

DOI: 10.11779/CJGE201402016

围岩稳定性评判方法适用范围探讨

李 宁^{1, 2}, 张承客¹, 刘乃飞¹

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 基于修正芬纳公式建立了围岩稳定性评判新方法, 该方法基于轴对称模型建立径向位移解析表达式。轴对称的基本假定就是圆形洞室, 静水压力和均匀初始应力场, 各向同性和均匀围岩条件。通过系统分析轴对称假定条件的偏差范围对围岩稳定性判断方法的适用范围进行研究。基于经典的遵循莫尔-库仑屈服准则理想线弹性围岩中的洞室开挖问题, 分析了各项异性和非均匀性的初始应力场及城门洞型洞室对洞壁变形的影响。研究结果对围岩稳定性评判方法的合理使用范围、精度与轴对称围岩条件提出了量化评价范围。

关键词: 地下洞室; 稳定性评判方法; 非均匀初始应力场; 各向异性初始应力场; 非圆形洞室

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2014)02-0382-08

作者简介: 李 宁(1959-), 男, 陕西耀县人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事地下洞室以及边坡稳定性分析、岩体动力学等方面的教学与研究工作。E-mail: ningli@xaut.edu.cn。

Applicability of stability criterion for tunnels

LI Ning^{1, 2}, ZHANG Cheng-ke¹, LIU Nai-fei¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Cold and Arid Region Environmental and Engineering Research Institute, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China)

Abstract: The stability criterion for tunnels is established based on modified Fenner formula. This criterion expresses the relationship between the support pressure of a tunnel and the radial displacement of its boundary using a rotationally symmetric model. The assumptions underlying rotational symmetry are a circular tunnel, a hydrostatic and uniform initial stress field, an isotropic and homogeneous ground and uniformly distributed support pressure. The applicability limits of the stability criterion for tunnels are sounded out by systematically investigating the effect of deviations from some of the important assumptions. The classical problem of tunnel excavation in a linearly elastic, perfectly plastic ground obeying the Mohr-Coulomb yield criterion is studied, and the effects of anisotropy and non-uniformity of the initial stress field and a non-circular tunnel geometry are analyzed. The results show that the stability criterion provides a reasonably accurate approximation of allowable convergence for different ground conditions that violate the rotational symmetry.

Key words: tunnel; stability criterion; non-uniform initial stress field; anisotropic initial stress field; non-circular tunnel

0 引言

地下洞室工程围岩稳定性评价是一重要研究内容, 它体现地下工程开挖及施作支护过程中围岩的稳定程度, 反映地质构成、环境条件方面和工程因素的综合性指标。

围岩稳定性评价主要有工程地质判别法、理论解析和数值解、基于现场监测的反分析法和现场监控法, 同时引进概率论、随机理论、模糊数学、集对分析理论^[2]、人工神经网络^[3]等方法来反映围岩稳定性评价的模糊性、可变性、不确定性等的复杂系统问题, 体现了稳定评判从单一因素转变到多因素并逐渐向多因素综合演变。

其中地下工程信息化施工中现场监测可以适应复杂多变的工程地质条件, 弥补工程地质勘察由于种种原因造成可能与实际有较大出入的不足, 并及时反馈到设计中。现场监测位移包含了整个地下洞室系统诸多影响因素的综合信息, 蕴含了整个围岩系统发展演化的所有信息, 是围岩变形最直观的综合反映^[4]。因此, 利用施工现场变形监测数据直接进行围岩稳定性评判才是一种最方便、最可靠、最直接的方法, 也是工程建设中的主流方法。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51179153)

收稿日期: 2013-04-08

采用洞周位移作为洞室稳定性评判关键就是要得到实际支护条件下围岩的允许最大位移。文献[1]针对经验方法和规范推荐公式存在范围大、精度低等缺点, 难以适应地下洞室工程信息化施工的要求, 从洞室围岩应力场和变形场解析解的角度出发, 根据修正芬纳公式建立围岩稳定性评判新方法。推导得出地下洞室允许出现半径为 R 的塑性区时洞顶沉降公式为 $\delta_{\text{顶}} = r(1 - \sqrt{1 - B})$ 。式中, $B = K_1 K_2 K_3$, $K_1 = 2 - \frac{1+u}{E} \sin \varphi$ ($\gamma H + c \cot \varphi$), $K_2 = \frac{1+u}{E} \sin \varphi (\gamma H + c \cot \varphi)$, $K_3 = \left[\frac{\gamma H(1 - \sin \varphi) + c \cot \tan \varphi}{(\gamma H + c \cot \tan \varphi)(1 - \sin \varphi)} \right]^{\frac{1-\sin \varphi}{\sin \varphi}} \left(\frac{R}{r} \right)^2$ 。其中 r 为洞室半径, R 表示为塑性区半径, 实际应用中其值可用锚杆长度, 认为塑性区深度不应超过锚杆长度。

