

变埋深下软弱破碎隧道围岩渐进性破坏试验与数值模拟

朱合华^{1, 2}, 黄 锋^{1, 2}, 徐前卫^{1, 3}

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200030)

摘要: 以一定范围内埋深(25~60 m)的 3 车道公路隧道软弱破碎围岩(公路隧道 IV 级)为研究对象, 研制相似模型材料和配套试验设备, 再现开挖后围岩的渐进性破坏全过程, 分析不同埋深下围岩的应力场特征。通过模型材料室内试验获取岩体相关计算参数, 引入弹塑性损伤本构模型对试验工况进行有限元数值模拟, 计算结果与模型试验吻合较好。综合模型试验和数值模拟结果, 可以得出以下结论: (1) 围岩破坏区是隧道塌落荷载的来源, 主要集中在拱顶上方区域, 在两侧边墙下方和拱底也有局部存在; (2) 隧道埋深对围岩破坏区域大小有重要影响, 随着埋深的增大, 围岩破坏区域呈渐进扩大趋势; (3) 围岩内的周向应力在隧道开挖后先升高而后逐渐降低, 其最大值所在位置即对应压力拱位置, 且该位置随着破坏区域的扩大而不断向围岩内部移动, 形成动态压力拱现象; (4) 通过对围岩内部周向应力最大值的测试来获取隧道压力拱范围, 并进而确定围岩塌落荷载大小, 这在理论上是可行的。

关键词: 隧道工程; 围岩; 渐进性破坏; 模型试验; 数值模拟; 开挖损伤区

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)06 - 1113 - 10

MODEL TEST AND NUMERICAL SIMULATION FOR PROGRESSIVE FAILURE OF WEAK AND FRACTURED TUNNEL SURROUNDING ROCK UNDER DIFFERENT OVERBURDEN DEPTHS

ZHU Hehua^{1, 2}, HUANG Feng^{1, 2}, XU Qianwei^{1, 3}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200030, China)

Abstract: By taking the weak and fractured surrounding rock(defined as class IV by the road tunnel code of China) for the three-lane highway tunnel with overburden depths of 25 - 60 m, similar materials and model test equipments are developed to reproduce the whole process of progressive failure of surrounding rock after excavation; and the characteristics of stress field in rock mass under different overburden depths are studied. Meanwhile, an elastoplastic damage constitutive model is introduced to simulate some cases of model test by FEM; and the related parameters of rock mass are determined by laboratory tests. The numerical simulation results show a good agreement with those of model test. By analyzing the results of model test and numerical simulation, the conclusions can be drawn as follows: (1) The failure zone of surrounding rock is the source of tunnel collapse load, and it is distributed mainly above the vault as well as partially at the bottom of both side walls and arch bottom. (2) The overburden depth has great influence on the dimensions of progressive failure zone around tunnel

收稿日期: 2010 - 02 - 04; **修回日期:** 2010 - 03 - 28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40672184)

作者简介: 朱合华(1962 -), 男, 博士, 1983 年毕业于重庆大学采矿工程系化学矿开采专业, 现任教授、博士生导师, 主要从事隧道及地下结构工程方面的教学与研究工作。E-mail: zhuhehua@tongji.edu.cn

profile. As the overburden depth increases, the corresponding failure zone shows a gradual expansion trend. (3) The circumferential stress within the surrounding rock rises firstly and then decreases gradually after tunnel excavation. The location of the maximum stress corresponds to the position of earth pressure arch. With the expansion of failure zone, it continues to develop towards the inner side of rock mass and form a dynamic pressure arch. (4) The location of earth pressure arch can be determined by measuring the maximum circumferential stress within rock mass, and thus to determine the tunnel collapse load, which is theoretically feasible.

Keywords: tunnelling engineering; surrounding rock; progressive failure; model test; numerical simulation; excavation damage zone

1 引言

现代交通、能源工程中隧道的特点是断面大、地质条件复杂,隧道掘进前方和洞身的不良地质条件极易引起塌方、涌水、岩溶塌陷等地质灾害。其中,因围岩失稳而造成的塌方事故已成为隧道施工中最常见的灾害现象之一,并会造成施工困难、机械损毁以至人员伤亡等巨大损失^[1, 2]。尽管现代隧道的新奥法施工不允许有塌方现象,但由于对复杂地质环境下围岩体力学特性认识上的不足,这种现象的发生是难以避免。在各类塌方事故中,地质条件是导致隧道塌方的最主要因素,尤其是在软弱破碎围岩地层中的隧道常伴有通天形和拱形 2 种塌方形式,前者易发生在浅埋和超浅埋的隧道中,后者则发生在埋深较大的隧道中^[3~5]。目前对隧道塌方问题的研究主要集中在事后的治理措施及事故原因分析方面,而对塌方破坏的机制及其渐进性破坏过程尚未有系统的研究。因此,深入开展隧道塌方破坏过程机制的研究,对隧道塌方事故的预防及治理具有重要的理论价值及实际工程意义。同时,探讨隧道的渐进性塌方机制也是设计过程中确定隧道塌落荷载的基础^[6]。

