

岩溶区高速公路路桥基础稳定性评价方法

刘玉山, 王国斌

(中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 岩溶区路桥基础稳定性分析与评价是目前国内外高速公路建设的重大技术难题之一。目前,对溶洞地基稳定性评价研究多集中在塌陷发育机理及预防等定性评价方面,少见定量评价。在弹塑性力学基本理论上,首先分析地基中溶洞洞壁周围土体的应力状态,判别应力集中影响范围,再利用莫尔-库仑强度准则对溶洞地基稳定性计算模型进行改进,最后,以沪蓉国道主干线 K198+189.85花石板 1#大桥桥基稳定性评价为例,验证了该改进模型的可行性和可靠性。并进一步研究了基础底面尺寸、埋深、溶洞洞体形状以及地下水位埋深对溶洞稳定性的影响,揭示了该类溶洞塌陷破坏的机理。研究表明,改进模型是可行的,基础底面尺寸越小、埋深越浅、洞形越尖、地下水位埋深越浅,溶洞稳定性系数越大,越有利于溶洞地基的稳定,且地下水位对溶洞稳定性影响较为敏感,地下水位小幅度下降就可能导致溶洞由稳定变为破坏失稳。因此在溶洞地基稳定性评价中,应重视定量评价,尤其是地下水环境下的溶洞地基,同时计算所得的溶洞基础最大尺寸、临界埋深、最大水位埋深对溶洞地基的治理与设计具有较强的指导性作用。

关键词: 岩溶; 溶洞地基; 弹塑性力学理论; 稳定性评价

中图分类号: P642.25, U416.1⁺61

文献标识码: A

随着经济的高速发展,我国公路建设步伐越来越快,尤其是在国家西部开战略的带动下,边远山区及西部的公路交通等基础设施的建设正稳步推进。而我国碳酸盐岩系分布面积占领土面积的 20% 以上,达到 $200 \times 10^4 \text{ km}^2$ 。这些地区几乎均存在岩溶地质发育现象,其中广西、贵州、云南、川东、鄂西、湘西、粤北连成一片,面积达 $56 \times 10^4 \text{ km}^2$,因此大量在建或规划中的高速公路不可避免穿越岩溶发育地区。而路线上大量存在的溶洞给高速公路路基础、桥基础的建设带来了众多困难,岩溶区路桥基础稳定性分析与评价及处理,成为高速公路建设成败的关键之一,也是目前国内外岩溶区高速公路建设的重大技术难题之一。

目前有关岩溶区路桥基础稳定性分析及评价方法,一直沿用传统的工程地质定性分析方法及半定量分析方法。工程地质分析方法主要通过分析洞穴

顶板稳定性影响因素,参照同类工程,定性地确定洞穴的稳定性;半定量分析方法则是在对上述影响因素加以概化,采用近似的方法加以估算^[1-5]。传统的经验半定量分析法的基本内容是对洞穴顶板安全厚度及溶洞距路基安全距离的估算。该方法虽然使用简便,但由于各种评价方法得出的计算结果离散性大,不能如实反映影响因素的全部,因而计算结果的可靠性受到限制,故难以在工程中应用。

大量工程实践表明,岩溶洞穴的破坏往往是由局部破坏进而发展到整体破坏,即由洞穴内部破坏再发展到外部塌陷失稳。基于以上考虑,本文从弹塑性力学理基本论出发,分析岩溶洞穴洞壁周围土体的应力状态,判别岩溶洞穴应力集中影响范围,在此基础上,根据土体极限平衡条件,利用莫尔-库仑强度屈服准则,采用应力比法,建立路桥基础稳定性分析定量计算模型,并以沪蓉国道主干线 K198+

收稿日期 (Received date): 2008-02-27; 改回日期 (Accepted): 2008-05-11.

基金项目 (Foundation item): 山西省自然科学基金 (2006011077) 和山西省留学基金 (20060024)。[The Science Foundation of Shanxi Province (No 2006011077) and Shanxi Province Abroad Study Fund (No 20060024).]

作者简介 (Biography): 刘玉山 (1965-), 男 (汉), 湖北钟祥人, 教授级高级工程师。主要研究方向: 高速公路勘察与设计。[Liu Yushan (1965-), male, mainly work on the investigation and design of the express way.]

