

考虑底部隆起的浅埋隧道围岩压力计算分析*

张翔^{1,2}, 李林安^{1,2}, 王世斌^{1,2}, 刘习军^{1,2}, 耿文宾^{1,2}

(1. 天津大学 机械工程学院 力学系, 天津 300350;
2. 天津市现代工程力学重点实验室, 天津 300350)

摘要: 针对浅埋隧道开挖后底部隆起变形现象,应用极限分析上限法构造了考虑底部隆起变形的围岩压力计算模型,结合线性 Mohr-Coulomb 准则等推导出极限围岩压力的理论表达式.通过约束条件将围岩压力的计算转化为数学中的最优化问题,编制程序进行了优化计算.将计算结果与工程实测数据及文献计算结果进行了对比,验证了当前方法的可靠性.同时,指出在运用极限分析法处理浅埋隧道围岩压力问题过程中应将隧道底部一同考虑,对隧道底部支护会对整个围岩压力产生影响,有助于隧道结构的整体稳定.研究可以为浅埋隧道的开挖、支护提供一定的理论指导.

关键词: 浅埋隧道; 极限分析上限法; 围岩压力; 底部隆起

中图分类号: U451 **文献标志码:** A doi: 10.21656/1000-0887.370346

引言

浅埋隧道结构在现代城市交通体系中已经占据重要地位.通常情况下,该类型隧道顶部覆盖层薄、围岩强度低,开挖后很难形成压力拱^[1-2],隧道容易发生较大的变形甚至引发地表塌陷事故.因此,有必要对浅埋隧道的围岩压力开展分析、研究,确保隧道工程的安全性与可行性.

目前,隧道围岩压力的计算方法主要分为两大类.第一类的理论基础是极限平衡理论,代表方法有 Terzaghi 法^[3]、Bauman Bill 理论方法^[4]以及铁路、公路隧道设计规范中推荐的方法^[5]等.另一类为极限分析方法,该方法最初在地基承载力计算、边坡稳定性分析等岩土工程研究领域得到应用与发展,后来由于其力学概念简单且计算结果准确的特点,在浅埋隧道围岩压力的计算分析中得到大量运用.如:国外学者中,Atkinson 等^[6]、Davis 等^[7]、Sloan 等^[8-9]、Takemura 等^[10]分别运用极限分析上、下限法对浅埋隧道的围岩压力及稳定性问题开展了研究;国内研究人员中,杨小礼等^[11-13]通过严密的数学推导论证了极限分析方法的正确性,Chen 等^[14]、杨峰等^[15-18]将极限分析上限法与有限元法相结合,提供了新的研究思路, Yang (杨小礼)、Huang (黄阜)^[19]和李永鑫^[20]在分析的过程中引入了不同的土体本构关系,并进行了仔细的对比.

但是,大量的工程实践经验与数值模拟结果表明:浅埋隧道开挖后普遍存在底部隆起变形现象.而以上运用极限分析法对浅埋隧道围岩压力分析的过程中,建立的破坏模式都只考虑了隧道顶部和边墙处发生破坏,而没有考虑隧道底部的变形破坏.这一隆起破坏会对整个隧道结构的稳定性产生多大的影响,考虑底部隆起现象对围岩压力开展计算研究等一系列问题都值

* 收稿日期: 2016-11-14; 修订日期: 2016-12-29

作者简介: 张翔(1991—),男,硕士生(通讯作者). E-mail: 383345959@qq.com).

得科研人员深入的探讨。

本文从极限分析上限法出发,建立了考虑底部隆起变形的围岩压力计算模型并进行推导计算,并对结果进行了分析,以期弥补浅埋隧道围岩压力理论研究的不足,为浅埋隧道支护结构的优化设计和围岩稳定性分析提供依据。

1 考虑底部隆起浅埋隧道围岩破坏模式

1.1 浅埋隧道底部隆起

隧道底部隆起变形现象有十分复杂的起因,该现象不仅与应力状态、围岩性质等有关,还与隧道后期的支护方式等密不可分^[21]。到目前为止,对隧道底部隆起问题的研究还比较薄弱,很多问题没有得到清晰的认识。而在浅埋隧道开挖后,发生底部隆起变形又是普遍存在的,这样的隆起一旦发生,不仅会对隧道底部结构产生破坏,影响隧道的通行安全,而且会使隧道衬砌发生变形和破坏,对隧道支护结构产生影响,危及到整个隧道结构的稳定性。因此,在进行浅埋隧道围岩压力计算、隧道稳定性分析时,不能忽视隧道底部在其中起到的作用。