该评判方法在西安市黑河引水工程和四川紫坪铺水利枢纽工程中的成功应用, 表明其较经验方法、规范推荐方法更为科学、可靠, 更具有可操作性与实用性。

该评判新方法是基于轴对称模型, 轴对称模型假定条件就是人们熟知的圆形洞室、均质和各向同性的围岩条件、均匀静水压力的初始应力场和或许存在的均匀分布支护压力即均匀施作的支护条件。但在实际地下洞室工程中极少存在严格满足轴对称条件的洞室, 这就对围岩稳定性新判定方法的适用范围提出要求, 需要进行使用范围的界定, 比如在城门洞型中使用精度能够达到多少、围岩的侧压力系数能够在什么范围内、深浅埋的具体界定问题, 从而让围岩稳定性评价方法得到更广的应用。

国内外研究学者对除一个或者一些不满足轴对称条件的情况的洞室解析解或塑性区分布进行了研究。Kastner^[5]曾给出非轴对称荷载下围岩塑性区分布的隐式近似解答, Detournay 等^[6]研究了非静水应力场对遵循莫尔-库仑破坏准则洞室解析解的影响, 并根据塑性区范围和径向位移得出轴对称洞壁变形闭合解能够合理估计非静水应力场情况的临界侧压力系数, 且临界侧压力系数取决于单轴抗压强度和初始应力的比值。Caranza-Torres 等^[7]探讨了非静水应力场和非圆形洞室考虑 Hoek-Brown 破坏准则条件下轴对称模型解析解的有效性。González- Nicieza 等^[8]考虑洞室围岩为线弹性和侧压力系数固定为 0.8 时, 洞壁在不同的洞室形状和埋深下的变形情况, 并根据数值计算结果确定了一系列使用解析解估计径向位移的修正系数。Schürch 等^[9]等详细讨论了违反轴对称条件的洞壁变形解析解的适用性, 但其未考虑工程中常见的城门洞型和对于预测洞室最大变形值的偏差。Jiang 等^[10]给出

了非静水压力场下圆形洞室的塑性区和松动区半径确定公式。严克强^[11]、魏符^[12]、Bello-Maldonado^[13]研究了不对称荷载作用下圆洞围岩塑性区的估算方法, 于学馥等^[14]对 H. Kastner 的解答进行了修正, 陈立伟等^[15]基于统一强度理论, 推导出非均匀应力场的巷道围岩塑性区边界线方程式, 可用于预测不同侧压系数时地下深埋隧洞的塑性区大小及形状, 孙广忠^[16]、蔡晓鸿等^[17]、鲁宾涅依特^[18]、Imamutdinov 等^[19]得出了二向不等压初始应力场内压力隧洞围岩弹塑性区的应力、位移分布及塑性区边界方程, 孙金山等^[20]、潘阳等^[21]推导了非轴对称荷载下圆形隧洞围岩弹塑性近似解析解。

本文运用奥地利数值仿真分析系统 FINAL^[22], 通过系统研究不同围岩类别中城门洞型洞室(考虑不同高跨比)、各向异性和非均匀性的初始应力场情况下(考虑浅埋和不同侧压力系数)的影响, 通过系统数值对比试验, 分析围岩稳定性评判方法的适用范围。

1 数值仿真试验方案与标定

本文所研究洞室断面有洞径 6 m 的圆形洞室和跨度 6 m, 高跨比分别为 0.667, 0.8, 1, 1.25, 1.5, 2 的城门洞型洞室。在不考虑埋深影响的情况下, 洞室埋深考虑为 100 m; 初始应力场按照构造应力场施加。有限元模型分析区域取距洞周 6 倍洞径范围, 其中对于需考虑埋深情况时, 模型上边界取至地表, 洞室不考虑任何支护情况。模型底部为竖直向约束, 左右边界为水平向约束, 顶部不施加约束。岩土体材料采用各向同性、理想弹-塑性本构模型以及 Mohr-Coulomb 强度准则。根据文献[23], 岩土体材料的力学参数按表 1 参数进行选取。

表 1 岩体的物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock mass

围岩 级别	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	黏聚力 $/\text{MPa}$	内摩擦角 $(^{\circ})$	抗拉强度 $/\text{MPa}$	密度 ρ $(/\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$
II	15.0	0.22	1.80	50	1.5	2700
III	6.0	0.28	1.20	40	1.0	2600
IV	3.0	0.32	0.80	28	0.5	2500
V	0.5	0.38	0.15	25	0.3	2400

标定: 根据文献[9], 洞室考虑竖向收敛变形 V 和水平收敛变形 H :

$$\left. \begin{aligned} V &= u_{y, \text{底板}} - u_{y, \text{顶拱}}, \\ H &= 2u_{x, \text{边墙}}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, $u_{y, \text{顶拱}}$ 和 $u_{y, \text{底板}}$ 分别代表顶拱和底板的竖向变形(以向上为正), $u_{x, \text{边墙}}$ 为洞室边墙的水平位移(向洞内变形为正)。

定义 ε_u 体现基于轴对称假设得出洞室开挖边界径向位移 $u_{\text{解析}}$ 和有限元方法计算得到平均径向位移 $u_{\text{数值}}$ 的偏差, 反应两种不同方法洞周平均位移总体偏差情况:

$$\varepsilon_u = \frac{u_{\text{解析}} - u_{\text{数值}}}{u_{\text{数值}}} \quad , \quad (2)$$

