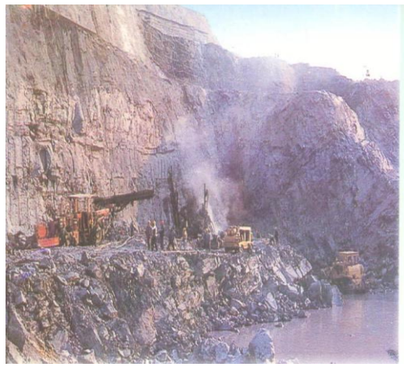
1.1.1 岩石



◀厂房开挖

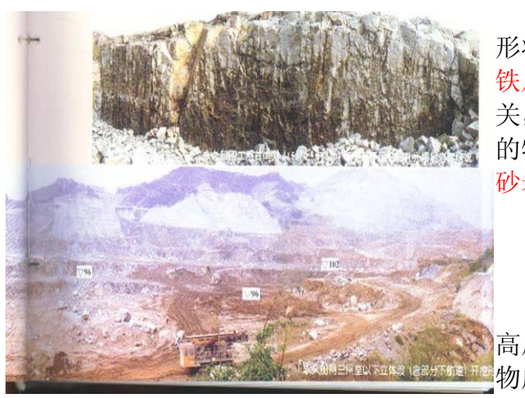
工程岩石力学的研究对象是岩石。岩石是构成地壳的基本材料，是经过地质作用而天然形成的（一种或多种）矿物集合体。岩石通常按地质成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩等三种类型，左图为三类岩石的部分岩体。

a、岩浆岩

岩浆岩是岩浆冷凝而形成的岩石， 绝大多数岩浆岩是由结晶矿物所组成，由于组成它的各种矿物化学成分和物理性质较为稳定，它们之间的联结是牢固的，因此岩浆岩通常具有较高的力学强度和均质性。工程中常遇到的岩浆岩有花岗岩、玄武岩等。

b、沉积岩

沉积岩是母岩（岩浆岩、变质岩和早已形成的沉积岩）经风化剥蚀而产生的物质在地表经搬运沉积和硬结成岩作用而形成的岩石组成。



沉积岩的主要物质成分为颗粒和胶结构。颗粒包括各种不同形状及大小的岩屑及某些矿物；胶结物常见的成分有钙质、硅质、铁质以及泥质等。沉积岩的物理力学性质不仅与矿物和岩屑有关，而且也与胶结物性质有关。沉积岩具有层理构造，这使得它的物理力学性质具有方向性。工程建设中常见的沉积岩有灰岩、砂岩、页岩等。

c、变质岩

变质岩是由岩浆岩、沉积岩甚至变质岩在地壳中受到高温、高压及化学活动性流体的影响下发生变质而形成的岩石。它在矿物成份、结构构造上具有变质过程中产生的特征，也常常残留有原岩的某些特点。因此，变质岩的物理力学性质不仅与原岩的性质有关，而且与变质作用的性质及变质程度有关。工程建设中常见的变质岩类有大理岩、片麻岩、板岩等。

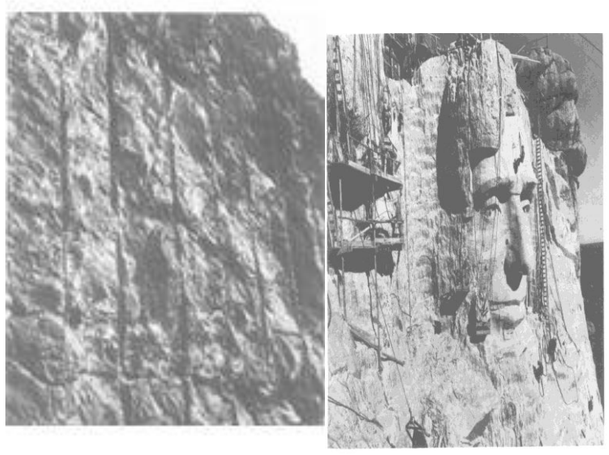
岩石是自然历史的产物，由于它们的生成条件及在生成以后的漫长地质历史时期中，形成了许多各式各样的结构面，例如岩浆侵入岩与围岩接触面，不同侵入岩体彼此的接触面、冷凝裂隙，喷出岩和沉积岩的层理、不整合面，变质岩的片理、片麻理，组成各种岩石的矿物晶体的各种优势定向排列面以及由于地质构造运动、风化、重力和卸荷等各种不同动力的作用而产生的断层、

节理、裂隙等。它们严重地破坏了岩石的完整性。在这种情况下，对岩体工程的安危起主要控制作用的，通常不再是被各种结构面分割的岩石块体，而主要是岩体中存在的结构面，或者是由岩石和结构面共同控制。在岩石力学中常用到“岩块”、“岩体”、“岩石”等术语，一般地被结构面切割成的岩石块体或从地壳岩层中切取出来的无显著软弱面的岩石块体称为岩块，而把自然埋藏条件下的大范围分布的由岩块和各种结构面（软弱面）网络组成的地质体称为岩体。岩石则是“岩块”和“岩体”的统称。

1.1.2 岩石的结构特征



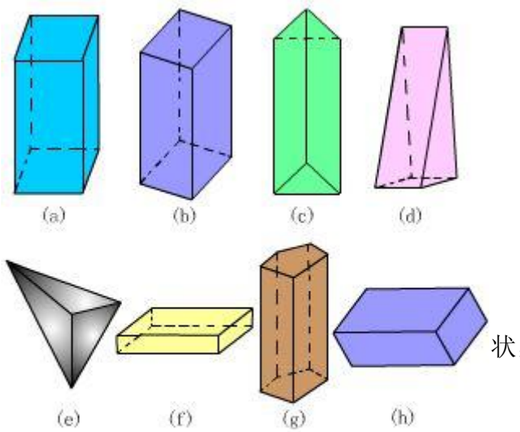




岩石的结构包括两个基本要素：**结构面**和**结构体**。

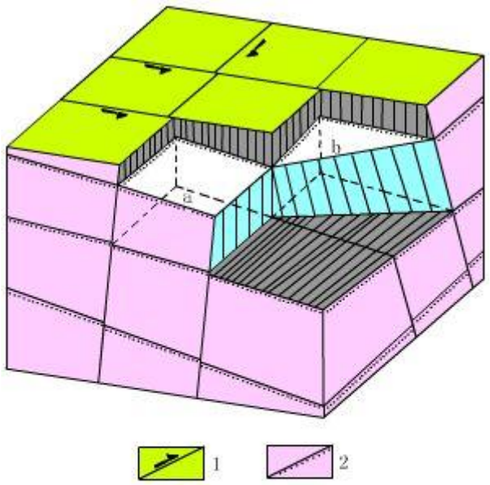
- 结构面就是岩体内具有一定方向性、延展性较大、厚度较小的两维面状地质界面，包括物质的异面和不连续面（如层理、断裂面等）

- 结构体则是被不同层状结构组合切割形成大小不一形态各异的单元岩块。



单元结构体的主要形状
(a)长方柱体；(b)菱形柱体；(c)三棱柱体；(d)楔形体；
(e)锥形体；(f)板状体；(g)多角柱体；(h)菱形块体

图 1.1.1a



缓倾岩层中结构体形式
1-扭性断裂；2-层面
a-方块体；b-三角柱体

图 1.1.1b



在不同类型的岩体中，结构面的切割形单元有不同的几何形状，如图 1.1.1 所示为单元岩块的主要形状。

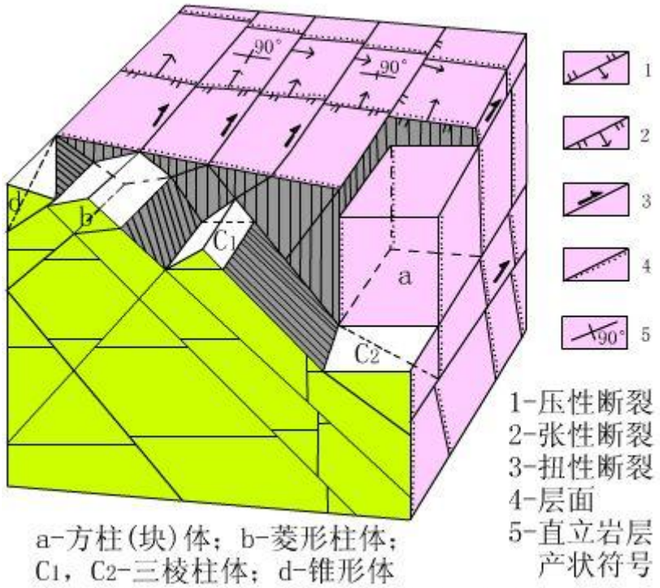
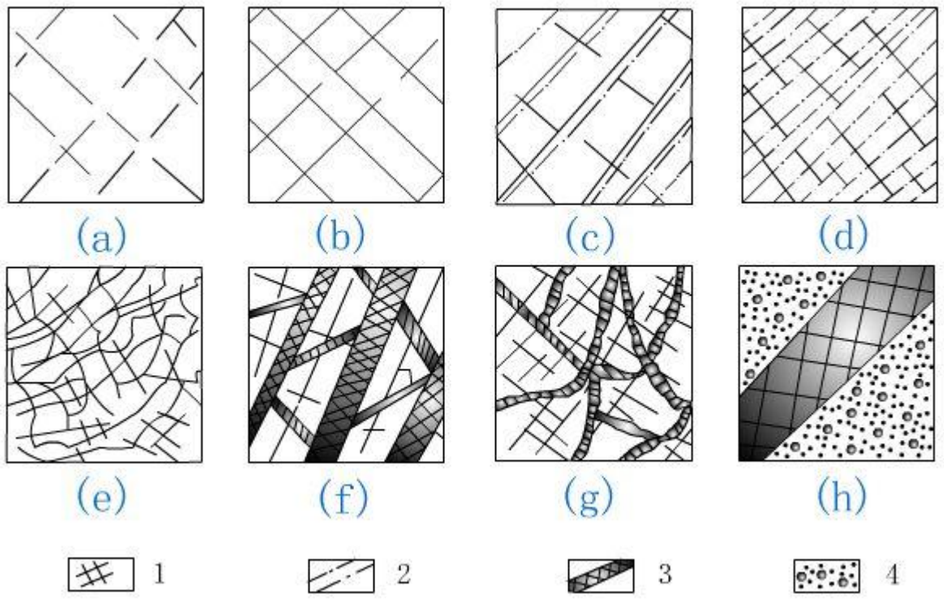


图 1.1.1c

图 1.1.2 为岩体的结构型式。



1---节理；2---层理；3---断层；4---断层破碎带

(a)整体结构；(b)块状结构；(c)层状结构；(d)薄层状结构；(e)镶嵌结构；(f)层状破坏结构；(g)破裂结构；(h)散粒结构

图 1.1.2

岩体结构的基本类型

岩体结构类别		地质背景	结构面特征	结构体特征
整体块状结构	整体结构	岩性单一、构造变形轻微的巨厚层沉积岩、变质岩和火山溶岩、火成侵入岩	结构面少，一般不超过三组，延续性极差，多呈闭合状态，无填充或含少量碎屑	巨型块状
	块状结构	岩性较单一，受轻微构造作用的厚层沉积岩和变质岩、火成岩侵入体	结构面一般 2-3 组，裂隙延续性极差，多呈闭合状态。层面有一定的结合力	块状、菱形块状
层状结构	层状结构	受构造破坏或较轻的中厚层(大于 30cm)岩体	结构面 2-3 组，以层面为主，有时也有软弱夹层或层间错动面，其延续性较好，层间结合力较差	块状、柱状、厚板状
	薄层状结构	厚度小于 30cm，在构造	层理、片理发达，原生软弱夹	板状、薄板状

		作用下发生强烈褶曲和层间错动	层、层间错动和小断层不时出现。结构面多为泥膜、碎屑和泥质充填	
碎裂结构	镶嵌结构	一般发育于脆硬岩层中，结构组数较多，密度较大	以规模不大的结构面为主，但组数多，密度大，延续性差，闭合无填充或充填少量碎屑	形状不规则，但菱角显著
	层状碎裂结构	受构造裂隙切割的层状岩体	以层面、软弱夹层、层间错动面等为主，构造裂隙甚发达	以碎块状、板状、短柱状为主
	碎裂结构	岩性复杂，构造破碎较强烈，弱风化带	延续性差的结构面，密度大，相互交切	碎屑和大小不等的岩块。形状多种，不规则
散体结构		构造破碎带、强烈的风化带	裂隙和节理很发达，无规则	岩屑、碎片、碎块、岩粉

1.2.1 岩石的不连续性

岩石中普遍存在的结构面，无论是物质分异面还是物质不连续面，都会使结构面两侧附近的岩石物理力学性质呈现不连续变化。在这里着重讨论岩石裂隙性的情况，通常采用率作为定量评价岩石被裂隙切割后破碎程度的指标。

a、单向裂隙(或裂隙频率)

单向裂隙指一组结构面的法线方向上每单位长度(m)内，法线与结构面的交割数目，以 Kd(m-1)表示。即单向裂隙率的倒数为成组结构面之间的平均间距，以 d 表示：

$$d = \frac{1}{k_d}$$

式中，Kd -- 单向裂隙(m-1)

d -- 结构面间平均间距(m)

b、平面裂隙率

平面裂隙率 KA 是指岩石单位面积上诸裂隙所占有的面积总和，亦即：

$$k_d = \frac{\sum_{1}^{n} liti}{A}$$

式中：li -- 第 i 条裂隙面长度(m)

ti -- 第 i 条裂隙面的宽度(m)

A -- 被测量的岩石总面积(m2)

图 1.2.1 岩石裂隙示意图

裂隙率愈大，表明岩石愈破碎、强度愈低透水性愈大，且易被风化产物所充填，形成软弱结构面，酿成工程隐患。

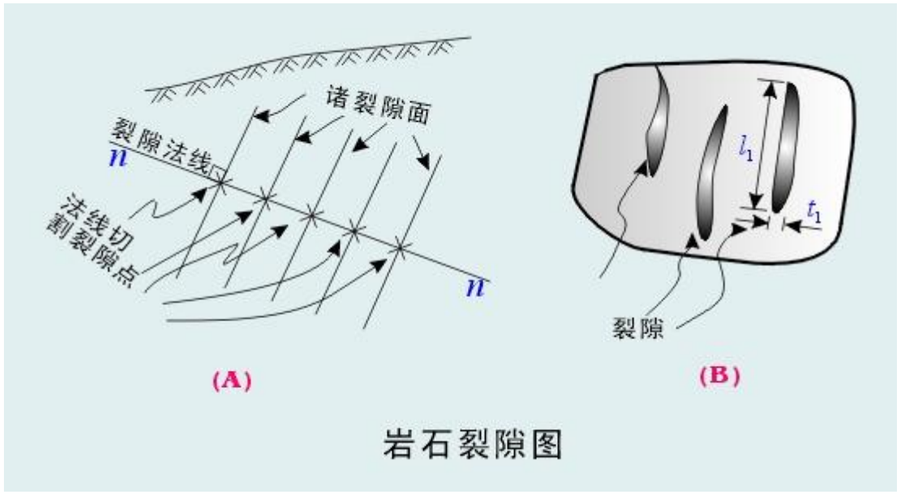


图 1.2.1

1.2.2 岩石的不均匀性

不均匀性是指天然岩体的物理、力学性质随空间位置不同而异的特性。分析现场岩体试验资料时可采用综合性的统计特征--偏差系数 V(%)来估算岩体的不均匀性，即：

$$V(\%)=\frac{\sigma}{\bar{x}}\times 100\%$$

式中，$\bar{x}$--各观测值 Xi 的算术平均值。

σ --标准差估计值。

$$\sigma=\left[\frac{\sum_{1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}{N-1}\right]^{1/2}$$

式中，N -- 试验观测点(次)数。

1.2.3 岩石的各向异性

岩石各向异性是指天然岩体的物理力学性质随空间方位不同而异的特性，具体表现在它的强度及变形特性等各方面。

在天然岩体条件下，使岩体具有各向异性的基本原因是由于岩石内普遍存在着层理、片理、夹层和定向裂隙（断层）系统所致。目前在实际工程中对于成层岩体往往考虑其平行于层理和垂直于层理方向的差异性。然而对于不具有层理的岩体，则把它视为各自同性体。

表 1.2.1 为某些岩石室内静力试验的结果。

表 1.2.1 某些岩石室内静力试验的结果

岩石种类	$E_{\perp}:E_{\parallel}$	$\mu_{\perp}:\mu_{\parallel}$	$\sigma_{c\perp}:\sigma_{c\parallel}$	$\tau_{f\perp}:\sigma_{f\parallel}$
细砂岩	1.01～0.93	0.15～0.52	0.97～0.91	1.21～1.09
中砂岩	0.93～0.80	0.83～1.83	1.26～0.95	1.45～1.28
粗砂岩	0.89～1.08	1.20～0.80	1.20～1.18	0.97

石英砂岩	0.93	1.17	-	-
石灰岩	0.91	0.72	-	-
片麻岩	0.910.63	-	-	-
页 岩	0.98	1.56	-	-

注 表中⊥和∥指测试时加荷方向与结构面相垂直或相平行。

1.3.1 岩石的容重

岩石单位体积(包括岩石孔隙体积)的重力，称为岩石的容重。根据试样的含水情况不同，岩石容重可分为干容重(γd)、湿容重(γ)(或天然容重)和饱和容重(γω)，一般未说明含水状态时，是指湿容重。

岩石容重用下式计算：

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

式中， γ－容重(KN/m^3)

W－岩石重力(KN)

V－岩石体积(m^3)

岩石容重取决于组成岩石的矿物成分、孔隙大小及含水的多少，岩石容重在一定程度上反映出岩石的力学性质。通常，岩石的容重愈大，它的性质就愈好。

图 1.3.1a 绘出了碳酸盐类岩石的单轴抗压强度与容重的相关关系。

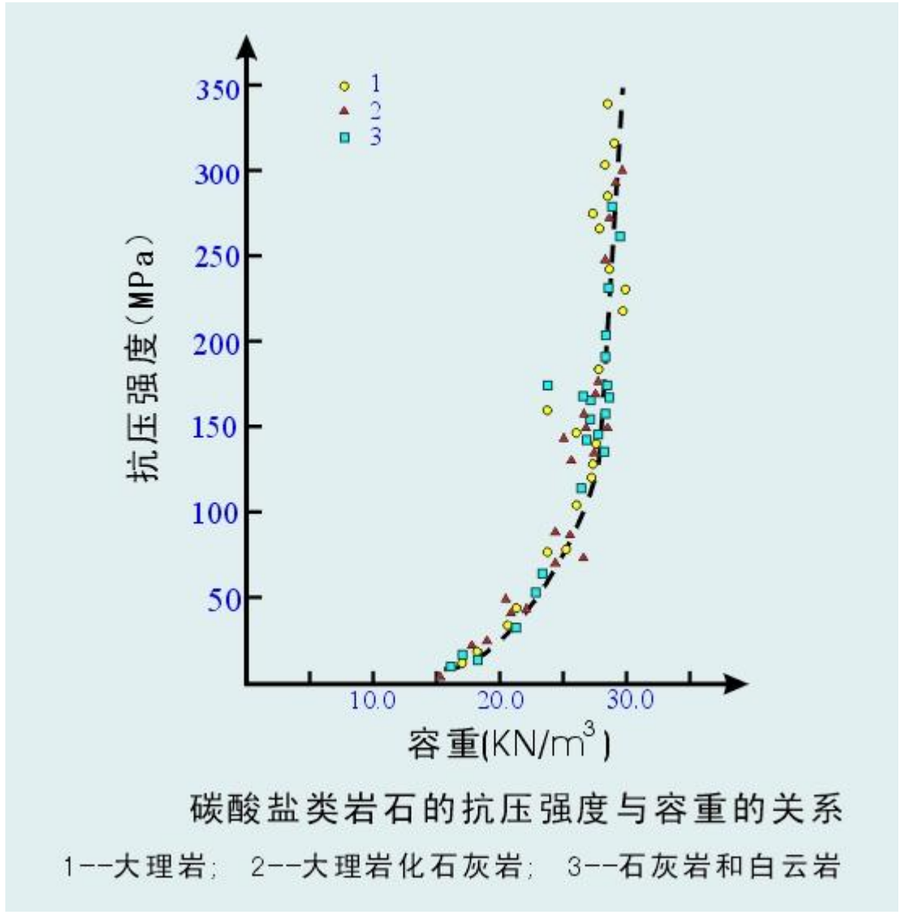


图 1.3.1a

1.3.2 岩石的比重、孔隙率

a、岩石比重

岩石的比重就是指岩石的干比重除以岩石实体体积(不包括孔隙)，再与 4℃时水的容重相比，即：

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

式中，Gs－岩石比重

Ws－绝对干燥时体积为 V 的岩石重力(KN)

Vs－岩石实体(不包括孔隙)体积(m^3)

γ_w－在 4℃时水的容重，γ_w＝10(KN/m^3)

b、孔隙率

岩石内孔隙体积与总体积(包括孔隙体积)之比，计算式为：

$$n=\frac{V_v}{V}\times 100\%$$

根据岩石干容重 γ_d 和比重 Gs，也可以用下式计算：

$$n=(1-\frac{\gamma_d}{G_s\gamma_w})\times 100\%$$

式中，n－孔隙率,以百分数表示

Vv－孔隙、裂隙体积(m^3)

V－岩样总体积(m^3)

图 1.3.1b 碳酸盐类岩石的抗压强度与孔隙率的关系。

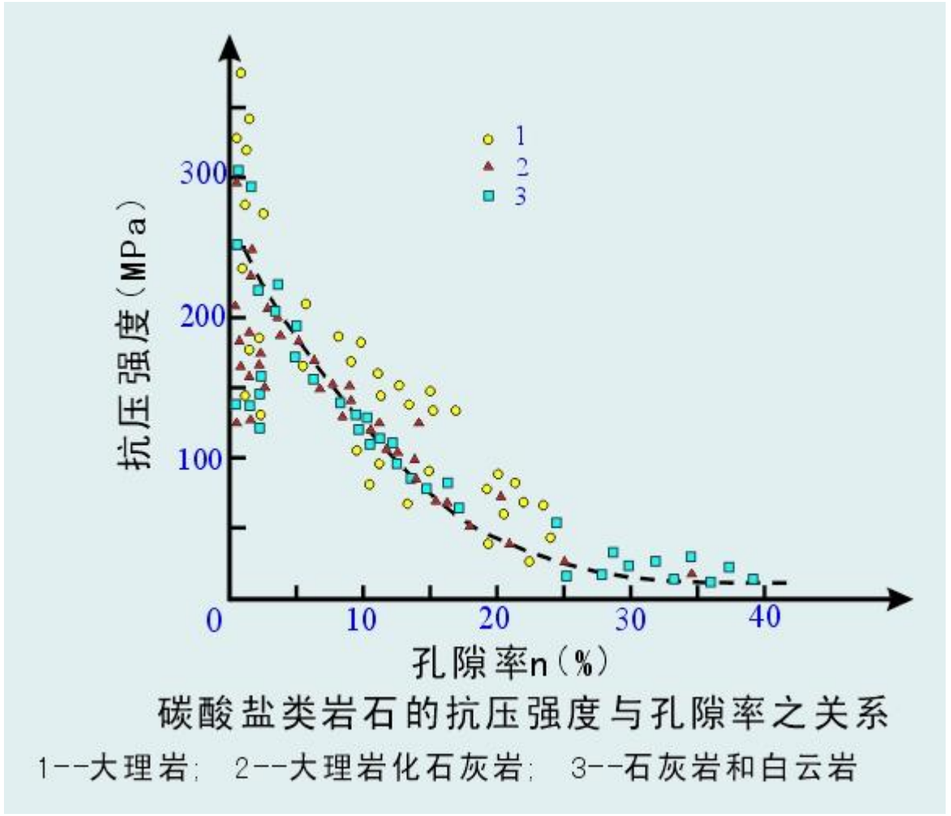


图 1.3.1b

描述岩体孔隙性的另一个指标，孔隙比 e 。它是岩石孔隙体积与岩石实体体积之比，即：

$$e=\frac{V_v}{V_s}$$

$$e=\frac{n}{1-n}$$

一些主要岩石的物理性质

岩石名称		比重	密度 （g/cm^3）	孔隙率 （%）	吸水率 （%）
岩浆岩	花岗岩	2.50～2.84	2.30～2.80	0.04～3.53	0.2～1.7
	花岗闪长岩	2.65～	2.65	1.5～1.8	1.5～1.8
	闪长岩	2.60～3.10	2.52～2.96	0.25～3.0	0.18～0.40
	正长岩	2.50～2.90	2.40～2.85		0.47～1.94
	辉长岩	2.70～3.20	2.55～2.98	0.29～3.13	
	流纹斑岩	2.62～2.65	2.58～2.51	0.9～2.30	0.14～0.35
	流纹岩	2.65	2.60～2.65		
	粗面岩	2.40～2.70	2.30～2.67		
	安山岩	2.40～2.80	2.30～2.75	1.09～2.19	
	闪长玢岩	2.66～2.84	2.49～2.78	2.1～5.1	0.4～1.0
	斑岩	2.62～2.84	2.20～2.74	0.29～2.75	
	玢岩	2.60～2.90	2.40～2.86		
	辉绿岩	2.60～3.10	2.53～2.97	0.40～6.38	0.20～1.0
	玄武岩	2.50～3.10	2.53～3.10	0.35～3.0	0.39～0.80
	橄榄岩	2.90～3.40	2.90～3.40		
	霏细岩	2.66～2.84	2.62～2.78	1.59～2.23	0.18～0.35
	响岩	2.40～2.70	2.40～2.70		
火山碎屑岩	火山角砾岩	2.50～3.00	2.20～2.90		
	安山凝灰岩	2.68	2.58	4.59	0.55
	粗面凝灰岩			25.07	
	凝灰质熔岩	2.87	2.64		3.35
沉积岩	硅质砾岩	2.64～2.77	2.42～2.70	0.40～4.10	0.16～4.40
	石英砾岩	2.67～2.71	2.60	0.34～9.3	
	钙质胶结砾岩		2.42～2.66		
	粘土质胶结砾岩		2.20		
	石英砂岩	2.64～2.77	2.42～2.77	1.04～9.30	0.14～4.10
	硅质胶结砂岩		2.50		
	泥质胶结砂岩	2.60～2.70	2.20～2.60	5.00～20.0	1.00～9.00
	页 岩	2.57～2.77	2.30	2.46～7.59	
	砂质钙质页岩		2.47～2.60	2.00～7.00	2.30～6.00
	灰质页岩		2.65～2.70		
	致密石灰岩	2.70～2.80	2.60～2.77	1.00～3.5	0.20～3.00
	白云质灰岩	2.75	2.70～2.75	1.64～3.22	0.50～0.66
	泥质灰岩	2.70～2.75	2.45～2.65	1.00～3.00	2.00～4.00
变	片麻岩(新鲜)	2.69～2.82	2.65～2.79	0.70～2.20	0.10～0.70

质 岩	花岗片麻岩(强风化)		2.30～2.50		
	石英、角闪石片岩	2.72～3.02	2.68～2.92	0.70～3.00	0.10～0.30
	云母、绿泥石片岩	2.75～2.83	2.69～2.76	0.80～2.10	0.10～0.60
	硅质板岩	2.74～2.81	2.71～2.75	0.30～3.80	0.70
	泥质板岩	2.68～2.77	2.31～2.75	2.5～13.5	
	千枚岩	2.81～2.96	2.71～2.86		0.50～0.80
	石英岩	2.70～2.75	2.65～2.75	0.50～2.80	0.10～0.40
	白云岩	2.78	2.70	0.3～25	
	大理岩	2.70～2.87	2.70	0.1～6	

1.4.1 岩石的含水量

岩石的含水量是岩石天然状态下含水重量与岩石干重之比，用百分数表示，即：

$$\omega(\%)=\frac{W_w}{W_s}\times 100\%$$

式中，Ww－岩石中含水的重力(KN)

Ws－岩石干重力(KN)

对于中、小型地下洞室工程，不可能耗费巨资进行大量的室内和现场岩体物理力学试验。因此，对中小型地下洞室工程岩体的物理力学参数选取，工程类比法显得尤为重要。

1.4.2 岩石的吸水率

岩石的吸水率是指干燥的岩石试样在一个大气压和温室条件下，岩石吸入的水重 W_{w1} 对于岩石干重 Ws 之比的百分率，一般以 ωa 表示之，即：

$$\omega_a=\frac{W_{w1}}{W_s}\times 100\%$$

岩石的吸水率在室内通过试验测定。试验时可将岩样放在保持 105 摄氏度的烘箱内烘干，求得岩石的干重 Ws，然后再将它放入水中浸泡 12-24 小时，称得岩石湿重后再算出被试样吸入的水重 W_{w1}，由上式算得 ωa。

岩石的吸水能力一般取决于岩石的含孔隙的多少及其细微裂隙的连通情况。工程上常用岩石的吸水率作为判断岩石的抗冻及风化程度的指标。

1.4.3 岩石的饱水系数

a、岩石的饱和吸水率

岩石的饱和吸水率是指岩石试样在高压(一般为 150 个大气压强度下)或真空条件下，强制吸入水的重量 W_{w2} 对于岩石干重 Ws 之比的百分率，以 Wsa 表示，即：

$$\omega_{sa}=\frac{W_{w2}}{W_s}\times 100\%$$

测定饱和吸水率的方法，多采用煮沸法和抽真空法。

b、饱水系数

通常把岩石的吸水率与饱水率之比值称为饱水系数,以 Kw 表示

$$K_w=\frac{W_a}{W_{sa}}$$

一般岩石的饱和系数 Kw 为 0.5-0.8，饱和系数对于判别岩石的抗冻性具有重要意义。当 Kw<0.91 时，表示岩石在其冻结过程中，水尚有膨胀和挤入剩余的敞开孔隙和裂隙的余地；当 Kw>0.91 时，在冻结过程中形成的冰会对岩石中的孔隙和裂隙产生“冰劈”作用，从而造成岩石的胀裂破坏。

1.5.1 岩石的渗透系数

有压水可以透过岩石的孔隙、裂隙而流动，岩石能透过水的能力称为岩石的渗透性。不同岩石或裂隙性不同的岩石的渗透性不同，渗透性的大小用渗透系数 K 表示。岩体渗透性试验原理如图 1.5.1 和图 1.5.2 所示，假定岩体渗流符合达西定律，则渗透系数可计算如下

a、轴向渗透试验时渗透系数计算

$$K=\frac{QL\gamma_w}{pA}$$

式中,K－岩石渗透系数(m/s)

Q－单位时间里透过试样的水量(m^3)

L－试样长度(m)

A－试样截面积(m^2)

P－试样两端的水压力差(KPa)

γ_w－水的容重(KN/m^3)

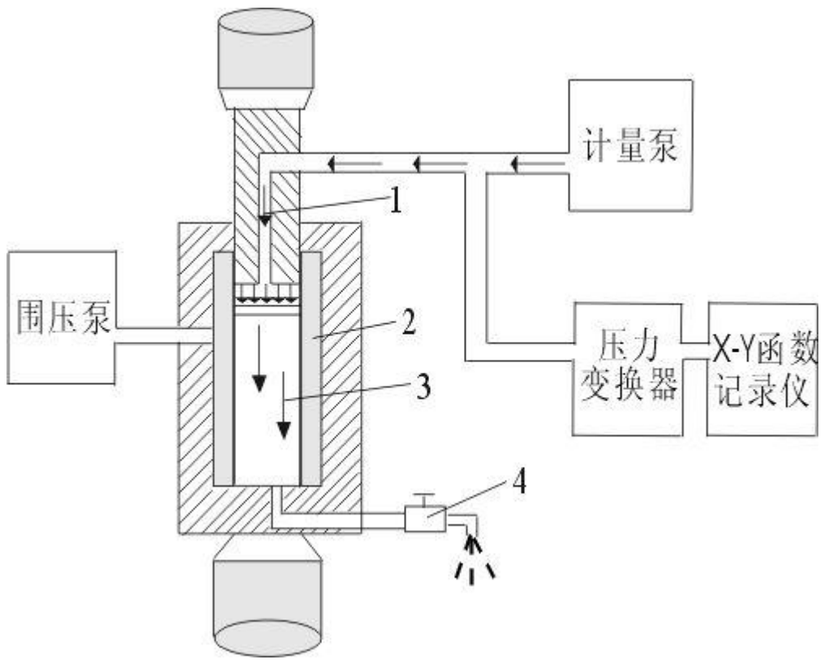


图 1.5.1 岩石渗透仪(轴向渗透)

