

软弱围岩复合式隧道衬砌力学机理 非线性大变形数值分析*

程 桦

孙 钧

(淮南矿业学院土木工程系 淮南 232001)

(同济大学地下工程系 上海 200092)

摘要 采用FLAC非线性大变形程序对软弱围岩复合式隧道衬砌力学机理和承载力进行了数值模拟研究,揭示了其变形和受力规律,为今后合理地设计该种支护结构提供了依据,

关键词 非线性大变形, 软弱围岩, 隧道衬砌, 力学机理

1 前言

复合式隧道衬砌是一种包括锚杆和一、二次衬砌结构的支护系统,其受力机理不但与结构本身有关,还受到围岩特性、施工方法等因素的影响。

在新奥法施工中,复合式隧道衬砌施工步骤一般为断面开挖好后,及时喷射混凝土、安设锚杆或钢拱支架,作为初次支护对围岩进行加固、维护围岩的稳定,待初次支护的变形基本稳定后,再砌筑二次衬砌。目前,国内外对二次衬砌的作用机理尚缺乏深入了解,设计上还存在很大的盲目性。

为摸清软弱围岩中二次衬砌的作用,研究施工工况与衬砌受力状态的关系,以及围岩与衬砌的共同作用和承载能力,本文利用国际岩土界十分推崇的非线性大变形FLAC程序,对比所做的相似模型试验结果^[1],围绕上述问题进行了分析研究。

2 FLAC非线性大变形程序简介^[2]

岩土介质是一种为众多节理裂隙等弱面所切割的地质体。因其强度低又具流变性,问题的研究往往牵涉到非线性大变形问题。复合式隧道衬砌承载能力大,地下工程中常将其作为软弱围岩隧洞支护。深埋的软弱围岩,常涉及非线性大变形问题,采用通用的有限元和边界元法往往不能较准确地描述其宏观力学行为。

FLAC程序为Fast Lagrangian Analysis of Continua简称,由美国ITASCA咨询集团公司于1986年首次推出,可用于进行有关边坡、坝体、隧道、洞室等的应力分析,是一种专门求解岩土力学非线性大变形问题的Lagrangian法程序。

1996年10月23日收到初稿,1997年1月19日收到修改稿。

* 国家教委博士点基金资助项目。

Lagrangian 法用差分法求解，需划分网格，与有限元不同之处是网格分物理和数学网格且互为影射，所划分的网格只要有序也可具有不规则的形状，并采用显式法求解差分方程。

时步选择的原则是要使计算的速度大于纵波传播的速度，也就是从物理上讲，在一个时步内，“信息”不能由一个单元传递到另一个单元。对于某一个结点而言，在每一时步它受到来自其周围区域合力的影响，如果合力不等于零，也就是说有了失稳力，结点就要运动。假定结点上集有邻接该结点的区域分摊到它上面的质量，于是在失稳力的作用下，根据牛顿定律，结点就会产生加速度，进而可在一个时步中求得速度和位移的增量。对于每一个结点而言，则可以根据其周围结点的运动速度求得它的应变率，然后可以根据材料的本构关系求得应力增量。

假定某一时刻多个结点的速度为已知，则根据高斯定理可求得各单元新的应力。

FLAC 计算程序具有良好的前后处理功能，专门设计了一种类似批处理文件的算法语言，用于满足计算不同的岩土工程问题。

3 计算模型

3.1 计算原型

为验证计算结果，原型采用文献[1]如图 1(a)所示的试验体。鉴于结构和荷载均对称，故只取其 1/2，即高 × 宽为 0.8m × 0.4m，左边界为水平约束，右边界中点为垂直约束，按平面应变问题处理。