1.2 破坏模式建立

浅埋隧道开挖处的岩土体松散破碎,风化程度较高,强度参数相对较低。假设土工试验数据表明岩土体破坏时的剪切强度与法向应力呈较好的线性关系,则岩土体服从线性 Mohr-Coulomb 准则^[22]:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi, \quad (1)$$

式中, τ 为作用在屈服面上的剪应力; σ 为作用在屈服面上的正应力; c 为黏聚力; φ 为摩擦角。

在计算分析前作如下假设:

- 1) 假设地表水平。
- 2) 不考虑岩土体材料的剪胀效应。
- 3) 将隧道断面形状简化为高 h 、跨度为 $2b$ 的矩形截面。
- 4) 隧道顶部覆盖层厚度为 H , 拱顶、边墙和隧道底部围岩压力都简化为均布荷载, 分别为 q, e, q^* 。令 $e = Kq, q^* = \mu q$, 其中, K 为边墙支护反力与竖直向上支护反力的比值, 即侧支护力相关系数, μ 为竖直向下的支护反力与竖直向上支护反力的比值, 即底部支护力相关系数。
- 5) 未考虑施工过程的影响。

结合上述假设条件, 本文在已有研究成果的基础上, 借鉴弹塑性力学中滑移线理论对地基承载力的计算方法, 建立考虑隧道底部隆起变形的浅埋隧道破坏模式如图 1 所示。该破坏模式一共有 5 个角度变量, 为 $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_5$ 。

图 1 中, AM 为地表平面, $CEGK$ 为简化的隧道截面, $ABDFILM$ 为计算过程中考虑的破坏范围。其中, 边墙处破坏范围简化为四边形 $BCED$ 和四边形 $LIGK$, 隧道底部简化为 3 个三角形块体。各个块体对应的速度矢量如图 1 标注。

假定隧道上覆盖层块体 $ABCKLM$ 发生失稳破坏时的速度为 v_0 , 方向为竖直向下, 该块体失稳向下运动挤压边墙两侧的块体 $BCED$ 和 $LIGK$, 边墙处岩体速度分量的一部分产生向内挤压边墙的效果, 另一分量作用在隧道下方的岩体上, 且隧道左右两侧对称, 隧道底部两侧的岩体共同向中间挤压, 速度的水平分量相互抵消, 给底部块体 EFG 产生一个向上“托举”的效果, 即其速度 v_3 方向竖直向上。由关联流动法则, 块体间断线与速度矢量的夹角为内摩擦角 φ , 且速度矢量三角形闭合, 得到该破坏模式发生时对应的速度场, 如图 2。

由图 2 中的速度矢量之间的关系, 可求得其余各个矢量大小与 v_0 间的关系为

$$v_1 = \frac{\sin(\theta_5 + \varphi)}{\sin(\pi/2 + \theta_1 + \theta_3 - \theta_4 - \theta_5 - 2\varphi)} v_0, \tag{2}$$

$$v_{01} = \frac{\sin(\pi/2 + \theta_4 - \theta_1 - \theta_3 + \varphi)}{\sin(\pi/2 + \theta_1 + \theta_3 - \theta_4 - \theta_5 - 2\varphi)} v_0, \tag{3}$$

$$v_2 = \frac{\sin(\theta_4 + 2\varphi)}{\sin(\pi - \theta_2 - \theta_3 - 2\varphi)} v_1, \tag{4}$$

$$v_{12} = \frac{\sin(\theta_2 + \theta_3 - \theta_4)}{\sin(\pi - \theta_2 - \theta_3 - 2\varphi)} v_1, \tag{5}$$

$$v_3 = \frac{\sin(2\theta_1 - \theta_2)}{\sin(\pi/2 - \theta_1 - \varphi)} v_2, \tag{6}$$

$$v_{23} = \frac{\sin(\pi/2 + \theta_2 - \theta_1 + \varphi)}{\sin(\pi/2 - \theta_1 - \varphi)} v_2. \tag{7}$$

