

第二届全国公路隧道学术会议

论文集

中国公路学会隧道工程学会
交通部重庆公路科学研究所

第二届全国公路隧道学术会议

论文集

一九九三年三月

前 言

随着我国高等级公路的发展,公路隧道建设规模日益扩大,隧道工程对科技的需要越来越大。经中国公路学会批准,隧道工程学会定于1993年3月在广东省广州市召开第二届全国公路隧道技术交流会。

为使此次技术交流会获得圆满成功,隧道工程学会于92年7月发出通知征集有关论文,到11月底共收到论文29篇,全部纳入论文集。提交论文内容包括:围岩稳定性监测(4篇);公路隧道规划、勘测、设计、施工(7篇);公路隧道CAD系统(1篇);公路隧道防、排、堵水(3篇);公路隧道通风(5篇);照明(2篇);公路隧道监控系统(1篇);公路隧道施工监理(1篇);新材料(1篇);简介、概况、调查报告等(4篇)。收入“论文集”的论文与“首届全国公路隧道学术交流会论文集”相比,其数量增加了10篇;内容更为丰富,较全面地论及隧道工程的各领域;论文质量也有长足的提高。“论文集”的内容广泛,基本上反映了国内目前公路隧道技术的现状。

编者对这些论文作了细致的审编。尽管作了不少的努力,但鉴于水平有限,疏漏之处在所难免,敬请读者多加指教。

编者

1992年12月

目 录

软弱围岩隧洞施工性态的模拟与分析·····	孙钧 朱合华 (1)
岩体的流变性与支护设置时间的优选·····	陈德坤 (13)
软岩巷道稳定性控制新理论·····	何满潮 (23)
深汕公路后门隧道工程现场量测成果初步分析·····	
·····交通部85-02-04-02课题组 刘 伟执笔	(28)
孔家庄隧道设计·····	李志厚 倪亦元 (35)
高等级公路特长隧道的勘测、设计与施工·····	徐宝贤 (38)
福(州)马(尾)一级公路鼓山、马尾隧道的规划、设计和施工·····	朱应龙 (44)
低等级公路中隧道测设的几个问题·····	熊世龙 (50)
公路隧道建筑限界基本宽度的探讨·····	张吉昌 (53)
山岭公路隧道断面型式标准化的探讨·····	程崇国 (59)
西兰公路祁家大山隧道采用两次衬砌及计算原理·····	景 韧 (69)
公路隧道CAD系统研究与开发·····	钟长平 王毅才 (76)
缙云山公路隧道防排水·····	张树伦 (83)
中梁山公路隧道注浆堵水·····	肖硕恒 (87)
新奥法在中梁山双线公路隧道坍方处理中的运用·····	易亚滨 (96)
成渝公路中梁山隧道通风竖井设计·····	冯贻芷 (101)
公路长隧道采用纵向射流通风的效益·····	李言信 (107)
公路隧道送风型半横向通风研究·····	杨思勤 (114)
从几座隧道的调查谈公路长隧道的通风问题·····	孔祥金 (124)
公路隧道通风设计与实践·····	胡维楨 (128)
北京西客站前机动车隧道照明光源的选择·····	王 芑 (133)
CIE《公路隧道与地道照明准则NO.26/2, 1990》中的概念更新与不足·····	郑汉璋 (138)
公路隧道监控系统的设置·····	宁梓荣 (145)
如何搞好公路隧道施工监理·····	韩常领 缪怀甫 (149)
CCR911 夹布橡胶防水板在隧道工程中的应用·····	周 鉴 (154)
营运公路隧道的一些问题及对策·····	吴德兴 (158)
云台山隧道简介及建筑特点·····	唐成才 (162)
珠海板樟山隧道调查报告·····	孔祥金 (165)
深汕汽车专用公路后门隧道左洞贯通概况·····	王华牢 缪怀甫 (170)

Contents

Modelling and analyse of construction behaviour upon the tunnels of soft surrounding rock.....	Sun Jun Zhu Hehua (1)
Rheological behavior of rock mass and the optimization of the rock support time.....	Chen Dekun (13)
New theory of control on the stability of softening rock tunnels.....	He Manchao(23)
Primary analyse of in place measuring results on the Houmen tunnel driving of Shenzhen-Shantou highway.....	Liu Wei(28)
Design of kongjiazhuang highway tunnel.....	Li Zhihou Ni Yiyuan (35)
Reconnaissance, design and construction of long tunnels for the motorway.....	Xu Baoxian (38)
Plan, design and contruction of Gushan, Mawei tunnels for Fuzhou-Mawei freeway.....	Zhu Yinglong (44)
Survey and design on the tunnels of low grade highway.....	Xiong Shilong (50)
Research on the basical width for structural buliting limit of highway tunnels.....	Zhang Jichang (53)
Research of the normalization upon the section type of mountain road tunnels.....	Chen Chongguo(59)
Tow lining applied in the Qijiadashan tunnel of Xian-Lanzhou highway and the calculating theory.....	Jing Ren(69)
Research and development on CAD systeme of the highway tunnel.....	Zhong Changping Wang Yicai (76)
Waterproof and drainage of Jinyunshan tunnel.....	Zhang Shulun (83)
Grouting and water sealing for Zhongliangshan highway tunnel.....	Xiao Shuoheng (87)
Application of NATM in cave-in treatement of Zhongliangshan double line highway tunnels.....	Yi Yabin (96)
Ventilating Shaft design of Zhongliangshan tunnel for Chengyu highway...	Feng Yizhi (101)
Benefit of the longitudinal ventilation with jet fan used in the highway long tunnels.....	Li Yanxin(107)
Research of semi-transverse ventilation on the highway tunnels.....	Yan Siqin (114)
Ventilation problem of the long highway tunnel.....	Kong Xiangjin(124)
Ventilation design and practice on highway tunnel.....	Hu Weixie (128)
Choise of the tunnels lighting luminous source in front of Beijing West Rail way Station.....	Wang Peng(133)
Views upon "Guide for the lighting of road tunnels and underpass", 1990	