189 85花石板 1#大桥桥基稳定性评价为例,验证了该评价模型的可行性,同时进一步研究了基础尺寸、埋深、溶洞洞体断面形状以及地下水埋深对溶洞地基稳定性的影响。

1 岩溶洞穴弹塑性理论应力分析

1.1 椭圆形洞穴的弹性力学分析^[6,7]

设距地面以下 h 处有一长半轴为 a (水平轴),短半轴为 b (竖直轴)的椭圆形溶洞。地基岩层是均质的、各向同性的弹性体。根据弹塑性基本理论,可把在地基中的岩溶洞穴洞壁周围土体应力分布问题视作一个双向受压无限板孔的应力分布问题(图1)。作用在溶洞上的垂直应力为 p , 水平应力为 q 。由于岩溶洞穴塌陷破坏是从洞壁开始的,故本文重点探讨洞壁周围任一点的切向应力 σ_θ 、径向应力 σ_r 和剪应力 $\tau_{\theta r}$ 值的大小,按椭圆孔复变函数^[8]解得溶洞洞壁周围任一点的应力为

$$\sigma_\theta = \frac{p[m(m+2)\cos^2\theta - \sin^2\theta] + q[(2m+1)\sin^2\theta - m^2\cos^2\theta]}{\sin^2\theta + m^2\cos^2\theta} \quad (1)$$

$$\sigma_r = \tau_{\theta r} = 0 \quad (2)$$

式中 σ_r 、 σ_θ 、 $\tau_{\theta r}$ 为围岩中径向应力、切向应力、剪切应力; p 、 q 为作用在土体上的垂直应力、水平应力; θ 为溶洞周边计算点的偏心角; m 为椭圆轴比, $m = b/a$ (轴夹角)。

当 $m = 0$ 时,即为一横向拉张裂缝,洞壁周围任一点的应力为一常数,即

$$\sigma_\theta = q - p \quad (3)$$

$$\sigma_r = \tau_{\theta r} = 0 \quad (4)$$

当 $m = 1$ 时,即为圆形断面溶洞,洞壁周围任一点的应力为

$$\sigma_\theta = p(1 + 2\cos 2\theta) + q(1 - 2\cos 2\theta) \quad (5)$$

$$\sigma_r = \tau_{\theta r} = 0 \quad (6)$$

当 $m = \infty$ 时,即为一纵向挤压裂缝,洞壁周围任一点的应力仍为一常数,即

$$\sigma_\theta = p - q \quad (7)$$

$$\sigma_r = \tau_{\theta r} = 0 \quad (8)$$

从岩溶洞穴稳定性判断的观点出发,只要找到溶洞周边极值点处的应力其是否超过土体的强度,即可判断其稳定程度。从研究椭圆形溶洞周边应力可知,椭圆形溶洞周边应力的两个应力极值在水平轴($\theta = 0, \pi$)和垂直轴($\theta = \pi/2, 3\pi/2$)上。由式(1)

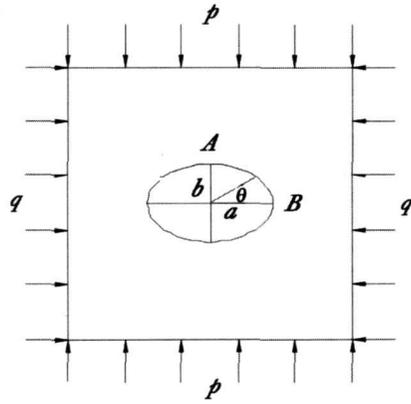


图 1 椭圆形洞穴洞壁上的应力分布
Fig 1 The stress distribution in oval cavew all

可知,当原始应力 (p 、 q) 为定值时,切向应力 σ_θ 的大小随椭圆轴比 m 而变化。

1.2 洞穴围岩应力状态分析

实际工程中的岩溶洞穴一般规模不大,对于椭圆形溶洞应力集中影响范围研究可简化为圆孔孔边应力集中问题,设有一矩形薄板,在离开边界较远处有半径为 a 的小圆孔,在四边受均布拉力,集度为 p ,通过弹性力学分析,原来的问题变换为一个新问题:内半径为 a 而外半径为 b 的圆环或圆筒,在外边界上受均布拉力 p ,则薄板的应力为^[9]

$$\sigma_r = \frac{b^2 p}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (9)$$

$$\sigma_\theta = \frac{b^2 p}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (10)$$

$$\tau_{\theta r} = 0 \quad (11)$$

由(9)~(11)式可知,薄板内径向应力 σ_r 和切向应力 σ_θ ,都随径向距离 r 及薄板尺寸参数 b 而变化,其变化结果及趋势见图 2 图 3。

由图 2 图 3 可知:在圆孔周边处,切向应力 σ_θ 最大,径向应力 $\sigma_r = 0$ 剪应力 $\tau_{\theta r} = 0$ 且 r 越大, σ_r 、 σ_θ 越趋向于作用在土体上的原始应力 p_0 。当 $b > a$,

