

DOI: 10.11779/CJGE201711011

黏性地层中深埋直墙拱形隧道的支护压力及稳定性

程小虎

(中交铁道设计研究总院有限公司, 北京 100097)

摘要: 在剪切破坏理论基础上采用极限分析法对黏性地层中深埋直墙拱形隧道展开研究。首先基于加载试验提出了破裂区的理论模型, 考虑隧道侧面剪切楔形体的双滑裂面作用建立了侧压力表达式, 得出侧压力及竖向支护压力的近似解, 并提出了隧道侧压力与竖向土压力相互作用理论。根据剪切楔形体的稳定建立无支护深埋直墙拱形隧道的稳定性定量判别条件, 得出极限承载力近似解。定义了基于极限分析法的稳定安全系数, 并分析深埋隧道稳定性的影响因素。研究结果表明: 本文提出的破裂区理论模型、极限承载力值与试验结果接近; 基于双滑裂面作用的竖向支护压力、侧压力显著小于传统理论值; 在良好地层中, 拱形隧道极限状态下的竖向支护压力越小则侧压力越大, 侧压力或侧压力系数 λ 越大则竖向支护压力越小; 黏聚力是无支护的深埋直墙拱形隧道稳定的必要条件, 稳定安全系数 K 随黏聚力、内摩擦角的增大而增大, 随隧道跨度、高度的增大而减小; 黏聚力对 K 的影响比内摩擦角大, 跨度对 K 的影响比高度大, 而埋深越大对深埋隧道稳定安全系数的影响越小。

关键词: 深埋隧道; 剪切破坏理论; 支护压力; 相互作用; 稳定性; 安全系数

中图分类号: TU432, U451.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)11-2034-09

作者简介: 程小虎(1980-), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事隧道及地下工程的设计与研究工作。E-mail: chengxiao2002@sina.com。

Earth pressure and stability of deep arch tunnel with straight wall in cohesive strata

CHENG Xiao-hu

(CCCC Railway Consultants Group Co., Ltd., Beijing 100097, China)

Abstract: The limit analysis method is adopted to study deep arch tunnel with straight wall in cohesive strata based on the shear failure theory. Firstly, a theoretical model for ruptured zone in the deep arch tunnel is established based on loading tests. And then a formula for lateral pressure is proposed considering the effect of two sphenoid rupture surfaces beside tunnel sidewalls. Secondly, the approximate solutions to the lateral pressure and the vertical earth pressure are derived. The criteria for the quantitative stability of the deep arch tunnel without supports are developed, and the approximate ultimate load on the ground can be calculated according to the stability of the shear wedge beside the tunnel sidewalls. Finally, the safety factor of the deep tunnel is defined based on the limit analysis method, and the influencing factors are analyzed. The results show that the proposed model for ruptured zone and the solution to the ultimate load are close to the test results. Compared with the traditional theoretical value, the calculated vertical and lateral earth pressure is much smaller according to the proposed formula. The interaction theory between lateral pressure and vertical pressure on arch tunnels is proposed in the good strata. The smaller the vertical earth pressure is, the greater the lateral pressure is, and the greater the lateral pressure or the lateral pressure coefficient is, the smaller the vertical earth pressure is in the limit state. The safety factor of stability increases with increasing the cohesive force and internal friction angle, and it decreases with increasing the span and height of the tunnel. The cohesive force and tunnel span have larger influences on the safety factor of stability than the internal friction angle and the tunnel height respectively. However, the greater buried depth has smaller influences on the stability safety factor of the deep tunnel.

Key words: deep tunnel; shear failure theory; earth pressure; interaction; stability; safety factor

0 引言

深埋直墙拱形隧道是常见的隧道形式之一, 具有开挖面积较小, 充分发挥拱效应的特点, 在铁路、公

路、地铁、水利等行业应用广泛, 合理确定其支护压力并评价其围岩稳定性对隧道建设具有重要意义。深

埋隧道支护压力通常根据普氏压力拱理论确定（国内部分行业规范直接按围岩分类给出压力拱高度），隧道侧压力按挡土墙理论计算，显然这一做法基于传统的松散体力学，对深埋矩形隧道以及较破碎岩层中的深埋拱形隧道是适用的。但郑颖人等^[1]的试验表明，在黏性地层（硬黏土或较完整的岩石）中，深埋拱形隧道并不出现普氏压力拱，破坏来自隧道侧壁，侧壁围岩破坏时出现的双滑裂面也与挡土墙理论的单一滑面不同，而隧道破坏模式是支护压力和稳定性研究的基础。另外，实践表明良好地层中拱形隧道的土压力明显小于传统理论值。因此，黏性地层中深埋直墙拱形隧道的支护压力和稳定性问题有待进一步研究。

20世纪70年代，新奥法的创始人之一 Rabcewicz 根据观察和试验提出了剪切破坏理论，该理论视围岩为弹塑性连续体，提出隧道围岩稳定性的丧失，主要发生在隧道与主应力方向垂直的两侧，并形成剪切滑移楔体^[2-4]，支护压力正是滑移楔形体达到平衡时所需要的力。顾金才^[5]进行了直墙拱形隧道模型试验研究，表明初始应力场侧压力系数小于1时，深埋隧道两侧产生楔形剪切破坏，且需要具备两个条件：洞壁附近具有较大的环向压应力和洞壁具有较大的平直表面。自重应力场中深埋直墙拱形隧道具备产生楔形剪切破坏的两个条件。Heuer 等^[6]采用模型试验同样获得深埋隧道两侧楔形破裂区。于学馥等^[7]、郑颖人等^[8]通过模型试验也验证了隧道楔形破裂区的存在，并且提出塑性区与破裂区并不一致，破裂区在塑性区之内。李英杰等^[9]通过渐进性破坏模型试验也证明了深埋隧道侧壁剪切楔是一次破坏形态，塌落拱则是二次破坏形态。楔形剪切破坏模式为大量试验所证实，但其计算理论还不完善。目前只能求解理想条件下深埋圆形隧道的滑移线方程，并在修正的芬纳（R Fenner）公式基础上根据楔形体的平衡计算支护压力^[7-8]，但对实际自重应力场中常用的深埋直墙拱形隧道，至今未能求出滑移线及相应的支护压力理论解^[8]。

