

冰水堆积物隧道松动土压力计算方法修正及应用

魏旭博¹, 石豫川¹, 顾新杰², 吉锋¹, 张振¹

(1. 成都理工大学 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 成都 610059;
2. 中国电建集团 华东勘测设计研究院有限公司 杭州 310014)

摘要: 由于冰水堆积物独特的力学性质, 一般隧洞压力计算公式不能满足冰水堆积物隧洞压力的计算。针对这一情况, 通过理论分析推导出侧压力系数, 然后利用数值模拟方法对不同埋深下的应力分布特征进行对比, 并对土拱效应进行讨论, 进而推导出适用于冰水堆积物隧洞压力计算的太沙基松动土压力公式, 最后对修正前、后太沙基公式以及铁路隧道设计规范公式进行对比。结果表明: 冰水堆积体采用铁路隧道设计规范中的方法会造成隧洞压力计算值偏高, 修正后的太沙基松动土压力能较好地反映冰水堆积物隧洞的实际压力。研究成果可为冰水堆积体隧道工程的松动土压力计算提供参考。

关键词: 冰水堆积物; 松动土压力; 土拱效应; 侧压力系数; 深埋浅埋分界线

中图分类号: U445 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-5485(2018)05-0110-05

1 研究背景

冰水堆积物是指冰川所挟带和搬运的碎屑构成的堆积物在冰川融水的搬运堆积作用下所形成的沉积物, 大都形成于第四纪中更新世及晚更新世^[1]。作为一种特殊的粗粒土, 冰水堆积物主要由碎(卵)石、砾石、砂和黏土组成, 其中直径 $>2\text{ mm}$ 的颗粒含量大都在50%以上, 黏土矿物含量相对较少但其具有较好的胶结性, 因此冰水堆积物的整体稳定性一般较好。但作为粗粒土而言, 冰水堆积物的力学性质研究还不成熟, 冰水堆积物隧洞压力的计算在国内外研究较少。在国内, 传统的隧洞松散压力计算主要有岩柱理论、太沙基理论、铁路和公路隧道设计规范推荐方法^[2]。其中太沙基理论在国内外得到了广泛应用, 但是该理论也存在一些缺陷:

(1) 太沙基松动土压力理论将侧压力系数 K 假定为一个定值, 但实际上 K 是随深度 H 、内摩擦角 φ 变化而变化的^[3]。

(2) 太沙基松动土压力理论在浅埋洞室压力计算中, 其结果与实际隧洞压力较接近, 但随着洞室埋深的增加, 当埋深达到深埋范围后, 其结果与实际松动压力有较大误差, 这主要是因为深埋情况下形成土拱效应。国内外对普通土的土拱效应的研究较多, 但针对冰水堆积物的土拱效应研究较少。

目前国内外学者针对太沙基公式存在的缺点不

断进行修正。其中谢家杰^[4]在垂直压力和侧压力的静力计算中既考虑了土坡黏聚力和内摩擦角、洞顶荷载和地面坡度的影响, 也考虑了破裂面抗剪强度在破裂面形成过程中和形成以后的影响, 推导出浅埋隧道土层压力的计算公式; 周小文等^[5-7]、黎春林^[8]、陈若曦等^[3]、蔺港等^[9]通过侧压力系数的讨论得出修改 K 后的太沙基公式; 任宏等^[10]提出基于极限分析理论的松动土压力计算方法, 构建由多刚性滑块构成的失稳破坏模型, 建立松动土压力极限分析模型; Sloan等^[11]利用有限元极限分析法讨论了隧道的上下限解, 大大缩小了上下限解之间的距离, 与有限元分析成果接近, 使得极限分析的成果更加可信; 杨峰等^[12]应用极限分析上限法计算浅埋隧道围岩压力, 构造了浅埋隧道围岩2种刚体平动破坏模式, 并推导了理论公式。

以上学者从不同角度对太沙基松动土压力公式进行了适当修正, 但针对冰水堆积物隧洞的太沙基公式的研究尚不完善。基于此, 本文根据冰水堆积物的特点, 针对冰水堆积物隧洞压力, 提出修正的太沙基松动土压力计算公式, 使其结果更加适合冰水堆积物隧道压力计算。