.....	Zheug Hanzhang (138)
Installation of the surveillance system on the vehicular tunnels.....	
.....	Ning Zirong (145)
Constructing supervision on the highway tunnel.....	
.....	Han Changling Miao Huaipu (149)
Rubber waterproof plate CCR 911 applied in the tunnel driving.....	Zhou Jian (154)
Some problems and adopting measures on the operating highway tunnels.....	
.....	Wu Dexing (158)
Brief introduction on Yuntaishan tunnel and his building features.....	
.....	Tang Chengcai (162)
Finding report on Zhuhai-Banzhanshan tunnel.....	Kong Xiangjin (165)
Introduction of the left tunnel pierce on the Houmen tunnels of Shenzhen-Shantou highway.....	Wang hualao Miao Huaipu (170)

软弱围岩隧洞施工性态的模拟与分析

孙 钧 朱合华

(上海同济大学)

摘要: 本文着重就软弱围岩隧洞的施工性态进行了计算机模拟和分析。文中除提出考虑隧洞开挖面时空效应的二维分析模型外,对软弱围岩还计入了岩体流变时效的弹粘塑性有限元法数值计算,其中,研讨了开挖面推进过程中洞室围岩与锚喷支护的相互作用以及设置整筑式二次内衬的影响。用所建议的力学模型和所编制的程序软件并结合具体工程,分别就洞室上下台阶法分部开挖、全断面法一次开挖和侧壁导坑法扩大开挖等几种最常见的隧洞施工作业方式进行了模拟分析。计算成果并与现场实测数据作了比较验证。该项研究成果进一步丰富了地下结构施工力学的理论内涵,对工程实践亦有广泛的应用价值。

关键词: 软弱围岩隧洞, 开挖面效应, 弹粘塑性, 锚喷支护, 二次衬砌, 施工力学

1 引 言

在岩石地层中开挖隧洞,伴随着开挖面的向前推进,如何尽可能地使岩体的初始状态不受过大的扰动,从而使围岩体处于相对稳定状态,是一个非常复杂的问题。它涉及隧洞开挖方式的选择,开挖面空间效应的利用,支护形式、支护参数和支护时机的确定等许多方面。首先,隧洞开挖方式应视毛洞开挖尺寸和岩体自稳条件等妥慎确定。当洞室尺寸较小、岩体特性和地质条件良好时,可采用全断面一次开挖的方式;当洞室尺寸较大,或岩性和岩层地质条件较差时,可选择分部开挖的方式,如采用两侧壁导坑式或上下台阶式分部开挖。对于软弱破碎岩体,一般宜采用分部开挖方案,具体采用哪一种方案,除施工组织要求外,还要通过预先的理论分析和工程类比来进一步择定。其次,要充分利用隧洞开挖面的空间约束效应,并适时地构筑支护结构。开挖面对隧洞围岩的虚拟支撑作用,发生于距开挖面 $\leq 1.5 \sim 2.0$ 倍洞跨范围内。对于软弱围岩,则在此范围之后,岩体本身固有的流变时效还得以持续发展。图1反映了支护迟后施作对支护荷载的影响。不难发现,支护过早或过迟都将对围岩与支护结构的共同作用构成不利的影响,从而不能在围岩施锚区有效地形成坚固的承载环。至于支护结构形式及支护参数的影响,限于篇幅,本文不再赘述。

设用真三维的计算模型来模拟上述复杂的地层特征和施工条件虽属需要,但确是很难办

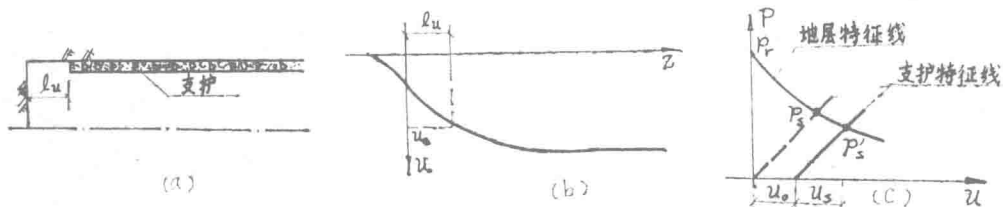


图1 支护迟后施作对支护荷载的影响

到的, 昂贵的计算费用和有限的计算机内存都使人们束手无策。本文建议采用适当简化的模型, 以尽量逼近问题的真实。此处将用线弹性模型来模拟开挖面附近隧洞的空间效应, 再用两维平面应变弹粘塑性模型来模拟软弱围岩介质的地层性态与施工作业方式。谋求在这两种模型之间建立有机联系的方法有许多种, 如多重单元法、虚拟支撑力法、等效初应力法、轴对称法等。通过比较研究, 本文将采用“广义虚拟支撑力法”, 以模拟开挖面的空间效应。该方法的特点是它能很好地模拟开挖面在水平和垂直两个方向上空间约束效应的不同, 并能方便地与复杂的两维介质模型相耦合。如此, 为要模拟开挖面向前不断推进的过程, 仅需按增量加载的方式, 以连续改变作用在隧洞壁上能以等代反映开挖面空间效应的“虚拟”支撑力的大小即可。

2 隧洞开挖面空间效应

隧洞开挖面的空间几何效应在纵断面方向上表现为“半圆穹”约束, 在横断面方向上则表现为“环形”约束, 这两种约束方式的联合作用, 使得开挖面附近一定范围内的围岩体在无支护情况下得以保持一定时间内的稳定。开挖面的环形约束效应, 在某种程度上受纵断面方向的“虚拟”支撑力的影响, 在横断面上它使洞周围岩以及与支护结构一起共同构成的承载拱(环)效应得到加强。

所谓“半圆穹”, 是因洞壁径向变形与至开挖面的距离的曲线形状而得名, 如图2所示。这种“半圆穹”面积的大小取决于洞室截面形状系数(高宽比)、地应力大小(主要指侧压力系数)、埋深、泊松比以及施工方式等因素。下面将引出位移释放系数“ λ ”来衡量开挖面的这一空间效应。

