

水平泥砂互层围岩隧道受力特性及稳定性分析*

Analysis of the Mechanical Characteristics and Stability of Horizontal Mudstone-Sandstone Interbedded Surrounding Rock Tunnel

刘立宏

(中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043)

摘要: 水平层岩结构特殊, 分布广泛, 施工中极易发生离层、掉块等工程事故, 分析互层状水平层岩隧道的受力特性和稳定性对于隧道设计和施工意义重大。从水平层岩的结构特点出发, 对拱顶的离层及塌落拱的形成进行理论分析, 建立简化的梁模型和薄板模型, 对水平互层围岩隧道受力特性和稳定性进行系统性对比分析, 推导出了水平层岩可承受的最大正应力、最大剪应力和最大变形值表达式, 较好的解释了拱顶水平层岩受力后的变形以及破坏过程。模型计算与现场实测、数值模拟结果, 在量级与趋势上基本一致, 显示出及时支护、控制拱部变形的重要性。

关键词: 公路隧道; 水平层状围岩; 受力特性; 稳定性分析

中图分类号: U451 文献标志码: A 文章编号: 1005-8249 (2024) 02-0058-07

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2024.02.011

LIU Lihong

(China Railway First Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an 710043, China)

Abstract: Horizontal rock structure is special and widely distributed, and engineering accidents such as separation and falling block are easy to occur during construction. Analyzing the mechanical characteristics and stability of interlayered horizontal rock tunnel is of great significance for tunnel design and construction. Based on the structural characteristics of the horizontal layer rock, the formation of the separated layer of the arch roof and the collapse arch are analyzed theoretically, a simplified beam model and a thin plate model are established, the mechanical characteristics and stability of the horizontal interlayer surrounding rock tunnel are systematically compared and analyzed, and the expressions of the maximum normal stress, maximum shear stress and maximum deformation value that the horizontal layer rock can withstand are derived. The deformation and failure process of the arch roof horizontal layer rock under stress are explained. The results of model calculation, field measurement and numerical simulation are basically consistent in magnitude and trend, which shows the importance of timely support and control of arch deformation.

Keywords: highway tunnel; horizontal layered surrounding rock; mechanical characteristics; stability analysis

0 引言

我国有近 77% 的地区^[1] 分布有层状岩体。层状岩体由于自身结构面的存在, 在垂直于结构面的方向上, 物理特性有较大的差异, 在同层分布的范围内表现出鲜明的横观各向同性特点。同时, 层间结合面也是其软弱结合处, 使得整体性较差, 极易在

* 基金项目: 陕西省重点研发计划 (2022SF-198)。

作者简介: 刘立宏 (1990—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要研究方向: 隧道与地下工程设计研究工作。

收稿日期: 2023-11-21

结构面发生破坏、滑动等灾害，特别是一软一硬间隔分布的泥砂岩水平状互层岩体，从宏观上讲，其特性具有等效均质性，而相邻两层间具有明显的差异，层间结合比较差，软弱夹层的弱化效应十分显著，需要引起重视。

近年来，国内外学者对水平层状围岩的受力破坏机理进行了大量研究，主要体现在两个方面。一方面，从岩层倾角、厚度、断面形式、地应力情况、地形偏压、地层结构、岩体特性等方面对隧道围岩稳定性的影响进行研究。张会仙^[2]通过建立三点弯曲作用下的层岩本构模型，借助数值模拟软件对其变形破坏模式和破坏判据进行了分析研究；何兴^[3]对不同层间黏结强度的层状岩体受力破坏模型进行了研究，通过研制类似围岩材料进行了室内试验，对锚杆的锚固效应进行了分析，通过 FLAC 3D 进行了锚杆最优长度计算的验证工作；张乾^[4]通过现场原位测试，获得岩性及应力环境特点，通过室内试验对层岩的破坏过程和机理进行分析，并采用 3DEC 数值模拟软件进行分析，模拟结果与现场情况较为吻合，对岩层倾角、厚度、锚杆等影响因素进行了探讨；徐帮树等^[5]对层状围岩隧道的施工爆破参数进行了研究，结合层岩的破坏机理对炮孔的布设、装药量等参数进行调整和试验，减少了掌子面的超欠挖现象和对围岩的扰动；周星^[6]以在建隧道项目为背景，对层状软岩隧道的受力变形进行了分析，通过室内力学试验对不同取芯角度的岩样进行试验分析，得出不同角度时的破坏模式特点，结合 ABAQUS 软件与现场实测变形受力情况，分析了隧道不同部位的受力情况，以及不同岩层倾角时的结构偏压受力特点。