2 侧压力系数推导和深浅埋界限划分

2.1 传统太沙基松动土压力

太沙基松动土压力主要是由洞室上方的岩土体

收稿日期: 2016-12-02; 修回日期: 2017-02-04

作者简介: 魏旭博(1992-), 男, 河南平顶山人, 硕士研究生, 主要从事岩土体稳定性及工程环境效应方面的工作。E-mail: 1139177923@qq.com

重力、岩土自身的黏聚力,以及侧壁对松动土体的摩擦力 3 部分组成,即

$$2b\gamma dz = 2b(\sigma_z + d\sigma_z) - 2b\sigma_z + 2cdz + 2K_0\sigma_z dz \tan\varphi \quad (1)$$

式中: $2b(\sigma_z + d\sigma_z) - 2b\sigma_z$ 为重力项; $2cdz$ 为黏聚力项; $2K_0\sigma_z dz \tan\varphi$ 为摩擦力项; b 为洞室半宽; γ 为岩土体重度; K_0 为岩土体静止压力系数; c 、 φ 分别为黏聚力、内摩擦系数; dz 为土体厚度微分单元; $d\sigma_z$ 为竖向应力微分单元; σ_z 为该点竖向应力。

考虑到边界条件: 当 $z=0$ 时, $\sigma_z = p$ (p 为地表附加荷载)。式 (1) 可变为

$$q = \frac{b\gamma - c}{K_0 \tan\varphi} \left[1 - \exp\left(-K_0 \tan\varphi \frac{H}{b}\right) \right] + p \exp\left(-K_0 \tan\varphi \frac{H}{b}\right) \quad (2)$$

式中: q 为松动土压力; H 为隧洞上覆土体厚度。

2.2 侧压力系数的推导

从太沙基理论可以看出隧洞上覆土体不仅受到重力的作用,而且还受到侧壁摩擦作用,在此假设破坏界面为隧洞侧壁向上竖直延伸到地面的 2 条边界,对侧压力系数 K_0 进行理论推导。在边界上的土体单元的应力状态对应的摩尔应力圆如图 1 所示。图 1 中, σ_1 、 σ_3 分别为最大主应力和最小主应力; θ 为土体破裂面与最大主应力作用面夹角。

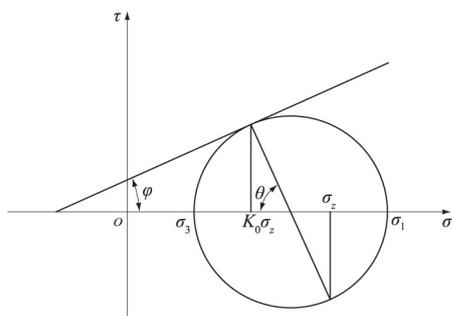


图 1 破坏边界土体单元摩尔应力圆

Fig.1 Mohr's stress circle of soil element in failure boundary

由图 1 可知

$$\begin{cases} \tau = c + K_0\sigma_z \tan\varphi \\ \sigma_z - K_0\sigma_z = 2\tau \cot\theta \\ \theta = 90^\circ - \varphi \end{cases} \quad (3)$$

式 (3) 整理后可得 K_0 为

$$K_0 = \frac{\sigma_z - 2c \tan\varphi}{(1 + 2 \tan^2\varphi) \sigma_z} \quad (4)$$

从式 (4) 可看出 K_0 是关于自变量 φ 、 σ_z 的函数,这里要说明的是依据公式,当 $\sigma_z < 2c \tan\varphi$ 时 $K_0 < 0$,这明显不符合实际情况,因此 K_0 公式仅适用于 $\sigma_z \geq$

$2c \tan\varphi$ 的情况。关于 K_0 值的大小与土的内摩擦角 φ 的关系, Handy^[13] 及 Giroud 等^[14] 认为侧向土压力系数随土体有效内摩擦角增加而减小; 而陈若曦等^[3] 则认为土体有效内摩擦角越大,说明土拱效应越易发挥,因而侧向土压力系数越大。本文所得结果与前一种观点相符。

