

软弱围岩隧道在高地应力条件下的变形规律研究*

Research on the deformation rule of weak rock mass tunnel under high initial geostress

张志强, 关宝树

(西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 采用能描述岩体大变形特征的几何非线性程序 FLAC 进行数值模拟研究, 揭示了软弱围岩隧道在高地应力条件下的变形规律, 即软弱围岩隧道的最大变位方向与最大主应力方向存在相互垂直关系的变形规律, 这一结论与人们已认同的通常情况下隧道围岩所表现出的相互平行关系变形规律截然不同。需要指出的是, 这种“相互垂直关系”的围岩变形规律, 与一些工程实例的现场位移量测结果, 却表现出完全的一致性, 例如在高地应力条件下已发生大变形的家竹箐隧道工程, 其围岩变形规律便是如此。

关键词: 软弱围岩; 高地应力条件; 变形规律; 非线性

中图分类号: TU 454

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2000)06-0696-05

作者简介: 张志强, 男, 1968 年生, 西南交通大学土木学院出站博士后, 副教授, 主要从事岩土工程和隧道工程方面的研究与教学工作。

ZHANG Zhi-qiang, GUAN Bao-shu

(Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Based on the application of the non-linear numerical simulation method of large deformation analysis, this paper reveals deeply the new deformation rule that direction of the maximum closure may become perpendicular to the maximum far-field compressive stress for weak rock mass tunnel under high initial geostress, which is completely different from the common deformation rule accepted generally in usually situation. Furthermore, it shows the orthogonality relation between stress and strain for weak rock mass tunnel under some high geostress. It is needed to point out that the new deformation rule is in good agreement with in situ data of some engineering case histories. As a typical example, the large deformation occurred in Jia Zuqing in tunnel gives the powerful evidences.

Key words: weak rock mass; highly initial geostress; deformation rule; non linear

1 引言*

高地应力对岩土工程的影响是显著的, 尤其对于穿越大埋深软弱围岩地下工程, 如深埋采矿巷道、铁路和公路隧道等。随着我国铁路、公路建设的不断发展, 隧道工程已经向长大、深埋方向发展。因此, 近几年来, 穿越高地应力区且地质环境恶劣的软弱围岩长大隧道工程不断涌现, 如青藏线 4.0 km 长的关角隧道, 宝中线 3.136 km 长的大寨岭隧道, 南昆线 4.99 km 长的穿越煤系地层的家竹箐隧道, 川藏线 4.476 km 长的二郎山公路隧道以及在建的渝长线 4.7 km 长的华蓥山公路隧道等。

然而, 就现有的认识而言, 还不能对高地应力区软弱地质环境的隧道力学行为, 作出合理解释。例如家竹箐隧道工程^[1], 其侧压系数 λ 为 1.88, 围岩以铁路隧道岩体分类 II、III 类为主。隧道于 1992 年 12 月开工, 但从 1995 年 3 月正洞接近最大埋深 404 m 煤系地层后, 由于煤层主要由强度较低的暗煤、镜煤及呈碎块状和鳞片状的糠煤组成, 且煤层之间存在有节理发育的泥质胶结砂岩和泥岩, 因此整体性差, 在高地应力(水

平地应力 $\sigma_x = 16.09$ MPa, 垂直地应力 $\sigma_y = 8.57$ MPa) 作用下, 喷锚支护相继发生了严重变形, 拱顶下沉变形达 80~100 cm, 底板上鼓变形 50~80 cm, 两侧边墙向内移 50~60 cm, 钢架因围岩变形产生翘曲, 喷层开裂, 并与钢架脱离。至 1995 年 12 月底, 变形的范围最终发展为长达 390 m。在变形最严重地段, 拱顶最大下沉变形 240 cm, 底板上鼓变形 80~100 cm, 边墙最大向内移 160 cm。显然家竹箐隧道拱顶方向变形自始至终均明显大于水平方向变形。这一现象与人们已认同的“洞道最大变形与最大主地应力作用方向相互平行”的一般性结论截然不同。

种种迹象说明, 在高地应力场作用下软弱围岩的变形规律与从无到有再到高地应力情况下围岩的变形规律之间存在着连续性关系, 这条表征连续性关系的曲线会出现拐点, 即曲线产生反弯状态。总之, 围岩变形规律存在一个由“量变向质变”转化的过程, 在临界条件的前后, 围岩变形规律则完全不同。