在深埋隧道稳定性研究方面，目前已有的围岩稳定性判别方法较多，主要有以塑性区大小为判据和以围岩变形量为判据两种类型。文献[10]指出这两种判据均存在不足，难以找到统一的判断标准，具有较强的经验性，且不能定量评价隧道稳定性。郑颖人等提出采用有限元强度折减法求取隧道滑裂面，并直接求得隧道围岩的安全系数^[10]。文献[11]采用变分法对静水压力场下深埋圆形隧道的围岩滑裂面进行了验证，采用安全系数分析深埋圆形隧道稳定性及其影响因素。文献[12]结合收敛-约束原理构建了支护结构稳定性系数计算方法。传统的极限分析法可以求解极限荷载与稳定安全系数，并在边坡、地基、基坑等工程领

域得到广泛应用。程小虎等^[13]采用极限分析法求解了浅埋隧道的极限荷载与稳定安全系数。但对自重应力场下深埋隧道的稳定性，尚未导出极限分析的理论解^[1]。

为此，本文在既有试验和剪切破坏理论的基础上，首先提出了深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型。考虑隧道楔形破裂区的双滑裂面作用，建立了侧压力的表达式，得出侧压力及竖向支护压力的近似解析解。根据剪切楔形体的稳定建立无支护深埋直墙拱形隧道的稳定性定量判别条件，得出极限承载力近似解，定义了基于传统极限分析法的稳定安全系数，并分析深埋隧道稳定性的影响因素。从而为深埋直墙拱形隧道的支护压力和稳定性定量判别提供了理论基础。

1 深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型

1.1 深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型及适用条件

结合郑颖人等^[1]、顾金才^[5]的试验结果及楔形剪切破坏理论，考虑到直墙拱形隧道的侧墙最小主应力方向为水平方向，提出深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型（见图1）：①隧道侧墙下部破裂面 AB 、 $A'B'$ 与竖直线夹角成 α 角 ($\alpha = 45^\circ - \varphi/2$, φ 为内摩擦角)；②作一与竖直线夹角也为 α 角的直线 AC 、 $A'C'$ 与拱顶圆弧相切， AC 、 $A'C'$ 即为隧道侧墙上部破裂面；③若 AC 、 $A'C'$ 不能与拱顶圆弧相切，则过直墙顶点做 AC 、 $A'C'$ 。

ABC 、 $A'B'C'$ 所围楔形区域即为深埋直墙拱形隧道破裂区域。拱形隧道将上方荷载向两侧转移，隧道侧墙由于应力集中而导致剪切破坏，形成新的拱体 $ACC'A'$ 。破裂区跨度为 $2a_1$ ，远小于传统普氏理论假定的破裂区跨度（传统理论将侧墙一侧破裂面延伸至拱顶）。

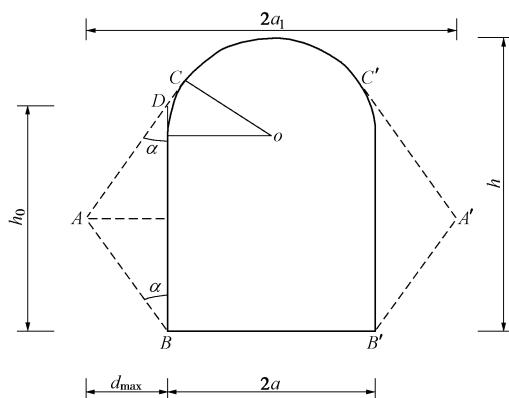


图 1 深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型

Fig. 1 Theoretical model for ruptured zone in deep arch tunnel with straight wall

需要指出的是，图1所示楔形体破裂区的理论模型主要适用于良好的黏性地层（如硬黏土或结构面不

控制的较完整岩石) 中的深埋直墙拱形隧道, 砂性土、松散岩体中的深埋直墙拱形隧道不适用该模型。此外, 本文研究基于一般自重应力场, 不考虑构造应力作用。

1.2 破裂区的理论模型与试验、数值模拟结果对比

郑颖人等试验、数值模拟所得破坏模式见图 2, 设破裂区与洞壁的最大距离为 d_{\max} , 根据上述理论模型所得破裂区对应的 d_{\max} 与郑颖人等试验结果、数值模拟结果^[1, 8]对比见表 1。可见, 除方案 3 试验所得破裂区范围出现变异外, d_{\max} 理论值与其它试验结果、数值模拟结果十分接近, 可见破裂区宽度基本吻合。最远破裂点 A 点高度 h_a 理论值与数值模拟结果对比见表 2, 可见破裂区最外侧高度也十分接近。破裂角度 α 理论值为 34° , 数值模拟值为 $35^\circ \sim 38^\circ$, 破裂角度接近。

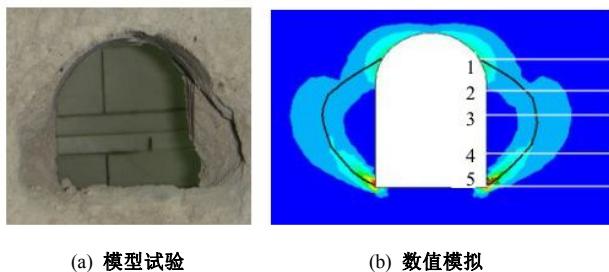


图 2 黏性地层中深埋直墙拱形隧道破坏模式
Fig. 2 Failure mode of deep arch tunnel with straight wall in cohesive strata

表 1 d_{\max} 理论值与模型试验、数值模拟结果对比

Table 1 Comparison among theoretical values, model test results and numerical simulations of d_{\max} (cm)

方案	h_w	h_a	d_{\max}		
			模型试验	数值模拟	理论值
1	8	2	27	25.5	27
2	8	3	31.5	30.5	28
3	8	4	50*	36.5	31
4	6	4	24.5	24	24
5	4	4	19	18	18

注: 1. h_w 为侧墙高, h_a 为拱高; 2. 方案 3 模型试验值根据对试验结果的量测进行了修正。

表 2 h_a 理论值与数值模拟结果对比

Table 2 Comparison between theoretical values and numerical simulations of h_a (cm)

方案	h_w	h_a	h_a	
			数值模拟	理论值
1	8	2	42	40
2	8	3	44	42
3	8	4	48	46
4	6	4	36	36
5	4	4	23	26