2.1 位移释放系数

一般意义上讲, 位移释放系数系指距开挖面一定距离 z 处某点 p , 在任一方向 l 上的变形值与距开挖面足够远处(不受开挖面空间约束效应影响处)的同一位置、同一方向上的变形值之比, 即

$$\lambda_l(z, p) = u_l(z, p) / u_l(\infty, p) \quad (1)$$

式中, λ_l 为 l 方向上的位移释放系数, 它反映了开挖面的空间约束程度。位移释放系数又可分为相对位移释放系数和绝对位移释放系数, 这里采用后者。鉴于本文研究是建立在三维简单几何模型计算基础上的, 且顾及到位移释放系数的方向性效应, 则有

$$\left. \begin{aligned} \lambda_r(z, A) &= u_r(z, A) / u_r(\infty, A) \\ \lambda_r(z, B) &= u_r(z, B) / u_r(\infty, B) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

如图3所示, 式中 $u_r(z, A)$, $u_r(z, B)$ 分别为拱顶中点 A 和侧墙中点 B 处洞壁径向 r 的绝对位移; $\lambda_r(z, A)$, $\lambda_r(z, B)$ 则为其相应的位移释放系数。在实际计算中, 据开挖面三倍洞跨时, 认为开挖面的空间效应已完全消失, 此时有 $\lambda_r(3D, A) =$

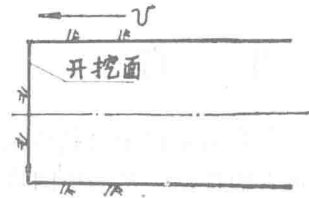


图2 开挖面的半圆穹效应

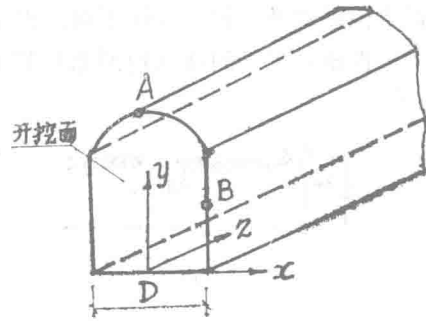
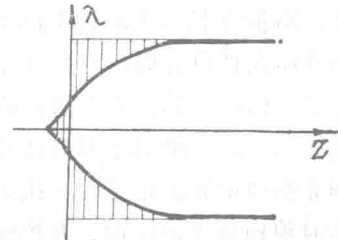


图3 坐标相对位置示意图

$\lambda_r(3D, B)=1.0$ (D 为毛洞跨度, 以下同)。

如图 4 所示, 在分部开挖方式下, 对于各不同开挖阶段, 隧洞截面形状在改变, 这时洞壁位移释放系数不仅受到开挖面的影响, 而且与开挖的隧洞形状和尺寸也有关。对于长台阶开挖, 考虑到先后两个开挖面的影响范围, 只要满足 $l=4D$, 位移释放系数可定义为

$$\lambda_r(z, p)=u_r(z, p)/u_r(3D, p) \quad (p=A, B) \tag{3}$$

对于短台阶开挖, 位移释放系数仍按式(2) 定义, 但应扣去后续开挖阶段所产生的位移量。

2.2 实例计算与分析

按照以上定义方式, 下面采用三维边界单元法分别给出了上下台阶分部开挖和全断面一次开挖两种情形下的计算结果。计算中初始地应力荷载取为: $\sigma_v^0=\gamma H$, $\sigma_{h1}^0=\sigma_{h2}^0=$

$\frac{\nu}{1-\nu}\sigma_v^0$ 。 (σ_v^0 为垂直向地应力分量; σ_{h1} , σ_{h2} 为两个水平向地应力分量)。

图 5 给出了长台阶 ($l=50m\geq 4D$) 分部开挖情况下, 开挖面附近洞壁不同位置 (A-拱顶中点; B、D-侧墙表征点; C-底板中点, 以下同) 处的径向位移 及其相应的位移释放系数; 图6为全断面开挖情况下的计算结果。

2.2.1 开挖方式的影响效应

从以上计算结果的分析表明, 分部开挖情况下后续开挖步序(下台阶)对拱顶中点的变形影响较小, 对侧墙(B点) 的变形影响则较大。若分别按式(2)和式(3)的方式定义, 上台阶开挖面拱顶中点的位移释放系数分别为 27.5%和 32%, 侧墙(B点) 的位移释放系数则分别为 11.4%和 24.0%。进一步分析还可知, 拱顶变形在上台阶开挖时已释放了 85%以上, 而侧墙变形则不到50%。