1-注水管路；2-围压室；3-岩样；4-放水阀

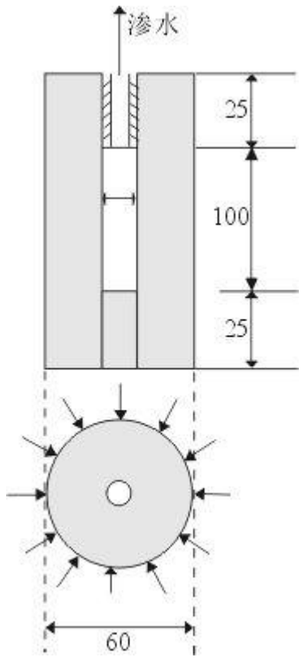


图 1.5.2 径向渗透试验示意图

（长度单位：mm）

b、 径向渗透试验时，其渗透系数计算(图 1.5.2)

$$K=\frac{Q\gamma_w}{2\pi Lp}\ln\frac{R_2}{R_1}$$

式中,P－试样外壁上的水压力(KPa)

L－试验段(小孔)长度(m)

R1－试件内半径(m)

R2－试件外半径(m)

π－圆周率

K－意义同上 岩石的渗透系数不仅与水的物理性质有关，也与岩石的应力状态有关。

Ws－岩石干重力(KN)

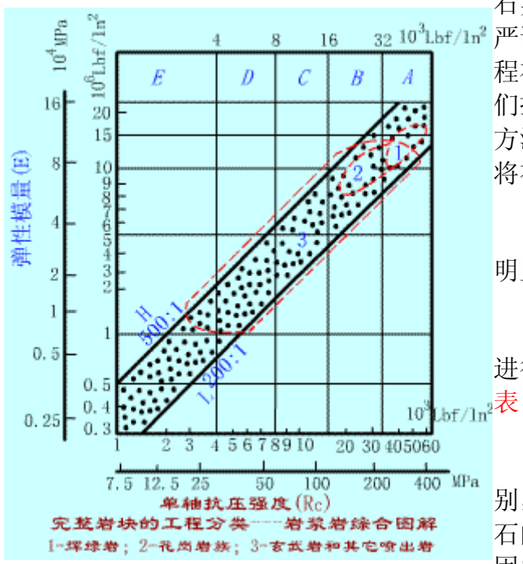
表 1.5.1 为某些岩石的渗透系数数值

表 1.5.1 某些岩体的渗透系数数值

岩 石 名 称	地 质 特 征	渗 透 系 数 k(cm/s)
花岗岩	新 鲜 完 整	$5\sim6\times10^{-2}$
玄武岩		$1.0\sim1.9\times10^{-3}$
安山质玄武岩	弱 裂 隙 的 中 等 裂 隙 的 强 裂 隙 的	1.16×10^{-3} 1.16×10^{-2} 1.16×10^{-1}
结晶片岩	新 鲜 的 风 化 的	$1.2\sim1.9\times10^{-2}$ 1.4×10^{-3}
凝灰质角砾岩		$1.5\sim2.3\times10^{-4}$
凝灰岩		6.4×10^{-4} ～4.4×10^{-3}
石灰岩	小 裂 隙 的 中 裂 隙 的 大 裂 隙 的 大 管 道 内	1.4×10^{-7} ～2.4×10^{-4} 3.6×10^{-3} 5.3×10^{-2} 4.0～8.5
泥质页岩	新鲜、微裂隙	3.0×10^{-4}

	风化、中等裂隙	$4\sim5\times10^{-4}$
砂岩	新 鲜 新鲜、中等裂隙 具 有 大 裂 隙	4.4×10^{-5} $\sim3\times10^{-4}$ 8.6×10^{-3} $0.5\sim1.3\times10^{-2}$

1.6.1 完整岩块的工程分类概要

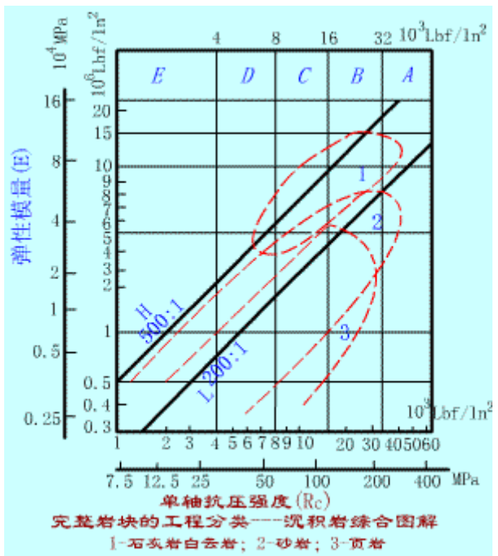


以工程实用为目的的岩石(包括岩块和岩体)类型的划分叫做岩石的工程分类。它是岩石力学研究的重要方面之一。在对岩石实行工程分类时，应当充分考虑工程的需要，用明确的概念和严谨的判断去区分岩石的级别，以便工程技术人员合理的选择工程布局及采用相适应的技术处理方法。自四十年代中期以来，人们提出了许多分类方法。本教材仅选择几个比较有代表性的分类方法，在本节先介绍完整岩块的工程分类，关于岩体的工程分类将在下节介绍。

所谓完整岩块是指那些能够取样在实验室内进行试验，没有明显构造(如层理、节理、夹层)特征的岩石材料。

关于完整岩块的工程分类，最初是根据岩石的单轴抗压强度进行的，如我国自 20 世纪 50 年代一度采用的分类法，就是如此。表 1.6.1 所示。

这种分类将岩石划分为硬质岩、中等坚硬岩以及软岩三个类别，界限明确，使用方便，但是单一的抗压强度并不是以表述岩石的工程性质，况且对于某些岩石来说，强度并不是固定不变的，因此，仅考虑抗压强度这一单一因素的分类法存在一定的局限性。



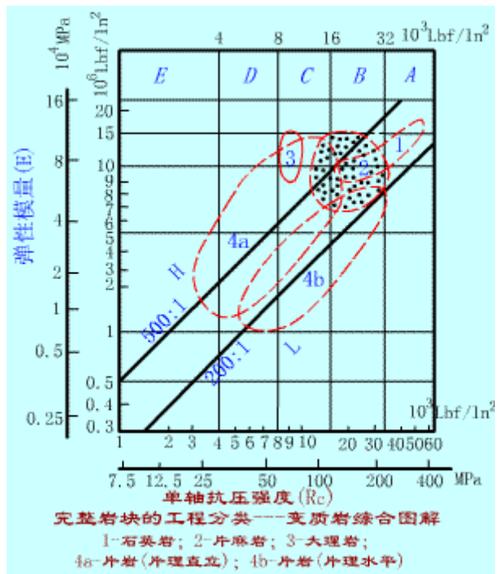


表 1.6.1 岩石的强度分类

编号	类 别	单轴饱和抗压强度(MPa)	代 表 性 岩 石
Ⅰ	硬质岩	>80	中细粒花岗岩，花岗片麻岩，闪长岩，辉绿岩，安山岩，流纹岩，石英砂岩，石英岩，硅质灰岩，硅质胶结的砾岩
Ⅱ	中等坚硬岩	30～80	厚层、中厚层石灰岩，大理岩，白云岩，砂岩，钙质砾岩，板岩，粗粒的或斑状结构的岩浆岩
Ⅲ	软质岩	<30	泥质岩，砂页岩互层，泥质灰岩。部分凝灰岩，绿泥石片岩，千枚岩

1.6.2 具体作法

2.具体作法：

20世纪60年代初由米勒(Miller)和迪尔(Deere)提出了根据岩石的两个重要力学性质指标--单轴抗压强度和弹性模量--的分类方法，用这种分类方法时岩石力学与工程界产生较大影响，具有一定代表性，具体作法如下：

(1) 根据岩块的单轴抗压强度Rc，把岩石分成五个等级，如表1.6.2所示。

其界限划分采用几何级数，由于大多数岩石的强度上限低于225MPa，所以将225MPa定为A类与B类的界限。

- 属于A类的岩石，只有石英岩、辉绿岩和致密的玄武岩等少数岩石。
- 属于B类的岩石，包括大多数岩浆岩，变质程度较深的变质岩，胶结良好的砂岩，质地坚硬的页岩以及石灰岩等。
- C类是中等强度岩石，它包括大部分的页岩，多孔隙的砂岩和石灰岩，片理发育的各种片岩。
- D类和E类的岩石强度很低，包括那些多孔凝灰岩，粘土质页岩，岩盐以及风化了的或发生了化学变化的任何岩盐的岩石。

表1.6.2 完整岩块的(Rc)

系数	描述	单轴抗压强度Rc(MPa)
a	强度极高的	>225
b	强度高的	112-255
c	中等强度的	56-112
d	强度低的	28-56
e	强度极低的	<28

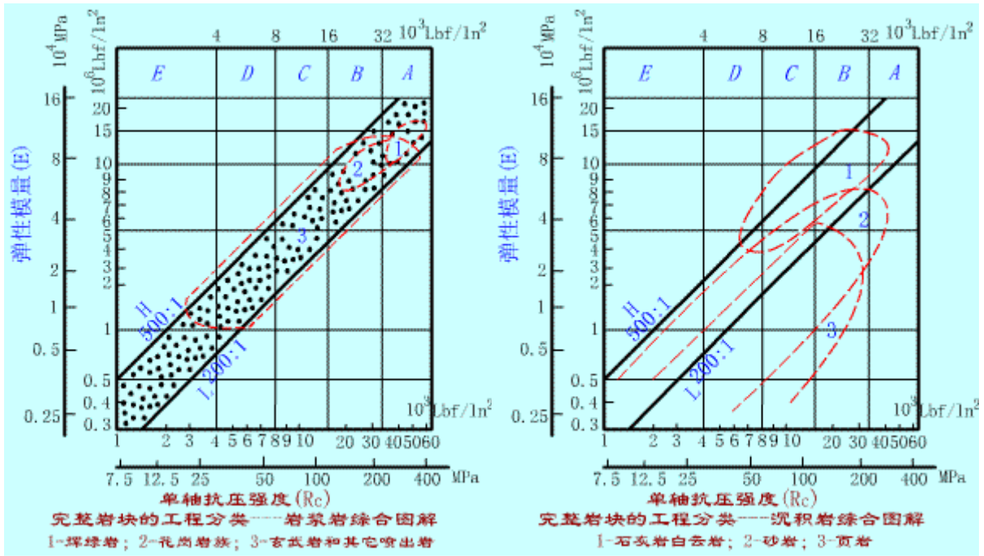
注：强度实验的试件尺寸，D/H = 1:2； D--直径；H--高。

(2) 根据模量比进行完整岩块分类，该分类法考虑的第二个因素是弹性模量E，但是不采用模量本身，而采用的是模量与单轴抗压强度之比，即E/Rc 。根据模量比，将完整岩块分成三个等级，即模量比超过500的为等级高的，模量比在200到500之间的为中等的，模量比小于200的为等级低的。如表1.6.3

表1.6.3

等级	描述	模量比 E/Rc
H	模量比高的	>500
M	模量比中等的	200-500
L	模量比低的	<200

(3) 完整岩块的工程分类：根据强度大小和模量比高低，就可以对完整岩块进行分类。如强度极高的，中等模量比的完整岩块属 AM 类。此外，还有 BL、BH、CM、CH 等总共十五种类型。为了应用方便可应用图 1.6.1 三种不同岩石的图解形式表示，图中的纵坐标为弹性模量 E(MPa)，横坐标为单轴抗压强度 Rc(MPa),纵横坐标均是对数比。图中两根斜级代表两模量比的分界线，上面一根为 500:1，下面一根为 200:1，两斜级范围内，为中等模量比(M)，岩的上方为高模量(H)，岩的刚返防下方为低模量比(L)。大多数致密块状结构的大多是属于中等模量比。



完整岩块的工程分类——岩浆岩综合图解

1-辉绿岩；2-花岗岩族；3-玄武岩和其它喷出岩

完整岩块的工程分类——沉积岩综合图解

1-石灰岩白云岩；2-砂岩；3-页岩

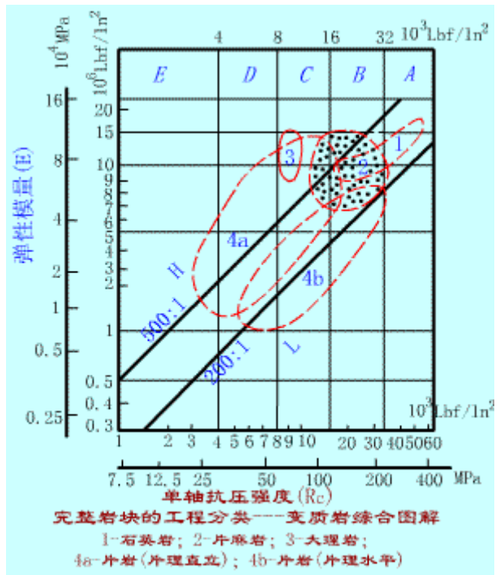


图 1.6.1

1.7.1 岩体的工程分类概要

在岩体的分类方面,国内外有许多岩石力学工作者和地质工作者做了大量的工作,提出了许多分类方案。早期一般沿用地质学的岩石成因分类，后来逐步发展成结合某种工程需要的岩石工程分类，此后又提出了着重考虑岩体结构特征的岩体工程分类。

20 世纪 70 年代以后，在岩体工程分类方面有了显著进步，即大家都十分重视岩体质量的确定。一个鲜明的特点就是利用各种测试技术和手段，去获取能够反映岩体工程特性的“综合特征值”，并用它作为工程分类的依据。由于岩体的工程特性与多种因素有关，各研究者在评价岩体质量时，对每个因素评价和侧重程度不同，相应地他们所赋予各因素的评分数值也就不同，这样就造成有多种算法的“综合特性值”，因而也就存在有多种形式的岩体工程分类。

在后面的内容中，我们先介绍作为评价岩体质量主要因素之一的岩石质量指标的概念，然后再介绍按岩体质量划分的工程分类法。

1.7.2 岩石质量指标 RQD

岩石质量指标 RQD(Rock Quality Designation)，它是迪尔 1964 年提出的概念，是用来表示岩体良好

度的一种方法。

RQD 是根据修正的岩心采取率来决定的，所谓修正的岩心采取率就是将钻孔中直接获取的岩心总长度，扣除破碎岩心和软弱夹泥的长度，再与钻孔总长之比。方法规定在计算岩心长度时，只计算大于 10cm 坚硬的和完整的岩心。图 1.7.1 为一个总长为 150cm 时所采取的岩心的情况，图中岩心的实际长度为 125cm，岩心采取率为 83%，经过修正以后的岩心有效长度为 85cm，由此算得 RQD=57%。

岩石的质量等级见表 1.7.1

表 1.7.1 岩石的质量等级

等级	岩石的质量描述	RQD（%）
I	极好的	90～100
II	好的	75～90
III	不足的	50～75
IV	劣的	25～50
V	极劣的	0～25

图 1.7.1

1.7.3 比尼奥斯基岩体工程分类

比尼奥斯基(Z.T.Bieniawski)是最早提出按岩体质量进行评分来对岩体工程分类的。这种分类考虑了岩石强度、RDQ、地下水条件、节理和断裂间距、状态及产状等五项因素，采用岩体评分(Rock Mass Rating)，即 RMR，根据这一“综合特征值”对岩体划分质量等级。表 1.7.2 为按比尼奥斯基法岩体工程分类的参数及评分标准。

RMR 值的确定方法分两步进行：

第一步是对某一特定岩石的性状，先按照表 1.7.2 所列的五种内容逐一鉴定并评分，然后再把五个单项因素的分数累计起来，就得到 RMR 的初值；

表 1.7.2 岩体工程分类的参数及评分标准

1	完整岩石的强度(MPa)	点荷载指数	>10	4～10	2～4	1～2	此低值区最好采用单轴抗压		
		单轴抗压强度	>250	100～250	50～100	25～50	5～25	1～5	<1

	评分		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD 值		90%～100%	75%～90%	50%～75%	25%～50%	〈25%		
	评分		20	17	13	8	3		
3	节理间距(cm)		>200	60～200	20～60	6～20	<6		
	评分		20	15	10	8	5		
4	节理状态		裂开面很粗糙，节理不连通，未张开，两壁岩石未风化	裂开面稍粗糙，裂开宽度<1mm，两壁轻度风化	裂开面稍粗糙，裂开宽度<1mm，两壁高度风化	裂开面夹泥厚度小于 5mm 或裂开宽度 1～5mm，节理连通	裂开面夹泥厚度大于 5mm 或裂开宽度大于 5mm，节理连通		
	评分		30	25	20	10	0		
5	地下水状况	隧洞中每 10m 长段涌水量(L/min)	0	<10	10～25	25～125	>125		
		节理水压力与大主应力的比值	0	0.0～0.1	0.1～0.2	0.2～0.5	>0.5		
		隧洞干燥程度	干燥	稍潮湿	潮湿	滴水	涌水		
	评分		15	10	7	4	0		

第二步就要根据节理裂隙的产状变化对 RMR 的初值加以修正，修正的目的在于进一步强调节理裂隙对岩体性产生的不利影响，修正评分的取值办法见表 1.7.3，经修正后的岩体总评分实质上就是岩体质量综合评判指标。比尼奥斯基用它作为划分岩体工程分类的依据。

表 1.7.3 按节理方向的修正评分值

节理走向和倾向		非常有利	有利	一般	不利	非常不利
评分值	隧洞	0	-2	-5	-10	-12
	地基	0	-2	-7	-15	-25
	边坡	0	-5	-25	-50	-60

表 1.7.4 列出了各种 RMR 值及其对应的岩体类别，并且就岩体质量作了概括的描述。

表 1.7.4 按总评分确定的岩体类别

评分值	100～81	80～61	60～41	40～21	<20
分类级	I	II	III	IV	V

质量描述	很好的岩体	好岩体	中等岩体	差的岩体	很差的岩体

2.1.1 岩石的破坏形式有三种类型

a、脆性破坏

大多数坚硬岩石在一定条件下都表现出脆性破坏的性质。就是说，这些岩石在荷载作用下没有显著觉察的变形就突然破坏。产生这种破坏的原因可能是岩石中裂隙发生和发展的结果例如，地下洞室开挖后，由于洞室周围的应力显著增大，洞室可能产生许多裂隙，尤其是洞顶的张裂隙，这些都是脆性破坏结果。（见图 2.1.1a）

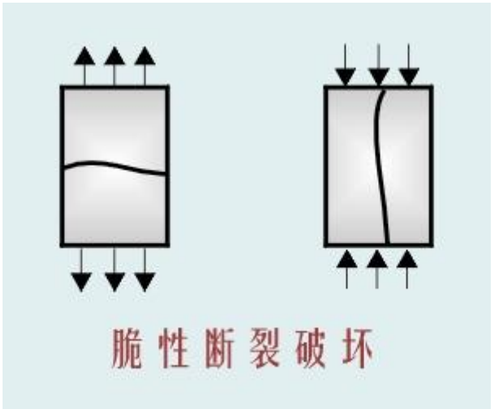


图 2.1.1a

b、延性破坏

岩石在破坏之前变形很大，且没有明显的破坏荷载，表现显著的塑性变形，流动或挤出，这种破坏称为延性或韧性破坏

塑性变形是岩石内结晶晶格结位的结果。在一些软弱岩石中这种破坏较为明显。有些洞室的底部岩石隆起，两侧围岩向洞内膨胀都属延性破坏的例子。坚硬岩石一般属于脆性破坏，但在两向或三向受力较大的情况下，或者在高温的影响下，也可能延性破坏。（见图 2.1.1b）

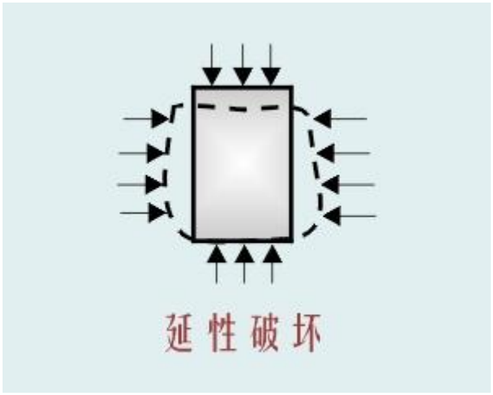


图 2.1.1b

c、弱面剪切破坏

岩体中存在着许多软弱结构面，细微裂隙等弱面，在荷载作用下，弱面上的剪应力一旦超过弱面的抗剪强度时，岩体将弱面剪切破坏，致使岩体产生滑移，如节理岩体中的地下洞室顶部岩块崩塌，洞侧岩石的滑动，以及岩坡沿软弱面的失稳等，都属于弱面剪切破坏(见图 2.1.1c)。岩石的各种破坏形式综合见图 2.1.2。

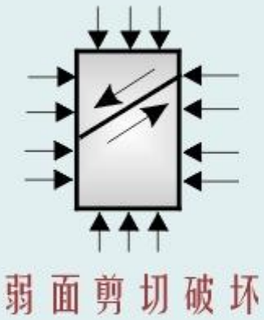


图 2.1.1c

试验表明(例如图 2.1.3 的澳 M.S.Pater-son 试验)，岩石在破坏前后的应力--应变关系比金属材料复杂得多，岩石究竟属于脆性材料还是属于塑性材料，这不仅取决与岩性，且受应力状态，地温，受荷时间等多种因素的影响，例如同一种岩石试件在某一压力下为脆性状态，而在较大的压力作用下又可转变为塑性状态，图 2.1.3 充分说明了围压增大会导致大理岩试件从脆性破裂向塑性流动转变，此外，一般来说，升高温度最终会导致岩石晶体产生塑性流动趋势。

而且，实际的荷载形式是多种多样的，它使任何单一的岩石破坏模式都不会居主要的地位。在荷载作用下，岩体实际的破坏情况是相当复杂的，它可能是有上述的一种或多种破坏模式。图 2.1.4 表示工程岩体破裂的综合模式。

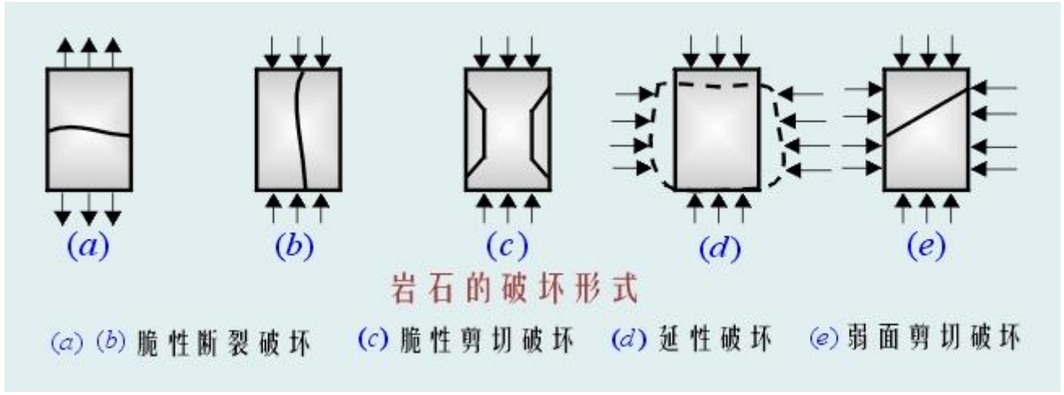


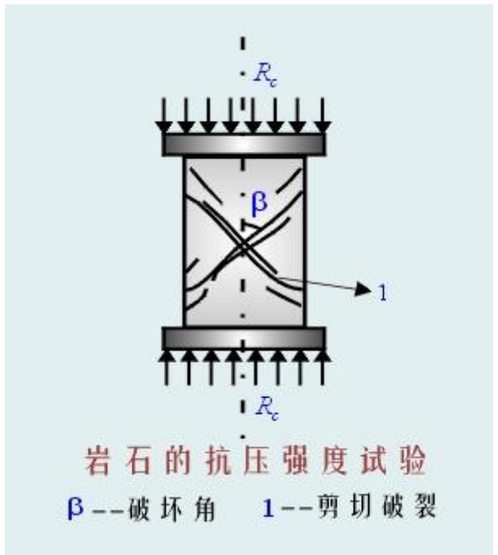
图 2.1.2

图 2.1.4

2.2.1 岩石的抗压强度

岩石强度：

岩石的强度是指荷载作用下岩石的抵抗破坏的能力。为了研究岩石的强度特征，经常将岩石制备成试件在实验室进行试验，如岩石单轴抗压强度试验，抗拉强度试验，抗剪强度试验等。试验时将岩样制备成规定的试件然后按相应的试验规程进行试验。



岩石的抗压强度是岩石试件在单轴压力下抵抗破坏的极限能力，或极限强度在数值上等于破坏时的最大压应力，（见图 2.2.2a）岩石的抗压强度一般在实验室内是在压力机上进行加压试验测定的。试件采用圆柱形或立方柱形，试件此面尺寸，圆柱形试件采用直径 D=5cm，立方柱状试件此面采用 5cm×5cm，试件高度 h 应当满足下列条件

圆柱形试件：

$$h=(2-2.5)D$$

立方柱形试件：

$$h=(2-2.5)\sqrt{A}$$

图 2.2.2a

图 2.2.2b

式中，A---试样的横断面积

试件两端应当平整光滑，端面三相平行与柱体轴线垂直。对于圆柱形试件，沿试件各截面的直径误差应不大于 0.3mm，两端面不平行度最大不超过 0.05mm，试验时以每秒 0.5MPa--0.8MPa 的加荷速率加荷直至试件破坏，试验结果按下式计算抗压强度：

$$R_c = \frac{P}{A}$$

式中，

Rc---岩石平轴抗压强度(MPa)

P---岩石试件破坏时的荷载(MN)

A---试件的横断面面积(m^2)

图 2.2.2b 为岩石单轴压缩试验时的某些破坏形式，表 2.2.1 上列出了某些岩石的抗压强度供参考。大量试验证明，影响岩石的抗压强度的因素很多，这些因素可分为两方面，一方面是岩石本身的因素，如矿物成分，结晶程度颗粒大小，颗粒联接及胶结情况密度和裂隙的特性和方向、风化程度和含水情况等，另一方面是试验方法上的因素或人为因素，如试件形状、尺寸、大小，试件加工情况和加荷速率等。

表 2.2.1 某些岩石抗压强度参考值

岩 石 种 类	抗 压 强 度(MPa)	岩 石 种 类	抗 压 强 度(MPa)
粗玄岩	196～343	石英片岩	69～178
辉长岩	177～294	云母片岩	59～127
闪长岩	177～294	凝灰岩	59～167
玄武岩	147～294	千枚岩	49～196
石英岩	147～294	片麻岩	49～196
花岗岩	98～245	石灰岩	29～245
流纹斑岩	98～245	砂 岩	19.6～196
大理岩	98～245	泥灰岩	12～98
板 岩	98～196	页 岩	9.8～98
白云岩	78～245	煤	4.9～49

2.3.1 岩石的抗拉强度

岩石的抗拉强度就是岩石试件在单轴拉力作用下抵抗破坏的极限能力或极限强度在数值上等于破坏时的最大拉应力，岩石的抗拉强度比其抗压强度低得多。试验测定岩石抗拉强度有两种方法，即直接拉伸法和劈裂法（也称巴西试验法）。

a、直接拉伸法

岩石直接拉伸试验的试件如图 2.3.1 所示。试验时将这种试件两端固定在拉力机上，然后对试样施加轴向拉力，直至试件破坏，试件的抗拉强度为：

$$R_t = \frac{P_T}{A}$$

图 2.3.1

式中，

Rt---岩石的抗拉强度

Pt---试件破坏时的最大拉力

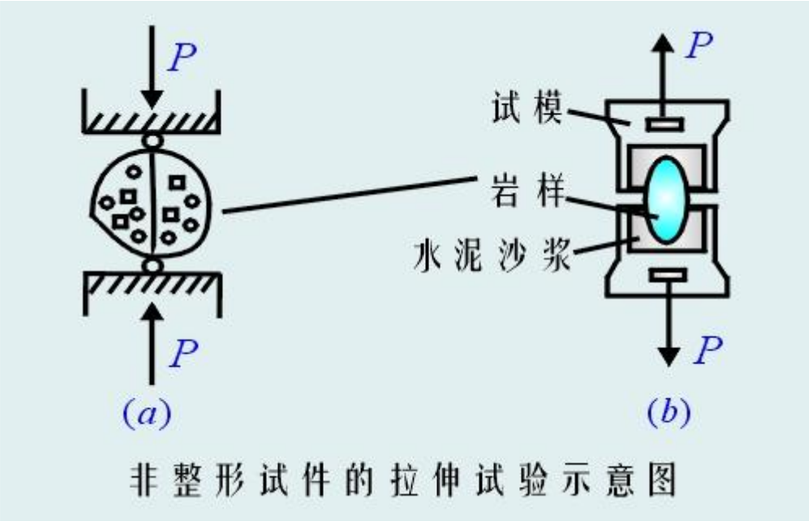
A---试件中部的横截面积

试法的缺点是，试样制备困难，它不易与拉力机固定，而且在试样断裂处附近往往有应力集中现象，同时难免在试件两端面有弯矩。

b、劈裂法（巴西试验法）

劈裂法试验如图 2.3.2 所示

劈裂法是在圆柱体试样的直径方向上，施加相对的线形荷载使试样沿该直径平面破坏的试验。试验采用压力机加压，采用直径 D=5cm，厚度 l=(0.5-1)D 的标准圆柱体，以 0.29MPa/s--0.49MPa/s 的加载速率沿某一直径的两端施加相对的压荷载，加压前须在直径两端设置垫条，以便压力沿垫条成均布线荷载作用于试样的厚度 l 上，逐渐加大压力直到试样沿该直径平面裂开。根据弹性力学知识，可以近似地计算岩样的抗拉强度为：



非整形试件的拉伸试验示意图

图 2.3.2

$$R_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

式中，

Rt---试样的抗拉强度

P---破坏时的极限压力(KN)

D---圆柱体试样的直径(m)

l---圆柱体试样的厚度(m)

由试验可知，岩石的抗拉强度极限大致仅为同类岩石抗拉强度的 1/10-1/30，最坚硬的岩石的抗拉强度也只有 29.6MPa 左右，而许多岩石的抗拉强度小于 1.96MPa。表 2.3.1 为某些岩石的抗拉强度供参考，表 2.3.2 为岩石单轴抗压强度及它与间接抗拉强度之比。

表 2.3.1 某些岩石抗拉强度参考值

岩 石 种 类	抗 拉 强 度(MPa)	岩 石 种 类	抗 拉 强 度(MPa)
辉绿岩	7.85～11.77	粗砂岩	3.9～4.9
细砂岩	7.85～11.77	流纹岩	3.9～6.86
铁质砂岩	6.86～8.83	大理岩	3.9～5.88
石英岩	6.86～8.83	石灰岩	2.9～4.9

玄武岩	6.86～7.85	斑状花岗岩	2.9～4.9
中砂岩	4.9～6.86	页岩	1.96～3.9
花岗岩	3.9～9.81	白垩	0.9

表 2.3.2 有代表性的岩石样品的无侧限抗压强度(R_c)，以及它与间接抗拉强度之比（R_c / R_t）

编号	岩石类型 ①	Rc MPa	Rc/Rt ②	参考文献 ③
1	贝雷(**Berea**)砂岩	73.8	63.0	5
2	那娃佐(**Navajo**)砂岩	214.0	26.3	5
3	汀史笠(**Tensleep**)砂岩	72.4		1
4	哈金沙克(**Hackensack**)泥砂岩	122.7	41.5	5
5	蒙特塞罗(**Monticello**)坝 (硬砂岩)	79.3		4
6	索林荷芬(**Solenhhofen**)石灰岩	245.0	61.3	5
7	贝德福(**Bedford**)石灰岩	51.0	32.3	5
8	达威娜里(**Tavernalle**)石灰岩	97.9	25.0	5
9	奥涅他(**Oneota**)白云岩	86.9	19.7	5
10	洛克波特(**Lockport**)白云岩	90.3	29.8	5
11	弗来明(**Flaming**)峡页岩	35.2	167.6	3
12	云母页岩	75.2	36.3	2
13	德沃歇克(**Dworshak**)坝片麻岩，与叶理呈 45° 角	162.0	23.5	5
14	石英云母片岩，⊥片理	55.2	100.4	5
15	巴拉布(**Baraboo**)石英岩	320.0	29.1	5
16	塔康(**Taconic**)大理岩	62.0	53.0	5
17	雪罗克(**Cherokee**)大理岩	66.9	37.4	5
18	内华达(**Nevada**)试验场的花岗岩	141.1	12.1	7
19	皮克斯(**Pikes**)峰花岗岩	226.0	19.0	5
20	雪打(**Cedar**)城的英云闪长岩	101.5	15.9	6