客观上, 由于软弱围岩隧道在高地应力场条件下,

发生变形时具有明显的几何非线性特征^[2], 因此, 需要采用能描述物质非线性几何行为的数值分析方法进行研究, 这一点也是非常重要的。从理论上知道, 凡是几何方程表示的数学非线性一定是物理状态方程的非线性。因此只有从根本上研究用数学非线性几何方程描述变形体的大变形行为, 才能从本质上揭示出软弱围岩隧道发生大变形的内涵。

2 非线性大变形几何方程

2.1 经典小变形理论的不合理性

经典小变形理论在计算发生大位移的平面问题(如图1所示)时将产生错误。当发生大位移时, 平面中一点的位移 (u, v) 方程为:

$$\begin{cases} u = x(\cos\theta - 1) - y\sin\theta + a_0 \\ v = x\sin\theta + y(\cos\theta - 1) + b_0 \end{cases} \quad (1)$$

式中 a_0, b_0 为研究块体的整体平动位移; θ 为转动角度, $\theta = \alpha' - \alpha$ 。这样, 按照小变形理论, 应变分量 ϵ_{ij} 可以表达为式(2):

$$\begin{cases} \epsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \epsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} \\ \epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \end{cases} \quad (2)$$

小转动角

$$\omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3)$$

将式(1)表示的位移函数代入式(2), 可以得到

$$\begin{cases} \epsilon_{xx} = \cos\theta - 1 \\ \epsilon_{yy} = \cos\theta - 1 \\ \epsilon_{xy} = 0 \end{cases} \quad (4)$$

如果取 $\theta = 9^\circ$ 进行考察, 则 $\epsilon_{xx} = -0.012$, $\epsilon_{yy} = -0.012$, $\epsilon_{xy} = 0$ 。而如果是刚性运动, ϵ_{ij} 应该是零。那么显然上述结果是荒谬的。由此可见, 用 Cauchy 应变分量表达的小应变理论所产生的误差不允许忽略^[2]。事实上, 采用经典小变形理论来研究变形体的“大”变形行为, 不仅几何方程不合适, 而且违反了能量守恒定律。

2.2 拖带坐标系与 S-R 陈氏分解理论

基于上述分析, 陈至达教授提出采用两个参照系统的方法来描述变形体的运动, 其中一个为固定在空间的定系, 另一个嵌含在变形体中, 称为拖带坐标系, 这种坐标系随着变形体的变形而拖带伸展、缩短, 并引起坐标线的曲率改变。图2给出了一个连续变形体的大变形和大转动。随着时间的推移, A_0 连续发生变形, 例如 $A_0(T_0) \rightarrow A(T)$ 。在 T_0 时刻, 拖带坐标系 $\{x^i\}$

和固定坐标系 $\{X^i\}$ 相同, 即: $X^{i(0)} = X^i(x^i, T_0) = x^{i(0)}$; 在 T 时刻, $X^i = X^i(x^i, T)$ 。

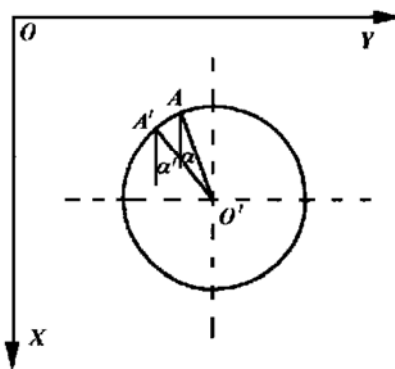


图1 平面问题中发生大位移的示意图

Fig. 1 Large displacement occurred in plane problem

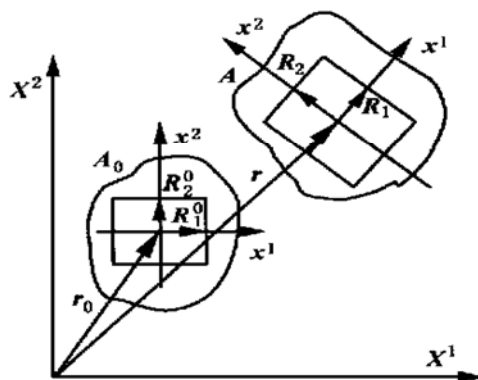


图2 拖带坐标系

Fig. 2 The dragging-along coordinate system

局部基矢 $\vec{g}_i^0 = \partial \vec{r}^0 / \partial x^i$; $\vec{g}_i = \partial \vec{r} / \partial x^i$ 。其中, $\vec{r}^0, \vec{r}$ 分别为变形体 A 在 T_0 时刻和 T 时刻每一点的局部矢