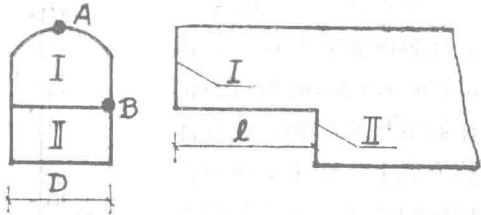


图4 部分开挖示意图

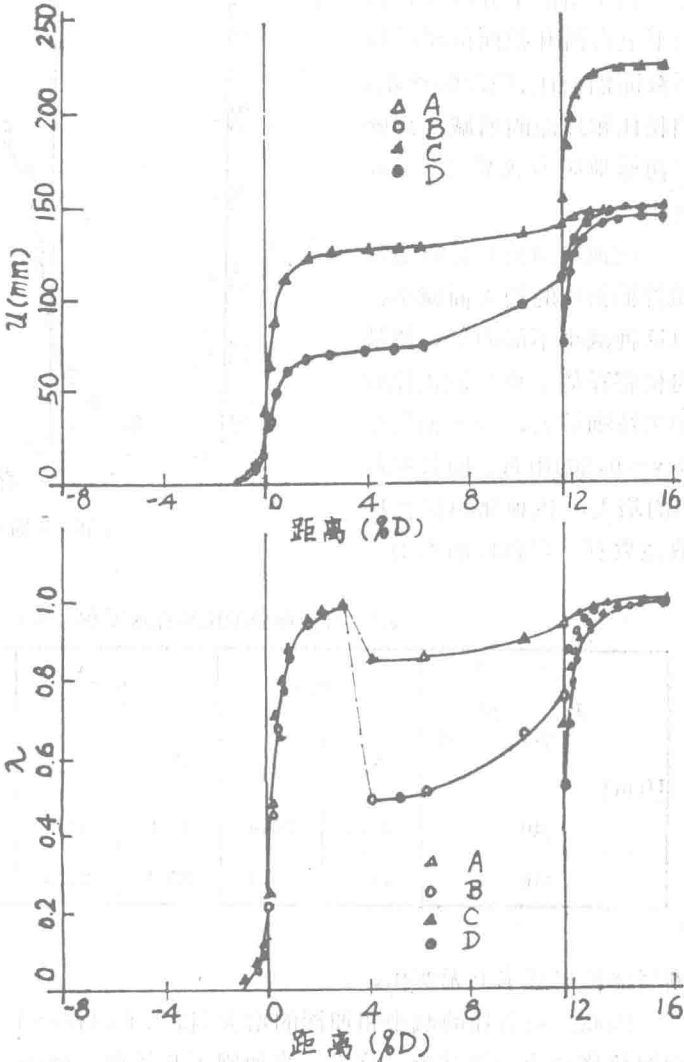


图5 分部开挖方式下 (长台阶) 的开挖面效应

全断面开挖方式下，顶、底板的位移释放系数相近，均约为30%，而侧墙的位移释放系数为24%。在分部开挖方式下，基本上可以得出相同的结论。无论开挖方式如何，在距开挖面1m的位置，拱顶和侧墙的位移释放系数分别为55%和50%；距开挖面1D处，拱顶和侧墙的位移释放系数均近乎90%。

2.2.2 泊松比和埋深的影响效应

表1给出了分部开挖情形下上台阶开挖面位移释放系数随泊松比、埋深的变化。泊松比和埋深的增减，反映了初始地应力载荷分量的变化。

拱顶点的位移释放系数随着泊松比的增大而减小，但这种减小不够明显；侧墙的位移释放系数与泊松比的相关性则较大，最大值发生于 $\nu=0.2$ 的附近。随着埋深H的增大，拱顶部的位移释放系数有一定程度的增加，

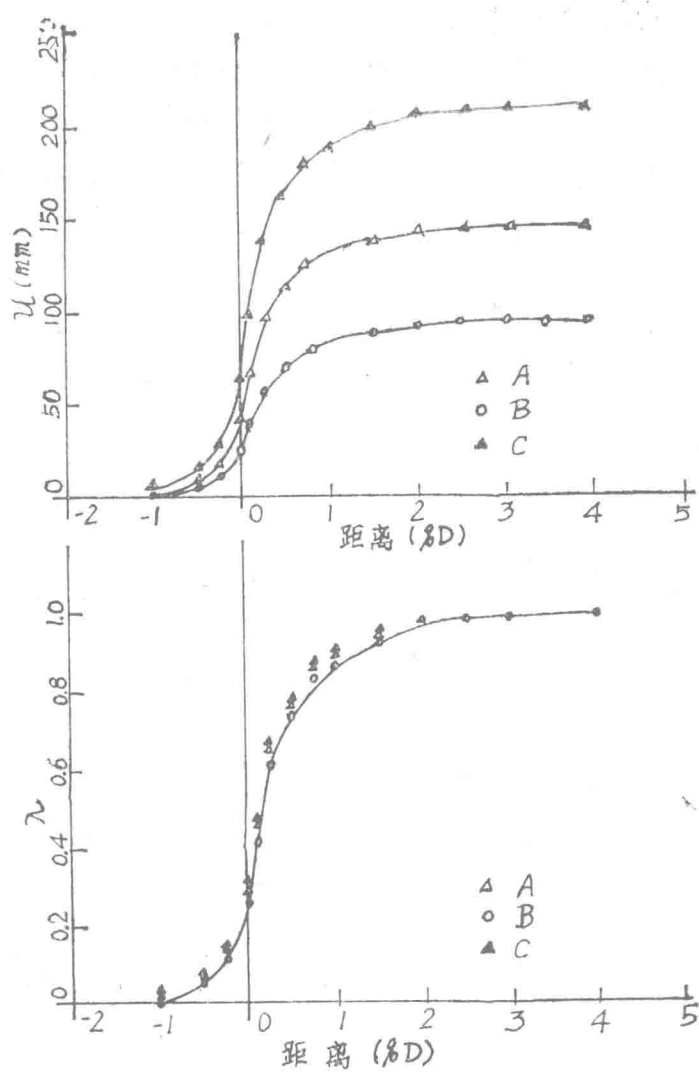


图6 全断面开挖方式下的开挖面效应

表1 开挖面处的位移释放系数 (%)

	0.1		0.2		0.3		0.4	
	A	B	A	B	A	B	A	B
H(m)								
40	32.5	26.4	32.0	31.9	30.5	17.6	26.9	23.9
140	35.2	26.4	35.1	32.5	34.2	17.1	32.4	23.8

侧墙部位则基本上无变化。

因此，泊松比的减小和埋深的增大，将在不同程度上使垂直向的位移释放系数增大，水平向的位移释放系数减小，这进一步加剧了开挖面空间约束的各向异性。

隧洞截面形状系数 β (用高宽比表示) 对位移释放系数也有一定的影响，但当 β 值在一定

范围内变化 ($0.5 \leq \beta \leq 2.0$) 时, 洞壁径向位移释放系数主要决定于初始地应力状态, 而 β 值影响效应较微弱。对于一般的工程问题, β 值均在上述范围内变化。

3 软弱围岩隧洞施工性态的模拟与分析

真实地模拟软弱破碎围岩隧洞的施工作业流程, 不仅要考虑围岩介质的复杂性态, 施工作业方式, 包括分部开挖步骤, 支护结构形式和分步施作时机, 而且要考虑开挖面推进过程中的空间效应。有机地将这几方面的因素耦合在一起, 需要作进一步的工作。文献[3]采用“两步法”分析了开挖面影响范围内水平和垂直向不同程度的应力释放, 但仍未能模拟开挖面推进过程中围岩的非线性累积效应。文献[4]采用“递推分析法 (多重单元法)”模拟分析了开挖面推进过程中的围岩动态。这种方法由于采用了准三维计算模型, 能较好地适应隧洞轴向与地应力主向不相一致的情况, 但对分部开挖的模拟尚存在着明显的缺陷。本文下面拟着重就开挖面的空间效应在水平和垂直两个方向上的各向异性、开挖面推进过程中的施工作业方式以及软弱破碎围岩地层的力学性态等方面, 作详细的讨论。

