

开挖后的总位移、总应力分别为：

$$\text{总位移: } \{d\} = \{d_0\} + \{\Delta d\}$$

$$\text{总应力: } \{s\} = \{s_0\} + \{\Delta s\}$$

在分析中具体体现为：

(1) 工况一：先在自重作用下计算出一个沉降值，再在上次计算的基础上分三步施加外荷载计算出总沉降值，由此总沉降值减除自重作用下的沉降值即为外荷引起的沉降。

(2) 工况二：同样先计算在自重作用下的沉降值，外荷载的施加分两步进行，先计算所有外荷作用下的沉降值，再将隧洞范围内的单元设为死单元再进行一次计算，得出总沉降沉降值，由此总沉降值减去自重作用下的沉降值即为所求的沉降值。

2. 计算模型的选择

(1) 计算模型边界的确定

地下工程：一般取沿洞径 D 各方向 $3\sim 5D$ ，本模型中除了隧洞以上由工程限制为 $3D$ ($15m$)，其余三方均取 $5D$ ($50m$)，如图 2 示

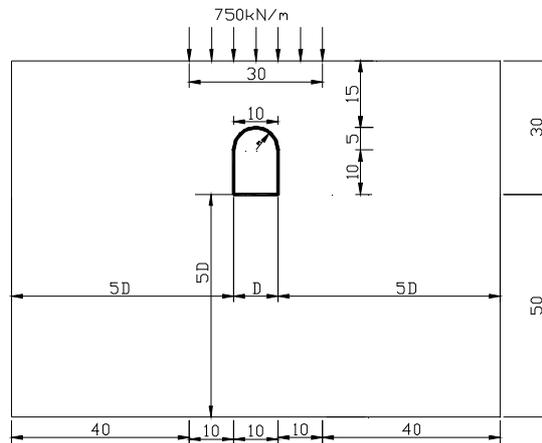


图 2. 模型边界

(2) 模型的选择

根据本工程情况，在两种工况作用下都将其视为连续体进行考虑，考虑荷载对隧洞的影响仅在一定范围内（即在图 2 确定的边界内），故对隧洞左方、右方、下方进行约束，左右限制其 X 方向的位移，下方限制其 Y 方向的位移，其边界约束见图 3

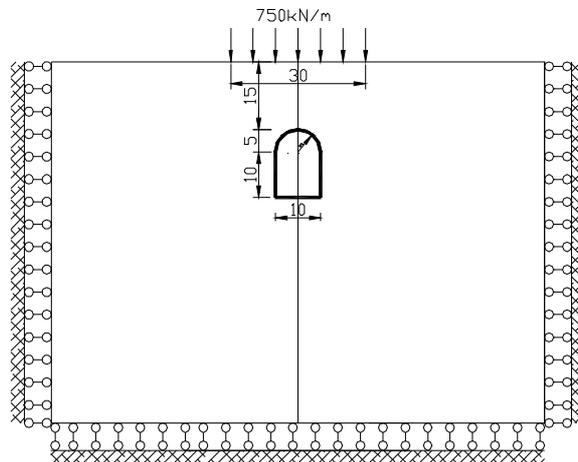


图 3. 边界约束

(3) 单元类型的选择

本分析中采用 PLANE42 单元。PLANE42 单元一般用于二维固体结构中，也可以作为平面单元，即可以用于平面应变，也可以用于平面应力分析，或者用于轴对称分析。此单元在每一个节点上有两个自由度。即沿着坐标 X 轴和 Y 轴方向的自由度。单元中包含了塑性、蠕变、应力刚度、大变形和大应变分析。

(4) 材料类型的确定

根据岩石参数及相关分析，材料选择情况为：在各向同性线弹性材料中输入弹性模量和泊松比两个参数，在非线性材料中的 D-P 材料中输入粘聚力和磨擦角这两个参数，再在密度栏中输入密度值。

