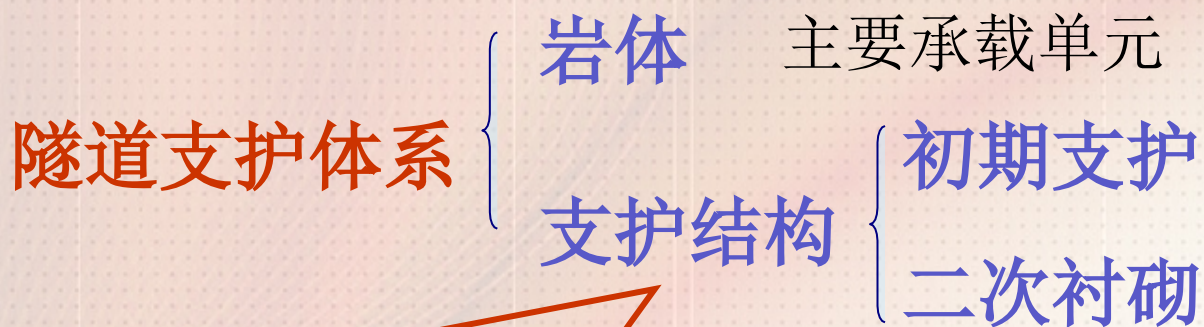


第五章 隧道支护结构计算

- 『 5.1 』 隧道支护体系形成过程及其力学特性
- 『 5.2 』 隧道施工过程的力学特性
- 『 5.3 』 隧道衬砌受力计算
- 『 5.4 』 半衬砌结构计算
- 『 5.5 』 直墙式衬砌结构计算
- 『 5.6 』 曲墙式衬砌结构计算
- 『 5.7 』 衬砌初期支护的剪切滑移法验算
- 『 5.8 』 衬砌截面强度验算
- 『 5.9 』 隧道洞门计算