式中, $u_{\text{数值}} = 0.25(H+V)$, 考虑洞周的综合变形情况。这是考虑到在数值计算中, 对于边界约束条件都是上部为自由边界, 计算结果就出现顶拱变形大于底板变形, 而解析解的结果是洞周的变形都是一样的。只有综合考虑洞周的变形情况方与解析解有可比性。当然文中还对解析解对洞周变形最大数值解进行预测, 以此反映解析解对洞周最大变形的反应程度。

同时通过 V/H 或 δ 考虑水平向和竖直向的收敛变形差异来反映数值解对于轴对称条件解析解的偏差程度:

$$\delta = \frac{V-H}{0.5(V+H)} \quad . \quad (3)$$

2 城门洞型洞室

本节只研究洞室形状的影响, 保持初始应力场的各项同性和均匀性, 即考虑侧压力系数为 1.0 和洞室处于深埋状态(可以忽略埋深的影响)。具体就是通过对不同高跨比的城门洞型洞室洞周变形和圆形洞室进行比较, 后者是严格满足轴对称条件要求。以此来验证评判方法对于城门洞型的适用性。

因城门洞型洞室开挖边界的非均匀变形不便于分析稳定性评判方法在洞型改变时的影响, 本文考虑洞周平均变形 \bar{u} , 即将洞室总变形平均分布到洞周。

$$\bar{u} = \frac{\int u_n ds}{\int ds} \quad , \quad (4)$$

式中, S , s , u_n 分别表示洞室开挖边界、局部边界长度和局部边界总变形(不考虑变形方向)。对于特殊情况即圆形洞室时, 有 $\bar{u} = u_{\text{解析}}$ 。

式(2)中的 $u_{\text{数值}}$ 在本节中即为 \bar{u} 值。本节对不同高跨比城门洞型洞室的解析解采用等效半径即保持洞室开挖总面积一样和洞室高度与跨度的最大值, 作为解析公式中的半径输入项进行计算。

图 1, 2 表示不同洞室高跨比下 ε_u 和 δ 值随不同围岩级别情况的变化。

图 1 中均为解析解的变形值 $u_{\text{解析}}$ 小于洞周平均变形值 \bar{u} , 高跨比越偏离 1 时偏差值就越大, 最大也不超过 20%。同一高跨比洞室在不同围岩级别中变化幅度最大不超过 5%, 其中从 IV 级围岩到 V 级围岩变化

范围在靠近高跨比为 1 的情况下为最大。III 级围岩中偏差值增大原因为根据解析公式判断塑性区半径小于洞室等效半径即洞周没有出现塑性区, 而在数值计算中洞室拱肩及边墙底部均出现塑性区, 致其洞周平均变形变大。

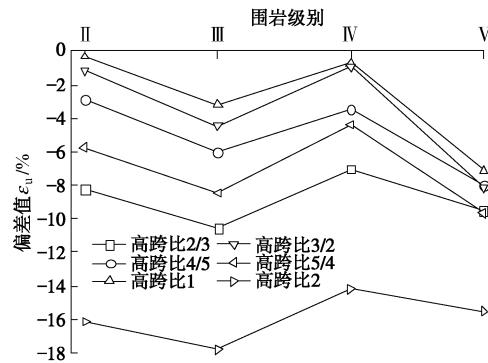


图 1 不同洞室高跨比下不同围岩对应 ε_u 值

Fig. 1 Values of ε_u of analytical solution in different rock masses

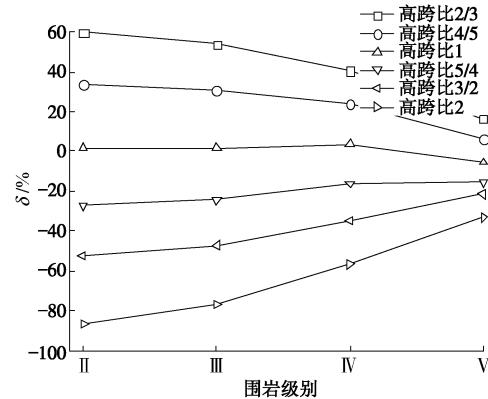


图 2 不同洞室高跨比随围岩级别变化 δ 值

Fig. 2 Values of δ of vertical and horizontal convergences

图 2 中对于在高跨比大于 1 的洞室, 边墙水平位移大于竖向位移, 随着围岩条件的变差, 水平位移与竖向位移偏差情况逐渐偏小。

在工程实际中, 人们关注的均为洞室的最大变形。应用围岩稳定性评判方法对洞室稳定性进行评价时对于城门型洞室究竟采取洞室等效半径还是洞室高度与跨度的大值作为解析公式中的半径输入值, 值得进行分析, 并以此得出评判公式在城门型洞室中半径输入值的选取。