量。基矢 $\vec{g}_i^0$ 从未变形状态变为变形状态 $\vec{g}_i$, 变形张量 F_i^j 为

$$\vec{g}_i = F_i^j \cdot \vec{g}_j^0 \quad (5)$$

根据 S-R 分解理论,

$$F_i^j = S_j^i + R_j^i = \text{应变张量} + \text{转动张量} \quad (6)$$

有限应变张量

$$S_i^j = \frac{1}{2} (u^i | j + u^j | i^T) - (1 - \cos\theta) L_k^i L_j^k \quad (7)$$

有限平均局部转动

$$R_j^i = \delta_j^i + L_j^i \sin\theta + (1 - \cos\theta) L_k^i L_j^k \quad (8)$$

局部转动的平均角

$$\theta = \arcsin \left| \frac{1}{2} [(u^1 |_2 + u^2 |_1)^2 + (u^2 |_3 + u^3 |_2)^2 + (u^3 |_1 + u^1 |_3)^2] \right|^{1/2} \quad (9)$$

局部转动轴 $L = L^i g_i$

$$L_i^j = \frac{1}{2 \sin\theta} (u_j |^i - u_i |^T) \quad (10)$$

对于图 2 所示的滑动变形,运用大变形理论式(6)~(11)计算滑动体每一点的应变,进行合理性验证如下:

$$[S_j^i] = \begin{vmatrix} S_1^1 & S_1^2 \\ S_2^1 & S_2^2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{\partial u}{\partial S_1} + (1 - \cos \theta) & \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial S_2} + \frac{\partial v}{\partial S_1} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial S_2} + \frac{\partial v}{\partial S_1} \right) & \frac{\partial v}{\partial S_1} + (1 - \cos \theta) \end{vmatrix} =$$

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} + (1 - \cos \theta) & \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) & \frac{\partial v}{\partial y} + (1 - \cos \theta) \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{vmatrix} \quad (11)$$

显然,利用拖带坐标系法建立非线性大变形几何方程,所获结论非常合理。并且,由于它考虑了变形体中单元边界的变化,也就保证了单元变形前后的能量守恒。

3 高地应力条件下软弱围岩变形规律

本文采用基于拖带坐标系法的 FLAC 程序进行数值模拟研究。

3.1 计算情况

本文选择华蓥山公路隧道大变形段(围岩勘定为 II~II 类,主要由煤层、薄层粘泥岩、炭质页岩等组成)断面(如图 3 所示)进行考察。而家竹箐隧道在修建过程中所发生变形情况也具有典型性,因此在分析中也试图包含对这一情况的说明。

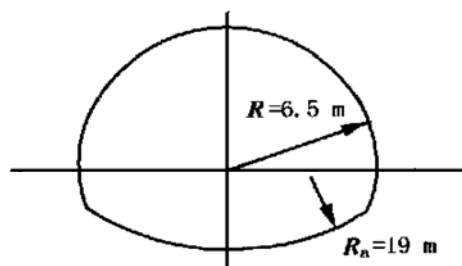


图 3 华蓥山隧道大变形地段断面尺寸

Fig. 3 The size of large deformation section in Hua Yingshan highway tunnel

表 1 为中华人民共和国行业标准《铁路喷锚构筑技术规则》^[3]规定的 II 类围岩技术指标,华蓥山隧道 II 类围岩的计算指标以及家竹箐隧道大变形段围岩的技术指标。从中不难看出华蓥山隧道围岩的计算指标,在整体上与家竹箐隧道大变形段围岩技术指标值相当。事实上,这些指标还完全符合《工程岩体分级标准》^[4] V 类岩体物理力学参数的规定。因此,可以认为所选参数具有代表性。

$$R_b = 2C \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (12)$$

按照 Mohr-Coulomb 屈服准则,岩体抗压强度 R_b 与粘聚力 c 和内摩擦角 φ 之间存在关系式(12),据此

可得围岩抗压强度 $R_b = \sqrt{3}$ MPa;按照岩体与岩石通常 1/8~1/12 强度关系,将岩体抗压强度相应的定为岩石抗压强度 1/10,进而获得岩石抗压强度 $\sigma_c = 10\sqrt{3}$ MPa。这样再利用高地应力和极高地应力的定义^[4]就可以确定出临界的高地应力状态点。