注: h_a 为最远破裂点 A 的高度。

顾金才^[5]对不同条件下直墙拱顶隧道进行了试验, 在初始应力场侧压力系数为 1/3 时, 高墙拱顶隧

道所得最大破坏深度 d_{\max} 为 20 mm, 理论计算值为 23 mm; 在初始应力场侧压力系数为 1/4 时, 两个高跨比近似为 1 的隧道(不同拱高)所得 d_{\max} 分别为 17, 13 mm, 理论值分别为 20, 16 mm; 楔形体破裂面与墙面夹角为 $25^\circ \sim 34^\circ$, 其平均值与理论值 α ($\alpha = 45^\circ - \varphi/2$) 接近^[5]。

通过以上对比表明了上述破裂区理论模型的正确性, 为下一步理论研究奠定了基础, 对于合理打设锚杆也具有参考价值。但本文方法比数值模拟方法简单、快速, 工程实践应用极为简便。

2 深埋直墙拱形隧道支护压力的理论解

通常将隧道侧墙作为挡土墙, 其侧压力根据挡土墙理论计算。但深埋直墙拱形隧道的侧墙破坏时存在上下两个破裂面, 与挡土墙的单一破裂面形式截然不同。另外, 普氏理论将深埋隧道顶部破裂区内的岩体自重作为隧道的竖向土压力, 据此推论图 1 所示隧道顶部土压力为 0, 这与实际并不相符。因此, 深埋直墙拱形隧道侧压力、竖向支护压力有待进一步研究。

2.1 深埋直墙拱形隧道侧压力的理论推导

设一般拱形隧道跨度为 $2a$, 高度为 h (如图 1 所示)。直墙延长线与滑面 AC 交于 D 点, 由于 D 点与 C 点较近, 为简化起见, 将破裂面所围区域 ABD 作为研究对象 (如图 3 所示)。

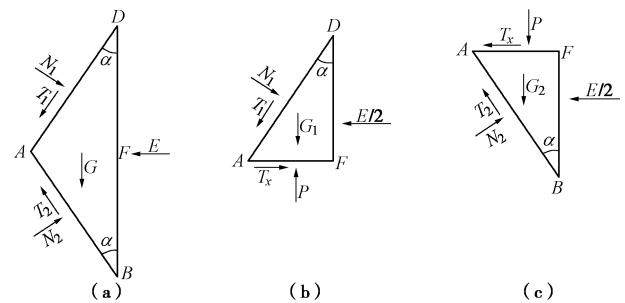


图 3 研究对象受力分析图

Fig. 3 Force analysis of elements

设 ABD 的重量为 G (kN), ADF 的重量为 G_1 (kN), ABF 的重量为 G_2 (kN), 由于 ABD 为等腰三角形, 有 $G_2 = G_1$ 。侧墙 BD 所受侧压力为 E (kN), 由于此种破坏模式主要在较硬黏土或较完整的岩石中, 侧压力按均匀分布考虑 (也可转化为梯形分布)。滑面 AD 上所受法向压力、切向摩阻力分别为 N_1 (kN), T_1 (kN), 滑面 AB 上所受法向压力、切向摩阻力分别为 N_2 (kN)、 T_2 (kN), 截面 AF 上所受法向压力、切向摩阻力分别为 P (kN), T_x (kN)。

首先以侧墙上部破裂区 AFD 作为研究对象。根据竖向静力平衡条件有

$$P = N_1 \sin \alpha + T_1 \cos \alpha + G_1 , \quad (1)$$

根据水平向静力平衡条件有

$$N_1 \cos \alpha + T_x = \frac{E}{2} + T_1 \sin \alpha , \quad (2)$$

在滑面 AD 上应用 Mohr–Coulomb 强度准则:

$$T_1 = N_1 \tan \varphi + cl , \quad (3)$$

式中, c 为黏聚力 (kPa), φ 为内摩擦角, l 为 AD 、 AB 段长度 (m)。

同理, 以侧墙下部破裂区 ABF 作为研究对象, 得

$$P + G_2 = N_2 \sin \alpha + T_2 \cos \alpha , \quad (4)$$

$$N_2 \cos \alpha = \frac{E}{2} + T_x + T_2 \sin \alpha , \quad (5)$$

$$T_2 = N_2 \tan \varphi + cl . \quad (6)$$

联立上述方程, 分离变量 N_2 得

$$N_2 = \frac{(cl \sin 2\alpha + E \cos 2\alpha)(1+k) + G(1-k)\sin \alpha}{1-k^2} , \quad (7)$$

式中, $k = \tan \varphi \sin 2\alpha - \cos 2\alpha$ 。

由式 (4)、(6) 得

$$N_2 = \frac{P + G_2 - cl \cos \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha \tan \varphi} . \quad (8)$$

由式 (7)、(8) 得隧道侧压力:

$$E = \frac{(P + G_2 - cl \cos \alpha)(1-k)}{(\sin \alpha + \cos \alpha \tan \varphi) \cos \alpha} + \frac{G \tan \alpha (k-1)}{k+1} - 2cl \sin \alpha . \quad (9)$$

由于 $G = G_1 + G_2 = 2G_2$, 结合三角函数变换, 式 (9) 进一步简化为

$$E = 2(P - cl \cos \alpha) \cot\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - 2cl \sin \alpha . \quad (10)$$

式 (10) 即为深埋直墙拱形隧道侧压力的表达式 (远期工况可不考虑滑裂面上黏聚力, 取 $c=0$), 该式考虑了侧墙楔形破裂体的两个滑裂面作用。

2.2 深埋直墙拱形隧道侧压力及竖向支护压力的求解

Terzaghi 理论及其滑动门试验^[14]反映了“平板”向下发生一维位移时产生的极限土压力, 相当于仅考虑了隧道上方的滑裂面产生的拱效应。而拱(圆)形隧道为非平顶、二维的隧道, 在良好地层中拱形作用使荷载向两侧显著转移、洞身两侧的滑裂面应力非常集中, 因此拱效应进一步发挥导致隧道支护压力明显降低, 笔者在文献[15]中证实了这一点, 这也是拱(圆)形隧道与 Terzaghi 理论及其试验的主要区别。文献[15]基于洞身两侧的单一滑裂面提出了一般拱(圆)形隧道的支护压力表达式, 而深埋黏性地层中直墙拱形隧道的支护压力需要考虑洞身两侧的双滑裂面作用。

然而, 对 (10) 式中 P 的计算尚无准确的理论计算方法, 这里提出简化的计算方法。如图 4 所示, 由破裂区范围可知松动土体宽度为 $2a_1$, 这与一般理论中松动土体宽度不同。对土体 $GAFM$ 由竖向力的平衡