一方面承受围岩压力、结构自重以及其它荷载的作用；另一方面可以防止围岩风化、崩塌、防水。

初期支护和衬砌结构型式是否合理，对于结构的承载能力和经济效果都有很大的影响。其中**围岩的稳定性对于结构型式的选择起决定的作用。**



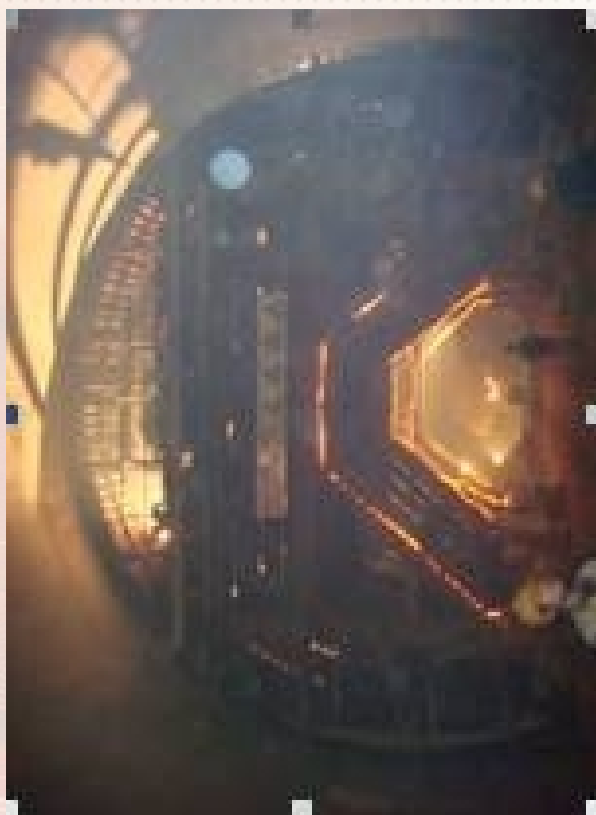
初期支护



模板台车

防水板

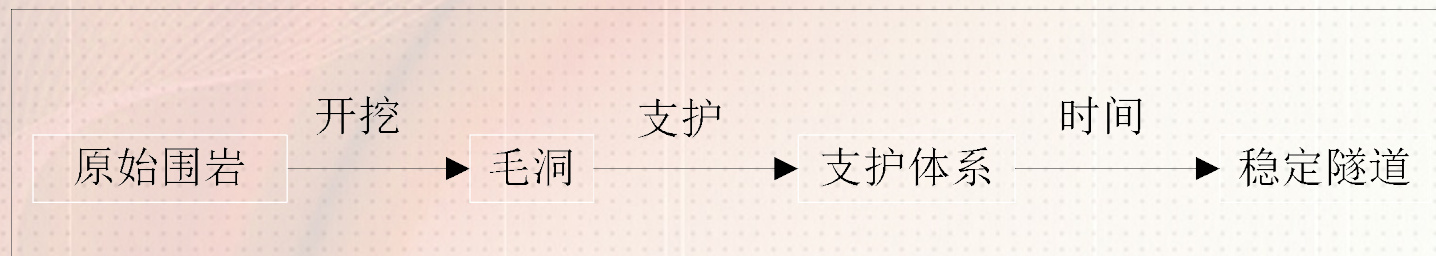
二次衬砌



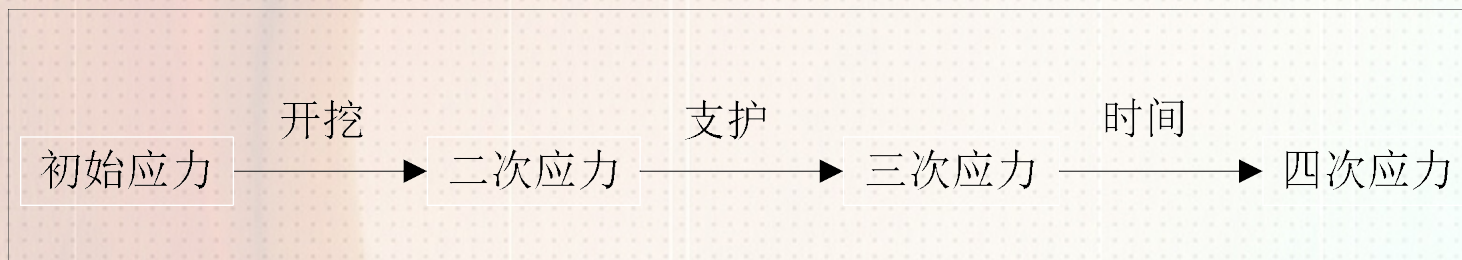
『 5.1 』 隧道支护体系形成过程及计算模式

『 5.1.1 』 支护体系的形成过程及其对应的力学状态

施
工



力
学



『 5.1.2 』 隧道工程受力特点

1. 荷载的模糊性

2. 围岩物理力学参数难以准确获得

3. 围岩压力承载体系

- ◆ 围岩不仅是荷载，同时又是承载体
- ◆ 地层压力由围岩和支护结构共同承受
- ◆ 充分发挥围岩自身承载力的重要性

4. 设计参数受施工方法和施作时机的影响很大

5. 隧道与地面结构受力的不同点—围岩抗力的存在

『 5.1.3 』 隧道工程计算模型

分为结构力学模型（荷载-结构模式）和岩体力学模型（地层模式）。★

1. 结构力学模型

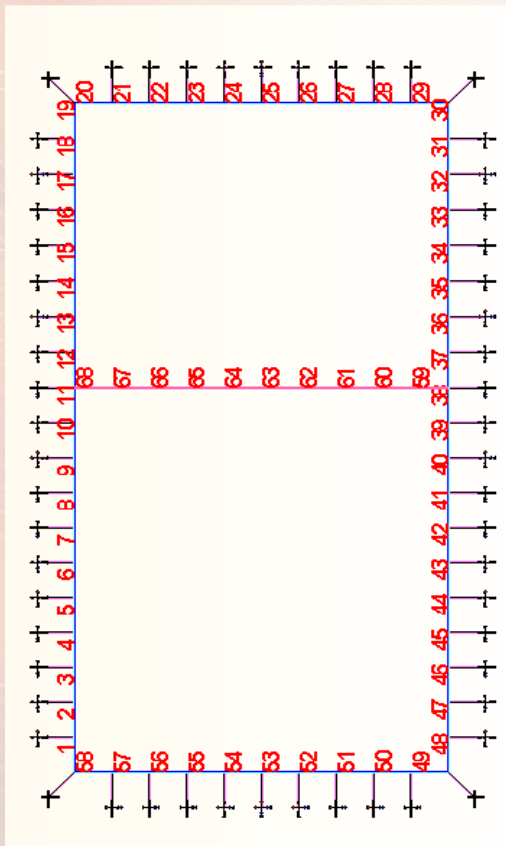
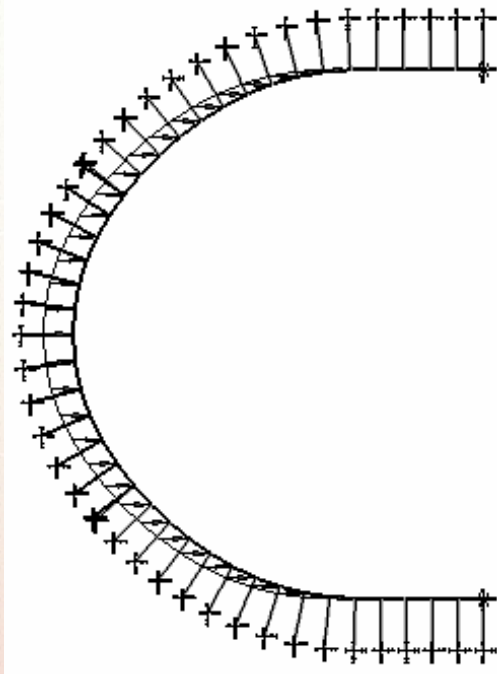
特点：以支护结构作为承载主体；

围岩对支护结构的作用间接地体现为两点：

- ①围岩压力；
- ②围岩弹性抗力。

采用结构力学方法计算，如弹性连续框架（含拱形）法、假定抗力法和弹性地基梁（含曲梁和圆环）法等。

适用于：模筑砼衬砌



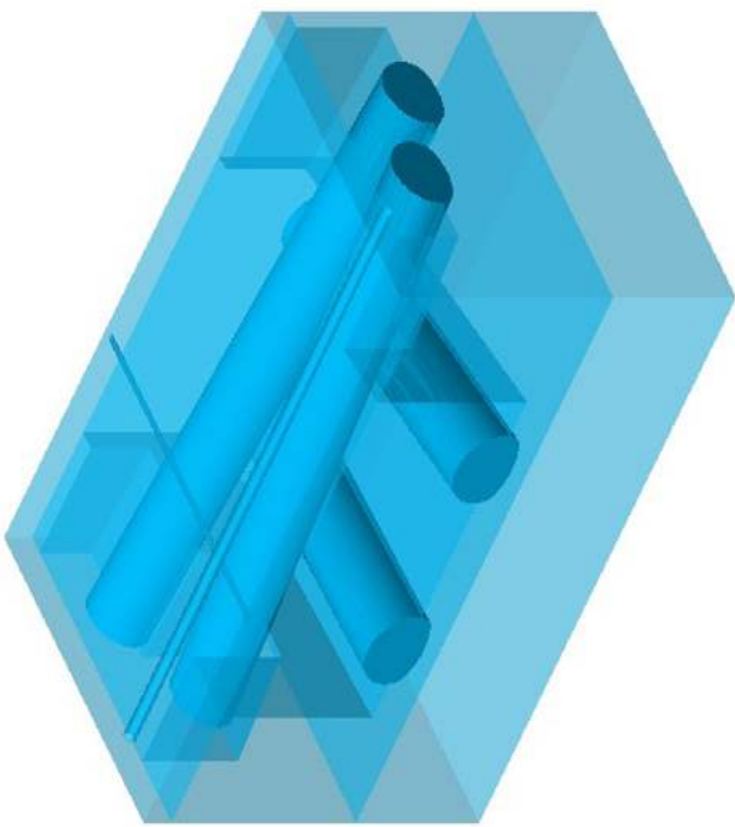
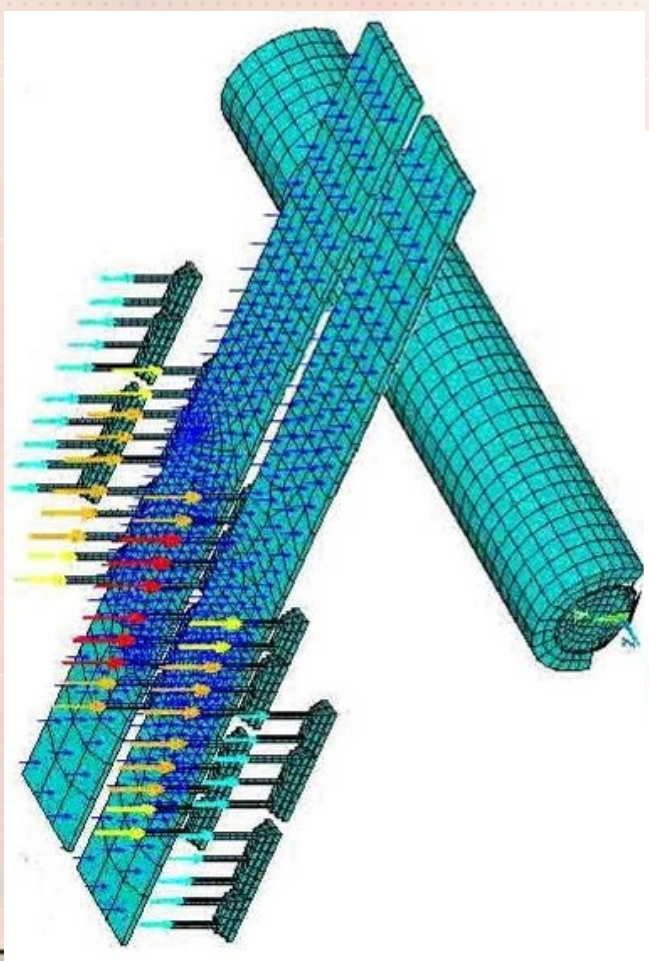
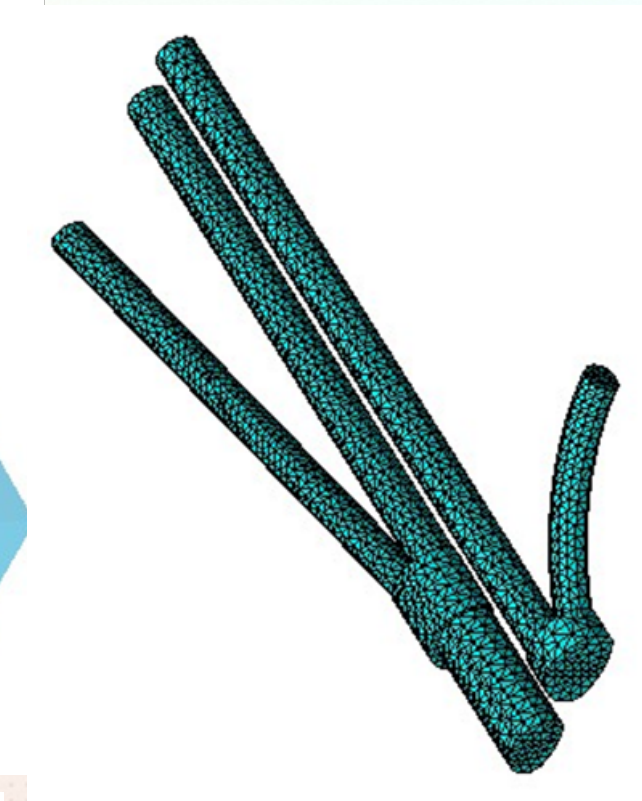
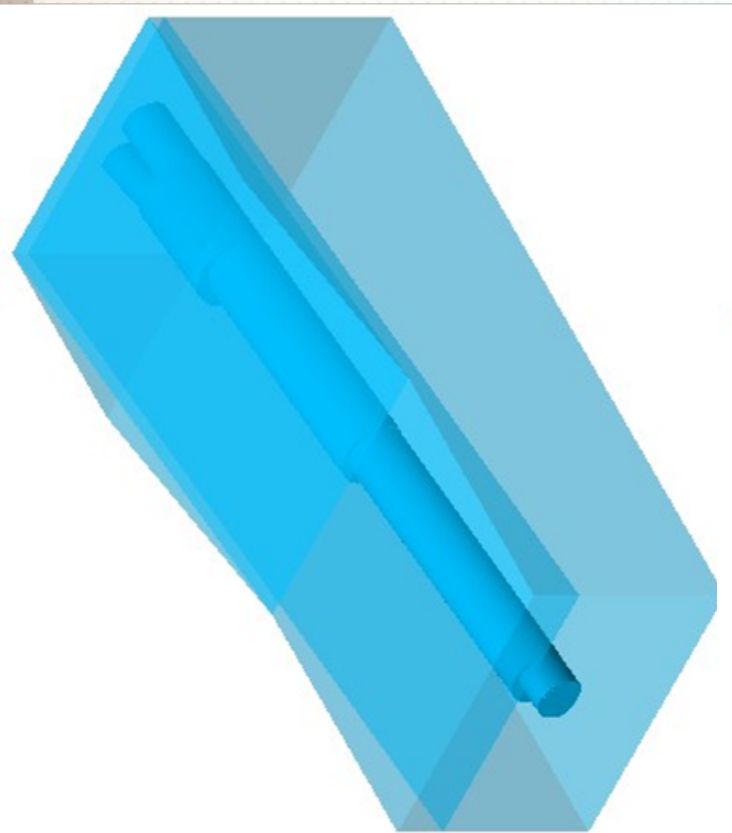
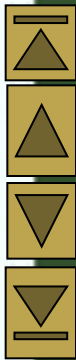
2. 岩体力学模型

