

# 地下洞室超欠挖问题非线性有限元分析

刘建民, 陈文涛, 丁泰山

(西北工业大学力学与土木建筑学院, 陕西 西安 710072)

**摘要:**运用数值分析的方法,采用 ANSYS10.0 版有限元分析程序对洞室超欠挖进行三维模拟计算,分析了不同超挖位置、超挖深度、超挖数量等对洞室围岩稳定性的影响,得出了超欠挖部位应力集中数值解及塑性区产生的影响范围,为地下工程掘进施工和初期支护设计提供重要的参考依据。

**关键词:**地下洞室;超欠挖;非线性有限元;围岩稳定性;塑性区;位移

**中图分类号:**U455.4 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-7428(2007)08-0070-03

**Nonlinear FEM Analysis on Over-break Problem in Underground Engineering/LIU Jian-min, CHEN Wen-tao, DING Tai-shan** (Northwestern Polytechnical University, Xi'an Shanxi 710072, China)

**Abstract:** In this paper, a 3D numerical model is calculated by nonlinear FEM analysis. The influence of different over-break conditions (different position, amount, depth etc) to the stability of surrounding rocks has been analyzed. The results showed the influence range of plastic zone and stress focus on the over-break position. Those are very important references in underground opening and initial support lining design.

**Key words:** underground chamber; over-break; no-linear FEM; stability of surrounding rocks; plastic zone; displacement

在地下洞室掘进施工中,受地质条件及施工因素的影响,幅员超挖和欠挖的现象普遍存在<sup>[1]</sup>,与设计幅员理想光滑的轮廓相比,周边岩体中二次应力状态发生变异,引起围岩内的局部应力集中,这种变异的应力状态可导致围岩破坏或支护与衬砌结构受力条件恶化,可能引起施工安全和洞室整体稳定等方面的问题。目前这方面已有一些解析及数值分析,但都是以线弹性平面应变为基础的<sup>[2]</sup>。本文采用 ANSYS10.0 版有限元分析程序,在考虑岩体非线性的基础上对洞室超欠挖进行三维模拟计算,以期对此问题有更深刻的认识。

## 1 工程实例

某地下工程设计断面尺寸为 5 m × 5 m(跨度 × 侧墙高),洞室为直墙半圆拱形,上覆岩体厚度 150 ~ 300 m,洞库所处位置属中山地形,以构造剥蚀作用为主。主要岩性为灰黑色、灰褐色、灰白色、红灰色的弱风化及强风化花岗岩,局部夹白云质灰岩,岩体完整性较好,无大的断层和其它软弱结构面通过,微风化岩层为岩性良好的玄武岩,属 III 类围岩。

## 2 有限元计算模型与方法

### 2.1 计算范围及边界条件

在岩体中开挖洞室,应力重分布的范围是有限的。理论分析表明<sup>[3]</sup>,对于地下洞室开挖后的应力与应变,仅在洞室周围距洞室中心 3 ~ 5 倍洞室开挖宽度(或高度)的范围内存在实际影响。在 3 倍宽度(或高度)处的应力变化一般在 10% 以下,在 5 倍宽度(或高度)处的应力变化一般在 3% 以下。因此,在对地下工程进行有限元分析时,计算边界确定在 3 ~ 5 倍洞室开挖宽度(或高度)。依据现场地质资料,本次分析的围岩类别为 III 类,计算范围取为:沿洞室四周方向各取 3 倍洞径计算,即计算区域在水平方向和竖直方向上均取 35 m,沿轴线方向取大于 3 ~ 4 倍掘进作业循环进尺为 18 m。边界条件取为:左右两侧水平约束,下部固定,上部为自由边界。有限元计算模型见图 1。围岩用三维 8 节点实体单元 Solid45 模拟。垂直荷载为岩体自重和边界上覆岩体的压力,上覆岩体处理方法为将计算域上部边界到地表的岩体以自重荷载的形式作用在上部边界上。

### 2.2 计算参数

依据现场提供的地质资料和试验结果,岩体以 III、IV 类围岩为主,围岩力学参数的取值根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003-2001)给出的参数范围取其下限<sup>[4]</sup>(见表 1)。

收稿日期:2007-01-10; 改回日期:2007-07-01

**作者简介:**刘建民(1962-),男(汉族),陕西户县人,西北工业大学副教授,岩土工程专业,博士,从事岩土工程教学和科研工作,陕西省西安市西北工业大学 396 号信箱,15829059981, baiyygidt@163.com; 陈文涛(1979-),男(汉族),湖北天门人,西北工业大学在读硕士,岩土工程专业; 丁泰山(1972-),男(汉族),河南鹿邑人,西北工业大学在读硕士,岩土工程专业。