有(可忽略 GA 段的摩阻力, 偏于安全):

$$P \approx pa_1 - qa + \gamma h_1(a_1 - a) . \quad (11)$$

式中 q 为隧道的竖向支护压力 (kN); h_1 为 GA 段的高度; γ 为土体重度 (kN/m^3)。需要说明的是, 这里的 p 为隧道上方土柱克服摩阻力后作用在隧道顶面上的土压力, 为了便于应用松动压力理论公式才采用均布力的形式(实际为两侧大、中间小, 但两者合力相等且偏于安全)。太沙基认为, 隧道在埋深很大时, 拱效应不会超出隧道顶一定深度范围(图 4 中 H_1), 即隧道上方土柱的应力传递仅在深度 H_1 范围发生^[14]。当 H_1 足够大时, 根据 Terzaghi 公式隧道顶面的土压力 p 趋于定值。所以, p 可采用 Terzaghi 公式计算。

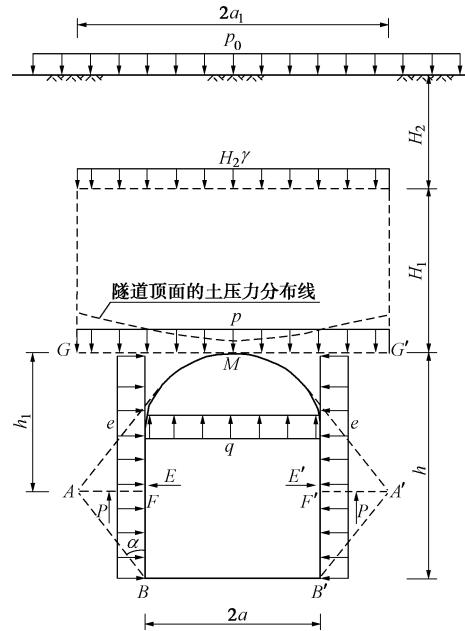


图 4 深埋直墙拱形隧道计算简图

Fig. 4 Calculation of deep arch tunnel with straight wall

将式 (11) 代入式 (10), 得

$$E = 2\left[pa_1 - qa + \gamma h_1(a_1 - a) - cl \cos \alpha\right] \cot\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - 2cl \sin \alpha . \quad (12)$$

侧压力系数 λ 是隧道衬砌上侧压力 e 与竖向支护压力 q 之比, 即

$$\lambda = \frac{e}{q} = \frac{E}{qh_0} , \quad (13)$$

式中, h_0 为图 1 中破裂区 BD 段的高度。侧压力既包含松动围岩压力, 也包含形变压力(计算模型中施加该力时不在其作用范围设弹簧)。

联立式 (12)、(13) 可以得出侧压力 e 、竖向支护压力 q 的近似解为

$$e = \frac{2\left[pa_1 + \gamma h_1(a_1 - a) - cl \cos \alpha\right] - 2cl \sin \alpha \sqrt{K_p}}{\frac{2a}{\lambda} + h_0 \sqrt{K_p}} , \quad (14)$$

$$q = \frac{2[p a_1 + \gamma h_1(a_1 - a) - c l \cos \alpha] - 2 c l \sin \alpha \sqrt{K_p}}{2a + \lambda h_0 \sqrt{K_p}}, \quad (15)$$

式中, $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ 。

从(15)式可以看出, 虽然较硬黏土或较完整的岩石中深埋直墙拱形隧道的拱顶不坍塌, 但拱顶土压力不一定为0。这是由于隧道上方土柱的应力传递是存在的, 依然会产生松动压力 p 。

2.3 关于侧压力系数 λ

侧压力系数 λ 为求解隧道支护压力的关键参数。文献[15]近似求解了圆形隧道的侧压力系数 λ , 但直墙拱形隧道难以通过理论求解 λ , 考虑到使用工况下土压力的调整导致 λ 处于变化中, 所以可以采用较小和较大的 λ 进行包络设计, 较小的 λ 值对拱顶设计偏于安全, 较大的 λ 值对侧墙设计偏于安全。

林培源^[16]总结了大量的土质和岩质地层中铁路隧道(主要为曲墙及直墙拱形隧道)的围岩压力实测数据, 表明实测侧压力系数 λ 通常在0.6~1之间, 得出侧压力偏大是导致隧道衬砌开裂病害的主要原因, 提出通过实测归纳出侧压力系数的半经验公式。黄土洞室的水平均布荷载经验公式中侧压力系数取值: 甲类黄土取0.6~0.7, 乙类黄土取0.7~0.8, 丙类黄土取0.8~0.9^[17]。文献[18]对山岭公路隧道实测V级围岩侧压力系数约为0.58, 也比规范值大。

侧压力系数 λ 不同于土压力系数, 它反映了衬砌结构适应地层的能力, 在相同的衬砌刚度、土层性质条件下, 侧压力系数与衬砌形状密切相关。对均质地层中的隧道柔性衬砌(隧道高宽比相差不大时)而言, 均质圆形隧道适应地层的能力最强, 其侧压力系数 λ 有接近于1的趋势^[15, 19](λ 建议值0.8~1.0); 曲墙拱形隧道次之(λ 建议值0.7~0.9); 直墙拱形隧道适应地层的能力更弱, 笔者建议 λ 一般取值0.6~0.8。隧道高宽比相差较大时, 可偏于安全地根据荷载-结构模型所得侧压力与竖向压力之比计算 λ 。

拱(圆)形隧道侧压力系数 λ 较大, 这是实际隧道与Terzaghi等传统理论另一个主要区别。主要是拱形隧道的竖向荷载向两侧显著转移, 导致隧道上方两侧竖向土压力增大、中间竖向土压力减小^[20](见图4, 设最大值与最小值之比为 m), 从而使隧道侧压力增大; 另外, 竖向土压力作用在衬砌上引起横向变形, 产生侧向弹性抗力; 增大的侧压力引起竖向支护力减小, 进一步引起侧压力系数 λ 的增大。 m 值随 λ 变化而变化, 且难以测量, 而 λ 取值范围小、易于测量, 可采用上述经验值进行预设计之后再进行现场测量验证。