2.3 深浅埋的划分和土拱效应的讨论

在太沙基松动土压力的计算中,深埋和浅埋条件是影响松动压力计算结果的重要因素。对于浅埋地下洞室,开挖后洞室顶部岩体往往会产生较大的沉降,松动压力如同太沙基理论假设的一样,主要由岩土自重、凝聚力,以及侧壁对松动土体的摩擦力 3 部分组成。松动压力的大小与埋深有密切联系; 而对于深埋洞室,洞室上方岩土体由于不均匀沉降形成土拱效应,此种情况下松动压力的大小与埋深关系较小。因此确定深埋和浅埋的界限对松动压力的计算尤为重要。

关于深浅埋的分界线目前存在不同的说法,大致分为 2 种: 一是铁路隧道设计规范的观点,认为 $H_p = (2 \sim 2.5) h_q$, 其中 H_p 为深浅埋分界线, h_q 为等效荷载高度; 二是一些学者的观点,大致认为 $h_1/B = 1.0 \sim 2.0$ ^[15-17], 其中 h_1 为压力拱高度, B 为洞室宽度。铁路隧道设计规范公式是建立在大量数据基础上提出的经验公式,适合于大部分类别的岩土,然而出于工程安全角度考虑,计算结果偏于保守,与实际情况存在一定误差; 部分学者基于物理模拟、数值模拟得到的 h_1/B 范围值,不同的工程条件下得出的结果也不尽相同。

为了确定冰水堆积体的深埋和浅埋分界线,笔者在西南林芝地区取样,采用大型三轴剪切试验确定试样的力学参数,并采用有限差分法软件 FLAC^{3D} 建立数值模型,进一步研究深埋与浅埋的分界线。模型的建立采用 ANSYS 建模后导入 FLAC^{3D} 进行计算,通过 ANSYS 取纵向 20 m 的三维模型,利用 ANSYS to FLAC^{3D} 转换程序实现 FLAC^{3D} 的模型的导入。模型有 27 657 个节点和 24 960 个单元,模型大小采用 $40 \times 20 \times h$ m ($x \times y \times z$)。隧洞宽为 10 m,边墙高 10 m,顶拱采用弧形,具体参数如表 1 所示。

表 1 数值模型参数

Table 1 Parameters of numerical simulation

模型外部尺寸/m			洞室尺寸/m		物理力学参数		
长	宽	高	宽	高	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
40	20	10~15	10	10	47.6	37	21.7

模型底部采用全约束,侧部采用水平位移约束,初始应力场按自重应力场考虑,具体模型如图 2

所示。冰水堆积物不同埋深洞宽比下隧洞压力数值模拟结果见图 3。

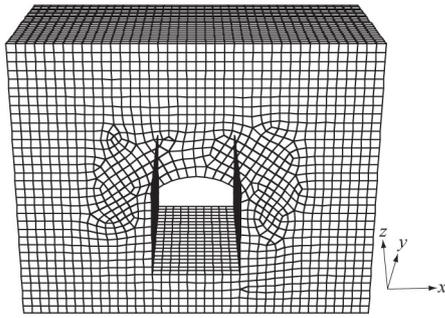
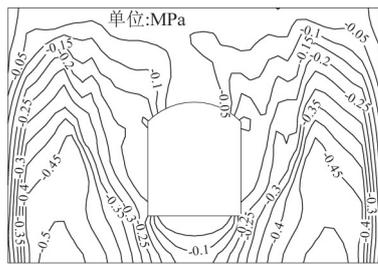
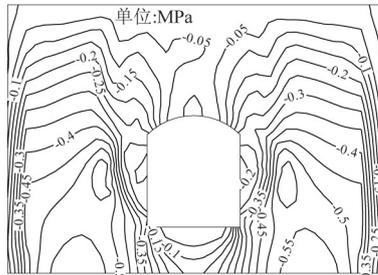


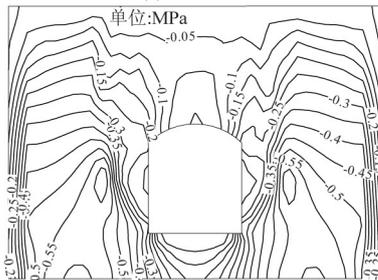
图2 FLAC 数值模型
Fig.2 FLAC numerical model



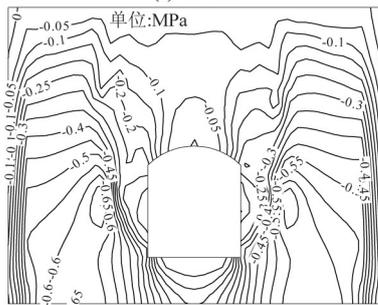
(a) $h/B=1.0$



(b) $h/B=1.2$



(c) $h/B=1.3$



(d) $h/B=1.5$

图3 冰水堆积物不同埋深洞宽比下隧洞压力数值模拟结果

Fig.3 Numerical result of tunnel pressure varying with different ratios of fluvioglacial deposit depth to cavern span