总体而言，研究方法比较多样，结论各有侧重，而对于富含裂隙，水平状泥砂互层围岩高速公路隧道拱顶部位层岩的主要受力和变形破坏整体过程研究较少。因此，通过建立简化的梁/板模型，对水平层状泥砂互层岩体在施工开挖后的受力特性和稳定性进行研究，初步分析其完整的受力变形过程，对类似地层和工程提供了良好的借鉴意义。

1 梁板模型分析

水平层状围岩隧道开挖后，由于层间结合较差，受到爆破扰动，拱顶处岩体往往会整体脱落，在顶

部形成一个较为平整的平面，顶部岩层类似于梁/板式结构，两边受支撑，中间部位承受上部岩体的荷载。当其跨度达到自身的极限跨度时，就会受力而产生断裂破坏。应力向上一层岩体传递，重新成为一个梁/板式受力结构，当荷载再次使其断裂破坏时，应力继续向上传递，这种支撑-断裂-支撑的过程一直持续到顶板岩层不再受力破坏为止的应力平衡状态，从而形成了一个塌落拱，而上覆岩层的荷载将会沿着拱轴线向两端拱脚传递。此时，拱顶水平岩层类似于梁/板式受力结构，可按照薄板受力变形的情况分析。而塌落拱主应力线内的岩体由于不再受到上覆岩体荷载的作用，只受到重力影响而发生弯曲变形。当岩层自重大于层间抗拉强度，且下部抗弯刚度较小时，或者岩层弯曲导致层面剪应力大于层间抗剪强度时，且上部抗弯刚度较大时，极易出现离层现象^[7]。

1.1 梁模型

隧道拱顶处的水平岩层可以简化成受到均布荷载的梁模型来考虑。其上覆岩层符合相关弹性假设，符合小变形理论。刚开始类似于嵌固梁，两端固定，受到弯矩作用，当两端到达极限状态时，梁就呈现出简支梁的特点，最终在岩层的中心部位受力破坏。破坏过程可以简化为嵌固梁-简支梁的受力破坏形态。

1.1.1 嵌固梁状态

两端固定，受到竖向均布荷载及两端轴向压力作用，受力示意图如图 1 所示。

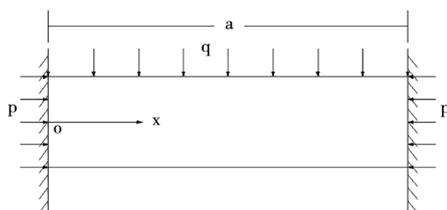


图 1 嵌固梁受力示意图

Fig. 1 Force diagram of embedded beam

岩梁弯曲刚度很大，属小挠度变形，轴向力引起的弯曲应力及变形可以忽略不计^[8]，总应力可按叠加原理进行计算。嵌固梁在两侧嵌固端会产生最大的应力作用。

梁端最大拉应力为：

$$\sigma_{\max} = \frac{My}{I} - p = \frac{qa^2}{2h^2} - p \quad (1)$$

岩土力学

梁端最大剪应力为:

$$\tau_{\max} = \frac{3qa}{4h} \quad (2)$$

式中: M 为所求横截面弯矩; I 为横截面惯性矩, $I = bh^3/12$; y 为计算点的纵坐标; q 为竖向均布荷载; p 为两端轴向压力; a 为梁跨度; h 为梁厚度; τ 方向同剪力方向一致。