特点： 支护结构与围岩视为一体，共同承受荷载，且以**围岩作为承载主体**；

支护结构约束围岩的变形，围岩体现为形变压力。

采用岩体力学方法计算，如解析法、收敛—约束法图解(又叫特征曲线法)、用剪切滑移法、数值方法(有限单元法)等。

适用于： 锚喷支护

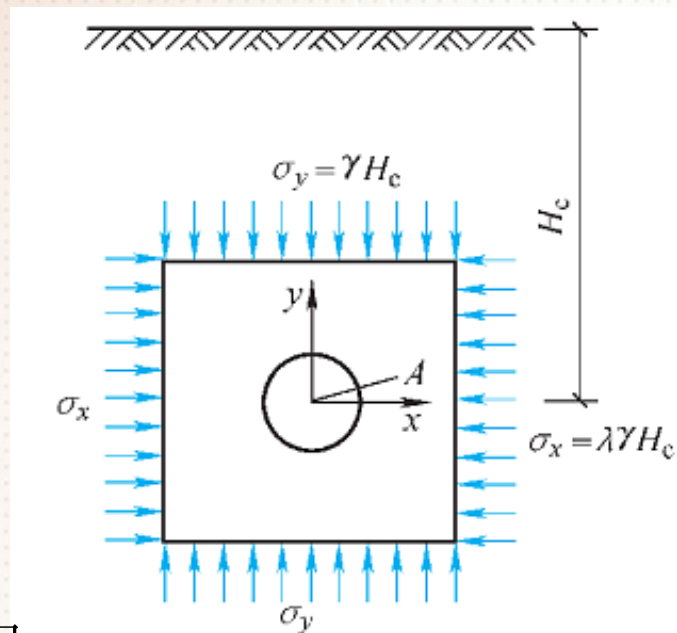


『 5.2 』 隧道施工过程的力学特性

『 5.2.1 』 隧道洞室开挖后的应力状态

1. 基本假定

- 1) 围岩均质的，各向同性连续介质
- 2) 只考虑自重产生的初始应力场
- 3) 隧道形状是规则的圆形
- 4) 深埋，简化为无限体中的孔洞问题



开挖后，围岩中可能会出现两种情况：

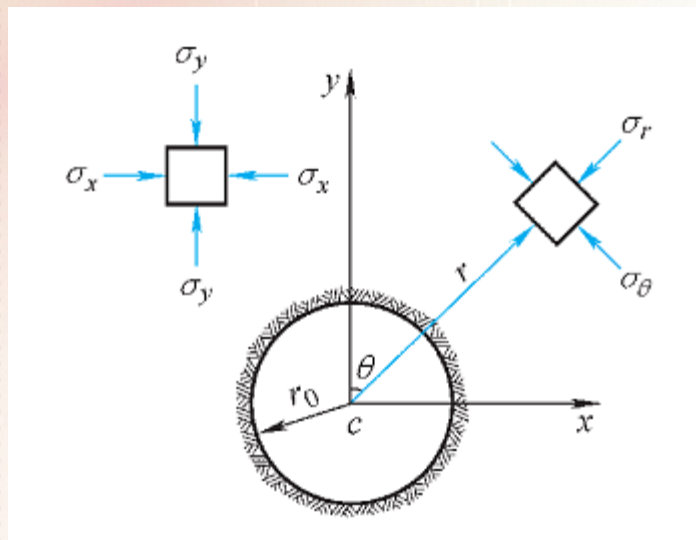
一种围岩仍处于**弹性状态**；

另一种是部分围岩处于**塑性状态**，部分处于弹性状态。

2. 隧道开挖后的弹性二次应力状态

因为深埋隧道，可以认为围岩的初始应力到处都是一样，并取其等于隧道中心点的自重应力，即

$$\sigma_y^0 = \gamma h \quad \sigma_x^0 = \lambda \gamma h \quad \lambda = \frac{\sigma_x^0}{\sigma_y^0}$$



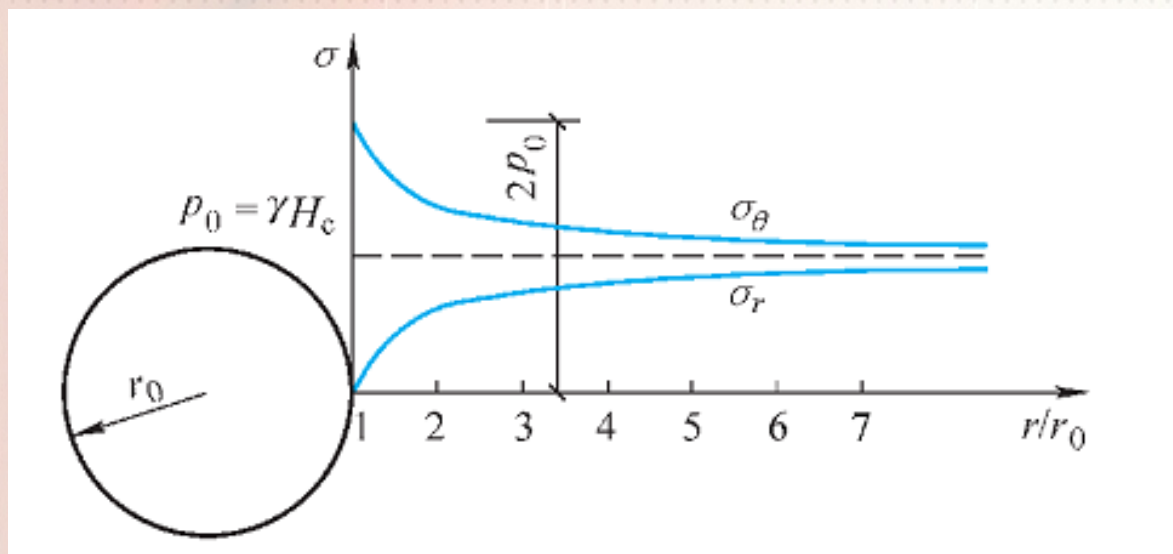
围岩的初始应力

弹性力学中基尔西 (G. Kirsch) 公式，在洞室周边上且轴对称的情况，即 $r=r_0$ 处，当 $\lambda=1$ ，有：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \gamma H_c \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\theta &= \gamma H_c \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ \tau_{r\theta} &= 0 \\ u &= \frac{\gamma H_c r_0^2}{2Gr} \end{aligned} \right\}$$

在洞室周边上，主应力 σ_r 和 σ_θ 的差值最大($2p_0$)，由此衍生的剪应力最大，所以洞室周边是最容易破坏的，实践也证明，洞室的破坏总是从周边开始，并逐步向深处发展的。