从图 3 可以看出对于冰水堆积体, 当埋深与洞宽之比 $h/B=1.0$ 时, 尚无法形成土拱; 随着埋深的增大, $h/B=1.2$ 时土拱刚刚开始成型, 且范围较小; 当 $h/B=1.3$ 时洞室上部开始形成良好的土拱; 在此之后即便埋深继续增大, 土拱的形状和大小都不再发生较大的变化。由此可以看出在洞室宽度 $B=10\text{ m}$ 时, 深埋和浅埋的界限大约为 $h_1/B=1.2$ 。

除此之外, 洞径对深浅埋界限的划分也存在一定影响, 上文中分析得到在洞室宽度 B 为 10 m 时, 深浅埋分界线为 $h_1/B=1.2$, 在此笔者采用不同洞宽 $B=6, 8, 10, 12, 14\text{ m}$ 分别模拟他们的深、浅埋分界线, 结果如图 4 所示。可以看出, 埋深洞宽比大致范围为 $[1.0, 1.2]$, 相对于加瑞^[15] 给出的 $h_1/B=[1.0, 1.2]$ 而言, 冰水堆积体更容易形成土拱效应, 这也与实验测得冰水堆积体良好的力学性能相吻合。

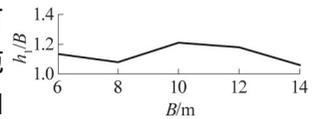


图4 不同洞宽时浅埋深埋分界线
Fig.4 Dividing line standard for deep-and-shallow-buried tunnels of different cavern span

太沙基定义的土拱效应是由于土的不均匀沉降引起的, 洞室上覆土体在沉降过程中主应力的方向发生旋转, 造成土体沉降不均匀, 在沉降过程中土体充分调动自身的抗剪能力形成拱形, 即先有力, 后有拱^[18]。受土拱效应影响, 洞室顶拱压力呈现中间低两侧高的现象, 而位移呈现中间大两侧小, 但两者均呈基本对称分布(图 5)。

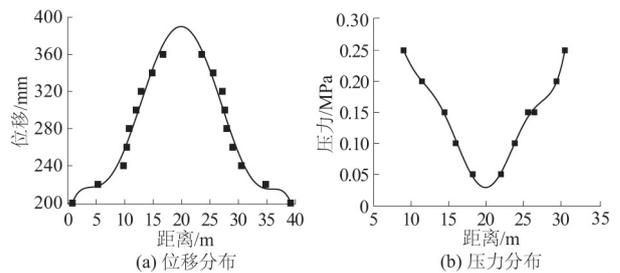


图5 隧洞顶部位移和压力分布

Fig.5 Distributions of pressure and displacement above tunnel

土拱效应的研究采用结构力学中合理拱轴线的理论, 即假设压力拱上覆荷载为均布荷载, 土拱中任一点的弯矩都为 0, 依据土力学中三铰拱的计算方法可得拱的形状曲线为

$$y = \frac{4f}{l^2}(l-x)x \quad (5)$$

式中: f 为拱高; l 为跨度; x 为横坐标; y 为纵坐标。

由于式(5)中存在 2 个未知系数: f (拱高) 和 l (跨度), 即拱的形状亦存在无数种组合, 这明显与实际不符合。通过数值模拟的方法大致可以确定跨

度 l 的参考范围为 $(0.8 \sim 1.2) B$ f 的参考范围为 $(0.6 \sim 0.8) B$ 。

3 修正后的太沙基松动土压力

基于以上讨论,我们可以得到修正后的太沙基松动土压力公式,现将式(4)代入式(1)中可得

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma - \frac{c}{b} - \frac{(\sigma_z - 2c \tan\varphi) \tan\varphi}{(1 + 2 \tan^2\varphi) b} \quad (6)$$

