

清水隧道围岩稳定性流固耦合研究

赵建宇

(中铁第十八局工程集团广西工程公司, 广西南宁 530000)

【摘要】 研究隧道稳定性时, 水对隧道的影响有时起到很重要的作用。对隧道进行安全稳定计算时应当把水的作用考虑进去, 进行流固耦合分析, 这样才能与工程实际情况相吻合。以清水隧道为研究背景, 进行了隧道流固耦合的研究分析, 分析了不同工况条件下隧道的稳定性, 计算结果与现场工程实际状况吻合较好。

【关键词】 隧道; 流固耦合; 差分法; 位移; 塑性区

【中图分类号】 TD 322

Fluid-solid Coupling Analysis of Qingshui Railway Tunnel

Zhao Jianyu

(China railway 18th Bureau Group Co. Ltd Guangxi Company, Nanning Guangxi 530000 China)

【Abstract】 Water sometimes is very important in the tunnel stability analysis. So water factor should be considered if analysis the tunnel stability that is hydraulic coupled analysis. Through hydraulic coupled analysis for tunnel, the result can be close to the real. As now, finite difference method is often used for hydraulic coupled analysis; the most common software is FLAC. In the paper, the Qingshui railway tunnel stability is analysed by finite difference method, three cases is researched, the calculating result is very well to the real appearance.

【Key Words】 tunnel; hydraulic coupled; finite difference method; displacement; plastic area

0 引言

隧道是修建在地下的构筑物, 其所处的不良地质环境(如地下水, 高地应力, 地热, 瓦斯等)对隧道施工及运营有重要影响。水对隧道稳定的影响, 一是在地下水的作用下可以导致围岩强度的降低; 二是隧道开挖后形成的重分布应力场改变了原始地层中的地应力场分布及地下水渗流场分布, 在隧道围岩周边因卸载形成损伤扰动带, 导致渗透率增大, 增大了渗透压力的作用, 增大的水压力又会对围岩、支护结构受力特性产生重要影响, 增大围岩的变形及变形速度。分析隧道围岩在应力场及渗流场共同作用下的稳定性问题意义重大。

目前, 关于渗流场的分析方法众多, 包括理论解析方法, 数值分析方法和图解法。数值方法主要有有限单元法和差分法。有限差分法也已逐渐在工程中得到应用, 并有其独特的优势^[1-2]。本文采用有限差分计算程序 FLAC-3D 对清水隧道围岩进行研究。

1 流固耦合有限差分基本理论

FLAC 软件采用差分原理, 运用动态松弛方程,

不必生成刚度矩阵及求解大型方程组, 适合模拟岩土工程中的开挖和支护及塑性流动和流固耦合计算。FLAC-3D 模拟岩体的流固耦合机理时, 将岩体视作多孔介质, 流体在孔隙介质中的流动依据 Darcy 定律, 同时满足 Biot 方程。使用有限差分进行流固耦合计算, 几个关键方程如下。

1.1 平衡方程

对于小变形, 流体质点平衡方程为:

$$-q_i + q_v = \partial \xi / \partial t \quad (1)$$

式中: q_i 为流体单位消散矢量 (m/s), $i=1, 2, 3$; q_v 为被测体积的流体源强度 ($1/s$); ξ 为单位体积孔隙介质的流体体积变化量。

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \epsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2)$$

式中: M 为 Biot 模量, N/m^2 ; p 为孔隙压力; α 为 Biot 系数; ϵ 为体积应变; T 为温度; β 为考虑流体和颗粒的热膨胀系数, $1/^\circ C$ 。

1.2 运动方程

流体的运动用 Darcy 定律来描述, 对于均质、各

向同性固体和流体密度是常数的情况,有如下方程:

$$q_i = -k[P - \rho_f x_j g_i] \quad (3)$$

式中: k 为介质的渗透系数, m/s ; ρ_f 为流体密度, kg/m^3 ; x_j 为 3 个方向上的距离梯度; $g_i (i=1, 2, 3)$ 为重力加速度的 3 个分量, m/s^2 。

