

文章编号: 1000-7598-(2006)增刊-0349-04

浅埋人防隧洞围岩破坏机理分析

贾剑青^{1,2}, 王宏图², 李晓红², 胡国忠², 李开学², 李慧民²

(1. 兰州交通大学 交通运输学院, 兰州, 730070; 2. 重庆大学西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400044)

摘 要: 以埋深为 6~13 m 的某浅埋人防隧洞为研究对象, 应用快速拉格朗日有限差分程序 (FLAC) 对不同跨距、不同岩性的隧洞顶板在不同荷载作用下的破坏规律及破坏机制进行数值模拟研究, 确定了隧洞围岩破坏域, 并对拱顶敏感块体进行跟踪分析。研究结果表明: 隧洞跨距为 2 m 且顶板岩层为泥岩时, 隧洞顶板有一定的承载能力, 当上部荷载达到 0.7 MPa 时隧洞才破坏; 隧洞跨距为 3 m 且顶板岩层为泥岩时, 当上部荷载达到 0.33 MPa 时, 隧洞就已经破坏; 隧洞顶板为卵石层时, 即使上部不施加荷载, 在自重应力的作用下, 隧洞亦破坏。该研究对类似的浅埋地下工程围岩稳定性分析具有实际意义。

关 键 词: 浅埋; 人防隧洞; 稳定性; 破坏机理

中图分类号: TU 761.4

文献标识码: A

Analysis of failure mechanism of surrounding rock masses of a air-raid shelter

JIA Jian-qing^{1,2}, WANG Hong-tu¹, LI Xiao-hong¹, HU Guozhong¹, LI Kai-xue¹, LI Hui-min¹

(1. Key Lab for the Exploitation of Southwestern Resources & the Environmental Hazard Control Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China;

2. School of Traffic and Transportation, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: Taking one shallow-buried air-raid shelter of which buried-depth is about 6m to 13 m for example, this paper simulates the failure laws and the failure mechanism of the tunnel-roof which has different spans and rock characters and different loads using the FLAC; determines the failure fields of the roof rock masses of the tunnel; and then studies the sensitive rock mass of the arch. The results show that the tunnel roof has some bearing capacity when the span is 2 m and the roof-rock is mudstone; and the tunnel collapsed until the load reached 0.7 MPa; but if the span is 3 m, the tunnel collapsed when the load reached 0.33 MPa. If the tunnel roof is pebble stratum, the tunnel collapsed under the overburden pressure even it has no loading. This study has practical meanings to the similar study about the stability of the surrounding rock masses of shallow-buried underground engineering.

Key words: shallow-buried; air-raid shelter; stability; failure mechanism

1 引 言

20 世纪 60 年代初, 全国开挖了大量的人防隧洞, 部分人防隧洞在开挖过程中, 由于各施工单位各自为政, 隧洞开挖断面大小不一, 走向也比较随机; 对顶板岩土体比较复杂的洞体, 缺少统一的规划, 隧洞在开挖过程中反复经过软弱岩体。目前, 要改造及再利用此类人防工程, 首要的问题是研究隧洞顶板的破坏机制。本文以新疆广汇某人防隧洞为研究对象, 利用快速拉格朗日有限差分分析程序 (FLAC)^[1,2] 对不同断面及穿越不同岩性隧洞的稳定性及顶板岩层破坏机制进行数值模拟研究, 为安

全、合理地改造此类人防工程有一定的借鉴意义。

2 工程概况

该人防隧洞修建于 20 世纪 60 年代; 该隧洞年久失修, 多处积水坍塌, 隧洞入口处几乎被坍塌物封堵, 已废弃多年。隧洞埋深 6~13 m, 跨度 2~3 m; 由于缺少统一的规划和设计, 加之整个隧洞的施工建设单位较多, 隧洞断面忽大忽小, 形状各异, 隧洞的走向也比较随机, 多次穿越卵石层; 隧洞围岩主要为卵石层和泥岩; 隧洞中多处未施作支护, 顶板岩层坍塌、掉块现象比较严重。为了改造及再利用该人防隧洞, 需对其围岩的稳定性进行判

收稿日期: 2006-06-28

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(No.50334060); 国家自然科学基金资助项目(No.50474025); 国家重点基础研究发展规划(973)项目(No.2005CB221502); 教育部“春晖计划”项目; 重庆大学大学生创新基金资助项目

作者简介: 贾剑青, 男, 1978 年生, 博士, 主要从事岩土力学与岩土工程稳定性方面的研究工作。E-mail: jiajianqingcqu@sina.com; htwang@cqu.edu.cn