3.1 三维与两维问题的转换

为了将开挖面推进过程中的三维问题转化为两维问题来分析, 必须满足隧洞轴向为其中的一个主应力方向, 且地质条件沿轴向保持不变的要求。对于浅埋隧道以自重应力为主的初始地应力场言, 前一条件容易满足; 后一条件可以通过假设施工过程中沿洞室轴向岩性为分段均一来考虑。

根据轴对称有限元法的计算结果, 在开挖面推进过程中, 洞壁径向应力 σ_r 从 P_0 增至 $2P_0$ (P_0 为初始静水压力), 且 σ_r 是一条收敛曲线, 它与洞壁的径向位移变化相一致。因此, 可以利用洞壁径向位移释放系数, 来反映开挖面径向的“虚拟支撑力”的变化, 如引入“广义虚拟支撑力”, 则有 $P_v(z) = (1 - \lambda_r(z, A)) \sigma_v^0$, $P_h(z) = (1 - \lambda_r(z, B)) \sigma_h^0$ (4)

式中: 如图7所示, $P_v(z)$, $P_h(z)$ 分别为距开挖面 Z 处的垂直和水平向的“等效”虚拟支撑力; σ_v^0 , σ_h^0 分别为该两个方向的全部开挖释放力 (与开挖面位置无关)。容易推知, 垂直与水平向距开挖面任一位置处的开挖释放力为 $\lambda_r(z, A) \sigma_v^0$ 和 $\lambda_r(z, B) \sigma_h^0$ 。

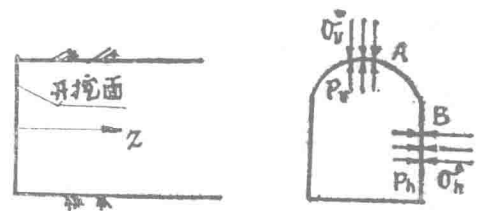


图7 开挖面对洞壁的“等效”虚拟支撑力系

应该指出, 洞壁各点的位移释放效应不尽相同, 仅用拱顶点垂直方向与侧墙中点水平方向的“虚拟支撑力”来等效开挖面效应似偏于简化, 但对于类似这种转换方法的可行性, 文献[3]已作了充分的论证, 表明转换后的两维问题计算结果与三维问题的计算结果基本一致。

3.2 隧洞开挖过程中施工性态的模拟

隧洞开挖面不断向前推进的过程, 也就是对其后续开挖洞壁逐渐卸载的过程。在这一卸载过程中, 地层性态逐渐由弹性状态进入非线性屈服状态, 围岩亦逐渐地由开挖面之前受初始扰动时的稳定状态, 转变为距开挖面一定距离时的非稳定状态, 因此, 需要在适当的位置和时刻分别施作一次支护和二次支护。如图8所示, 对于某一典型断面 S , 开挖过程中, 共分四个阶段: ①为开挖面之前的岩体扰动区域, 进入该区域的初始扰动断面至开挖面约 $1.0D$, 即一倍洞跨处止; ②为岩体已经开挖, 但尚未支护的洞段, 该临空段的长度视岩体自稳条件

确定,一般取为 $1.5D$;③为一次支护洞段,包括施作锚杆、喷混凝土和设置网筋;④为二次支护洞段,设置混凝土内衬砌,它多半只用作安全储备和抗水压。

上述四个施工阶段为洞室典型断面所共有,但产生于不同的时该,而且由第一阶段至第四阶段,地层的非线性效应也有一累积过程。为此,需引入时间因子,建立与时间相关的卸载系数函数,以模拟开挖面向前推进的动态过程。这里的卸载系数与式(4)中的位移释放系数是相一致的,故可定义为

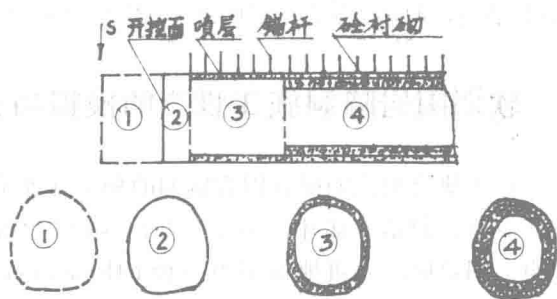


图8 典型断面S所经历的四个阶段

$$f_i(t) = \begin{cases} 1 - (1 - f_i^0)e^{-\alpha_i(t-t_0)} & (t \geq t_0) \\ f_i^0 e^{\beta_i(t-t_0)} & (t < t_0) \end{cases} \quad (i=x, y) \quad (5)$$

式中, f_i^0 为开挖面处的卸载系数; α_i , β_i 为常数, $\beta_i = (-\frac{1}{f_i^0} - 1)\alpha_i$, α_i 可由计算得到; t_0 为开挖面按平均速度 v 推进至岩体产生初始扰动位置的时刻, $t_0 = d/V$ (d -洞径)。

实际计算中,对于不同的施工阶段,借助上面提出的转换方法,可采用分段卸载方式。与此过程相匹配,将软弱破碎围岩地层模拟成弹—粘塑性材料是合适的,即在开挖面附近,围岩体由于开挖面本身的支撑作用而呈弹性状态,一旦开挖面作用消失,围岩体将随即进入粘塑性屈服状态。

为模拟软弱破碎围岩体进入粘塑性屈服后产生的应变软化现象,采用下列公式:

$$C = C_e e^{-20\varepsilon^{vp}}, \quad \varphi = \sqrt{\varphi_e^2 - (200\varepsilon^{vp})^2} \quad (6)$$

来折减岩体屈服区的 c_e , φ_e 弹性值, ε^{vp} 为八面体粘塑性剪应变。

分部开挖情形下仍可用上述同样的方法,且对不同的台阶开挖方式(长、中、短三种台阶),均可得以有效地进行模拟分析。

计算模拟运用平面应变弹—粘塑性有限单元法,其基本公式可参见有关文献。采用增量初应变法求解,屈服准则可沿用德鲁克-普拉格(Drucker-Prager)公式。

4 工程应用

4.1 应用之一——上下台阶法分部开挖

4.1.1 工程概况

隧洞断面的设计形状和有关尺寸如图9所示,最大埋深130m。开挖时侧墙每侧预留10cm,顶、底板未预留,但实际开挖中有50~60cm的超挖。初期支护时,喷混凝土层厚15cm,分三次喷,混凝土标号为200[#];锚杆为 $\phi 16$ 的螺纹钢,间距为 $0.75\text{m} \times 0.75\text{m}$,排距为0.75m,呈梅花形布置,长3.2m;钢筋网双层设置,网筋直径 $\phi 6$,网眼尺寸为 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ 。二次支护采用整筑混凝土衬砌,混凝土标号200[#],厚30cm。工程所在地层岩体为极松软粘土岩,其变形模量为46.0MPa,泊松比为0.4,内摩擦角 20° ,内聚力0.1MPa,流变粘滞系数 $3.2 \times 10^{12}\text{Pa}\cdot\text{s}$,