渐进性破坏概念自 1936 提出以来,主要研究集中在边坡稳定性分析及地基承载力等问题^[7, 8],在隧道塌方分析方面则相对较少。事实上,隧道围岩的破坏是因开挖卸荷而产生的应力重分布伴随应变软化而渐进出现的,最终因不及时或不适当支护而产生塌方事故。对隧道塌方的研究主要手段有室内试验和数值模拟:室内试验有 2 种方法,一种是离心机试验,可实现对地下洞室的塌落形态、过程的模拟^[9, 10],但对开挖过程的模拟较为困难,且试验费用也较为昂贵。另一种是普遍采用的重力相似模拟试验,可以再现隧道从开挖到塌方破坏的全过程^[11],而已有的模型试验多是用砂等(无黏聚力材料)

作为相似材料而实现的^[12~14],不能准确反映围岩性能;数值模拟方法也主要有 2 类,一类是非连续体分析方法,如离散单元法、DDA 等^[15, 16],因其算法复杂,故而不适合软弱破碎岩体分析。另一类是连续体分析方法,如有限元方法,一般采用弹塑性本构模型(应变软化模型、弱化强度参数的模型),难以建立合适的岩体破坏准则^[17~19];而从材料的微观层面研究围岩介质的渐进性破机制^[20],则存在计算机内存耗费大、计算周期长等问题。

基于上述认识,本文首先将软弱破碎隧道围岩(公路隧道围岩 IV 级)从力学上概化为均匀介质,研制了具有黏聚力的相似模型材料,利用自行设计的试验装置实现对自重应力场作用下深埋隧道(埋深大于 25 m)围岩拱形塌方破坏全过程的试验模拟。结合模型试验及室内试验获取岩土体相关计算参数,采用适于描述围岩渐进性破坏的弹塑性损伤本构模型,建立以损伤变量为依据的破坏判据,分析不同埋深条件下隧道开挖损伤区及围岩应力分布规律。综合数值模拟和模型试验的结果,揭示隧道围岩渐进性塌方机制,并讨论围岩塌落荷载的分布特征。

2 隧道渐进性塌方的试验模拟

2.1 试验原理及模型材料的选用

岩体破坏的模型试验属于地质力学模型试验的范畴,其模型的几何尺寸、边界条件及作用荷载、模拟岩体的模型材料的重度、强度及变形特性等方面均须满足地质力学相似性要求,即满足:

$$C_{\sigma} = C_l C_{\gamma} \quad (1)$$

$$C_{\sigma} = C_E C_{\varepsilon} \quad (2)$$

$$C_{\mu} = 1 \quad (3)$$

$$C_{\delta} = C_l C_{\varepsilon} \quad (4)$$

$$C_{\bar{\sigma}} = C_{\sigma} \quad (5)$$

式中： C_σ 为应力相似比， C_l 为几何相似比， C_γ 为容重相似比， C_E 为弹性模量相似比， C_ε 为应变相似比， C_μ 为泊松比相似比， C_δ 为变形相似比， $C_{\bar{\sigma}}$ 为面力相似比。

由上述关系可知，一旦模型的几何比例选定后，则必须要找到合适的模型材料，使其具有适宜的强度和变形要求。本次试验主要是针对 IV 级围岩开展的，其对应的岩体力学参数可根据《公路隧道设计规范》选取，见表 1 中的原型。

表 1 IV 级围岩物理力学性质指标
Table 2 Physico-mechanical parameters of rock mass with IV-th type

| IV 级围岩 | 重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$ | 弹性模量 E/GPa | 泊松比 μ | 黏聚力 c/MPa | 内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$ |
|--------|--|------------------------|--------------|-----------------------|-----------------------------|
| 原型 | 20~23 | 1.30~6.00 | 0.30~0.35 | 0.20~0.70 | 27~39 |
| 模型 | 21 | 0.05 | 0.32 | 0.01 | 31 |

根据试验的实际情况，确定的相似比如下：几何相似比 $C_l = 50$ ；容重相似比 $C_\gamma = 1$ ；泊松比相似比 $C_\mu = 1$ ；应变相似比 $C_\varepsilon = 1$ ；内摩擦角相似比 $C_\phi = 1$ ；应力、弹性模量相似比 $C_\sigma = C_E = 50$ 。

以公路隧道 IV 级围岩作为参照的原型地层，按照上述相似比进行模型地层材料的配制。在经历数百次的反复试验后，最终确定以重晶石粉、砂、石膏、水等数种材料按照一定的配比拌合，再将其按照一定的密实度压实后，得到的模型地层参数，见表 1 中的模型。本试验所用模型材料的最大特色在于性能稳定、可重复性强，并在使用后只需加入适当的水重新搅拌，其性能仍可满足使用要求。

2.2 模型试验装置

如图 1 所示，整个试验系统由试验土箱、加载系统、开挖装置和数据采集等子系统构成。箱体尺寸 1 600 mm×1 300 mm×400 mm，顶部敞口以便填土及布置观测仪器。箱体前、后 2 个面板采用有机玻璃，以便观察土体内部的位移变化情况，左右两侧面板可拆卸，并可根据需要施加侧向压力以模拟地应力的影响。为了减少模型地层和箱壁的摩擦阻力，在箱内的四壁上贴上一层 Teflon 薄膜，并涂上一层润滑油脂。

模型地层采用夯实填筑法制作，其基本流程如下：按确定的材料配比称量材料→用搅拌机均匀搅拌材料→在试验台架装置内由下往上分层摊铺、夯实材料→测试碾压后的材料密度→按设计标高在隧



