

新奥法施工与复合支护的计算

杨林德 丁文其

(同济大学地下建筑与工程系, 上海, 200092)

摘要 本文根据新奥法施工的特点叙述了复合支护结构的构造和施作过程, 对其分析了承载机理, 提出了洞周承载环和高强度抗力点的概念, 并在指出喷层与内衬主要承受与围岩变形的依时性特征有关的形变压力和自重荷载的基础上, 依据变形协调条件对其建立了设计计算方法。算例验证表明本文提出的方法可望获得较为符合实际的结果。

关键词 复合支护, 承载环, 高强度抗力点, 形变压力, 粘弹性模型

1 引言

本世纪 60 年代以来, 新奥法技术已在世界各地的矿山、交通隧道、水工隧洞和其他地下建筑工程的设计施工中逐渐获得推广采用。这类方法认为围岩具有自支承能力, 支护的作用首先是加固和稳定围岩。工程施工时, 一般先向洞壁施作柔性薄层喷射混凝土, 必要时同时设置锚杆, 并通过重复喷射增厚喷层, 以及在喷层中增设网筋稳定围岩。围岩变形趋于稳定后, 再施作内衬永久支护。施工过程中, 通常都辅以位移量监测监视围岩的稳定状态, 使在位移量或位移速率较大时可及时采取措施(增厚喷层或增设锚杆等)加强支护, 以使洞室保持稳定, 并确保施工安全。

采用这类方法施工时, 形成的衬砌通常由二层或三层结构层组成, 故常称为复合支护。通常情况下, 复合支护与围岩紧贴的结构层常为喷射混凝土层或锚喷联合支护, 中间层为喷射混凝土层或喷网层, 内层则常为整体式混凝土衬砌或喷射混凝土衬砌(均可布设少量钢筋)。本文主要研究采用新奥法技术施工时支护结构的受力状态、承载机理和较为合理的设计计算方法。

2 复合支护的承载机理

首先讨论复合支护使围岩保持稳定的机理。如所周知, 新奥法施工的优点是可充分发挥围岩的作用, 使围岩主要依靠自身的承载能力保持稳定。可见对复合支护承载机理的讨论, 主要是分析这类支护在发挥围岩自支承能力中所起的作用。

2.1 围岩体任意截面的极限承载力

任意截面的极限承载力是对支护结构进行承载力检验的基础。

经过简单的计算, 即可发现与岩体相比较, 支护材料自身能提供的承载能力通常非常有限, 施作支护后围岩体在各截面上的承载能力仍主要取决于岩体材料的强度。支护的作用主要是改变围岩应力场和位移场的分布和性质, 使其趋于安全; 并提供承载能力较强的高强度抗力点, 使其不易发生脆性破坏, 设计计算中可取用较小的安全系数。后一类作用对使其承载能力提高所起的作用更直接。

施作支护可改变围岩应力场和位移场的分布和性质已为人们所熟悉,故本文拟仅讨论高强度抗力点的概念。所谓高强度抗力点,是指在潜在破坏面上存在的稳定点。例如穿越弱面的锚杆,虽然在弱面受拉或受剪时这类构件能对弱面提供的抗拉承载力和抗剪承载力都非常有限,但因钢筋很难拉断或剪断,故其存在将可使弱面不致因某个薄弱环节突然破坏而影响原有承载能力的充分发挥。这类作用即为锚杆支护对弱面提供了高强度抗力点。喷层自身的承载能力常常并不比围岩材料强,然因喷层一般在地层开挖后施作,材料排列紧密,且可采用多次喷射工艺不断加厚,故可经受部分围岩变形的作用,并常可满足承载力要求。这类现象即为喷层对围岩提供了高强度抗力点。设置网筋的喷层含有钢筋,故通常都可对围岩截面提供实际高强度抗力点。可以想象,如果能对关键弱面合理设置高强度抗力点(例如每一弱面二个),围岩体各截面承载能力的发挥即可接近其限值,对设计计算提供地质资料时即可取用较小的安全系数,以使稳定性分析可体现支护对围岩的加固作用。