图 3, 4 分别表示评判公式中半径值输入项采用洞室等效半径和洞室高度与跨度大值与洞室最大变形(顶拱或边墙部位)的偏差值。

从图中可以看出采用等效半径对于洞室高跨比在 0.8~1.2 区间内最大偏差值不超过 25%。在此区间范围外的偏差值就较大。

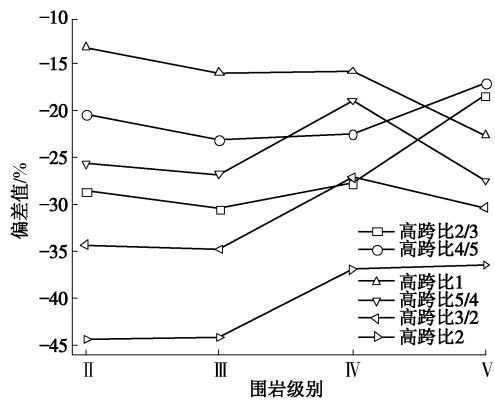


图 3 采用等效半径的解析解与洞室最大变形偏差值

Fig. 3 Deviation between analytical solution and maximum tunnel displacement

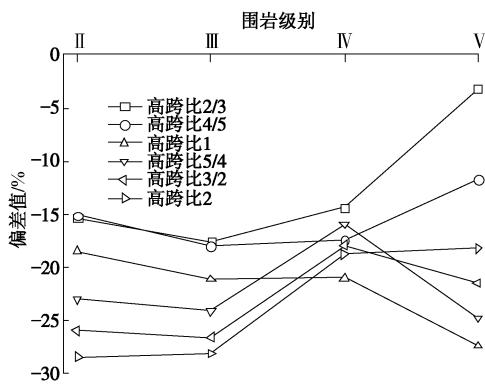


图 4 采用洞室高度、跨度大值作为半径输入项的解析解与洞室最大变形偏差值

Fig. 4 Deviation between maximum tunnel displacement and analytical analysis

采用洞室的高度与跨度的大值作为解析公式的半径输入值,对于文中所考虑洞室高跨比,偏差值均在15%~30%内,对偏离1.0高跨比的洞室,偏差值有所降低,对于靠近1.0高跨比偏差值反而增加。故在应用评判方法时,对于半径输入值应该针对不同的洞室高跨比采用不同的值,将可能的偏差尽可能减少。

若仅从考察洞室综合平均变形来看,对于高跨比在2/3~2之间的城门洞室中最大偏差均不超过20% (图1),可见围岩稳定性评判方法在城门洞型洞室中具有一定的适用性。

3 非静水压力初始应力场

本节研究圆形洞室在均匀、非静水压力(各向异性)初始应力场状态下,即考虑侧压力系数的影响,通过考虑圆形洞室在不同围岩级别和侧压力系数,洞室洞周变形值与完全符合轴对称条件的圆形洞室解析解比较,分析其偏差值,以此来判断在实际工程允许接受偏差范围内侧压力系数能够考虑多大的变化范围。

图5,6为圆形洞室在不同围岩级别下考虑不同侧压力系数时 ε_u 和 δ 值。

从图5中可以看出,洞室在考虑不同侧压力系数下 ε_u 在不同围岩级别变化规律是一样的。其中II级围岩在侧压力系数为1.0时有偏差,分析其原因是II级围岩中洞室变形为弹性变形,而文献[1]解析公式并没有考虑到弹性变形情况,故出现解析解变形比数值解大5%。若将允许最大偏差 ε_u 控制为20%的话,解析公式可以适用的侧压力系数范围为0.7~1.5,这个范围同时也是符合Detournay等^[6]和Carranza-Torres等^[7]关于解析公式适用的侧压力极限 k_{lim} 要求。若超出这个范围,洞周围岩内的塑性区边界就会从近圆形或椭圆形转变为蝴蝶形,再使用基于轴对称条件的稳定性评判方法来估计洞室的允许变形量,其偏差就会超过工程最大的允许范围。