随着 r/r_0 的增大， σ_r 和 σ_θ 均迅速接近围岩的初始应力，当 r/r_0 超过5时，相差都在5%之内。



围岩二次应力场

对于非圆形隧道的围岩二次应力场和位移场的确定，要用到复变函数担负映射理论，公式比较繁杂，这里不详述。

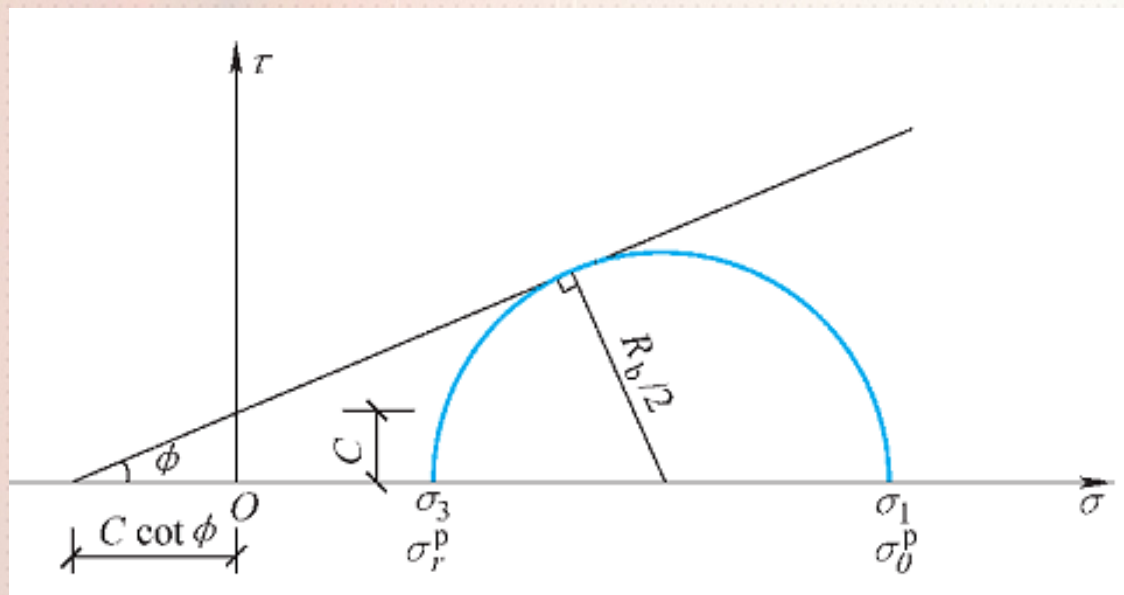
对于浅埋圆形隧道，围岩的二次应力场和位移场就不能按以上各式确定了，应采用弹性力学中的R. D. Mindilin公式，更进一步的方法是采用有限元法等。



3. 隧道开挖后的弹塑性二次应力状态

自然界的岩体很少是线弹性的，因此，开挖隧道可能使局部区域的围岩进入塑性状态或受拉而破坏。

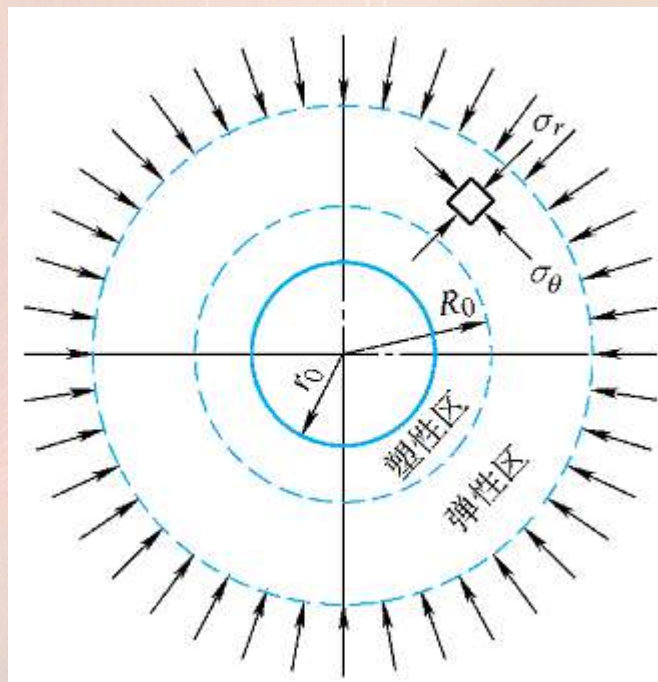
对于承受任意应力状态作用的连续、均质、各向同性的岩土类材料，常采用莫尔—库仑 (Mohr—Coulomb) 条件作为塑性判据，亦称为**屈服准则** (图5-4)。



材料的屈服准则图

对于在洞室周边上且轴对称的情况， $\lambda=1$ 时，距隧道中心某一距离的各点，其应力值是相同的，因此围岩中的塑性区必然是个圆形区域。

令这个圆形塑性区的半径为 R_0 ，那么在塑性区与弹性区的交界面上(即在 $r=R_0$ 处)，塑性区的应力 σ^p 与弹性区的应力 σ^e 一定保持平衡，同时，交界面上的应力既要满足弹性条件，又要满足塑性条件，可得到在 $r=R_0$ 处：



围岩弹塑性区

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^p &= \gamma H_c (1 - \sin \phi) - C \cos \phi \\ \sigma_\theta^p &= \gamma H_c (1 + \sin \phi) + C \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad (5-3)$$

对于 $\lambda \neq 1$ 的情况，围岩弹塑性二次应力场和位移场比较复杂，这里不再详述。

『 5.2.2 | 隧道围岩定性判据

失稳判据有强度和变形两方面：

1. 强度判据

只有围岩应力状态超过岩体的强度条件，才能造成岩体的塑性变形、剪切破坏。所以，满足岩体的强度条件是围岩失稳和破坏的必要条件。

2. 变形判据

隧道是超静定结构，围岩局部区域进入塑性状态或受拉破坏，都不一定意味着隧道围岩就将丧失整体的稳定性。所以，满足围岩的变形条件是造成围岩失稳破坏的充分条件。

『 5.2.3 』 支护结构与围岩的相互作用

1. 支护结构特性曲线

洞室开挖后，洞室围岩应力的变化状态，称之为三次应力状态。

洞室开挖后的应力状态有两种情况：

一是开挖后的二次应力状态仍是**弹性的**，洞室围岩是稳定的。

另一种是开挖后，洞室围岩产生**塑性区**，此时洞室都要采用承载的支护结构，**支护结构对洞室围岩应力状态和位移状态产生影响。**

根据弹性力学和岩体力学可得，隧道壁的径向位移与支护阻力之间的关系式：

$$u|_{r=r_0} = \frac{r_0}{2G} (\gamma H_c \sin \phi + C \cos \phi) \left[(1 - \sin \phi) \frac{\gamma H_c + C \cot \phi}{p_a + C \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}}$$

由此可见，在形成塑性区后，隧道壁径向位移不仅与岩体的物理参数 C 、 ϕ 、 γ 坑道尺寸 r_0 和隧道埋深 H_c 有关，而且还取决于支护阻力 P_a 的大小。