梁的弯曲刚度是 EI , 梁截面弯矩方程为:

$$M(x) = -\frac{1}{12}(qa^2 - 6qax + 6qx^2) \quad (3)$$

将上式代入梁的挠曲线近似微分方程:

$$EI\omega'' = -M(x) \quad (4)$$

积分, 由边界条件, 当 $x = 0$ 时, $\omega = 0$; 当 $x = a$ 时, $\omega = 0$, 得:

$$\omega = \frac{qx^2}{24EI}(a^2 - 2ax + qx^2) \quad (5)$$

当 $x = a/2$ 时, 梁的最大挠度值为:

$$\omega_{\max} = \omega_{(x=a/2)} = \frac{qa^4}{384EI} \quad (6)$$

1.1.2 简支梁状态

当两端破裂, 发展成类似简支梁的情况后, 梁受力及变形过程可按简支梁进行分析, 受力示意图如图 2 所示。

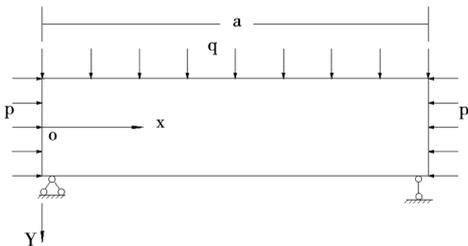


图 2 简支梁受力示意图
Fig. 2 Force diagram of simply supported beam

(1) 弹性阶段 从梁横截面取一个单位宽度时, 通过梁任意横截面上的弯矩及剪力可得:

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{6qxy(a-x)}{h^3} + \frac{qy}{h}(4\frac{y^2}{h^2} - \frac{3}{5}) - p \\ \tau_{xy} = \frac{3q}{h^3}(a-2x)(\frac{h^2}{4} - y^2) \end{cases} \quad (7)$$

其中, σ_x 第二项属于修正项, 当跨度与梁的厚度比大于 4 时, 可忽略。如果考虑垂直于纵向轴的竖向荷载引起的挤压应力, 那么当 $x = a/2, y = h/2$ 时, 则最大拉应力为:

$$\sigma_{x, \max} = \frac{3qa^2}{4h^2} - p \quad (8)$$

$$\text{当 } y = 0, x = a \text{ 时, 则: } \tau_{\max} = -\frac{3qa}{4h} \quad (9)$$

至于 σ_y 为次要应力, 可忽略不计。梁的弯曲刚度是 EI , 可写出梁弯矩方程:

$$M(x) = \frac{qa}{2}x - \frac{1}{2}qx^2 = \frac{q}{2}(ax - x^2) \quad (10)$$

代入梁的挠曲线近似微分方程, 由边界条件, 当 $x = 0$ 时, $\omega = 0$; 当 $x = a$ 时, $\omega = 0$, 则:

$$\omega = \frac{qx}{24EI}(a^3 - 2ax^2 + x^3) \quad (11)$$

当 $x = a/2$ 时, 梁的最大挠度值为:

$$\omega_{\max} = \omega_{(x=a/2)} = \frac{5qa^4}{384EI} \quad (12)$$

(2) 弹塑性阶段 当荷载大于梁的弹性极限荷载时, 梁的弹性和塑性开始分段, 如图 3 所示。

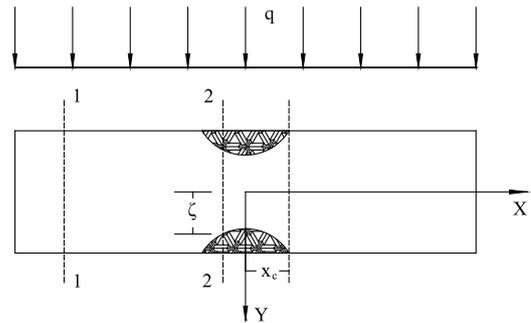


图 3 弹塑性变形弯曲梁
Fig. 3 Elastic-plastic deformation bending beam

均布荷载时梁发生塑性变形后, 弹塑性段 (2-2 截面) 的正应力为:

$$\sigma_x = \begin{cases} \sigma_s \frac{y}{\zeta} & |y| \leq \zeta \\ \sigma_s \text{sgn } \varepsilon & |y| > \zeta \end{cases}$$

$$\text{即 } \begin{cases} \varepsilon > 0, \text{sgn } \varepsilon = 1 \\ \varepsilon = 0, \text{sgn } \varepsilon = 0 \\ \varepsilon < 0, \text{sgn } \varepsilon = -1 \end{cases} \quad (13)$$