21	巴里沙德(**Palisades**)辉绿岩	241.0	21.1	5
22	内华达试验场的玄武岩	148.0	11.3	7
23	约翰·第(**John Day**)玄武岩	355.0	24.5	5
24	内华达试验场的凝灰岩	11.3	10.0	7

列表中的岩石说明：

1. 贝雷砂岩；取自俄亥俄州的阿北斯特(**Amberst**)：细粒状，稍有孔隙，胶结的。

2. 那娃佐砂岩：取自亚利桑那州的格林峡(**Glen Canyon**)坝址；易碎的，细粒状到中粒状。(两种砂岩都主要由石英颗粒组成)。

3. 汀史笠砂岩：宾夕法尼亚纪(**Pennsyvanian-age**)砂岩，取自怀俄明州的阿里柯娃(**Alcova**)电站[靠近卡斯北(**Casper**)]；方解石胶结：中粒状。

4. 哈金沙克泥砂岩：新泽西州：取自三迭纪的涅娃克(**Newark**)统：同赤铁矿胶结在一起，泥质的。

5. 蒙特塞罗坝的灰色玄砂岩：取自加利福尼亚州蒙特塞罗坝基上的白垩纪砂岩；中粒状到粗粒状，同长石、石英和其他成分胶结在一起；一些长石转变为云母。

6. 索林荷芬石灰岩：引自贝瓦利亚(**Bevaria**)；非常细致、咬合结晶体结构。

7. 贝德福石灰岩：印第安纳州(**Indiana**)的：有少量孔隙的，生物碎屑灰岩。

8. 达威娜里石灰岩：取自密苏里州卡德纪(**Carthage**)；细粒状，胶结的和咬合结晶的灰岩、并有化石。

9. 奥涅他白云岩：取自明尼苏达州的柯苏达(**Kosota**)；细粒的咬合粒状结构，由于散步的方解石脉纹而具有斑点征状。

10. 洛克波特白云岩：取自纽约州的尼亚加拉(Niagara)瀑布；非常细粒的胶结状结构，颗粒分级咬合结晶结构；有一些硬石膏颗粒。

2.4.1 岩石的抗剪强度

岩石抗剪强度是岩石抵抗剪切破坏的极限能力，常以凝聚力 C 和内摩擦角 φ 这两个剪切参数表示。抗剪强度是岩石力学中重要的指标之一。

工程上需要测定的抗剪强度大致有以下三种：

⑴岩石岩体的抗剪强度

⑵岩体软弱结构面的抗剪强度

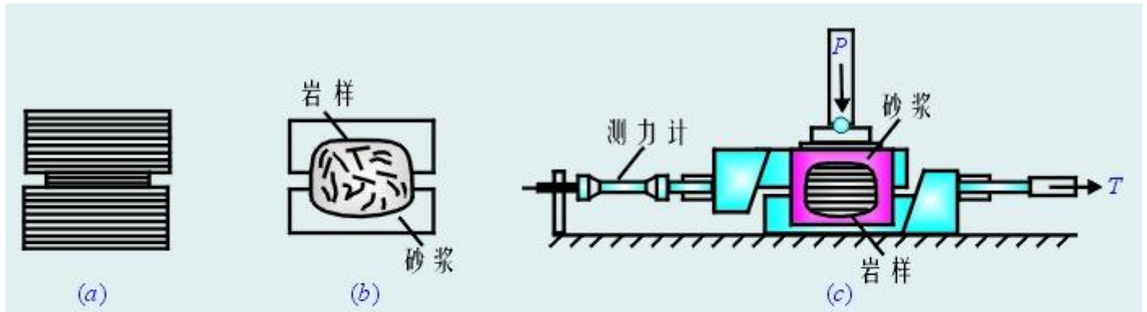
⑶混凝土与岩石胶结面的抗剪强度

岩石的抗剪强度指标常用直剪试验或三轴试验测定，其测定原理和方法与土力学中的直剪、三轴试验完全相同。至于试验细则可参见 1981 年试行的水利水电岩石力学试验规程。

①直剪试验

岩石直剪试验，一般有三种类型，即抗剪断试验、抗剪试验（摩擦试验）和抗切试验，图 2.4.1 即为这三种直剪试验的受力方式及相应的莫尔强度破坏线的示意图。图 2.4.2 为直剪试验装置及试样。

图 2.4.1



直接剪切试验装置极其试样

(a) 规则形试样　(b) 不规则试样的置备　(c) 直接剪切仪的示意图

图 2.4.2

根据规程要求，在试样制备方面，对混凝土和岩石胶结面的试样要求采用 15×15×10～30×30×15 的方块或 φ(15×10)cm～φ(30×15)cm 的圆柱体；拟浇注砂的岩石的起伏差，应控制在边长或直径的 1%-2%以内，在岩石上浇注的混凝土或砂浆，其尺寸与岩块相同，对软弱结构面试样，应尽量保持原状结构。防止结构面被扰动，而结构面上下的岩石厚度，分别约为断面高度的 1/2 左右。对于加工困难的试件，允许采用不规则试样，节理裂隙发育的岩石，须用铁丝捆扎并用泥浆保护；对岩块试样须用高强度的钢筋或钢型外框包裹，剪切缝宜控制在 0.5cm～2.0cm 之间等。

《规程》中上述三种试样的数量，规定每组不得少于 5 对(以便重复试验)，并规定在试验加荷方面，首先应使受剪面方向与建筑物的受力方向大致一致，在安装法向和切向加荷系统时，应保证法向力和剪切力的合力通过剪切面的中心(以免受附加矩的作用)。所选择的法向应力，除充填夹泥的结构面试验外，一般应大

于或等于设计应力，对于充填夹泥的结构面试验，法向应力的选择，以不挤出夹泥为原则，而法向荷重则分4-5级施加，每5min加荷一次，加荷后立即测读垂直变形，5min后再测读一次，达到预定荷重后，每5min观测变形一次，直到相对稳定开始能施加剪切荷载。剪切荷载亦是分级施加，即每5min加荷一次，并测记加荷前后的法向和剪切位移值。此外，在试样剪切过程中须采用恒压装置，使法向应力保持常数，试验完毕后按下式计算各级法向荷载下的法向应力和剪应力：

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

式中:

σ---作用于剪切面上的法向应力(MPa)

τ---作用于剪切面上的剪应力(MPa)

P---作用于剪切面上的总法向力(包括荷载、设备重量及试块重)(KN)

Q---作用在剪切面上的剪切荷载(KN)

A---剪切面积(m^2)

表2.4.1列出某些岩石的内摩擦角和凝聚力

表2.4.1 某些岩石的内摩擦角和凝聚力

岩 石 种 类	内摩擦角(°)	凝聚力(MPa)	岩 石 种 类	内摩擦角(°)	凝聚力(MPa)
辉绿岩	55～60	24.5～58.8	大理岩	35～50	14.8～28.4
石英岩	50～60	19.6～58.8	石灰岩	35～50	9.8～49
辉长岩	50～55	9.8～49	白云岩	35～50	19.6～49
闪长岩	50～55	9.8～49	砾 岩	35～50	7.85～49
花岗岩	45～60	13.7～49	砂 岩	35～50	7.85～39.2
流纹岩	45～60	9.8～49	片麻岩	30～50	2.9～4.9
玄武岩	48～55	19.6～58.8	片 岩	25～65	0.98～19.6
安山岩	45～50	9.8～39	页 岩	15～30	2.9～19.6
板 岩	45～60	1.96～19.6			

根据剪切面上各级法向荷载作用下相应的剪应力与水平剪切位移的关系曲线 $\tau-\delta_h$(图 2.4.3)。取各条 $\tau-\delta_h$ 曲线上的峰值剪应力 τ_f 与对应的法向应力 σ，点绘出 $\tau_f-\sigma$ 关系曲线，这就是岩石的抗剪断峰值强度曲线，此线与水平轴的交角，即为内摩擦角 ϕ，此线在纵轴上截矩，即为凝聚力 C。如取图 2.4.2 中各线的 τ_{min} 与相应的法向应力 σ，即可点绘得图 2.4.4 中的剩余强度线，它相应于岩石试样发生裂缝之后的强度线，相当于摩擦试验所得的强度线。它与纵轴交于坐标原点，表示 C=0，说明破裂的岩石，破裂面上是混合凝聚力，此剩余强度线与横轴的交角 ϕr，即为剩余强度所对应的内摩擦角。

图 2.4.4

图 2.4.3

②三轴剪切(压缩)试验

三轴压缩试验是采用三轴压力仪进行的对圆柱形试件进行侧向加压的试验。试验方法可参见美国材料试验协会规程和国际岩石力学学会(ISRM)所提出的岩石力学试验建议方法。图 2.4.5 为三轴压缩试验设备，进行三轴压缩试验的方法是：首先，在整个圆柱体周围施加侧限压力(即 σ1=σ2=P)，然后，在侧限压力保持为常数 σ3 时施加轴向荷载 σ1-P，直至试件破坏，这样得到破坏时的最大和最小主应力 σ1 和 σ3，从而得到一个岩样破坏时的应力圆，采用相同的岩样改变侧压力 σ3，施加轴向压力至试件，从而得到一个不同的应力圆，绘出这些应力圆的包络线，即可求得岩石的抗剪强度线，如图 2.4.5 所示，图 2.4.6 为角闪岩的三轴试验结果。

图 2.4.6

这象单轴压缩试验一样，三轴试验试件的破裂面与大主应力 σ1 方向间的夹角为 45°－φ/2。

以上介绍了完整岩块的抗压强度，抗拉强度和抗剪断强度。这些强度与试验方法、试样形状、规格大小，施荷透率等试验因素有关外，尚与岩性，矿物成分，孔隙指数，地质构造特征，含水量等内在因素有密切的关系。影响岩石强度的因素很复杂，在分析岩石强度时必须考虑对可能存在的各种因素选用适当的强度值。

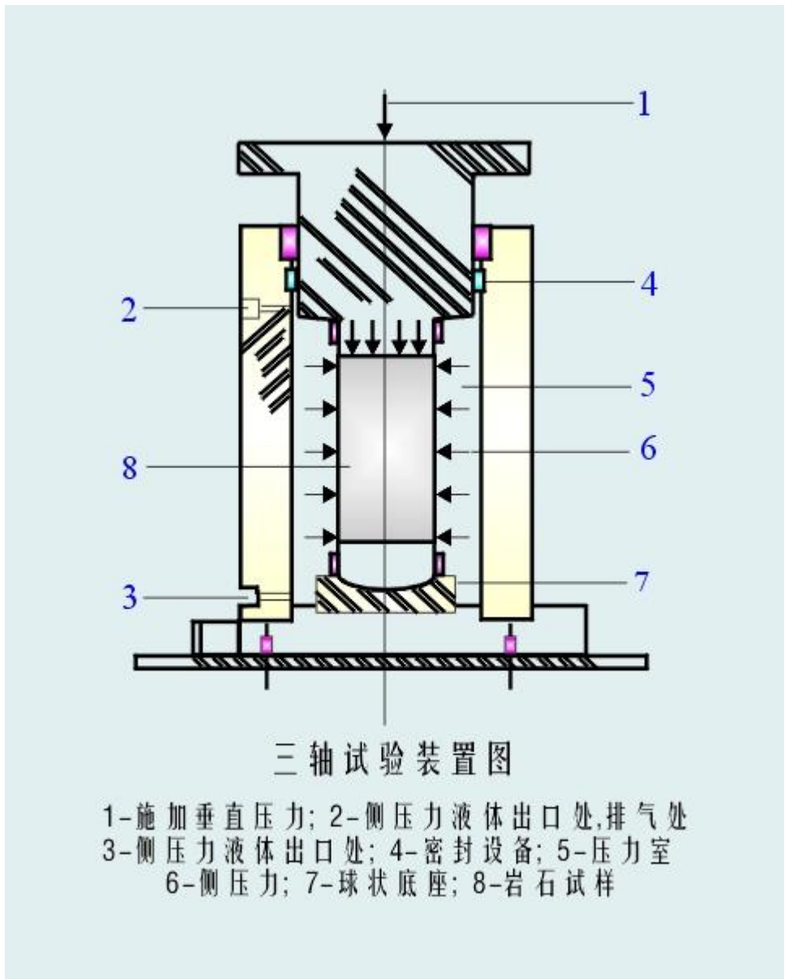


图 2.4.5

2.5.1 岩体压缩试验

图 2.5.1 表示岩体单轴压缩试验。这种试验可在现场试洞或水平坑道内进行。试验时需将试件从四周岩体中切割成孤立的立方块体，经整平试体顶石和洞顶后，在两者之间安装加荷千斤顶施加铅直荷载，试体尺寸按《规程》规定，横截面积应不小于 0.25m^2，一般为 0.7×0.7m^2，最小边长不小于 0.35m，高度略大于边长的 2/3，对于节理裂隙发育的岩体或层状岩体，其抗压强度将随裂隙与加压的方向不同而呈明显的各向异性。

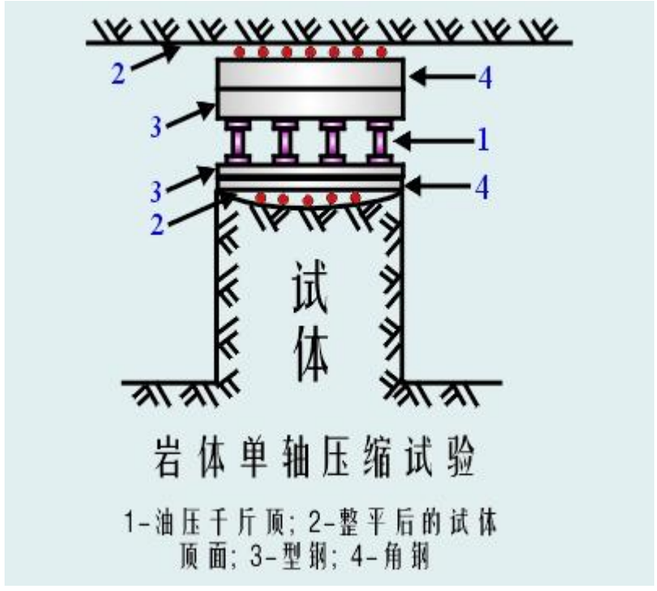


图 2.5.1

2.5.2 岩体直接剪切试验

工程上需要测定的抗剪强度不外以下三种，即混凝土与岩石界面直剪试验，岩体沿软弱面直剪试验以岩体本身的直剪试验。

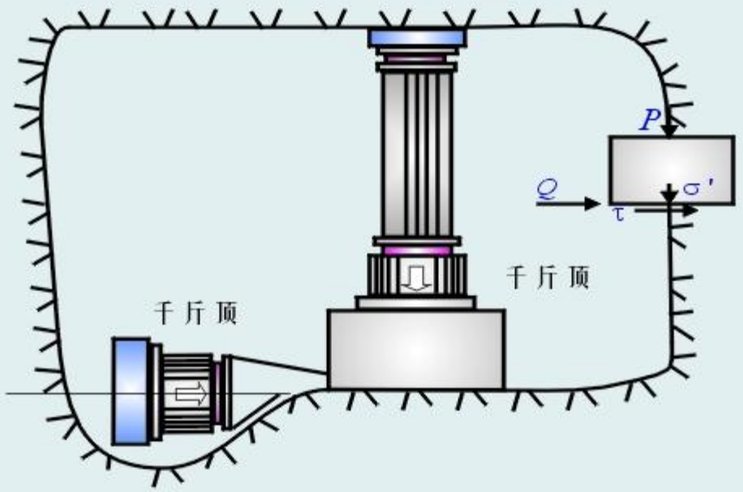
不论上述何种试验，一般均采用方形试样，也有采用楔形截面的，而试验设施的装置，务必使待测强的界面或层面安置于剪切面的位置。按照剪力施加方向的不同，一般常用的有平推法和斜推法，如图 2.5 所示。

不论是平推法，斜推法，方形体还是楔形体，试验时其法向和剪切向加荷系统的安置，务必应保证法力和剪切力的合力通过受剪面的中点 0 点(以免产生附加弯矩而影响试验成果的精度)。

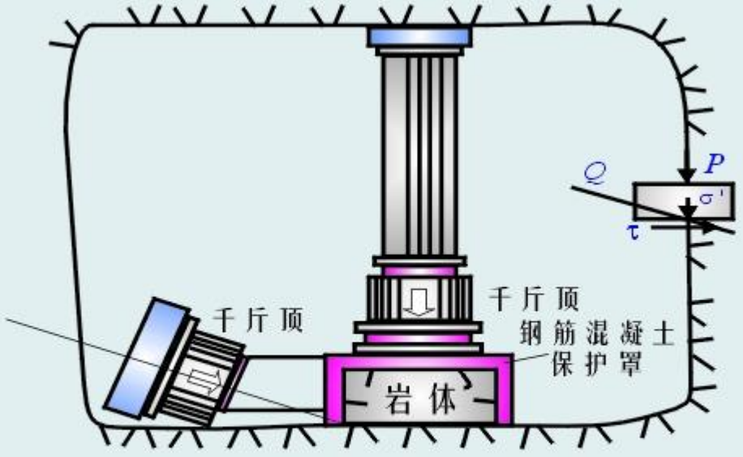
试验成果的整理：

a、平推法：

计算剪切面上的法向应力 σ 和剪应力 τ：



平推法混凝土/岩体抗剪强度试验安装示意图



岩体本身抗剪强度试验示意图

图 2.5.2

$$\sigma = \frac{P}{F}$$

$$\tau = \frac{Q}{F}$$

式中：

P---作用于剪切面上的总垂直荷载(KN)，包括千斤顶出力，设备重量及试体重量

Q---作用于剪切面上的总水平推力(应扣除滚轴的摩阻力)。

F---受剪面面积

根据计算的 σ 、τ 是测得的 δh 资料，作出任一法向应力 σ 下对应的 τ－δh 曲线，从该曲线上可找出相应的剪应力峰值、强度及剩余强度，从而根据需要可作出 δ－τ 平面中的各剪切阶段的强度特征曲线，见图 2.5.3，图 2.5.4。

图 2.5.4

图 2.5.3

b、斜推法试验

斜推法试验同样按上述方法步骤整理资料。剪切面上正应力 σ 和剪应力 τ 的计算如下：

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{Q}{F}\sin\alpha$$

$$\tau = \frac{Q}{F}\cos\alpha$$

式中：

α ---斜推荷载与水平剪切面之间的夹角，其余符号同前。

2.5.3 岩体三轴(压缩)剪切试验

在试验地点预留 1m 左右见方的试体，于试体各个临空面上分别安装加荷千斤顶如图 2.5.5 所示。

施加铅直荷载和侧向水平围压，加载大小可模拟岩体实际可能的受力状态加以确定，现场三轴所得的强度显然远比室内完整岩块三轴所得的低。

当现场岩体的各向异性明显时，试验的布置应有利于测定工程需要而指定的那些面上的 C，ф 值，当加载方向正交或接近正交于潜在不连续面时，其抗剪强度将接近于完整无裂隙岩块的抗剪强度值，当加荷方向

平行或接近平行与不连续面时则其抗剪强度值取决于该不连续面上抗剪参数 C，φ。

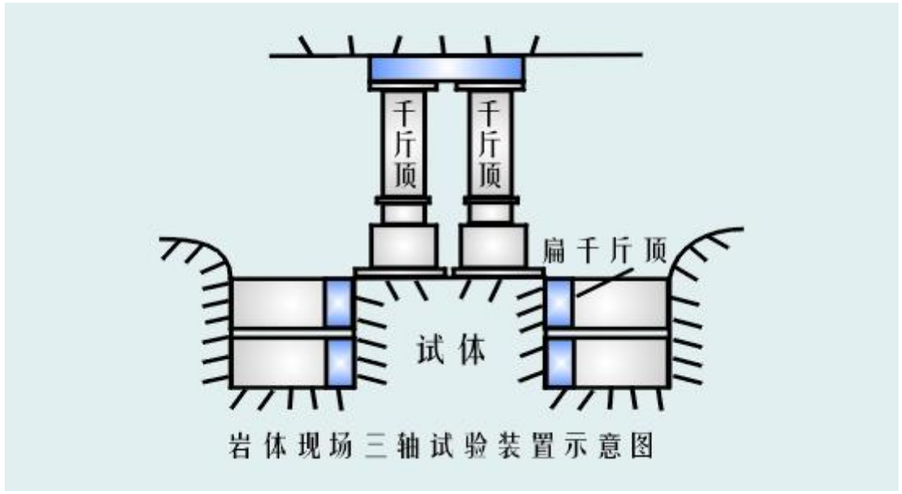


图 2.5.5

2.6.1 莫尔强度理论

岩石的应力、应变达到一定值时，岩石就发生破坏，用以表征岩石破坏条件的函数称为破坏判据或强度准则。强度准则的建立应反映岩石的破坏机理。所有这些确定岩石破坏的原因，过程及条件的理论，称强度理论。强度理论，不仅要能理解岩石破坏的原因、破坏的形态，而且要能确定岩石破坏时的应力状态或变形状态。莫尔库伦强度理论、格里菲斯强度理论及霍克-布朗强度理论，是在岩石力学界较有影响工程上常用的强度理论，本书将对这三种强度理论进行简要介绍，本节介绍莫尔库伦强度理论。

图 2.6.1

莫尔强度理论是莫尔在 1900 年提出的，并在目前岩土力学中用得最多的一种理论，该理论假设材料内某一点的破坏主要决定于它的大主应力和小主应力，即 σ_1 和 σ_3，而与中主应力无关。根据用土内的大小主应力比例求得的材料强度试验资料，例如：单轴试验、单轴拉伸强剪、各种不同大小主应力比的三轴压缩试验等，在 $\tau-\delta$ 的平面上，绘制出一系列的莫尔应力圆(如图 2.6.1)。每一莫尔应力圆都反映一种达到破坏极限(危险状态)的应力状态。这种应力圆称为极限应力圆，然后这一系列极限应力圆的包络线如图中所示。这条包络线叫莫尔包络线，这根包络线代表了材料的破坏条件或强度条件，在包络线上的所有点都反映了材料破坏时的剪应力 τ_f 与正应力 σ 之关系，即：

$$\tau_f = f(\sigma)$$

这就是莫尔理论破坏准则的普遍形式。

由此可知，对于材料的破坏与否，一方面与材料内的剪应力有关，同时与正应力也有很大的关系，因为正应力直接影响着抗剪强度的大小。

图 2.6.2

根据莫尔强度理论，在判断材料内某点处于复杂应力状态下是否破坏时，只要在 τ－σ 平面上作出该点的莫尔应力圆，如果所作应力圆在莫尔包络线以内(图 2.6.2 圆 1)，则通过该点任何面上的剪应力都是小于相应面上的抗剪强度 τf，说明该点没有破坏，处于弹性状态；如果所绘应力圆刚好与包络线相切如(图 2.6.2 圆 2)，则通过该点有一对平面上的剪应力刚好达到相应面上的抗剪强度，该点开始破坏，或者称之为处于极限平衡状态。最后，当所绘的应力圆与包络线相割如(图 2.6.2 圆 3)，则实质上它是不存在的，因为当应力达到这一状态之前，该点就沿着一对平面破坏了。

2.6.2 包络线形状的选择

关于岩石的包络线的形状，目前存在许多假定，有人假定为抛物线，也有人假定为双曲线或摆线。一般而言，对于软弱岩石，可以认为是抛物线，对于坚硬岩石可以认为是双曲线或摆线；大部分岩石工作者认为，当压力不大时(例如当 σ 的值小于 10MPa 时)，采用直线在实际应用上也够了。为了简化运算，岩石力学中大多数采用直线形的包络线，也就是说，岩石的强度条件可用库伦方程表示：(图 2.6.3)

图 2.6.3

$$\tau_f = C + \sigma tg\varphi$$

式中：
C---岩石的粘聚力(MPa)，强度线在竖轴上的截矩。
Φ---岩石的内摩擦角(°)，强度线与横轴的夹角。

这个方程式为库伦首先提出，后为莫尔采用新的理论加以解释，因而上述方程式通常称为莫尔-库伦强度准则，它是目前岩石力学中用得最多的强度理论。按照上述理论，列出莫尔-库伦强度准则如下：

$$\tau \geq \tau_f = C + \sigma tg\varphi$$

式中：

τ---岩石内任一平面上的剪应力，由应力分析求得。

有时为了分析和计算上的要求，常导得用大小主应力 σ1 和 σ3 来表示莫尔-库伦方程式或破坏准则。根据图 2.6.4 可导出下式：

$$\sigma_1 = \frac{2C\cos\varphi + \sigma_3(1+\sin\varphi)}{1-\sin\varphi}$$

上式中，若 σ3=0，可得岩石单轴抗压强度公式为：

$$\sigma_1 = R_c = \frac{2C\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$$

图 2.6.4

若 σ1=0，则可求得表现抗拉强度 Rt′

$$R_t' = \frac{2C\cos\varphi}{1+\sin\varphi}$$

它是强度线(直线)在 σ3 轴线上的截矩，不同于实测的抗拉强度，这是因为在负象限内的莫尔包络线是曲率较大的曲线，而 Rt′ 是按直线包络线算得的。

用主应力 σ1 和 σ3 表示莫尔-库伦破坏准则的另一有用公式也可通过图 2.6.3 的几何关系得到：

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2C\sqrt{N_\phi}$$

或 $\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + R_c$

式中可证明，岩石的单轴抗压强度

$$R_c = 2C\sqrt{N_\phi}$$

$$N_\phi = 1\Big/ tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

根据图 2.6.4 的几何关系(见图中 T 点)，可以证明，破坏面法线与大主应力方向间的夹角为：

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

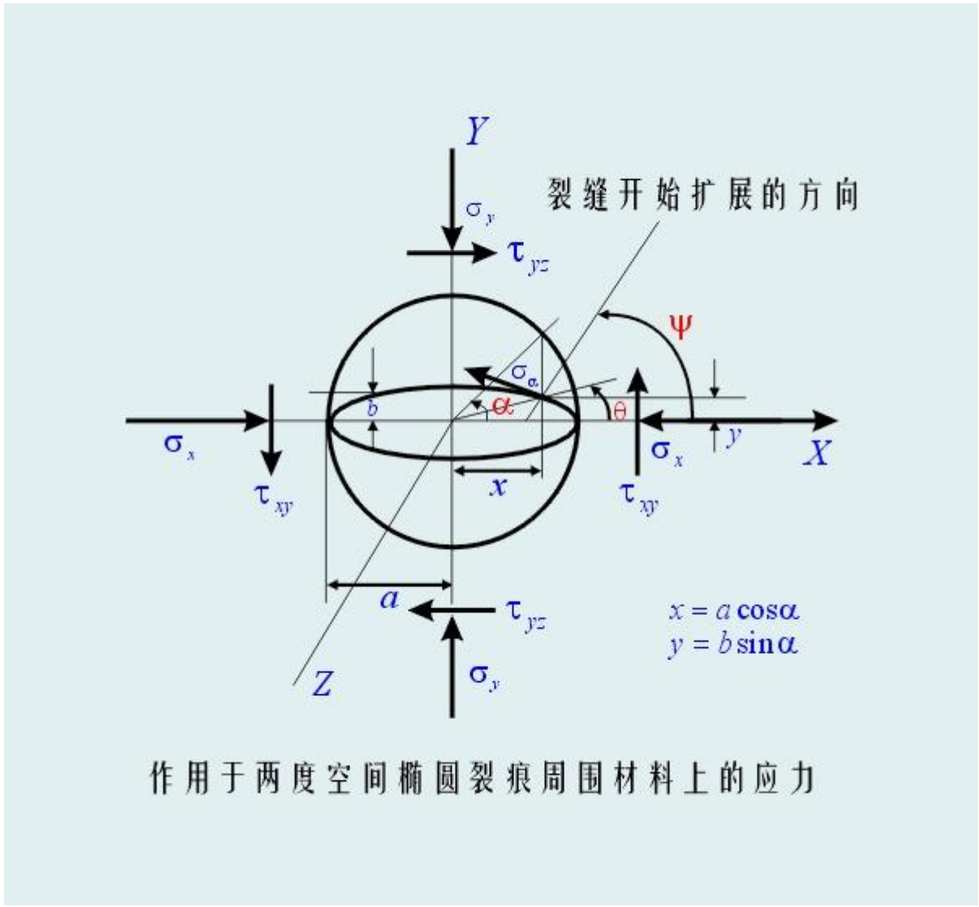
2.7.1 格里菲斯强度准则

格里菲斯针对脆性材料的破坏，提出了所谓格里菲斯强度理论，他认为具有细微裂隙的脆性材料与一般连续介质固体理论的破坏强度是有很大区别的。这种差异是起因于岩石等脆性材料内普遍存在细微裂痕。格氏认为具有细微裂痕的脆性材料在力场的作用下，裂痕周边将激起切向拉应力，一旦裂痕周边端部附近某处的切向拉应力高度集中到达材料的分子内聚强度值，则材料就将从该处开始沿一定的方向发生脆性破坏。这一理论首先被应用于玻璃，试验也证实了这一点，后来又被引用于岩石力学，用以阐明脆性岩石的破裂机制。

图 2.7.1

格里菲斯假定材料内部存在许多杂乱的细微裂痕，形状类似扁单状椭圆，其长短轴分别为 2a 和 2b，轴比(m=b/a)很小，且假定相邻裂痕之间不能互相影响，并忽略材料特性的局部变化，这样就可将椭圆裂隙作为半无限介质中的单孔情况来处理了。图 2.7.1 为裂隙的受力示意图，图 2.7.2 为椭圆裂痕周围材料的应力。

当裂隙处的极限应力达到岩石的抗拉强度时，岩石将处于破坏状态，因此根据弹性理论知识，可得到格里菲斯强度理论破坏准则如下：



作用于两度空间椭圆裂痕周围材料上的应力

图 2.7.2

(1)当 $\sigma_1+3\sigma_3\geqslant 0$ 时，

破裂准则：

$$(\sigma_1-\sigma_3)^2-8\sigma_t(\sigma_1+\sigma_3)=0$$

危险裂隙方位角 β 的计算公式：

$$\cos 2\beta=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2(\sigma_1+\sigma_3)}$$

图 2.7.3

(2)当 $\sigma_1+3\sigma_3\leqslant 0$ 时，

破裂准则：$\sigma_3 = -\sigma_t$

危险裂隙方位角 β 的计算

$$\sin 2\beta = 0$$

这个准则也可用应力 τ_{xy} 和 σ_y 来表示，即：

$$\tau_{xy}^2 = 4R_t(R_t + \sigma_y)$$

式中 Rt 表示岩石的抗拉强度，显然上述公式是 $\tau_{xy}-\sigma_y$ 平面内的一个抛物线方程式，如图 2.7.3 所示。

2.8.1 霍克-布朗强度理论

霍克-布朗发现，大多数岩石材料(完整的岩块)的三轴压缩试验破坏时的主应力之间可以用下列方程式来描述：

$$\frac{\sigma_1}{R_c} = \frac{\sigma_3}{R_c} + \left(m\frac{\sigma_3}{R_c} + S\right)^{\frac{1}{2}}$$

式中：

S,m---常数，取决于岩石的性质，在承受 σ_1 和 σ_3 以前,岩石扰动或损伤的程度。m 与岩石的性质有关，S 与岩石完整性有关。

Rc---完整岩块的单轴抗压强度(MPa)。

若式中 $\sigma_3=0$，可得岩石的单轴抗压强度：

$$R_{cm} = R_c\sqrt{S}$$

若式中 $\sigma_1=0$，可得岩石的单轴抗拉强度：

$$R_{tm} = \frac{1}{2}R_c\left[m - \sqrt{m^2 + 4S}\right]$$

这两个方程式定出了 S 的界限值，若 S=1，则 Rcm=Rc，即为完整岩块的值；若 S=0，则 Rcm=Rtm=0，这就是完全破损的岩石。因此，对于完整岩石和破损岩的中间阶段，S 值必定在 1 与 0 之间，对于 S=1 的情况，大理岩、石灰岩及泥岩的常数 m 从 5 到 7，粗粒岩浆岩的 m 从 23 到 28，霍克等对某些典型岩体求得的 m 和 S 值见表 2.8.1 和图 2.8.1。

表 2.8.1 m 和 S 值(按霍克和布朗的资料)