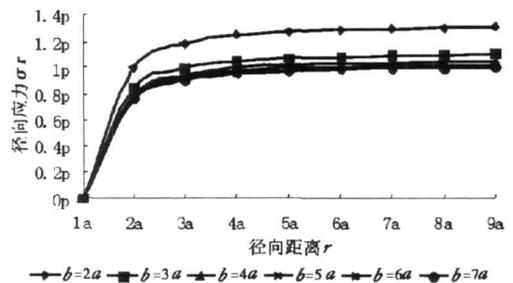


图 2 径向应力 σ_r 分布图

Fig 2 The radial stress distribution chart

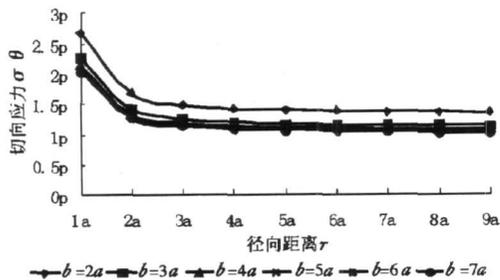


图 3 切向应力 σ_θ 分布图

Fig 3 The tangential stress distribution chart

$r = 6a$ 时, $\sigma_r = 0.97p$, $\sigma_\theta = 1.03p$ 与原始应力误差仅为 3%, 从工程角度上来说, 可满足工程要求, 故可认为其影响半径为 $R = 6a$ 。即在弹性体中, 圆孔周边产生应力集中的影响区域为 $6a$ 半径范围。

因此, 对于桥基只要基础底面至洞穴中心的距离 $h > 6a$ (a 为圆形洞穴半径, 椭圆形洞穴为竖直短半轴长), 就可以用式 (1), (2) 来求解岩溶洞穴周围土体中的应力分布问题。

同理, 在桥基上部荷载作用下, 岩溶地基中洞穴周围土体的应力为

$$p = \alpha_A p_0 + \sigma_{CA} \quad (12)$$

$$q = \lambda(\alpha_B p_0 + \sigma_{CB}) \quad (13)$$

式中 α_A, α_B 为基底至 A ($\theta = \pi/2$)、 B ($\theta = 0$) 点处的附加应力系数; p_0 为基底附加应力; σ_{CA}, σ_{CB} 为 A, B 点处岩土体自重应力; λ 为土体侧压力系数。

2 溶洞地基稳定性评价改进模型

由前述可知, 在椭圆形洞穴洞壁处, $\sigma_r = 0$, $\tau_{r\theta} = 0$, σ_θ 不仅与 p, q 有关, 而且与 m, θ 值也有关。当 p, q 给定后, σ_θ 将随 m, θ 而变化。且洞穴周边上的应力以水平方向的左右两点 ($\theta = 0, \pi$) 最大, 洞穴顶底板中央应力最小。因此, 判断洞穴周边是否稳定, 可找出关键点处的应力值, 判别其是否产生破坏。如果关键点处不产生破坏, 则可认为洞穴是稳定的; 反之, 溶洞将产生破坏。

根据应力圆与抗剪强度包线相切的几何关系 (图 4), 由莫尔-库仑强度准则建立 σ_1, σ_3 表示岩体中一点的剪切破坏条件, 即极限平衡条件^[10]

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (14)$$

$$\text{或 } \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (15)$$

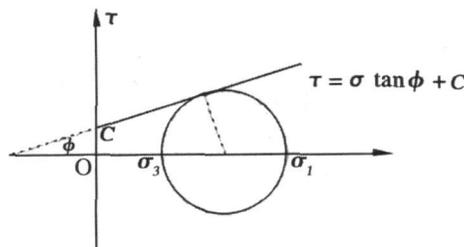


图 4 土体极限平衡条件

Fig 4 The limit equilibrium condition of

在岩溶洞穴洞壁处, 由于 $\tau_{r\theta} = 0$ 所以 σ_θ, σ_r 为最大、小主应力, 即 $\sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_3 = \sigma_r = 0$ 由极限平衡条件式可知

$$\begin{cases} \sigma_0 < \sigma_1 = \sigma_r \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \text{安全} \\ \sigma_0 < \sigma_1 = \sigma_r \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \text{极限平衡} \\ \sigma_0 > \sigma_1 = \sigma_r \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \text{破坏} \end{cases} \quad (16)$$