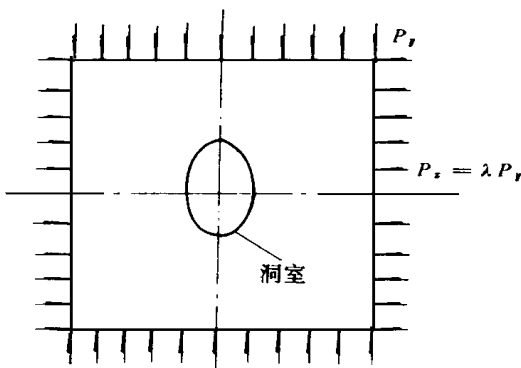


图 1(a) 计算原型

Fig 1(a) Prototype for calculation

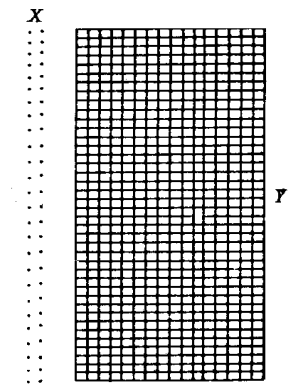


图 1(b) 计算模型

Fig 1(b) Model for calculation

根据文献[1]中的试验设计，隧洞形状取直、曲墙两种，试验体上下部和两侧均受 $P_y = 0.668 \text{ MPa}$ 和 $P_x = \lambda P_y$ 的初始均布荷载的作用。有关计算模型的其他情况见表 1。

3.2 锚杆和衬砌单元

与文献[1]的试验相同，采用全长粘结型锚杆。

表 1 计算模型一览表
Table 1 Model of Calculation

编号	隧洞形状	二次支护	一次支护	侧压力系数 λ	防水层	锚杆
F- 1	曲墙	有 $\delta = 5\text{mm}$	有 $\delta = 2.5\text{mm}$	1.5	有	
F- 2	曲墙	有 $\delta = 5\text{mm}$	有 $\delta = 2.5\text{mm}$	1/3	有	间隙 $2.5\text{cm} \times 2.5\text{cm}$
F- 3	曲墙	无	有 $\delta = 2.5\text{mm}$	1/3	无	$\phi 16\text{mm} \times 50\text{mm}$
F- 4	直墙	有 $\delta = 5\text{mm}$	有 $\delta = 2.5\text{mm}$	1/3	有	

本文采用了杆单元和粘结键组合计算模型(图 2)。砂浆层和锚杆及围岩间的关系通过联系单元粘结键建立(图 3)。它由平行和垂直锚杆轴线的两个弹簧组成, 锚杆的结点 i 和围岩的相应结点 j 通过该粘结键单元连接, 并由弹簧刚度反映两者间的相互作用。粘结键只表示力学上的模拟, 即几何尺寸为零。

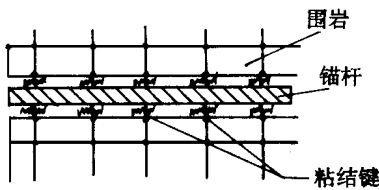


图 2 锚杆计算模型图

Fig. 2 Calculation model of bolting rods

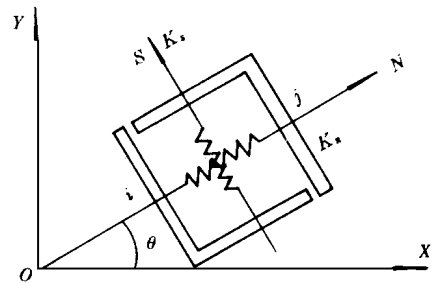


图 3 粘结键

Fig. 3 Cementation joints

在上述模型中, $K_n = K_s = 0$ 表示结点 i 与 j 完全分离; $K_n = K_s = \infty$ 则结点 i 和 j 刚性连接(理想粘结)。

对于一般情况, 设变形后的相对位移向量为 $\begin{Bmatrix} \Delta_n \\ \Delta_s \end{Bmatrix}$, 则握裹力和相对位移的关系为

$$\begin{Bmatrix} P_n \\ P_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_n \\ \Delta_s \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: K_n, K_s 为砂浆粘结层的法向和切向刚度。在计算时因垂直锚杆方向上砂浆和钢筋粘结很紧, 故取 $K_n = \infty$ 。