弹性段 (1-1 截面) 的正应力为:

$$\sigma_x = \frac{My}{I} \quad (14)$$

塑性区剪应力可根据平衡方程、屈服条件、边界条件得 $\tau_{xy} = 0$, 即不存在剪应力。而弹塑性段内

(2-2 截面) 弹性区的剪应力同理可得:

$$\begin{cases} \tau_{xy} = (\tau_{xy})_{\max} \left[1 - \left(\frac{y}{\zeta} \right)^2 \right] & |x| \leq x_c, |y| \leq \zeta \\ (\tau_{xy})_{\max} = \frac{3}{8} \cdot \frac{Q}{b \zeta} \end{cases} \quad (15)$$

而弹性段的剪应力为:

$$\tau_{xy} = (\tau_{xy})_{\max} \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \quad |x| > x_c \quad (16)$$

塑性变形区域不存在剪应力, 弹塑性变形区域的弹性变形区与弹性变形段的应力分布规律一致。

1.2 薄板模型

当板厚与最小边长度比值小于 1/3 时, 可当做薄板处理分析^[9-10]。隧道开挖后, 拱部岩层下部处于临空状态, 失去原来支撑, 由三维应力状态转变成二维, 拱顶岩层受到上部围岩体卸荷应力回弹以及上层岩体自重作用。同时, 水平方向上也受到应力作用, 产生挤压现象, 可等效简化为薄板受力后的强度、弯曲与稳定问题, 受力示意图如图 4 所示。

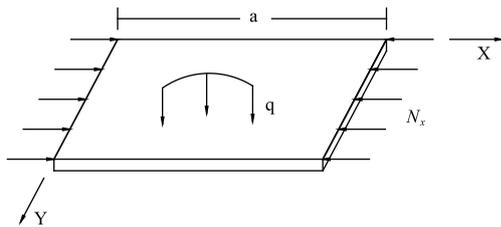


图 4 薄板受力示意图
Fig. 4 Force diagram of thin plate

薄板受力情况为: 竖向均布荷载 q 、 xoy 面内水平横向作用力 N_x 、 N_y 、 N_{xy} 、 N_{yx} , 在隧道开挖过程中水平岩层薄板可认为 $N_y = 0$ (即隧道轴向力), $N_{xy} = N_{yx} = 0$, 则微分基本方程可简化^[10]为:

$$D \nabla^4 \omega = N_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + q \quad (17)$$

此表达式即为隧道简化为薄板的水平岩层基本微分方程。水平围岩的破坏形式主要是在小挠度弯曲条件下的脆性剪切破坏。

1.2.1 嵌固状态

水平层岩纵向长度远超横向开挖宽度, 可视作一边无限长的薄板进行分析; 隧道刚开挖, 板的两侧可视作嵌固状态。此时, 破坏形式最有可能为在两边脆性破坏, 应力为 x 的函数^[9-11] 在小挠度情况

下, 由叠加原理可知, 基本微分方程可分为两部分, 其中一部分可简化为:

$$D \nabla^4 \omega(x) = q \quad (18)$$

由边界条件计算各个系数, 得挠度:

$$\omega(x) = \frac{qx^2}{24D} (x^2 - 2ax + a^2) \quad (19)$$

当 $x = a/2$ 时, 变形值最大:

$$\omega_{\max} = \frac{qa^4}{384D} \quad (20)$$

另外一部分即为 xoy 面内水平横向力 N_x 、 N_y 、 N_{xy} 、 N_{yx} 引起的应力, 假定沿着薄板厚度不变: $\sigma_x = \frac{N_x}{h}$, $\sigma_y = \frac{\mu N_x}{h}$, $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau = 0$, 则水平层状岩体薄板中总应力分布表达式可由叠加原理获得, 即

$$\begin{cases} \sigma_x = -\frac{qEz}{2D(1-\mu^2)} \left(x^2 - ax + \frac{a^2}{6} \right) - \frac{N_x}{h} \\ \sigma_y = -\frac{\mu qEz}{2D(1-\mu^2)} \left(x^2 - ax + \frac{a^2}{6} \right) - \frac{\mu N_x}{h} \\ \sigma_z = -\frac{Eh^3}{6(1-\mu^2)} \left(\frac{1}{2} - \frac{z}{h} \right)^2 \left(1 + \frac{z}{h} \right) \frac{q}{D} \\ \tau_{xz} = \frac{E}{2(1-\mu^2)} \left(z^2 - \frac{h^2}{4} \right) \left(\frac{q}{D} x - \frac{qa}{2D} \right) \\ \tau_{zy} = 0 \\ \tau_{xy} = 0 \end{cases} \quad (21)$$