上述极限平衡条件可判断岩体中任意一点的平衡状态, 但无法评价其稳定程度, 为定量评价岩溶地基的稳定性, 笔者提出采用应力比的方法来定量评价岩溶区桥基的稳定性, 即桥基稳定性系数为

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_0} = \frac{\sigma_r \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{\sigma_0} \quad (17)$$

式中 σ_1 可视为溶洞抗塌应力, 其大小由最小主应力和岩体抗剪强度决定, σ_0 可视为溶洞致塌应力。当 $K > 1.0$ 时, 桥基处于稳定状态; $K = 1.0$ 时, 桥基处于极限平衡状态; $K < 1.0$ 时, 桥基处于不稳定状态。

由 1.2 节中分析可知, 该稳定性计算方法的适用条件为: 基础底面至岩溶洞穴中心的距离 $h > 6a$ (a 为圆形洞穴半径, 椭圆形洞穴为竖直短半轴长)。又由式 (1)、(12)、(13) 和 (17) 可知对桥基稳定性产生影响的主要因素有: 桥基上部附加应力、上覆岩土体自重应力、水压力和岩土体抗剪强度参数, 其中自重应力又与土体重度、地下水位埋深有关。

3 工程应用实例

3.1 桥基稳定性评价

沪蓉国道主干线 K 198+ 189 85 花石板 1# 大桥

位于湖北省恩施市龙凤坝镇大转拐村,左幅设计里程桩号 K198+049.5-269.5,桥长 220 m,右幅设计里程桩号 K198+071.9-307.8,桥长 235.9 m,上部构造为 11-20 m 空心板。设计桥面净宽 2 × 10.25 m,桥梁最大高度约 22 m。桥址区第四系覆盖层厚度不大,基岩主要由浅灰~深灰色,薄层~中厚层状,弱风化白云质灰岩组成。基础埋深为 2.0 m,地下水为潜水,水位埋深 3.0 m,地基承载力 1500 kPa。白云质灰岩天然重度 $\gamma = 25.6 \text{ kN/m}^3$,饱和重度为 $\gamma_{\text{sat}} = 26.3 \text{ kN/m}^3$, $c = 53 \text{ kPa}$, $\varphi = 28^\circ$,基底附加应力 $P_0 = 120 \text{ kPa}$ 。基础底面以下 5.0 m 处有一椭圆形溶洞,长半轴 $a = 0.3 \text{ m}$,短半轴 $b = 0.25 \text{ m}$,洞内无充填物,侧压力系数 λ 取 0.5。根据第 1 节中分析可知应力集中影响半径为 1.5 m,计算模型见图 5。

为求洞穴周边应力,先求距溶洞中心 6 a 处的垂直及水平作用力 p 、 q 。经计算得到式 (12)、(13) 所需计算参数

$$\alpha_A = 0.10075, \alpha_B = 0.0604$$

$$\sigma_{CA} = 25.6 \times 3.0 + (26.3 - 10) \times 2.5 = 117.55 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{CB} = 25.6 \times 3.0 + (26.3 - 10) \times 4.0 = 142.00 \text{ kPa}$$

由 (12)、(13) 式计得到: $p = 88.44 \text{ kPa}$, $q = 48.324 \text{ kPa}$ 。将其代入 (1)、(2) 式得到溶洞周边的应力: $\sigma_r = 0$, $\tau_{r\theta} = 0$ 而 σ_θ 在溶洞不同部位,其结果不同,由于椭圆形溶洞为一平面轴对称问题,故本次计算仅 1/4 部分进行计算,溶洞周边切向应力具体计算结果见表 1。

由于地下水为潜水,埋深为 3.0 m,溶洞处于静水压力状态,静水压力为 $P_w = \gamma_w h_w = 40 \text{ kPa}$ 。因此,溶洞周边的径向应力 σ_r 及环向应力 σ_θ 均应加上静水压力 $P_w = 40 \text{ kPa}$ 。最终计算结果见表 2。