图 1 模型试验系统
Fig.1 Model test system

道洞周分层埋设测试仪器。

隧道模型试验分“先开挖后加载”和“先加载后开挖”2 种方法，这 2 种条件下，围岩的位移场不同，但应力场几乎是一致的^[21]。尽管“先加载后开挖”与实际情况相符，但因本试验重点在于研究应力场的分布特征，采用了“先开挖后加载”的试验方法，以通过不同附加荷载代替上覆岩体，实现了不同隧道埋深的试验方案(不考虑构造地应力对隧道围岩破坏的影响)，达到研究隧道在不同应力状态下围岩渐进性破坏形态的目的。

2.3 试验量测内容

试验中测量的主要内容是岩体内部的压力场，采用江苏溧阳江南电子仪器厂生产的箱式微型压力盒，型号 BW-0.3。该压力盒体积小、精度高、测值稳定，其量程为 30 kPa，试验结果中的压力改变值，正的表示压力增加，负的进行表示压力减小。岩体压力盒主要布置在拱顶、洞底、两侧部位，如图 2

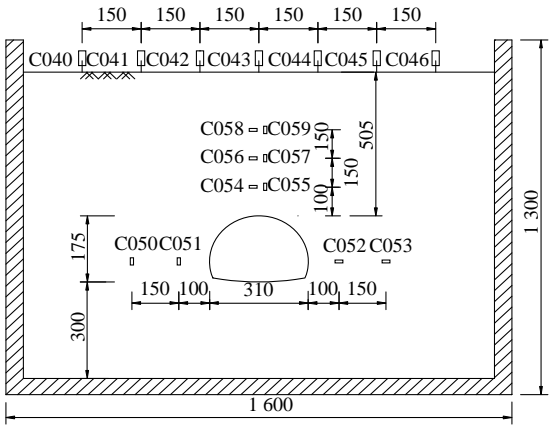


图 2 隧道围岩内压力测点布置示意图(单位: mm)
Fig.2 Layout of earth pressure meters within surrounding rock(unit: mm)

所示。模型中的隧道断面完全参照公路隧道 3 车道断面(高 8.77 m、宽 15.50 m)按几何相似比缩小 50 倍,高度和宽度分别是 175 和 310 mm。

2.4 试验结果分析

2.4.1 围岩渐进性破坏过程

试验首先是隧道开挖(解除隧道开挖装置),然后再逐渐增加上覆荷载(每级约 200 N)直至隧道形成稳定塌落拱。重点研究围岩在不同上覆荷载作用下隧道塌落拱的发展过程,以及围岩内部的应力变化情况。为便于试验分析和与数值模拟的比较,将试验过程中的外加荷载按下式换算成原型中的数据:

$$\tilde{\sigma} = \frac{P}{dl} C_{\sigma} = 7.812 5 P \times 10^{-5} \quad (6)$$

式中: $\tilde{\sigma}$ 为等效应力(MPa), P 为上覆外加荷载(N), d 为模型箱厚度(m), l 为模型宽度(m)。

试验中外加荷载 P 从 0 增加到 6 568 N, 换算成原型材料的外加荷载强度为 0~513.125 kPa。围岩内部的压力值相应地也按照应力相似比扩大 50 倍,换算成真实原型材料中的应力。

随着上覆荷载增加,围岩的渐进性破坏过程(见图 3)如下所述:图 3(a)为隧道模具拆除后,隧道拱顶位置有局部塌落(外加荷载为 0);随着上覆荷载的增加,拱顶进一步塌落、拱腰位置也有塌落,如图 3(b)所示;图 3(c)为继续加载后拱顶出现拱形裂缝时的情形;图 3(d)为隧道顶部塌落成拱时的照片;图 3(e)为施加最大上覆荷载时,隧道围岩最终的破坏状态,基本上形成稳定的塌落拱。由此可见,拱形松动区围岩自重是隧道塌落荷载的来源,并且破坏区域主要集中在拱顶上方区域,边墙和拱底下方有局部破坏;塌方高度与隧道埋深的关系见图 4,隧道塌方的高度随埋深增大而增大,并近似地呈线性关系。