(5) 单元的划分

本分析采用四边形四节点等参单元。考虑到单元划分的疏密、大小和形状影响计算精度，理论上越密越小越规则，计算精度越高；但是由于单元划分过细计算速度慢，在实际分析中在所关注的区域单元划分更密，而其它区域划分得稀疏一些。本分析中将隧洞顶部、底部、左右 10m 范围内作为细化区域（即图 1 中的 D 区、C 区），单元边长取为 2；而隧洞左右 10m 以外为非细化区（即图 1 中的 A 区、B 区），单元边长取为 1。

四、计算分析

(一) 先挖洞，后建房（工况一）

1. 在 Ansys 前处理中单元类型选为 PLANE42、材料特中输入各参数 (E, ν, τ, c, j)；
2. 建立模型（关键点 → 线 → 面），模型如图 4 所示：

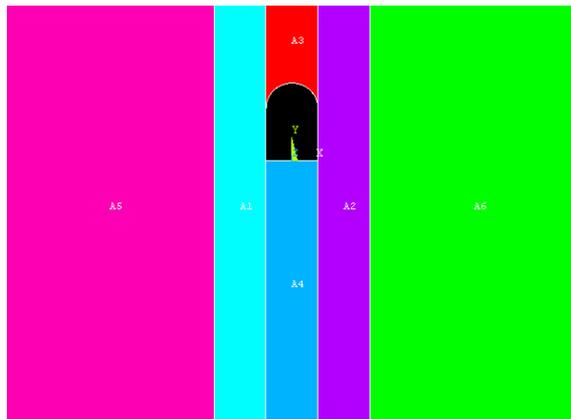


图 4. 工况一模型

3. 进行网格划分：在划分时采用影射形式，面积 5、6 单元边设为 2，其余面积的单元边为 1。网格图如 5 所示：

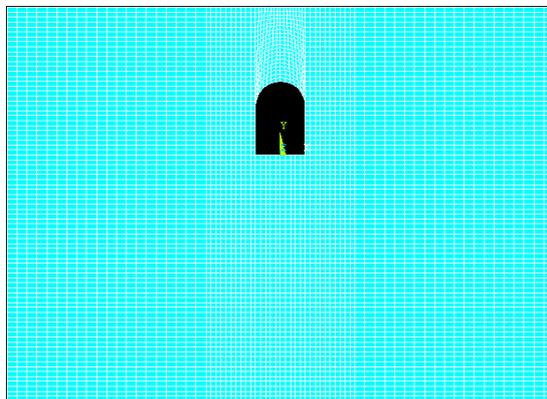


图 5. 工况一网格

4. 施加约束：在隧洞左右边界施加 X 方向的位移约束，在隧洞底部边界施加 Y 方向的位移约束。其边界约束见图 3；

5. 施加荷载：首先施加 Y 向重力进行第一次计算；外荷载分为三次施加，每次施加十层的荷载即 250kN/m，每加荷完一次就进行一次计算；

6. 进行求解：将分析类型设为静力分析，打开大应变分析按钮及辛普生—牛顿准则；

7. 后处理及分析：在后处理中读入相关数据，读入相关的图形进行分析；

8. 结果分析

(1) 结果图见附图 11-a、b、c、d、e；

(2) 位移分析

y 方向的位移变化情况如附图 11- a、b、c、d 所示。

经计算查询得到拱顶位移：0.079504-0.053044=0.02646m

由附图可查得四种情况下的 y 方向最大位移分别是：0.053044、0.061856、0.070681、0.079504（后三种情况含初始的沉降值）。

(3) 破坏情况分析

计算结果表明没有形成塑性区（如附图 11-e 所示）。同时观察最后的应力分布图，发现应力值偏小。究其原因，可能是地基材料的 c 值偏大（ $2.72MP_a$ ），不易导致屈服。

(4) C 值减小到 $0.272MP_a$ 的分析

分析结果图见附图 12- a、b、c、d、e；

将 C 值减小到 $0.272MP_a$ 再进行计算时，发现同样情况下会产生塑性区，其分布如附图 12-e 所示。其塑性区发生在直墙附近及直墙底部附近，这与岩石力学分析结果相符。