定，为该人防隧洞的加固处理技术措施提供依据。

3 隧洞稳定性分析的数值模拟

3.1 模型建立

根据该人防隧洞的跨度及埋深特征，建立了跨距为 2 m 和 3 m 的 2 种数值分析模型。2 种模型中的顶板厚度均为 6 m，以上至地表根据所选择的模拟断面的实际埋深施加相应的均布荷载；模型两侧四周为水平位移约束，底部为固定边界条件；采用摩尔-库仑弹塑性屈服准则。模型共划分 1 404 个单元和 1 480 个节点，模型网格图如图 1 所示。

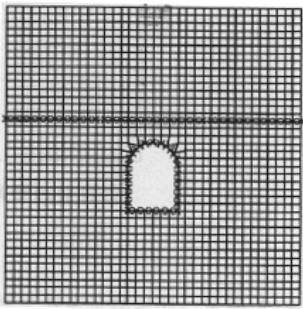


图 1 模型网格图

Fig.1 The picture of the model mesh

模型中顶板岩体的物理力学参数及其分布如表 1 所示。

表 1 顶板岩层物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of roof rock masses

材料	厚度 H / m	体积模量 G / MPa	剪切模量 S / MPa	密度 γ / $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	凝聚力 c / MPa	内摩擦角 ϕ / ($^{\circ}$)	备注
卵石层	6~12	220	670	2.00	0	38	为主要地层，同时也为场地内房屋建筑的持力层，上半部为青灰色，下部为棕黄色，颗粒不均匀，浑圆状。
泥岩	5~6	750	1 800	2.15	0.25	35	下伏于卵石层，上部棕黄色，为风化层，泥、钙质胶结，较坚硬，下部为砖红色，钙、铁质胶结，厚层状构造，风化较重。

3.2 隧洞围岩稳定性分析

该人防隧洞埋深变化比较大，最小埋深只有 6 m，而最大埋深达到 13 m，是前者的 2 倍多；隧洞跨距变化也比较大，最小跨距为 2 m，最大跨距为 3 m。为此，对顶板为泥岩，跨距为 2 m 时上部荷载 P 分别为 0.2、0.33、0.4、0.7 MPa 以及跨距为 3 m 时上部荷载 P 分别为 0.2 和 0.33 MPa，6 种情况下隧洞顶板的稳定性进行了模拟研究。不同压力、不同跨距下顶板的破坏域及主应力等值线分别如图 2~4 所示。