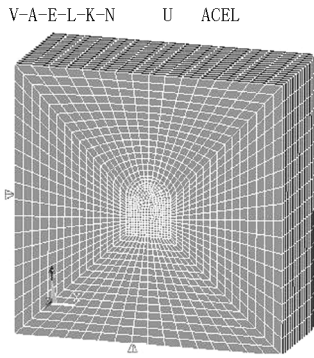


图 1 3-D 有限元模型

表 1 围岩参数取值

围岩级别	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	$c/MPa$	$\varphi/(^\circ)$	$\mu$	$E/GPa$
III	23	0.4	35	0.3	4
IV	21	0.1	25	0.4	0.8

### 2.3 计算模型

本文采用三维有限元方法,考虑岩体材料的非线性弹塑性本构关系,以及支护结构和围岩的相互作用,对各种可能超挖工况进行计算。围岩采用 8 节点实体单元 Solid45 模拟。根据上述条件建立三维有限元模型,共划分 22304 个单元,1967 个节点。

## 3 计算方法与步骤

### 3.1 计算方法

一般认为,Drucker - Prager 屈服准则比较适用于岩体、混凝土、土壤等颗粒材料<sup>[5,6]</sup>, 按此准则计算出的塑性区能比较准确地反映围岩实际塑性区的大小,本文即采用其作为本构关系。其表达式为:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = (1/6)[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

$$\alpha = (2\sqrt{3}\sin\varphi) / \sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2\varphi)}$$

$$k = (6\sqrt{3}c\cos\varphi) / \sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2\varphi)}$$

式中: $I_1$ 、 $J_2$ ——分别为应力张量的第一不变量和应力偏张量的第二不变量; $\alpha$ 、 $k$ ——与岩体材料内摩擦角  $\varphi$  和粘聚力  $c$  有关的常数。

### 3.2 计算步骤

- (1) 建立三维有限元模型;
- (2) 施加边界条件并采用 ANSYS 生死单元命令进行开挖模拟;
- (3) 计算开挖后不同工况条件下的应力场、位移场、塑性区范围。

### 3.3 计算内容

- (1) 计算掘进作业单循环进深 4 m 无超挖条件下的工况;
- (2) 计算洞室不同超挖部位(拱顶、拱角、侧墙、拱底)条件下的工况;
- (3) 计算不同超挖高度条件下的工况(20、40、60、80 cm);
- (4) 计算超挖数量不同条件下的工况(超挖百分比为 0.1、0.2、0.4、0.5)。

## 4 计算结果及分析

### 4.1 不同超挖部位条件下的计算结果。

表 2 是超挖高度 40 cm、超挖点数量为 10 随机分布在洞室拱顶、拱角、侧墙等部位时的计算结果。

表 2 不同超挖部位条件下的位移及应力

超挖部位	拱顶最大位移/m	侧墙最大位移/m	塑性区最大位移/m	第一主应力/Pa	第三主应力/Pa
无超挖	0.018729	0.001272	0.001122	0.119E+7	570356
拱顶超挖	0.018737	0.001285	0.007190	0.907E+7	269548
拱角超挖	0.018743	0.001279	0.004197	1.657E+7	584574
侧墙超挖	0.018735	0.001409	0.006757	1.367E+7	647573
底部超挖	0.018730	0.001303	0.008712	0.754E+7	188044

可以看出:超挖部位对拱顶下沉量的影响较小。超挖点分布在洞室底部时,只对超挖部位局部区域产生塑性变形,同无超挖时相比只侧墙位移有增加的趋势,最大最小主应力变化不大,说明直墙半圆拱结构的洞室形状在底部发生超挖时使拱底向上拱起的变形趋势减小,改变了侧墙的受力内收敛变形,使侧墙位移比无超挖时偏小。超挖点分布在洞室拱角部位时,拱顶下沉位移值最大,侧墙及塑性区位移同超挖分布在洞室的其他部位相比变化较小,主应力差值最大,最容易引起围岩的破坏,是洞室超挖的最不利部位,说明拱角超挖时对围岩稳定性影响最大,在工程掘进施工时,考虑超挖因素对洞室围岩稳定性的影响,如拱角部位存在严重超挖,宜尽早实施初期支护稳定围岩<sup>[7]</sup>。

### 4.2 不同超挖高度条件下的计算结果

表 3 是超挖点数量为 10,随机分布在洞室拱顶时在不同超挖高度条件下的计算结果。

表 3 不同超挖高度条件下的位移及应力

超挖高度/cm	拱顶最大位移/m	侧墙最大位移/m	塑性区最大位移/m	第一主应力/Pa	第三主应力/Pa
0	0.018729	0.001272	0.001122	0.119E+7	570356
20	0.018731	0.001269	0.001124	0.204E+7	570320
40	0.018737	0.001285	0.007190	0.907E+7	269548
60	0.018742	0.001292	0.008824	1.152E+7	346387
80	0.018764	0.001319	0.016820	0.8639E+7	582336