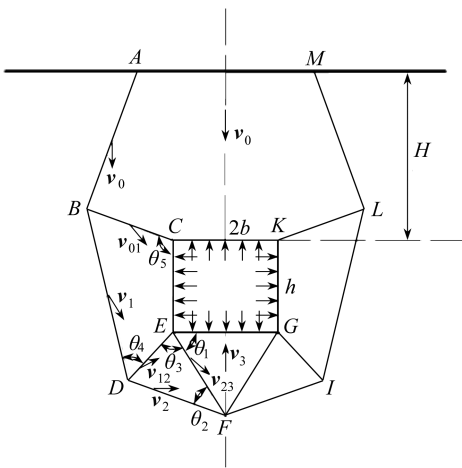


图 1 浅埋隧道破坏模式

Fig. 1 The failure mechanism of the shallow tunnel

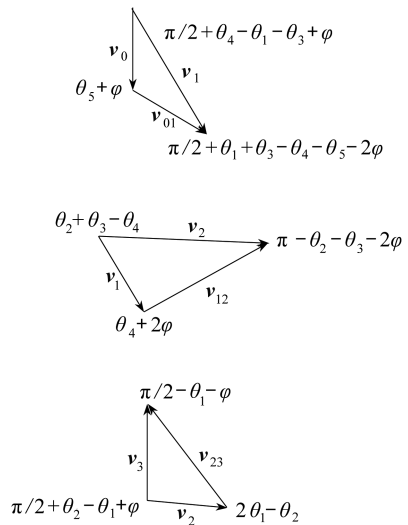


图 2 破坏模式对应的速度场

Fig. 2 The velocity field for the failure mechanism

1.3 间断线长度及滑块面积计算

计算模型左右对称,只取一半进行推导计算.由前文假设,取隧道的跨度为 $2b$,高度为 h ,上覆盖层厚度为 H .则各间断线长度为

$$l_{EF} = \frac{b}{\cos \theta_1}, \tag{8}$$

$$l_{DE} = \frac{\sin \theta_2}{\sin(\pi - \theta_2 - \theta_3)} l_{EF}, \tag{9}$$

$$l_{DF} = \frac{\sin \theta_3}{\sin(\pi - \theta_2 - \theta_3)} l_{EF}, \tag{10}$$

$$l_{DC} = \sqrt{l_{DE}^2 + h^2 - 2h \cdot l_{DE} \cos(3\pi/2 - \theta_3 - \theta_1)}, \tag{11}$$

$$\alpha = \angle CDE = \arccos \frac{l_{DC}^2 + l_{DE}^2 - h^2}{2 \cdot l_{DC} \cdot l_{DE}}, \tag{12}$$

$$\beta = \angle DCE = \arccos \frac{h^2 + l_{DC}^2 - l_{DE}^2}{2 \cdot h \cdot l_{DC}}, \quad (13)$$

$$l_{BC} = \frac{\sin(\theta_4 - \alpha)}{\sin[\pi - (\theta_4 - \alpha) - (\theta_5 - \beta)]} l_{DC}, \quad (14)$$

$$l_{BD} = \frac{\sin(\theta_5 - \beta)}{\sin[\pi - (\theta_4 - \alpha) - (\theta_5 - \beta)]} l_{DC}, \quad (15)$$

$$l_{AB} = \frac{H - l_{BC} \cdot \sin(\theta_5 - \pi/2)}{\cos \varphi}, \quad (16)$$

$$l_{AM} = 2b + 2l_{BC} \cdot \cos(\theta_5 - \varphi) - 2l_{AB} \cdot \sin \varphi; \quad (17)$$

各多边形滑块面积为

$$S_1 = \frac{1}{2} S_{ABCKLM} = \frac{1}{2} \cdot l_{AB} \cdot l_{BC} \cdot \sin(\theta_5 - \varphi) + \frac{H}{2} \cdot \left(b + \frac{1}{2} \cdot l_{AM} \right), \quad (18)$$

$$S_2 = S_{BDEC} = \frac{1}{2} \cdot l_{DE} \cdot h \cdot \sin\left(\frac{3\pi}{2} - \theta_3 - \theta_1\right) + \frac{1}{2} \cdot l_{BC} \cdot l_{DC} \cdot \sin(\theta_5 - \beta), \quad (19)$$

$$S_3 = S_{DEF} = \frac{1}{2} \cdot l_{DE} \cdot l_{EF} \cdot \sin \theta_3, \quad (20)$$

$$S_4 = \frac{1}{2} S_{EFG} = \frac{1}{4} \cdot b \cdot l_{EF} \cdot \sin \theta_1. \quad (21)$$

2 考虑底部隆起极限围岩压力计算

由极限分析上限法原理:对于任意的运动许可的塑性应变率场 $\dot{\varepsilon}_{ij}^*$ 和速度场 v_i^* ,由虚功率方程式确定的极限荷载 F_i 大于或等于真实的极限荷载 $F^{[17]}$:

$$\int_S F_i v_i^* dS + \int_A \gamma_i v_i^* dA = \int_A \sigma_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^* dA + \int_{S_D} (\tau - \sigma_n \tan \varphi) \Delta v_i^* dS. \quad (22)$$

具体到本文,等式左边为极限围岩压力 q 和自重 γ_i 所做的塑性功率,右边为耗散功率.耗散功率由塑性应变和速度间断线上的能量耗散产生.在文中已经假设块体为刚性,内部不产生塑性应变,故耗散功率只产生于速度间断线上.并且材料服从 Mohr-Coulomb 屈服准则和相关流动法则,速度间断线上的耗散功率为

$$D = cv \cos \varphi. \quad (23)$$

通过上述分析可以得出,外部荷载功率与内能耗散功率需要满足以下关系:

$$P_w \leq P_n, \quad (24)$$

其中, P_w 为外部荷载功率; P_n 为内能耗散功率.