1.3 本构方程

体积应变的改变引起流体孔隙压力的变化,反过来,孔隙压力的变化也会导致体积应变的发生。孔隙介质本构方程的增量形式为:

$$\Delta \tilde{\sigma}_{ij} + \alpha \Delta P \delta_{ij} = H_{ij}^* (\sigma_{ij}, \Delta \epsilon_{ij}) \quad (4)$$

式中: $\Delta \tilde{\sigma}$ 为应力增量; ΔP 为孔隙水压力增量; δ_{ij} 为克朗纳克尔系数, $\delta_{ij} = \begin{cases} 1, & i=j \\ 0, & i \neq j \end{cases}$; H_{ij}^* 为给定函数; σ_{ij} 为应力强度; ϵ_{ij} 为总应变。

1.4 相容方程

应变率和速度梯度之间的关系为:

$$\tilde{\epsilon}_{ij} = (v_{i,j} + v_{j,i})/2 \quad (5)$$

式中: $v_{i,j}$ 和 $v_{j,i}$ 为介质中某点的速度, i, j 代表方向。

2 工程概况

洛湛铁路清水隧道位于广西壮族自治区富宁村境内,距岑溪市 45 km,是洛阳至湛江的重要交通线路,具有客运及货运等综合效益。洛湛铁路清水隧道出口不良地段穿越两冲沟,最大埋深 30 m,且左测山脊为连续顺直的一面坡,自然坡度约 20°。隧道所在区域属剥蚀低山槽谷地貌区,地面高程 170~430 m,相对高差 260 m,为一面坡地貌,自然坡度 15°~45°,局部为陡坎。线路以隧道行走于山麓。隧道于 DK442+633~+782 段浅埋,最大埋深 30 m,且左测山脊为连续顺直的一面坡,自然坡度约 20°。地下水活动对隧道围岩的稳定性影响较大。洞身围岩为呈粉砂状、黏土状之砂页岩、花岗岩全风化带,长期处于饱水状态,稳定性极差、极易坍塌变形,因此隧道在施工过程中出现了较多的工程问题,施工难度大,对施工进度造成了很大的影响。

3 计算模型及相关参数

3.1 计算模型

本文研究区段为清水隧道 DK441+064~DK442+782 出口段,地形地貌及隧道线路走向见图 1,深色线为隧道线路。

假定隧道为无限长,隧道开挖变形为平面应变问题,选取分析时以 DK442+610 剖面为典型剖面,计算剖面见图 2。以断面尺寸图 O4 原点,左右边界各取 50 m;上边界到地表面;下边界 -30 m,该剖面