2.2 围岩破坏的发展与洞周承载环

围岩破坏一般自洞周开始,首先出现的破坏通常是张性破裂,接着是塑性剪切流动破坏^[1],如能及时施作支护,使在洞周形成处于稳定状态的承载环,洞室围岩即可保持稳定。

形成洞周承载环的方式有两种。第一种方式是施作锚喷网支护加固围岩,使洞周围岩原有承载能力可充分发挥,并可经受在应力重分布过程中形成的量值较大的洞周应力场和位移场的作用。洞周围岩因设置支护导致的设计承载力的提高,相当于在锚杆所及的范围内形成了承载能力较强的承载环(以下称为第一类承载环)。应指出,承载环以外的围岩未经加固,如其处于剪切屈服状态,则仍有过量应力存在。过量应力将同时向围岩内部及洞周承载环迁移,洞周承载环应能同时承受由围岩内部传来的过量应力,洞室才能保持稳定。这类形成承载环的方法,一般适用于中等强度以上的围岩。

形成承载环的第二种方式是施作衬砌结构,或施作由喷(网)层和衬砌结构共同组成的复合结构,使衬砌结构或复合结构成为洞周承载环(以下称为第二类承载环)。这类承载环可在应力水平较高或石质较差时采用,并常具有明显的结构性特征:产生塑性挤压流动或剪切流动的围岩对承载环形成荷载,承载环应能经受荷载的作用。承载环可对围岩提供反向支护力,使围岩受力状态由不利于稳定的双向受力状态改变为有利于稳定的三向受力状态,从而促使围岩易于保持稳定。

由包含喷(网)层的复合结构构成的承载环同时兼有第一类承载环的受力机理。

3 复合结构的计算原理

本文主要针对形成第二类承载环的复合结构建立计算理论,提出的方法对经锚喷支护加固构成第一类承载环的情形也适用。对后者,计算方法即为常规有限元方法,仅需对经锚杆支护直接加固的洞周围岩取用提高后的 C 、 Φ 值^[2]。

大量长期观测资料表明在软弱地层或节理岩体中,隧道围岩的变形一般都具有流变性特征,使在采用复合支护作为隧道结构时,各层支护将因施作时间不同而处于不同的变形状态,并承受与各自的变形状态相应的形变压力。其中第一层支护设置时间最早,发生的变形量和承受的形变压力最大,其承载能力将较充分地发挥;中间各层支护一般都在实测变形量过大,变形速率发展过快,或前一层支护承载能力的发挥已接近极限时(其外观表现为喷层出现裂缝等)施作,承受的荷载应为与自施作本次支护时起发生的变形量相应的形变压力。通常情

况下，隧道围岩发生的变形和承受的地层压力最大，第一层支护次之，最后修筑的内衬结构层的变形和受力都最小。

3.1 荷载与内力的计算

以下假设复合支护结构由二层组成，围岩材料的流变性态服从(或简化为服从)三元件粘弹性模型，受力变形分析可简化为二维平面应变问题，据以叙述对各层支护作荷载和内力计算的原理。支护结构分层多于二层时，计算原理可类推。此外，初始地应力等外荷载的确定方法和常规计算方法相同，不再赘述。

3.1.1 复合支护结构的粘弹性有限元分析

对二维平面应变问题，假设应力边界条件保持不变和泊松比不随时间而变化，有：

$$\{\varepsilon\} = \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t_i}) \right] [A] \{\sigma\} \quad (1)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} 1-\mu^2 & -\mu(1+\mu) & 0 \\ -\mu(1+\mu) & 1-\mu^2 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\mu) \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中： E_1 、 E_2 为弹性模量， η_2 为粘滞系数； $\{\sigma\}$ 及 $[A]$ 均为常量矩阵。

由上式可知对二维平面应变粘弹性问题，在假设条件下如令 $\frac{1}{E_{t_i}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t_i})$ ，