表 1 溶洞周边切向应力 σ_θ 计算结果

Table 1 The tangential stress results in cave surrounding body

θ	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
σ_θ (kPa)	217.0	206.2	176.9	136.8	96.6	67.3	56.5

表 2 溶洞周边应力计算结果

Table 2 The stress results in cave surrounding body

θ	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
σ_θ (kPa)	257.0	246.2	216.9	176.8	136.6	107.3	96.5
σ_r (kPa)	40	40	40	40	40	40	40

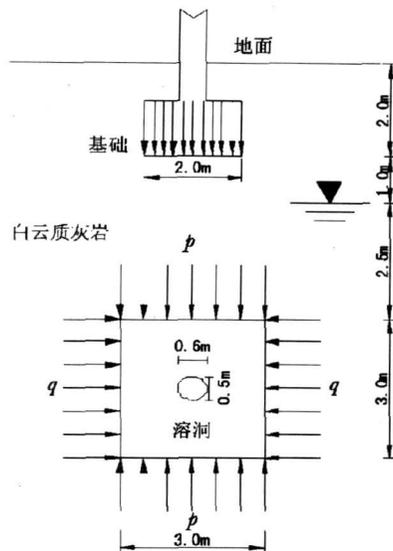


图 5 溶洞地基应力计算模型图

Fig 5 The computing model of stress in cave foundation

由表 2 可知,溶洞周边处应力最大的点 ($\theta = 0$) 处, $\sigma_\theta = 257 \text{ kPa}$, $\sigma_r = 40 \text{ kPa}$ 。由式 (13) 计算可知最大主应力 $\sigma_1 = 287.2 \text{ kPa}$ 。将上述计算结果代入式 (16), 计算得桥基稳定性系数为: $K = 1.117$ 。故溶洞在最大应力点处于稳定状态,经验算溶洞内其它各点稳定性系数均 > 1.0 。因此,桥基整体处于稳定状态。

3.2 稳定性影响因素分析

1. 基础底面尺寸对溶洞稳定性的影响

为研究基础尺寸对溶洞稳定性的影响,现假设基础尺寸(正方形)由 1.0 m 逐级增加到 4.0 m,其余条件(包括基底压力 p)等均不变,经计算得不同基础尺寸下的溶洞稳定性变化曲线如图 6。

由图 6 可知,基础尺寸由 1.0 m 逐级增加到 4.0 m,其余条件不变时,溶洞稳定性降低,且下降幅度较大,由此说明基础底面尺寸对溶洞稳定性影响

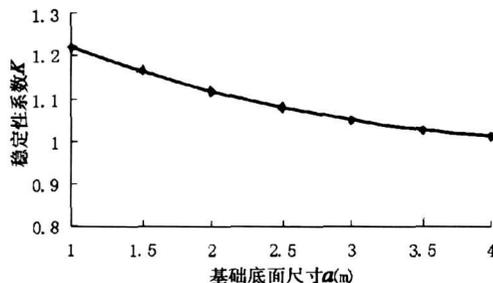


图 6 基础尺寸对溶洞稳定性的影响曲线

Fig 6 The basis size influence curve on cave stability

较大。基础底面尺寸越小, 越有利于地基的稳定。

2. 基础埋深对溶洞稳定性的影响

为研究基础埋深对溶洞稳定性的影响, 假设基础埋深由 0.5 m 逐级增加到 5.0 m, 其余条件均不变, 经计算得基础埋深对溶洞稳定性影响曲线如图 7。

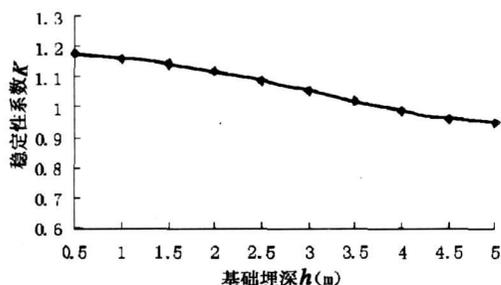


图 7 基础埋深对溶洞稳定性的影响曲线

Fig 7 The basis depth influence curve on cave stability

由图 7 可知, 基础埋深由 0.5 m 逐级增加到 5.0 m, 其余条件不变时, 溶洞稳定性降低, 且下降幅度较大, 由此说明基础埋深对溶洞稳定性影响较大。基础埋深越小, 越有利于地基的稳定。同时根据极限平衡条件 ($K = 1.0$), 可知基础的临界埋深 (最大埋深) 为 4.25 m。