2.4 拱形隧道侧压力与竖向支护压力相互作用理论

文献[15]揭示了在良好地层中, 拱(圆)形隧道的竖向支护压力与侧压力存在相互作用的规律, 竖向支护压力随着侧压力或侧压力系数 λ 的增大而减小, 并提出了一般拱(圆)形隧道的支护压力表达式。理论值与试验结果较吻合^[15], 圆形隧道现场量测的有效土压力大都分布较均匀(λ 较大)且竖向土压力较小^[19], 正是这一内在规律作用的结果。

式(12)表明在极限平衡状态下, 直墙拱形隧道的竖向支护压力 q 越小, 则隧道顶面两侧竖向土压力越大, 侧压力 E 越大; 侧压力 E 越大, 则隧道顶面两侧承担的竖向土压力越大, 竖向支护压力 q 越小。支护压力 q 、 e 与 λ 关系见图5, 可见随着侧压力系数 λ 增大, 竖向支护压力 q 减小, 侧压力 e 增大。结合文献[15]可知, 对洞身两侧具有单一滑裂面和双滑面的拱形隧道均存在这一客观规律。这一规律反映了在极限平衡状态下拱形隧道竖向压力与侧压力的分配机制及内在联系。

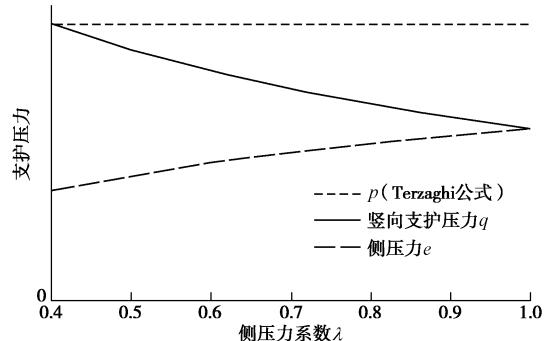


图5 拱形隧道支护压力 q 、 e 与侧压力系数 λ 关系图

Fig. 5 Relationship among q , e and λ of arch tunnel

这与传统理论存在截然不同, 传统理论认为竖向支护压力越小则侧压力越小, 竖向支护压力与侧压力系数 λ 无关(谢家杰式在忽略洞身范围摩阻力后, λ 实际为隧道上方土柱的侧压力系数^[21]), 且传统理论值(如Terzaghi公式值, 见图5)明显大于拱形隧道竖向支护压力 q 。这是因为传统理论将竖向压力与侧压力分割开考虑, 未考虑洞身两侧的滑裂面, 而洞身两侧的滑裂面(软土及松散砂土除外)正是侧压力与竖向支护压力相互作用实现的途径。

因此, 良好地层中拱(圆)形隧道侧压力与竖向支护压力存在相互作用的规律具有重要理论意义, 进一步深化了对隧道拱效应这一物理现象本质的认识, 使隧道土压力理论从“平板”引起的拱效应上升到实际二维隧道的拱效应。鉴于其与传统隧道土压力理论截然不同, 将其命名为“侧压力与竖向土压力相互作用理论”。

3 与深埋隧道传统土压力理论的对比

普氏理论假定深埋隧道围岩为无黏聚力的散体, 围岩能够形成稳定的普氏压力拱, 计算简图见图 6。根据挡土墙理论, 深埋隧道侧压力均布荷载为

$$e = \frac{e_1 + e_2}{2} = \left(p' + \frac{\gamma h}{2} \right) K_a , \quad (16)$$

式中, $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$, p' 为根据普氏理论确定的隧道拱顶土压力。对比式 (14)、(16) 可见, 两者差异较大, 且前者与被动土压力系数有关, 后者与主动土压力系数有关。

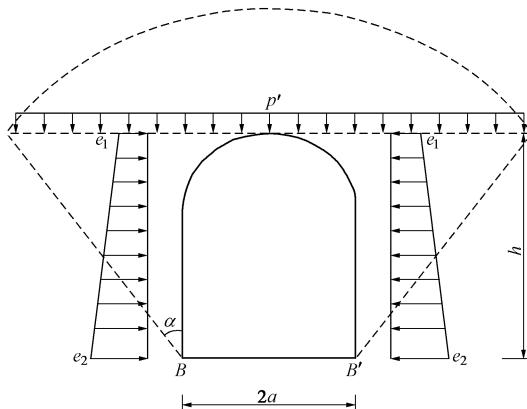


图 6 深埋直墙拱形隧道传统理论计算简图

Fig. 6 Calculation of deep arch tunnel in traditional theory

以直墙拱形隧道为例, 跨度 $a=4\text{ m}$, 拱高 4 m , 直墙段高 8 m , 洞高 $h=12\text{ m}$, 埋深 $H=20\text{ m}$, 土体参数: $\gamma=18\text{ kN/m}^3$, $c=50\text{ kPa}$, $\varphi=22^\circ$, 取 $\lambda=0.6$ 。根据破裂面的理论模型, 有 $a_1=7.11\text{ m}$, 根据文献[22]为深埋隧道。按普氏理论, 侧墙一侧破裂面延伸至拱顶, 则 $a_1=12.09\text{ m}$, 根据普氏理论得隧道顶部竖向土压力 p' , 传统理论认为竖向支护压力 $q=p'$ 。

图 7, 8 分别为采用本文方法与传统理论计算竖向支护压力 q 、侧压力 e 的对比 (远期工况为楔形滑裂面上取 $c=0$ 时的值)。可见本文方法计算值随黏聚力增大而线性减小, 传统理论值不随黏聚力变化而变化; 且本文方法计算值显著小于传统理论值。与传统理论差异的原因首先是普氏理论假定的破裂区跨度 $(2a_1)$ 显著大于本文楔形体破裂区跨度 (本算例中大 70%), 其次是传统理论未考虑侧压力与竖向压力的相互作用, 也未考虑黏聚力的作用。

深埋隧道传统理论未区分近期工况和远期工况, 造成初期支护不经济或计算难以满足安全系数, 因此有必要采用本文方法进行施工工况下初支受力计算。当产生塌落拱二次破坏形态时^[9], 在本文破裂区跨度的条件下采用普氏理论 (拱脚在破裂区最远点), 隧道上方松动土体的压力一般小于本文方法远期工况计算