岩 石 的 质 量	岩体评分	白云岩 石灰岩 大理岩		泥 岩 粉砂岩 页岩、板岩		砂 岩 石英岩		安山岩 粗玄岩 流纹岩		辉长岩 片麻岩 花岗岩	
		m	S	m	S	m	S	m	S	m	S
完整岩石(实验室试样)	100	7	1	10	1	15	1	17	1	25	1
质量很好的岩体 紧密结合，未扰动岩石含 3m 左右间距的未风化节理	85	3.5	0.1	5	0.1	7.5	0.1	8.5	0.1	12.5	0.1
质量好的岩体 新鲜致密轻度风化的岩石 稍受扰动，含 1～3m 间距节理	65	0.7	0.004	1	0.004	1.5	0.004	1.7	0.004	2.5	0.004
质量一般的岩体 含几组间距 0.3～1.0m 的中等风化节理	44	0.14	10^{-4}	0.2	10^{-4}	0.3	10^{-4}	0.34	10^{-4}	0.5	10^{-4}
质量差的岩体 含间距 30～500mm 的 多风化节理，含断层泥清洁的废石堆	23	0.04	10^{-6}	0.05	10^{-6}	0.08	10^{-6}	0.09	10^{-6}	0.13	10^{-6}
质量很差的岩体 含间距小于 50mm 的许多严重风化节理，节理含有断层泥细颗粒的废石堆	3	0.007	0	0.01	0	0.015	0	0.017	0	0.025	0

图中直线 $\sigma_1=3.4\sigma_3$ 表示脆性破坏与延性破坏的分界线，在直线左侧的曲线属脆性破坏，右侧属延性破坏，可以看出，只有完整岩石和质量很好的岩石属脆性破坏。

3.1.1 概述

岩石的变形是指岩石在任何物理因素作用下形状和大小的变化。工程上最常研究的变形是由于荷载变化引起的。例如在岩石上建造大坝(相当于对基岩加载)或在岩石中开挖(相当于对岩石局部卸载)都会引起岩石

变形。岩石的变形对工程建筑物的安全影响很大，因为当岩石产生变形时，建筑物的应力可能增加。例如，当大坝建造在多种岩石组成的岩基上，这些岩石的变形性质不同，则由于基岩在荷载(坝体重力)作用下的不均匀变形可以使坝体内的剪应力和主拉应力增长，造成开裂错位等不良后果，如果岩基中岩石的变形性质已知并且在岩基内这些性质的变化也已确定，那么在工程设计时或在施工中可以采取相应措施防止不均匀变形。在许多工程建设中，在设计时都要用到关于岩石变形的知识，因此，研究岩石的变形特性是岩石力学的重要研究内容之一。

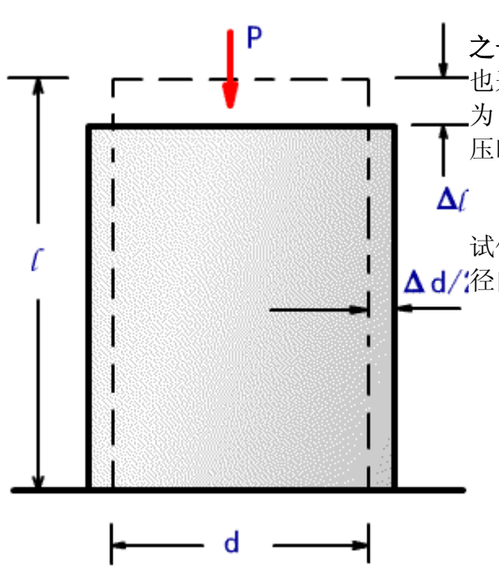
岩石的变形特性常用弹性模量 E 和泊松比 μ 两个常数来表示。如果把岩石当作弹性体，用 E、μ 来描述岩石的变形特性是足够的，因为根据弹性理论的知识，可以解决岩石力学的有关问题，但实际情况说明，仅仅用这些弹性常数来表征岩石的变形性质是不够的，因为许多岩石的变形是非弹性的，即荷载卸去后岩石变形并不能够完全恢复。特别是在现场条件下岩石有裂隙、破碎层理岩，粘土夹层等，大多数岩体不是完全弹性的，对于这类岩石为了表征岩石的总的变形，常用变形模量 E0 和侧胀系数 μ_0 。

岩石的变形指标及应力-应变的关系可在实验室内测定，也可在现场测定。

以下的内容将讨论岩石变形特性研究的有关问题。

3.2.1 单轴压缩试验

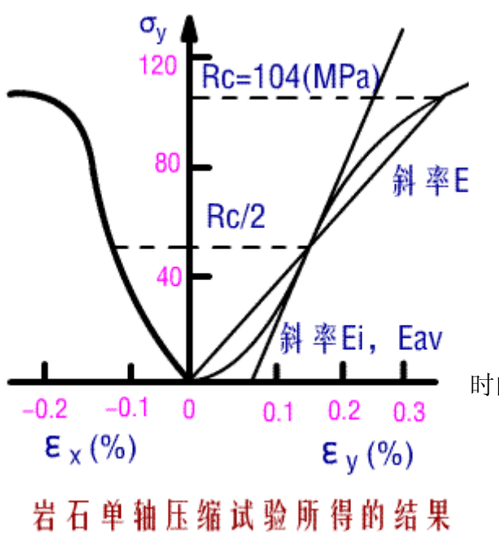
单轴压缩试验是研究岩石变形特性的最常用的试验方法之一。试验按有关“规程”进行。试样一般采用圆柱形(有时也采用方柱形)，根据“规程”要求，试样直径为 5cm，高度为 10cm，两端磨平磨光，在试件侧面粘贴电阻丝片，以便加压时观测试件变形。试验时用压力机对试件加压如图 3.2.1。



岩石单轴试验时的变形

试验过程中同时量测轴向压力、轴向变形和径向变形，设试件长度为 L，直径为 d，试件在荷载 P 作用下轴向缩短△L，径向膨胀△d，则：

图 3.2.1



岩石单轴压缩试验所得的结果

图 3.2.2

试件横截面积 $A=\frac{\pi d^2}{4}$

试件轴向应力 $\sigma=\frac{P}{A}$

试件轴向应变 $\varepsilon_y=\frac{\Delta l}{l}$

试件侧向应变 $\varepsilon_x=\frac{\Delta d}{d}$

假如岩石为弹性体且服从虎克定律，则该岩石试件在压缩时的弹性模量为：

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon}=\frac{P/A}{\Delta l/l}=\frac{Pl}{\Delta lA}=\frac{4Pl}{\pi\Delta ld^2}$$

同时可得试件的泊松比为：

$$\mu=\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}=\frac{\Delta dl}{d\Delta l}$$

试验过程中不同压力下可测得不同的 P、△L 及△d，这样试验测得的一系列值，可点绘成如图 3.2.2 的曲线，即 σ－εy 曲线及 σ－εx 关系曲线。从图可见，岩石的 σ－εy 关系为曲线关系，说明随着应力不同，E、μ 也不同。在实际应用上，常定义出下列几种弹性模量：

i)初始模量 Ei 它是 σ－εy 曲线在零荷载时的切线斜率。

ii)切线模量 Et 它是 σ－εy 曲线在某点处的(一般为抗压强度的 50%)切线斜率。图 3.2.2 中，Et=51.0GPa 。

iii)平均弹性模量 Eav 它是 σ－εy 曲线近乎直线段的平均斜率，图 3.2.2 中，Eav=51.0GPa 。

iv)割线弹性模量 Es 即图中原点与 σ－ε 曲线上某点的连线的斜率。在图 3.2.2 中，原点与抗压强度点连线，Es=32.1GPa。

相应于任何弹性模量的泊松比用下式计算：

$$\mu = \frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_y}$$

对于图中情况，相应于前面算得的 Et、Eav、Es 的泊松比分别大致为 0.29、0.31 和 0.40。

3.2.2 三轴压缩试验

三轴压缩实验也是研究岩石变形特性的试验方法之一。实验按有关“试验规程”，试件为圆柱形，直径为 5cm，高为直径的 2-3 倍。假设试验时加在试件上的轴向应力为 σ1，压力室作用于试件的侧向应力为 σ3，测得试件轴向应变为 ε1，则弹性模量 E 用下式计算：

$$E = \frac{\sigma_1 - 2\mu\sigma_3}{\varepsilon_1}$$

若测得侧向应变 ε3，则令：

$$\varepsilon_3 / \varepsilon_1 = M$$

可用下式计算泊松比：

$$\mu = \frac{M\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3(2M-1) - \sigma_1}$$

表 3.2.1 列出了某些岩石的 E 和 μ 值的参数值，利用该表，结合岩石的物理性质，凭借经验可以估算出任何岩石的弹性模量。

表 3.2.1 零荷载时岩石的弹性常数

岩 石	E(10 的四次方 MPa)	μ	岩 石	E(10 的四次方 MPa)	μ
花岗岩	2-6	0.25	砂 岩	0.5-8	0.25
细粒花岗岩	3-8	0.25	页 岩	1-3.5	0.30
正长岩	6-8	0.25	泥 岩	2-5	0.35
闪长岩	7-10	0.25	石灰岩	1-8	0.30
粗玄岩	8-11	0.25	白云岩	4-8.4	0.25
辉长岩	7-11	0.25	煤	1-2	0.30
玄武岩	8-10	0.25			

3.3.1 应力-应变曲线的几种类型

岩石的应力-应变曲线随着岩石的性质有各种不同类型。米勒(Miller)采用 28 种岩石进行大量的单轴压缩试验后，将岩石的应力-应变曲线分成 6 种类型,如图 3.3.1。

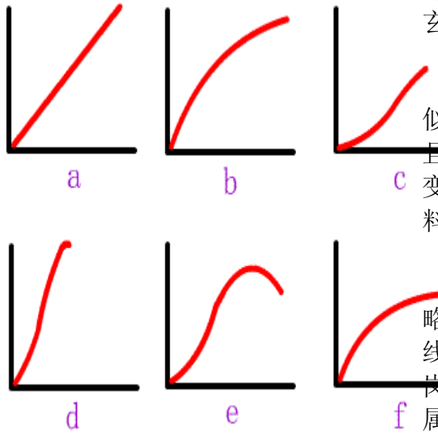


图 3.3.1

类型 I（如图 3.3.1a）：表示应力与应变关系是一直线或者近似直线，直到试样发生破坏为止，具有这种变形类型的岩石有玄武岩、石灰岩以及极坚固的石灰岩。这些材料具有弹性性质。

类型 II（如图 3.3.1b）：在应力较低时，应力-应变关系近似于直线。当应力增加到一定数值后，应力-应变曲线向下弯曲且随着应力逐渐增加，曲线也愈来愈平缓，直至破坏，具有这种变形性质的典型岩石有较弱的石灰岩、泥岩及凝灰岩等，这些材料具有弹-塑性性质。

类型 III（如图 3.3.1c）：在应力较低时，应力-应变曲线略向上弯曲，当应力增加到一定数值后，应力-应变曲线变为直线，直到试件破坏，具有这种变形性质的代表性岩石有砂岩、花岗岩、片理平行于压力方向的片岩以及某些辉绿岩等，这类岩石属于塑弹性性质。

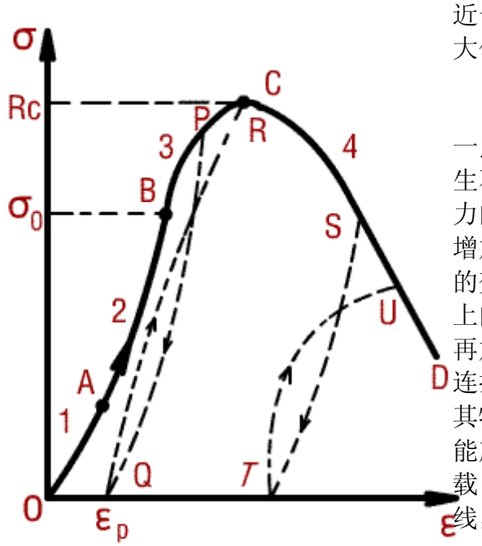
类型 IV（如图 3.3.1d）：压力较低时，曲线向上弯曲，当压力增加到一定值后，变形曲线就成为直线，最后，曲线又向下弯曲，曲线呈“S”形，具有这种变形类型的岩石大多数是变质岩，例如大理岩、片麻岩等，这种岩石具有塑-弹-塑性性质。

类型 V（如图 3.3.1e）：基本与 IV 相同，也呈“S”形，不过曲线的“直线”段斜率较为平缓，一般发生在压缩性较高的岩

石中，压力垂直于片理的片岩具有这种性质。

类型 VI（如图 3.3.1f）：这类曲线开始先有很小一段直线部分，然后有非弹性的曲线部分，并继续不断地蠕变。如岩盐及某些软岩具有这种变形特征，属于弹塑粘性质。

3.3.2 岩石应力-应变全过程曲线



岩石的完全的应力-应变曲线
1，2--弹性阶段曲线；
3--弹塑性阶段曲线；
4--脆性阶段曲线

图 3.3.2

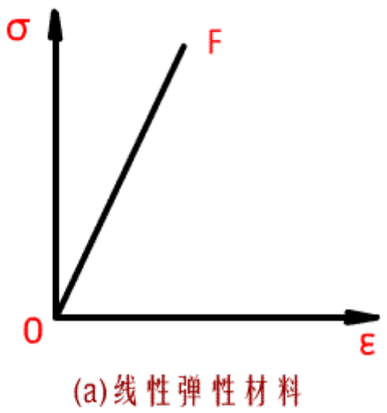
单轴压缩试验如果在刚性压力机上进行，可得到岩石的应力-应变全过程曲线，如图 3.3.2 所示。这种曲线一般可分为四个阶段：i)OA 段，该段内曲线稍微向上弯曲；ii)AB 段，接近于直线；iii)BC 段，曲线向下弯曲，直至 C 点应力达到最大值；iV)CD 段，曲线下降。

在 OA 和 AB 这两个区段内，岩石很接近于弹性，可能稍有一点滞回效应；但是在这两个区段内加载与卸载对于岩石不发生不可恢复的变形。第三区段 BC 起点 B 往往是在 C 点最大应力的 2/3 处，从 B 点开始，应力-应变曲线的斜率随着应力的增加而逐渐降低至零。在这一范围内，岩石就会发生不可恢复的变形。加载与卸载的每次循环都是不同的曲线。在图 3.3.2 上的卸载曲线 PQ 在零应力时还有残余变形 εp，如果岩石上再加荷载，则再加载曲线 QR 总是在 OABC 以下，但最终会与之连接起来。第四区段 CD，开始于应力-应变曲线上的峰值点 C，其特点是这一区段上曲线的斜率为负值。在这一区段内卸载可能产生很大的残余变形，图中 ST 表示卸载曲线，TU 表示再加载曲线。可以看出 TU 线在比 S 点低得多的应力下趋近于 CD 曲线，这一范围内的特点是岩石表现出脆性性质。

从图中所示破坏后的荷载循环 STU 来看，破坏后的岩石仍可能具有一定的刚度，从而也可能具有一定的承载能力。

以上分析了应力-应变全过程曲线的四个区段。研究表明，第一区段属于压密阶段，这是由于细微裂隙受压闭合造成的；第二区段 AB 相应于弹性工作阶段，应力与应变关系曲线为直线；第三阶段 BC 为材料的塑性性状阶段，主要是由于平行于荷载轴的方向开始强烈地形成新的细微裂隙，B 点是岩石从弹性转变为塑性的转折点，也就是所谓的屈服点，最后的 CD 为材料的破坏阶段，而 C 点纵坐标就是大家熟知的单向抗压强度 Rc。

3.4.1 加载-卸载时的应力应变关系



(a)线性弹性材料

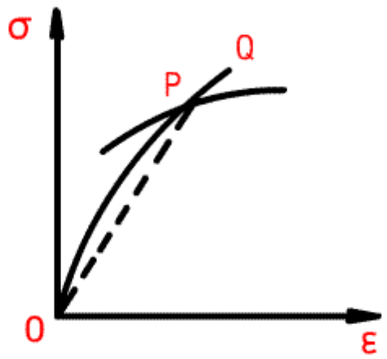
岩石的加载-卸载时的应力-应变关系如图 3.4.1(a)所示，对于一般新鲜完整的坚硬岩石，加载-卸载时的应力应变关系曲线为一条近似的直线。这种岩石的应力应变关系可用下式表示：

$$\sigma = E\varepsilon$$

如果岩石的应力-应变关系不是直线，而是曲线，但加载-卸载的应力与应变之间有着惟一的关系，即：

$$\sigma = f(\varepsilon)$$

则这种岩石称为完全弹性的(图 3.4.1(b))。



(b)完全弹性材料

切线模量用PQ的斜率表示

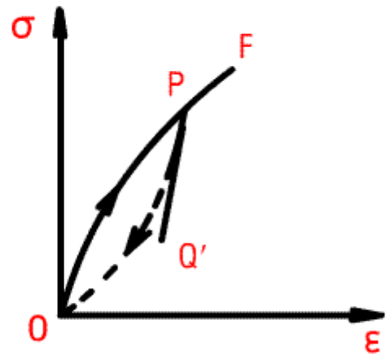
割线模量用OP的斜率表示

这种情况的岩石，当荷载逐渐施加到任何点 P，得加载时的应力应变曲线 OP，如果在 P 点将荷载逐渐卸去，在卸载曲线仍沿 OP 曲线的路线退到原点 O，亦即仍按上式相同的路线进行。由于应力应变是一曲线，所以这里没有惟一的模量，但对于相应于 P 点的任何的 σ 值，都有一个切线模量和割线模量，切线模量就是 P 点在曲线上的切线 PQ 的斜率：

$$E_{切} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

而割线模量就是割线 OP 的斜率，即：

$$E_{割} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$



(c)加、卸荷形成滞回环的弹性材料

另有一类岩石，如果逐渐加载至某点 P，然后再逐渐卸载至零后，则应变也退至零，但卸载曲线不是加载曲线 OP 的路线，如图 3.4.1(c)中虚线所示。这时产生了所谓的滞回效应，加载曲线形成滞回环。该曲线当荷载退到零时，其应变也退到零，这种岩石为弹性的。

对于图 3.4.1(d)的情况，如果逐渐加载某点 P，得加载曲线 OP，然后再逐渐卸载至零，不仅卸载曲线不是加载曲线的路线，而且应变也不恢复至零(原点)，见点 N。加载曲线与卸载曲线所组成的环称为塑性滞回环，这种岩石为弹塑性的，其变形一部分随荷载的卸去而恢复称为弹性变形，以 εe 表示(MN 段)，而另一部分在荷载卸去后仍然保持，这部分不可恢

图 3.4.1

复的变形称为塑性变形或残余变形或永久变形，以 ε p 表示。因此，对于弹塑性岩石在任一荷载下的变形，即有弹性变形，也有塑性变形，故总变形 ε = ε e+ ε p

则岩石的弹性模量为：

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon_e}$$

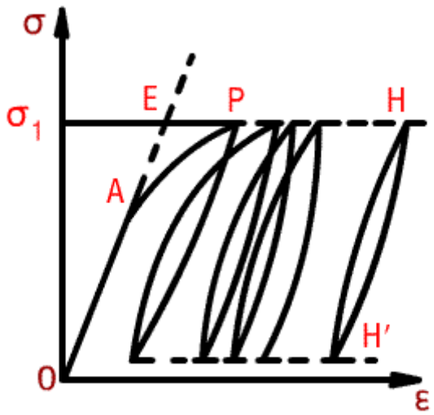
而这种情况下，岩石的变形模量为：

$$E_0=\frac{\sigma}{\varepsilon_p+\varepsilon_e}=\frac{\sigma}{\varepsilon}$$

式中：

ε ——总的变形， ε = ε e+ ε p

3.4.2 反复加卸载条件下的变形特性

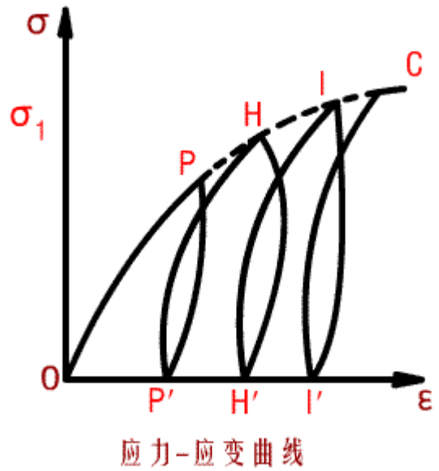


当循环加、卸载时的应力-应变曲线

图 3.4.2

对于非弹性岩石， 如果卸载点 P 超过屈服点，则卸载曲线不与加载曲线重合，形成塑性滞回环，根据经验，卸载的平均斜率一般与加载曲线直线段的斜率相同，或者和原点切线的斜率(初始弹性模量)相同。如果多次反复加载与卸载，且每次施加的最大荷载与第一次加载的最大荷载一样，则每次加、卸载曲线都形成一个塑性滞回换环，如图 3.4.2 所示。这些塑性滞回环随着加-卸载的次数增加而愈来愈狭窄，并且彼此愈来愈靠近，一直到某次循环没有塑性变形为止。

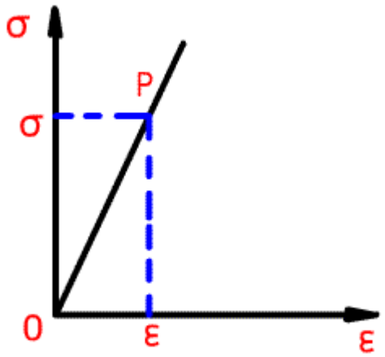
如果多次反复加卸载循环，每次施加的最大荷载比前一次循环的最大荷载为大，则可得图 3.4.3 所示的曲线，随着循环次数的增加，塑性滞回环的面积也有所扩大，卸载曲线的斜率（代表岩石的弹性模量）也逐次略有增加，这个现象称为强化。此外，每次卸载后再加载，在荷载超过上一次循环的最大荷载以后，变形曲线仍沿着原来的单调加载曲线上升(图中 OC 线)，好象不曾受到反复加卸载的影响似的。



应力-应变曲线

图 3.4.3

3.5.1 弹性模量 E



线弹性岩石弹模计算简图

图 3.5.1

弹性模量是指单轴受力时正应力 σ 与弹性正应变 εe 之比：

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon_e}$$

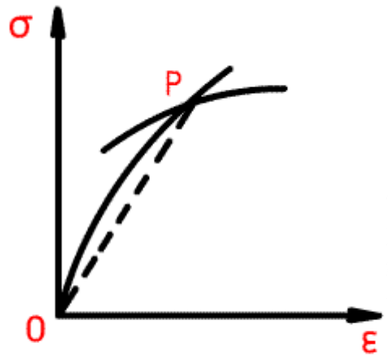
对于线弹性岩石，弹性模量用下式表示，如图 3.5.1 所示。

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon}$$

对于非线性弹性类岩石，因其加卸载时应力路径保持不变，其应力-应变关系可由下列单值函数表示：

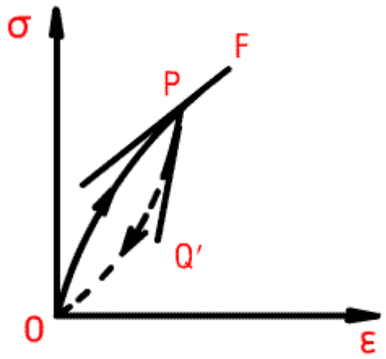
$$\sigma=f(\varepsilon)$$

由于 σ－ε 呈曲线关系(如图 3.5.2)，因此弹性模量是一个变量，曲线上任意点 P 的弹性模量值取决于该点的位置，且



非线性弹模计算简图

图 3.5.2



具有粘性的弹性岩石的弹模计算简图

图 3.5.3

该点的弹性模量有切线模量和割线模量之分：

$$E_{切}=\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \qquad E_{割}=\frac{\sigma}{\varepsilon}$$

对于具有弹性滞回环的岩石，虽然卸载完毕时，其应变能恢复到零，但由于其加、卸载时应力路径不相同，因而 P 点的加载模量与卸载模量不同(图 3.5.3)，加载模量取过 P 点加载线(实线)的切线斜率，而卸载模量则取过 P 点卸载线(虚线)的切线斜率(如图 3.5.2)。

对于弹塑性类岩石的弹性模量，按定义应取 σ－ε 曲线起始段直线的斜率(即切线模量)为准，但实验表明，直线段大致与卸载曲线的割线平行，所以弹塑性类岩石的弹性模量往往可取卸载曲线的斜率，即：

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon_e}$$

而工程实践中带取 σ－ε 曲线上的极限强度 50%所对应点的割线斜率，作为割线模量，即：

$$E_{割}=\frac{\sigma_{50}}{\varepsilon_{50}}$$

对于具有塑、弹性及塑、弹、塑性变形曲线的岩石，除了确定工程上实用的弹性模量外，为了较全面地反映岩石微裂隙发育的程度、风化程度以及纵向受压后微裂隙发生塑性闭合等塑、弹性程度，尚须确定初始模量(即应力-应变曲线坐标原点的切线模量)和塑性闭合段之后的直线段的正切模量。

3.5.2 变形模量 E0

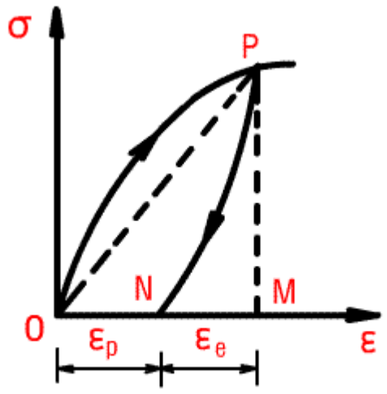


图 3.5.4

岩石的变形模量是以正应力 σ 与总应变 ε (为弹性应变 εe 与塑性应变 εp 之和)(见图 3.5.4)的比值表示的，即：

$$E_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\varepsilon_e + \varepsilon_p}$$

显然，对于线弹性类岩石，其变形模量与弹性模量是相同的。对于弹塑性岩石，其变形模量不是常数，它与荷载的大小有关。在应力-应变曲线上的任何点与坐标原点相连所 得的割线的斜率，表示该点所代表的应力的变形模量。

3.5.3 泊松比 μ

岩石的横向应变 εx 与纵向应变 εy 之比值称为泊松比，即：

$$\mu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y}$$

在岩石的弹性工作范围内，μ 一般为常数，但超越弹性范围以后，μ 随应力的增大而增大，直到 μ=0.5 为止。

表 3.5.1 为某些岩石的弹性模量 E 和泊松比 μ 的值。

表 3.5.1 岩石的弹性模量 E 和泊松比 μ 的值列举

岩 石 种 类	E(10 的 4 次方 MPa)	μ

闪长岩	10.1021～11.7565	0.26～0.37
细粒花岗岩	8.1201～8.2065	0.24～0.29
斜长花岗岩	6.1087～7.3984	0.19～0.22
斑状花岗岩	5.4938～5.7537	0.13～0.23
花岗闪长岩	5.5605～5.8302	0.20～0.23
石英砂岩	5.3105～5.8685	0.12～0.14
片麻花岗岩	5.0800～5.4164	0.16～0.18
正长岩	4.8387～5.3104	0.18～0.26
片岩	4.3298～7.0129	0.12～0.25
玄武岩	4.1366～9.6206	0.23～0.32
安山岩	3.8482～7.6965	0.21～0.32
绢云母页岩	3.3677	--
花岗岩	2.9823～6.1087	0.17～0.36
细砂岩	2.7900～4.7622	0.15～0.52
中砂岩	2.5782～4.0308	0.10～0.22
中灰岩	2.4056～3.8296	0.18～0.35
石英岩	1.7946～6.9374	0.12～0.27
板状页岩	1.7319～2.1163	--
粗砂岩	1.6642 4.0306	0.10～0.45
片麻岩	1.4043 5.5125	0.20～0.34
页岩	1.2503 4.1179	0.09～0.35
大理岩	0.9620 7.4827	0.06～0.35
炭质砂岩	0.5482 2.0781	0.08～0.25
泥灰岩	0.3658 0.7316	0.30～0.40
石膏	0.1157 0.7698	0.30

岩石的蠕变是指在应力不变的情况下岩石的变形(或应变)随时间而增长。以上讨论了荷载作用下岩石瞬时变形的情况。很多岩石变形还与时间有关，即在荷载不变的情况下随时间而增加。这种现象在工程岩体中是常遇到的。如洞室开挖后围岩变形，随时间而变化的收敛变形随时间而增加。我们把在应力 σ 不变的情况下岩石变形(应变)随时间而增加称为岩石的蠕变。

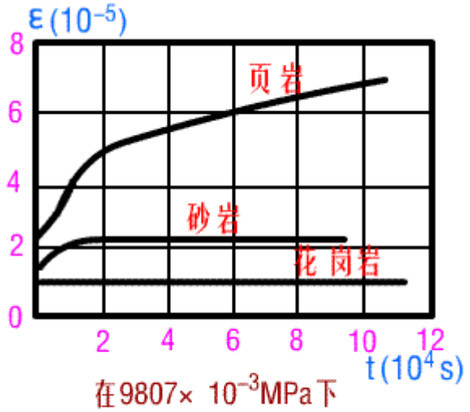


图 3.6.1

通过试验我们可得到岩石的蠕变曲线，即岩石变形ε-时间 t 关系曲线。如图 3.6.1 所示。这里表示了三种岩石的蠕变曲线，首先是花岗岩的蠕变曲线，蠕变变形甚小，荷载施加后在不长时间内变形就趋于稳定，这种蠕变可以忽略不计；其次是砂岩的蠕变曲线，在蠕变开始阶段，变形增长较快，以后趋于稳定。稳定后的变形量可能比初始量(在 t=0 时弹性变形) εe 增大 30%-40%，由于这种蠕变最终是稳定的，所以在多数情况下可能对工程不致造成危害。图中页岩的蠕变曲线，其蠕变变形达到一定值时，就会以某种常速增长直至岩石破坏。这种特性的岩石很多，特别是一些软岩。

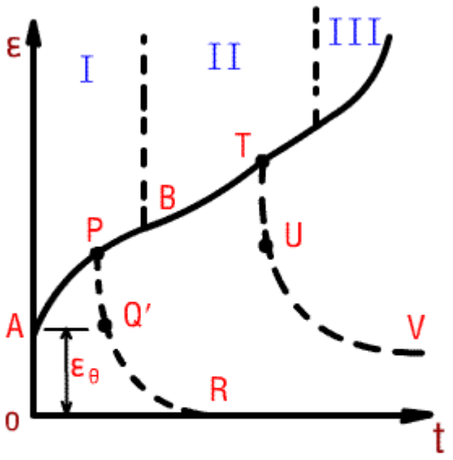
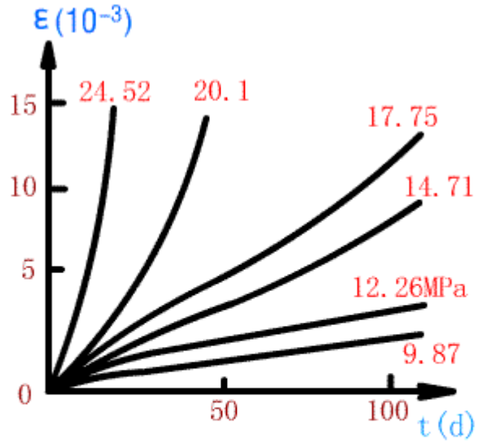


图 3.6.2

一般来说，岩石的蠕变曲线可以分为三个阶段，见图 3.6.2，在阶段 I 内，应变-时间曲线向下弯曲，在这个阶段内的蠕变叫做初期蠕变或暂时蠕变。这一阶段结束后就进入阶段 II(图 3.6.2 中 B 点开始)，在该阶段内，曲线具有近似不变的斜率，这一阶段的蠕变称为二次蠕变或稳定蠕变。最后，阶段 III 称为加速蠕变或第三期蠕变，这种蠕变导致试件迅速破坏。



雪花石膏在水中的蠕变，曲线上的数字表示以MPa计的单轴向压应力[格立特斯(Griggs)资料]

图 3.6.3

实际上，蠕变曲线的特征与试验时的荷载情况有关，如图 3.6.3 表示一种石膏的蠕变试验资料。它是有单轴试验所取得的，每一根蠕变试验代表一种应力，可以看出，蠕变与所加的应力的大小有很大关系，在低应力时，蠕变可以渐趋于稳定，材料不致破坏；在高应力时，蠕变加速引起破坏。应力愈大，蠕变速率愈大。这一现象也说明蠕变试验是比较困难的，因为如果所加的应力太小，则只产生微小的蠕变影响，如果应力太大，则加速蠕变和破坏随即发生，因此，蠕变试验时应力的选择是一件极重要而困难的事。

3.6.2 蠕变模型

为了描述岩石的蠕变特性，目前常采用简单的物理模型单元来模拟材料的某种形状，再将这些简单的模型单元进行不同的组合，求得岩石的不同蠕变的方程式，以模拟不同的岩石蠕变，常用的简单模拟单元有两种，**一种是弹性单元，另一种是粘性单元**(图 3.6.4 所示)。

图 3.6.4

弹性单元：这种模型单元是线弹性的，完全服从虎克定律，所以称为虎克体(或虎克物质)，对这种物质有：

$$\sigma = E\varepsilon$$

这里 E---弹性模量

粘性单元：也称为牛顿物质，这种模型单元服从牛顿粘性定律，它表示应力与应变速率成比例：

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon}$$

式中：

η---粘滞系数

$\dot{\varepsilon}$---应变速率

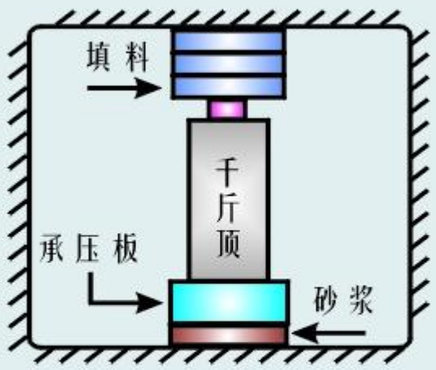
$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt}$$

3.7.1 承压板法

由于天然岩体中所具有的构造、裂缝、层理、充填物等较完整岩块试验中所具有的复杂，因此，岩体的变形特性也远比岩石小试件复杂得多。对于重要工程，如果特高坝基，高等级的水工隧洞，地下厂房等，最好根据岩体现场的变形特性测定的数据进行设计。现场变形试验也称原位变形试验，现场试验所算工程量大，时间长，费用高，因此，这种试验并不是所有工程都能采用的。

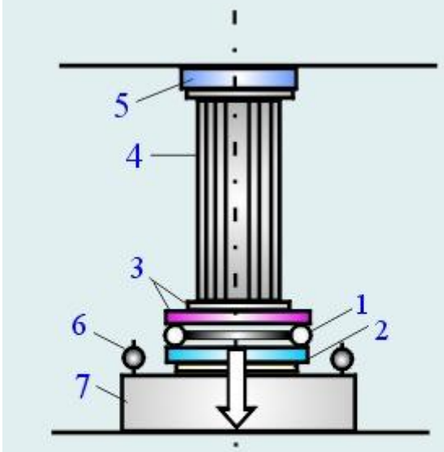
承压法是通过刚性或柔性承压板将荷载加在岩石上，测定其变形的一种试验方法。将岩体视为均匀，连续各向同性的半无限弹性体，用弹性体岩石受局部荷载的公式来计算岩体变形特性指标。

试验可以在平地上或平洞中进行，首先在已选择好的有代表性的地段上，清除爆破影响深度内的破碎岩石，并以砂浆把岩石平整，然后安装油压千斤顶，它可以是单个或数个立式千斤顶(如图 3.7.1)，也可以是如图 3.7.2 所示的扁千斤顶或图 3.7.3 所示试验装置。



平洞千斤顶试验

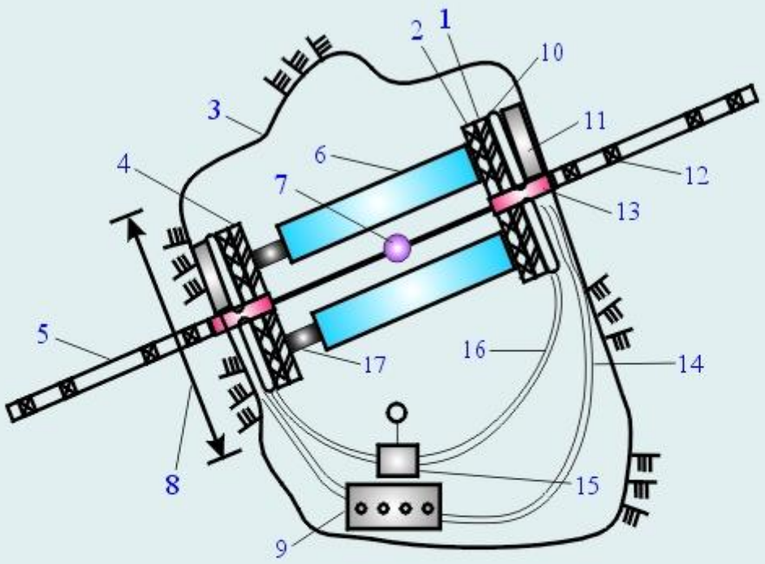
图 3.7.1



平板承压试验装置示意图

1-加压钢枕；2-侧力钢枕；3-传压钢板；
4-传力柱；5-顶板；6-千分表；7-垫板.