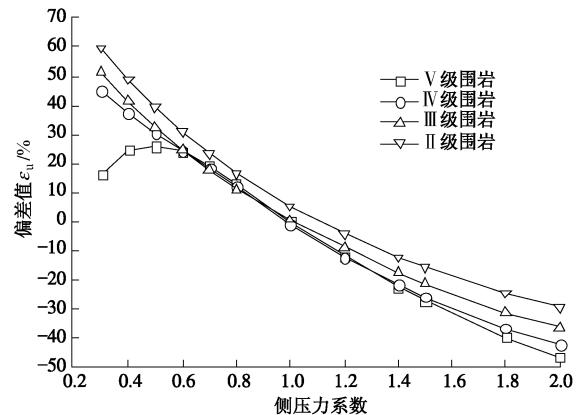
图 5 解析解变形的偏差值 ε_u

Fig. 5 Values of ε_u of analytical solution

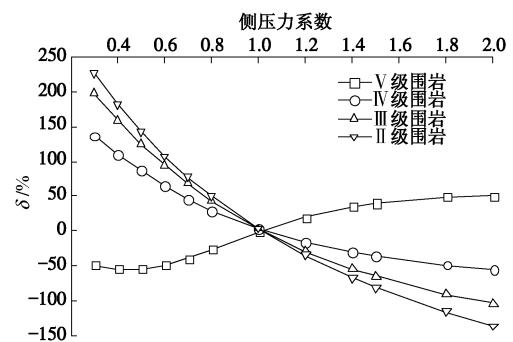
图 6 不同侧压力系数下洞室变形 δ 值

Fig. 6 Values of δ under different lateral coefficients

图7为完全符合轴对称条件的圆形洞室解析变形值与考虑不同侧压力系数下洞周变形最大值的偏差情况。从图中可以看出,所有情况都是解析变形值小于洞周变形最大值,即围岩稳定性评判方法偏于安全。从该图中可得出侧压力系数在0.8~1.2范围内偏差在20%以内,即采用解析公式预测洞周变形最大值时,侧压力系数适用范围将会减少。在II、III、IV级围岩

中侧压力系数不超过 1 时, 洞室最大变形位于顶拱部位, 大于 1 时, 最大变形出现在边墙部位, V 级围岩中规律是相反的。在侧压力系数为 1.0 时, 偏差值并不为 0, 原因是在有限元计算中, 模型上部边界是自由边界, 未施加约束, 出现洞室的顶拱变形大于底板。

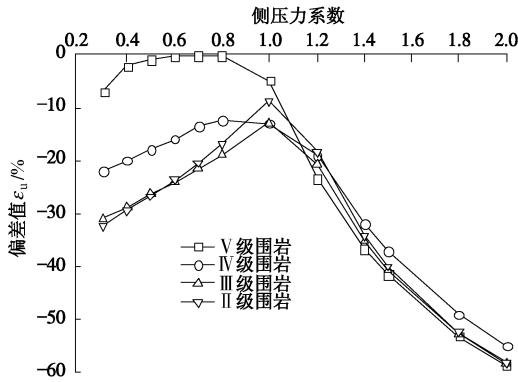


图 7 解析解与不同侧压力系数下洞室最大变形偏差值

Fig. 7 Values of ε_u of analytical solution and tunnel maximum displacement

水平向和竖直向变形差异值 δ 随着侧压力系数远离 1 而增加, 但是其符号与围岩级别有关系, 具体表现在 V 级围岩中, 侧压力系数小于 1.0 时, 出现水平位移大于竖直位移, 侧压力系数大于 1.0 时则出现竖直位移大于水平位移。究其原因: 在弹性或者近弹性围岩条件下, 洞室的最大变形均发生于最大卸载方向, 也就是最大初始主应力的方向; 而在软弱围岩中在高初始切应力部位发生较大塑性变形, 于是更多的挤向最小初始主应力方向, 从而造成小主应力方向的位移大于大主应力方向。

最大的水平和竖直向位移偏差发生在两个极端, 一个是围岩处于弹性变形, 这从工程角度来看洞室的稳定性不会是大问题, 另一个是非常软弱的围岩, 这在工程实际中碰到的机会也是比较少的。

从考察洞室综合平均变形来看, 对于圆形洞室在侧压力系数为 0.7~1.5 范围内, 最大偏差均不超过 20%, 稳定性评判方法在圆形洞室中处于上述的侧压力系数使用能够满足一定的精度要求。

4 非均匀初始应力场

该部分考察洞室上覆岩土层即埋深 C 对无支护圆形洞室 (洞径为 D) 的影响, 围岩初始应力场保持静水压力状态即侧压力系数为 1。因与解析公式有着不同的应力边界条件, 这将影响洞室周边的应力和位移分布。在浅埋洞室中, 顶拱和底板的位移和应力与洞室轴线的边墙部位相比也将有明显的不同。在软弱围岩中, 上部自由边界将对洞室产生显著的影响, 且塑性区很容易扩展至地面, 在此情况下急需必要的支护

来防止坍塌。解析公式应力边界条件采用洞轴处的应力值。

图 8, 9 分别表示为在不同埋深条件下, 考虑不同围岩级别时的偏差值 ε_u 和竖直向与水平向位移的差异值 δ 。

图 8 中 V 级围岩中出现解析解小于有限元数值解, 其与数值解的偏差随着埋深的增加先增大而后减小; 其余围岩级别中解析解均大于数值解, 且随着埋深增加而减小, 在 II 级围岩和 V 级围岩中偏差值在正负两端最大。当埋深超过 10 倍洞径时, 所有级别围岩的偏差值均在 20% 以内。