一旦不满足,隧道结构已经发生失稳破坏.

2.1 外部荷载功率

外部荷载功率由重力功率与支护反力功率组成,即

$$P_w = P_\gamma + P_z, \quad (25)$$

$$P_\gamma = \gamma v_0 S_1 + \gamma v_1 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta_4 - \theta_1 - \theta_3 + \varphi\right) S_2 + \gamma v_2 \cos(\theta_1 - \theta_2 - \varphi) S_3 + \gamma v_3 \cos(-\pi) S_4, \quad (26)$$

$$P_z = -qbv_0 - ehv_1 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta_4 - \theta_1 - \theta_3 + \varphi\right) - q^* bv_3. \quad (27)$$

2.2 内能耗散功率

内能耗功率等于所有速度间断线上的能量耗散之和,如下:

$$P_n = c \cdot (l_{AB}v_0 + l_{BC}v_{01} + l_{BD}v_1 + l_{DF}v_2 + l_{DE}v_{12} + l_{EF}v_{23}) \cdot \cos \varphi. \quad (28)$$

2.3 围岩压力 q 的计算

考虑隧道底部隆起的浅埋隧道竖直向上极限围岩压力 q 的计算式为

$$q = \frac{P_\gamma - P_n}{bv_0 + Khv_1 \sin(\pi/2 + \theta_4 - \theta_1 - \theta_3 + \varphi) + \mu bv_3}. \quad (29)$$

上式中,除已知量外,所有的参数都可以用第 1 节中推导出的几何量表示,最终极限围岩压力可以化简为角度参数 $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_5$ 的函数关系式。

2.4 围岩压力上限解的优化

在式(29)中,围岩压力可以用 5 个角度变量完全表示.因此就要在满足这 5 个变量相互关系条件下求出该函数的最大值,得到极限围岩压力.由速度矢量三角形,5 个变量需要满足的条件如下:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \pi + \theta_1 + \theta_3 - \theta_4 - \theta_5 - 2\varphi > 0, \\ \theta_5 + \varphi > 0, \\ \frac{1}{2} \pi + \theta_4 - \theta_1 - \theta_3 + \varphi > 0, \\ \theta_2 + \theta_3 - \theta_4 > 0, \\ \theta_4 + 2\varphi > 0, \\ \theta_2 + \theta_3 + 2\varphi < \pi, \\ \theta_1 + \varphi < \frac{1}{2} \pi, \\ 2\theta_1 - \theta_2 > 0, \\ \frac{1}{2} \pi + \theta_2 - \theta_1 + \varphi > 0. \end{array} \right. \quad (30)$$

用 MATLAB 软件编程进行有约束条件的非线性最优化计算.首先在满足约束条件的基础上给出一组初值,然后不断调整各个变量,直至最大的围岩压力值出现,即为对应破坏模式下的上限解。

3 算例分析

3.1 理论模型计算分析

本文在建立上述计算模型的过程中,还结合文献[23],将该文献中构建的浅埋隧道破坏的单刚块模型(图 3)一并进行了推导计算与编程,详细的计算过程本文从略。

假设隧道埋深 H 为 20 m,隧道高度 h 和跨度 $2b$ 均为 10 m,围岩容重 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$,黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$. 竖直向下的支护反力与竖直向上支护反力的比值 μ 为 1,边墙支护反力与竖直向上支护反力的比值 K 取 0.6, 0.8, 1.0, 1.2。

将文献[16]的计算结果、单刚块模型计算结果、本文算法所得结果进行对比分析,见表 1。由表 1 可知,计算结果与已有的采用极限分析上限法计算结果较为吻合,可以验证新建立

的计算模型的正确性和有效性,且结果小于前几种算法.因此,在保证安全的前提下,采用本文的分析方法较为经济.