根据式 5-4
可得**支护阻力与洞壁的相对径向位移**的关系曲线如图 5-6 虚线所示。从图中可以发现：

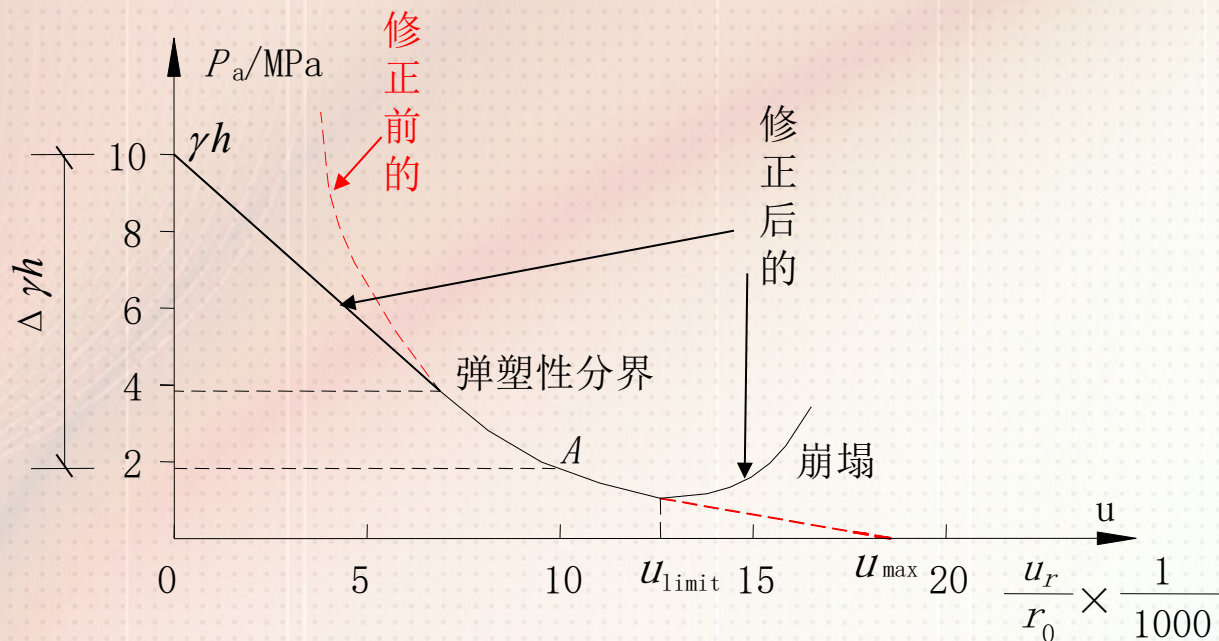


图5-6 P_a-u_r/r_0 关系曲线

- 1) 允许变形(位移)愈大, 所需的支护阻力也愈小。
- 2) 在形成塑性区后, 无论加多大的支护阻力都不能使围岩的径向位移为零 (P_a 无论多大, u 不能为零);
- 3) 不论支护阻力如何小(甚至不设支护), 围岩的变形如何增大, 围岩总是可以通过增大塑性区范围来取得自身的稳定而不致坍塌 ($P_a=0$, 当 u_{\max} 可稳定)。

后面两点显然与客观实际有出入，如隧道开挖后立即支护并起作用，只要支护阻力达到一定值，围岩内就可以不出现塑性区，当支护阻力等于围岩的初始应力时，洞壁径向位移就为零；

其次，实践证明，任何类别的围岩都有一个极限变形量，超过这个极限值，岩体的值将急剧下降，造成岩体松弛和坍塌。而在较软弱的围岩中，这个极限值一般都小于无支护阻力时洞壁的最大计算径向位移量。因此，在洞壁径向位移超过后，围岩就将失稳，如果此时进行支护以稳定围岩，无疑的，其所需的支护阻力必将增大。也就是说，这条曲线到达后不应该再继续下降，而是上升。

鉴于上述原因，我们可以将弹塑性状态的洞壁径向位移与支护阻力的理论曲线作适当修正：



1) 在弹性应力状态时, 即 $p_a \geq \frac{2\gamma H_c - R_b}{\xi + 1}$ ($R_b = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$) 阶段改用直线, 用弹性力学中厚壁圆筒的公式来确定支护阻力与洞壁径向位移的关系:

$$u^e \Big|_{r=r_0} = \frac{1}{2G} (\gamma H_c + p_a) r_0 \quad (5-5)$$

2) 洞壁径向位移超过 u_{limit} 后改用一条上升的凹曲线表示, 说明随着位移的发展, 所需的支护阻力将增大。

当然, 在 $u_{\text{max}} < u_{\text{limit}}$ 的情况下, 可不必做第2)项修正。

修正后的 $p_a - u_r/r_0$ 关系曲线在图5-14中以实线表示。从图中可以看出:

随着 u_r/r_0 的增大 P_a 逐渐减小, 超过后又逐渐增大; 反之, 随着 P_a 的增大, u_r/r_0 也逐渐减小。

可以认为这条曲线形象地表达了支护结构与隧道围岩之间的相互作用：

在极限位移范围内，围岩允许的围岩大了，所需的支护阻力就小，而应力重分布所引起的后果大部分由围岩所承担，如图5-14中的A点；

围岩允许的位移小了，则需的支护阻力就大，围岩的承载能力则得不到充分发挥。

故这条曲线可称为“**支护需求曲线**”或“**围岩特性曲线**”。

应该指出，上述的分析是在理想条件下进行的，例如，假定洞壁各点的径向位移都相同，又如假定支护需求曲线与支护刚度无关等。不过，尽管存在这样一些不准确的地方，但上述的隧道围岩与支护结构相互作用的机理仍是有效的。

2. 支护结构的补给曲线——支护特性曲线

任何一种支护结构，总能对围岩变形提供一定的约束力，即支护阻力。

(1) 一般支护特性曲线公式

混凝土或钢支护结构的力学特性可以认为是线弹性的，也就是说作用在支护结构上的径向均布压力是和它的径向位移成线性关系，即

$$p_a = K_s \frac{u_s}{r_0}$$

式中 K_s ——支护结构的刚度。

(2) 几种主要支护的刚度

1) 混凝土或喷射混凝土的支护结构。

可采用薄壁筒的公式来计算支护结构的受压刚度：

$$K_{Sc} = \frac{E_c t_c}{r_0 (1 - \mu^2)}$$

它能提供的最大径向压力为：

$$P_{c \max} = \frac{1}{2} \sigma_c \left[1 - \frac{(R_0 - t_c)^2}{R_0^2} \right]$$

式中 E_c 、 R_0 ——混凝土或喷射混凝土的弹性模量和抗压强度。

2) 灌浆锚杆。

对围岩变形的约束力是**通过锚杆与胶结材料之间的剪应力来传递的**，**并与灌浆的质量直接有关**。通过现场的**拉拔试验**决定。

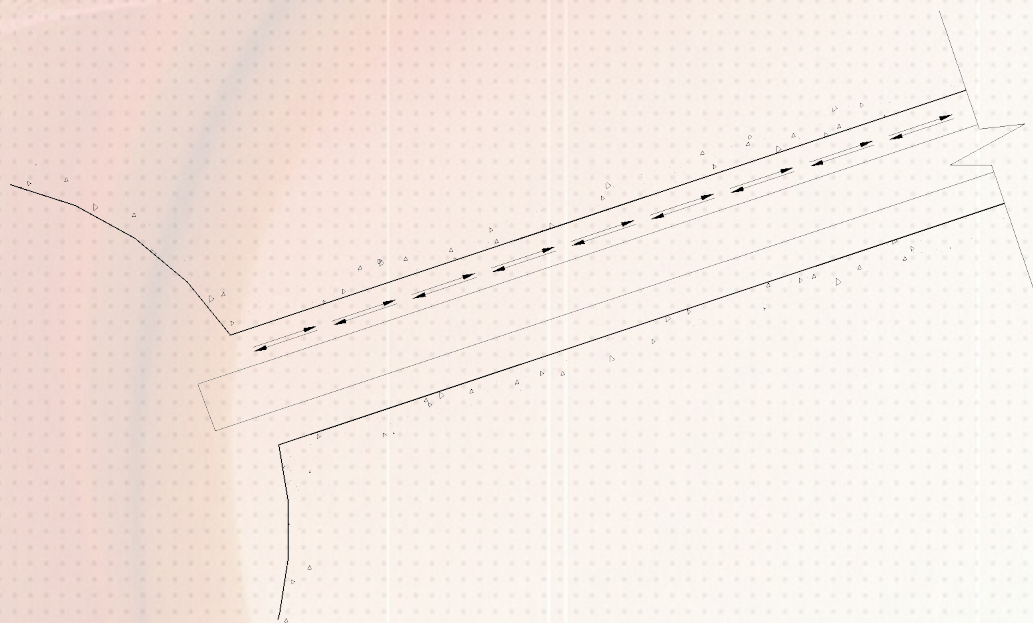


图5-7 锚杆受拉

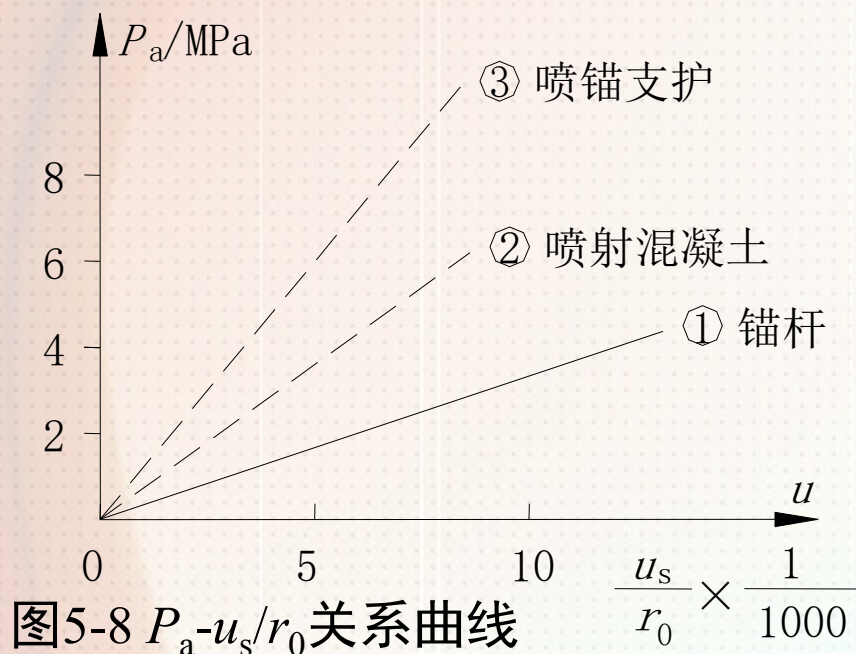
$$K_{SB} = \frac{E_s \pi d_B^2}{4l} \frac{r_0}{S_a S_e} \psi \quad (5-9)$$