对式(6)积分,考虑到边界条件:当 $z = 0$ 时, $\sigma_z = p$,且用 h 代表土拱效应高度 h_1 ,可得 q 为

$$q = \frac{(\gamma b - c)(1 + 2 \tan^2\varphi) + 2c \tan^2\varphi}{\tan\varphi} \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{\tan\varphi}{(1 + 2 \tan^2\varphi) b} h\right] \right\} + p \exp\left[-\frac{\tan\varphi}{(1 + 2 \tan^2\varphi) b} h\right] \quad (7)$$

式中: h 为隧洞顶部至压力拱距离; p 为外部荷载。

也就是说未产生压力拱的土体不再影响隧洞压力的计算。

通过理论推导和数值模拟,得出了修正后的太沙基松动土压力公式,其计算结果与传统的太沙基松动土压力计算结果有所不同,在此我们采用在相同条件下计算出的传统太沙基、修正后太沙基和铁路隧道设计规范的隧道压力进行对比分析。某一冰水堆积物隧洞跨度为 10 m,冰水堆积物重度为 21 kN/m,黏聚力 c 为 45.2 kPa,内摩擦角 φ 为 38° ,埋深范围为 6~20 m,在此条件下其最终结果如图 6 所示。

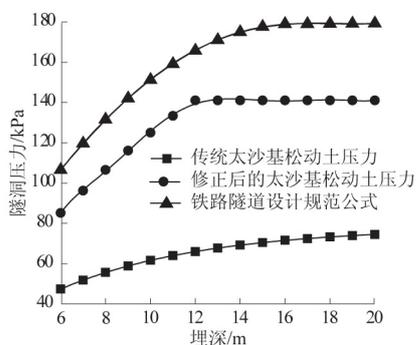


图 6 不同隧洞压力计算结果
Fig.6 Results of tunnel pressure calculated by different methods

从图 6 中可以看出:传统太沙基计算压力最小;修正后太沙基计算压力次之;铁路隧道设计规范计算压力最大。但修正后的太沙基松动土压力与铁路隧道设计规范计算压力比较接近。修正后的太沙基松动土压力在浅埋阶段随埋深增加增长较快,但是达

到深埋后隧洞压力基本保持不变,而传统太沙基松动土压力随着埋深增加不断增大。

铁路隧道设计规范计算结果要高于前两者,其主要原因是在规范中浅埋和深埋隧道的分界,按荷载等效高度值结合地质条件、施工方法等因素综合判定。荷载等效高度的判定公式为 $H_p = (2 \sim 2.5) h_q$,结合地质条件可知,在我们假设条件下 h_q 的大小在 10.8 m 左右。可以看出针对冰水堆积体采用铁路隧道设计规范中深埋的划分方法,其结果会偏于保守,造成隧洞压力计算值偏高。而传统的太沙基松动土压力由于侧压力系数一般假设较大,造成结果偏小。相比之下修正后的太沙基松动土压力充分考虑了侧压力系数的变化规律,并且针对冰水堆积物做了深浅埋的划分,其结果也与铁路隧道设计规范计算压力接近,所以能更好地反映冰水堆积物隧洞的实际压力。

4 结论及建议

根据试验测得的冰水堆积物试样的力学参数进行理论分析和数值模拟,修正了太沙基松动土压力,使其计算结果更加符合冰水堆积物,得出以下结论和建议:

- (1) 太沙基松动土压力理论中侧压力系数并非固定值,其值大小与埋深、自重、内摩擦角存在密切关系。
- (2) 针对不同岩土体,其深埋和浅埋界线也有所不同,如果直接采用规范中提供的经验公式,其结果会和实际有较大的差别,而修正后的太沙基松动土压力的结果与实际更加接近。
- (3) 修正后的太沙基松动土压力公式假设条件为破裂面垂直延伸至地表,而实际上,破裂面为大角度接近垂直,并非完全垂直,因此本文修正后的太沙基松动土压力公式依旧无法精确表示冰水堆积物的隧洞压力。

(4) 在实际工程中,当隧洞埋深超过深埋界线时,其隧洞压力依旧会缓慢增加,而在本文中假设土拱能够完美的发挥“拱”的效应,隧洞压力不再增加。文中的假设过于理想,而隧洞达到深埋后隧洞压力的产生较为复杂,需要我们今后进一步研究。