计算时取: $K_n = \infty$; $K_s = 2.85 \times 10^3 \text{N/m}$; 粘结强度 $K_b = 5.71 \times 10^4 \text{N/m/m}$ 。

一、二次衬砌均采用梁单元, 按层叠梁考虑。

3.3 计算参数

根据文[1], 计算参数如表 2 所示。

表 2 计算参数

Table 2 Parameters for calculation

名称	围岩	一次衬砌	二次衬砌	锚杆	防水层	备注
E / MPa	1.183×10^2	5.65×10^2	6.1×10^2	0.9×10^5	300	
C / MPa	0.15		0.5			锚杆:
f_c / MPa	0.285	0.345	0.6			
f_t / MPa	3.54×10^{-2}	4.57×10^{-2}	7.63×10^{-2}			$l = 25 \text{ mm}$
μ	0.32	0.21	0.20			$d = 0.16 \text{ mm}$
$\varphi / ^\circ$	31	27	30			

注: 模型应力相似比为 $C_\sigma = 35$, 几何相似比为 $C_l = 40$.

根据不同应力水平下的 $\epsilon-t$ 试验结果, 采用等效弹模法将围岩流变特性引入 FLAC 程序中, 等效弹模为

$$E(t) = 0.463 \times 10^2 \exp(0.23408/t) \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

在开挖各阶段, FLAC 程序均将洞周开挖释放荷载按其静力等效原则转换为作用在洞周各结点上的结点力。

计算时, 流变时步增量逐次累加, 在每个时段, 按公式(2)计算得到的 $E(t)$ 代入, 在各计算时段内, $E_i(t)$ 保持定值, 在 i 计算时段的应变为

$$\{\epsilon\}_{t+\Delta t} = \{\epsilon\}_t + \sum_{i=1}^{i-1} \{\Delta\epsilon(t_i)\} \quad (3)$$

式中: $\{\epsilon\}$ 为瞬时弹性应变。

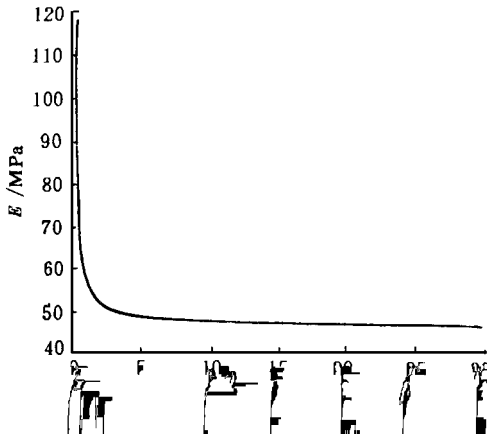


图 4 $E(t)-t$ 关系曲线

Fig 4 Curve of $E(t)-t$ dependence

3.4 计算步划分

在每个步骤, 按表 3 所示施工工艺, 分两步开挖洞室, 每隔 15m in 作为一个计算时段, 各时段取 500 时步。

表 3 计算步骤一览表

Table 3 List of calculation

计算步骤	I	II	III	IV	V	VI	VII						
P_y	0.668	0.668	0.668	0.668	0.668	0.668	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	2.5
计算步骤	初始应力场	开上半洞	设置拱部及一次衬砌	开挖下半部	设置下半部一次衬砌	设置二次衬砌及防水层							

备注

	试验值	理论值	试验值	理论值	试验值	理论值	
FM -1	0.325	0.388	0.25	0.276	0.35	0.589	试验值编
FM -2	0.26	0.404	0.16	0.362	0.18	0.283	号与表 1
FM -3	0.2	0.435	0.18	0.623	0.15	0.345	相同