节点数 2826,单元数 1363(见图 3)。净断面、衬砌、开挖轮廓见图 4。

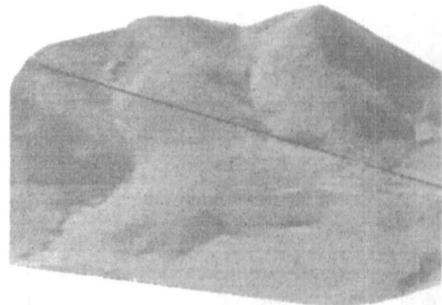


图 1 清水隧道有限元实体模型

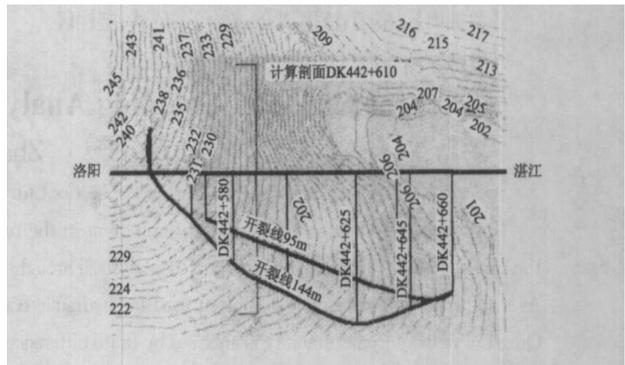


图 2 计算剖面示意图

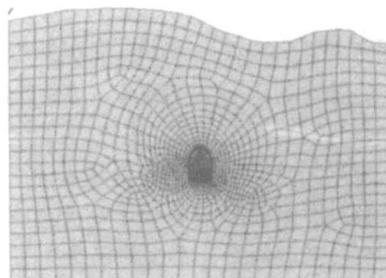


图 3 有限差分网格

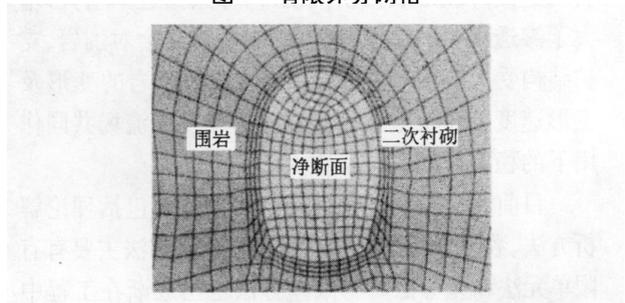


图 4 隧道断面形状

隧道开挖高度为高 2.89 + 1.19 + 0.65 + 3.97 + 0.6 = 9.3 m。根据施工组织设计,分上中下三台阶顺序开挖。上中下三台阶高度分别为 2.8 m、2.8 m、3.7 m。

3.2 计算参数

为配合数值模拟的计算需要,研究组进行了围

岩力学参数的现场及室内的测试工作,主要物理力学参数见表 1

表 1 围岩的主要物理力学参数

名称	干密度 /(kg·m ⁻³)	湿密度 /(kg·m ⁻³)	含水量 w ₀ /%	弹性模量 /MPa	泊松比	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	抗拉强度 /kPa	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)	孔隙率
土	1 290	1 800	39.9	9.37	0.40	14	23.5	27	6.95×10 ⁻⁵	0.523

4 隧道稳定性分析

4.1 原岩开挖

采用摩尔-库仑本构模型进行弹塑性分析,不考虑注浆加固和超前支护,原状土下开挖。位移云图见图 5,塑性区分布图见 6。根据计算分析,可得出本工程出口段软弱破碎带,围岩无自稳能力。在没有帷幕注浆、超前支护等加固措施,隧道无法施工。

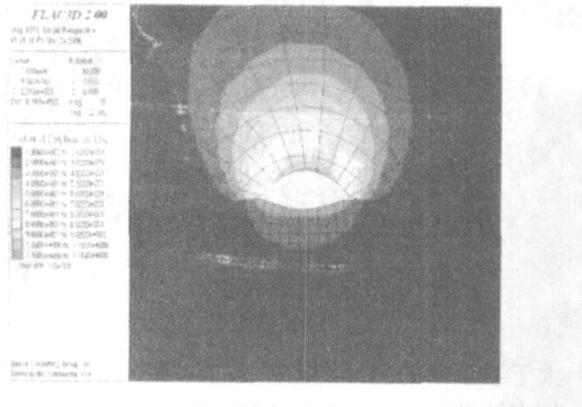


图 5 原岩开挖位移

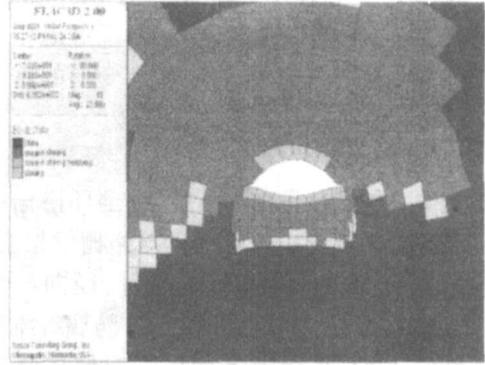


图 6 原岩开挖塑性区范围

4.2 帷幕注浆加固模拟

实施帷幕注浆对全风化砂状花岗岩进行预加固,加固范围为开挖轮廓线外 5 m。帷幕注浆效果采用强度等效的方法模拟。

注浆后力学参数进行调整,参考相关文献^[3-4],假定全风化花岗注浆后内的物理力学参数见表 2。

表 2 土样注浆后岩体物理力学参数

名称	干密度 /(kg·m ⁻³)	湿密度 /(kg·m ⁻³)	含水量 w ₀ /%	弹性模量 /MPa	泊松比	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	抗拉强度 /kPa	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)	孔隙率
土样注浆	1 290	1 897	31.8	13.4	0.35	19.8	37.4	50	10 ⁻⁶	0.4