3. 溶洞形状对溶洞稳定性的影响

为研究洞体形状对溶洞稳定性的影响, 在此工程中, 其他条件均不变, 且短半轴为 b (竖直轴) 不变, 即影响半径不变, 椭圆轴比 m 由 0.2 逐级增加到 2.0 经计算得洞体形状对溶洞稳定性影响的变化曲线如图 8。

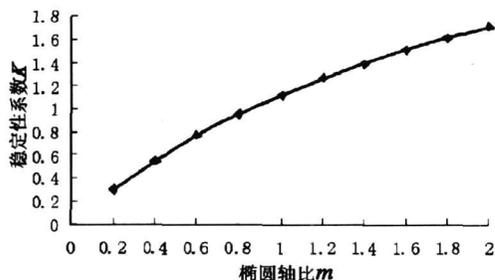


图 8 溶洞形状对溶洞稳定性的影响曲线

Fig 8 The cave shape influence curve on soil cave stability

由图 8 可知, 椭圆轴比 m 由 0.2 逐级增加到 2.0 其余条件不变时, 溶洞稳定性急剧上升, 说明洞体形状对溶洞稳定性影响很大, 椭圆形溶洞的竖直轴 b 与水平轴 a 之比越大, 溶洞越稳定。

4. 地下水位埋深对溶洞稳定性的影响

为研究地下水位埋深对溶洞稳定性的影响, 在此工程中, 其它条件均不变, 将地下水位埋深由 0 m 逐级增加到 6.0 m, 经计算得地下水位埋深对溶洞稳定性影响曲线如图 9。

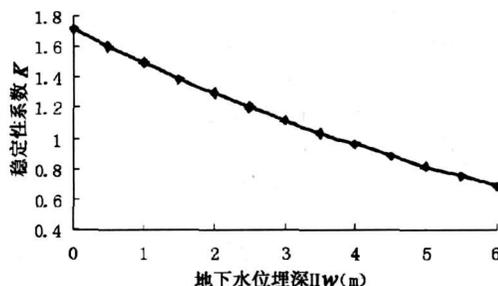


图 9 地下水位埋深对溶洞稳定性的影响曲线

Fig 9 The groundwater level depth influence curve on cave stability

由图 9 可知, 地下水位埋深由 0 m 逐级增加到 6.0 m, 其余条件不变时, 溶洞稳定性急剧降低, 由此说明地下水位埋深对溶洞稳定性影响很大。地下水位埋深越浅, 越有利于地基的稳定。地下水位下降将致使溶洞由稳定变为破坏失稳。根据极限平衡条件 ($K = 1.0$), 可知地下水位最大埋深为 3.72 m。

4 结论

1. 对于溶洞地基, 地基在自重应力和附加应力的作用下, 溶洞周围土体将产生应力集中, 根据本文由弹性理论推导的有关方法, 认为对于溶洞地基只要基础底面至溶洞中心的距离 $h > 6a$ (a 为圆形溶洞半径, 椭圆形溶洞为竖向短半轴长), 就可以近似用双向受压无限板孔应力分布问题来求解溶洞地基中的应力分布问题。

2. 根据求得的溶洞洞壁周围土体的应力状态, 利用莫尔-库仑强度屈服准则结合土体极限平衡条件, 采用应力比法从定量的角度建立了溶洞地基稳定性计算评价模型。

3. 以沪蓉国道主干线 K198+189.85 花石板 1# 大桥桥基稳定性评价为例, 运用本文建立的评价计算方法, 计算得该溶洞地基的稳定性系数为 1.117, 处于稳定状态。

4. 通过溶洞稳定性影响因素分析可知, 基础底面尺寸越小、埋深越小、椭圆轴比 m 越大、地下水位埋深越浅, 越有利于溶洞地基的稳定。且地下水位埋深对溶洞稳定性影响较为敏感, 地下水位小幅度下降就可能使溶洞由稳定变为破坏失稳, 因此在

溶洞地基稳定性评价中,应重视定量评价,尤其是地下水环境下的溶洞地基。

参考文献 (References)