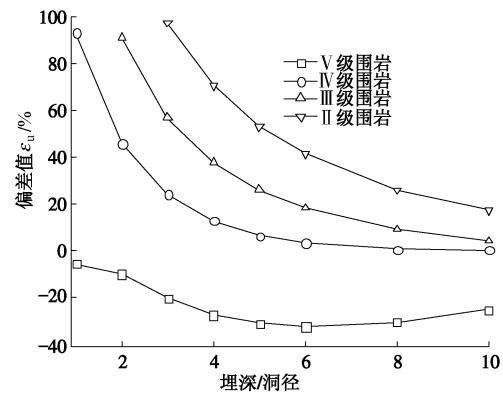


图 8 不同埋深条件下偏差值 ε_u

Fig. 8 Values of ε_u of different embedment depths

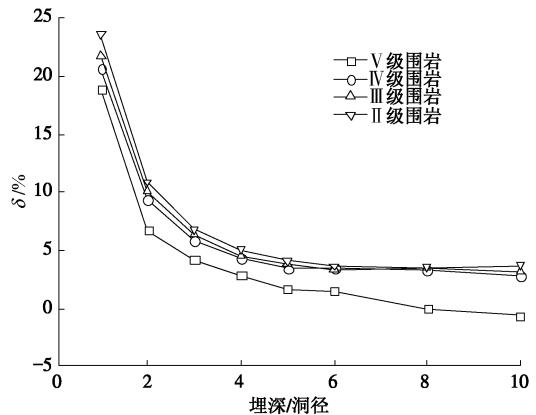


图 9 不同埋深下洞室变形 δ 值

Fig. 9 Values of δ under different embedment depths

当采用解析公式预测洞室变形最大值时, 其在不同埋深和围岩级别下的偏差值如图 10 所示。总体变化趋势与图 8 一致, 除了 V 级围岩, 其余各级围岩中相对应埋深的偏差值均比图 8 中的小, 同时剔除图 7 在侧压力系数为 1.0 各种围岩条件下的偏差值, 可以得出当埋深超过 4~6 倍洞径时(对于本文模型为约 40 m 时), 可以认为埋深对洞室变形的影响可以忽略, 此结论与 Mindlin^[24]、王明年等^[25]关于深浅埋的界定也是接近的。同时在 II~IV 级别围岩中出现解析解大于数

值解的情况, 使得围岩稳定性评判方法预测的结果偏于危险, 应该引起重视。

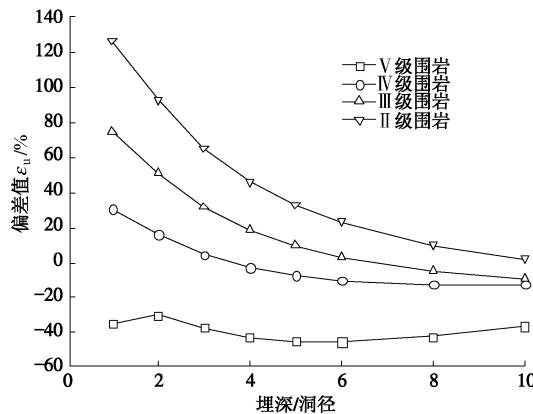


图 10 不同埋深下解析解与洞室最大变形偏差值

Fig. 10 Values of ε_u of analytical solution and maximum tunnel displacement under different embedment depths

图 9 中水平位移和竖向位移差异值 δ 随着埋深的增加而减小, 从大于 1 倍洞径埋深开始, 其值就均在 20% 范围内, 同时围岩条件越好差异值越大。说明单是埋深因素对于水平位移和竖向位移差异的影响较小。

5 城门型洞室浅埋非静水压力算例

本节通过一个算例说明即使各轴对称条件均出现一定程度的偏离即非深埋、侧压力系数不等于 1.0、非圆形洞室的情况, 围岩稳定性评判方法依旧能够对洞室的最大变形做出满足一定精度的预测。其预测精度与洞室围岩和各种偏离轴对称条件程度有关。该算例考虑跨度为 6.0 m、高跨比为 1.0 的城门洞型, 埋深为 24 m 即 $4D$, 侧压力系数为 0.7, 其余数值仿真条件均如本文第 2 部分所述, 解析解以洞室的等效半径作为其半径输入值。

图 11 表示了在不同围岩级别条件下, 解析公式计算的洞室变形值和有限元数值解的 3 个关键部位的变形值。图中有限元和解析公式位移值均只是表示量值大小, 其中顶拱和底板部位是竖直向位移, 边墙部位是水平向位移, 方向均指向洞内, 解析公式位移值为径向位移, 方向亦指向洞内。

从图中可以看出, 边墙位移在 V 级围岩中达到最大, 其余围岩级别中均最小。解析公式变形值在 V 级围岩中比洞室 3 个关键部位变形都小, 在 II 级围岩中则比洞室 3 个关键部位变形都大。其余围岩级别中解析公式变形值则处于中间状态。

当采用解析公式变形值来预测洞室变形的最大值时, 在 II ~ V 级别围岩中偏差值分别为 28%, 6%, -12%, -31%, 说明在地下洞室中围岩越好以及越差

条件下采用围岩稳定性评判方法来预测洞室的允许最大变形量时的偏差越大。在 III 级以上的好围岩中, 预测值偏大, 结果偏于危险, 在好围岩条件下按照规范要求进行支护后, 洞室稳定性是不成问题的; 在 III 级以下的不好围岩条件下预测值偏小, 结果偏于安全, 此时能够有效控制变形的进一步危险发展。