(二) 建筑物先修建好之后再开挖隧洞（工况二）

1. 在 Ansys 前处理中单元类型选为 PLANE42、材料特中输入各参数（ E, ν, r, c, j ）；

2. 建立模型（关键点 → 线 → 面），模型如图 6 所示：

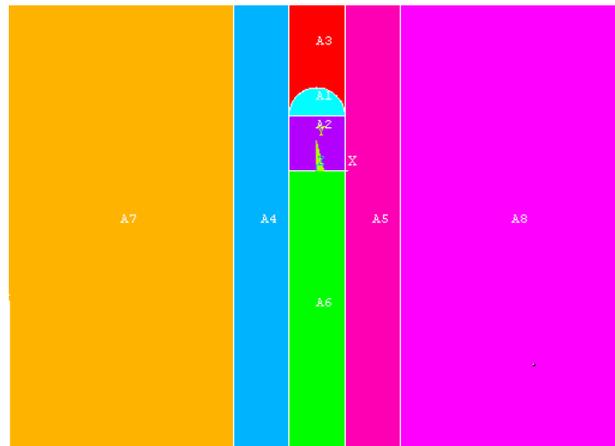


图 6. 工况二模型

3. 进行网格划分：在划分时采用影射形式，面积 7、8 单元边设为 2，其余面积的单元边为 1。网格如图 7 所示：

4. 施加约束：在隧洞左右边界施加 X 方向的位移约束，在隧洞底部边界施加 Y 方向的位移约束。其边界约束见图 3；

5. 施加荷载：首先施加 Y 向重力进行第一次计算；次种工况下外荷载可以一次性施加，施加完后再进行一次计算；

6. 进行求解：将分析类型设为静力分析，打开大应变分析按钮及辛普生—牛顿准则；

7. 后处理及分析：在后处理中读入相关数据，读入相关的图形进行分析；

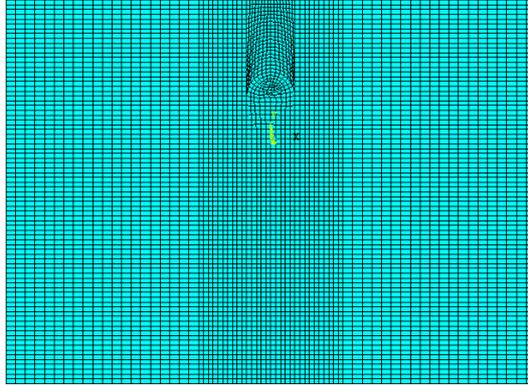


图 7.工况二网格

8. 结果分析

(1) 结果图见附图 21-a、b、c、d;

(2) 位移分析

开挖前、后 y 方向的位移如附图 21-b 和附图 21-c 所示。

经计算查询得到拱顶位移： $0.079504 - 0.074588 = 0.004916\text{m}$ （即：4.9mm）

由附图 21-b 和附图 21-c 可查得两种情况下 y 方向的最大位移分别是：74.588mm 和 79.504mm（含初始的沉降值）。

(3) 破坏情况分析

计算结果表明没有形成塑性区（如附图 21-d 所示）。同时观察最后的应力分布图，发现应力值偏小。究其原因，可能是地基材料的 c 值偏大（ $2.72MP_a$ ），不易导致屈服。

(4) 将 C 值减小到 $0.272MP_a$ 的分析

分析结果图见附图 22- a、b、c、d;

试将 C 值减小到 $0.272MP_a$ 再进行计算时，发现在同样情况下会产生塑性区，其分布如附图 22-d 所示。其塑性区发生在直墙附近及直墙底部附近，这与岩石力学分析结果相符。