围岩、注浆加固均采用摩尔-库仑本构模型进行弹塑性模拟,分三步开挖模拟。开挖完成后的合位移,塑性区分布分别见图 7 和图 8。

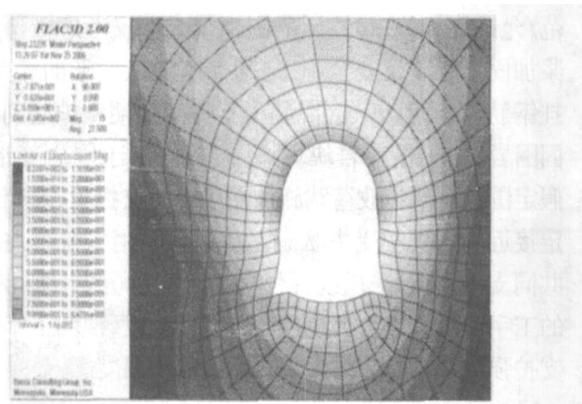


图 7 位移云图

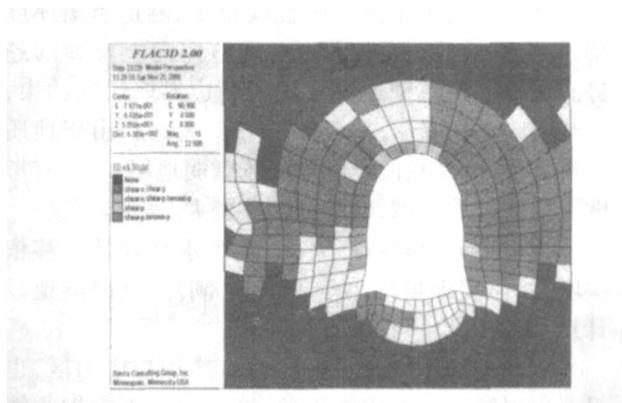


图 8 塑性区分布范围

由位移云图可见,位移量大,隧道开挖轮廓变形严重。第一步开挖最大合位移 36.9 cm,出现在拱顶位置;第二步开挖最大合位移 51.9 cm,出现在拱顶

位置;第三步开挖最大合位移 84.7 cm, 出现在侧墙中间位置。计算表明由于隧道围岩变形引起应力调整, 隧道周围没有出现较大的应力集中现象, 但隧道围岩整体应力偏大, 围岩强度低, 导致围岩大面积破坏。由塑性区图可见, 隧道开挖后出现大面积塑性区。全部开完后, 隧道围岩塑性区范围超过隧道宽度。位移收敛量远大于《铁路隧道设计规范》允许收敛值, 塑性区范围也很大。因此, 仅考虑帷幕注浆加固不能满足安全施工和控制隧道变形的需要。

4.3 帷幕注浆加工字钢支撑模拟

1) 支护设计

初次支护: 全环 20b 工字钢、全环格栅钢架及拱部超前导管加强支护。工字钢与格栅钢架交替设置, 纵向间距为 0.6 m。超前小导管、径向导管 $\phi 42 \times 3.5$ mm; $\phi 8$ 双层钢筋网; 喷射 C20 防腐纤维混凝土。

临时支护: 采用上下两层临时仰拱分别在自搭顶向下 3 m、6 m 的位置, 20b 工字钢。对初次支护和临时支护做适当的简化, 假定钢筋网、喷射混凝土起到封闭围岩的作用, 和超前小导管共同把围岩释放荷载转移到钢拱架支撑上。钢拱架和围岩共同变形, 承担全部围岩释放荷载。

钢拱架采用 12 个自由度的梁单元模拟^[5]。

2) 计算

为模拟钢拱架与围岩的共同作用, 先施加梁单元, 在梁单元的预支护下开挖。具体计算步为: 先施加拱部钢拱架、上台阶临时仰拱钢拱架, 开挖上台阶; 施加边墙钢拱架、中台阶临时仰拱钢拱架, 开挖中台阶; 施加边墙和底板钢拱架, 开挖下台阶。开挖完成后 y 向位移云图和塑性区云图见图 9 和图 10。