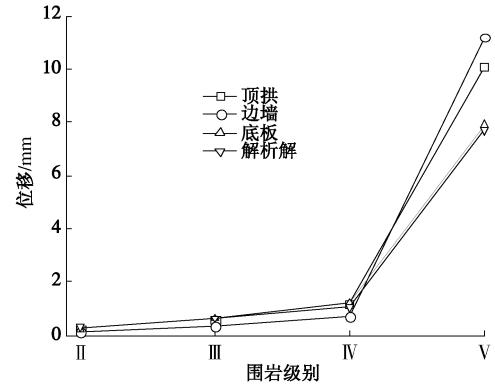


图 11 不同围岩级别洞室不同部位与解析公式变形值

Fig. 11 Displacements of analytical analysis and different tunnel sections

从该算例亦可看出, 当所有的轴对称条件均发生一定程度的偏离时, 围岩稳定性评判方法对于预测洞室最大变形值的偏差并不是简单的由单个轴对称条件发生偏离时的简单叠加之类的关系。同时也可说明围岩稳定性评判方法在洞室条件偏离轴对称条件一定程度的情况下预测洞室最大变形具有允许的精度。

6 结 论

通过对没有严格满足轴对称条件即考虑城门洞型洞室、埋深条件、侧压力系数不为 1 的情况下, 对围岩稳定性评判方法在城门型洞室中的适用性进行了讨论。结果显示洞室条件在偏离一定程度的轴对称情况下, 评判方法还是能够在允许偏差范围内对洞室最大变形进行较为准确的预测。具体结论如下:

(1) 城门洞型洞室的影响: 仅从洞室综合平均变形来看, 对于高跨比在 $2/3 \sim 2$ 之间的城门洞室中最大偏差均不超过 20%; 若采用评判方法预测洞室最大变形, 在同样的允许偏差条件下, 洞室高跨比的适用范围将会减小; 同时对于不同洞室高跨比条件下, 评判方法的半径输入项合理选取为高度和跨度的大值或者等效半径, 偏差能够得到降低。

(2) 侧压力系数的影响: 考虑洞室的综合变形情况下, 侧压力系数在 0.7 ~ 1.5 时, 最大的偏差不超过 20%; 预测洞室最大变形时, 在同样的允许偏差下, 适用的侧压力系数范围将缩减为 0.8 ~ 1.2。

(3) 埋深的影响: 埋深超过 6 倍洞径的洞室可以

认为初始应力场的非均匀性和自由地表的影响可以忽略。同时埋深对于洞室竖向变形和水平位移的差异贡献小于侧压力系数和洞室高跨比的影响。

本文工作是对围岩稳定性评判方法适用性进行了详细探讨, 其结果对于 Brown 等^[26]、范鹏贤等^[27]文章中总结提到的基于轴对称模型的地下圆形洞室围岩解析解的适用范围也可提供重要参考。

参考文献:

- [1] 李 宁, 陈蕴生, 陈方方, 等. 地下洞室围岩稳定性评判方法新探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1941 - 1944. (LI Ning, CHEN Yun-sheng, CHEN Fang-fang, et al. Research on tunnel stability criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(9): 1941 - 1944. (in Chinese))
- [2] 汪明武, 陈光怡, 金菊良. 基于多元联系数—三角模糊数随机模拟的围岩稳定性风险评价[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(4): 643 - 647. (WANG Ming-wu, CHEN Guang-yi, JIN Ju-liang. Risk evaluation of surrounding rock stability based on stochastic simulation of multi-element connection number and triangular fuzzy numbers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(4): 643 - 647. (in Chinese))
- [3] 常利营, 卢建移, 段 波, 等. 基于 Hopfield 网络的地下工程围岩稳定性分类[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊 1): 187 - 190. (CHANG Li-ying, LU Jian-yi, DUAN Bo, et al. Stability classification of adjoining rock of underground engineering based on Hopfield network[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(S1): 187 - 190. (in Chinese))
- [4] 马 莎, 肖 明. 基于突变理论和监测位移的地下洞室稳定性评判方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3812 - 3819. (MA Sha, XIAO Ming. Judgment method for stability of underground cavern based on catastrophe theory and monitoring displacement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3812 - 3819. (in Chinese))
- [5] 卡斯特奈 H. 隧道与坑道静力学[M]. 同济大学, 译. 上海: 上海科学技术出版社, 1980. (KASTNER H. Tunnel and trench statics[M]. Tongji University, translator. Shanghai: Shanghai Scientific and Technical Publishers, 1980. (in Chinese))
- [6] DETOURNAY E, FAIRHURST C. Two-dimensional elastoplastic analysis of a long, cylindrical cavity under non-hydrostatic loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1987, 24(4): 197 - 211.
- [7] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek - Brown failure criterion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2000, 15(2): 187 - 213.
- [8] GONZÁLEZ-NICIEZA C, ÁLVAREZ-VIGIL A E, MENÉNDEZ-DÍAZ A, et al. Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence-confinement method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(1): 25 - 37.
- [9] SCHÜRCH R, ANAGNOSTOU G. The applicability of the ground response curve to tunnelling problems that violate rotational symmetry[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, 45(1): 1 - 10.
- [10] JIANG Y, YONEDA H, TANABASHI Y. Theoretical estimation of loosening pressure on tunnels in soft rock[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(2): 99 - 105.
- [11] 严克强. 不对称荷载作用下圆洞围岩塑性区的估算方法[J]. 岩土工程学报, 1980, 2(2): 74 - 79. (YAN Ke-qiang. Estimation method of surrounding rock mass plastic zone of round tunnel under asymmetric load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1980, 2(2): 74 - 79. (in Chinese))
- [12] 魏 符. 对“不对称荷载作用下圆洞围岩塑性区的估算方法”的讨论意见[J]. 岩土工程学报, 1982, 4(1): 116 - 118. (WEI Fu. Discussion on “Estimation method of surrounding rock mass plastic zone of round tunnel under asymmetric load”[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(1): 116 - 118. (in Chinese))
- [13] BELLO-MALDONADO A A. General elasto-plastic theory applied to circular tunnels ($K_0 \neq 1$) [C]// The 38th U.S. Symposium on Rock Mechanics. Washington D C, 2001: 1119 - 1126.
- [14] 于学馥, 郑颖人, 刘怀恒, 等. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983. (YU Xue-fu, ZHENG Ying-ren, LIU Huai-heng, et al. Underground engineering rock stability analysis[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983. (in Chinese))
- [15] 陈立伟, 彭建兵, 范 文, 等. 基于统一强度理论的非均匀应力场圆形巷道围岩塑性区分析[J]. 煤炭学报, 2007, 32(1): 20 - 23. (CHEN Li-wei, PENG Jian-bing, FAN Wen, et al. Analysis of surrounding rock mass plastic zone of round