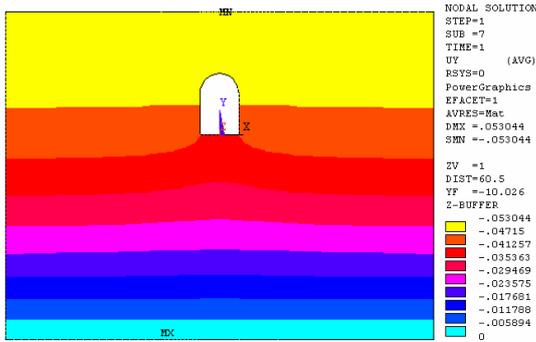
五、结论

通过对两种工况下的模拟计算及结果分析，由于岩石参数 C 值过大，两种情况下的遂洞均未破坏。为了了解遂洞的破坏情况特对 C 值进行修正，当 C 值减小到 $0.272MP_a$ 时遂洞将会破坏，在直墙顶部附近及直墙底角附近均出现了较明显的塑性区，遂洞也会沿着这些区域开始破坏。

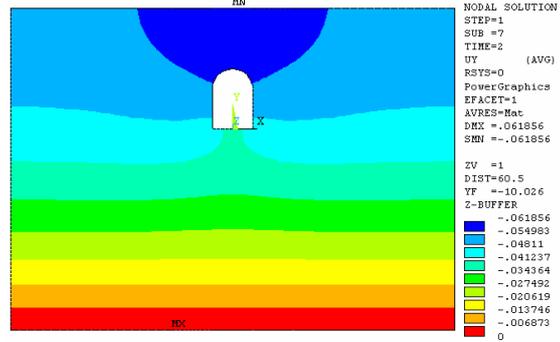
附图：

工况一（先开挖，后建房）

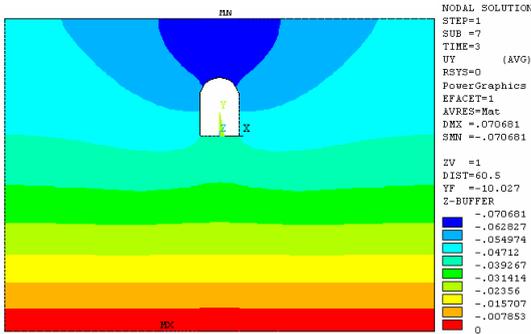
(一) $c = 2.72e6$ 时



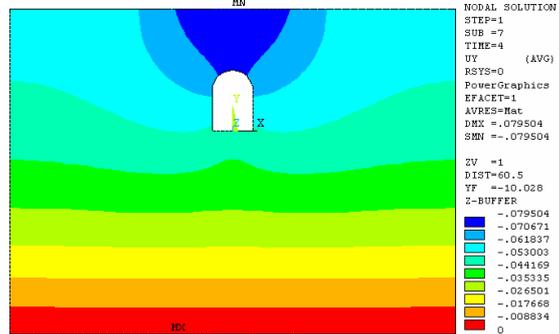
附图 11-a 自重作用下 y 向位移



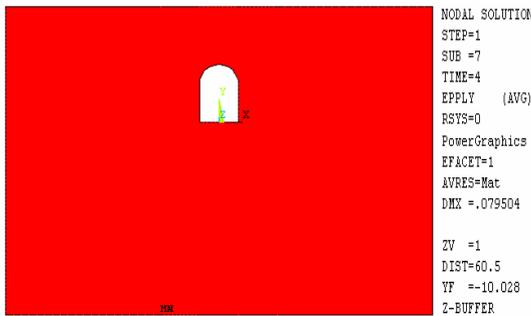
附图 11-b 第一次加载作用下 y 向位移



附图 11-c 第二次加载作用下 y 向位移