表 5 架设二次支护前(试验 24 小时)周边位移

Table 5 The peripheric displacement prior to secondary supporting(experiment for 24 hours) mm

试件	拱顶		拱底中		墙中		备注
	试验值	理论值	试验值	理论值	试验值	理论值	
FM -1	1.33	0.869	1.125	1.051	1.85	1.69	试验值编
FM -2	1.02	0.954	0.75	0.909	0.55	0.532	号与表 1
FM -3	1.12	1.525	0.65	1.437	0.37	0.392	一致
FM -4	1.08	1.191	0.92	2.893	0.83	0.984	

(1) $\lambda = 1/3$ 时, 开洞位移以拱顶最大, 其后依次为拱底、墙中和墙底。在外荷载作用下, 围岩显示出明显的蠕变现象, 洞周位移速率在开洞后至稳压 20 h 变化较大, 随后逐渐趋于平稳。

(2) $\lambda = 1/3$ 时, 从开洞到支设二次衬砌, 直墙拱和曲墙拱关键点变形大小依次为拱顶、拱底、墙中; $\lambda = 1.5$ 时, 变形大小依次顺序为墙中、拱底、拱顶, 且两者拱肩和墙脚变形均最小。显然, 在此处最易发生剪切破坏。同等条件下, 直墙拱周边变形大于曲墙拱, 这说明曲墙拱受力状态优于直墙拱, 在岩性较差围岩中应优先考虑使用。

(3) 计算与试验位移值比较接近, 但开洞后支护一次衬砌前、后的洞周变位存在一定偏差。

4.2 支护结构应力

4.2.1 锚杆

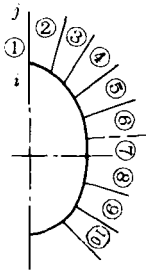
FM -2 支设一次衬砌后锚杆轴力计算值示于表 6。分析这些计算结果可见:

(1) 锚杆轴力均为拉力, 且大小沿杆长发生变化, 变化规律与锚杆实际受力有密切关系。其中 5, 6, 7, 9 号锚杆轴力中间大两头小, 符合中性点理论, 其余各锚杆轴力沿杆长变化无固定规律。这是由于锚杆实际受力与中性点理论推导基本假定不一样所致。

表 6 FM-2 支护一次衬砌后锚杆轴力计算值

Table 6 Axial force of bolting rods after primary lining in FM-2

N

锚杆分布	锚杆号	轴力
	1	2.0 i ⊕ 0.96 0.87 j
	2	3.58 ⊕ 3.35 0.498
	3	13.9 ⊕ 13.7 5.73
	4	7.8 ⊕ 10.54 16.0
	5	43.8 ⊕ 48.6 38.2
	6	28.9 ⊕ 53.7 42.6
	7	27.7 ⊕ 50.3 36.4
	8	38.8 ⊕ 37.4 24
	9	16.2 ⊕ 20.5 18.8
	10	35.1 ⊕ 11.36 6.87
备注	拉为正	

真实条件下, 锚杆不但受拉, 而且还有可能承受剪力。

(2) 锚杆承受了较大的拉力, 最大拉力在 6# 锚杆为 53.7N, 说明锚杆对改善围岩特性, 抑制洞周变形起到了明显作用。

4.2.2 衬砌内力

图 5 为 FM-2 在一次衬砌支护 20 h 后计算所得的截面应力图。图 6 为 FM-2 试件超载前一、二次衬砌各计算应力分布图。由图 5, 6 可见:

(1) 曲墙在受力过程中, 一、二次衬砌各截面均受压, 但由于各截面弯距和剪力的存在, 衬砌各截面内、外缘应力有所不同。

(2) 二次衬砌支护后, 复合衬砌内力随即发生调整。由于围岩在支护二次衬砌后发生

的变形受到了一、二次衬砌的共同抑制, 且二次衬砌厚度较一次衬砌大, 刚度较大, 支护后立即受力。这说明在围岩变形不稳定情况下, 二次衬砌作为承载结构与一次衬砌共同受力, 而不只是起到饰面和提高安全储备的作用。

