuence of Karst caves in the bottom of the tunnel[J]. Highway Engineering, 2011, 36(1): 102-105, 108.(in Chinese))

[5] 史世雍,梅世龙,杨志刚. 隧道顶部溶洞对围岩稳定性的影响分析[J]. 地下空间与工程学报,2005,1(5):698-702, 716. (SHI Shi-yong, MEI Shi-long, YANG Zhi-gang. Research on the influence of Karst cave in the roof of tunnel on stability of surrounding rock[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1 (5):698-702,716.(in Chinese))

[6] 邵琳,左宇军,宋希贤. 溶洞位置对巷道围岩破裂过程的影响分析[J]. 地下空间与工程学报,2014,10(1):51-56, 66. (SHAO Lin, ZUO Yu-jun, SONG Xi-xian. Analysis on influence of different locations of Karst caves on failure process of tunnel surrounding rock mass[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2014,10(1):51-56,66.(in Chinese))

[7] 赵明阶,敖建华,刘绪华,等. 隧道底部溶洞对围岩变形特性的影响分析[J]. 重庆交通学院学报,2003,22(2):20-23, 40. (ZHAO Ming-jie, AO Jian-hua, LIU Xu-hua, et al. Study on deformation character of the surrounding rock masses concerning the influence of Karst caves in the bottom of tunnel[J]. Journal of Chongqing Jiaotong Institute,2003,22(2):20-23,40.(in Chinese))

[8] 黄阜. 隧道围岩塌落机理与锚杆支护结构的上限分析研究[D]. 长沙:中南大学,2012. (HUANG Fu. Upper bound analysis of collapsing mechanism of surrounding rock and rockbolt supporting structures for tunnels[D]. Changsha: Central South University, 2012. (in Chinese))

[9] Huang F, Zhang M, Jiang Z. Study on the collapse mechanism of the surrounding rock of a deep underground chamber with hidden caves on the top [J]. Journal of Central South University, 2019, 26(7): 1747-1754.

[10] 杨子汉,杨小礼,许敬叔,等. 基于上限原理的两种岩溶隧道岩墙厚度计算方法[J]. 岩土力学,2017,38(3):801-809. (YANG Zi-han, YANG Xiao-li, XU Jing-shu, et al. Two methods for rock wall thickness calculation in Karst tunnels based on upper bound theorem[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017,38(3):801-809.(in Chinese))

[11] Hoek E, Brown E T. Underground excavation in rock[M]. London:Institution of Mining and Metallurgy, 1980.

[12] Hoek E, Brown E T. The Hoek-Brown failure criterion-a 1988 update[J]. Journal of Heuristics, 1988, 16(2): 167-168.

[13] Hoek E, Wood D, Shah S. Modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses[C]// ISRM symposium: eurock92. London: Thomas Telford, 1992,209-213.

[14] Hoek E, Kaise P K, Bawden W F. Support of underground excavations in hard rock[M]. Rotterdam:Balkema,1995.

[15] Hoek E, Carranza T C, Corkum B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition[C]// Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto,2002,1:267-273.

[16] Hoek E, Brown E T. The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019,11(3):445-463.

[17] Barton N, Lien R, Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support[J]. Rock Mechanics, 1974,6(4):189-236.

[18] Kumar P. Shear failure envelope of Hoek-Brown criterion for rockmass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1998,13(4):453-458.