因为当 $(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{7}) \sigma_c = 4 \sim 7$ 时,为高地应力条件,所以 $\sigma_{\max} = (\frac{1}{4} \sim \frac{1}{7}) \sigma_c = (\frac{1}{4} \sim \frac{1}{7}) 10\sqrt{3} = 2.474 \sim 4.330$ MPa。取 $\sigma_{\max} = 3$ MPa 为临界高地应力状态点,选取垂直方向主应力 $q_y = \{1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12\}$ MPa 序列;结合本文的研究目的,选取侧压系数 $\lambda = 1.5, 2.0$ 进行模拟研究。

表 1 围岩技术指标

Table 1 Parameters of surrounding rock

围岩类别	粘聚力 c / MPa	内摩擦角 φ / (°)	弹模 E / MPa	泊松比 ν	膨胀角 ψ / (°)	容重 γ / (kN·m ⁻³)
III	0.1~0.4	30~35	1~3	0.29~0.35	0~35	21~23
华蓥山隧道 III	0.5	30	1.3	0.30	10	23
家竹箐隧道	0.5	30	0.5	0.38	0~30	22

3.2 结果分析

(1) 对于侧压系数 $\lambda = 1.5$ 时情况

图 4 为华蓥山公路隧道大变形地段 II 类围岩在侧压系数 $\lambda = 1.5$ 的恒定条件下,随垂直方向主应力变化时,在拱顶、水平方向沿径向距离 R 变化的变形曲线图。图中 u 表示各位置点的径向位移,方向向内为正。从图 4 中可归纳出以下几点结论:

a) 从整体上看,随着地应力水平的逐级提高,隧道周边沿拱顶和水平方向变形均单调性增大。

b) 在较低地应力水平($q_y = 1, 2$ MPa)时,图中水平方向位移曲线均“一致性”的大于拱顶方向位移。这种水平变形占优的分布规律,与最大主应力为水平主应力的作用方向是一致的。

c) 当提高地应力水平达到 $q_y = 3$ MPa 时,发现拱顶方向变形曲线和水平变形曲线出现交叉(如图 4(c) 示),这表明在交叉点前后,隧道围岩变形的主导趋势是不一致的。交叉点位于距洞壁 1.75 m 处,在这一深度范围内,拱顶方向位移均大于水平方向位移,本文称此为“反弯现象”;这一点与最大地应力为水平方向条件下“水平变形一致性占优”的分布规律,截然不同。

d) 继续提高地应力水平为 $q_y = 4 \sim 12$ MPa 时,如图 4(d)~(h) 所示,可以看出“反弯现象”愈加明显,并且对应地应力水平的提高,“反弯现象”的深度范围显著扩大。如 $q_y = 4$ MPa 时,反弯深度 RD 为 2.5 m; $q_y =$

8 MPa 时, RD 为 5.7 m; 而当 $\sigma_y = 12$ MPa 时, RD 则达到 9.0 m(见表 2)。

e) 侧压系数 $\lambda = 1.5$ 时, 与发生“反弯现象”起始地应力 $\sigma_y = 3$ MPa 对应的最大主应力 $\sigma_{\max} = 4.5$ MPa, 这已达到极高地应力水平, 因此, 从大变形地段结构优化设计的角度看, 应当以加强控制拱顶变形为主。

(2) 对于侧压系数 $\lambda = 2.0$ 时情况

同理, 选取与侧压系数 $\lambda = 1.5$ 时情况相同的垂直地应力变化系列进行考察; 所获得结果列入表 2。从表中不难看出, 当侧压系数 $\lambda = 2.0$ 时, 其结论与 $\lambda = 1.5$ 时情况, 基本一致。需要指出的主要有以下几点:

a) 对应相同的垂直地应力, 侧压系数 $\lambda = 2.0$ 时隧道洞壁的变形较 $\lambda = 1.5$ 时情况在整体上有明显提高。

b) 侧压系数 $\lambda = 2.0$ 条件下, 隧道发生“反弯现象”所对应的垂直方向地应力较 $\lambda = 1.5$ 时有所提前。

c) 对应发生“反弯现象”的相同垂直地应力条件, 侧压系数 $\lambda = 2.0$ 时反弯深度较 $\lambda = 1.5$ 时情况更加深入。

d) 在侧压系数 $\lambda = 2.0$ 条件下, 底板“上鼓现象”十分明显, 其程度较侧压系数 $\lambda = 1.5$ 时情况更为严重。

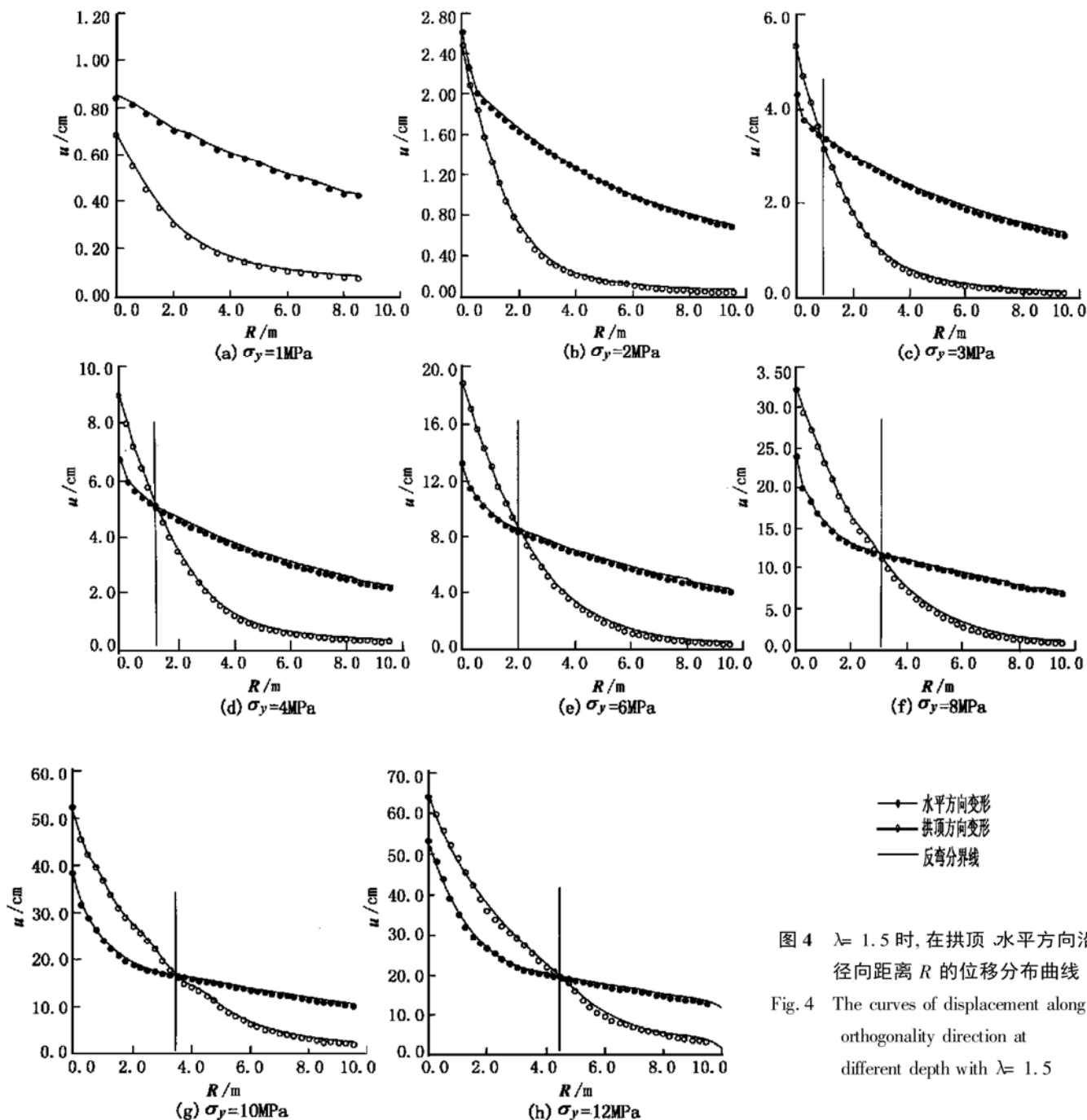


图 4 $\lambda = 1.5$ 时, 在拱顶、水平方向沿径向距离 R 的位移分布曲线

Fig. 4 The curves of displacement along orthogonality direction at different depth with $\lambda = 1.5$