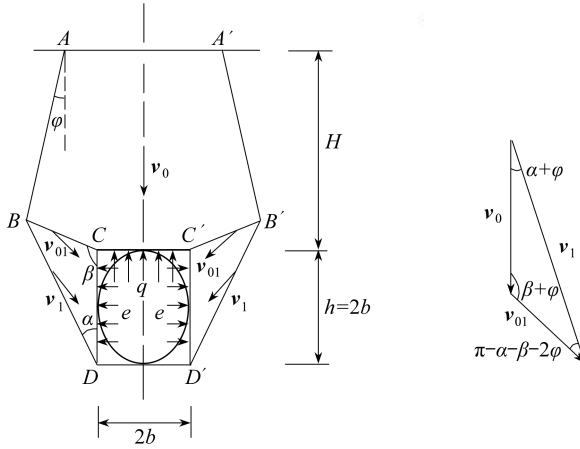


图3 文献[23]中提出的破坏模式和速度场

Fig. 3 The failure mechanism and the velocity field presented in ref. [23]

表1 本文结果与已有研究成果比较

Table 1 Comparative calculation of rock pressure for the shallow tunnel

K	result of ref. [16]		result of ref. [23]	result in this paper
	mode A	mode B	q /kPa	q /kPa
0.6	243.2	243.0	229.0	185.3
0.8	199.1	201.1	189.2	174.1
1.0	169.3	175.7	161.9	153.4
1.2	147.7	158.5	141.8	140.9

3.2 实际工程计算分析

为了使新的分析方法更有说服力,参考文献[23]中对隧道的实测数据(表2),进行了计算值与实测数据的对比分析,如表3所示.

表2 隧道实际结构参数

Table 2 The actual structure parameters of the tunnels

	H /m	b /m	$\gamma /(\text{kN}/\text{m}^3)$	c /kPa	$\varphi /(^{\circ})$
Jinggangshan Tunnel	16	10	17	20	16
Changsha Tunnel	25.8	13	21.8	4	17.2

表3 本文结果与实际测量值比较

Table 3 Comparison of the results between this paper and the field measurement

	measured average		result of ref. [23]		result in this paper	
	y pressure q_{ym} /kPa	x pressure q_{xm} /kPa	y pressure q_{yr} /kPa	x pressure q_{xr} /kPa	y pressure q_{yp} /kPa	x pressure q_{xp} /kPa
Jinggangshan Tunnel	188.3	150.1	216.9	170.3	202.2	161.8
Changsha Tunnel	194.9	329.1	219.8	369.2	211.8	357.3

在本次计算中,公式中各个参数都赋予实际值,由测量所得到的竖向压力与侧压力的比值可得两种隧道围岩的侧压力系数分别为0.8与1.69,在公式计算中K的取值也分别取这两个值.在井冈山隧道算例中,侧压力系数较小,浅埋隧道不容易发生底部隆起, μ 取较小的值,可

以忽略不计。在长沙隧道算例中,侧压力系数较大,容易发生隆起, μ 取1,即竖直向下的支护反力与竖直向上的支护反力相同。分析计算数据表明:采用单刚块模型计算结果比考虑隧道底部隆起计算结果偏大,且与实测数据相比,考虑底部隆起现象分析计算结果与测量值更加接近。本文分析方法的正确性得到进一步验证。

3.3 岩土抗剪强度参数 (c, φ) 的影响

取隧道埋深 H 为 20 m, 高度 h 为 10 m, 跨度 $2b$ 为 10 m, 围岩容重 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, K 取 0.8, μ 取 1。黏聚力 $c = 6, 9, 12, 15, 18 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 10^\circ \sim 20^\circ$ 。浅埋隧道围岩压力 q 变化如图 4 所示。

由图 4 可得,只改变岩土抗剪强度,极限围岩压力随着岩土抗剪强度的增大而减小。这是因为随着岩土抗剪强度的增加,隧道发生失稳破坏所需的内部能耗会增加,并且,随着内摩擦角的增大,破坏范围也相应地减小。因此,在实际施工中,可以通过工艺手段,如预注浆等措施人为加大岩土抗剪强度,从而减小围岩压力,有利于隧道保持稳定。