由第三强度理论^[8]的某点最大剪应力不能超过其极限应力可知, 当受力比较复杂时, 某一点的最大剪应力表示为 $\tau_s = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ 。比较各应力分量可知, σ_x 是最大主应力, 而 σ_z 是最小主应力, 则可以近似取值 $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_x - \sigma_z \approx \sigma_x$, 所以 $\sigma_x = 2\tau_s$, 代入水平岩层薄板的参数, 计算可得:

$$\tau_s = -\frac{qEz}{4D(1-\mu^2)} \left(x^2 - ax + \frac{a^2}{6} \right) - \frac{N_x}{2h} \quad (22)$$

当 $x = 0, a$ 时, 水平岩层薄板端部受到剪应力最大:

$$\tau_{\max} = -\frac{qEha^2}{24D(1-\mu^2)} - \frac{N_x}{2h} \quad (23)$$

同时可计算得到岩层薄板端部最大拉应力:

$$\sigma_{x, \max} = -\frac{qEha^2}{12D(1-\mu^2)} - \frac{N_x}{h} \quad (24)$$

1.2.2 简支状态

当最大应力值达到或超过极限应力值时, 岩体

岩土力学

两侧部位就可能产生破裂,加之爆破施工的扰动以及本身裂隙的继续发育,两侧的支承形式就可转换成简支模式。由边界条件计算各个系数得出挠度表达式:

$$\omega(x) = \frac{qx}{24D}(x^3 - 2ax^2 + a^3) \quad (25)$$

当 $x = a/2$ 时,变形值最大:

$$\omega_{\max} = \frac{5qa^4}{384D} \quad (26)$$

岩层薄板中间剪应力最大:

$$\tau_{\max} = \frac{qEha^2}{16D(1-\mu^2)} - \frac{N_x}{2h} \quad (27)$$

岩层最大拉应力为:

$$\sigma_{x, \max} = \frac{qEha^2}{8D(1-\mu^2)} - \frac{N_x}{h} \quad (28)$$

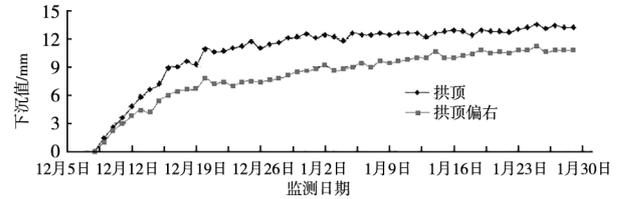
通过简化的基本力学模型进行计算,可以比较系统直观地反映拱部水平状层岩的受力和变形情况。

2 模型计算与实测的比较

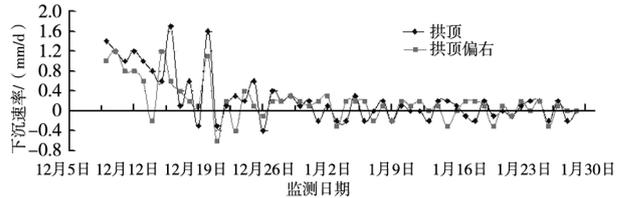
2.1 现场实测

以我国西部地区某双向四车道 80 km/h 的高速公路隧道工程为例。隧道最大埋深约为 250 m,最小埋深处是一小冲沟,大约为 26 m。隧道主要穿越了第四系中更新统老黄土以及白垩系下统环河华池组泥砂岩互层。在隧址区没有不良的地质现象和断层出现。围岩结构面以岩层面为主,泥砂岩互层呈中风化特点,风化的垂直裂隙比较发育。隧道采用微台阶光面爆破法进行开挖施工。选取洞身典型断面进行监控量测,并对拱顶沉降数据进行统计分析,如图 5 所示。