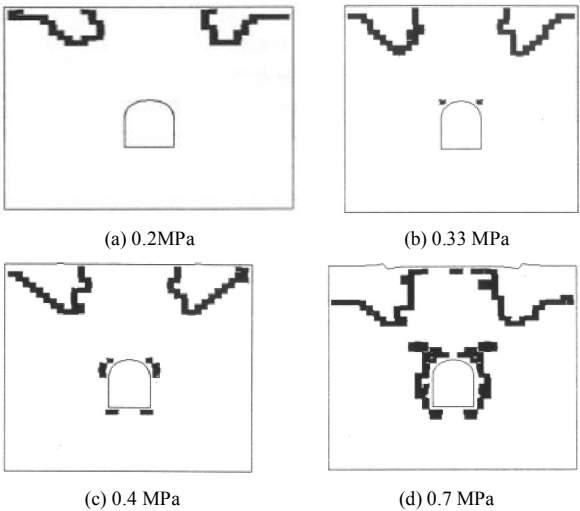


图 2 2 m 跨距的顶板破坏域

Fig.2 The failure fields of the roof rock with span of 2 m

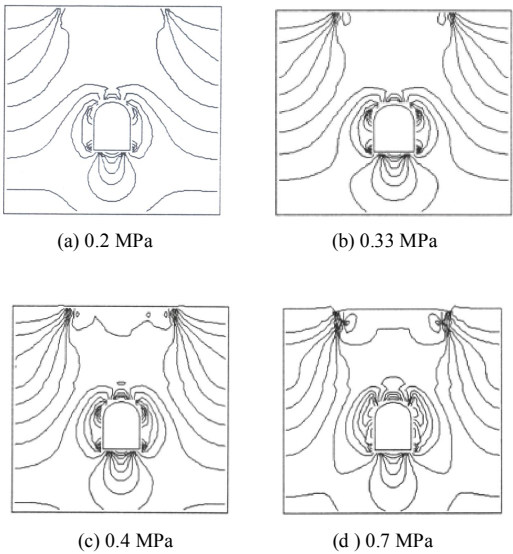


图 3 2 m 跨距的主应力等值线

Fig.3 The contour of principal stress of 2 m span

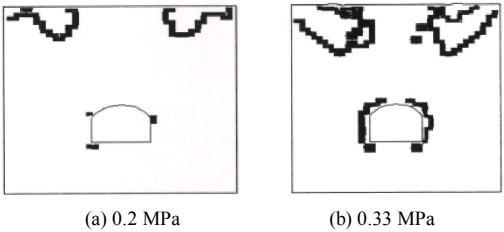


图 4 3 m 跨距顶板破坏域

Fig.4 The failure fields of the roof rock with span of 3 m

数值模拟结果表明, 当隧洞跨距为 2 m, 上部荷载为 0.2 MPa 时, 洞壁四周围岩是稳定的; 当上部荷载增至 0.33 MPa 时, 拱顶附近出现 2 个单元的塑性破坏区, 拱顶的变形也进一步增大, 洞顶竖向位移达 4.8 mm, 最大主应力为 0.7 MPa; 当上部荷载增大到 0.4 MPa 时, 拱顶及拱脚附近的应力进一步集中, 拱顶附近的塑性破坏区继续向上发育, 已出现 8 个单元的塑性破坏区, 破坏域面积是上部荷载为 0.33 MPa 时的 4 倍, 此时, 卵石层的塑性破坏区也进一步向下发育, 拱顶的变形也进一步增大, 竖向位移达 5.9 mm, 最大主应力为 0.8 MPa, 洞室大面积破坏; 当上部荷载增至 0.7 MPa 时, 洞壁四周的应力高度集中, 拱顶附近竖向最大位移已达 14 mm, 最大主应力为 1.1 MPa, 洞壁四周已全部破坏, 地表塑性破坏区与洞拱附近的塑性破坏区即将贯通, 上覆岩土体将在上部荷载的作用下继续沿破裂面向下剪切错动, 此时, 上覆岩土体与洞室已完全破坏。当洞跨为 3 m, 上部荷载 $P=0.2$ MPa 时, 拱脚附近和洞角已出现的塑性破坏区, 拱顶下沉量达 5.1 mm, 塑性区面积及拱顶下沉量与跨距 $L=2$ m、上部荷载 $P=0.33$ MPa 时相当; 当上部荷载 $P=0.3$ MPa 时, 顶板岩体及洞室破坏域急剧扩大, 洞壁四周已全部破坏, 卵石层的塑性破坏区也进一步向下发育, 顶拱下沉量达 11.9 mm, 地表塑性破坏区与拱顶塑性破坏区即将贯通, 上覆岩土体将在上部荷载的作用下继续沿破裂面向下剪切错动, 此时, 洞室已完全破坏。

3.3 不同岩性隧洞的稳定性分析

当隧洞顶板为卵石层时, 模型的物理力学参数与顶板为泥岩时相同, 只是在顶板以上不加荷载。模拟的顶板破坏域如图 5 所示。

从图中可以看出, 当顶板为卵石层时, 在上部不加荷载的情况下, 洞室上部的卵石层已出现大范围的塑性破坏区。工程实际也证明, 顶板在卵石层中的隧洞坍塌比较严重。

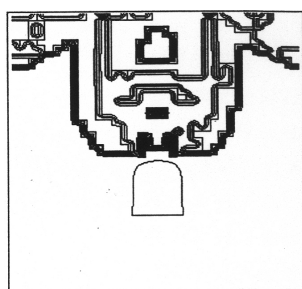


图 5 顶板破坏域

Fig.5 The failure field of the roof rock mass

3.4 敏感块体的跟踪模拟分析

数值模拟结果表明, 各种情况下, 隧洞的竖向变形均在拱顶轴线处最大。为了更清楚地了解洞室破坏过程中的应力、应变的变化情况, 计算中跟踪模拟了竖向最大变形块体, 即敏感块体^[3-5], 如图 6 中“1”处所示, 并记录下该块体在上部荷载 P 分别为 0.2, 0.33, 0.4, 0.7 MPa 时的竖向位移、竖向变形速度及大小主应力随时步迭加的变化情况, 其变化曲线如图 7 所示 (由于篇幅有限, 只列竖向位移曲线)。