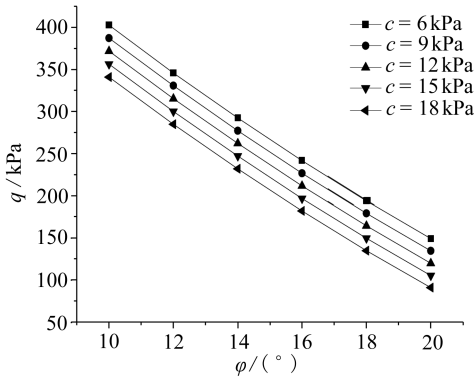


图 4 岩土抗剪强度参数与围岩压力曲线图

Fig. 4 Rock pressure on top surface q varying with c and φ

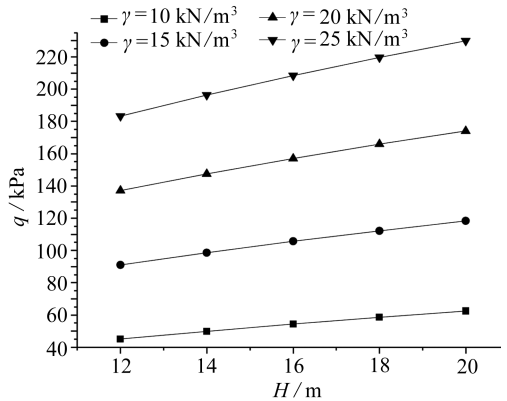


图 5 隧道埋深、容重与围岩压力曲线图

Fig. 5 Rock pressure on top surface q varying with H and γ

3.4 隧道埋深与岩土容重的影响

取隧道高度 h 和跨度 $2b$ 均为 10 m, K 取 0.8, μ 取 1, 隧道埋深 H 由 12 m 变化至 20 m, 围岩容重 $\gamma = 10, 15, 20, 25 \text{ kN/m}^3$, 黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$ 。极限围岩压力的计算结果如图 5。

从图 5 可以看出,埋深与岩土容重均对围岩压力产生影响。极限围岩压力随埋深与容重的增大而增大,告诫设计人员在处理具体的工程问题时,即使在同等埋深下,当围岩参数不同时,切不可随意类比,借鉴已有隧道的支护方式盲目施工。一定要结合具体的参数计算开挖隧道的围岩压力,再进行支护方式的选择,防止隧道失稳灾害的发生。

3.5 K 与 μ 对围岩压力的影响

在之前公式的推导过程中,假设 K 为边墙支护反力与竖直向上支护反力的比值, μ 为竖直向下的支护反力与竖直向上支护反力的比值。

假设隧道埋深 H 为 20 m, 隧道高度 h 为 10 m, 跨度 $2b$ 为 10 m, 围岩容重 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, 黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$ 。 μ 取 0.8, 1.0, 1.2, K 取 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 进行计算。

由图 6 可知,当隧道埋深和断面尺寸确定时,围岩压力 q 随着侧支护力相关系数 K 和底部

支护力相关系数 μ 的增大而减小。这一计算结果表明,若隧道两侧和底部不能提供足够的支护力,则隧道顶部会承受较大的竖向压力,不利于围岩的稳定。即浅埋隧道开挖后,周围受到影响的岩土体应该是一个包括隧道底部、两侧及上方的整体,在进行围岩压力计算时,不应该只考虑两侧和顶部,应该把隧道底部支护力的作用一同考虑进来。在工程实践中,忽视对隧道底部提供支护力将不利于浅埋隧道的整体稳定。

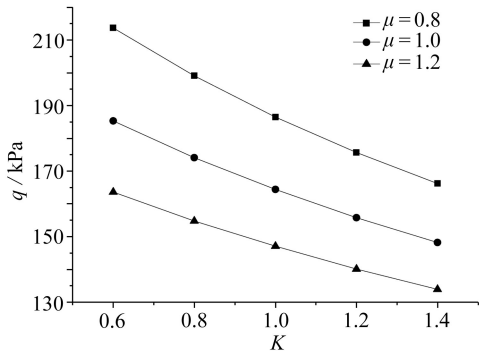


图6 系数 K 、系数 μ 与围岩压力曲线图

Fig. 6 Rock pressure on top surface q varying with K and μ

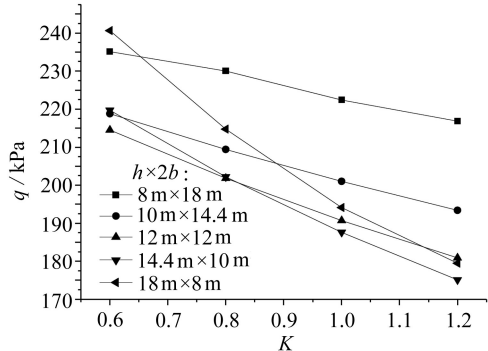


图7 不同的隧道高度与跨度对围岩压力曲线图

Fig. 7 Rock pressure on top surface q varying with height and span

3.6 隧道高度与跨度对围岩压力的影响

取隧道埋深 H 为20 m,围岩容重 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$,黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$ 。假定浅埋隧道的截面积不变,变化高度与跨度,分别取高度与跨度为:8 m x 18 m, 10 m x 14.4 m, 12 m x 12 m, 14.4 m x 10 m, 18 m x 8 m。计算结果如图7所示。