即可将其简化为线弹性问题的计算。其中包含的三元件模型的材料性态参数，可由文献^[4]所述的位移反分析方法确定。

由有限元分析的原理，可知在 t_i 时刻的结点荷载 $\{P(t_i)\}$ 和结点位移 $\{\delta(t_i)\}$ 之间有关系式：

$$\{P(t_i)\} = [K(t_i)] \cdot \{\delta(t_i)\} \quad (3)$$

式中 $[K(t_i)]$ 表示 t_i 时刻的总刚度矩阵，其元素为 E_{t_i} 的函数； $\{P(t_i)\}$ 即为释放荷载，并为常数。

由式可见在算得结点荷载向量 $\{P(t_i)\}$ 后，即可由式解得 t_i 时刻各结点的位移 $\{\delta(t_i)\}$ ，并进而求得各单元的应变 $\{\varepsilon(t_i)\}$ 和应力 $\{\sigma(t_i)\}$ 。

3.1.2 第一层支护的内力

将围岩地层发生的位移量记为 $\delta_0(t_i)$ ，第一层支护发生的位移量记为 $\delta_1(t_i)$ ，第二层支护发生的位移量记为 $\delta_2(t_i)$ ，并将围岩开挖完成时刻记为 $t_i = t_0$ ，设置第一层支护的时刻记为 $t_i = t_1$ ，设置第二层支护的时刻记为 $t_i = t_2$ ，第二层支护设置后变形已趋于稳定的时刻记为 $t_i = t_3$ 。第一层支护设置时刻第一层支护发生的位移量为 $\delta_1(t_1) = 0$ ；第二层支护设置时刻第一层支护发生的位移量为 $\delta_1(t_2)$ ，第二层支护发生的位移量为 $\delta_2(t_2) = 0$ ；第二层支护的变形趋于稳定后第一层支护发生的总位移量为 $\delta_1(t_3)$ ，第二层支护发生的总位移量为 $\delta_2(t_3)$ 。则第二层支护设置时刻第一层支护发生的位移量为 $\Delta\delta_1^I = \delta_1(t_2) - \delta_1(t_1) = \delta_1(t_2)$ ；第二层支护的变形趋于

稳定后第一层支护发生的位移量为 $\Delta\delta_1^2 = \delta_1(t_3) - \delta_1(t_1) = \delta_1(t_3)$ 。

将第一层支护在二类典型工况下的位移量记为 $\Delta\delta_1^j$ ($j=1$ 或 2 , $j=1$ 表示第二层支护设置时刻的工况, $j=2$ 表示第二层支护的变形已趋于稳定的工况), 并将第一层支护结构各单元的刚度矩阵记为 $[k_1]^e$, 单元结点内力记为 $\{\Delta F_1^j\}^e$, 单元各结点的位移记为 $\{\Delta\delta_1^j\}^e$ ($j=1$ 或 2 , 含义与前相同), 并假设支护材料的蠕变变形可忽略不计, 则有^[3]:

$$\{\Delta F_1^j\}^e = [k_1]^e \{\Delta\delta_1^j\}^e \quad (4)$$

可见在由式(3)求得任意结点的位移后, 即可由上式算得两类工况下第一层支护结构各单元的, 与形变压力相应的结点内力和任意截面的内力。

3.1.3 第二层支护的荷载和内力

如仍采用如前所述的符号体系, 并将变形趋于稳定后第二层支护发生的位移量记为 $\Delta\delta_2^2$, 则有

$$\Delta\delta_2^2 = \delta_2(t_3) - \delta_2(t_2) \quad (5)$$

与式(4)相仿, 对变形趋于稳定后的第二层支护结构的单元, 有

$$\{\Delta F_2^j\}^e = [k_2]^e \{\Delta\delta_2^j\}^e \quad (6)$$

式中: $[k_2]^e$ 为第二层支护结构的单元的刚度矩阵, $\{\Delta F_2^j\}^e$ 为单元结点内力, $\{\Delta\delta_2^j\}^e$ 为单元各结点的位移。

由此即可得到第二层支护结构各单元的, 与形变压力相应的结点内力和任意截面的内力。

采用以上方法计算复合支护的内力时, 矩阵 $\{\Delta\delta_1^j\}^e$ 及 $\{\Delta\delta_2^j\}^e$ 中的元素可由 $\Delta\delta_1^2$ 及 $\Delta\delta_2^2$ 得到, 仅需注意释放荷载均应作用在洞室围岩的周边, 且因设置支护而需对单元总数和总刚度矩阵作调整。显而易见, 采用这类方法进行计算时仍有一定的近似性, 然因其分析过程可较好追踪复合支护的施作过程, 所获计算结果可望与实际情况较为接近。此外, 如能对支护设置的不同阶段借助反分析计算对围岩材料分别确定三元件模型的参数, 所获结果将更可与实际接近。