(a) 隧道开挖后,拱顶零星掉渣



(b) 拱顶进一步塌落,伴随两侧拱腰处开始掉渣



(c) 围岩松动范围扩大,拱顶出现裂缝



(d) 围岩出现明显破坏,拱顶小范围塌落



(e) 最终塌落形状

图 3 围岩的渐进性破坏过程

Fig.3 Progressive failure processes of surrounding rock

2.4.2 岩体内部压力的变化情况

图 5 表示的是在整个试验过程中隧道拱腰处各点岩体压力的变化情况,其中 C050, C051 点测取

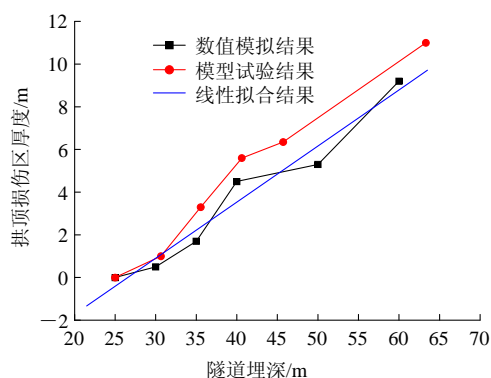


图 4 拱顶损伤区厚度与埋深的关系

Fig.4 Relationships between failure height above vault and overburden depth

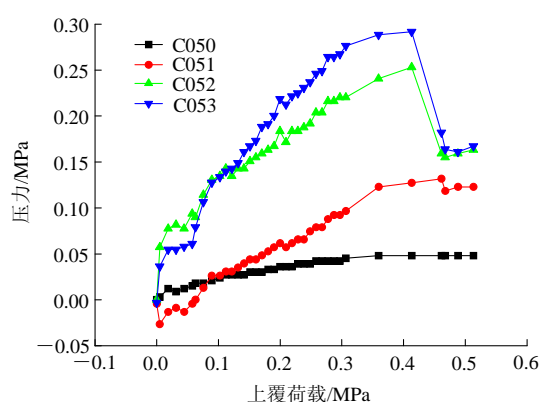
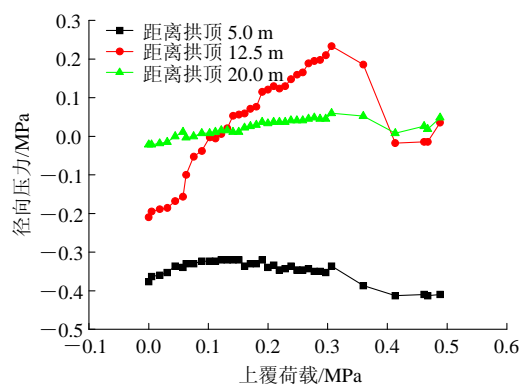


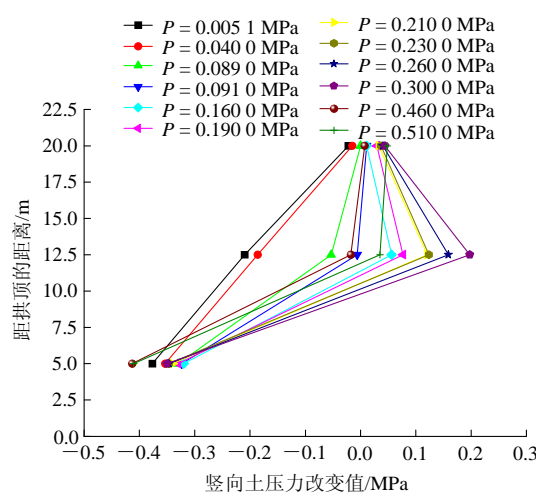
图 5 不同上覆荷载下隧道拱腰处各点压力变化

Fig.5 Variation of earth pressure at tunnel hance under different overburden loads

的是岩体水平方向压力(近似为径向压力), 而 C052, C053 点测取的是岩体竖直方向压力(近似为周向压力)。图 5 中各曲线代表的是岩体内各点处压力相对于隧道脱模前的改变值, 而非压力的绝对值(图 6, 7 也是如此)。可以看出, 在隧道开挖后的, 除离隧道轮廓面最近的 C051 点的径向压力有所下降外, 其他各点影响较小; 随着上覆荷载的增加, 各点处的岩体径向、周向压力均有所增加, 但周向压力的增加程度明显大于径向压力(径向应力有小幅增加, 可能是由于水平方向与径向方向有所偏差造成的); 在上覆荷载在达到 0.1 MPa 以前, 岩体径向压力是离隧道轮廓较远的点 C050 较大, 而周向岩体压力则是离隧道较近的点 C052 较大; 当上覆荷载超出 0.1 MPa 后, 岩体径向压力则是离隧道较近的点 C051 较大, 而岩体周向压力则是里隧道轮廓较远的点 C053 较大; 上述各压力值在上覆荷载达到 0.45 MPa 后趋于稳定, 此时隧道围岩基本上形成稳定的



(a) 径向压力变化



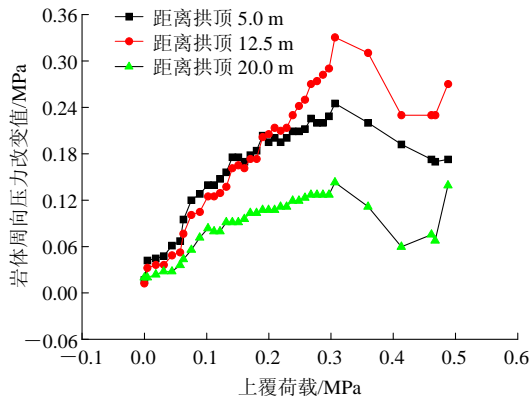
(b) 竖向压力变化

图 6 不同上覆荷载下隧道拱顶上方径向压力变化情况

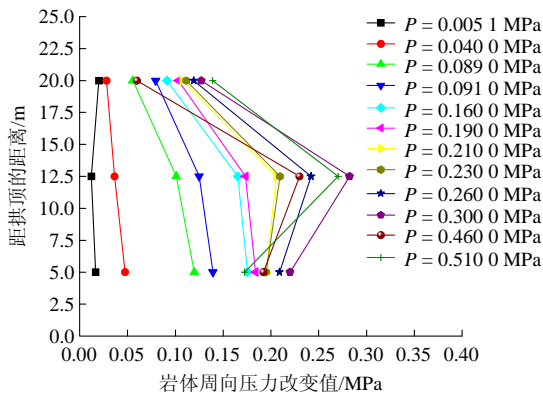
Fig.6 Radial pressure variation from tunnel vault to ground under different overburden loads