由图7可得,保证岩土体参数和隧道的截面积不变,极限围岩压力会随高度与跨度的改变发生变化。隧道截面积不变时,隧道高度与跨度相同时围岩压力较小。随着跨度的增大围岩压力增大,隧道结构越不稳定。此时,适当增加边墙支护力可以减小隧道顶部围岩压力,有利于浅埋隧道结构的整体稳定。

4 结 论

1) 进行围岩压力分析的过程中充分考虑了隧道底部隆起现象,运用极限分析上限法进行公式推导,并考虑了隧道顶部、两侧、隧道底部支护力的不同,得出浅埋隧道极限围岩压力表达式,并编程进行了最优化计算,得到了具体的解答。经验证计算结果较为准确。

2) 多个因素会对围岩压力产生影响,其随埋深、岩土体容重的增大而增大;随岩土体侧压力相关系数 K 、底压力相关系数 μ 的增大而减小;随岩土黏聚力、内摩擦角的增大而减小。在实际工程中可通过注浆等方法人为提高相应参数增加隧道稳定性。

3) 在相同的隧道截面积的情况下,高度与跨度相同的隧道稳定所需的支护力最小;跨度越大,高度越小,即隧道越扁围岩压力越大,越不安全,但是,对该种类型的隧道加强边墙的支护,会显著降低围岩压力,有利于隧道整体的稳定。

4) 隧道开挖后,受到扰动的应该是包括隧道底部、两侧、隧道顶部的一个整体区域,在用极限分析上限法进行破坏模式构建时,同时应该把隧道底部一同考虑。

5) 在工程实践中,得到准确的围岩压力有重要意义。本文建立了新的计算模型,对极限分

析上限法进行了改进和补充,但考虑到构建的破坏模式仍较为简单,一些参数取值也有一定的随意性,因此构建更为精细的、符合实际工程的破坏模式和提高参数取值的精准度有待于进行更深入的研究。

参考文献(References):

- [1] 关宝树, 赵勇. 软弱围岩隧道施工技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011: 4-13. (GUAN Bao-shu, ZHAO Yong. *Construction Technology of Surrounding Rock Tunnel*[M]. Beijing: China Communications Press, 2011: 4-13. (in Chinese))
- [2] 王毅才. 隧道工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006: 65-78. (WANG Yi-cai. *Tunnel Engineering*[M]. Beijing: China Communications Press, 2006: 65-78. (in Chinese))
- [3] Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*[M]. New York: John Wiley & Sons, 1943.
- [4] 周希圣, 宋宏伟. 国外围岩松动圈支护理论研究概况[J]. 建井技术, 1994(4): 67-71. (ZHOU Xi-sheng, SONG Hong-wei. General situation of the study on the supporting theory of surrounding rock loose circle in foreign countries[J]. *Mine Construction Technology*, 1994(4): 67-71. (in Chinese))
- [5] 中华人民共和国交通部. 公路隧道设计规范: JTG D70—2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Code of design tunnel of road: JTG D70—2004[S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))
- [6] Atkinson J H, Potts D M. Stability of shallow tunnel in cohesionless soil[J]. *Geotechnique*, 1977, **27**(2): 203-215.
- [7] Davis E H, Gunn M J, Mair R J. The stability of shallow tunnel and underground openings in cohesive material [J]. *Geotechnique*, 1980, **30**(4): 397-416.
- [8] Sloan S W, Assadi A. Stability of shallow tunnels in soft ground[C]//*Predictive Soil Mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium*. St Catherine's College, Oxford, 1992: 644-663.
- [9] Sloan S W, Kleeman P W. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1995, **127**(1/4): 293-314.
- [10] Takemura J, Kimura T, Wong S F. Undrained stability of two-dimensional unlined tunnels in soft soil[C]//*Proceedings of JSCE*. 1990, No 418: 267-277.
- [11] 杨小礼. 线性与非线性破坏准则下岩土极限分析方法及其应用[D]. 博士学位论文. 长沙: 中南大学, 2002. (YANG Xiao-li. Limit analysis method and its application to geotechnical engineering with linear and nonlinear failure criteria[D]. PhD Thesis. Changsha: Central South University, 2009. (in Chinese))
- [12] Yang X L, Yin J H. Slope stability analysis with nonlinear failure criterion[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2004, **130**(3): 267-273.
- [13] 杨小礼. 岩石极限分析非线性理论及其应用[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2009, **40**(1): 225-229. (YANG Xiao-li. Limit analysis with nonlinear failure criterion in rock masses and its applications[J]. *Journal of Central University(Science and Technology)*, 2009, **40**(1): 225-229. (in Chinese))
- [14] Chen J, Yin J H, Lee C F. Upper bound limit analysis of slope stability using rigid finite elements and nonlinear programming[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(4): 742-752.