参考文献:

- [1] 曹伯勋.地貌学及第四纪地质学[M].北京:中国地质大学出版社,1995.
- [2] 向钰周,郑颖人,王成,等.浅埋土体隧洞松散压力

- 计算方法的探讨——隧道稳定性分析讲座之四 [J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(3): 467-472.
- [3] 陈若曦, 朱斌, 陈云敏, 等. 基于主应力轴旋转理论的修正 Terzaghi 松动土压力 [J]. 岩土力学, 2010, 30(5): 1402-1406.
- [4] 谢家杰. 浅埋隧道的地层压力 [J]. 土木工程学报, 1964, 6(6): 58-70.
- [5] 周小文, 濮家骝, 包承纲. 砂土中隧洞开挖稳定机理及松动土压力研究 [J]. 长江科学院院报, 1999, 16(4): 9-14.
- [6] 周小文, 濮家骝. 砂土中隧洞开挖引起的地面沉降试验研究 [J]. 岩土力学, 2002, 23(5): 559-563.
- [7] 周小文, 濮家骝, 包承纲. 隧洞拱冠砂土位移与破坏的离心模型试验研究 [J]. 岩土力学, 1999, 20(2): 32-36.
- [8] 黎春林. 盾构隧道施工松动土压力计算方法研究 [J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1714-1720.
- [9] 蔺港, 孔令刚, 詹良通, 等. 基于太沙基土拱效应考虑基质吸力影响的松动土压力计算模型 [J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 2095-2104.
- [10] 任宏, 何强, 胡祥涛, 等. 盾构掘进过程中隧道上覆地层松动土压力研究 [J]. 机械工程学报, 2014, 50(21): 17-22.
- [11] SLOAN S W, ASSADI A, PURUSHOTHAMAN N. Undrained Stability of a Trapdoor [J]. Geotechnique, 1990, 40(1): 45-62.
- [12] 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.
- [13] HANDY R L. The Arch in Soil Arching [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302-318.
- [14] GIROUD J P, BONAPARTE R, BEECH J F *et al.* Design of Soil Layer-geosynthetic Systems Overlying Voids [J]. Geotextiles and Geomembranes, 1990, 9(1): 11-50.
- [15] 加瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应的研究 [D]. 南京: 河海大学, 2007.
- [16] 加瑞, 朱伟, 钟小春. 砂土拱效应的室内模型试验研究 [C]// 中国岩石力学与工程学会. 第二届全国岩土与工程学术大会论文集. 北京: 科学出版社, 2006: 335-341.
- [17] 朱伟, 钟小春, 加瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应的颗粒流模拟 [J]. 岩土工程学报, 2008, 30(5): 750-754.
- [18] 贾海莉, 王成华, 李江洪. 关于土拱效应的几个问题 [J]. 西南交通大学学报, 2003, 38(4): 398-402.

(编辑: 占学军)

A Calculation Method for Loose Soil Pressure of Fluvioglacial Deposit Tunnels: Modification and Application

WEI Xu-bo¹, SHI Yu-chuan¹, GU Xin-jie², JI Feng¹, ZHANG Zhen¹

(1. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 2. Power China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310014, China)

Abstract: Due to the special mechanical properties of fluvioglacial deposits, traditional tunnel pressure calculation formula does not suit for fluvioglacial deposits tunnel. In view of this, a modified Terzaghi's loose soil pressure calculation formula suitable for fluvioglacial deposit tunnel is deduced. First of all the change rule of lateral pressure coefficient is derived by theoretical derivation, and then the stress distribution at different buried depths are compared by numerical simulation, and also the soil arching effect is analyzed. Furthermore, the modified formula is compared with the original Terzaghi's loose soil pressure formula and the formula in China's Railway Tunnel Design Standard. Results conclude that the tunnel pressure calculated by the Standard formula would be higher than actual value; whereas the modified Terzaghi's loose soil pressure formula could well reflect the actual pressure of fluvioglacial deposit tunnel.

Key words: fluvioglacial deposits; loose soil pressure; soil arching effect; lateral pressure coefficient; dividing line standard for deep-and-shallow-buried tunnels