通过对时态曲线图分析,断面拱顶最终沉降为 13.2 mm。在断面开挖以后,拱部沉降变化比较大,速率也较快,这时的拱顶围岩处于压力快速释放阶段,同时上下台阶施工距离较近,相互之间影响较大,钢架拱脚的支撑部位也不牢固,不能完全的控制整体变形沉降,该状态大约持续 12 d 左右;当整个初期支护施作完毕后,围岩压力已经得到一定的释放,拱部围岩基本上稳定,这时初期支护结构整体稳定,承受荷载作用较好,可以有效地控制断面的变形,保持断面稳定,直至二次衬砌施作。



(a) 拱顶下沉时态曲线



(b) 拱顶下沉速率曲线

图 5 拱顶下沉曲线

Fig. 5 The vault subsidence curve

2.2 梁板模型公式计算

按照 JTG 3370.1—2018《公路隧道设计规范(第一册):土建工程》中的方法计算垂直向的均布荷载 $q = \gamma h = 144.9 \text{ kN/m}^2$, 根据普氏理论方法^[12]计算隧道洞室顶部受到的压力。 $q = \gamma b = 172.46 \text{ kN/m}^2$ 。实测的拱顶围岩压力为 56 kN/m^2 , 理论计算值比实测值要大,理论计算的结果是隧道承受的总的松动围岩压力,而实测结果是支护结构最终承担的部分围岩压力,按照岩承理论,围岩也承担了一部分围岩压力,所以,实测值较理论计算值偏小。

梁的整个阶段的总变形表达式为:

$$\omega_{\max} = \frac{qa^4}{384EI} + \frac{5qa^4}{384EI} = \frac{qa^4}{64EI} \quad (29)$$

板的整个阶段的总变形表达式为:

$$\omega_{\max} = \frac{qa^4}{384D} + \frac{5qa^4}{384D} = \frac{qa^4}{64D} \quad (30)$$

通过将理论计算的荷载值代入计算分析得出的变形计算公式(29)、(30),可得最大的变形值,见表 1。

表 1 隧道变形量
Table 1 Quantity of tunnel deformation /mm

模型	规范计算荷载	普氏拱理论计算荷载	现场实测值
梁	31.99	38.07	13.20
薄板	30.44	36.23	

对比分析,可得如下结论:

(1) 薄板比梁的变形值小。由于梁是条杆状结构,在变形过程中只考虑梁本身的影响因素,而薄板是面状结构,在受力以后,变形会受到周围介质的影响,是一个整体性连带变化,二者在受力以及

变形的趋势上是比较一致的。

(2) 计算得出的变形值比实际测量值偏大。因为梁/板模型中，岩体的受力变形不受支护结构的影响，变化较大。实际中，岩体开挖后立即受到初期支护的作用，变形得到了有效地限制，实测值就较小。通过模型偏保守条件的分析，可对岩体的变形特性有进一步了解，便于我们有针对性的采取防护措施。

3 数值模拟分析

使用数值分析软件 MIDAS/GTS 进行水平层状围岩隧道的开挖以及支护分析^[13]。假设模拟的材料为理想弹塑体，力学特性服从德鲁克—普拉格 (Drucker-Prager) 准则，隧道开挖处附近范围模拟水平状岩层。

3.1 隧道洞室变形

洞室开挖，围岩应力状态重新分布，向着临空面变形，洞室的变形情况就可以最直观方便的反应围岩的应力和变形状态，从而有助于了解结构的整体稳定性。拱顶沉降和水平收敛是比较典型的观测项目，位移结果如图 6 所示。