- [15] 杨峰, 阳军生. 浅埋隧道围岩压力确定的极限分析方法[J]. 工程力学, 2008, **25**(7): 179-184. (YANG Feng, YANG Jun-sheng. Limit analysis method for determination of earth pressure on shallow tunnel[J]. *Engineering Mechanics*, 2008, **25**(7): 179-184.(in Chinese))
- [16] 杨峰. 浅埋隧道围岩稳定性的极限分析上限法研究[D]. 博士学位论文. 长沙: 中南大学, 2010. (YANG Feng. Investigation of shallow tunnel stability using upper bound solution of limit analysis[D]. PhD Thesis. Changsha: Central South University, 2010.(in Chinese))
- [17] 杨峰, 阳军生, 赵炼恒. 浅埋隧道工作面破坏模式与支护反力研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 279-284. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHAO Lian-heng. Collapse mechanism and support pressure for shallow tunnel face[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(2): 279-284.(in Chinese))
- [18] 杨峰, 阳军生, 张学民, 等. 黏土不排水条件下浅埋隧道稳定性上限有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(S2): 3952-3959. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHANG Xue-min, et al. Finite element analysis of upper bound solution of shallow-buried tunnel stability in undrained clay[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(S2): 3952-3959.(in Chinese))
- [19] Yang X L, Huang F. Collapse mechanism of shallow tunnel based on nonlinear Hoek-Brown failure criterion[J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2011, **26**(6): 686-691.
- [20] 李永鑫. 浅埋隧道围岩压力的上限分析与围岩稳定性研究[D]. 硕士学位论文. 长沙: 中南大学, 2012. (LI Yong-xin. Upper bound analysis of earth pressure and surrounding rock stability analysis for shallow tunnel[D]. Master Thesis. Changsha: Central South University, 2012.(in Chinese))
- [21] 孔恒, 王梦恕, 张德华. 隧道底板隆起的成因、分类与控制[J]. 中国安全科学学报, 2003, **13**(1): 30-33. (KONG Heng, WANG Meng-shu, ZHANG De-hua. Causation and classification of tunnel floor heave and its control[J]. *China Safety Science Journal*, 2003, **13**(1): 30-33.(in Chinese))
- [22] WANG Zhi-wei, QIAO Chun-sheng, SONG Chao-ye, et al. Upper bound limit analysis of support pressures of shallow tunnels in layered jointed rock strata[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2014, **43**: 171-183.
- [23] 张标. 各种不利因素下浅埋隧道稳定性的上限分析[D]. 硕士学位论文. 长沙: 中南大学, 2014. (ZHANG Biao. Upper bound analysis of stability of shallow tunnels for unfavorable conditions [D]. Master Thesis. Changsha: Central South University, 2014.(in Chinese))

Limit Analysis of Surrounding Rock Pressure for Shallow Tunnels Considering Floor Heave

ZHANG Xiang^{1,2}, LI Lin-an^{1,2}, WANG Shi-bin^{1,2},

LIU Xi-jun^{1,2}, GENG Wen-bin^{1,2}

(1. *Department of Mechanics, School of Mechanical Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, P.R.China;*

2. *Key Laboratory of Modern Engineering Mechanics of Tianjin, Tianjin 300350, P.R.China*)

Abstract: For the floor heave phenomena after excavation of shallow tunnels, the limit analysis upper bound method was applied to build a surrounding rock pressure calculation model of rigid bodies in view of tunnel floor heave effects. Then, according to the linear Mohr-Coulomb criterion and the associated flow rule, the theoretical expression of the surrounding rock limit pressure was deduced. Through constraints, the calculation of surrounding rock pressure was transformed into an optimization problem in mathematics so that a computer program was compiled to conduct the optimal computation. The calculated results were compared with the measured data and the reference results, to verify the reliability of the proposed method. The results show that, in the application of the limit analysis upper bound method to deal with the surrounding rock pressure problems of shallow tunnels, the tunnel floor heave effects shall be fully considered; the supporting of the tunnel floor has significant influence on the surrounding rock pressure. The research provides a theoretical reference for the excavation and supporting of shallow tunnels.

Key words: shallow tunnel; limit analysis upper bound method; surrounding rock pressure; floor heave

引用本文/Cite this paper:

张翔, 李林安, 王世斌, 刘习军, 耿文宾. 考虑底部隆起的浅埋隧道围岩压力计算分析[J]. 应用数学和力学, 2017, 38(8): 911-921.

ZHANG Xiang, LI Lin-an, WANG Shi-bin, LIU Xi-jun, GENG Wen-bin. Limit analysis of surrounding rock pressure for shallow tunnels considering floor heave[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2017, 38(8): 911-921.