塌落拱。此后 4 个测点的位置可能都处在松动圈内, 因此其应力值几乎都没有再变化。

图 6(a)为试验过程中不同上覆荷载下隧道拱顶上方岩体径向压力的变化情况。可以看出, 在开挖后, 由于失去底部岩体的支承作用, 隧道上方各点的压力值均有所下降, 并且埋深越大处的压力降低更为明显; 随着上覆荷载的增加, 隧道上方不同深度处岩体压力均有所回升, 但距离拱顶 5.0 m 处 C054 的压力在整个过程中一直是负值, 即其绝对压力一直是低于隧道开挖前的水平, 这是由于其处于拱形松动圈内的缘故; 当上覆荷载达到 0.05 MPa 后, 距离拱顶 12.5 m 处 C056 的压力增幅开始显著, 但其压力值仍未恢复到开挖前的水平, 此时距离拱顶 20.0 m 处 C058 的压力值已恢复到开挖前的水平并继续增加; 当上覆荷载达到 0.1 MPa 后, 距离拱顶 12.5 m 处 C056 的压力恢复到开挖前水平, 并在 0.3 MPa 之前一直增加, 此后才开始下降, 此时对应隧



(a) 周向压力变化



(b) 周向压力变化分布图

图 7 不同上覆荷载下隧道拱顶上方周向压力分布图
Fig.7 Circumferential pressure variation from tunnel vault to ground under different overburden loads

道拱顶出现塌落且隧道上方出现拱形松动圈。由图 6(b)可见, 隧道拱顶上方不同深度处岩体径向压力的变化是不一样的, 距离拱顶 5.0 m 处的压力值一直处于减小状态, 这是由于其位于隧道上方的松动压力圈范围内; 距离拱顶 12.5 m 处 C056 的压力值变化最大, 并在上覆荷载达到 0.09 MPa 之后开始增加; 距离拱顶 20.0 m 处 C058 的变化不大, 但是呈增加趋势, 这表明隧道围岩由隧道轮廓面往外分别处于松动圈→压力拱→原岩应力 3 种状态。

图 7(a)表示的是试验过程中不同时刻隧道拱顶上方岩体周向压力的变化情况: 在上覆荷载达到 0.3 MPa 之前, 岩体各点的压力一直呈增加趋势, 此后才开始下降, 此时对应隧道拱顶土体局部塌落; 当荷载增加到 0.45 MPa 后, 各点的岩体压力停止减小, 并有所增加, 此时对应隧道顶部塌落成拱。由图 7(b)可知, 隧道拱顶上方不同深度处岩体周向压力的变化是不一样的, 在荷载达到 0.18 MPa 之前,

距离拱顶 5.0 m 处 C054 的岩体压力增长最快, 在此之后, 则是距地表 12.5 m 处的岩体压力增长最快。这同样反映了隧道围岩由隧道轮廓面往外分别处于松动圈→压力拱→原岩应力状态。

3 隧道围岩渐进性塌方的数值模拟

3.1 本构模型与参数取值

3.1.1 本构模型

(1) 屈服(流动)准则

采用相关联 Drucker-Prager 弹塑性模型, 屈服函数^[22]为

$$F = \sqrt{l_0^2 + q^2} - p \tan \varphi - c = 0 \quad (7a)$$

其中,

$$l_0 = c - \sigma_1 \tan \varphi \quad (7b)$$

式中: σ_1 为材料抗拉强度, p 为静水压力, q 为 von-Mises 应力。

(2) 考虑损伤的弹塑性本构关系

每个计算步, 分为两子步完成:

① 进行常规的弹塑性计算, 增量表达式如下:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8)$$

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e = D_{ijkl}^e (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) \quad (9)$$

根据第 n 步(上一步)的计算结果, 可以得到 $n+1$ 步(本部)的应力:

$$\sigma_{ij}^{n+1} = \sigma_{ij}^n + d\sigma_{ij} \quad (10)$$

② 根据 J. Lemaitre^[23]提出的应变等效原理, 将第一子步得到的结果进行更新:

$$\tilde{\sigma}_{ij} = (1 - D) : \sigma_{ij} \quad (11)$$

式中: D 为损伤变量值。

同时, 按以下公式考虑材料弹性模量的弱化:

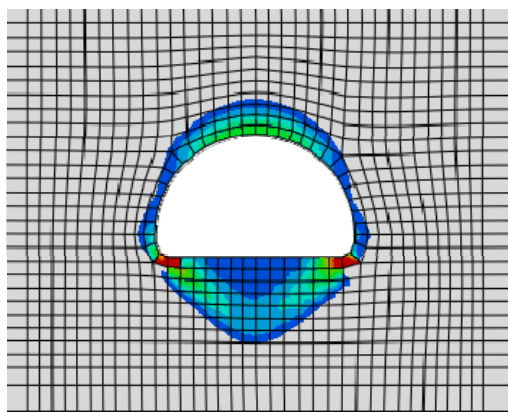
$$\tilde{E}_{ij} = (1 - D)E_{ij} \quad (12)$$

(3) 损伤变阈值与演化规律

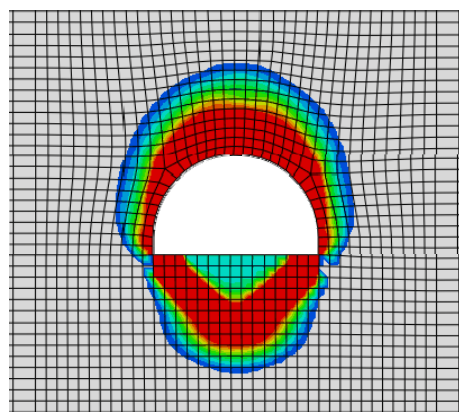
岩体损伤的初始化, 通过等效塑性应变 ε^p 来判断:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon^p &< \varepsilon_0^p \\ \varepsilon^p &\geq \varepsilon_0^p \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