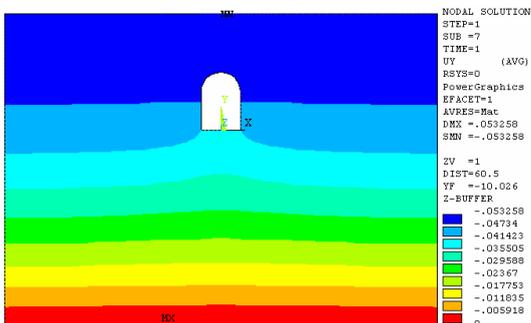


附图 11-d 第三次加载作用下 y 向位移

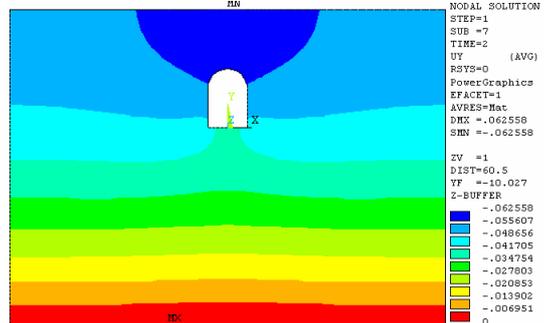


附图 11-e 塑性区显示图

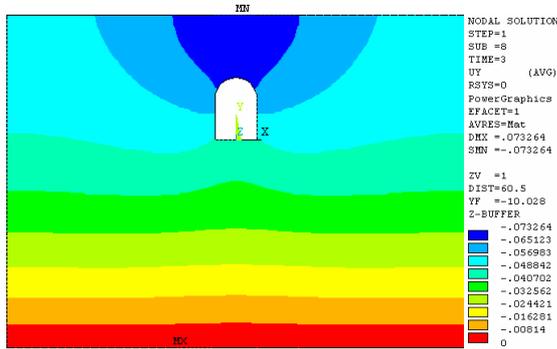
(二) $c = 2.72e5$ 时



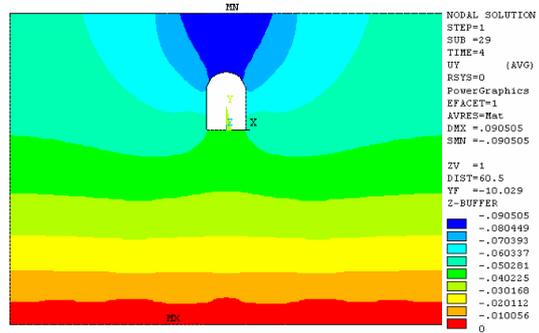
附图 11-a 自重作用下 y 向位移



附图 11-b 第一次加载作用下 y 向位移



附图 12-c 第二次加载作用下 y 向位移



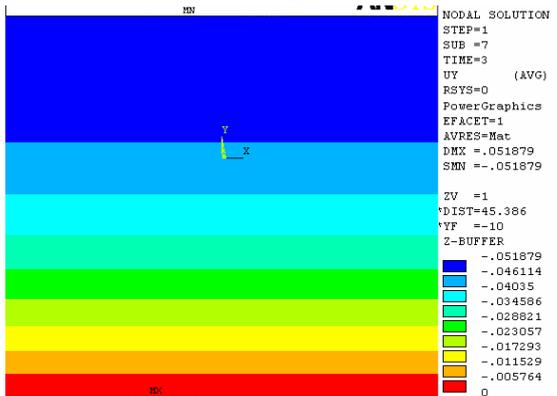
附图 12-d 第三次加载作用下 y 向位移



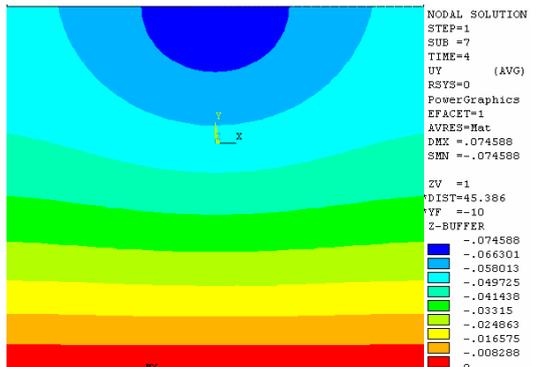
附图 12-e 塑性区显示图

工况二（先建房，后开挖）