计算表明由于围岩弹性模量小、隧道覆盖厚度小, 隧道开挖后, 周边位移出现整体向上反弹的趋势。原因: (1) 模型边界效应。侧边界取法向约束, 不约束向上的变形, 使反弹位移变大; (2) 由于地质资料有限, 模型只假定隧道处于软弱地层中, 没有考虑下覆基岩的作用, 使反弹位移变大。

上、中、下台阶顺序开挖, 侧墙水平收敛位移依次增大, 但变形量均小于 30 mm, 满足《铁路隧道设计规范》允许位移收敛值的要求。

经计算隧道开挖后围岩没有出现拉应力区, 也没有出现较大应力集中现象, 这是由于工字钢支撑与围岩共同变形, 工字钢发挥强支护作用, 围岩变形较小且变形连续均匀。

经计算可知梁单元轴力最大, 剪力次之; 弯矩较小。按最大轴力验算梁单元截面压力为 340 MPa,

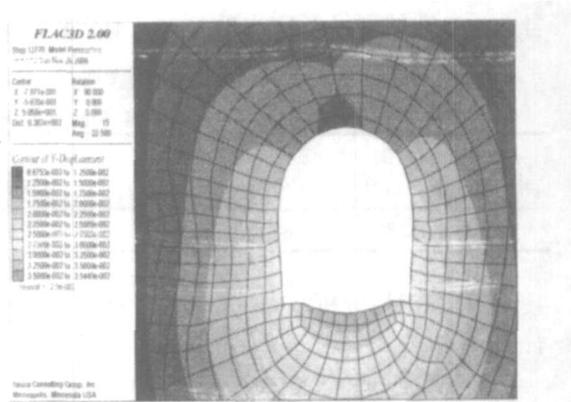


图 9 开挖完成后 y 向位移云图

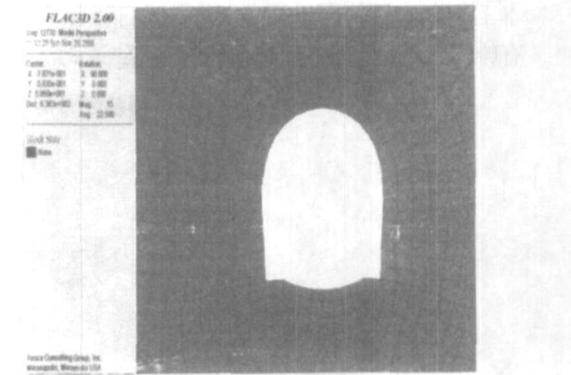


图 10 开挖完成后塑性区云图

大于工字钢的允许抗压强度 230 MPa^[6], 说明工字钢支护强度不足。这与研究组现场观察到的工字钢被明显压弯的现象完成一致, 说明计算是比较准确, 完全可以反映实际情况。

该工况下围岩没有出现塑性区。

5 结论

隧道穿过的地层软弱破碎, 开挖变形量大, 数值模拟时发生塑性流动, 说明围岩不具有自稳能力。帷幕注浆加固地层, 加固效果采用强度等效的办法。在注浆加固圈中开挖隧道, 加固后的围岩具有一定的自承载能力。但位移收敛量远大于《铁路隧道设计规范》允许收敛值, 塑性区范围也很大。仅考虑帷幕注浆加固不能满足安全施工, 和控制隧道变形的需要。挂钢筋网、喷射 20 cm 混凝土支护等初期支护起到加固围岩、防止松散岩块坍塌, 但都滞后于围岩变形。假定围岩全部释放荷载施加在工字钢支撑上, 这个假定接近围岩真实受力状态。通过工字钢+帷幕注浆共同支护模拟, 采用线弹性模型的梁单元, 计算得到的工字钢最大应力远超过允许抗压强度, 说明工字钢支护强度不足。应加大工字钢的支撑强度。