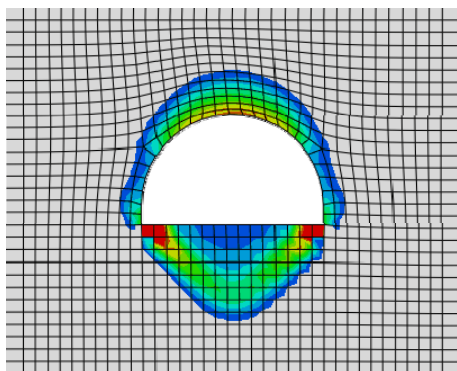
不同埋深情况下, 隧道开挖后围岩最终的损伤区分布(方案 1~6), 如图 9(a)~(f)所示, 由于围岩开挖损伤区主要集中在隧道轮廓面附近一定范围内, 故数值模拟结果仅对该部分区域进行分析。图 9 中颜色较深的区域表示损伤变量 $D>0.7$, 即围岩完



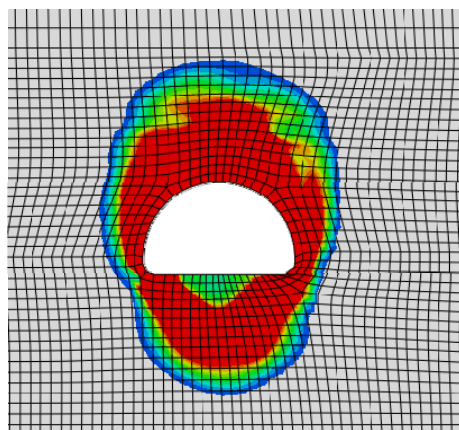
(a) 埋深 25 m(方案 1)



(e) 埋深 50 m(方案 5)



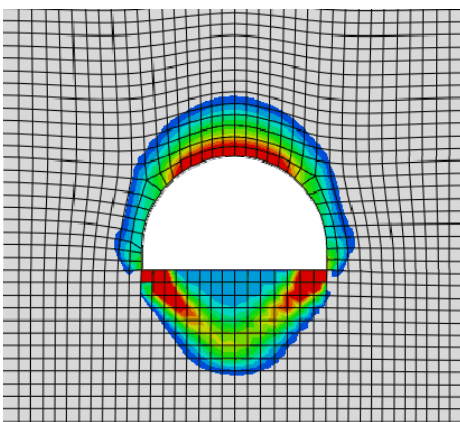
(b) 埋深 30 m(方案 2)



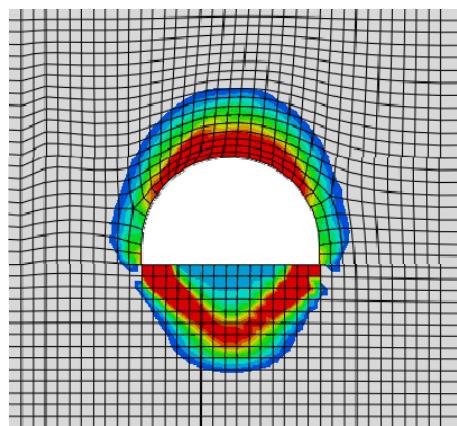
(f) 埋深 60 m(方案 6)

图 9 隧道开挖损伤区分布图

Fig.9 Excavation damage zone distributions of surrounding rock



(c) 埋深 35 m(方案 3)



(d) 埋深 40 m(方案 4)

全损伤破坏；颜色较浅的灰白色区域表示围岩处于未损伤状态 $D = 0$ ；其余颜色区域表示损伤变量 $0 < D < 0.7$ ，围岩开始损伤，但还未完全损伤，处于尚未破坏的中间状态。

隧道埋深为 25 m 时(方案 1)，开挖损伤区的分布如图 9(a)所示。可以看出，隧道开挖后仅在边墙与拱底交界处，由于曲率突变导致应力集中，出现了小范围的损伤破坏，围岩大部分处于稳定受力状态，由于数值模拟的加载条件与模型试验基本一致，二者所得结果基本上是一致的。

方案 2~6 的数值模拟结果如图 9(b)~(f)所示。可以看出，随着埋深的增大，隧道开挖损伤区随之增大，损伤区域主要集中在拱顶附近，这与模型试验结果是类似的(见图 2, 3)；不同之处在于拱底以下一定深度也出现了损伤，而在模型试验中并未观察到该现象，这可能与模型试验中由于侧面摩擦效应导致上覆附加荷载未能传递到隧道底部有关。

隧道拱顶是塌方破坏的主要区域，拱顶损伤区厚度随埋深的变化规律如图 4 所示，其中试验结果将上覆荷载按式(17)转换为隧道埋深，可以看出：

(1) 模型试验与数值模拟的结果基本上是一致的, 25 m 埋深下, 没有塌方出现, 破坏高度为 0, 随着隧道埋深的增大, 塌方高度增大, 近似地满足线性比例关系; (2) 由于模型试验中上覆荷载直接施加在隧道拱顶上, 荷载在传递过程中可能有损失, 导致拱底围压应力较小, 造成试验中围岩拱顶部分受力大于拱底部分, 故其破坏区域较数值模拟结果稍大。