容重 2.5T/m^3 。

由于地层岩性较差，属Ⅳ-Ⅴ类围岩，施工分上下台阶开挖。先开挖上台阶，后开挖下台阶，上下台阶距离大于 50m 。上台阶开挖时喷锚网紧跟开挖作业面之后施作，放炮后先喷 5cm 的混凝土，然后打锚杆、挂网，接着再喷 5cm 厚混凝土；下台阶开挖时每两个循环进行一次支护，顺序同上台阶。最后挂第二层网，并复喷至设计厚度。二次衬砌于初期支护设置完成 130 天后施筑。开挖面平均推进速度为 $0.8\text{m}/\text{天}$ 。

4.1.2 施工模拟

施工模拟示意如图10所示。根据施工进度要求，计算中将每个开挖步的开挖释放荷载分四个步骤施加，各步的荷载增量系数及其相应的推进距离和时刻（自开挖面之前一倍洞跨算起）由表2给出。上、下台阶开挖均分四个卸载段：上台阶开挖

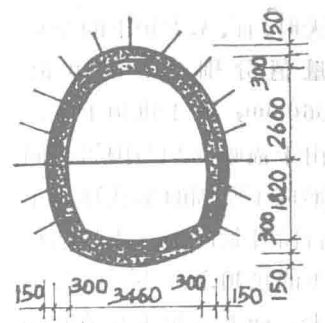


图9 洞室断面设计形状和尺寸

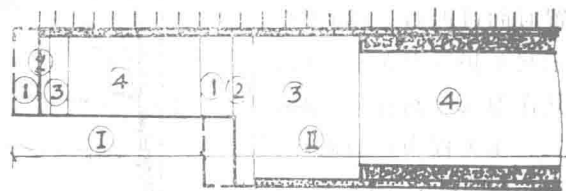


图10 分部开挖施工模拟

表2 分部开挖各卸载段荷载增量系数

开 挖 步		I				II			
卸 载 段		1	2	3	4	1	2	3	4
推进距离		(-1~0) D	(0~0.25) D	(0.25~2) D	(2~10) D	(-1~0) D	(0~0.25) D	(0.25~18) D	(18~53) D
推进时间(天)		0~5	5~6	6~17	17~57	57~63	63~64	64~130	130~250
载 荷 增 量 系 数	Δf_x	0.24	0.44	0.29	0.03	0.53	0.27	0.20	0.0
	Δf_y	0.32	0.38	0.28	0.02	0.68	0.20	0.12	0.0

时，锚喷支护于第②卸载段，即紧跟开挖面之后设置，下台阶开挖时，锚喷支护由于是两个循环进行一次，故于第③卸载段施作；二次衬砌支护于第④卸载段施作。

4.1.3 计算结果与分析

图11给出了水平收敛位移（相应于实测位置，距上台阶底板约 1m ）和拱顶下沉量随开挖面作业时间的变化曲线，它综合反映了开挖面之前的围岩扰动程度、开挖面附近的空腔效应和围岩体的流变效应，以及有无支护设置情况下的变形情况。分析表明，围岩位移在开挖面附近变化较大，因此，在该部位空腔效应占主导地位。事实上，开挖面只要均匀推进而不出现施工停歇，开挖面附近围岩的流变效应将得不到充分的显现。开挖面的空腔效应约在 $t=17\text{天}$ （距开挖面 $2D$ ）后消失；在此之后，围岩体进入流变阶段，初始变形增长较快，约在 $t=30\text{天}$ （无支护）和 $t=20\text{天}$ （有支护）的变形速率开始衰减。由于水平收敛位移的位置和拱顶均处于上台阶开挖阶段，故上台阶开挖对其影响较大；下台阶开挖时，除了开挖面上的弹性释放效应外，其后也未显现出太大的流变特征，拱顶下沉量还表现出某种减小的迹象。

从图示结果还可以看出，锚喷支护（紧跟开挖面设置）对软弱破碎围岩起到了较大的变形约束作用。对于水平收敛位移，有支护条件下的变位较无支护情况的变位小 $1/3$ 。当 $t=200$

天时,有、无支护下的变位量值分别为 340mm 和 560mm; 对于拱顶下沉, 由于锚喷支护与围岩共同形成了坚固的承载环, 下台阶开挖时, 有支护情形下的拱顶下沉量变化不大, 而无支护下其值减小 78mm。二次衬砌由于设置时间过迟 ($t=130$ 天), 未起支护受力作用, 可将其作为安全储备来考虑。

本工程为软弱破碎岩体, 属 IV-V 类围岩, 且隧洞埋深为 130m, 在有支护条件下其水平相对收敛位移值 (指收敛位移与洞跨之比) 为 12%, 尽管该比值相对较大, 但围岩的最终变形速率趋于减小, 因此, 从变形发展的角度来看, 围岩体在现有的支护条件下是稳定的。

从应力分析角度看, 也可以得出在现有的锚喷支护下围岩处于整体稳定状态的结论。限于篇幅, 以后情况此处不再讨论 (以下同)。

从应力分析角度看, 也可以得出在现有的锚喷支护下围岩处于整体稳定状态的结论。限于篇幅, 以后情况此处不再讨论 (以下同)。

4.2 应用之二—全断面一次开挖

4.2.1 工程概况

工程所在地层岩体以破碎带以及断层泥夹碎块的块裂和碎屑岩体为主, 其变形模量为 26.46MPa, 泊松比为 0.44, 内摩擦角 30° , 内聚力 0.1MPa, 流变粘滞系数 $4.61 \times 10^{12} \text{Pa} \cdot \text{s}$, 岩体容重 2.5T/m^3 。隧洞开挖断面的形状和尺寸如图 12 所示, 洞室埋深为 90m。采用喷锚网联合支护, 喷射混凝土设计标号为 200 号, 喷层厚 15~20cm; 锚杆长 2.2m, 为 $\phi 16$ 的螺纹钢, 间距 $1\text{m} \times 1\text{m}$, 呈梅花形布置, 排距 0.75m; 钢筋网为双层设置, 网筋直径 $\phi 6$, 网眼尺寸 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ 。