(3) 在 $\lambda = 1/3$ 外荷载作用下, 曲墙从拱脚至墙底范围内, 内力较大, 是易发生破坏的部位。

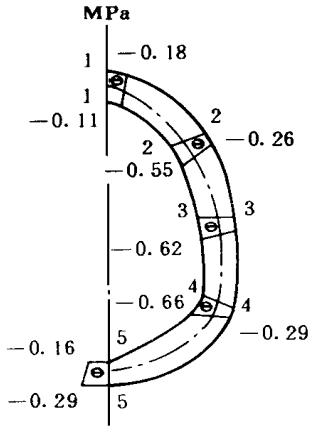


图 5 EM-2 一次衬砌内力分布
Fig 5 Distribution of internal pressures after primary lining in EM-2

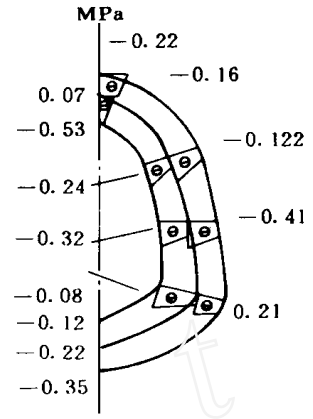


图 6 EM-2 一、二次衬砌内力分布
Fig 6 Distribution of internal pressures after primary and secondary lining in EM-2

5 破坏形态及承载能力

5.1 破坏形态

图 7(a)和图 7(b)分别为计算所得复合式衬砌结构破坏形态。

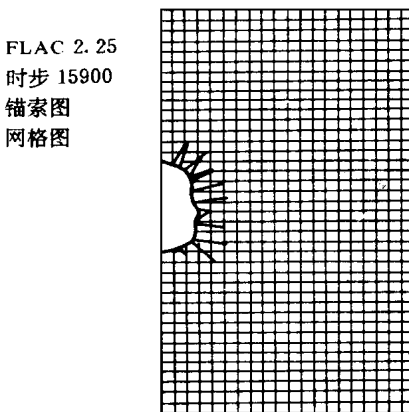


图 7(a) EM-2 破坏形态
Fig 7(a) Shapes of failure in EM-2

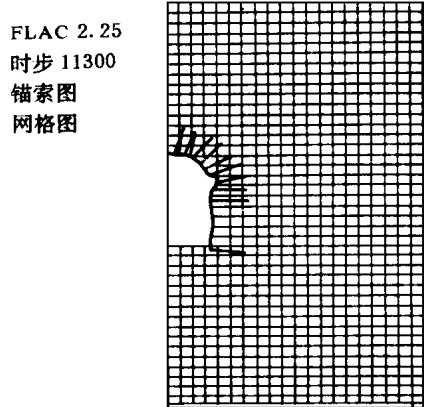


图 7(b) EM-4 破坏形态
Fig 7(b) Shapes of failure in EM-4

分析可见:

(1) 曲墙拱发生破坏部位在拱脚至墙底处, 表现为结构在此部位出现塑性区, 致使复合式衬砌出现剪切破坏。

(2) 直墙拱的破坏发生在拱角和墙底附近, 范围没有曲墙拱大, 衬砌结构也是受剪破坏, 直墙拱抵抗底鼓的能力较弱, 出现了较为明显的底鼓现象。

由上可见, 两种不同形状的结构计算破坏形态与试验结果一致。

5.2 承载能力

计算时, 超载外荷载的增加以程序给出“已无法计算”警告, 自动退出为准。表 7 为复合衬砌承载能力计算结果与试验值的比较, 该表表明: 计算值与试验值较为一致, 相对误差在 7.8% ~ 10% 之间, 可为工程所接受。