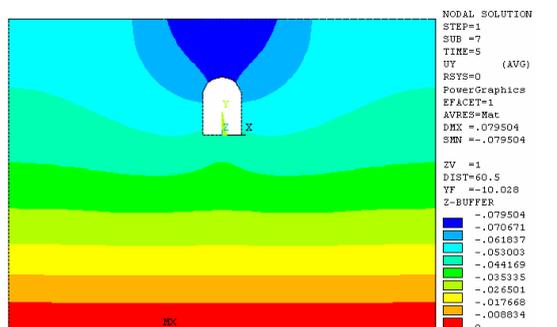
(一) $c = 2.72e6$ 时



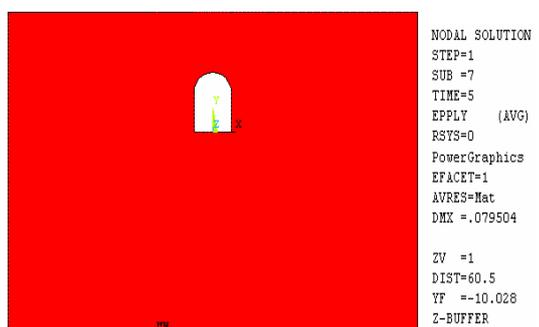
附图 21-a 自重作用下 y 向位移



附图 21-b 加载作用下 y 向位移

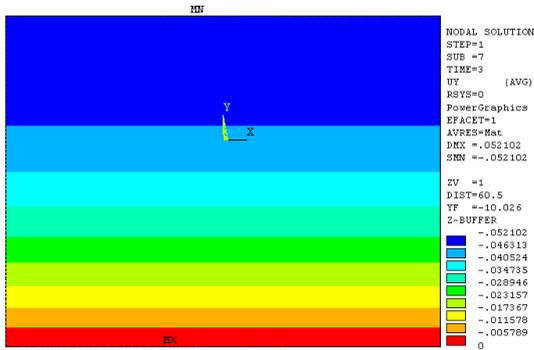


附图 21-c 开挖后 y 向位移

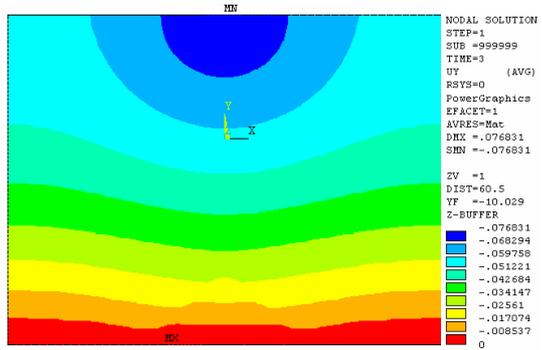


附图 21-d 塑性区显示图

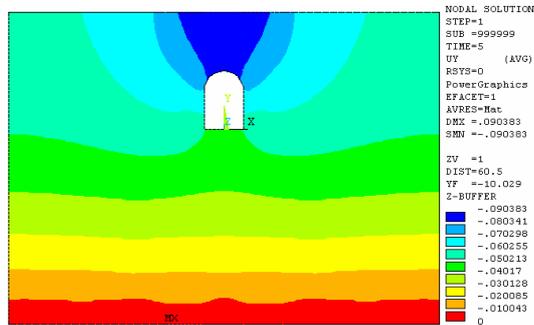
(二) $c = 2.72e5$ 时



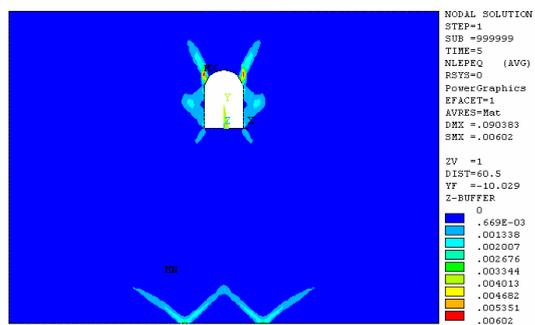
附图 22-a 自重作用下 y 向位移



附图 22-b 加载作用下 y 向位移



附图 22-c 开挖后 y 向位移



附图 22-d 塑性区显示图