尽管隧洞所处地层岩性较差, 但断面尺寸较小, 施工仍采用全断面一次开挖。喷锚网紧跟开挖面施作, 其顺序为: 放炮后先喷 5cm 混凝土, 打锚杆; 第二循环后挂网并复喷; 最后封底, 挂第二层网, 再次复喷至设计厚度 15cm。开挖面的平均推进速度为 1m/天。

4.2.2 施工模拟

隧洞在开挖面推进过程中的卸载分成五个阶段, 如图 13 所示。表 3 给出了全断面开挖时各卸载

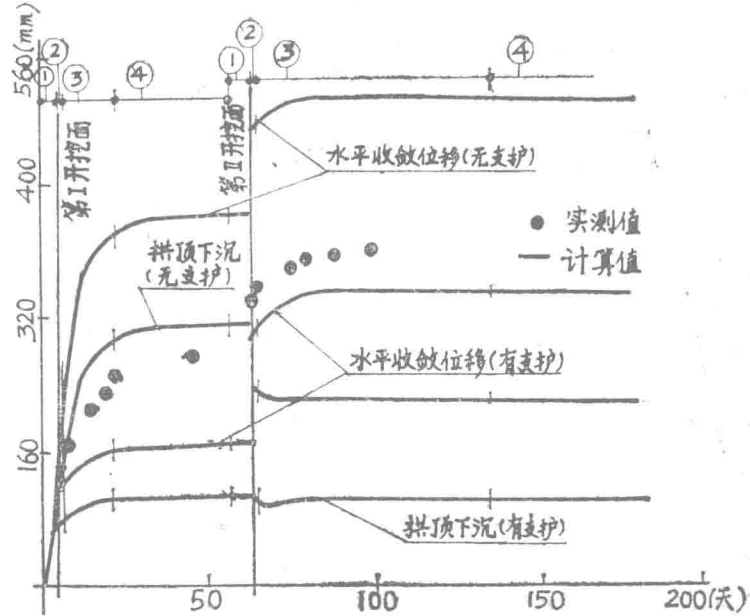


图 11 拱顶和侧墙位移与时间关系曲线

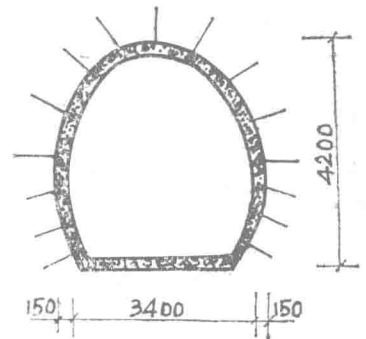


图 12 洞室横断面图

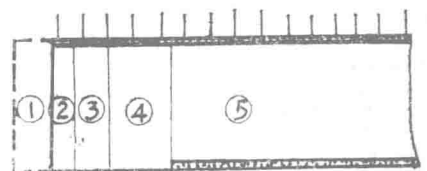


图 13 全断面开挖施工模拟

表3 全断面开挖各卸载段增量系数

卸 载 段		1	2	3	4	5
推 进 距 离		$(-1\sim 0)D$	$(0\sim 0.25)D$	$(0.25\sim 1)D$	$(1\sim 3)D$	$(3\sim 25)D$
推 进 时 间 (天)		0~4	4~5	5~8	8~16	16~100
增量系数	Δf_x	0.29	0.36	0.25	0.09	0.01
	Δf_y	0.25	0.35	0.27	0.12	0.01

段的荷载增量系数及相应的推进距离和推进时间。锚喷支护于第②卸载段时施作，底板于第⑤卸载段时设置，位置距开挖面约3D，时间为开挖面向前推进之后的12天。

4.2.3 计算结果与分析

图14为水平收敛位移（侧墙中点位置）和拱顶下沉量随开挖面向前推进的作业时间曲线。分析亦表明，围岩位移在开挖面附近的变形速率较大，初期（第②阶段）水平收敛位移速率和拱顶下沉速率分别为110mm/天和45mm/天；第③、④阶段相应的变形速率为14mm/天和8mm/天。有支护情形下的变形速率值则更小，进入第⑤阶段，变形速率进一步减小，并趋于变形稳定状态。锚喷支护对围岩变形也产生了较大的制约作用。计算还表明，紧跟开挖面施作锚喷支护时，在卸载的第②阶段锚喷支护并未立即产生作用，只是在以后的卸载过程中其效果才逐渐明显。

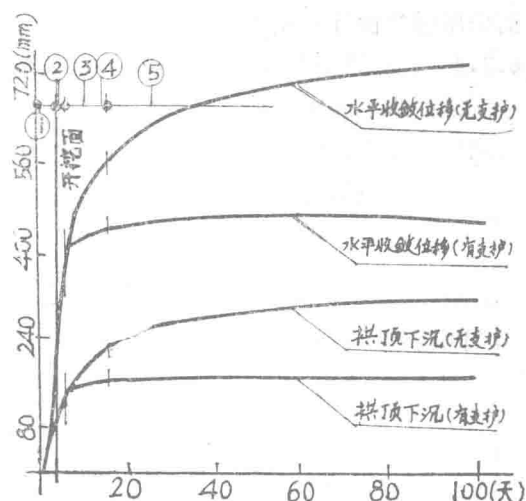


图14 拱顶下沉和侧墙相对位移与开挖面推进时间关系

由岩体的物理力学性质可知，该处工程的围岩体归属于Ⅳ-Ⅴ类，且洞室埋深达90m，计算得到的在有、无支护作用下的最终水平相对收敛位移值分别为12%和20%，尽管该值较一般规定偏大许多，但考虑围岩体最终的变形速率趋于零这一因素，知隧洞围岩在现有的支护设置下是稳定的。