图 3.7.2



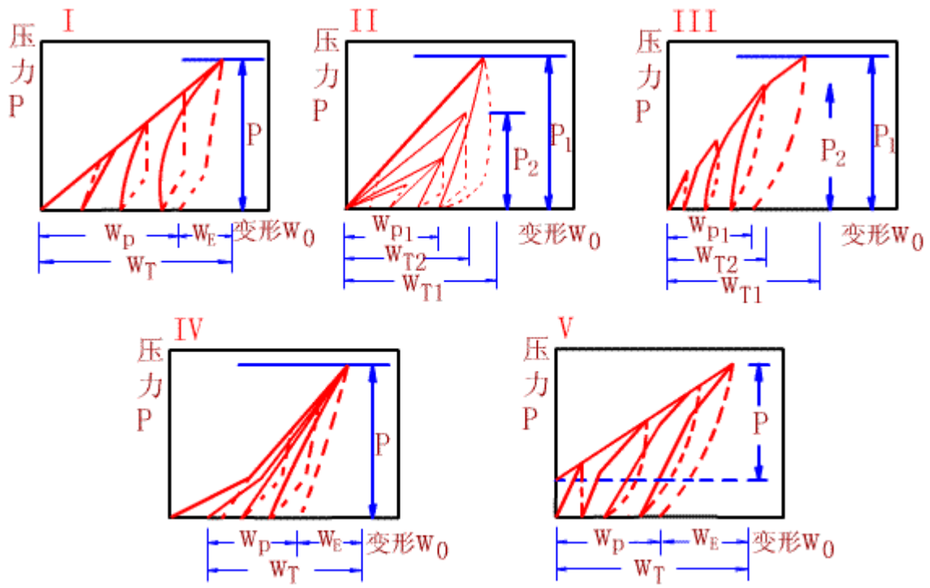
岩洞侧壁单轴向液压钢枕式承压板试验装置

1-木质压模板衬垫；2-顶板；3-隧洞岩石表面；4-底板；5-N× 76mm直径岩心钻孔；孔深约为6倍压枕直径；6-4根传力杆；7-隧洞径向测表；8-试件制备直径为平板液压枕直径的1.5～2倍；9-数据收集系统；10-直径为1m的液压枕；11-混凝土垫板；12-多点位移计的测量锚固；13-多点位移计传感器塞头；14-传感器导线；15-6.9MPa液压泵；16-液压软管；17-供放下或移动的4支螺旋

图 3.7.3

不论上述何种型式的承压板试验，均可利用试验所得资料绘出岩体的变形-时间、变形-压力和变形-深度关系曲线。

图 3.7.4 绘出了一些岩石变形-压力曲线。在这些曲线试验时采用了逐级一次循环加荷法。试验采用的承压板多半是刚性承压板，其尺寸大小是根据岩体中裂隙的间距和试验所选用的最大压力来确定的，通常采用的是 2000～2500cm^2。施加荷载的方法视岩体结构和工程实际使用的情况而定。当岩体比较完整时，采用分级加荷。每级荷载作一次加荷、卸荷过程，叫逐级一次循环，用以确定岩体在不同荷载条件下的变形特性；当岩体内部有断层、裂隙和软弱面夹层时，采用逐级多次循环加荷的方法，即在每一级荷载条件下，作多次加荷、卸荷过程，借以了解各种结构面的存在对岩体变形的影响。



岩体表面变形-压力曲线基本类型图

图 3.7.4

试验时，根据施加的单位压力 P 和实测的岩石变形 S，绘制 P-S 关系曲线见图 3.7.4，然后，按照所采用的承压板的刚度和形状，用下列弹性力学公式计算变形(弹性)模量：

$$E = \frac{pD(1-\mu)\omega}{S}$$

式中：E---岩体的变形(弹性)模量(MPa)

P---作用在岩面上的压力(MPa)

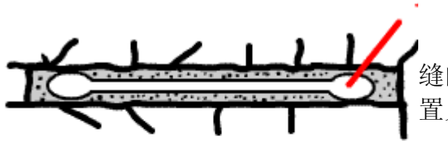
S---岩石的变形(或受荷面积的平均变形)(m)当用弹性变形 Se 代入式中时，得出弹性模量 E；当用总变形 S 代入时，得变形模量 E0；当用永久变形 Sp 代入时，得到永久变形模量 Ep。

D---承压板的尺寸。(圆形板为直径，方形板为边长)(m)

ω--与承压板刚度和形状有关的系数，刚性圆形板取 ω=0.79，方形板取 ω=0.88；柔性圆形板按板中心计算取 ω=1，按板边缘计算取 ω=2/π；柔性环形板按中心变形计算取 2 倍的内外径之差。

3.8.1 狭缝法(刻槽法)

狭缝法是根据椭圆孔受内水压力作用，产生应力与变形关系的原理建立起来的。试验时，通过埋置在狭缝中的钢枕(扁千斤顶)，对狭缝两侧的岩体施加压力，同时测量岩体变形，从而算出岩体的变形指标。



狭缝法试验装置图
1--千斤顶

图 3.8.1

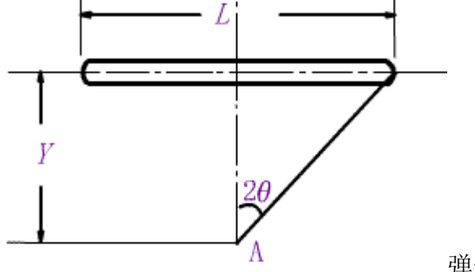
试验在选定的有代表性的试验点上开凿一条狭缝中进行，狭缝的方向与受力方向垂直，槽的大小视钢枕的尺寸而定。试验装置见图 3.8.1 所示。

根据试验结果，按下列不同情况计算变形(弹性)模量

1. 按绝对变形计算：

$$E=\frac{pL}{2u_AB}\left[(1-\mu)+\frac{2(1+\mu)B^2}{B^2+1}\right]$$

$$B=\frac{2y+\sqrt{4y^2+L^2}}{L}$$



L，Y的示意图

图 3.8.2

式中：

u_A---钢枕对称轴上，A 点(见图 3.8.2)处的绝对变形(m)。

E---当 u_A 为总变形时是变形模量，u_A 为弹性变形时，则为弹性模量(MPa)。

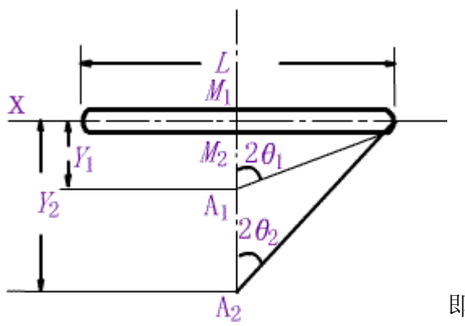
P---刻槽岩壁上的压力(MPa)。

L---狭缝长度(m)。

B---与狭缝长度和测点位置有关的数。

y---测量点至狭缝中心线距离(m)。

2. 按相对变形计算



θ，Y的示意图

图 3.8.3

$$E=\frac{pL}{2u_R}[(1-\mu)(tg\theta_1-tg\theta_2)+(1+\mu)(\sin 2\theta_1-\sin 2\theta_2)]$$

式中：

u_R---钢枕对称轴上，A1、A2 两点间的相对位移(m)。

θ i---如图 3.8.3 所示，与测点 Ai 的位置有关的角度(°)，即

$$\theta_i=\frac{1}{2}tg^{-1}(\frac{L}{2y_i})$$

其中 yi 为 Ai 点至狭缝中轴线的距离。

目前在试验工作中应用较多的是按相对变形计算。

狭缝法的设备简单轻便，挖槽施工对岩体的扰动较小，它能适应各种方向加压，所以也可以在软弱夹层或断层带中作试验。由于在测试技术和计算方法上还存在一些问题，如果采用的计算公式是半无限平面应力状态下椭圆孔孔周的变形公式，而实际上测量断面是试件范围的自由端岩石，加上受固定端约束的影响，该断面不属平面应力状态。因此，狭缝法比起承压板法来可靠性要差些。

3.9.1 环形加荷法

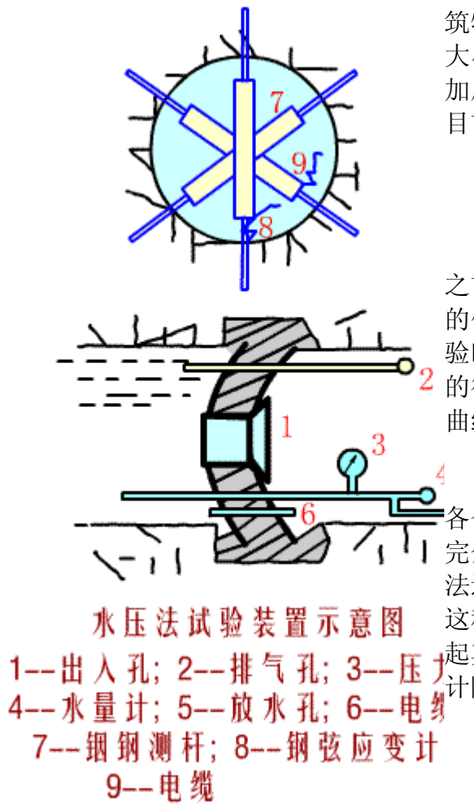


图 3.9.1

环形加荷法是一种适用于测定岩体处于压、拉两种应力状态下的变形特性的试验方法。为了进行这种试验，必需先选择与建筑物地质条件相近的，有代表性的地段，开凿一条试验洞，洞径大小一般是取 2～3m，洞长不小于 3 倍的洞径。然后对洞壁岩石加压，并测量洞壁变形。对洞壁加压，可以采用各种不同的方法，目前较常用的有水压法，径向千斤顶法和钻孔膨胀计法。

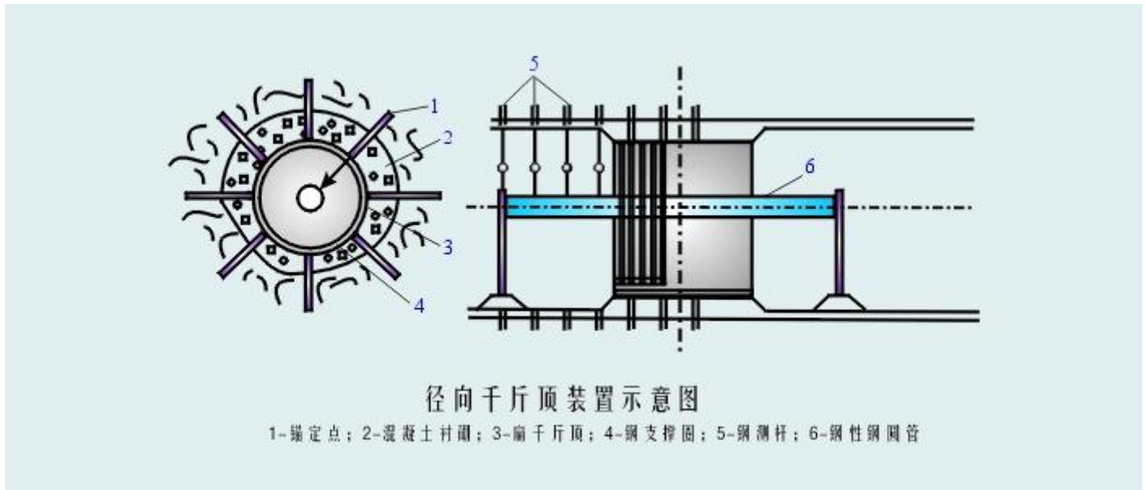
a、水压法：

水压法就是利用高压水对洞壁加压的一种方法。在试验进行之前，须要在试验洞内选定几个测量断面，并安装测量洞径变形的仪器(如钢弦测微计、电阻测微计等)，再封闭试验洞端。在试验时向洞中充灌高压水，对洞壁进行加压。与此同时，测定相应的径向变形值，根据实际测定的资料，可以绘出压力与变形关系曲线，水压试验装置如图 3.9.1 所示。

水压法的特点是岩石的受荷面积大，压力分布均匀，能测得各个方向上的变形。另外，它的受力条件与压力隧洞的受力条件完全一样，所以它是研究压力隧洞岩体变形的较好的方法。水压法还用来确定岩体的弹性抗力系数，为隧洞设计提供依据。不过这种试验方法在破碎岩石中或透水性大的地段不宜采用，而且比起其他方法来，费用大，时间长，所以一般只是在重要工程的设计阶段进行。

b、径向千斤顶法(奥地利法)：

这个方法的加压原理与水压法完全相同，唯其径向施压方式不是通过高压水来实现，而是通过埋置于混凝土和圆形钢、木支撑圈之间的 12～16 个扁千斤顶(液压钢枕)来进行的。图 3.9.2 所示即为隧洞施压断面处径向液压枕的放置情况，当液压枕向洞壁施加径向压力后，同样须要量测洞壁的径向变形量，并由此计算岩体的变形模量。



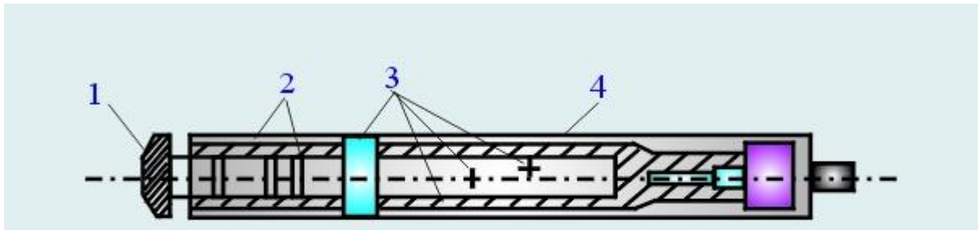
径向千斤顶装置示意图

1-锚定点；2-混凝土衬砌；3-扁千斤顶；4-钢支撑圆；5-钢测杆；6-钢性钢圆管

图 3.9.2

c、钻孔膨胀计法：

这种方法又叫钻孔变形计法。在进行试验时，先在岩体中打钻孔，并将孔壁修整光滑，然后将膨胀计(见图 3.9.4)放入孔内，其装置见图 3.9.3。膨胀计实质上是一种圆筒形千斤顶，用它对孔壁加压，并通过线性差动传感器测出孔壁的变形，从而计算岩体的变形模量。



钻孔膨胀计结构图

1-堵头；2-"O"形环；3-线性差动传感器；4-橡皮外套

图 3.9.3

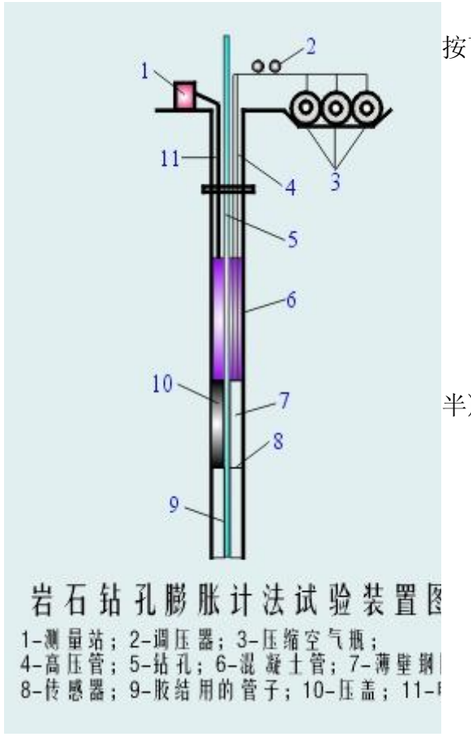


图 3.9.4

根据上述三种环形法试验结果，岩体的变形(弹性)模量均可按下式计算：

$$E=\frac{pr(1+\mu)}{y}$$

式中：

P---作用在围岩岩面上的压力(MPa)。

y---岩石的径向变形值(水压法可取直径伸长量的一半)(m)。

r---试验洞(或钻孔)的半径(m)。

μ——岩石的泊松比，常用假定值。

3.10.1 应力波(弹性波)

在实验室内和现场都可采用动力法来测定岩石的弹性常数。特别是在现场，由于动力法测定的速度快、成本低、适用范围广，且可大面积测试。因此，获得广泛的应用。

当现场岩石受振激发时，岩体内就产生了一种应力波，即弹性波。动力法现场测试工作主要包括激发、接收弹性波、记测弹性波的传播时间、振幅和波形。根据激发波采用的方法和产生波的频率不同，通常分超声波法、声波法和地震波法三种，超声波法主要用于现场比较大的岩块，声波法用于测试岩体表面，它的测试范围在 5～50m 之间，最优范围是 5～10m，地震波法的能量大、频率低，传播距离远，一般可以在大范围内测试。这些方法都是通过测定岩石内的弹性波速，然后用弹性力学公式计算。

设岩体为均质、各向同性以及弹性的，则按弹性力学的推导可得，弹性波在岩体介质中传播的纵波速度和横波速度可用下列两式表示：

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{(1-\mu_d)}{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\mu_d)}}$$

式中：

Vp、Vs---分别为弹性介质中的纵横波传播速度(m/s)。

Ed、μd---分别为岩体介质的动弹模量(MPa)，动泊松比。

ρ---岩体介质的密度。

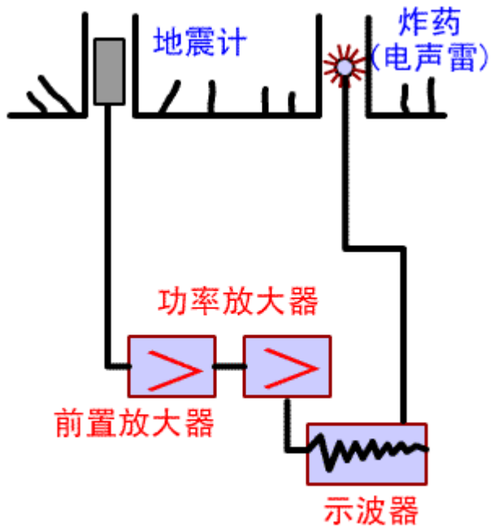
根据两式可得：

$$\mu_d = \frac{(V_p^2/V_s^2)-2}{2[(V_p^2/V_s^2)-1]}$$

$$E_d = 2(1+\mu_d)\rho V_s^2$$

$$E_d = \frac{(1-2\mu_d)(1+\mu_d)}{1-\mu_d}\rho V_p^2$$

3.10.2 弹性模量及泊松比测试



地震法测试原理图

图 3.10.1

在现场测试岩体弹性模量和泊松比时，在岩体上打两个孔，在一个钻孔内埋放炸药，在另一个孔内安放接受地震波的地震计，并把它接在接收仪器上，见图 3.10.1。炸药爆炸时产生的弹性波，通过地震计接收，由示波器显示并记录下来。由于地震计与震源(炸药埋设点)的距离 L 为已知，只要测定弹性波从震源传播到地震计的时间 t，就可直接计算出波速 Vp 和 Vs，然后再计算出 μd 和 Ed。事实表明，岩体中各种物理因素的改变，如岩性、密度、裂隙、弹性模量及岩体应力状态的改变，都能引起波速、振幅和频率的变化，一般情况是在岩性坚固、裂隙较少、风化微弱的岩体中，弹性波的振幅大。反之，在岩性软弱、裂隙较多，风化严重的岩石中，则弹性波的波速降低，被吸收或衰减严重、振幅小，岩体的生成年代和岩性对弹性波的传播速度影响也较大，如在生成年代较老的古生代和中生代岩层中，传播速度比较快，而在生成年代较新的、软弱的第三纪岩层中，传播速度就比较慢，当然岩质的不同要比岩类的不同对弹性波传播速度的影响更大，如新鲜坚硬的长石-石英砂岩没有裂隙时，传播速度为 5000 到 6000m/s，裂隙发育时，就减少到 2000～3000m/s，若岩石受到风化，传播速度更要降低。

岩体中破裂结构面的存在，不仅使传播速度变慢，而且还造成弹性波能量的迅速衰减。如果破裂宽度足够大时，弹性波就会被遮断而不能传播。因此，可以用完整岩块的波速和天然岩体的波速加以比较，来确定岩体的完整程度。

用动力法求得的弹性模量一般比用静力法测定的静弹性模量大，塞寿朗特(Sutherland)对两种方法在弹性模量 E、剪切模量 G 以及泊松比 μ 的差别进行了比较研究。见表 3.10.1。

表 3.10.1 动弹性模量与静弹性模量的比较(根据塞寿朗特的实验)

岩 石	Ed(GPa)	E(GPa)	μd	μ	Gd(GPa)	G(GPa)
石英岩	89	68	0.083	0.17	41	30
砾岩	79	72	0.024	0.13	39	32
砾岩	72	75	0.022	0.22	35	31
片岩	89	69	0.180	0.27	38	27

具有硫化物夹层的石英碳酸盐	114	86	0.146	0.16	50	37
石英-绢云母-碳酸盐	92	96	0.098	0.33	42	36
砾岩	88	76	0.156	0.19	38	32
砂岩	27	26	0.133	0.28	12	10

E 是根据 σ－ε 曲线的零荷载点的切线斜率求出的， μ 是用直接测定的方法求得的；G 是用公式 G=E/2(1+μ)算得的，而 Ed、Gd 是用共振法求出的， μd 是根据 Ed/2Gd-1公式而得的。

4.1.1 软弱面的地质成因类型

图 4.1

岩石中的软弱面是指把岩体切割成块体，具有强度低和易变形特性的各种地质界面。如裂隙、层面、断裂等的统称，见图 4.1.1 所示。图中第一幅图为裂隙的形成，第二幅为层面错动，第三幅为断裂引起的变化。

4.1.2 软弱面的力学成因类型

这里所说的软弱面是指岩体中的破裂面而言。所谓软弱面应力的不同，所划分的破裂面的类型。根据野外观察到的事实理论的分析，认为岩体的破坏只有剪切破坏和拉断破坏两种类型两大类别。

a、张性破裂面

这类破裂面是由张力形成的，在破坏过程中，破坏面两侧面，一般张开度大，连续性差，形态多不规则，多呈折线或锯变化大，且易被岩脉、矿脉充填，有时并有岩浆沿之入侵。抗切强度高等特征。

b、剪性破裂面

这类破裂面是由剪应力而形成的，破裂面两侧岩体沿破裂擦痕、共轭性、规律的位移方向以及断面比较光滑，是剪性破依据。

不同类型的软弱面，具有不同的工程地质特征。这些不同特性的形成，主要与其他地质成因以及力学成因的不同有关。

按照地质成因的不同，可将软弱面划分为以下三种类型：

a. 原生软弱面。

这类软弱面是在岩体形成过程中形成的，如岩浆岩的流动构造面、冷缩形成的原生裂隙面、侵入体与围岩的接触面；沉积岩体内的层理面、不整合面；变质岩体内的片理面，以及片麻构造面等。在原生软弱面中，除了原生裂隙，以及由于受构造运动和风化作用的影响，已经脱开的软弱面外，多具有一定的连结力和较高的强度。

b. 构造软弱面。

这类软弱面是在岩体形成后的构造运动过程中，产生的

各种破裂面，如断裂面、层间错动面构造作用形成的软弱夹层，以及构造裂隙面等。这类软弱面除了已经胶合者以外，绝大部分都是脱开的。规模较大的，多充填有厚度不等、类型和连续程度不同的充填物，其中大部分已经泥化，或者已经变成了软弱夹层。因此，就一般情况而言，除了部分构造裂隙以外，大部分构造软弱面的特性都很坏，强度多接近于岩体的剩余强度，往往导致工程岩体发生滑动破坏。

c. 次生软弱面。

这类软弱面是岩体在外力作用下产生的，如风化裂隙面、卸荷裂隙面等。风化裂隙面发育深度不大，方向紊乱，连续性很低。但可降低岩体的强度和变形模量。卸荷裂隙是由于卸荷作用引起岩体在垂直于卸荷自由面方向发生伸长而形成。卸荷裂隙面基本上平行于岩体卸荷自由面。一般来说，次生软弱面主要影响地面附近岩体的稳定性。

4.2.1 软弱面的影响

在实际工程中遇到均质岩体的情况不多，大多数情况岩体存在规模不同，状态各异的软弱面，由这些软弱面决定着工程岩体的稳定性。这些软弱面各种各样，有的大到断层，有的小到如裂隙和细微裂隙，这些软弱面有的是单独出现或多条出现，有的是成组出现、有的有规律、有的无规律。

我们把成组出现的有规律的裂隙称为节理，其相应岩体称为节理岩体。岩石软弱面对岩体物理力学特性如岩体强度、变形性、渗透性，力学上的连续性及岩体应力分布等都有显著影响。因此，在很多情况下，软弱面是岩体力学问题的一个主要控制因素。从本质上说，软弱面使岩体变得更加软弱，更易于变形而且表现为高度的各向异性。即使岩石本身的刚性很大，但由于在荷载作用下节理挤紧了，节理岩体上的基础仍然会出现较大的沉陷，如图 4.2.1 所示。

图 4.2.1

坐落在不连续岩体上的坝(图 4.2.2)，可能使岩体沿着一个或几个软弱面发生滑动。一些大坝的失事是由于这一机理造成的(如马尔帕赛坝)。由于岩块在单一的或复合的软弱面上移动，可能造成塌坡。例如图 4.2.3 中的岩坡，当开挖深入到虚线位置时，很可能引起破坏。

图 4.2.2

图 4.2.3

图 4.2.4 表示由于有交错节理的存在，岩块可能从隧洞顶部塌落的情况。就更大的规模来说，由于各个平面软弱面的不利交会，整个洞室都可能塌落，除了岩块沿平面作刚性运动的情况外，节理岩体的另一种状态则是在应力作用下岩块的弯曲，薄层状岩体中的洞顶，弯曲开裂和岩石塌落都可能随着挠曲而发生。

图 4.2.4

图 4.2.5

与此类似，图 4.2.5 所示的岩石块坡，就是由于陡倾角节理和接触面的存在形成倾斜的“悬臂梁”而产生弯曲和开裂的。

综上所述，足以说明岩体软弱面对工程的重要影响，因此在很多情况下，软弱面是岩体力学问题的一个控制因素。

4.3.1 平直光滑无充填结构面

图 4.3.1

在法向应力较低的条件下剪切时，其剪应力---剪位移曲线如 图 4.3.1 所示，剪应力随剪位移增长至最大值后， 保持常量不变， 剪切峰值强度等于残余强度。 而且， 在剪切过程中，垂直位移大体上大于零，不发生压缩或剪胀。平直光滑结构面的抗剪强度可以

用下式计算：

$$\tau_f = \sigma tg\varphi_i$$

式中：
σ ---结构面上之法向压力。

Φ j---结构面的摩擦角。

其 τ-σ 曲线如图 4.3.2 所示，这里的粘聚力 Cj=0。

图 4.3.2

4.3.2 结构面粗糙度对强度的影响

实际上绝大多数结构面既不光滑也不是平面，它是凹凸起伏的，也就是相当粗糙的，在剪力作用下滑动时，并不是处处平行于作用剪力的方向，因此，结构面凹凸起伏的程度或粗糙度必然影响到结构面的强度。

如果结构面如图 4.3.3 所示与剪应力方向有一夹角 i，则结构面发生滑动时，其上的剪力T^*与法向力P^*之间的关系为：

图 4.3.3

图 4.3.4

$$\frac{T^*}{P^*} = tg\varphi_j$$

将 T 和 P 在结构面方向内分解，得到：

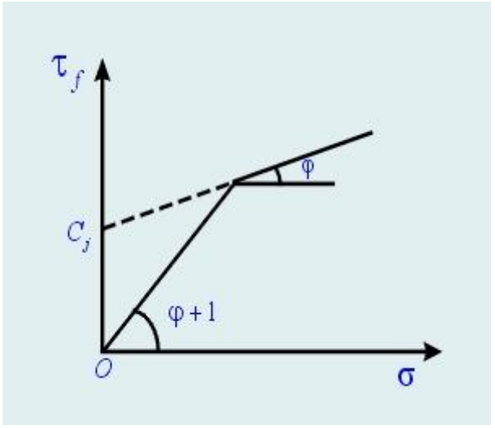


图 4.3.5

$$T^* = T\cos i + P\sin i$$

$$P^* = P\cos i + T\sin i$$

将上两式代入剪力与法向力的关系公式，得到滑动条件为：

$$\frac{T}{P} = tg(\varphi_i + i)$$

称 Φj+i 为倾斜结构面的表现摩擦角，帕顿(Patton)把这个模型推广到锯齿状的结构面，如图 4.3.4 所示。它通过一系列模型试验，得到如图 4.3.5 所示的双线型抗剪强度包络线。具体应用时，结构面的抗剪强度可写为：