值 (或两者相差不大), 而本文远期工况计算值显著小于传统理论值, 因此采用本文方法计算远期工况的二衬受力更为经济、合理。

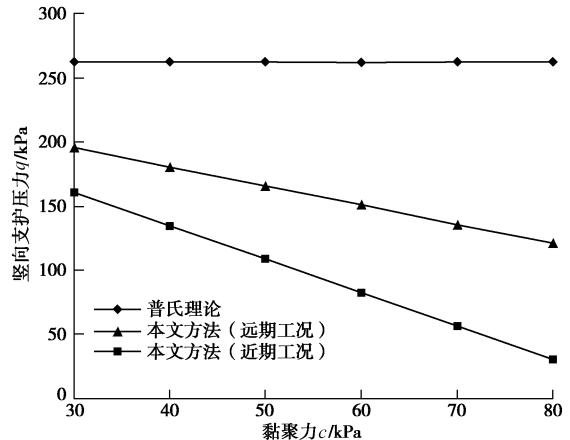


图 7 本文方法与传统理论竖向支护压力对比

Fig. 7 Comparison of vertical support pressures between proposed formula and traditional theory

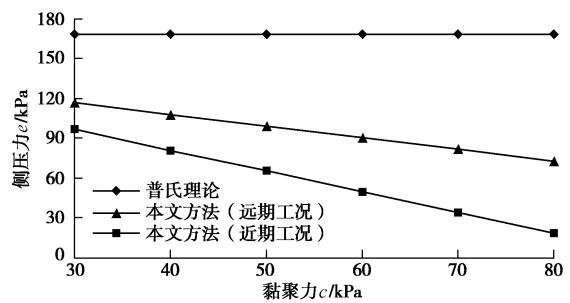


图 8 本文方法与传统理论侧压力对比

Fig. 8 Comparison of lateral pressures between proposed formula and traditional theory

4 无支护深埋直墙拱形隧道的稳定性

对深埋直墙拱形隧道, 在有衬砌支护时支护结构能抵抗竖向压力及侧压力, 防止围岩发生局部失稳; 在无衬砌支护时围岩容易发生局部失稳, 在隧道两侧产生楔形剪切破坏, 可根据楔形体是否达到极限平衡状态判别隧道稳定性。

4.1 深埋直墙拱形隧道稳定性判别

令式 (10) 中 $E=0$, 可得无支护的深埋直墙拱形隧道处于极限平衡状态的条件:

$$P_{cr} = cl \cos \alpha \left[1 + \tan \alpha \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] , \quad (17)$$

式中, P_{cr} 为无支护的深埋直墙拱形隧道 AF 面 (见图 3) 上竖直土压力的极大值。由式 (17) 可见黏聚力是无支护的深埋直墙拱形隧道处于稳定状态的必要条件, 这也是砂性土中的深埋直墙拱形隧道在无支护条件下不能自稳, 导致发生事故的原因。

当隧道 AF 面上竖直土压力 $P \leq P_{cr}$ 时, 深埋直墙

拱形隧道处于稳定状态; 当 $P > P_{cr}$ 时, 深埋直墙拱形隧道侧墙发生破坏。

对无支护隧道, 有 $q=0$, $E=0$, 由式(11)及 Terzaghi 公式得

$$\begin{aligned} P &\approx pa_1 + \gamma h_1(a_1 - a) \\ &= \frac{(\gamma a_1 - c)(1 - \eta)a_1}{\kappa \tan \varphi} + \eta p_0 a_1 + \gamma h_1(a_1 - a) \quad (18) \end{aligned}$$

式中, $\eta = e^{-\kappa H \tan \varphi / a_1}$, p_0 为地面超载, κ 为静止侧压力系数, Terzaghi 取 $\kappa=1$ 。当根据 Terzaghi 公式计算得 $p < 0$ 时, 取 $p=0$ 。

根据式(17)、(18)可求得无支护深埋直墙拱形隧道的极限承载力或极限超载近似解 p_0 。

4.2 深埋直墙拱形隧道稳定安全系数

定义拱形隧道侧墙滑裂面的抗滑力与滑动力之比为稳定安全系数 K 。则对图 3 中侧墙下部滑块 ABF 沿滑面 AB 的滑动力为 $(P+G_2)\cos\alpha$, 其抗滑力为 $T_2+T_x \sin\alpha$; 对侧墙上部滑块 AFD 沿滑面 AD 的滑动力为 $P \cos\alpha+T_x \sin\alpha$, 其抗滑力为 $T_1+G_1 \cos\alpha$ 。则有 $K = \frac{\text{抗滑力}}{\text{下滑力}} = \frac{T_2+T_x \sin\alpha+T_1+G_1 \cos\alpha}{(P+G_2)\cos\alpha+P \cos\alpha+T_x \sin\alpha}$ 。 (19)

根据平衡方程(1)~(6)可求解得

$$K = \frac{(P+G)\cos\alpha + [(P-G_1)\sec\alpha \tan\varphi + cl \tan\varphi] / (\tan\alpha + \tan\varphi)}{(2P+G_2)\cos\alpha - cl \sin^2\alpha + (P+G_2 - cl \cos\alpha) \sin\alpha \cot(\alpha + \varphi)} \quad (20)$$

当无支护的深埋直墙拱形隧道处于极限平衡状态时, $K=1$ 与 $P=P_{cr}$ 同时成立。实际上, P_{cr}/P 的比值也在一定程度上反映了稳定性的高低。

4.3 极限承载力与试验结果的对比

郑颖人等对直墙拱形无支护隧道进行了模型加载试验^[1, 8]。模型内的土体尺寸为 $40 \text{ cm} \times 52 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ (长 \times 高 \times 厚), 隧道洞跨 8 cm ($a=4 \text{ cm}$), 侧墙高度及拱高见表 1, 埋深 $H=20 \text{ cm}$ (根据试验结果量测)。试验土体参数: $\gamma=17.8 \text{ kN/m}^3$, $c=116 \text{ kPa}$, $\varphi=21.8^\circ$ 。通过压力机对材料顶面施加压力, 使隧道围岩达到破坏状态。表 3 为模型试验与理论计算的极限荷载对比, 可见本文理论值、数值模拟值与模型试验结果比较接近, 数值模拟值偏小, 理论值偏大。这是由于试验中隧道侧面土体破坏时, 隧道上方土柱尚未达到破坏条件。

表 3 模型试验与理论计算的极限荷载对比

Table 3 Comparison between model test results and theoretical values of ultimate load (kN)

方案序号	试验值	数值模拟值	理论值
1	62	57	66.6
2	59	55	66.0
3	56	53	63.9
4	61	60	70.5
5	68	66	75.6