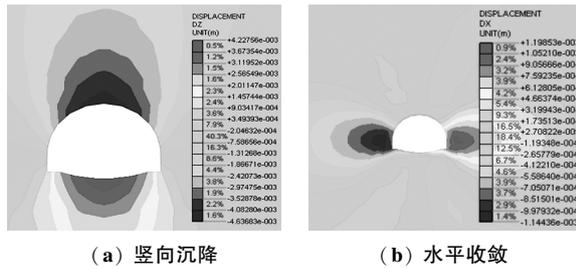


图 6 隧道变形
Fig. 6 Tunnel deformation

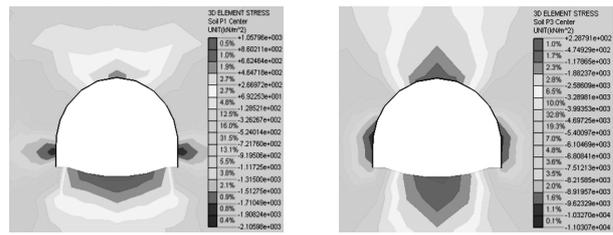
隧道开挖后的围岩变形分布对称，主要体现在拱顶部位下沉，边墙向内侧收敛。拱顶沉降累计值约 4.6 mm，仰拱部位由于卸荷作用产生了一定的回弹，约 4.2 mm；左右边墙处的围岩水平收敛值约 1.1 mm，围岩变形值都比较小，在容许范围以内。在层状围岩中，竖向沉降值大于水平收敛值。因此，控制拱顶部位围岩的稳定至关重要。

模拟的结果显示出沉降大于收敛，与实测结果比较符合，二者数量级相同，实测值偏大于模拟值。在开挖过程中，由于爆破扰动，裂隙、节理面的存在，施工机械、地下水等影响因素，使实测数据较大，而在数值模拟过程，将围岩视为理想的弹塑体，

忽略了其他影响因素，因而模拟计算结果偏小于实测值。

3.2 围岩应力分布

围岩应力分布情况随着隧道开挖过程不断变化，洞室开挖以后，围岩初始应力状态改变，围岩产生应力释放，应力重新分布，同时向着洞室临空面发生变形，这时需要在合适的时机进行支护，以达到支护与围岩共同作用，较好地控制围岩变形，使其应力状态能够合理分布，围岩应力如图 7 所示。



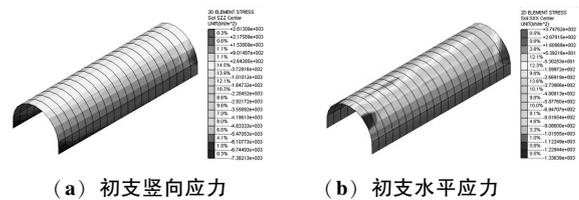
(a) 第一主应力 (b) 第三主应力
图 7 隧道围岩应力

Fig. 7 The stress of tunnel surrounding rock

由第一主应力云图可知，两侧靠近拱脚的边墙部位应力有小范围的集中现象，这是由于洞室开挖后，上部的岩体应力沿着压力拱的方向向下传播，最后集中于拱脚边墙处，约 2 MPa；拱顶及仰拱部位由于开挖卸荷，应力释放，上部岩体产生类似于塌落拱的形态，拱顶层状岩体受上部岩体较大压力后呈现出梁板式的结构受力特征，下缘出现了较小的拉应力作用，约 0.6 MPa，围岩对支护的压力作用就更为明显，受拉状态下更易发生离层甚至掉块现象；第三主应力分布情况与第一主应力趋势比较接近。

3.3 初期支护应力

通过分析初期支护结构的应力状态可以了解围岩的稳定情况，结构的安全性等方面内容，初期支护结构应力如图 8 所示。



(a) 初支竖向应力 (b) 初支水平应力
图 8 初期支护应力

Fig. 8 The stress diagram of initial support

支护结构整体上呈现受压状态，拱顶处竖向压应力较大，约 0.35MPa，边墙处水平压应力较小，约 0.01MPa。拱顶部位的岩体向下变形的趋势和范围较大，最终作用在拱顶初期 (下转第 102 页)