- [1] Dai Qunli. Formation mechanism and preventive of Karst collapse [J]. *China Coalfield Geology*, 1994, 6(2): 59~ 63 [代群力. 论岩溶地面塌陷的形式机制与防治 [J]. 中国煤田地质, 1994, 6(2): 59~ 63]
- [2] Wan Zhiqing, Qin Siqing, Li Zhigang, Qian Haitao. Formation mechanism and initial condition of cavity [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(8): 1377~ 1382 [万志清, 秦四清, 李志刚等. 溶洞形成的机理及起始条件 [J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(8): 1377~ 1382]
- [3] He Keqiang, Wang Bin, Wan Jitao. Study on Forming Mechanism Of Zaozhuang Karst Collapse and Collapse Model [J]. *Rock and Mechanics*, 2002, (5): 564~ 569 [贺可强, 王滨, 万继涛. 枣庄岩溶塌陷形成机理与致塌模型的研究 [J]. 岩土力学, 2002, (5): 564~ 569]
- [4] Liu Zhukui, Liang Jincheng, Zhou Jianghong. Analysis of formation mechanism of caves in karstic [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2004, 12(1): 45~ 49 [刘之葵, 梁金城, 周健红. 岩溶区溶洞发育机制的分析 [J]. 工程地质学报, 2004, 12(1): 45~ 49]
- [5] Zhou Jianpu, Li Xianmin. Methods of stability analysis in karst foundation [J]. *Mining and Metallurgical Engineering*, 2003, 23(1): 4~ 8 [周建普, 李献民. 岩溶地基稳定性分析评价方法 [J]. 矿冶工程, 2003, 23(1): 4~ 8]
- [6] Liu Zhukui. Study on effect of cave and cave on building foundation in karst region [D]. Changsha: The Doctoral Thesis in Central South University, 2004 [刘之葵. 岩溶区溶洞及溶洞对建筑地基影响的研究 [D]. 长沙: 中南大学博士学位论文, 2004]
- [7] Wang Quanwu. Cavems stability evaluation and project treatment [J]. *Gansu Science and Technology*, 2007, 23(6): 175~ 178 [王权武. 溶洞、溶洞稳定性评价与工程处理 [J]. 甘肃科技, 2007, 23(6): 175~ 178]
- [8] Xu Bingye, Huang yan, Li X insheng et al. The Mechanics of Elasticity and Plasticity and Its Application [M]. Beijing: Mechanical Industry Publishing House, 1984. [徐秉业, 黄炎, 刘信声, 等. 弹塑性力学及其应用 [M]. 北京: 机械工业出版社, 1984]
- [9] Bi Jihong, Wang Hui. Elastoplastic Mechanical Engineering [M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2003. [毕继红, 王晖. 工程弹塑性力学 [M]. 天津: 天津大学出版社, 2003.]
- [10] Chen Zhongyi, Zhou Jingxing. Mechanics [M]. Beijing: Qinghua University Press, 2002 [陈仲颐, 周景星. 土力学 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2002.]

Stability Analysis and Evaluation of Cave Foundation under the Role of Groundwater in Karst Area

LIU Yushan, WANG Guobin

(China University of Geosciences (Wuhan) Engineering Institute, Wuhan 430074 China)

Abstract It is one of the important technique problems of expressway construction to analyze and evaluate the stability of roadbed and bridge foundations in karst region at home and abroad. Currently, the stability evaluation of cave foundation is mostly focus on the quantitative evaluation, such as the collapse mechanism and prevention, while the qualitative assessment is rare. Based on the elastoplasticity theory, firstly analyze the stress state of the cave wall-surrounding body in the foundation, distinguish the stress concentration influence area, then improve the cave foundation stability computation model by using Mohr-Coulomb strength criterion, finally, take a cave foundation stability evaluation as the example in Shanghai and Chengdu backbone of the Road, confirming the feasibility and reliability of the improvement model. The influence of the foundation bed size, buried depth, cave shape and groundwater level depth was further studied, which reveals the mechanism of the cave collapse destruction. And the research indicated that the improved model is feasible, when the foundation bed size is smaller, the buried depth is shallower, the hole shape is more spiky and the groundwater level depth is shallower, the cave stability coefficient will be bigger, which is more advantageous to the stability, and the influence of groundwater level depth is more sensitive to the cave stability, once the groundwater level depth dropped a little, the stable cave will become into failure and instability. Therefore, the quantitative evaluation should be paid more attention in cave foundation stability evaluation, particularly under the groundwater environment, simultaneously, the calculation results like cave foundation maximum size, the critical buried depth, the maximum water level buried depth, have the strong directive function to the cave foundation treatment and design.

Key words karst cave foundation; Elastoplasticity theory; stability evaluation