4.3 应用之三—侧壁导坑法与上下台阶法两种不同开挖方案的比较

4.3.1 工程概况与计算模拟

隧洞设计断面如图15所示，其跨度16m，高9.4m，埋深30m。岩体为变质花岗岩，围岩分类为Ⅲ类和Ⅳ类，其相应围岩体的物理力学参数如表4所示。

表4 Ⅲ、Ⅳ类变质花岗岩物理力学指标

围岩类别	变形模量 (MPa)	泊松比	内聚力 (MPa)	内摩擦角 (度)	容重 (T/m ³)	抗拉强度 (MPa)
Ⅲ	8,000	0.28	0.80	40	2.6	0.1
Ⅳ	3,000	0.35	0.25	31	2.5	0.05

由于隧洞跨度较大，施工采用分部开挖方案。为选择合适的开挖方式，此处着重进行了如下两种方案的比较：方案1，先开挖两侧导洞，以后再扩挖中间岩柱（即侧壁导坑法）；方

案2, 先开挖上半断面, 后开挖下半断面 (即 上下 台阶法)。

为兼顾两种开挖方案比较的需要, 在进行有限元网格剖分时, 对于不同的方案, 要求网格数量、大小及形状均保持不变。为此, 在对规定的计算域作剖分时, 局部增加了三角形单元, 并采用退化等参元技术以模拟三角形单元, 使提高计算精度。与前述二处工程应用不同, 本工程围岩体为花岗岩属性, 其流变效应微弱, 因而采用弹塑性计算模型。

4.3.2 计算结果与分析

下面从不同围岩特性和不同开挖方案情况下洞室周边位移、地表沉降以及围岩应力分布和屈服区等来比较两种开挖方案的优劣。

a.从洞室周边位移和地表沉降 (表5) 量看, 方案1的侧墙位移较小, 对Ⅲ、Ⅳ类围岩,

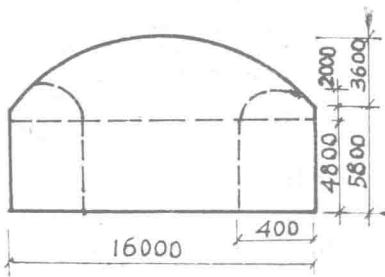


图15 隧洞截面形状和尺寸以及开挖方案示意

表5 洞室周边位移与地面沉降量 单位: mm

围岩类型	开挖方案	开挖步骤	墙 中	墙 顶	拱 顶	地 面 (最大沉降)
Ⅰ	1	I	0.24	0.19	0.15	0.10
		Ⅱ	0.08	0.04	0.94	0.96
	2	I	-0.01	-0.06	1.53	0.68
		Ⅱ	0.29	0.13	1.55	0.70
Ⅳ	1	I	0.97	0.78	0.45	0.26
		Ⅱ	0.82	0.72	4.97	2.44
	2	I	0.26	0.31	3.70	1.64
		Ⅱ	1.56	1.05	3.73	1.64

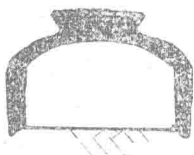
其最大值仅分别为0.08mm和0.82mm; 方案2的拱顶位移和地面沉降量较小, 其相应的 值分别为1.55mm、0.70mm (Ⅲ类) 和3.73mm、1.64mm。故从拱顶位移和 地面沉降量来说, 方案2优于方案1。

b. 从围岩的屈服区和受拉区 (表6) 来看, 对于Ⅲ类围岩, 方案2的开挖结 果令人满意; 对于Ⅳ类围岩, 情况稍为复杂些。但方案1的围岩屈服区较方案2的屈服区为大。

c. 从围岩应力分布 (图16) 看, 方案 1 的 洞 室周边围岩应力变化均匀, 尤其是在两侧墙围岩处, 墙顶和墙脚围岩应力集中点等值线相连通, 且向围岩体深部均一变化, 构成了有利的“应力拱效应”, 而方案2却未产生这种现象, 故从围岩应力场的分布状 态 和产生有利于围岩整体稳定的“应力拱效应”来说, 方案1优于方案2。

综上所述, 从围岩的位移量、应力分布和围岩屈服区与受拉区的大小和位置来看, 方案1与方案2各有千秋, 但从洞周围岩的整体稳定性角度出发, 方案1—先开挖两侧导洞, 后开挖中间岩柱的侧壁导坑法似优于方案2—先开挖上半断面, 后开挖下半断面的上、下 台阶法。

表6 围岩屈服区和受拉区的计算结果

围岩类型	开挖方案	开挖步	开挖后围岩性态描述	图 形	说 明
Ⅱ	1	I	未出现围岩屈服区和受拉区。		两侧壁导坑开挖 (I)
		Ⅱ	顶、底板上下围岩内出现拉应力区, 底板围岩局部双拉裂。顶板拉裂区深约2m, 最大值0.176MPa; 底板拉裂区深约1m, 最大值0.224MPa。		扩挖到全断面 (I)
	2	I	底板下围岩有单向拉裂区, 深约1m, 最大值达0.25MPa。围岩内未出现屈服区。		上台阶开挖 (I)
		Ⅱ	围岩内未出现屈服区和拉裂区。		扩挖到全断面 (I)
Ⅳ	1	I	两侧墙围岩有屈服区, 深约1.5m。		围岩屈服区
		Ⅱ	底板下围岩有双向和单向拉裂区, 深约2m, 最大值0.19MPa; 洞周其余部分均已屈服, 其中顶板屈服范围深约2m, 侧墙1.6m。		
	2	I	顶、底板上下围岩拉裂, 拉裂区深约1m, 最大值0.088MPa; 侧墙、墙顶、墙脚均有围岩屈服区, 屈服区深约1.6m。		
		Ⅱ	顶板围岩拉裂, 拉裂区深约1m, 最大值0.074MPa; 侧墙中、墙顶、墙脚围岩均屈服, 屈服区最深达4m。		

5 结语

对隧洞围岩及其支护结构的受力分析, 不应只局限于工程完成之后, 从本文的讨论内容看, 在施工过程中按逐次工况情况的各个受力阶段分别进行不同施工性态的模拟与分析是非常必要的, 这在数值方法和计算机技术得到很大发展的今天, 也完全是可能的。本文似可归属于“地下结构施工力学”研究的范畴, 它使力学分析与施工组织一起, 参与不同施工方案的