式中 y ——大于1的系数，表示灌浆后所增加的刚度；
 E_s ——钢筋弹性模量；
 d_B ——锚杆的直径；
 S_a ——锚杆的纵向间距；
 S_e ——锚杆的横向间距；
 l ——锚杆的长度

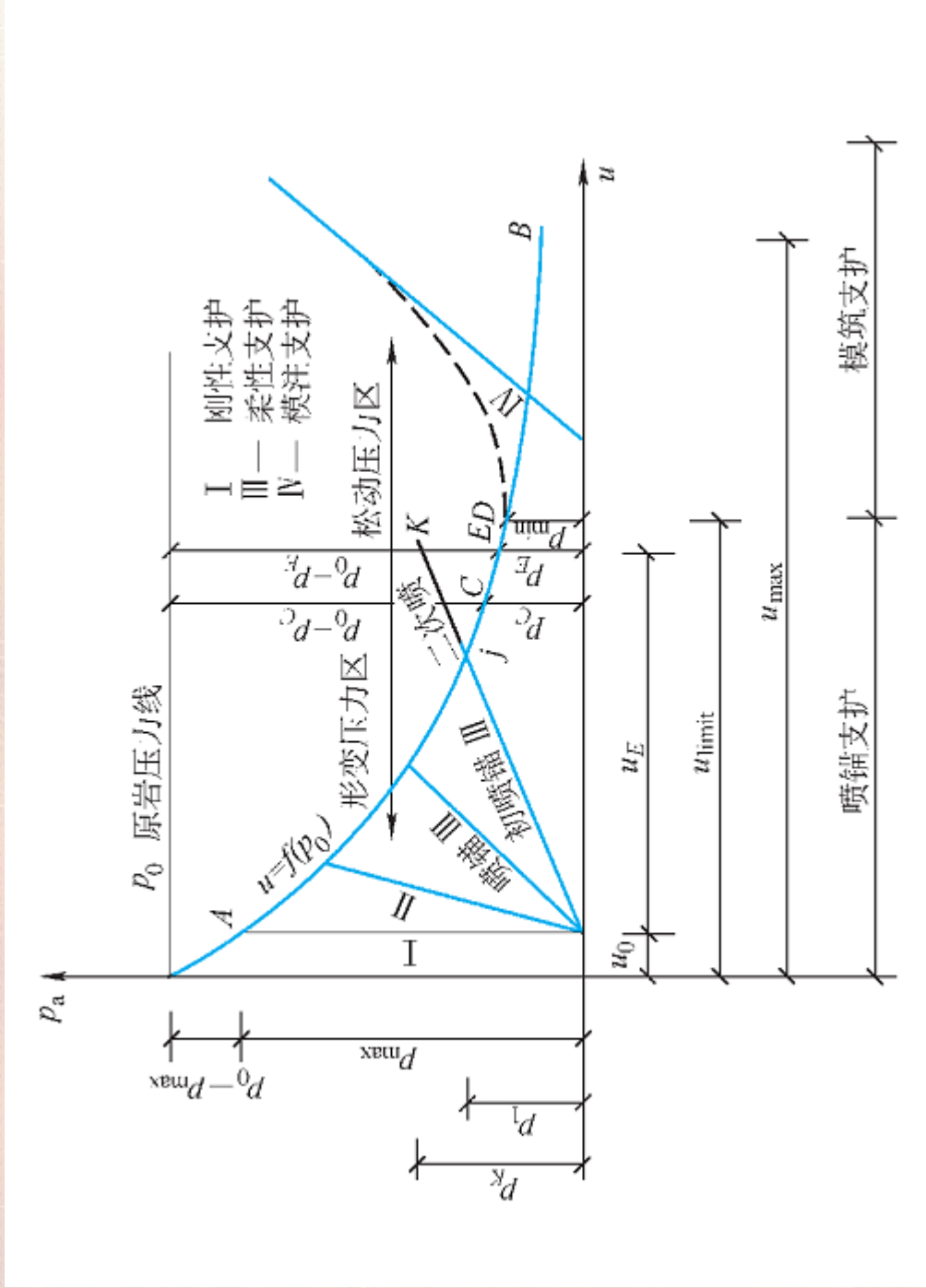
3) **组合式支护结构**。如采用喷射混凝土和钢锚杆联合支护时，其组合的支护刚度即为：

$$K_{ScB} = K_{Sc} + K_{SB} \quad (5-10)$$

(3) $P \sim u_s/r_0$ 图 支护结构所能提供的支护阻力是随支护结构的刚度而增大，所以，这条曲线又称为“**支护补给曲线**”，或称为“**支护特性曲线**”。