5 稳定安全系数的影响因素变化分析

深埋隧道稳定安全系数的主要影响因素有黏聚力、内摩擦角、埋深、跨度、高度等, 下面分析不同因素变化对稳定安全系数 K 的影响(以直墙拱形导洞为例, 跨度 4.6 m , 洞高 5 m , 其中拱高 2 m , 埋深 $H=15 \text{ m}$, 土体参数: $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$, $c=40 \text{ kPa}$, $\varphi=22^\circ$)。

深埋隧道稳定安全系数 K 随土体黏聚力的变化见图 9。可见安全系数 K 随黏聚力的增大而呈非线性增大, 当 K 小于 1.0 时, 稳定安全系数 K 随黏聚力增大而缓慢增大; 当 K 大于 1.0 时, 稳定安全系数 K 随黏聚力增大而快速增大。这是由于黏聚力的增加导致隧道 AF 面上竖直土压力 P 减小而 P_{cr} 增大。因此, 当深埋隧道稳定性处于临界状态时, 对破裂区采用注浆等方式提高围岩土体黏聚力能显著提高隧道稳定性。

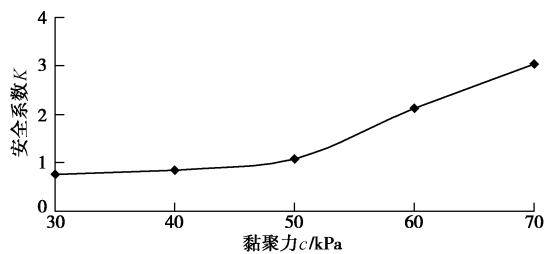


图 9 深埋隧道稳定安全系数 K 与黏聚力的关系曲线

Fig. 9 Relationship between stability safety factor K and cohesive force

深埋隧道稳定安全系数 K 随土体内摩擦角的变化见图 10。可见深埋隧道稳定安全系数 K 随内摩擦角的增大而近似线性增大, 这是由于内摩擦角的增加使隧道 AF 面上竖直土压力 P 减小, 但对 P_{cr} 的影响较小。因此, 内摩擦角对稳定安全系数的影响不及黏聚力显著。

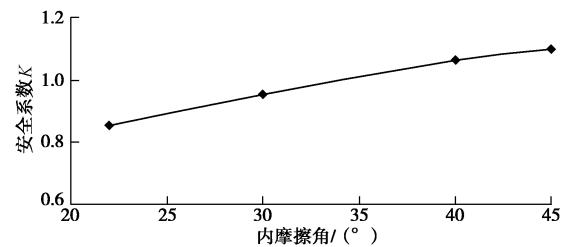


图 10 深埋隧道稳定安全系数 K 与内摩擦角的关系曲线

Fig. 10 Relationship between K and internal friction angle

深埋隧道稳定安全系数 K 随埋深的变化见图 11。可见安全系数 K 随埋深的增大而非线性减小。这与文献[1]采用强度折减法所得结论一致。埋深越大, 深埋隧道上方土压力 P 随埋深的变化越小, 导致对隧道 AF 面上竖直土压力 P 的影响也很小, 而埋深对 P_{cr} 无影响, 因此埋深越大对深埋隧道稳定安全系数的影响越

小。这与浅埋隧道的稳定性有显著区别，浅埋隧道的稳定性受埋深影响较大^[13]。

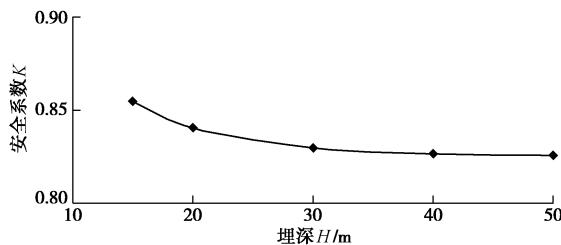


图 11 深埋隧道稳定安全系数 K 与埋深的关系曲线

Fig. 11 Relationship between K and buried depth

深埋隧道稳定安全系数 K 随隧道跨度、高度的变化分别见图 12, 13, 可见安全系数 K 随隧道跨度的增大而非线性减小, 随隧道高度的增大而线性减小, 跨度对稳定安全系数的影响比高度的影响更大。

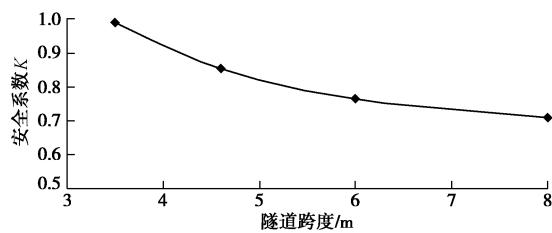


图 12 深埋隧道稳定安全系数 K 与隧道跨度的关系曲线

Fig. 12 Relationship between K and tunnel span

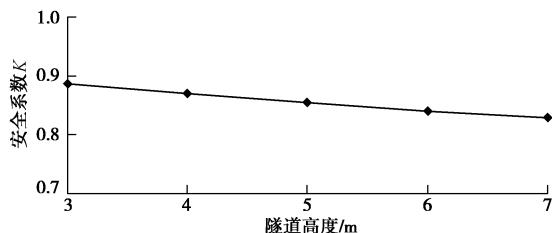


图 13 深埋隧道稳定安全系数 K 与隧道高度的关系曲线

Fig. 13 Relationship between K and tunnel height

6 结论与建议

(1) 本文在既有试验和楔形剪切破坏理论的基础上,首先提出了深埋直墙拱形隧道破裂区的理论模型,主要适用于黏性地层(如较硬黏土或较完整的岩石),该理论模型与既有试验、数值模拟结果接近,工程应用简便。

(2) 考虑深埋直墙拱形隧道楔形破裂区的双滑裂面作用,建立了其侧压力的表达式,得出侧压力及竖向支护压力的近似解析解。拱形隧道侧压力系数 λ 较大,应引起重视。本文支护压力理论值显著小于传统理论值,并区分近期工况和远期工况,更为经济、合理。

(3) 在本文及文献[15]的基础上,提出了隧道侧

压力与竖向土压力相互作用理论,表明在良好地层中,拱形隧道极限状态下的竖向支护压力越小则侧压力越大,侧压力或侧压力系数 λ 越大则竖向支护压力越小。从而进一步深化了对隧道拱效应这一物理现象本质的认识。

(4) 根据剪切楔形体的稳定,得出无支护深埋直墙拱形隧道的稳定性判别条件,并得出极限承载力近似解。定义了基于传统极限分析法的稳定安全系数。与加载试验对比表明理论加载值与试验值较接近。