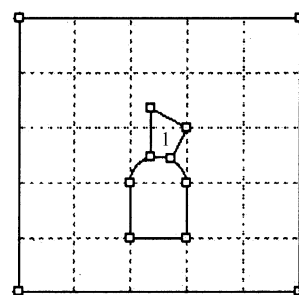


图 6 敏感块体示意图

Fig.6 Sketch of the sensitive block

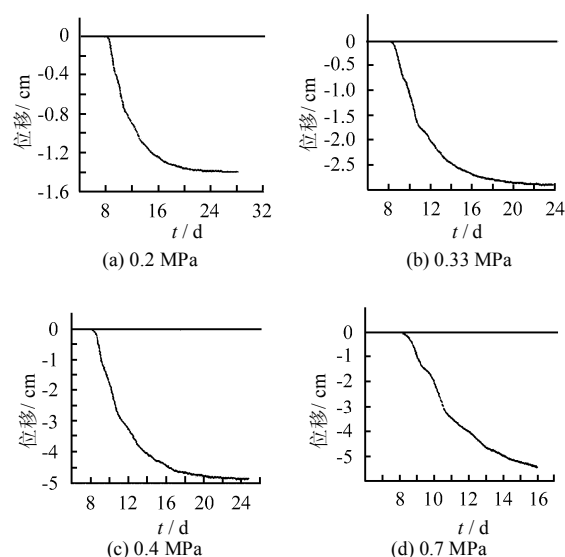


图 7 敏感块体竖向位移

Fig.7 The vertical displacements of the sensitive blocks

模拟结果表明, 随着上部荷载的增加, 围岩的位移也逐渐增大; 上部荷载 P 分别为 0.2, 0.33, 0.4, 0.7 MPa 时, 围岩的收敛位移分别为 1.6, 3.0, 5.0 cm 及 6.0 cm 左右, 而且上部荷载越大, 围岩趋于稳定所需时间越长; 当顶板荷载小于 0.7 MPa 时, 经过一定的时期后, 敏感块体的竖向位移趋于稳定; 当顶板荷载大 0.7 MPa 时, 顶板敏感块体的竖向位移不能收敛, 此时必须采取一定的加固措施。

4 结 论

(1) 由于隧洞顶板比较软弱, 其稳定性与隧洞跨距的大小非常敏感。在隧洞改造过程中, 没有特殊要求的话, 应依据“能小不大”的原则, 以防由于局部地段隧洞跨距的扩大而导致围岩继续坍塌。

(2) 隧洞的稳定性与隧洞埋深关系密切。在隧洞改造过程中, 要对埋深变化比较大的地段采取相应地支护措施。

(3) 顶板位于卵石层中的人防隧洞, 由于其自身的稳定性极差, 顶板岩土体无需施加外力也会向下剪切错动而最终塌落, 对处于此地段中的隧洞进行改造时, 必须进行合理地加固处理。

(4) 顶板位于泥岩下的人防隧洞, 从理论上讲, 若其是单体通道, 自身的稳定性良好, 并可以承受一定的荷载, 但就该人防隧洞来说, 由于其洞体形状变化大, 隧洞顶板在穿越泥岩与卵石层交接处相对比较薄弱的地方, 由于处理措施不当, 坍塌比较严重, 加之人防隧洞内长期积水, 泥岩经水浸泡后强度也有所降低, 故对处于此地段中的隧洞需经过特殊的加固处理。

参 考 文 献

- [1] 杨为民, 陈卫忠, 李术才. 快速拉格朗日法分析巨型地下洞室群稳定性[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 230—234.
- YANG Wei-ming, CHEN Wei-zhong, LI Shu-cai. Analysis of stability of surrounding rock mass of Longtan

large underground powerhouse with FLAC3d[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering** June, 2005, 27 (2): 230—234.

- [2] 邱祥波, 杨冬梅, 徐帮树. 3-D FLAC 在公路隧道风机洞室稳定性分析中的应用[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 751—754.
- QIU Xiang-bo, YANG Dong-mei, XU Bang-shu. 3-D FLAC application to stability analysis of ventilator chamber of highway tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(5): 751—754.
- [3] Goodman R E, Shi G H. **Block theory and its application to rock engineering**[M]. Englewood Cliffs N J, Prentice-Hall, 1985.
- [4] 盛谦, 黄正加, 邬爱清. 三峡工程地下厂房随机块体稳定性[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 747—753.
- SHENG Qian, HUANG Zheng-jia, WU Ai-qing. Stability analysis for random key block of underground power house of Three Gorges Project[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(6): 747—753.
- [5] 张奇华, 邬爱清, 石根华. 关键块体理论在百色水利枢纽地下厂房岩体稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(1): 2 609—2 614.
- ZHANG Qi-hua, WU Ai-qing, SHI Gen-hua. Application of key block theory to analysis of rock stability for underground plant in Baise Hydraulic Project[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(1): 2 609—2 614.