由隧道拱顶往地面方向($A \rightarrow B$, 见图 8)岩体径向压力和周向压力随距离拱顶的变化规律, 分别如图 10(a), (b)所示。可以看出, 随着埋深的增大, 围岩的径向压力和周向压力均有所增加, 但是二者最大值出现的深度却有所不同, 该位置常常对应压力拱出现的区域; 随着埋深的增大, 损伤区域也随之扩大, 该深度也逐渐增加, 这表明压力拱可能向围岩内部发展, 这与汪成兵^[26]得出的动态压力拱的扩展规律是相似的。同时还可以看出, 周向压力的最大值分布深度为 5~10 m, 而径向应力的最大值分布深度为 5~22 m, 而且周向压力的量级远大于径向应力, 这表明隧道开挖导致周向应力集中的程度高于径向应力, 因而决定了前者对隧道围岩稳定性的控制性作用。另外, 对比试验结果和计算结果(见图 6(b), 10(a), 7(b), 10(b)), 可以发现, 试验结

果与数值模拟在分布规律上是类似的, 在拱顶以上一定高度处出现应力最大值, 亦即压力拱的所在区域。

4 结 论

本文针对埋深在 25~60 m 范围内的 IV 级隧道围岩, 通过配置满足相似比的模型材料, 在自主研发的试验系统下, 模拟了隧道开挖及围岩破坏的全过程, 结合相关测试技术, 从定性和定量 2 个角度分析了围岩的渐进性破坏形态及相关力学特征; 同时, 引入了弹塑性损伤本构模型的有限元方法, 通过材料室内试验获取了相关计算参数, 对模型试验进行数值模拟。综合室内模型试验和数值模拟的结果, 得出了二者基本一致的结论, 并进一步归纳如下:

(1) 隧道开挖后, 围岩的损伤破坏区主要集中在隧道拱顶以上, 伴随着边墙和拱底位置有局部破坏, 这是隧道塌落荷载的主要来源。

(2) 影响隧道渐进性破坏的因素有很多, 其中隧道埋深是重要的影响因素之一, 埋深在 25~60 m 范围内的隧道, 随着埋深的增加围岩破坏区的范围随之扩大, 且其破坏区的高度与埋深近似呈线性关系; 而埋深超过 60 m 后由于压力拱效应, 塌方高度是否会仍随埋深而增大, 有待进一步研究。

(3) 隧道开挖后, 由轮廓面往围岩内部, 分别是松动圈→压力拱→原岩状态, 围岩内的周向应力最大值附近即对应压力拱范围, 且该位置随着破坏区域的扩大, 不断向围岩内部移动, 形成动态压力拱现象。

(4) 隧道开挖后围岩周向应力的最大值处对应压力拱位置。因此, 可以考虑通过对围岩内部周向应力的测试来获取压力拱位置, 由此来确定围岩塌落荷载的大小, 这与传统方法(通过多点位移计所测围岩内部位移分布来判断)不同, 但实现方法还需要更加深入的研究。

参考文献(References):

- [1] MANDAL S K, SINGH M M. Evaluating extent and causes of overbreak in tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24(1): 22 - 36.
- [2] JEON S, KIM J, SEO Y, et al. Effect of a fault and weak plane on the stability of a tunnel[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(3): 1 - 6.

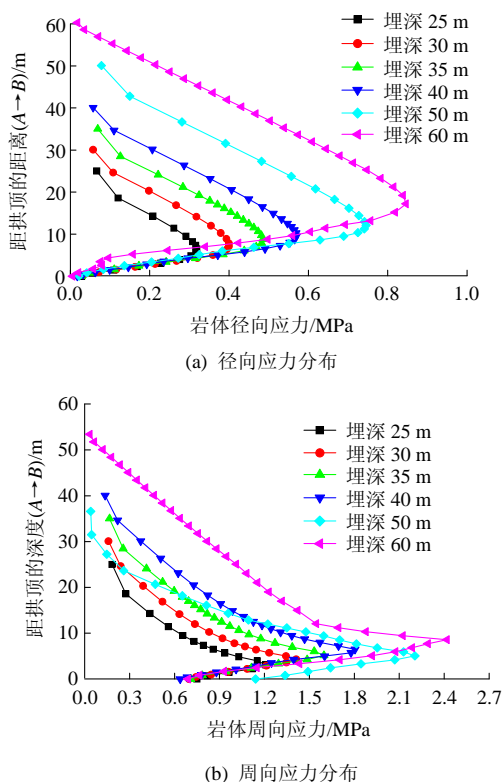


图 10 不同埋深条件下拱顶上方的应力分布

Fig.10 Pressure distributions from tunnel vault to ground under different overburden depths