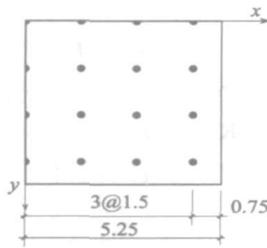


图4 计算简图(m)

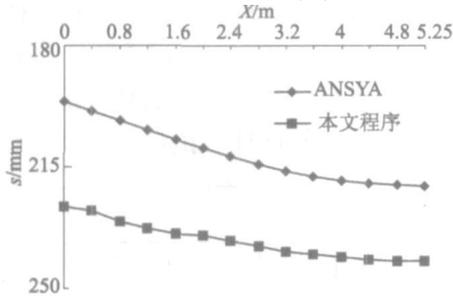


图5 筏板沉降分布图

算例2 采用文献[11]中的算例3进行计算分析。该工程筏板基础为 $26.7\text{ m} \times 26.9\text{ m}$ ，复合地基桩长 16 m ，桩径 0.415 m ，桩间距 $1.4 \sim 1.5\text{ m}$ ， 150 mm 厚碎石垫层。上部为25层剪力墙结构，2层地下室。各参数的取值见参考文献[11]。

采用自编程序计算的平均沉降值为 36.2 mm 。该工程结构封顶时的实测沉降为 21.4 mm ，预估最终沉降量为 $30.6 \sim 35.7\text{ mm}$ 。

7 结论

采用自编的面向对象程序对两算例进行了计算，通过对比其结果，证明本程序能够较好地对复合地基筏板基础问题进行分析计算，具有一定的可

行性，能为工程中刚性桩复合地基上筏板基础的沉降计算提供参考。

本文只对基础进行了分析，没有考虑上部结构刚度对基础的影响，所以筏板基础的不均匀沉降较大。

参 考 文 献

- [1] 龚晓南·复合地基理论与工程应用[M]·北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [2] 张爱军,谢定义·复合地基三维数值分析[M]·北京:科学出版社,2004.
- [3] 宋二祥,沈伟,等·刚性桩复合地基-筏板体系内力、沉降计算方法[J]·岩土工程学报,2003,25(3):268-272.
- [4] 朱伯芳·有限单元法原理与应用[M]·北京:中国水利水电出版社,1998.
- [5] MYLONAKIS, G. & GAZETAS, G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil [J]. Geotechnique, 1998, 48(1):55-72.
- [6] 张建辉·层状地基上桩筏基础的分析方法及其布桩优化研究[D]·重庆:重庆建筑大学,1999.
- [7] 董建国,赵锡宏·高层建筑地基基础-共同作用理论与实践[M]·上海:同济大学出版社,1997.
- [8] 吴晓涵·面向对象结构分析程序设计[M]·北京:科学出版社,2002.
- [9] 王华·Visual C++6.0编程实例与技巧[M]·北京:机械工业出版社,1999.
- [10] 钱能·C++6.0程序设计教程[M]·北京:清华大学出版社,1999.
- [11] 池跃君·刚性桩复合地基工作性能及沉降计算方法的研究[D]·北京:清华大学,2002

收稿日期:2007-08-20

(上接第260页)

参 考 文 献

- [1] 刘波,韩彦辉·FLAC原理、实例与应用指南[M]·北京:人民交通出版社,2005.
- [2] 杨勇,郭子雄,聂建国,等·型钢混凝土结构 ANSYS数值模拟技术研究[J]·工程力学,2006,23(4):79-85.
- [3] 张旭芝,苻飞跃,王星华·南京地铁软-流塑淤泥质土层劈裂注浆试验研究[J]·水文地质与工程地质,2004,31(1):67-70.
- [4] 张照亮,赵德安,等·注浆黄土原位剪切试验分析[J]·交通标准化,2006,(5):59-62.
- [5] 丁秀美,黄润秋,藏亚君·预应力锚索框架作用下附加应力的FLAC-3D模拟[J]·成都理工大学学报(自然科学版),2003,30(4):339-345.
- [6] 孙训芳等编·材料力学[M]·北京:高等教育出版社,2002.

收稿日期:2007-08-20