3. 围岩与支护结构平衡状态的建立

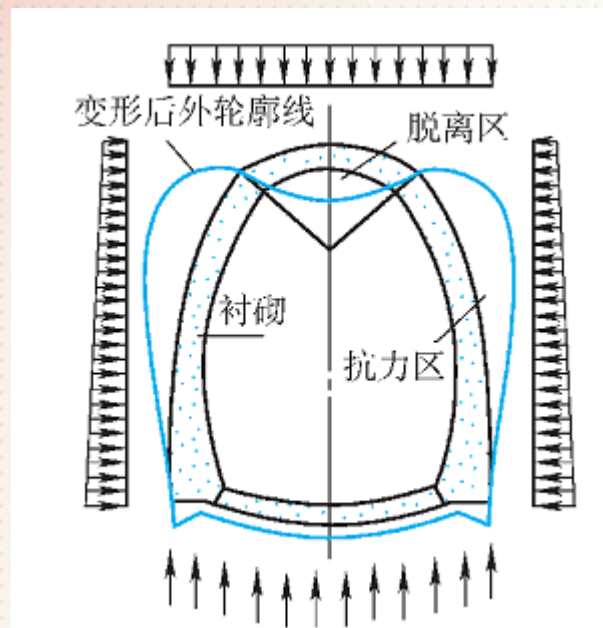


『 5.3 』 隧道衬砌受力计算

『 5.3.1 』 隧道衬砌受力特点

脱离区

弹性抗力区

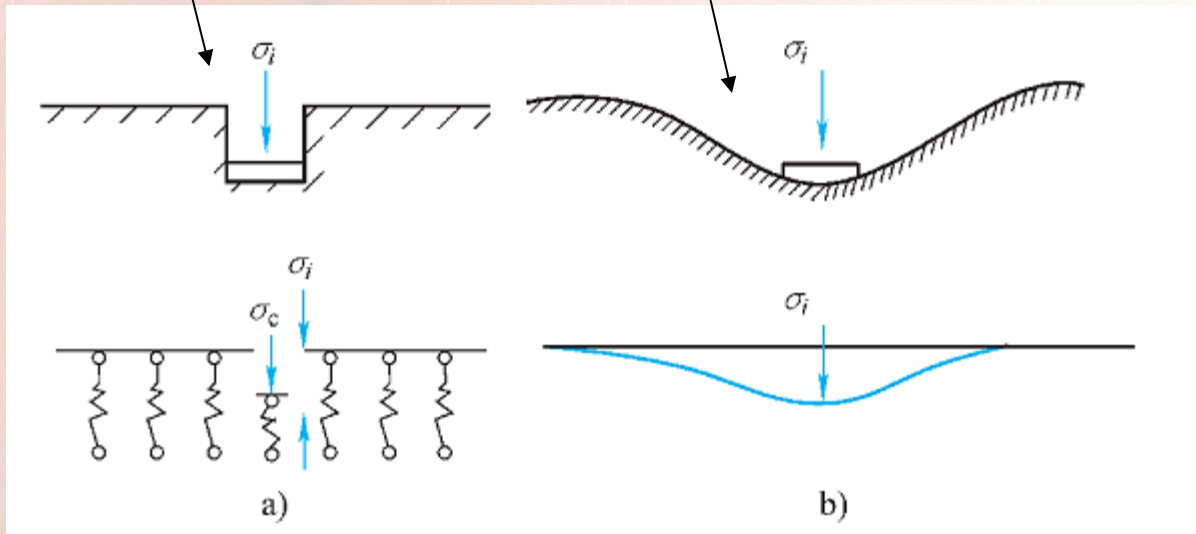


衬砌与围岩相互作用，相互约束，共同作用是地下结构的重要特点，在衬砌计算中必须加以考虑。

计算弹性抗力的理论有两种：

“局部变形”理论

“共同变形”理论



『 5.3.2 』 荷载的分类和组合

1. 荷载的分类

分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载。

2. 荷载的组合

其最不利者作为设计荷载，求得最危险截面中所产生的最大内力值，作为选择截面时的依据。

『 5.3.3 | 结构自重

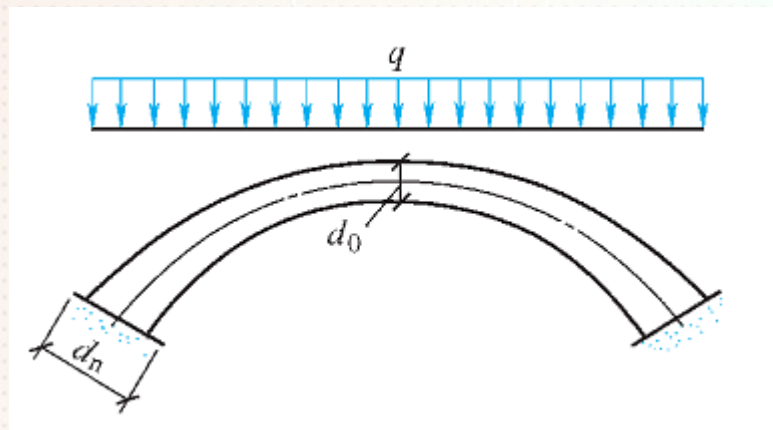
结构自重包括墙、梁、板、柱、拱圈等结构体自重。

1. 简化为垂直的均布荷载

$$q = \gamma d_0$$

或

$$q = 0.5\gamma(d_0 + d_n)$$

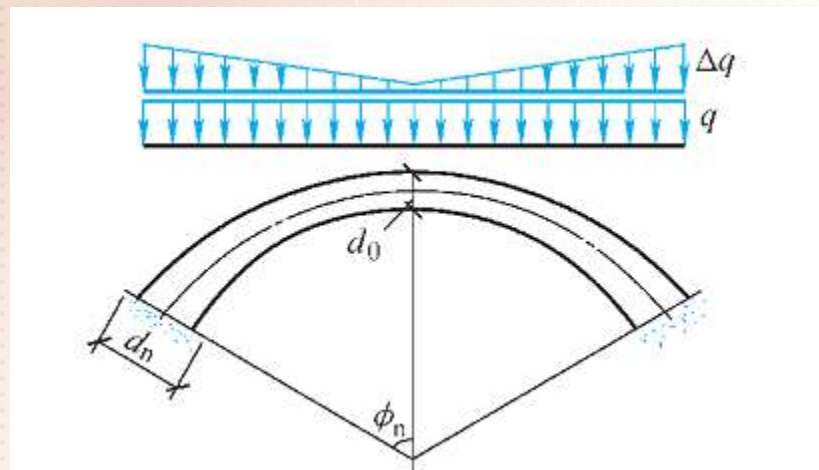


2. 简化为垂直均布荷载与三角形荷载-拱脚很厚

$$\Delta q = \gamma \left(\frac{d_n}{\cos \phi_n} - d_0 \right)$$

或者再简化为:

$$\Delta q = \gamma (d_n - d_0)$$



当拱圈为半园拱时，该种计算方法并不适用，因为当 $\phi_n=90^\circ$ 时， $\cos \phi_n=0$ ，则 Δq 趋于无穷大。

3. 拱圈分成足够数量的小块-积分思想

将拱圈分成足够数量的小块，并且折线法连接，求每块的自重，然后用近似积分法求出拱圈内力。

『 5.3.4 』 隧道衬砌计算有关规定

采用荷载结构法计算隧道衬砌的内力和变形时，应考虑围岩对衬砌变形的约束作用，如弹性抗力（被动荷载）。弹性抗力的大小及分布，对回填密实的衬砌构件可采用局部变形理论，其计算公式如下：

$$\sigma = k\delta$$

式中 σ —弹性抗力的强度（MPa）；
 k —围岩弹性抗力系数，无实测数据时，可按表5-1选用；
 δ —衬砌朝向围岩的变形值（m），变形朝向洞内时，取为零。

『 5.3.5 』 隧道衬砌类型

(1) 半衬砌结构

(2) 直墙拱形衬砌

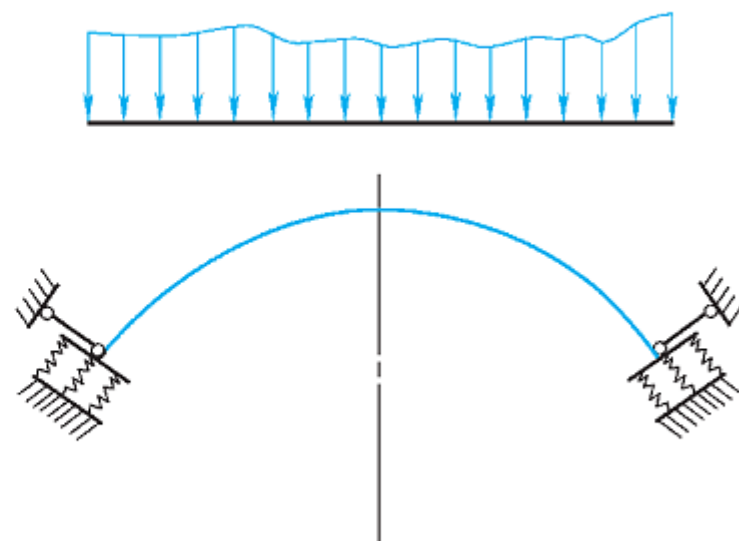
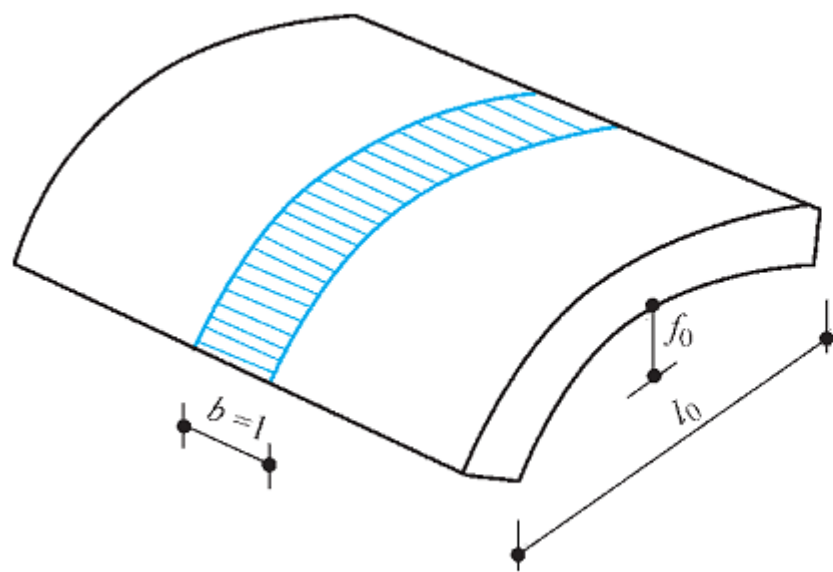
(3) 曲墙拱形衬砌