- [3] 汪成兵, 朱合华. 隧道塌方机制及其影响因素离散元模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(3): 450 - 456.(WANG Chengbing, ZHU Hehua. Tunnel collapse mechanism and numerical analysis of its influencing factors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(3): 450 - 456.(in Chinese))
- [4] 马涛. 浅埋隧道塌方处治方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增2): 3 976 - 3 981.(MA Tao. Treatment method for collapse treatment of shallow-buried tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(Supp.2): 3 976 - 3 981.(in Chinese))
- [5] 陈洁金, 周峰, 阳军生, 等. 山岭隧道塌方风险模糊层次分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2 365 - 2 370.(CHEN Jiejn, ZHOU Feng, YANG Junsheng, et al. Fuzzy analytic hierarchy process for risk evaluation of collapse during construction of mountain tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(8): 2 365 - 2 370.(in Chinese))
- [6] OSGOUI R R, ÜNAL E. An empirical method for design of grouted bolts in rock tunnels based on the geological strength index(GSI)[J]. Engineering Geology, 2009, 107(3/4): 154 - 166.
- [7] 梧松, 郑荣跃. 改进局部安全系数法在土坡稳定性分析中的应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(11): 1 766 - 1 769.(WU Song, ZHENG Rongyue. Application of variable factor of safety method to slope stability analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(11): 1 766 - 1 769.(in Chinese))
- [8] 王庚荪. 边坡的渐进破坏及稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(1): 29 - 33.(WANG Gengsun. The progressive failure of slope and the stability analyses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(1): 29 - 33.(in Chinese))
- [9] KAMATA H, MASHIMO H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2/3): 205 - 212.
- [10] MEGUID M A, SAADA O, NUNES M A, et al. Physical modeling of tunnels in soft ground: a review[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(1): 185 - 198.
- [11] 周小文, 濮家骝, 包承钢. 砂土中隧洞开挖稳定机制及松动土压力研究[J]. 长江科学院院报, 1999, 16(4): 9 - 14.(ZHOU Xiaowen, PU Jialiu, BAO Chenggang. Study of stability mechanism and relaxed soil pressure in sandy soil during excavation[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1999, 16(4): 9 - 14.(in Chinese))
- [12] 王兵, 谢锦昌. 偏压隧道模型试验及可靠度分析[J]. 工程力学, 1998, 15(1): 85 - 93.(WANG Bing, XIE Jinchang. Model test and reliability analysis for an unsymmetrically loaded tunnel[J]. Engineering Mechanics, 1998, 15(1): 85 - 93.(in Chinese))
- [13] 王成平. 破碎围岩隧道的模拟试验研究[博士学位论文][D]. 杭州: 浙江大学, 2004.(WANG Shuping. Model test study on tunnel within cracked surrounding rock[Ph. D. Thesis][D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2004.(in Chinese))
- [14] STERPI D. An analysis of geotechnical problems involving strain softening effects[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, 23(13): 1 427 - 1 454.
- [15] WANG C, TANNANT D D. Rock fracture around a highly stressed tunnel and the impact of a thin tunnel linear for ground control[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(3): 490 - 496.
- [16] FUNATSU T, HOSHINO T, ISHIKAWA M, et al. Numerical analysis for better understanding mechanism of support effect on ground stability by using distinct element method[C]// ISRM International Symposium, 4th Asian Rock Mechanics Symposium. [S. l.]: [s. n.], 2006: 223 - 226.
- [17] 周太全, 华渊, 连俊英, 等. 软弱围岩隧道施工全过程非线性有限元分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(增2): 338 - 342.(ZHOU Taiquan, HUA Yuan, LIAN Junying, et al. Nonlinear finite element analysis for railway tunnel construction process within soft and weak rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(Supp.2): 338 - 342.(in Chinese))
- [18] 许月, 杨文, 张宏博. 软质岩体中浅埋隧道开挖支护的数值模拟[J]. 土工基础, 2004, 18(4): 44 - 47.(XU Yue, YANG Wen, ZHANG Hongbo. The data simulation of the shallow underground tunnel excavation in soft rock[J]. Soil Engineering and Foundation, 2004, 18(4): 44 - 47.(in Chinese))
- [19] 王春生, 周翠英. 梅河高度公路隧道稳定性数值模拟[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2005, 44(1): 38 - 41.(WANG Chunsheng, ZHOU Cuiying. Numerical simulation for a typical tunnel of meihe express way[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2005, 44(1): 38 - 41.(in Chinese))
- [20] 唐春安. 脆性材料破坏过程分析的数值试验方法[J]. 力学与实践, 1999, 21(2): 21 - 24.(TANG Chun'an. Numerical tests of progressive failure in brittle materials[J]. Mechanics and Engineering, 1999, 21(2): 21 - 24.(in Chinese))
- [21] 顾金才, 明治清. 锚固洞室洞周应变分布特征模型试验研究[J]. 岩土力学, 1997, 18(8): 110 - 114.(GU Jincai, MING Zhiqing. Model test study about strain distribution around anchorage tunnel surface[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(8): 110 - 114.(in Chinese))
- [22] HOOPUTRA H, GESE H, DELL H, et al. A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminum extrusions[J]. International Journal of Crashworthiness, 2004, 9(5): 449 - 463.
- [23] LEMAITRE J. A continuous damage mechanic model for ductile fracture[J]. Journal of Engineering Materials and Technology, 1983, 107(1): 83 - 89.
- [24] DESAI C S, MA Y Z. Modeling of joints and interfaces using the disturbed-state concept[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1992, 16: 623 - 653.
- [25] AYDAN Ö, AKAGI T, KAWAMOTO T. The squeezing potential of rocks around tunnels theory and prediction[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1993, 26(2): 137 - 163.
- [26] 汪成兵. 软弱破碎隧道围岩渐进性破坏机制研究[博士学位论文][D]. 上海: 同济大学, 2007.(WANG Chengbing. Study of the progressive failure mechanism of the surrounding rock of tunnel in soft rock[Ph. D. Thesis][D]. Shanghai: Tongji University, 2007.(in Chinese))