当正应力低时：

$$\tau_f = \sigma tg(\varphi_i + i)$$

当正应力高时：

$$\tau_f = C_j + \sigma tg\varphi$$

式中：

i---称为粗糙角。

Φj---分别为结构面的内摩擦角和粘结力。

Φ---岩石的内摩擦角。

巴顿(Barton)通过试验和观察，提出了另一种预值节理抗剪强度的计算方法：

$$\tau_f = \sigma tg(\varphi_j + JRC \lg \frac{R_{cj}}{\sigma})$$

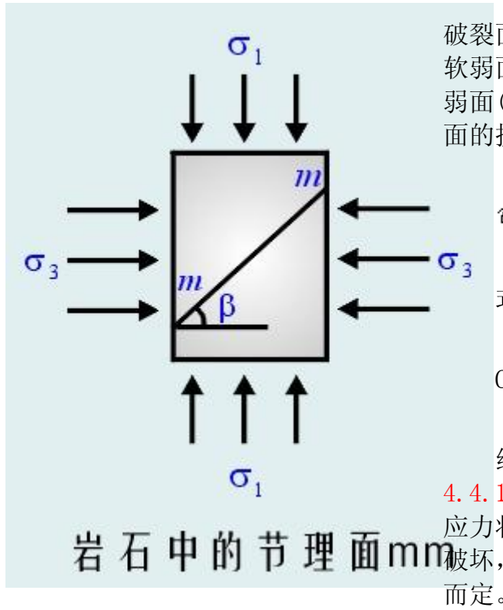
式中：

JRC---节理糙度系数，对粗糙起伏(张节理、粗糙页理、粗糙层理)为 20；对光滑起伏(光滑页理、非平面型页理、起伏的页理)为 10；对光滑且近于平面的结构面(平面型剪切节理、平面型页理、平面行层理)为 5。

Rcj---靠近结构面岩石的单轴抗压强度。

4.4.1 节理面稳定性

图 4.4.1



在均质岩体内岩体破坏面与主应力面总是成一定的关系。当剪切时破裂面总是与大主应力面成 α=45°+Φ/2 角。当拉断时，破裂面就是主应力面，可是当有软弱结构面时，情况就不同了，剪切破坏时，破裂面可能是 45°+Φ/2 的面，但绝大多数情况下破裂面就是软弱结构面，在这时，破裂面与主应力面的夹角就是软弱面与主应力面的夹角。如果用莫尔-库伦强度条件来判定软弱面(节理面)上的稳定情况，当软弱面上的剪切力 τ 达到结构面的抗剪强度 τf 时，结构面处于极限平衡状态：

$$\tau = \tau_f = C_j + \sigma tg\varphi_j$$

式中，σ---结构面上的正应力(MPa)。

Cj，Φj---分别为结构面上的凝聚力和内摩擦角。

结构面的抗剪强度一般总是低于岩石的抗剪强度，如图 4.4.1 所示(直线 2 低于直线 1)。但应注意，当岩体内代表某点应力状态的应力圆与节理面强度线相切或甚至相割时，岩体是否破坏，还要看应力圆上代表该节理面上应力的点在哪一段圆周上而定。为了清楚起见，设岩体内有一节理面 mm，其倾角为 β(亦即节理面法线与大主应力成 β 角)，可参见图 4.4.2。根据该处

图 4.4.2

岩体的应力状态 σ1 和 σ3 可以绘制一应力圆，如图 4.4.1 中的 O1 圆所示。从该圆的 m1 点(应力圆与横轴交点)作 mm 的平行线交圆周于 A 点，则 A 点就代表节理面上的应力。由于 A 点在节理面强度线的上方，说明节理面上的剪应力已大于节理面的抗剪强度，即 τ＞τf，节理面是早已滑动了。如果根据 σ1 和 σ3 绘出的莫尔应力圆为 O2 圆，从该圆的点 m2 作 mm 的平行线交圆周于 B 点，那么 B 点就代表节理面上的应力，由于 B 点在节理面强度线的下方，所以说明节理面上的剪应力小于节理面的抗剪强度，即 τ＜τf，尽管莫尔应力圆 2 与节理面强度线相割，节理面却还是稳定的。如果代表节理面应力的点刚好落在 B′ 点，那么节理面上就处于极限平衡状态，利用这种图解方法，很容易判断结构面的稳定性。

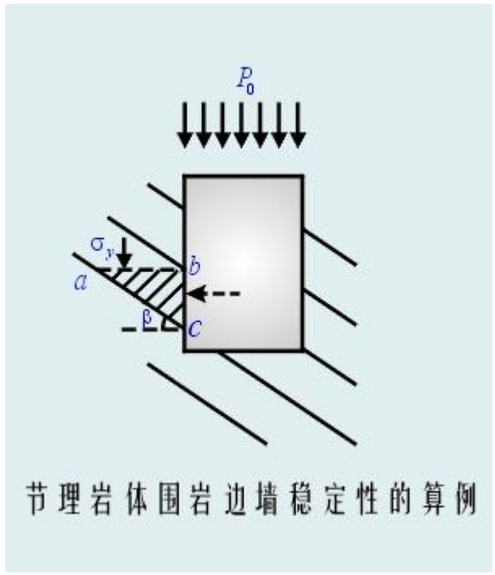
对于图 4.4.2 所示节理岩体，下面我们再列出判断节理面稳定与否的具体判别式：

$$\sigma_1 \cos\beta \sin(\varphi_j - \beta) + \sigma_3 \sin\beta \cos(\varphi_j - \beta) + C_j \cos\varphi_j \geq 0$$

判断节理面稳定情况的判别式(式中等号表示极限平衡状态)

如果上式左边计算结果小于零，则节理面处于不稳定状态。

4.4.2 边墙的稳定性



节理岩体围岩边墙稳定性的算例

图 4.4.3

节理岩体内的地下洞室边墙的稳定性，如图 4.4.3 所示，假定在层状(节理)节体中开挖一个隧洞，岩体结构面倾角为 β，现考虑边墙处岩体的稳定情况，从图中可知，开挖后洞壁上的水平应力 σx=σ3=0，竖向应力 σy=σ1，因此可得：

$$\sigma_y \cos\beta \sin(\varphi_j - \beta) + C_j \cos\varphi_j \geq 0$$

对于边墙岩体稳定性，可分为以下几种情况讨论：

1) β＜Φj 的情况，此时 sin(Φj-β)>0，因此，左边两项均为正值，该不等式成立，这说明边墙岩块 abc 处于平衡状态。

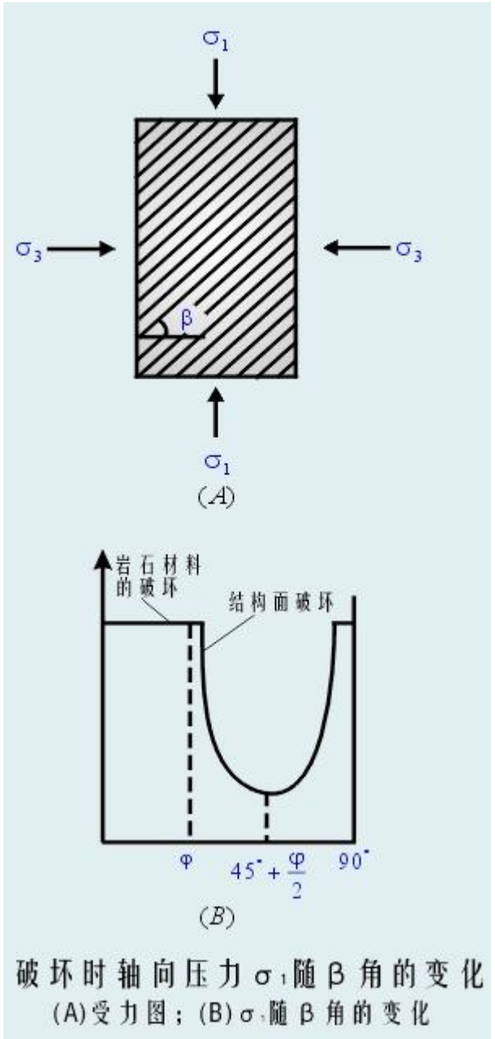
2) β=Φj 的情况，上式显然成立，因此岩块处于平衡状态。

3) β＞Φj 的情况，此时 sin(Φj-β)<0，因而左边第一项为负值，但第二项却为正值。因此，这时上式能否成立视具体的两项取值结果而定。

4) β=45°+Φj/2 的情况，即节理的倾角与一般均质岩体中所产生的破裂面方向相同时，这时 β=45°+Φj/2 代入上式并整理后，可得：

$$\sigma_y \leq \frac{2C_j \cos\varphi_j}{1-\sin\varphi_j}$$

4.5.1 软弱结构面方位对岩体强度的影响



破坏时轴向压力σ1随β角的变化
(A)受力图；(B)σ1随β角的变化

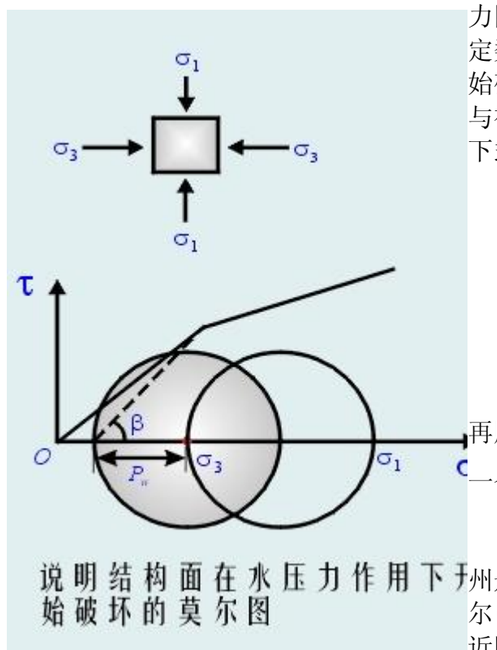
图 4.5.1

当结构面处于某种方位时(用倾角 β 表示)，在某些应力条件下，破坏不沿软弱结构面发生，而在岩石材料内发生，这是在试验中或实际工程中都可见到的情况。在理论上，也可证明结构面方位对强度的影响。为此，经过必要的三角运算后可得结构面破坏准则(极限平衡)的另一种形式表示的公式为：

$$\sigma_1-\sigma_3=\frac{2C_j+2\sigma_3 tg\varphi_j}{(1-tg\varphi_j ctg\beta)\sin 2\beta}$$

上式中，Cj， Φj 为常数，若 σ3 固定不变，则 σ1-σ3(或者说 σ1)随着 β 而变化，所以上式可以看作是当 σ3 固定时造成破坏的应力差 σ1-σ3 随 β 而变化的方程式，图 4.5.1 绘出了当 σ3 不变时， σ1 随结构面倾角 β 的变化。说明了岩石强度的各向异性。可以证明，当软弱面倾角 β=45°+Φj/2 时，岩体强度为最低。

4.6.1 结构面内水压力的影响



说明结构面在水压力作用下开始破坏的莫尔图

如果结构面内有水压力，那么由于这种水压力使有效正应力降低，结构面强度也相应降低。当结构面内的水压力达到一定数值时，结构面的有效正应力也降低到一定程度使结构面开始破坏，见图 4.6.1。引起软弱结构面失稳所需要的水压力既与初始应力状态 σ1，σ3 有关，也与结构面方位角有关，可用下式予于计算：

$$p_w = \frac{C_j}{tg\varphi_j} + \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)(\cos^2\beta - \frac{\sin\beta\cos\beta}{tg\varphi_j})$$

计算时，可以先用 Cj=0，Φj=Φ+i 代入上式求得一个 Pw，再用 Cj≠0 和 Φj=Φ 代入上式计算另一个 Pw，从中取较小的一个 Pw 即为所求。

利用有效应力原理导得的上式，可用来解释美国科罗拉多州丹佛(Denver)的一个废料处理埋深井和科罗拉多西部兰奇里尔(Rangely)油田注水引起地震原因。还可用这一原理去探讨靠近断层修建水库而诱发地震的可能性，这时，只要知道地壳的初始应力状态和断层的抗剪强度特性。

图 4.6.1

5.1.1 天然应力的概念

图 5.1.1

在天然状态下,岩体内部存在的应力，称为岩体天然应力或岩体初始应力，有时也称为地应力。人类进行工程建设将引起一定范围内岩体初始应力的改变，工程建设扰动后的岩体应力称为垂直分布应力或二次应力。

图 5.1.2

影响岩体天然应力大小和分布规律的因素很多，主要有岩体自重、地质构造运动等，自重引起的岩体应力称为自重应力；由于岩体构造作用引起的应力称为岩体构造应力。此外，成岩过程中的物理化学变化、地形地貌、地温梯度岩体特性的等均对岩体天然应力有

不同程度的影响。

例如，河谷两岸上的应力状态，其大主应力方向的取向与岩坡接近于平行，而小主应力则为岩坡的法线方向，在河谷底部，由于岩体呈挤压状态，往往出现高的水平集中区，见图 5.1.1 所示；再如，在图 5.1.2 所示，软、硬面且具背、向斜褶皱的地层的应力状况，沿着 AA′ 线的应力，在向斜层下方可能比 γz 还大 60%，到背斜层下方则变为零。

若沿 BB′ 线挖掘一个隧洞，将会从软弱的页岩中的应力相对较低的岩体进入到向斜层的槽底，而达到坚硬砂岩的高应力的岩体中。岩体中的初始应力分布是极其复杂的，许多岩石力学工作者对于初始应力的现场测量理论研究都作了大量工作，对于 3000m 以内的地壳岩体，对初始应力变化规律取得一定的认识。

一般情况下，地应力场是一个三向不等压的空间应力场，其中主应力大小和方向是随空间与时间的变化而变化的。

5.2.1 垂直(应力)与水平地应力的特征

分析世界主要地区大量的地应力实测资料表明，在深度为 25-2700m 深度范围内，垂直地应力 σv 基本等于上覆岩层重量即 σv=γH。表 5.2.1，表 5.2.2，表 5.2.3。岩体中水平应力的分布和变化规律，是一个比较复杂的问题，根据已有的实测资料来看，岩体中的水平应力，主要受所研究地区现代构造应力场的控制，同时，还受到岩体自重、侵蚀所导致的天然卸荷的作用，现代断裂运动的应力释放和应力调整作用，以及岩体的力学特性等因素的影响。

表 5.2.1 根据矿山坑道测量取得的苏联各地区岩体应力测定（据 M.B 格佐夫斯基）

测量地点	岩石特性				测区大地静压力	
	类型	抗压强度范围(公斤/平方厘米)	弹性系数·1 E×10 的 5 次方	横向应变·2 系数(μ)	深度(米)	γh(公斤/平方厘米)

			(公斤/平方厘米)			
希 宾 碱 性 岩 体						
拉斯伍姆乔尔矿山	侵入的					
水平 600 米	侵入的	1200-2200	5-9	0.2-0.3	100	30
400 米	侵入的	1200-2200	5-9	0.2-0.3	600	180
基洛夫矿山	侵入的					
水平 100 米	侵入的	1000-2000	4-8	0.2-0.35	100	30
320 米	侵入的	1000-2000	4-8	0.2-0.35	300	90
戈 尔 诺 绍 里 亚						
塔斯塔戈尔矿山	侵入的					
水平 410 米	侵入的	600-1200	6-9	0.2-0.35	410	120
550 米	侵入的	600-1200	6-9	0.2-0.35	550	150
捷米尔矿山	侵入的					
水平 340 米	侵入的	1200-1500	6-7	0.25-0.35	340	90
杰 兹 卡 兹 甘						
31 号 32 号矿井	沉积变质的					
水平 180 米	沉积变质的	2000	5.5	0.22	240	75
600 米(测点 I)	沉积变质的	2000	5.5	0.22	-	-
720 米(测点 II)	沉积变质的	2000	5.5	0.22	-	-
350 米(测点 III)	沉积变质的	2000	5.5	0.22	-	-
阿尔泰矿区						
兹良诺夫矿山	侵入的	570	7	0.27	150	35
库尔斯科磁力异常区	侵入的	1800	10	0.29	250	65

测定地点	法 向 主 应 力									最大剪应力 τ 公斤/平方厘米	备注
	σ 1			σ 2			σ 3				
	数值	方位 α	倾角 φ	数值	方位 α	倾角 φ	数值	方位 α	倾角 φ		

希 宾 碱 性 岩 体											
拉斯伍姆乔尔矿山											均方误差 △σi=140 公斤/平方厘米
水平 600 米	230	10	0	230	-	90	570	100±10	0	170	
400 米	150	20	0	180	-	90	80	100±10	0	315	
基诺夫矿山											
水平 100 米	30	-	90	120	10	0	340	100±10	0	155	
320 米	-	-	-	140	0	0	370	100±10	0	-	
戈 尔 诺 绍 里 亚											
塔斯塔戈尔矿山											变异系数 Vσi=25-50%
水平 410 米	120	320	65	180	50	0	220	140±20	25	50	
500 米	150	320	65	190	50	0	380	140±20	25	115	
捷米尔矿山											
水平 340 米	90	25	70	90	115	0	320	205±20	20	115	
杰 兹 卡 兹 甘											
31 号 32 号矿井											△σi=19-50 公斤/平方厘米
水平 180 米	70	-	-	150	309	24	540	219	6	240	
600 米(测点Ⅰ)	77	-	-	120	313	56	320	223	10	120	
720 米(测点Ⅱ)	54	-	-	145	319	30	350	229	10	150	
350 米(测点Ⅲ)	50	250	35	10	160	20	85	340	75	67	△σi=6-25 公斤/平方厘米
阿尔泰矿区											
兹良诺夫矿山	35	210	20	62	120	70	175	300	20	70	
库尔斯科磁力异常区											

表 5.2.2 挪威矿山中测量的初始应力值(据 BJΦRN Li)

编号	地 点	覆盖层(米)	理论铅直应力(公斤/平方厘米)	测量铅直应力(公斤/平方厘米)	杨氏模量(×10 的 6 次方/平方厘米)	测量水平应力		σ 1+σ 3(公斤/平方厘米)
						σ 1(公斤/平方厘米)	σ 3(公斤/平方厘米)・・)	
25	**Bidjovagge**	70	19	28	0.39	148	112	260
27	**Rφdsand**	200	54	50	0.70	-	-	-
26	**Mofiellef**	300	81	78	0.03	260	30	290
27	**Rφdsand**	250	67	80	0.33	30	13・・・)	23
27	**Rφdsand**	320	86	114	0.78	52	9	61
27	**Rφdsand**	620	167	161	0.61	79	-4	75
27	**Rφdsand**	700	189	178	0.50	93	27	120
28	**Lφkken**	810	219	215	0.65	140	87	227
28	**Lφkken**	870	237	203	0.62	170	96	226
28	**Lφkken**	930	250	260	0.70	-	-	-
29	**Sulitjelma**	850	230	100	0.18	113	84	197
29	**Sulitjelma**	900	243	110	0.29	110	2	120

表 5.2.3 我国某些工程地区的水平应力与垂直应力实测资料

测量地点	岩 性	深 度(m)	水平应力(MPa)	垂直应力(MPa)	水平应力与垂直应力之比
511 工程二号厂房	厚状厚层砂岩	98	3.86	2.57	1.50
映秀湾地下厂房	花岗及花岗闪长岩	200	12.36	9.92	1.25
西藏羊卓雍湖电站厂房	泥质页岩及砂岗		0.528	1.545	0.34
二滩电站厂房	花岗岩	100	9.0	21.6	0.41
511 工程	花岗岩	50～60	12.0	4.00	0.30
三峡××坝区	薄层中厚层微结晶泥质条带	128	15.75	6.93	2.30
三峡××坝区	龙洞灰岩	100	8.98	4.38	2.05
太平坝二号洞	黄陵花岗岩-		20.5	10.7	1.98

	闪长岩				
白山工程	混合岩	60	45.6	17.8	2.50
以礼河三级电站	破碎玄武岩	60	1.98	2.22	0.98
以礼河三级电站	火山角砾岩	60	0.816	0.954	0.86
以礼河三级电站	玄武岩	175	1.99	2.38	0.87
以礼河三级电站	火山角砾岩	220	8.87	7.97	1.12
西洱河一级电站	眼球状片麻岩及石英云母片岩夹黑云母眼球片麻岩	60	8.13	6.67	1.30
云南第四电站	石灰岩	0～70	1.72～2.40	1.28～1.46	1.36

表 5.2.3 及表 5.2.4 列出了某些水平应力的测量结果，图 5.2.1 为水平应力随深度变化的情况。根据国内外实测资料统计，水平地应力 σh 多数大于竖向地应力 σv。这从我们部分实测资料可以看出，见表 5.2.5。

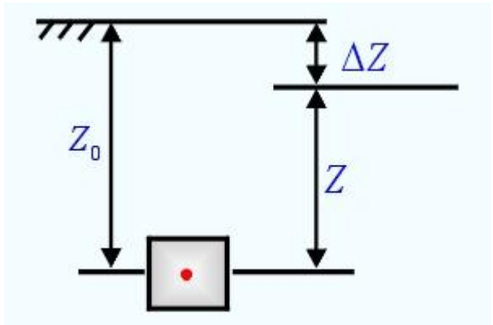


图 5.2.1

表 5.2.4 芬兰斯堪的部分地区水平应力的测量结果

测点地点编号	地表下深度(m)	水平主应力(公斤/平方厘米)			σ2/σ1	τmax 公斤/平方厘米	σ1 的方向(360°)	τmax 的方向(±90°)	岩型	测量年份	备注
		σ1	σ2	σ1+σ2							
1.Crargesberg	410	345	230	575	0.66	58	N43° W	N2° E	长英麻粒	1951-1954	

									岩	1958	
2.Stallberg	690	560	320	880	0.57	120	N45° W	NS	长英麻粒岩	1957	
2a.Stallberg	880	560	460	1020	0.82	50			长英麻粒岩	1957	
3.Vingesbacke	410	700	370	1070	0.53	165	N43° W	N2° E	花岗岩	1962	靠近断裂带
3a.Vingesbacke	410	900	600	1500	0.66	150			花岗岩		非常靠近断裂带
4.Malmberget	290	380	130	510	0.34	125	N83° W	N38° W	花岗岩	1957	受到附近-矿山影响
5.Laisvall	225	335	120	455	0.36	108	N16° W	N29° E	花岗岩	1952-1953 1960	位于Laisvall湖东
5a.Laisvall	115	235	135	370	0.57	50	N24° W	N21° E	石英岩	1960	位于Laisvall湖西
5b.Laisvall	180	460	335	795	0.73	63	N61° E	N16° E	花岗岩	1960	位于Laisvall湖西
8.Nyang	657	500	350	850	0.70	75	N28° E	N17° W	花岗岩	1959	
8a.Nyang	477	460	260	720	0.56	100	N52° E	N7° E	花岗岩	1959	
9.Kirura	90	145	105	250	0.72	20	N13° E	N32° E	长英麻粒岩	1958	
9a.Kirura	120	140	105	245	0.75	13	N11° W	N34° E	长英麻粒岩	1958	
11.Solhem	100	190	105	295	0.55	43	N49° E	N4° E	灰岩	1962	
12.Lidiugo	32	130	70	200	0.54	30	N6° E	N39° W	花岗岩	1961	
13.Sibbo	45	145	115	260	0.79	15	N45° W	E-W	灰岩	1961	
13a.Sibbo	100	150	130	280	0.87	11			灰岩	1961	
14.Jussaro	145	210	130	340	0.62	40	N51° E	N6° E	花岗岩	1962	在芬兰湾底下
15.Slite	45	130	105	235	0.81	13	N47° W	N2° W	灰岩	1964	
16.Messaure	100	165	120	285	0.73	23	N10° W	N35° E	花岗岩	1964	
17.Kirkenas	50	120	85	205	0.71	18	N23° E	N22° W	花岗岩	1963	

19.Karlshamn	10	120	75	195	0.62	23	N65° W	N20° W	花岗岩	1964	
20.Sondrum	14.5	400	130	530	0.32	135	N7.5° W	N52.5° W	花岗岩	1964	
21.Rixo	9	120	65	185	0.54	29	N24° W	N69° W	花岗岩	1965	
22.Tranas	8	105	60	165	0.57	24	N47° E	N2° E	花岗岩	1964	
23.Gol	50	205	105	310	0.51	50	N33° W	N12° E	花岗岩	1964	
24.Wassbo(Idre)	31	135	65	200	0.48	35	N9° W	N54° W	石英岩	1964	
25.Bierlov	6	145	100	245	0.69	23	N26° W	N71° W	花岗岩	1965	
26.Bornholm	17	60	40	100	0.67	10	N30° W	N16° E	花岗岩	1966	
27.Merrang	260	260	185	445	0.71	38	N43° W	N2° E	花岗岩	1966	
29.Kristineatad	15	160	65	165	0.65	18	N24° E	N21° W	花岗岩	1966	

注意：

1、该区铅直平面内的铅直剪应力很小或者没有；

2、 τ max 代表铅直平面内的最大水平剪应力；

3、测孔是铅直的。

表 5.2.5 在岩体中测量绝对应力状态的各种方法

原 理	方 法	出 处
解除全部应变	套钻法，在中心钻孔用径向变形针(美国矿业局的方法)	梅里尔和彼德森(1961)
	套钻法,用一种带有应变针的柔软包体[葡萄牙国立土木工程实验室(**LNEC**)法]	罗恰等(1971)
	套钻法，在孔壁上用变形针[利曼(**Leeman**)法]	利曼(1971)
	围绕布置在岩层表面上的应变片花钻孔	奥尔逊(1957)
	套钻法，在钻孔底部粘贴应变片花[门塞(**doorstopper**)法]	利曼(1971)
	套钻法，用一种柔软的光弹包体	赖利. 古德曼和诺尔汀(1977)
	测量岩石从地中取出后表面应变随时间的变化	埃默(1962)、沃伊特(1968)
解除部分应变	在岩壁上开凿一条狭槽，随后使位移为零(扁千斤顶)	伯涅德(1974)、罗恰等(1971)
	套钻法，用一种刚性的光弹包体及孔下偏振光仪(玻璃应力计)	罗伯特等(1964)(1965)
	套钻法，用一种刚性包体在其中冻结应力；在实验室冻结的应力(注入包体法)	赖利. 古德曼和诺尔汀(1977)
	套钻法，用一种带有仪器的刚性包体(刚性包体法)	哈斯特(1958)尼科史等

		(1968)
	在岩体表面上装一组应变片花，在其中心钻孔(内钻法)	杜瓦尔、见胡克等人的论文(1974)
	监测加深钻孔中的径向位移(钻孔加深法)	德拉库路滋和古德曼(1970)
岩石流动或破裂	用钻孔千斤顶测量钻孔破裂时的应变(千斤顶破裂法)	德拉库路滋(1978)
	测量在钻孔中铅直裂缝产生和延伸时的水压力(水压破裂法)	费赫斯特(1965)哈姆逊(1978)
	测量紧密地设置在粘弹性岩体中的弹性包体内积聚的应变	
	岩芯饼化法-观测其是否已经产生	奥伯特和史蒂芬森(1965)
岩石性质和应力之间的关系其他方法	内阻率	
	岩体的噪音[恺撒(**Kaiser**)效应]	卡那加娃.哈耶希和纳卡沙(1976)
	波速	
	测量石英中 X 射线格栅间距	弗里德曼(1972)
	晶体中错位的密度	

现取水平应力和铅直应力之比，称为侧压力系数，记为 K，

$$K=\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

K 随深度增长而减小。若将岩体当作弹性体，对于地表岩层厚度被侵蚀△Z 的岩体，由图 5.2.2 所示，此时：

图 5.2.2

$$K(z)=K_0+[(K_0-\frac{\mu}{1-\mu})\Delta z]\frac{1}{z}$$

图 5.2.3

对于已知铅直应力为 γz，水平应力可能处于图 5.2.3 所示的两个极端值 Kaσv 和 Kpσv 之间的范围内，那么 Ka 则相应于图 5.2.3(b)所示正断层的情况，其中铅直应力为最大主应力，采用莫尔库伦定律有：

$$K_a=\cot^2(45^\circ+\frac{\phi}{2})-[(\frac{R_c}{\gamma})\cot^2(45^\circ+\frac{\phi}{2})]\frac{1}{z}$$

Kp 相应于逆断层的情况，图 5.2.3(c)，其中铅直应力是最小主应力，破坏由于水平的压应力引起，可以得到：

$$K_p = tg^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \frac{R_c}{\gamma} \cdot \frac{1}{z}$$

式中：

Rc---岩石单轴抗压强度

ɣ---岩石容重

Φ---岩石内摩擦角

如果不存在断层，则有：Ka≤K≤Kp，布朗和霍埃克研究了许多发生过的实测现场应力值，并各自独立地拟定了以下关于 K(z)范围的双曲线关系式：

$$0.3 + \frac{100}{z} < \bar{K} < 0.5 + \frac{1500}{z}$$

式中：

Z---深度(m)

$\bar{K}$---平均水平应力和铅直应力之比

$\bar{K}$值变化幅度为 0.5-5.5，并随深度增加而减小，在深度不大的情况(H<1000m)，K(z)值较分散，并且数值较大，随着深度的增加，$\bar{K}$值的分散程度逐渐变小，由实测资料表明此时$\bar{K}$值逐渐趋近于 1 的附近。由此可知，在深度较大时，应力状态接近于静水压力状态。这也是瑞士地质学家海姆(Heim)早就指出的。

图 5.2.4

5.3.1 自重应力与海姆假说

对于没有经受构造作用、产状较为平缓的岩层，它们的应力状态十分接近于由弹性理论所确定的应力状态(图 5.3.1 为应力状态示意图)。因此，如果以坐标平面 xy 为地表面，z 轴垂直向下的半无限体，在深度为 δ 处的垂直应力 σ_z，显然可按下式计算：

$$\sigma_z = \gamma z$$

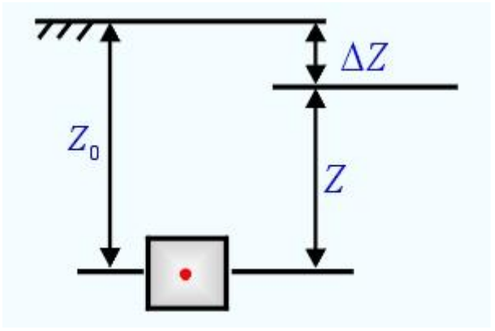


图 5.3.1

式中：γ---岩体容重

水平应力为：

$$\sigma_z = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z = K_0\sigma_z$$

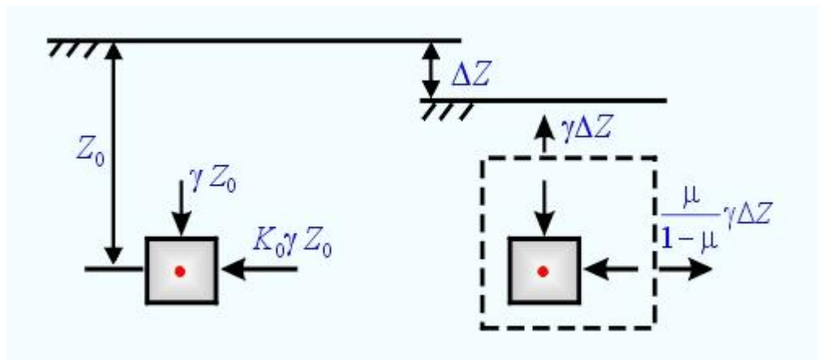
$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$$ (图 5.3.2)

式中：

K_0---岩石的静止侧压力系数

μ ---岩石的泊松比，一般为 0.2-0.3，此时 K_0 为 0.25-0.4。

当 K_0=1 时，就出现水平向应力与垂直向应力相等，此为所谓的静水压力的情况，这也是海姆所提出的假说，(图 5.3.2)他根据在开挖贯穿阿尔卑斯山的大型隧洞的观察中，发现隧洞的各个方向上都承受很高的压力，于是提出了著名的海姆假说：在岩体深处的初始垂直应力与其上覆岩体的重量成正比，而水平应力大致与垂直应力相等。