『 5.4 』 半衬砌结构计算

『 5.4.1 』 计算简图

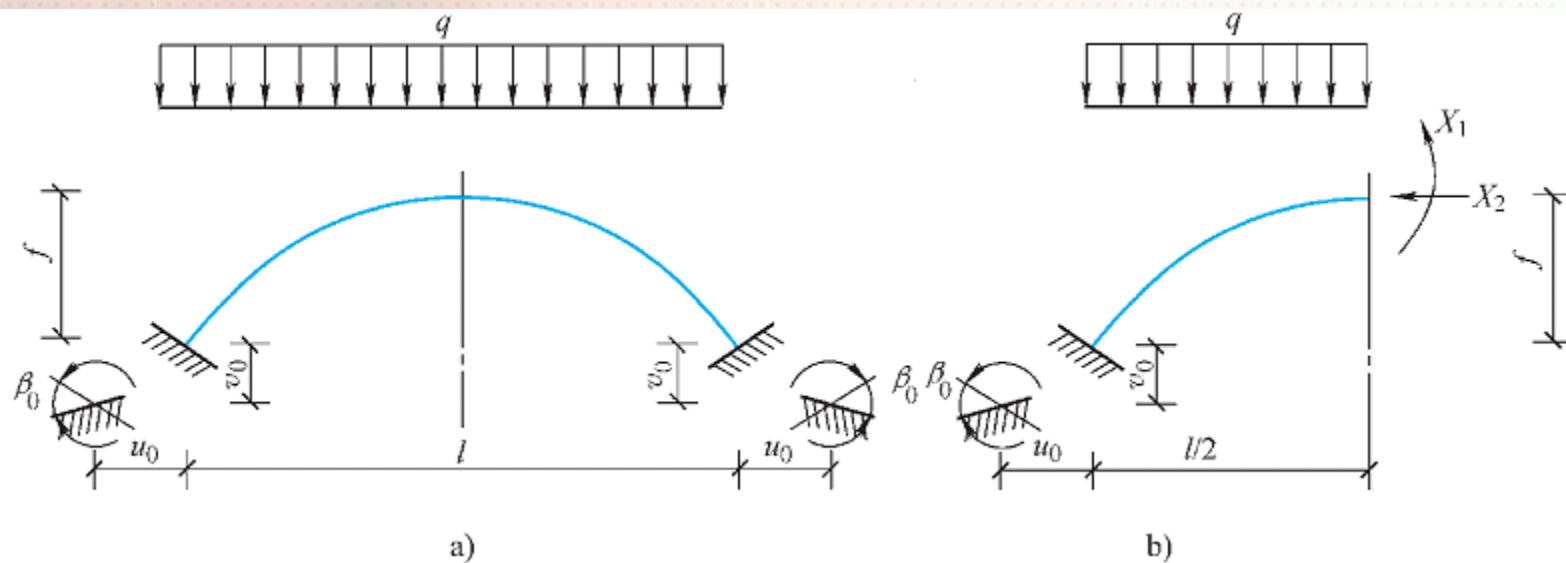
分析半衬砌的实际工作状态，确定计算简图。



『 5.4.2 』 拱圈内力计算的基本方程式

对于荷载和结构对称的情况，取一半分析

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} + \beta_0 &= 0 \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + u_0 + f\beta_0 &= 0 \end{aligned} \right\}$$



『 5.4.3 | 拱脚位移计算

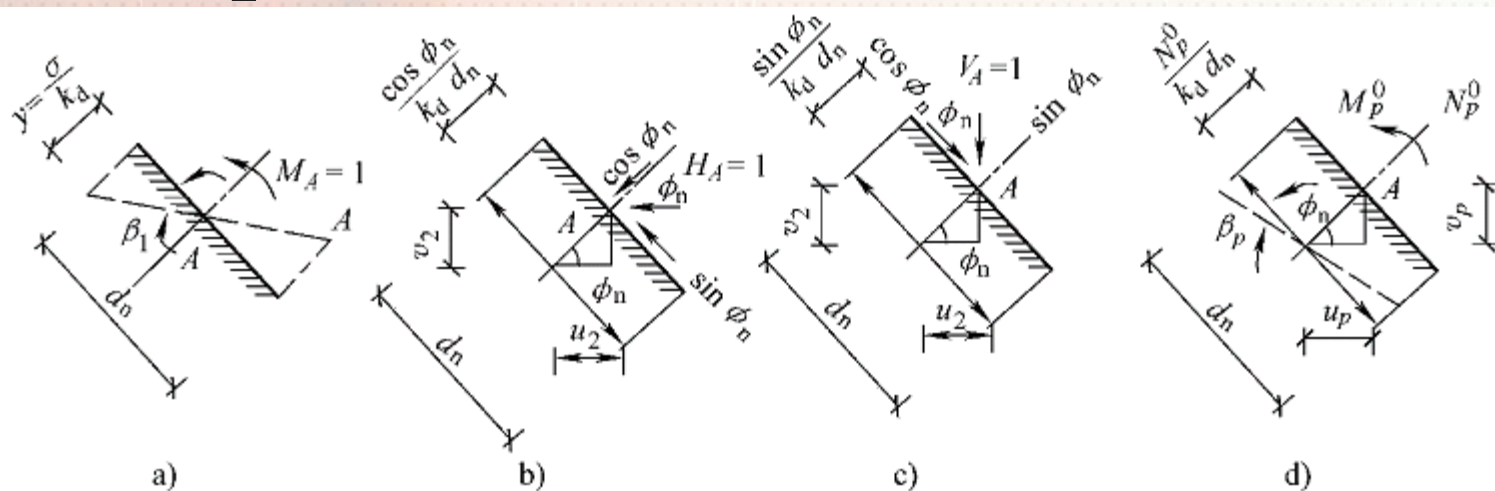
1. 单位力矩作用时 a) 图

$$\sigma_1 = \frac{M_A}{W_A} = \frac{6}{bd_n^2}$$

$$y_1 = \frac{\sigma_1}{k_d} = \frac{6}{k_d bd_n^2}$$

$$\beta_1 = \frac{y_1}{\frac{d_n}{2}} = \frac{12}{k_d bd_n^3} = \frac{1}{k_d I_n}$$

$$u_1 = v_1 = 0$$



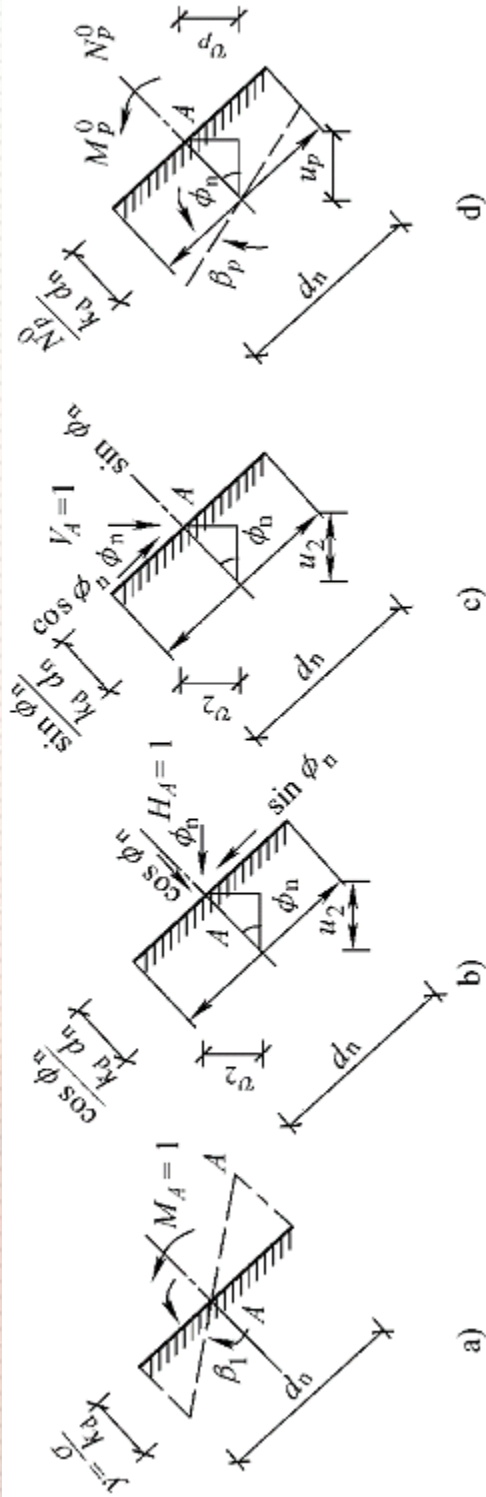
2. 单位水平力作用时 b) 图

$$\sigma_2 = \frac{\cos \phi_n}{bd_n}$$

$$\gamma_2 = \frac{\cos \phi_n}{k_d bd_n}$$

$$\beta_2 = 0$$

$$u_2 = \frac{\cos^2 \phi_n}{k_d d_n}$$



以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/428035113042006052>