(5) 分析了深埋隧道稳定安全系数 K 的影响因素。黏聚力是无支护的深埋直墙拱形隧道稳定的必要条件,当 K 小于 1.0 时,稳定安全系数随黏聚力增大而缓慢增大;当 K 大于 1.0 时,稳定安全系数随黏聚力增大而快速增大。 K 随内摩擦角的增大而增大,随隧道跨度、高度的增大而减小。黏聚力对稳定安全系数的影响比内摩擦角的影响大,跨度对稳定安全系数的影响比高度的影响大,埋深越大对深埋隧道稳定安全系数的影响越小。

参考文献:

- [1] 郑颖人,徐浩,王成,等.隧道破坏机理及深浅埋分界标准[J].浙江大学学报(工学版),2010,44(10): 1852–1875.
(ZHENG Ying-ren, XU Hao, WANG Cheng, et al. Failure mechanism of tunnel and dividing line standard between shallow and deep bury[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2010, 44(10): 1851 – 1856. (in Chinese))
- [2] RABCEWICZ L V. The new austrian tunneling method (part I and part II)[J]. Water Power, 1964, 17(1): 511 – 515.
- [3] RABCEWICZ L V. Stability of tunnels under rock load part 3[J]. Water Power, 1969, 21(8): 297 – 302.
- [4] RABCEWICZ L V, GOLSER J. Principles of dimensioning the support system for the “new austrian tunneling method”[J]. Water Power, 1973, 25(3): 88 – 93.
- [5] 顾金才.均质材料中几种洞室的破坏形态[J].防护工程,1979(2): 112 – 129. (GU Jin-cai. Study on the failure mode of several cavities in homogeneous materials[J]. Protection Engineering, 1979(2): 112 – 129. (in Chinese))
- [6] HEUER R E, HENDREN A J. 受静载岩石洞室的地质力学模型研究[M]. 顾金才,译. 上海:煤炭科学研究院, 1980. (HEUER R E, HENDREN A J. Geomechanical model study of the behavior of underground openings in rock subjected to static loads[M]. GU Jin-cai, Tran. Shanghai: China Coal Research Institute, 1980. (in Chinese))
- [7] 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. Stability analysis of surrounding rock of underground works[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983. (in Chinese))
- [8] 郑颖人, 朱合华, 方正昌, 等. 地下工程围岩稳定分析与设计理论 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2012. (ZHENG Ying-ren, ZHU He-hua, FANG Zheng-chang, et al. The Stability analysis and design theory of surrounding rock of underground engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese))
- [9] 李英杰, 张顶立, 宋义敏, 等. 软弱破碎深埋隧道围岩渐进性破坏试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(6): 1138 - 1147. (LI Ying-jie, ZHANG Ding-li, SONG Yi-min, et al. Experimental research of progressive damage of surrounding rock for soft fractured deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(6): 1138 - 1147. (in Chinese))
- [10] 郑颖人, 邱陈瑜, 张红, 等. 关于土体隧道围岩稳定性分析方法的探索[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 1968 - 1979. (ZHENG Ying-ren, QIU Chen-yu, ZHANG Hong, et al. Exploration of stability analysis methods for surrounding rocks of soil tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 1968 - 1979. (in Chinese))
- [11] 郭子红, 刘新荣, 舒志乐. 深埋隧道围岩滑移面验证及稳定性分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(1): 315 - 320. (GUO Zi-hong, LIU Xin-rong, SHU Zhi-le. Verification of deep tunnel rock mass sliding surface and stability analysis[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, 43(1): 315 - 320. (in Chinese))
- [12] 苏永华, 刘少峰, 王凯旋, 等. 基于收敛-约束原理的地下结构稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(11): 2002 - 2009. (SU Yong-hua, LIU Shao-feng, WANG Kai-xuan, et al. Stability analysis of underground structures based on convergence-confinement method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(11): 2002 - 2009. (in Chinese))
- [13] 程小虎, 庞振勇, 曾东洋, 等. 基于极限超载的无衬砌浅埋土质隧道稳定性研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(3): 835 - 841. (CHENG Xiao-hu, PANG Zhen-yong, ZENG Dong-yang, et al. Theoretical research on the whole stability of unlined shallow earth tunnels based on ultimate overload[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(3): 835 - 841. (in Chinese))
- [14] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- [15] 程小虎. 密实砂土及硬黏土中圆形隧道的竖向支护压力[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(4): 857 - 864. (CHENG Xiao-hu. Earth pressure on circular tunnel lining in dense sand and hard clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(4): 857 - 864. (in Chinese))
- [16] 林培源. 隧道侧向压力问题的探讨[J]. 土木工程学报, 1982, 15(1): 54 - 62. (LIN Pei-yuan. On the lateral pressure of tunnel linings[J]. China Civil Engineering Journal, 1982, 15(1): 54 - 62. (in Chinese))
- [17] 工程地质手册编委会. 工程地质手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. (Engineering Geology Manual Editorial Board. Engineering geology manual[M]. 4th ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese))
- [18] 刘学增, 叶康. 山岭公路隧道围岩压力统计规律分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(6): 890 - 895. (LIU Xue-zeng, YE Kang. Statistical analysis of surrounding rock pressure of mountain road tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(6): 890 - 895. (in Chinese))
- [19] KOYAMA Y. Present status and technology of shield tunneling method in Japan[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2): 145 - 159.
- [20] 林乐彬, 刘寒冰, 刘辉. 隧道围岩压力的应力分析方法[J]. 土木工程学报, 2007, 40(8): 85 - 89. (LIN Le-bin, LIU Han-bing, LIU Hui. Stress analysis method for pressure of surrounding rocks on tunnels[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(8): 85 - 89. (in Chinese))
- [21] 程小虎. 改进的浅埋隧道松动围岩压力计算方法[J]. 铁道学报, 2014, 36(1): 100 - 106. (CHENG Xiao-hu. An improved method of calculating loosening pressure on shallow tunnel[J]. Journal of the China Railway Society, 2014, 36(1): 100 - 106. (in Chinese))
- [22] 程小虎. 土质隧道深浅埋分界的理论解析[J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(1): 37 - 42. (CHENG Xiao-hu. Theoretical solution for the dividing depth of deep tunnel and shallow tunnel in earth[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, 8(1): 37 - 42. (in Chinese))