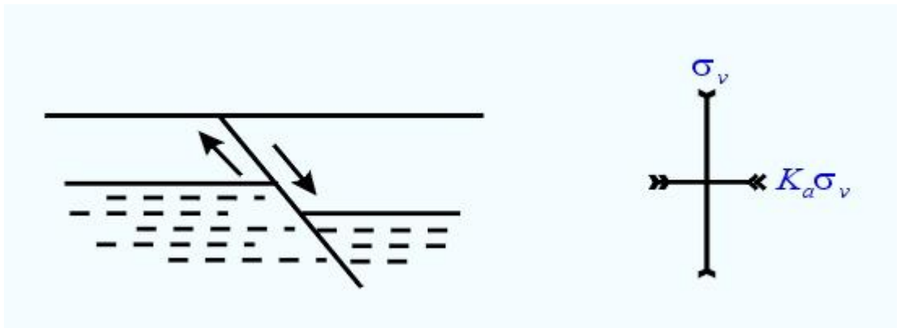


图 5.3.2

5.4.1 岩体天然应力与地下工程的关系

在岩体内或在岩基上修造建筑物时，由于施工开挖或加上各种建筑物荷载条件和受荷条件，从而会引起岩体应力的重新分布，形成新的应力状态，这会产生岩体的变形或破坏。在工程实践中，进行岩体工程的稳定性分析时，岩体天然应力是必须的基本资料。

岩体天然应力与地下洞室的关系最为密切，地下洞室的开挖过程，实际上就是该处天然应力释放过程。由于岩体内的能量得到释放，形成新的应力状态，产生围岩的变形。洞室周边的应力与围岩深部的应力相比，前者常处于不利的受力状态。如果这种应力状态超过岩体的强度条件，就可能发生破坏，甚至引起围岩的失稳。

那么在选择洞室轴线和断面形状时，就应该适应天然应力的状况，使围岩处于一个比较有利的应力分布状态。目前一般的作法是使洞轴线与最大水平主应力的方向一致。

在地下洞室断面选择时，如何应用天然应力的实测资料，这是一个尚待解决的重要课题。有人认为，在选择设计方案的时候，掌握侧向水平应力与垂直应力的比值 K(δ)比了解主应力的实际大小更为重要。例如侧向水平应力较大时，以采用高度小而宽度大的近似椭圆形的断面为宜，而垂直应力较大时，宜采用高度大而宽度小的椭圆形断面。

对于圆形有压隧洞，人们总希望尽可能使隧洞横断面上的垂直初始应力与侧向水平初始应力大致相等。

从理论上讲，此时围岩中的重分布应力比较均匀，围岩的稳定性最好。并且初始应力值达到一定数值时，岩体强度又较高，那么围岩将具有较大的承载能力可资利用。在有压水工隧洞设计中是一个有利因素，使岩体可以分担更多的内水压力，而衬砌可以减薄。

坚硬完整的岩体，如果天然应力很高，则可以聚集大量的能量。地下洞室开挖过程中，在围岩应力较大的部位，岩石被挤压到超过它的弹性限度，积聚的能量会突然释放出来，形成“岩爆”现象，它不仅危及施工人员和设备的安全，并且给生产造成巨大损失。

5.4.2 岩体天然应力对地面工程的影响

在岩基上修建大坝，由于基坑开挖的卸荷作用，将会引起基坑底部、岩体发生回弹隆起，或坑壁岩层移动，这种岩体变形，在水平主应力较大，岩体中存在着近于水平产状的软弱面时，特别明显。这不仅恶化岩体的工程性质，而且还会影响未来建筑物的受力状态和稳定。

美国大古里坝(建于 1932-1942)坝基为花岗岩。在坝基开挖过程中，由于天然应力的释放，使花岗岩呈水平层状裂开，就象剥洋葱头样，剥了一层又一层，于是只得停止开挖，迅速把大坝浇筑上去，同时采用高压灌浆固结裂开岩体。我国某水电站厂房的基岩为下白垩纪红色地层，主要为粘土质粉砂岩，夹砂岩及软弱夹层，岩层产状平缓、厂房基坑开挖深度为 50m，当基坑开挖到设计高度时，由于岩体较大水平初始应力(σ_h=3.1MPa)，导致基坑上下游边坡沿几个主要软弱夹层向临空面移动，单层相对位移达 8cm，同时层面在垂直方向普遍张开，间隙数毫米。

5.5.1 岩体应力测量概述

现场岩体应力可以在钻孔中、露头上和地下洞室的岩壁上测定，也可根据在地下测定的位移进行计算表 5.5.1 为常用的一些地应力测量方法，包括多种测试手段和许多测量工具。目前常用的方法是钻孔应力解除法，应力恢复法和水压破裂法三种。所有应力测量技术都要扰动岩石。

表 5.5.1 在岩体中测量绝对应力状态的各种方法

原 理	方 法	出 处
解除全部应变	套钻法，在中心钻孔用径向变形针(美国矿业局的方法)	梅里尔和彼德森(1961)
	套钻法,用一种带有应变针的柔软包体[葡萄牙国立土木工程实验室(**LNEC**)法]	罗恰等(1971)
	套钻法，在孔壁上用变形针[利曼(**Leeman**)法]	利曼(1971)

	围绕布置在岩层表面上的应变片花钻孔	奥尔逊(1957)
	套钻法，在钻孔底部粘贴应变片花[门塞(**doorstopper**)法]	利曼(1971)
	套钻法，用一种柔软的光弹包体	赖利. 古德曼和诺尔汀(1977)
	测量岩石从地中取出后表面应变随时间的变化	埃默(1962)、沃伊特(1968)
解除部分应变	在岩壁上开凿一条狭槽，随后使位移为零(扁千斤顶)	伯涅德(1974)、罗恰等(1971)
	套钻法，用一种刚性的光弹包体及孔下偏振光仪(玻璃应力计)	罗伯特等(1964)(1965)
	套钻法，用一种刚性包体在其中冻结应力；在实验室冻结的应力(注入包体法)	赖利. 古德曼和诺尔汀(1977)
	套钻法，用一种带有仪器的刚性包体(刚性包体法)	哈斯特(1958)尼科史等(1968)
	在岩体表面上装一组应变片花，在其中心钻孔(内钻法)	杜瓦尔、见胡克等人的论文(1974)
	监测加深钻孔中的径向位移(钻孔加深法)	德拉库路滋和古德曼(1970)
岩石流动或破裂	用钻孔千斤顶测量钻孔破裂时的应变(千斤顶破裂法)	德拉库路滋(1978)
	测量在钻孔中铅直裂缝产生和延伸时的水压力(水压破裂法)	费赫斯特(1965)哈姆逊(1978)
	测量紧密地设置在粘弹性岩体中的弹性包体内积聚的应变	
	岩芯饼化法-观测其是否已经产生	奥伯特和史蒂芬森(1965)
岩石性质和应力之间的关系其他方法	内阻率	
	岩体的噪音[恺撒(**Kaiser**)效应]	卡那加娃. 哈耶希和纳卡沙(1976)
	波速	
	测量石英中 X 射线格栅间距	弗里德曼(1972)
	晶体中错位的密度	

在水压破裂法中，把水压入钻孔中而使岩石开裂，根据已知的岩石的抗拉强度和推断出的钻孔中的应力集中，可得到与钻孔垂直的平面内的初应力。在扁千斤顶试验，即应力恢复法中，岩体由于开挖一个狭槽而部分地卸载。随后又通过扁千斤顶加载，垂直于狭槽的现场岩体应力，显然同抵消开槽出现的位移时要求扁千斤顶施加的压力密切相关。在钻孔应力解除法中，通过钻出岩芯使岩石完全卸载，而在中心处的平行的钻孔中对岩体的径向位移或岩石应变进行监测，然后按照一个卸载和厚壁圆筒的计算模式进行分析，即可得到垂直于钻孔的平面内的应力。在每一种情况下，应力都是推算出来的，但位移是实测的，精度虽然一般不高，但如果它们本身是相容的，并求出的应力数值能准确到大约 0.3MPa 以内则结果通常是可以令人满意的。

5.6.1 应力解除法

a、孔底应力解除法原理

如图 5.6.1 所示。为了测定距边墙表面深度为 Z 处的应力，这时利用钻头自边墙钻一深度为 Z 的钻孔，并用嵌有细粒金刚石的钻头将孔底磨平抛光。假定孔底平面为应力主平面。因此确定钻孔底部的主应力也就十分方便。为了确定这个主应力则在钻孔底面贴上三个互成 120 度交角的电阻应变片。(有的钻孔应变计内部已装好互成一定角度的三个电阻应变片，使用时直接将此应变元件胶结于孔底即可)。这时通过电阻应变仪读出相应的三个应变片的初始读数，然后再用与钻孔直径相同的套钻钻头进行套钻。套钻的结果就在钻孔底部形成一个与周围岩体相脱离的孤立岩柱-岩芯，这样一来，套钻前周围岩体作用于岩芯上的应力就被解除，岩芯也就产生相应的变形，应力解除后，在应变仪上可读出相应的三个读数，它们分别与套钻前的三个初始读数的差，就表示岩芯分别沿三个不同方向的应变值。

图 5.6.1

根据材料力学知识，孔底平面上大小主应变可由下式计算：

$$\varepsilon_{max}=\frac{1}{3}(\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3)+\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$$

$$\varepsilon_{min}=\frac{1}{3}(\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3)-\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$$

最大主应变与 ε1 之间的夹角 α 由下式计算：

图 5.6.2

$$tg2\alpha=\frac{\sqrt{3}(\varepsilon_1-\varepsilon_3)}{2\varepsilon_1-\varepsilon_2-\varepsilon_3}$$

求得主应变最大，最小值后，可按下式计算相应于这两个方向的主应力最大最小值：

$$\sigma_{\max}=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_{\max}+\mu\varepsilon_{\min})$$

$$\sigma_{\min}=\frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_{\min}+\mu\varepsilon_{\max})$$

如果量测深处岩体应按平面变形问题计算主应力。

b、岩体的三向应力量测

采用共面三钻孔孔底应变法可以确定三向应力，即确定空间应力场(见图 5.6.2)。为了测定图中的三向应力，可在 xz 平面中分别打三个钻孔①②③。(图 5.6.2(b))设孔①与 z 轴重合，其余两孔与 z 轴交角分别为 δ2、δ3，各钻孔底面的平面应力状态如图 5.6.2(c)所示，根据弹性理论(假定岩体为弹性体)：

$$\sigma_{xi}=\sigma_x l_x^2+\sigma_y m_x^2+\sigma_\delta n_x^2+2\tau_{xy}l_x m_x+2\tau_{y\delta}m_x n_x+2\tau_{\delta x}n_x l_x$$

$$\sigma_{yi}=\sigma_x l_y^2+\sigma_y m_y^2+\sigma_\delta n_y^2+2\tau_{xy}l_y m_y+2\tau_{y\delta}m_y n_y+2\tau_{\delta x}n_y l_y$$

$$\tau_{xiyi}=\sigma_x l_x l_y+\sigma_y m_x m_y+\sigma_\delta n_x n_y+\tau_{\delta x}(n_x l_y+n_y l_x)+\tau_{xy}(l_x m_y+l_y m_x)+\tau_{y\delta}(m_x n_y+m_y n_x)$$

式中的 l_x、m_x、n_x 及 l_y、m_y、n_y 分别表示 x_i 与 y_i 轴对于 x、y、z 轴的方向余弦。

表 5.6.1 第(3)栏列出各钻孔 i 中相应坐标系 x_i 与 y_i 轴对于 x、y、z 轴的方向余弦的具体数值，该表第(4)栏列出了相应的平面应力分量的表达式。由于各钻孔中的这些平面应力分量可按本节所述方法进行测定(也可用其他方法测定)。因此，利用表中所列的有关公式即可确定待求的六个空间应力分量。

表 5.6.1

(1)	(2)	(3)			(4)
钻孔编号	各钻孔底面坐标轴	x_i 与 y_i 轴对于 x、y、z 轴的方向余弦			按公式以及方向余弦列出各钻孔的三个平面应力分量
钻孔①	X1	1	0	0	$\sigma_{x1}=\sigma_x$ $\sigma_{y1}=\sigma_y$ $\tau_{x1y1}=\tau_{xy}$
	y1	0	1	0	
钻孔②	X2	$\cos\delta_2$	0	$\sin\delta_2$	$\sigma_{x2}=\sigma_x\cos^2\delta_2+\sigma_y\sin^2\delta_2+\tau_{zx}\sin 2\delta_2$ $\sigma_{y2}=\sigma_y$ $\tau_{x2y2}=\tau_{xy}\cos\delta_2+\tau_{yz}\sin\delta_2$
	y2	0	1	0	
钻孔③	X3	$\cos\delta_3$	0	$\sin\delta_3$	$\sigma_{x3}=\sigma_x\cos^2\delta_3+\sigma_z\sin^2\delta_3+\tau_{zx}\sin 2\delta_3$ $\sigma_{y3}=\sigma_y$ $\tau_{x3y3}=\tau_{xy}\cos\delta_3+\tau_{y\delta}\sin\delta_3$
	y3	0	1	0	

c、孔壁应变测试法

孔壁应变法是只需在一个钻孔中通过对孔壁应变的量测，即可确定岩体的六个空间应力分量。其测量原理如图 5.6.3 所示。设钻孔前岩体中有六个应力分量，若在弹性岩体中钻一半径为 r0 的圆形孔则钻孔附近应力不再保持原来的状态。为了方便起见，我们采用坐标系 r-θ-Z 来表示钻孔壁各点的应力分量，如图中所示。孔壁上坐标为 r_0，θ，Z 的任意一点，孔壁上的这些应力可以通过钻孔前岩体中的六个应力分量表示如下：

$$\sigma_z=\mu[\sqrt{2}(\sigma_x^0-\sigma_y^0)\cos 2\theta+4\tau_{xy}^0\sin 2\theta]+\sigma_\delta^0$$
$$\sigma_\theta=(\sigma_x^0+\sigma_y^0)-2(\sigma_x^0-\sigma_y^0)\cos 2\theta-4\tau_{xy}^0\sin 2\theta$$
$$\tau_{\theta z}=2\tau_{yz}^0\cos\theta-2\tau_{zx}^0\sin\theta$$

要求出这六个应力分量，必须建立 6 个相对独立的关系式，因此至少要在孔壁上任选三点进行应力测量，例如我们可以取 $\theta_1=\pi$，$\theta_2=\pi/2$，$\theta_3=7\pi/4$，于是可写出下面九个关系式：

第一测点 $\theta_1=\pi$：(图 5.6.3(c))

$$\sigma_{z(1)}=-2\mu(\sigma_x^0-\sigma_y^0)+\sigma_\delta^0$$
$$\sigma_{\theta(1)}=-\sigma_x^0+3\sigma_y^0$$
$$\tau_{\theta z(1)}=-2\tau_{y\delta}^0$$

第二测点 $\theta_2=\pi/2$：(图 5.6.3(c))

$$\sigma_{z(2)}=-2\mu(\sigma_x^0-\sigma_y^0)+\sigma_\delta^0$$
$$\sigma_{\theta(2)}=3\sigma_x^0-\sigma_y^0$$
$$\tau_{\theta z(2)}=-2\tau_{z\delta}^0$$

图 5.6.3

第三测点 $\theta_3=7\pi/4$：(图 5.6.3(c))

$$\sigma_{z(3)}=4\mu\tau_{xy}^0+\sigma_\delta^0$$
$$\sigma_{\theta(3)}=(\sigma_x^0+\sigma_y^0)+4\tau_{xy}^0$$
$$\tau_{\theta z(3)}=\sqrt{2}(\tau_{y\delta}^0+\tau_{\delta x}^0)$$

由于三式可任选不相关的式子组成方程组解之，求出岩体初始应力。可直接解出的所要求的 6 个应力分量如下：

$$\sigma_x^0 = \frac{1}{8}[3\sigma_{\theta(2)} + \sigma_{\theta(1)}]$$

$$\sigma_y^0 = \frac{1}{8}[3\sigma_{\theta(1)} + \sigma_{\theta(2)}]$$

$$\sigma_\delta^0 = \sigma_{z(1)} + \frac{\mu}{2}[\sigma_{\theta(2)} - \sigma_{\theta(1)}]$$

$$\tau_{xy}^0 = -\frac{1}{8}[\sigma_{\theta(1)} + \sigma_{\theta(2)} - 2\sigma_{\theta(3)}]$$

$$\tau_{y\delta}^0 = -\frac{1}{2}\tau_{\theta z(1)}$$

$$\tau_{zx}^0 = -\frac{1}{2}\tau_{\theta z(2)}$$

我们为了测定测点的三个应力分量，则必须布置三个应变元件(应变片)，分别以 Ai、Bi、Ci 表示，如图 5.6.3(d)所示。沿 Ai、Bi、Ci 三个方向测得其应变，根据这三个应变值，得测点的三个应力分量为：

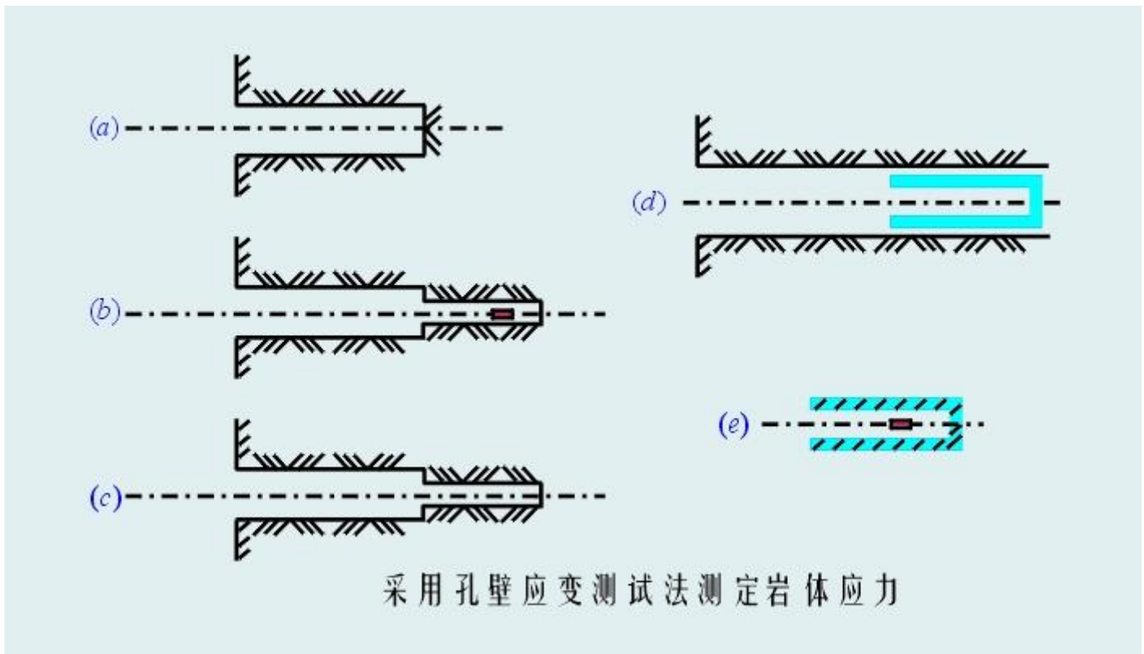
$$\sigma_{\delta(i)} = \frac{E}{2}[\frac{\varepsilon_{Ai} + \varepsilon_{Bi}}{1-\mu} + \frac{\varepsilon_{Ai} - \varepsilon_{Bi}}{1+\mu}]$$

$$\sigma_{\theta(i)} = \frac{E}{2}[\frac{\varepsilon_{Ai} + \varepsilon_{Bi}}{1-\mu} - \frac{\varepsilon_{Ai} - \varepsilon_{Bi}}{1+\mu}]$$

$$\tau_{\theta z(i)} = \frac{E}{2}[\frac{2\varepsilon_{Ci} - (\varepsilon_{Ai} + \varepsilon_{Bi})}{1+\mu}]$$

于是通过应力测量所得的应变值，按公式计算出三个测点的 9 个应力分量。

采用孔壁应变测试法测定岩体的三向应力的具体方法是用钻机钻孔，钻孔需测定应力的深度，如图 5.6.4 所示。钻孔底面用金刚石钻头磨平后再用小的钻孔自孔底面沿孔轴方向继续钻一深度约为 45cm 的小钻孔。这时就在小钻孔的中部孔壁上选定三个测点并在每个测点上按前述规定方向安置三个应变元件。此时读出各测点的应变计的初读数，并将应变计的测量导线引出孔外，然后封住小钻孔的孔口，以防水流入小钻孔而损坏孔内的应变元件，最后再选用适当大小的钻头在小钻孔外围进行套钻并取出岩芯。此时再读出完全解除了应力之后岩芯中孔壁各应变元件的读数，然后用套取岩芯前后应变元件读数之差，按公式计算岩体初始应力。



采用孔壁应变测试法测定岩体应力

图 5.6.4

5.7.1 应力恢复法

应力恢复法，也称扁千斤顶法，它是廷色林(Tincelin)于1952 年在法国使用的一种简单可靠的应力测量方法。

这种应力测量方法的第一步是在岩体表面上布置一组或多组测量点，然后在所布置的测点中间垂直于岩体表面设置一道深槽(如图 5.7.1(b)所示)。

图 5.7.1(a、b)

如果岩体在垂直于狭槽平面的方向初始是受压的，则抽槽的结果将使测点的间距从 d0 减小到较小的值

图 5.7.1(c)

(如图 5.7.1(c)所示)。

已知岩体的弹性常数，则初始正应力就可以由所测定的测点位移计算出来，然而，最好是用自动补偿测定应力的方法，因为这种方法不需要涉及岩体性质。将扁千斤顶(如图 5.7.1(a)所示)插入槽中，用水泥浇固就位，然后将液压油注入扁千斤顶

中，并施加压力，当测到恢复到它们初始的间距 d0 时，千斤顶中的压力(Pc)(如图 5.7.1(c)所示)便大致等于垂直于千斤顶的初始应力了。

5.8.1 水压破裂法

水压破裂法是二十世纪七十年代初期从石油钻井探采用新技术借用而来的测定深部岩体应力的一种方法。它借助于两个可膨胀的橡胶塞，在需要测定应力的深度上封闭隔离一段钻孔，并用水压方法对被隔离段孔壁施加压力，直至孔壁岩石受拉破裂，最后根据破裂压力、封井压力以及橡胶塞套上压痕的方位，确定岩体天然主应力的大小和方位。

这种方法最早是由美国学者 Hubber 等提出的，Haimson 教授也是该方法的理论与实践的有力倡导者。

在注水加压过程中，如图 5.8.1 所示，钻孔的孔壁的某些点切向和铅直向的有效应力可能变成拉应力。当此拉应力达到钻孔岩体的抗拉强度时，则钻孔孔壁岩石将发生破裂，此时的孔内水压力为 Pc1，称为开裂压力。如果水不停地压入，则裂隙逐步延伸，最后，孔内压力将下降到一个稳定的数值 Ps，通常称 Ps 为“闭井压力”，假定垂直于钻孔轴的平面岩体应力情况如图 5.8.2 所示，当钻孔中水压力为 P 时，钻孔壁出现铅直裂缝的条件时，A 点上的拉应力等于岩体的抗拉强度 T0。在水压破裂试验中采用这一原则时，产生水压破裂条件是：

$$3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} - p_{c1} = -T_0$$

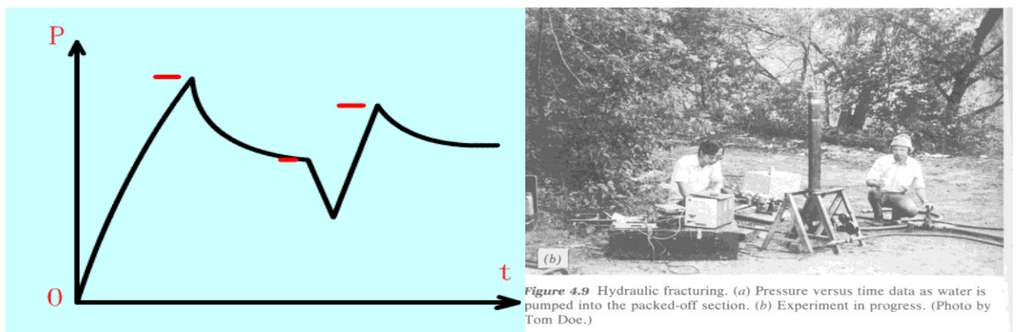


Figure 4.9 Hydraulic fracturing. (*a*) Pressure versus time data as water is pumped into the packed-off section. (*b*) Experiment in progress. (Photo by Tom Doe.)

图 5.8.1

图 5.8.2

只要压力保持大于与拉裂面垂直的应力，裂隙一旦形成就会继续扩展，若裂隙中的水压力小于这个裂隙上的正应力，裂隙就会相应的闭合，若大于，裂隙就会张开，在岩体中，裂隙在与 σ3 垂直的平面内扩展，对于具有铅直裂隙的水压破裂情况，就意味着与裂隙面垂直的应力等于闭井压力 Ps，即：

$$\sigma_{h\min} = p_s$$

如果先将钻孔压力降低，然后再上升到 Ps 以上，则水压裂隙将先闭合，而后又重新张开，我们把小于 Pc1 的新的峰值压力叫做 Pc2，则钻孔周围岩体的抗拉强度为：

$$T_0 = p_{c1} - p_{c2}$$

假定铅直应力 σz=γz，且是主应力，又通过测试得到与钻孔垂直的平面上的最大和最小主应力的数值和方向，这样钻孔岩体应力状态就完全确定了。

第六　地下洞室围岩稳定性分析章



内容简介

■**学习对象**

地下洞室，围岩应力，岩体稳定性，山岩压力，松散围岩压力，形变山岩压力-围岩压力的弹塑性。

■**学习内容**

地下洞室概述，洞室围岩应力计算，岩体的应力和稳定性验算；

山岩压力的概念，松散围岩压力计算，形变山岩压力-围岩压力的弹塑性理论计算；
衬砌刚度影响的山岩压力计算。

■**学习目的**

了解地下洞室、山岩压力、松散围岩压力、形变山岩压力-围岩压力的弹塑性理论；

掌握洞室围岩应力计算，山岩压力的概念，松散围岩压力计算，形变山岩压力-围岩压力的弹塑性理论计算以及衬砌刚度影响的山岩压力计算。

6.1.1 地下洞室的简述

地下洞室的用途很多，比如，在水电站的有压力引水隧洞和地下发电厂厂房，公路和铁路的隧道，矿山开采的地下矿洞以及地下仓库等，抽水蓄能工程也可能在岩石中开挖隧洞，地下动力厂房和其他洞室(见图6.1.1)。由于地下工程的用途如此广泛，许多与之有关的岩石力学问题便需要加以探讨。

地下洞室的开挖在岩体中形成了新的洞穴，这就破坏了岩体中原有的应力状态，使洞室周围围岩体中的应力重新分布，这种重新分布的应力一般称为岩体中的二次应力或称为洞室的围岩应力。产生应力重分布的这一部分岩体，一般称为洞室的围岩。

图 6.1.1
两级地下抽水蓄能工程布置示意图

由于围岩应力实质上是初始应力在洞室的周围的重新分布，因此岩体中的初始应力状态对洞室围岩应力具有重大影响。此外，洞室的几何形状，岩石结构及其特性对于洞室的围岩应力亦有显著的影响。当围岩应力达到或超过岩体强度时，洞室围岩就会出现塑性变形，剪切破坏甚至塌方，滑动。

图 6.1.2 为某些洞室围岩破坏的某些情况的示意图。为了保证洞室的稳定，常需采取适当加固措施，也就是在洞内进行支护与衬砌。通常把因洞室围岩变形或破坏而在支护或衬砌结构上所产生的压力称为山岩压力。山岩压力按其形成机理可分为四种：松动压力、形变压力、冲击压力以及膨胀压力。围岩由于松动破坏而作用在衬砌上的压力称为松动

压力；由于围岩变形而作用于衬砌上的压力称为形变压力；冲击压力则是岩爆现象所形成的；膨胀压力则是膨胀岩体遇水膨胀而对衬砌支护形成。

图 6.1.2

国内外很多岩石力学工作者对于山岩压力的计算进行了一系列的研究工作，并提出各种计算理论与公式，然而由于这一课题的复杂性始终未能圆满解决。这是由于山岩压力不仅与岩体结构特征，洞室形状有关，而且与施工方法，支护方案衬砌类型、刚度及衬砌回填情况等有关。本章介绍了松动山岩压力和形变山岩压力计算的几种方法。需要注意的是它们都是在特定的简化条件下推导的，因此应用这些公式时必须注意它的简化条件。

6.2.1 洞室围岩应力计算

对于抗压强度较高结构比较完整的围岩，可近似地采用弹性理论来计算洞室的围岩应力。围岩应力不仅与洞室形状、岩体初始应力状态有关，而且与洞室埋深也直接有关。以下仅讨论埋深较大断面形式较简单的情况。

a、水平圆形断面洞室的围岩应力计算

对于埋深较大的圆形洞室，由于周围岩体中应力重分布的范围有限，因此应力分布的现象可认为仅发生在 3 倍洞径内的区域。在此区域以外的岩体仍处于初始应力状态，图 6.2.1 中的虚线圆表示拟开挖的洞室边界，自地表至圆心的深度 H，称为洞室埋深，由于应力重分布仅发生在 3 倍洞径以内的矩形区域中，作用于矩形边界上的应力 Pv 和 Ph 即可看作岩体中的初始应力。由此可见，要计算洞室的围岩压力，实际上就是运用弹性理论计算有重量的矩形带孔板在外围初始应力 Pv 和 Ph 作用下洞口附近所产生的应力。

在实际计算中，如果岩体中的初始应力是由岩体的自重所产生，于是可将图 6.2.1(a) 中有重量的矩形带孔板应力计算，近似地简化为如图 6.2.1(b) 中所示的情况，于是运用弹性理论可得出圆形洞室围岩中任一点的应力分别如下：

图 6.2.1a

图 6.2.1b

$$\sigma_r = (\frac{p_h + p_v}{2})(1 - \frac{r_0^2}{r^2}) + (\frac{p_h - p_v}{2})(1 - \frac{4r_0^2}{r^2} + \frac{3r_0^4}{r^4})\cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = (\frac{p_h + p_v}{2})(1 + \frac{r_0^2}{r^2}) - (\frac{p_h - p_v}{2})(1 + \frac{3r_0^4}{r^4})\cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = -(\frac{p_h - p_v}{2})(1 + \frac{2r_0^2}{r^2} - \frac{3r_0^4}{r^4})\sin 2\theta$$

式中：

r0---洞室半径

r---自洞中心算起的径向距离

θ---自水平轴算起的极坐标中的角度

Ph、Pv---分别表示垂直与水平正应力，如果岩体的初始应力反由重力形成，则 Pv=γH

Ph---K0γH（H 为洞室平均埋深）

σr、σθ---分别为径向应力和切向应力

τrθ---剪应力

当 K0=1 的情况，这时 Ph=Pv=γH，可得：

$$\sigma_r = (1 - \frac{r_0^2}{r^2})\gamma H$$

$$\sigma_\theta = (1 + \frac{r_0^2}{r^2})\gamma H$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

图 6.2.2

b、非圆形断面洞室围岩应力计算

对于椭圆洞室，运用弹性理论也可推出围岩应力计算公式，这里仅给出椭圆洞壁处的切向应力 σt 如下：

$$\sigma_t = \frac{(p_h - p_v)[(q_1 - q_2)^2 \sin^2\beta - q_2^2] + 2q_1 q_2 p_v}{(q_1^2 - q_2^2)\sin^2\beta + q_2^2}$$

式中：q1、q2---分别表示椭圆在 x 轴和 y 轴方向的半轴

β ---椭圆偏心角。见图 6.2.2 所示。

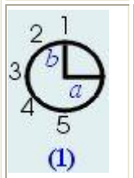
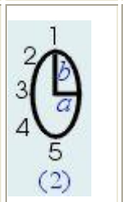
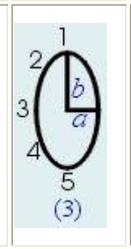
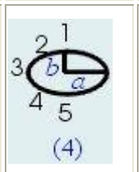
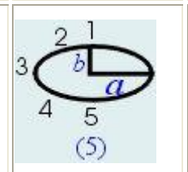
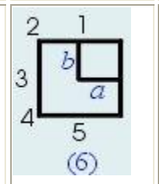
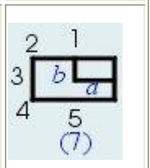
利用弹性试验可测定各种非圆形洞室的应力。在此定义切向应力与垂直应力之比为应力集中系数，先将各种洞形的切向应力集中系数列表 6.2.1。

自表中查出切向应力集中系数 α 值后，有下式即可计算切向应力值：

$$\sigma_t = \alpha p_v$$

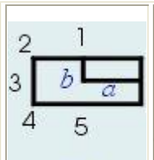
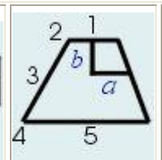
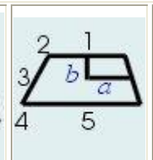
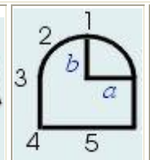
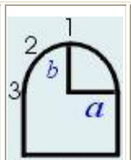
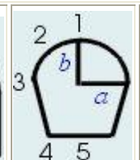
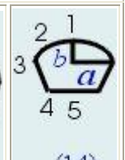
表 6.2.1 列出了不同断面形状洞室边界切向应力集中系数 α 的值。