由表3可以看出:超挖点数量相同的情况下,随着超挖点高度的增加拱顶竖向位移及侧墙水平内敛位移增加明显,塑性区位移随超挖高度的增加递增明显,尤其是超挖部位最大最小主应力差值变化明显,超挖产生的洞周应力集中使围岩发生破坏的趋势变大,但超挖高度较小时(20~30 cm)对围岩的位移和塑性区同无超挖时对比产生影响较小,文中算例中的中硬岩20 cm的单元超挖高度可作为Ⅲ类围岩的容许超挖高度。从表3可以看出:计算工况为超挖高度60 cm时围岩塑性区范围分布,在洞周超挖部位的单元产生了明显的塑性变形,最易造成洞室围岩的局部破坏。大尺寸的点超挖通常发生在节理发育的围岩中,为避免超挖单元高度对围岩稳定性的影响,常采用弱爆破的方法尽可能减少对围岩的扰动造成大尺寸超挖。

#### 4.3 超挖数量不同条件下的计算结果

表4是随机分布在洞室拱顶超挖点数量(超挖百分比)不同条件下的计算结果。

表4 不同超挖数量条件下的位移及应力

拱顶超挖/%	拱顶最大位移/m	侧墙最大位移/m	塑性区最大位移/m	第一主应力/Pa	第三主应力/Pa
0	0.018729	0.001272	0.001122	0.119E+7	570356
10	0.018728	0.001269	0.006930	0.732E+7	579440
20	0.018737	0.001285	0.007190	0.907E+7	269548
40	0.018746	0.001299	0.004849	1.161E+7	574207
50	0.018753	0.001321	0.007824	2.410E+7	677171

由表4可以看出:随着超挖个数的增加应力集中程度加大,应力影响范围和塑性区随超挖数量增加明显加大,超挖单元数占拱顶单元数量的10%时,拱顶下沉和侧墙的内敛位移变化不大,只在超挖部位的第一主应力变化明显,塑性位移增加。超挖单元数量增加到40%~50%时,主应力差值变大,塑性分布区域变大,最大塑性位移发生在超挖部位,但侧墙内敛位移变化较小,说明计算中只考虑在拱

顶分布超挖单元时,对洞室拱顶的影响最大。

## 5 结论

(1)不同超挖部位对洞室的影响只考虑了超挖高度40 cm的工况,计算结果表明,超挖的塑性区影响范围只在洞径的1.5倍范围内,拱角、侧墙超挖最为不利,超挖时使水平位移变化较大,拱底角超挖对竖向和水平位移影响较小,只造成超挖部位的竖向底角拱起,如地质条件为弱质围岩时宜尽早设置仰拱,以确保洞室安全。

(2)随超挖高度的增加,超挖产生的洞周应力集中明显,尤其是超挖部位最大最小主应力差值变大,容易造成洞室围岩的局部破坏,超挖高度较小时(20~30 cm)对围岩的位移和塑性区影响很小,对中硬岩属可允许超挖高度。

(3)超挖数量不同条件下计算了超挖单元高度40 cm拱顶多组超挖的情况,结果表明,随着超挖个数的增加应力集中程度加大,应力影响范围和塑性区随超挖数量增加明显加大,对隧道的围岩的稳定极为不利,宜尽早施设初期支护。

## 参考文献:

- [1] 王明年,万姜林,等.隧道超欠挖的力学效果分析[J].西南交通大学学报,1996,31(6):577-582.
- [2] 周维垣.岩石力学数值计算方法[M].北京:中国电力出版社,2005.84-85.
- [3] 唐晓松,大型地下洞室工程整体稳定性的有限元模拟分析[J].采矿技术,2003,(2):70-72.
- [4] 高谦,乔兰,等.地下工程系统分析与设计[M].北京:中国建材工业出版社,2005.
- [5] 郝文化. ANSYS 土木工程应用实例[M].北京:中国水利水电出版社,2005.
- [6] 徐干成,白洪才,郑颖人,等.地下洞库支护结构[M].北京:中国水利水电出版社,2002.
- [7] 关宝树.隧道工程设计要点集[M].北京:人民交通出版社,2003.

(上接第69页)

与温度曲线一致的规律,深部应力小,往上应力逐渐增大,到顶部后由于地表变形,应力出现降低,水平方向由于塑性区的应力松弛,使得隧道轴线位置附近应力小,1/2半圆拱位置应力大,冻土体边缘位置应力小。

由实测数据,灰色淤泥质粘土层的温度变化相对较慢,应力及地层变形较大。

(4)该区域软土浅表隧道冻结地表变形发展规律为:冻结开始阶段地表变形较小,此后发生突变,

最后趋于稳定;冻土体分层位移,沿时间变化规律与地表位移相同;沿空间上,土层越深,位移越小;受影响的未冻区土体其分层位移出现压缩沉降现象。

## 参考文献:

- [1] 李述讯.冻、融土中的水热输运问题[M].兰州:兰州大学出版社,1993.
- [2] 徐学祖,等.饱水正冻土中水分迁移特征研究[A].第五届国际冻土学术会议论文集[C].北京:科学出版社,1988.
- [3] 程知言.浅表隧道工程多冷源冻结温度、应力、水分场耦合研究[D].长沙:中南大学,2003.