3.2 截面设计原理

复合支护结构与围岩共同工作, 其受力变形特点与地面结构的构件有较大的差别, 因而在作截面设计时, 不能沿用地面结构构件的计算理论和公式。

在对复合支护结构作截面设计时, 主要应确保使其处于弹性受力状态, 以形成可用于支承围岩的第二类承载环。具体验算项目及方法为: 1、抗剪能力验算: 可采用 Druker-Prager 准则或莫尔 - 库伦准则作验算, 并在有限元计算中同时完成; 2、抗压能力验算: 主要验算截面材料的承压能力是否足够, 并因围岩可对支护结构的变形提供侧向约束, 在作检验计算时可不考虑构件发生纵向挠曲的影响; 3、抗拉能力验算: 结构截面出现拉应力时, 设定拉应力全部由钢筋承担, 据以计算配筋率; 4、洞周径向张应变验算: 主要用于对围岩承载力作验算。如不满足要求, 应设置径向系统锚杆。

4 算例验证

设图 1 所示的洞室可简化为平面应变问题，围岩初始地应力场为自重应力场。假设围岩材料的性态服从三元件粘弹性模型^{[4][5]}，其参数为： $E_1=E_2= 3\times10^4$ Mpa， $\eta_2=1100$ GPa·d， $\mu=0.24$ ， $\gamma=25.3$ KN·m⁻³。喷层及衬砌混凝土材料处于弹性状态，厚度分别为 0.15m 和 0.3m，相应的材料性态参数为： $E=2.6\times10^4$ Mpa， $\mu=0.1667$ ， $\gamma=25$ KN·m⁻³。锚杆采用 $\phi 22$ ，间距 2m，长 3m 的钢筋施作。计算时锚杆与喷层采用弹性杆单元模拟，衬砌采用梁单元模拟。洞室埋深为 60m，洞室开挖方法为全断面一次开挖法。将左、右和下方的计算范围均取为 60m，上部取至地表后划分有限元计算网格。将洞室开挖完成的时刻记为 $t_0=0$ ，喷层(一次支护)施作时刻为 $t_1=5d$ ，衬砌(二次支护)施筑完毕时刻为 $t_2=30d$ ， $t_3=300d$ 时围岩及各层支护的变形均已趋于稳定。

依据上述原理进行分析和计算，变形趋于稳定时的计算结果示于图 2～图 7。其中图 2～图 4 为结点位移图，图中括号内数字分别为水平和垂直向的位移，图 5～图 7 为复合支护结构的内力分布图，图中括号内数字分别为轴力和弯矩。由图可见采用复合支护后第一层支护的变形明显小于围岩的变形，内层衬砌的变形又明显小于第一层支护的变形，使内衬结构受力最小，第一层支护次之，围岩受力最大，有利于发挥围岩的自支承能力，并因稳定状态最不利的内衬结构受力最小而易于在洞周形成可靠的承载环，使洞室易于保持稳定。

依据上述结果对支护结构及围岩分别作了稳定性验算，结果表明洞室处于稳定状态。

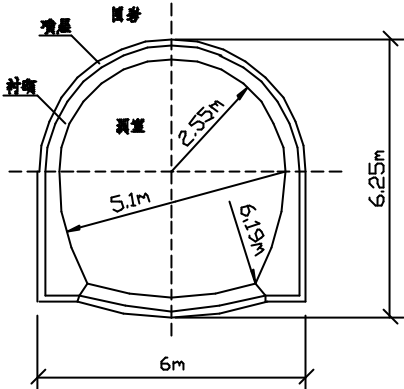


图 1 洞室断面尺寸图(m)