- tunnel under non-uniform stress field based on the unified strength theory[J]. Journal of China Coal Society, 2007, **32**(1): 20 – 23. (in Chinese))
- [16] 孙广忠. 岩体力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 1983. (SUN Guang-zhong. Fundamental of rock mass mechanics[M]. Beijing: Science Press, 1983. (in Chinese))
- [17] 蔡晓鸿, 蔡勇平. 水工压力隧洞结构应力计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004. (CAI Xiao-hong, CAI Yong-ping. Structural stress calculation for hydraulic pressure tunnel[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2004. (in Chinese))
- [18] 鲁宾涅依特 K B. 矿山岩石力学的几个问题[M]. 马英方, 译. 北京: 煤炭工业出版社, 1960. (RUPPNEYT K B. Several problems in mining rock mechanics[M]. MA Ying-fang, translator. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1960. (in Chinese))
- [19] IMAMUTDINOV D I, CHANYSHEV A I. Elastoplastic problem of an extended cylindrical working[J]. Journal of Mining Science, 1988, **24**(3): 199 – 207.
- [20] 孙金山, 卢文波. 非轴对称荷载下圆形隧洞围岩弹塑性分析解析解[J]. 岩土力学, 2007, **28**(增刊): 327 – 332. (SUN Jin-shan, LU Wen-bo. Analytical elastoplastic solutions to supporting rock masses of circular tunnels under asymmetric load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(S0): 327 – 332. (in Chinese))
- [21] 潘 阳, 赵光明, 孟祥瑞. 非均匀应力场下巷道围岩弹塑性分析[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(增刊 1): 53 – 57. (PAN Yang, ZHAO Guang-ming, MENG Xiang-rui. Elasto-plastic analysis on surrounding rock mass under non-uniform stress field[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(S1): 53 – 57. (in Chinese))
- [22] SWOBODA G. Program system final-finite element analysis program for linear and nonlinear structure[R]. Innsbruck: University of Innsbruck, 1998.
- [23] 段乐斋, 王永年, 周文铎, 等. 水利水电工程地下建筑物设计手册[M]. 成都: 四川科学技术出版社, 1993: 25 – 56. (DUAN Le-zhai, WANG Yong-nian, ZHOU Wen-duo, et al. Design handbook of underground construction in hydroelectric engineering[M]. Chengdu: Sichuan Scientific and Technical Press, 1993: 25 – 56. (in Chinese))
- [24] MINDLIN R D. Stress distribution around a tunnel[M]. New York: American Society of Civil Engineers, 1939.
- [25] 王明年, 郭 军, 罗禄森, 等. 高速铁路大断面黄土隧道深浅埋分界深度研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(4): 1157 – 1162. (WANG Ming-nian, GUO Jun, LUO Lu-sen, et al. Study of critical buried depth of large cross-section loess tunnel for high speed railway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(4): 1157 – 1162. (in Chinese))
- [26] BROWN E T, BRAY J W, LADANYI B, et al. Ground response curves for rock tunnels[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **109**(1): 15 – 39.
- [27] 范鹏贤, 王明洋, 李文培. 岩土介质中圆形隧洞围岩压力理论分析进展[J]. 现代隧道技术, 2010, **47**(2): 1 – 7. (FAN Peng-xian, WANG Ming-yang, LI Wen-pei. Progress in Theoretical analysis of ground response to circular excavations in rock & soil medium[J]. Modern Tunnelling Technology, 2010, **47**(2): 1 – 7. (in Chinese))