表 7 复合衬砌极限承载力试验与理论计算对比一览表

Table 7 A comparison between computation and tests for support capacity of complex tunnel lining

试件编号	试验值		计算值		相对误差%
	P_x	P_y	P_x	P_y	
FM-1	1.8	1.20	1.5	1.0	16
FM-2	0.82	2.48	0.7	2.1	15.3
FM-3	0.74	1.98	0.57	1.7	14.1
FM-4	0.47	1.41	0.43	1.3	7.8

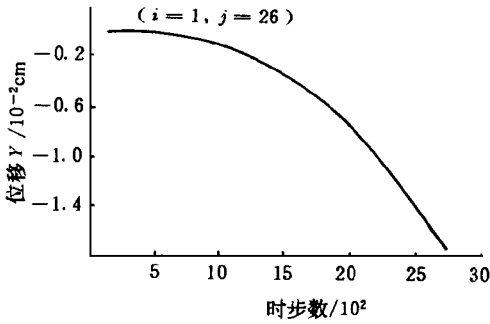
6 综合分析

6.1 锚杆作用

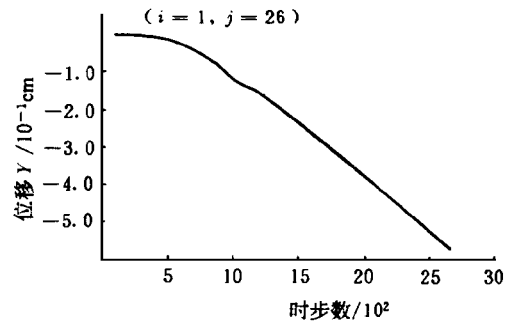
图 8(a)和图 8(b)分别为有无锚杆时支护一次衬砌后拱顶的位移。由该图可见, 计算时步为 2700 步时, 有锚杆时拱顶位移为 0.58mm, 后者则为 1.6mm, 两者相差 2.76 倍。这表明, 锚杆对改善围岩, 充分发挥围岩的自承作用起到明显的效果。

6.2 二次衬砌

图 9 和图 10 分别为一次衬砌设置 2h 后, 洞周关键点位移和设置一次衬砌后 1h, 再设置二次衬砌后 1h, 计算所得的周边位移。前者拱顶、墙中位移分别为 0.9mm 和 0.4mm, 后者为 0.7mm 和 0.25mm, 二次衬砌抑制了两点位移平均值的 26.9%。如假设结构受力与变形成正比, 则表明二次衬砌分担了 26.9% 的外荷载。因此, 可以说在变形不稳定和具有明显流变特性的围岩中, 二次衬砌是一个承载结构, 复合式衬砌是锚杆、一二次衬砌共同作用的统一体。