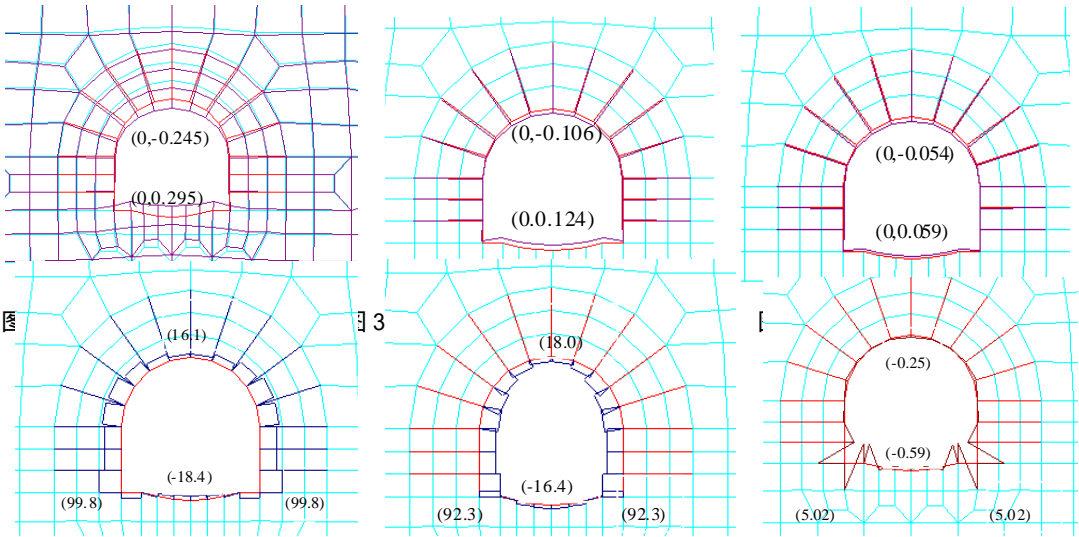


图 5 第一层支护结构轴力图(kN) 图 6 衬砌结构轴力图(kN) 图 7 衬砌结构弯矩图(kN·m)

5 结语

本文在对洞室围岩稳定性的判断提出洞周承载环概念后对复合支护结构的受力分析提出

了一种计算方法,包括: 根据复合支护结构的构造和施作过程的特点,认定喷层和内衬结构的内力主要由形变压力和自重荷载产生; 形变压力的形成及其分布规律与围岩变形的依时性特征有关,而围岩材料的变形随时间而发展的性态可视为服从或简化为服从三元件粘弹性模型; 对由形变压力和材料自重联合产生的复合支护的内力借助变形条件建立了计算方法。

关于材料性态模型的假设对整体性中等的围岩较为符合实际,对软弱围岩则是一种工程近似。鉴于较为复杂的模型一般都难于付诸实用,采用这类简化假设将使本文建立的方法有较大的实用价值。

地层材料的性态服从(或假设近似服从)三元件粘弹性模型揭示的规律时,模型参数可依据由施工监测得到的位移-时间曲线借助反分析方法确定,计算原理和公式可参见文献[4]和[5];对围岩强度需按洞周径向张应变检验的论证分析和验算公式,文献[1]列有详细介绍,本文不再赘述。

参 考 文 献

- 1 莫海鸿、杨林德,硬岩地下洞室围岩的破坏机理,岩土工程师,1991,3(2):1-7。
- 2 郑颖人、董云飞、徐振远等,地下工程锚喷支护设计指南,中国铁道出版社,1988。
- 3 孙均、汪炳鉴,地下结构有限元解析,上海:同济大学出版社,1986。
- 4 杨林德、张开俊,洞室围岩二维粘弹性反演计算的边界单元法,同济大学学报,1990,18(3):327-333。
- 5 杨林德等著,岩土工程问题的反演理论与工程实践,科学出版社,1996年。

the Construction of NATM and the Calculation Method of Composite Lining

Yang Linde Ding Wenqi

(Department of Geotechnical Engineering,Tongji University,Shanghai,200092)

Abstract In this paper, according to the characteristic of NATM, the structure and construction process of the composite lining is discribed, after the mechanism is studied, the conception of opening circumference bearing ring and high strength resistance force point is raised. This paper also points out that the main load of the composite lining is the deformation pressure,which is related to the time-dependent character of the surrounding rock, then by using the deformation coordination condition, a calculation method which suits composite lining is established. The case study illustrates that the method raised by this paper can obtain practice suitable results.

Keywords composite lining, bearing ring, high strength resistance force point, deformation pressure, viscoelastic model