表 2 华蓥山公路隧道 II 类围岩在非静水应力场作用下洞壁最大变形及反弯现象情况
Table 2 The maximum displacement of surrounding rock class III and the phenomenon of stress-strain orthogonality under non-hydrostatic far-field stress in Hua Yingshan highway tunnel

侧压系数 λ	垂直地应力水平 σ_y / MPa	1.0	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
1.5	拱顶最大变形 YD / cm	0.7	2.6	5.4	9.0	18.5	31.6	47.2	64.7
	水平最大变形 XD / cm	0.9	2.8	4.4	6.4	12.2	20.9	35.4	53.7
	变形反弯深度 RD / m	无	无	1.75	2.50	4.00	5.75	7.00	9.00
2.0	拱顶最大变形 YD / cm	1.0	4.1	9.0	15.5	32.7	54.3	76.9	105.0
	水平最大变形 XD / cm	1.3	3.4	6.0	9.4	18.8	34.0	57.4	81.5
	仰拱最大变形 YD / cm	1.16	4.6	10.6	1.82	37.4	62.3	89.9	119.0
	变形反弯深度 RD / m	—	1.25	2.75	3.75	5.25	6.75	8.25	9.25

3.3 关于岩性变化的情况说明

应当指出,在满足一定地应力水平(本文中 $\sigma_y \geq 12$ MPa)条件下,对于 IV 类围岩,同样存在“反弯现象”。只不过其反弯深度较小而已。例如,即使在垂直地应力 $\sigma_y = 20$ MPa(对应最大主应力 $\sigma_{\max} = 30$ MPa)情况下,反弯深度最大也不足 $2 \text{ m}^{[5]}$,这在通常锚喷支护作用下,会变得并不明显。在施作一定锚喷支护情况下,“反弯现象”容易消除。

4 结 论

(1) 受非静水应力场作用的隧道,当地应力水平足够高,而围岩性质较软弱时,最大位移方向将会与最大主应力方向正交,而不是与它平行。

(2) 对于非静水应力场作用下的隧道,当围岩性质较软弱时,例如 II、III 类(按铁路或公路分类)围岩,或者是《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)中 V 类及其以下围岩,若保持侧压系数 λ 不变,那么必将存在一临界应力水平值,当地应力水平低于此值时,位移变化规律将符合其弹性位移解分布规律,而一旦当地应力水平超过此值后,位移变化规律将转变成与地应力作用方向正交关系。

(3) 若保持垂直方向主应力不变,考察侧压系数 $\lambda > 1$ 情况,随着 λ 的增加,将会使垂直方向的位移产

生增大,高于水平方向的位移越来越大。同理,可以得出以自重应力场为主时的状态。

(4) 本文选取《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)中 V 类岩体物理力学的参数进行变形规律考察,由于所选取的计算指标值均大于或等于家竹箐隧道大变形段围岩技术指标值(粘聚力 c 和内摩擦角 φ 二者相等),因此所得出的变形规律结果适用于解释家竹箐隧道工程。事实上,家竹箐隧道水平方向地应力 σ_x 为 16 MPa 以上, λ 达 1.88,因此,拱顶方向的变形显著大于其水平方向的变形,是符合规律的。上述结论还与华蓥山隧道大变形地段已经完成的围岩量测结果吻合。

(5) 本文研究结果对于在软弱围岩条件下的进行施工量测,具有一定指导意义和参考价值。

参考文献:

- [1] 张祉道. 家竹箐隧道施工中支护大变形的整治[J]. 世界隧道, 1997(1): 7~16.
- [2] 陈至达. 有理力学[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1988.
- [3] 铁道部建设司标准科情所. 铁道隧道技术规范(合订本)[S]. 北京: 中国铁道出版社, 1995.
- [4] GB 50218—94, 工程岩体分级标准[S].
- [5] 张志强. 高地应力条件隧道发生大变形破坏机理的研究[D]. 成都: 西南交通大学, 1999.

本刊为读者补缺启事

据读者反映,在当地邮局订阅的《岩土工程学报》偶有缺期现象。此情况理应由收费邮局负责。请读者将订阅发票(复印件)寄来本部,以便与邮局交涉。本部视库存情况予以补缺。请读者准确清晰的写明姓名、地址、邮编及联系电话等,谢谢!

本刊编辑部