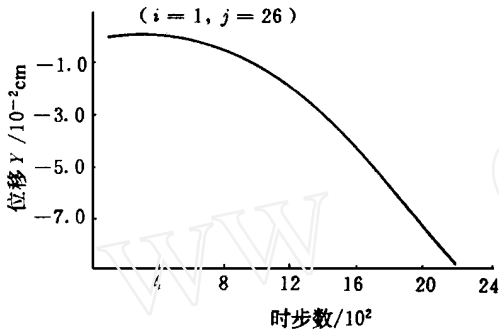
(a) 无锚杆时



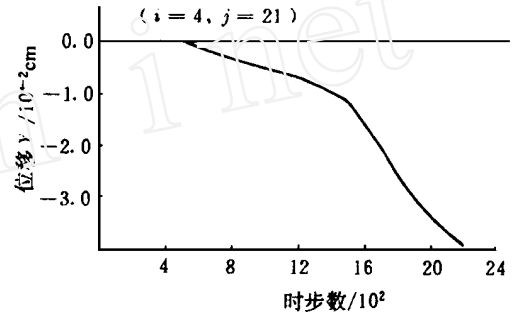
(b) 有锚杆时

图 8 拱顶位移

Fig 8 Displacement of vault



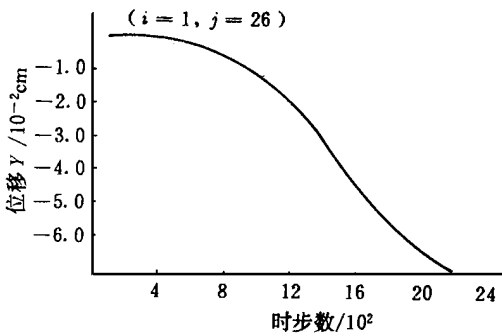
(a) 拱顶位移



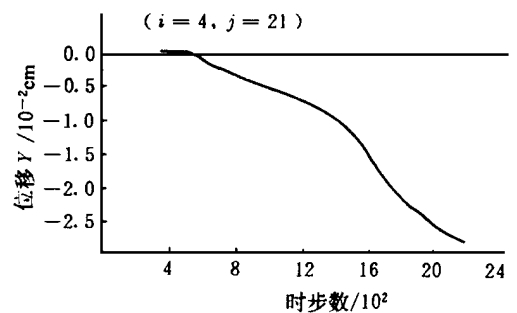
(b) 墙中位移

图 9 无二次衬砌时拱顶及墙中位移

Fig 9 Displacement of vault and wall middle without secondary lining



(a) 拱顶位移



(b) 墙中位移

图 10 有二次衬砌时拱顶及墙中位移

Fig 10 Displacement of vault and wall middle with secondary lining

7 结论

(1) 采用目前国际上流行的最新大变形岩土工程数值计算程序 FLAC 分析复合式衬砌受力机理和承载能力在国内尚属首次。

(2) $\lambda = 1/3$ 时, 从开洞到支设二次衬砌, 直墙拱和曲墙拱各关键点变形大小依次为拱顶、拱底、墙中。 $\lambda = 1.5$ 时, 变形大小依次顺序为墙中、拱底、拱顶且拱肩和墙底变形均最小。同等条件下, 直墙拱周边变位大于曲墙拱。

(3) 采用粘结键组合计算模型, 可较真实地模拟锚杆受力状态。在计算给定条件下, 锚杆可显著改善围岩, 降低拱顶位移约 70%。

(4) 计算所得复合式衬砌破坏均为受剪破坏, 其中曲墙拱破坏部位在拱脚至墙底处, 直墙拱在拱脚和墙底附近, 与试验结果一致。

(5) $\lambda = 1/3$ 时, 复合式衬砌承载能力曲墙比直墙高, 有二次支护的承载能力比单层支护高 23.5%, $\lambda = 1.5$ 时曲墙复合式衬砌承载能力最低。承载能力计算结果与试验基本吻合, 且略小于试验值, 相对误差在 7.8% ~ 16% 左右, 可为工程所接受。

参 考 文 献

- 1 程桦, 孙钧, 吕渊. 软弱围岩复合式隧道衬砌模型试验研究. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(2): 162~ 170
- 2 王永嘉. 拉格朗日法及其在锚固工程中的应用. 见: 国际岩土锚固与灌浆新进展. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996, 177~ 183
- 3 ITASCA Consulting Group. Inc. FLAC (Version 3.0), 1991

NUMERICAL ANALYSIS OF LARGE NON-LINEAR DEFORMATION MECHANISM FOR COMPLEX TUNNEL LINING IN INCOMPETENT COUNTRY ROCK

Cheng Hua

Sun Jun

(Huainan Mining Institute, Huainan 232001) (Tongji University, Shanghai 200092)

Abstract Numerical analogue study is conducted to the mechanism and bearing capacity of the complex lining for tunnels in incompetent countryrock with FLAC program, and the relations of the deformation and bearing capacity of such linings are revealed. Thus a basis is offered for proper design of the support with this structure.

Key words large non-linear deformation, incompetent countryrock, tunnel lining, mechanism