岩土力学

- 道引起的变形预测模型研究 [J]. 现代隧道技术, 2020, 57 (5): 99-103, 135.
- [5] 戴轩, 郭旺, 程雪松, 等. 盾构隧道平行侧穿诱发的建筑纵向沉降实测与模拟分析 [J]. 岩土力学, 2021, 42 (1): 233-244.
- [6] 黄震, 张陈龙, 傅鹤林, 等. 环境荷载作用下盾构隧道断面变形特征分析 [J]. 铁道工程学报, 2021, 38 (1): 49-54, 71.
- [7] 马建军, 王满, 刘家宇, 等. 基于 Winkler 地基理论的横向受荷长桩非线性动力响应模型试验 [J]. 振动与冲击, 2021, 40 (1): 39-44, 67.
- [8] 付光明, 彭玉丹, 安晨, 等. Winkler 地基上各向异性薄板弯曲的精确解-广义积分变换解 [J]. 计算力学学报, 2020, 37 (1): 92-97.
- [9] 李加彪, 谭跃. 采用自制条形码的建筑物变形沉降监测新技术 [J]. 建筑技术, 2019, 50 (11): 1332-1334.
- [10] 谢雄耀, 张永来, 周彪, 等. 盾构隧道下穿老旧建筑物群微沉降控制技术研究 [J]. 岩土工程学报, 2019, 41 (10): 1781-1789.
- [11] 朱瑞, 闫汝华, 任云峰, 等. 基于三维高密度电法的地质 BIM 模型应用研究 [J]. 地球物理学进展, 2021, 36 (5): 2264-2273.
- [12] 沈小娜. 基于 BIM 模型的室内环境布局系统设计 [J]. 现代电子技术, 2021, 44 (16): 129-132.
- [13] 邓璘, 王琳, 盛步云, 等. 基于变邻域蚁群算法的自动光学检测路径规划 [J]. 计算机工程与设计, 2020, 41 (2): 354-360.
- [14] 郑娟毅, 程秀琦, 付姣姣. 改进蚁群算法在 TSP 中的应用研究 [J]. 计算机仿真, 2021, 38 (5): 126-130, 167.

(上接第 63 页)

支护上的作用力较大, 围岩水平收敛变形较小, 作用在支护上的应力相对较小。

4 结语

通过建立简单的梁/板模型对拱部水平泥砂互层岩体开挖后的受力和变形过程进行系统性分析, 结合现场实测与数值模拟分析, 主要得出如下结论:

(1) 分别得出在第三强度理论与不同临界状态下, 水平层岩可承受的最大正应力和剪应力值表达式, 较合理的解释了水平层岩的受力破坏特性。

(2) 推导出水平层岩变形挠度方程, 基本可以反映水平层岩变形特性。将理论推导计算结果与实测沉降值对比分析, 在量级和趋势上, 能够较好的显示出拱顶水平层岩的变形特点。

(3) 从数值分析结果来看, 拱顶部位沉降范围较大, 拱部围岩应力在洞顶部一定范围开始释放, 显示出拱顶离层及塌落拱效应的影响, 数值模拟的结果与实测结果趋势基本一致, 显示出及时支护、控制拱部变形的重要性, 为类似工程提供了良好的参考价值。

参 考 文 献

- [1] 夏磊. 层状岩体力学特性及水力压裂应力阴影效应研究 [D]. 武汉: 武汉大学, 2019.

- [2] 张会仙. 反倾层状岩体弯曲破坏判据及数值实现 [D]. 贵阳: 贵州大学, 2020.
- [3] 何兴. 水平层状岩体洞室顶板力学模型及锚固效应研究 [D]. 贵阳: 贵州大学, 2021.
- [4] 张乾. 高地应力(近)水平岩层隧道开挖稳定性及初支结构受力特性分析 [D]. 成都: 西南交通大学, 2021.
- [5] 徐帮树, 张万志, 石伟航, 等. 节理裂隙层状岩体隧道掘进爆破参数试验研究 [J]. 中国矿业大学学报, 2019, 48 (6): 1248-1255.
- [6] 周星. 层状软岩隧道稳定性及受力变形特性研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2019.
- [7] 罗彦斌, 陈建勋, 王利宝, 等. 考虑层间黏聚力的水平层状围岩隧道顶板力学模型计算 [J]. 中国公路学报, 2018, 31 (10): 230-237, 265.
- [8] 孙训方, 方孝淑, 关来泰. 材料力学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2019.
- [9] 吴家龙. 弹性力学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2016.
- [10] 徐芝纶. 弹性力学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2016.
- [11] 卢泽霖. 水平层状围岩隧道顶板力学模型与稳定性研究 [D]. 西安: 西安工业大学, 2018.
- [12] 吴顺川, 李利平, 张晓平. 岩石力学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2021.
- [13] 李世强. 重庆涪丰石高速方斗山隧道病害处治方案研究 [D]. 西安: 长安大学, 2018.