表 6.2.1 不同形状的洞室边界切向应力集中系数 α (=σt/Pv)

侧压力系数	点号	洞室断面类型						
		1	2	3	4	5	6	7
								
		圆形 a/b=1	椭圆形 a/b=2/3	椭圆形 a/b=1/2	椭圆形 a/b=3/2	椭圆形 a/b=1/2	方形 a/b=1	矩形 a/b=3/2
0	1	-0.63	-0.63	-0.54	-0.74	-0.88	-0.70	-0.78
	2	0.98	0.98	1.20	0.50	0.24	2.44	2.60
	3	2.20	2.20	1.62	2.48	2.88	1.62	1.84
	4	1.08	1.08	1.24	0.56	0.22	2.54	2.84

5	-0.58	-0.58	-0.50	-0.72	-0.76	-0.80	-0.80	
0.2	1	-0.26	-0.26	0.06	-0.40	-0.50	-0.26	-0.48
	2	1.12	1.12	1.36	0.76	0.44	2.48	2.70
	3	2.02	2.02	1.54	2.40	2.72	1.48	1.74
	4	1.20	1.20	1.34	0.74	0.50	2.60	2.58
	5	-0.18	-0.18	-0.12	-0.32	-0.42	-0.40	-0.50
0.4	1	0.20	0.20	0.88	0	-0.14	-0.08	-0.20
	2	1.26	1.26	1.28	0.96	0.66	2.42	2.48
	3	1.84	1.84	1.86	2.26	2.60	1.44	1.70
	4	1.30	1.30	1.30	1.00	0.70	2.48	2.56
	5	0.24	0.24	0.92	0.06	-0.10	-0.14	-0.20
0.6	1	0.77	0.74	1.62	0.34	0.20	0.26	0.10
	2	1.40	1.40	1.30	1.44	0.88	2.58	2.66
	3	1.76	1.76	1.22	2.18	2.46	1.28	1.60
	4	1.86	1.86	1.32	1.20	0.90	2.60	2.70
	5	0.80	0.80	1.70	0.36	0.22	0.20	0.20
0.8	1	1.22	1.22	2.18	0.80	0.50	0.62	0.46
	2	1.50	1.50	1.32	1.42	1.20	2.50	2.74
	3	1.70	1.70	1.08	2.10	2.40	1.20	1.48
	4	1.54	1.54	1.40	1.40	1.22	2.64	2.80
	5	1.26	1.26	2.20	0.86	0.58	0.58	0.54
1	1	1.56	1.56	2.38	1.16	0.90	1.02	0.78
	2	1.60	1.60	1.24	1.64	1.42	2.58	2.82
	3	1.56	1.58	0.88	2.04	2.36	1.14	1.40
	4	1.62	1.62	1.22	1.58	1.40	2.70	2.76
	5	1.64	1.64	2.40	1.14	0.92	0.96	0.84

侧压力系数	点号	洞 室 断 面 类 型						
		8	9	10	11	12	13	14

		 (8)	 (9)	 (10)	 (11)	 (12)	 (13)	 (14)
		矩形 a/b=2	梯形 a/b=1	梯形 a/b=3/2	拱形 a/b=1	拱形 a/b=3/2	马蹄形 a/b=1	马蹄形 a/b=3/2
0	1	-0.84	-0.48	0.58	-0.65	-0.72	-0.50	-0.60
	2	2.70	1.98	2.00	0.84	1.00	1.12	1.30
	3	2.02	1.64	1.70	2.02	2.26	1.90	2.14
	4	2.74	2.84	2.78	2.48	2.50	2.14	2.18
5	-0.86	-0.78	-0.84	-0.72	-0.80	-0.74	-0.82	
0.2	1	-0.56	-0.26	-0.38	-0.22	-0.30	0	-0.08
	2	2.68	2.22	2.16	1.00	1.18	1.20	1.36
	3	1.96	1.60	1.64	1.96	2.18	1.86	2.06
	4	2.74	2.78	2.86	2.60	2.56	2.12	2.24
	5	-0.60	-0.54	-0.60	-0.38	-0.46	-0.50	-0.50
0.4	1	-0.34	-0.04	-0.08	0.30	0.14	0.48	0.32
	2	2.80	2.18	2.18	1.16	1.34	1.30	1.38
	3	1.80	1.56	1.56	1.90	2.14	1.82	2.00
	4	2.74	2.86	2.90	2.60	2.64	2.16	2.36
	5	-0.30	-0.32	-0.46	-0.04	-0.14	-0.24	-0.20
0.6	1	-0.10	0.24	0.30	0.80	0.60	1.02	0.86
	2	2.82	2.24	2.20	1.30	1.56	1.36	1.42
	3	1.74	1.44	1.54	1.86	2.08	1.80	1.96
	4	2.86	2.86	2.84	2.70	2.76	2.16	2.32
	5	-0.14	-0.10	-0.18	0.36	0.16	0	0.16
0.8	1	0.16	0.50	0.44	1.32	1.04	1.50	1.20
	2	2.86	2.16	2.18	1.48	1.64	1.44	1.44
	3	1.70	1.40	1.50	1.83	1.98	1.82	1.92
	4	2.84	2.80	2.86	2.68	2.70	2.12	2.36
	5	0.24	0.12	0.04	0.74	0.88	0.26	0.40

1	1	0.48	0.80	0.70	1.66	1.48	1.90	1.56
	2	2.90	2.20	2.16	1.52	1.78	1.52	1.48
	3	1.66	1.34	1.44	1.76	1.86	1.82	1.86
	4	2.86	2.80	2.98	2.70	2.72	2.16	2.40
	5	0.60	0.34	0.16	1.06	0.74	0.64	0.62

本表摘自王建宁《地下工程喷锚支护原理与设计》

6.2.2 岩体的应力和稳定性验算

a、根据岩石单轴抗压强度的验算

对于整体性良好的坚硬岩体来说，由于其节理裂隙不发育，强度较大，可近似假定岩体是均匀的各向同性的连续弹性介质，验算洞室边界上的切向应力是否超过岩体强度即可，即

$$\sigma_\theta < [R_c]$$

式中：

σ θ---洞室边界上的切向应力

[Rc]---岩石的许可抗压强度

对于无裂隙坚硬围岩 [Rc]=0.6Rc

对于有裂隙坚硬围岩 [Rc]=0.5Rc

Rc 为岩块单轴抗压强度

b、根据岩石抗剪强度的验算

假如岩体符合莫尔库仑强度条件的要求，则岩体稳定性验算可利用下式进行：

$$\sigma_\theta \leqslant \frac{2C\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$$

式中：

σ θ---洞室边界上的切向应力

C、φ---岩石的抗剪强度参数，C 为凝聚力 φ 为内摩擦角

.3.1 山岩压力的概念

在岩体内开挖洞室以后，岩体的原始平衡状态被破坏，发生应力重分布。这种重新分布的应力称为岩体中的二次应力或称为洞室围岩应力。产生应力重分布的这一部分岩体，一般称为洞室的围岩。

当围岩压力到达或超过岩体强度时，洞室围岩就出现塑性变形，剪切破坏甚至崩塌、滑动。图 6.3.1 所示为洞室几种破坏情况。为保证洞室的稳定，常对洞室进行必要的支护与衬砌以约束围岩的变形和破坏的继续扩展。因而，支护与衬砌必然要受到岩石的压力。我们把由于洞室围岩的变形和破坏而作用在支护或衬砌上的压力称为山岩压力。同时，把由于岩体变形而对支护或衬砌的压力称为“变形压力”。将岩体破坏而松动对支护或衬砌造成的压力称为“松动压力”。

图 6.3.1

影响山岩压力的因素主要有：

1)岩石性质，不同岩性的岩石，由于它们的变形和破坏性质不同，所以产生山岩压力的主导因素也不同。

2)洞室的形状和大小。

3)地质构造。

4)支护形式和刚度。

5)洞室埋深。

6)施工方法，时间等。

本节讨论松动山岩压力计算，而形变山岩压力计算将在下一节介绍。

6.3.2 松散围岩压力计算

a、浅埋洞室松动山岩压力计算

图 6.3.2 表示埋置深度较浅的洞室。ABCD 柱状岩石的重量，一部分由内摩擦力 F 传至左右两侧的岩石，其余重量则传至洞顶 AB 形成作用于衬砌支护上的松动山岩压力。洞室两侧的滑动面 A'A 与 B'B 分别与垂直线间的夹角为 45°－φ/2。

岩柱两侧的摩擦力 F 可由下式计算：

$$F = tg\phi \times N = tg\phi[\frac{1}{2}\gamma H^2 tg^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})]$$

式中：

γ---地层的容重

H---洞室的埋深

若以 G 表示岩柱 ABCD 的重量，则：

$$G = \gamma(2b_1 \cdot H)$$

其中：

$$b_1 = b + htg(45^\circ - \phi/2)$$

h，b---分别表示洞高与洞宽之半

作用于洞顶上的总垂直压力 Q 为：

$$Q = G - 2F$$
$$= \gamma \cdot 2b_1 H - \gamma H^2 tg^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) tg\phi$$

令 $K_1 = tg^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) tg\phi$

于是可以得到：

$$Q = \gamma \cdot 2b_1 H - \gamma H^2 \cdot K_1 = \gamma H(2b_1 - HK_1)$$

若洞顶山岩压力均匀分布，则平块垂直压力 q 可以按下式计算

$$q = \frac{Q}{2b_1} = \gamma H(1 - \frac{HK_1}{2b_1})$$

可见垂直压力 q 始终小于岩柱的自重压力 γH。这说明岩柱两侧的摩擦力 F 已发挥“应力传递”的作用，亦即将岩柱的部分重量传至位于柱体两侧的围岩中，因而减小了洞顶处的垂直压力。

其次，垂直压力 q 是埋深 H 的二次函数。

①如果

$$H = \frac{b_1}{K_1}$$，

q 为最大值，并且满足：

$$q_{max} = \frac{1}{2}\gamma(\frac{b_1}{K_1})$$

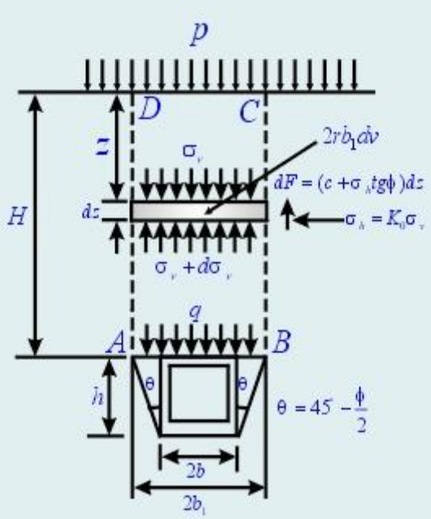
②若

$$H > \frac{b_1}{K_1}$$

q 值反而逐渐减小(见图 6.3.2)，这显然与实际情况不符。

因此上述公式只适用于：

$$H \leqslant \frac{b_1}{K_1}$$



洞室两侧出现滑裂面的情况

图 6.3.2

b、太沙基理论

太沙基(K.Terzaghi)理论是将地层看作松散体，再从应力传递概念出发推出作用于衬砌上的垂直压力。如图 6.3.3 所示。

洞顶处的垂直山岩压力 q 为：

$$q = \frac{b\gamma - C}{K_0 tg\phi}(1 - e^{-K_0 tg\phi \frac{H}{b}}) + p \cdot e^{-(\frac{K_0 tg\phi}{b})H}$$

式中：

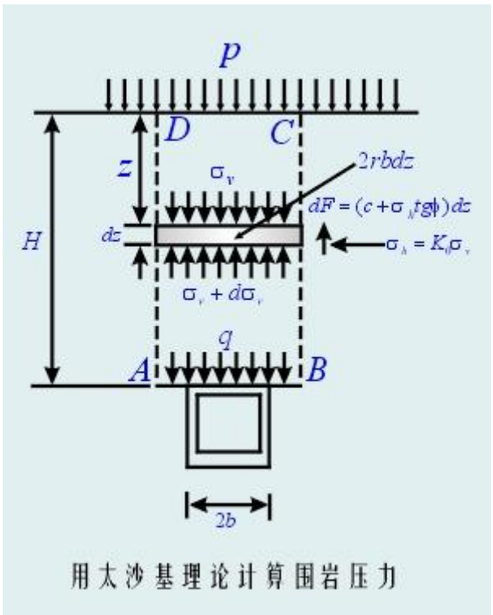
C，Φ---围岩的抗剪强度参数

k0---围岩侧压力系数

H---洞室埋深

γ---围岩容重

P---地表荷载



用太沙基理论计算围岩压力

图 6.3.3

b---洞室宽度，当洞室两侧出现与铅垂线相交成 45°－φ/2 的滑裂面时将式中 b 换成 b1，这里：

$$b_1 = b + h \cdot tg(45^\circ - \phi/2)$$

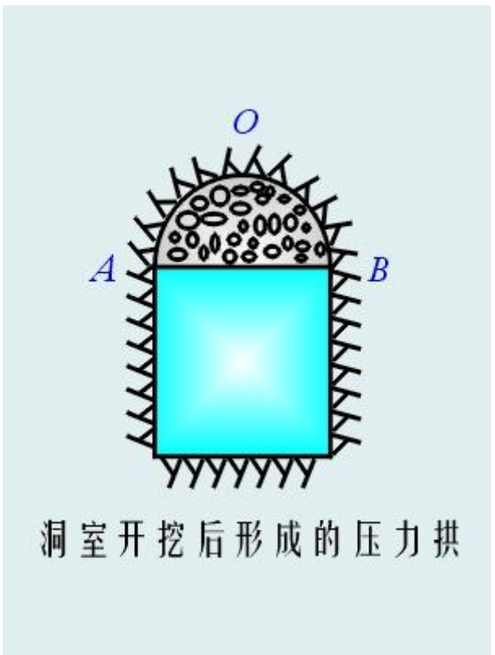


图 6.3.4

c、压力拱理论(普氏理论)

该理论是俄国学者普罗托吉雅阔诺夫(М.М.ЛРОТОЧЬ-ЯКОНОВ)提出的，他认为岩体因纵横交错节理裂隙及各种软弱结构面的切割，破坏了岩体的整体性。因此，可将岩体看成具有一定凝聚力的松散体，其次认为洞室开挖后其顶部破坏岩体塌落形成压力拱，见图 6.3.4。作用于洞室顶部的山岩压力，仅为压力拱与洞顶之间破碎岩块的重量，而与拱外岩体及洞室埋深无关。见图 6.3.5 所示。

洞室顶部任意一点的垂直山岩压力为：

$$q=\frac{\gamma b_2}{f_k}-\frac{\gamma x^2}{b_2 f_k}$$

式中：

γ---围岩容重

b2---压力拱的跨度之半

$$2b_2=2b_1+2h_0 tg(45^\circ-\frac{\phi_k}{2})$$

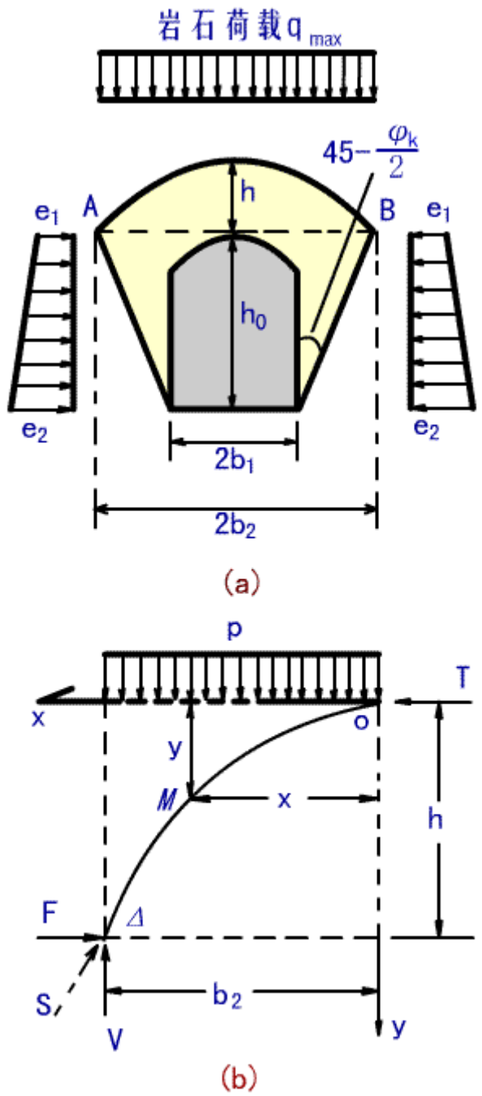
x---压力拱上任一点的水平坐标值

fk---围岩坚固系数：

$$f_k=\frac{C+\sigma tg\phi}{\sigma}=\frac{C}{\sigma}+tg\phi$$

$$\phi_k=arctg(f_k)$$

压力拱拱矢高 h 为：



压力拱理论计算山岩压力的图

图 6.3.5

$$h=\frac{b_2}{f_k}$$

洞顶最大山岩压力为：

$$q_{\max}=\gamma h$$

洞室侧向山岩压力，可用土力学中朗肯土压力公式进行计算

两侧的山岩压力按梯形分布，梯形上底分布压力为 e1，下底分布压力为 e2：

$$e_1=\gamma h tg^2(45^\circ-\frac{\phi_k}{2})$$

$$e_2=\gamma(h+h_0)tg^2(45^\circ-\frac{\phi_k}{2})$$

式中： h0---洞室高度

其他符号同前。

以下情况不可能形成压力拱，因而不适用压力拱理论计算山岩压力：

i)岩石的 fk<0.8，洞室埋置深度 H 小于 2 倍压力拱高度或小于压力拱跨度的 2.5 倍。

ii)用明挖片建造的地下结构。

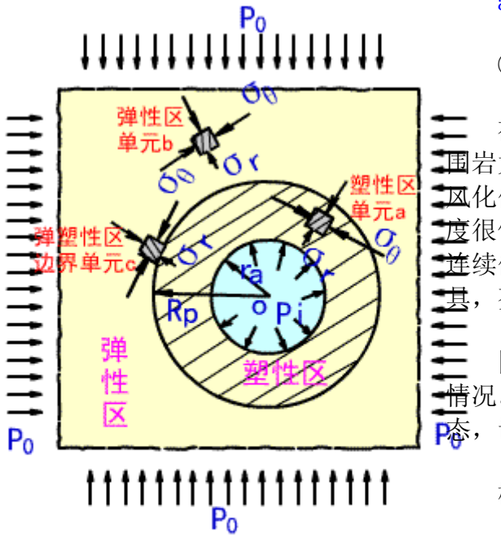
iii)当 fk<0.3 时，例如淤泥、粉砂或饱和软粘土等。

表 6.3.1 列出了各种岩石的坚固系数 fk，容重 γ 和折算内摩擦角 Φk。

表 6.3.1 各种岩石的坚固系数 f_k、容重 γ 和换算内摩擦角 Φ_k 的数值表

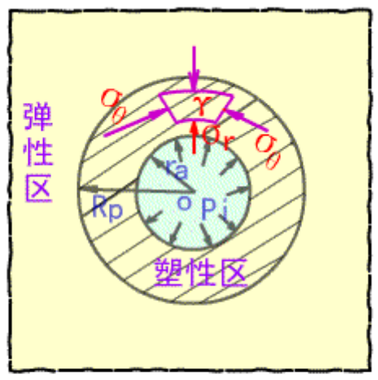
等 级	类 别	f_k	γ (KN/m^3)	Φ_k
极坚硬的	最坚硬的、致密的及坚韧的石英岩和玄武岩，非常坚硬的其他岩石	20	28～30	87
	极坚硬的花岗岩，石英斑岩，矽质片岩，最坚硬的砂岩及石灰岩	15	26～27	85
	致密的花岗岩，极坚硬的砂岩及石灰岩，坚硬的砾岩，极坚硬的铁矿	10	25～26	82.5
坚硬的	坚硬的石灰岩，不坚硬的花岗岩，坚硬的砂岩，大理石，黄铁矿，白云石	8	25	80
	普通砂岩，铁矿	6	24	75
	砂质片岩，片岩状砂岩	5	25	72.5
中等的	坚硬的粘土质片岩，不坚硬的砂岩，石灰岩，软的砾岩	4	26	70
	不坚硬的片岩，致密的泥灰岩，坚硬的胶结粘土	3	25	70
	软的片岩，软的石灰岩，冻土，普通的泥灰岩，破坏的砂岩，胶结的卵石和砾岩，掺石的土	2	24	65
	碎石土，破坏的片岩，卵石和碎石，硬粘土，坚硬的煤	1.5	18～20	60
	密实的粘土，普通煤，坚硬冲积土，粘土质土，混有石子的土	1.0	18	45
	轻砂质粘土，黄土，砾岩，软煤	0.8	16	40
松软的	湿砂，砂壤土，种植土，泥炭，轻砂壤土	0.6	15	30
不稳定的	散砂，小沙砾，新积土，开采出来的煤，流砂，沼泽土	0.5	17	27
	含水的黄土及其他含水的土(f_k=0.1～0.3)	0.3	15～18	9

6.4.1 形变山岩压力-围岩压力的弹塑性理论计算



按围岩的弹、塑性状态计算围岩压力

图 6.4.1



考虑塑性区松动时的情况

图 6.4.2

a、芬纳(Fenner)公式

①用芬纳公式计算山岩压力 Pi

在开挖隧洞的工程实践中，常会遇到软弱围岩。通常软弱围岩大体可分为两种情况：一种是由于岩体节理裂隙发育或经风化作用而形成极度破碎的近乎松散的岩体；另一种是块体强度很低，因此在一定程度上可将软弱围岩视为各向同性的均匀连续体，计算山岩压力时，可用连续介质的弹塑性理论作为工具，芬纳公式就是根据图 6.4.1 所示利用弹塑性理论导出的。

围岩在均压 P0 的作用下，在洞壁附近产生圆环形塑性区的情况。塑性区半径以 Rp 表示塑性圆环以外的岩体仍处于弹性状态，设衬砌与围岩间的相互压力为 Pi。

根据芬纳理论，压力 Pi 可用下列芬纳计算：

$$p_i = -Cctg\phi + [Cctg\phi + p_0(1-\sin\phi)](\frac{r_0}{R})^{N_\phi - 1}$$

其中：

$$N_\phi = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

这个公式在推导中忽略了凝聚力 C 的影响，若考虑 C 的作用，Pi 可用以下修正的芬纳公式计算：

$$p_i = -Cctg\phi + [(Cctg\phi + p_0)(1-\sin\phi)](\frac{r_0}{R})^{N_\phi - 1}$$

②用芬纳理论的公式计算塑性区半径 Rp

由芬纳公式可解出塑性区半径 Rp 如下：

$$R_p = r_0[\frac{p_0(1-\sin\phi) + Cctg\phi}{p_i + Cctg\phi}]^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}}$$

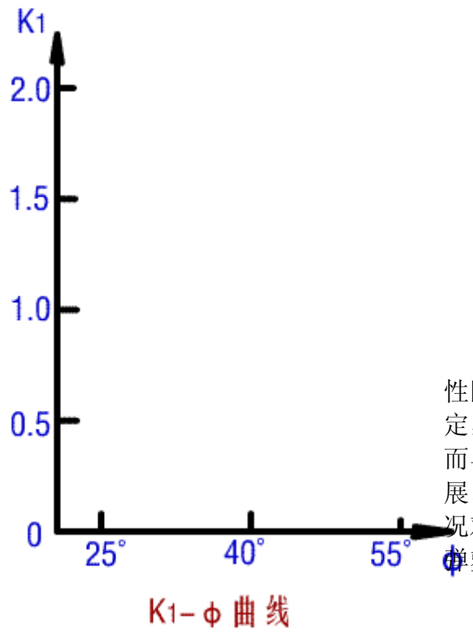


图 6.4.3

当 Pi=0 时，得塑性区最大半径，其计算公式如下：

$$R_0 = r_0\left(\frac{p_0(1-\sin\phi)+Cctg\phi}{Cctg\phi}\right)^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}}$$

式中： R0---塑性区最大半径，其他符号同前。

b、卡柯(Caquot)公式

在芬纳公式中，虽然考虑了洞室周围的塑性区，但认为塑性区扩展到一定的程度时，即受到衬砌或支撑的限制而趋于稳定，不再继续扩大。因此，不会导致塑性区中的岩石由于松动而与周围松动的围岩相互脱离，相反，如使塑性区能有较大扩展以致塑性区内的岩石与其周围岩石脱开(见图 6.4.2)。这种情况对于埋深较大的洞室是可能的。卡柯就是按照这种情况通过弹塑性理论来推导出如下计算围岩压力的公式：

$$p_i = \frac{1-\sin\phi}{3\sin\phi-1}\left[1-\left(\frac{r_0}{R}\right)^{\frac{3\sin\phi-1}{1-\sin\phi}}\right]r\cdot r_0$$

$$-\left[1-\left(\frac{r_0}{R}\right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}}\right]ctg\phi\cdot C$$

将上式写成：

$$p_i = K_1\gamma\cdot r_0 - K_2C$$

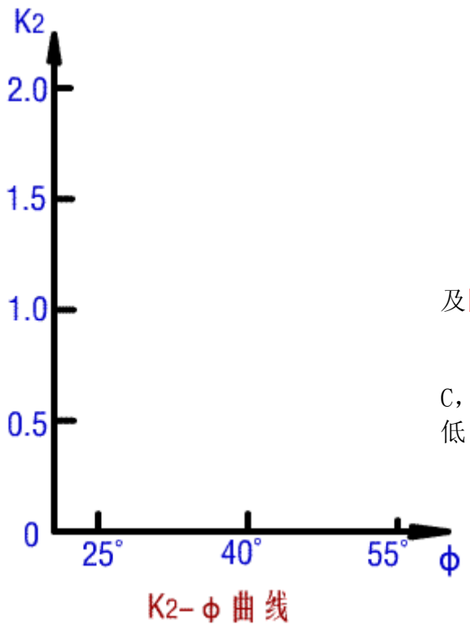
式中：

γ---岩石容重

r_0---洞室半径

C---岩石凝聚力

R_0---塑性区半径



K2-ϕ 曲线

图 6.4.4

$$K_1=\frac{1-\sin\phi}{3\sin\phi-1}[1-(\frac{r_0}{R_0})^{\frac{3\sin\phi-1}{1-\sin\phi}}]$$

$$K_2=[1-(\frac{r_0}{R_0})^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}}]ctg\phi$$

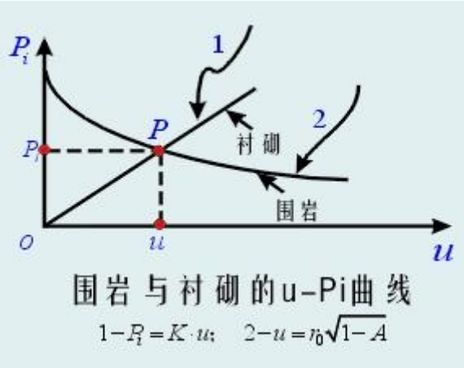
为了便于应用，将上面公式中的 K1、K2 分别绘制成图 6.4.3 及图 6.4.4 中的曲线。因此，K1、K2 可由上述曲线中查得。

在计算时，考虑塑性区内围岩的松动对岩石抗剪强度参数 C，Φ 值的影响，常将它们降低后再进行计算，一般内摩擦角降低 10%-30%，凝聚力降低 75%-80%甚至 100%。

6.4.2 考虑衬砌刚度影响的山岩压力计算

图 6.4.5

在以上所讨论的芬纳、卡柯公式中，都未考虑衬砌本身对于围岩变形的制约作用。实际上围岩变形时必然受到衬砌的约束，因此计算围岩压力时，应考虑衬砌刚度的影响(参见图 6.4.5 所示)。由此可得以下考虑衬砌刚度影响的山岩压力计算公式：



围岩与衬砌的u-Pi曲线

1-$P_i=K\cdot u$;　2-$u=r_0\sqrt{1-A}$

$$p_i=\frac{E_1}{(1+\mu_1)r_0}\cdot\frac{r_a^2-r_i^2}{(1-2\mu)r_0^2-r_i^2}\cdot u$$

式中：

E1、μ1---分别为衬砌的弹性模量和泊松比

ri、ra---分别衬砌的内、外半径

图 6.4.6

Pi---衬砌外边界上的山岩压力

$$u = r_a(1-\sqrt{1-A})$$

式中：

u---洞壁径向位移

ra---洞室开挖半径

$$A=[2-\frac{1+\mu}{E}\sin\phi(p_0-Cctg\phi)]\frac{1+\mu}{E}\sin\phi$$

$$(p_0+Cctg\phi)\times[\frac{p_0(1-\sin\phi)+Cctg\phi}{p_i+C\cdot ctg\phi}]^{\frac{1-\sin\phi}{\sin\phi}}$$

如果：

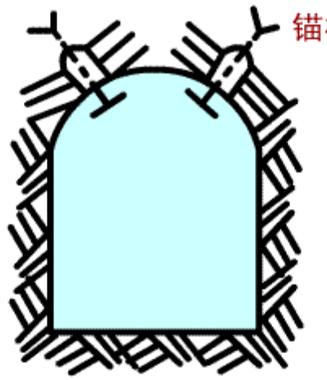
$$K=\frac{E_1}{(1+\mu_1)r_a}\cdot\frac{r_a^2-r_i^2}{(1-2\mu_1)r_a^2+r_i^2}$$

得到：

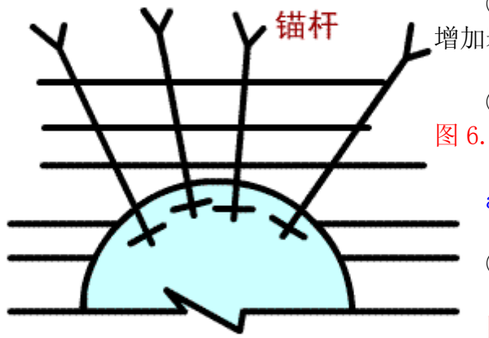
$$p_i = K\cdot u$$

联立以上方程，可以计算山岩压力 Pi ，实际计算时，可按公式绘出相应的 u-Pi 曲线，如图 6.4.6 所示。设图中两线交于 P 点，则 P 点的纵横坐标即为山岩压力 Pi 以及产生压力 Pi 时洞径向位移。

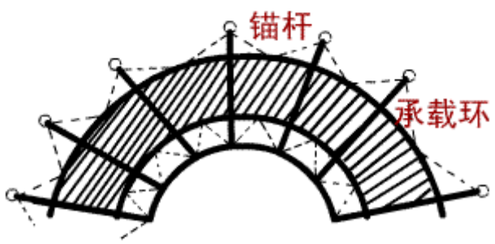
6.5.1 锚杆支护



(a)悬吊



(b)组合梁



(c)承载环

锚杆支护

锚喷支护，是锚杆与喷射混凝土联合支护的简称，锚杆和喷射混凝土也可以独立使用，但工程上常将二者联合使用，这样大大地加强了它们对于围岩的支护能力，可以适用于各种围岩条件。

锚杆很早就用于矿山的生产实践中，当时人们的作法只是在洞室边壁钻孔，然后在岩孔中灌注水泥撒沙浆并插入一根钢筋，砂浆凝固后，钢筋则被锚固于围岩中，因而增强了围岩的整体性，从而提高了围岩的承载力，现在锚杆的结构形式和施工工艺上都有很大改进，并广泛用于各种不同的地下工程中。锚杆对围岩所引起的加固作用大体有以下几种：

①悬吊作用，即把松动岩体悬吊在稳定的岩体上，防止松动岩块下落(图 6.5.1(a)所示)。

②将较薄层岩层串连在一起，形成组合梁(图 6.5.1(b))，增加岩体的承载力。

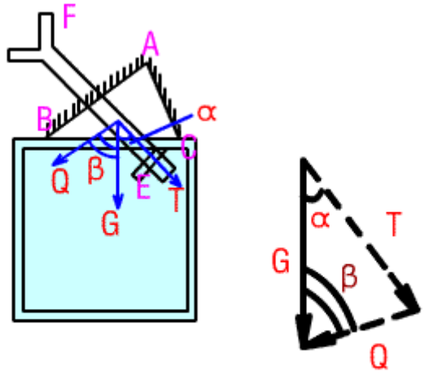
③在软弱岩体中形成“承载环”以提高围岩体承载力(见图 6.5.1(c))。

a、锚固力的计算

①用锚杆加固块状岩石的情况

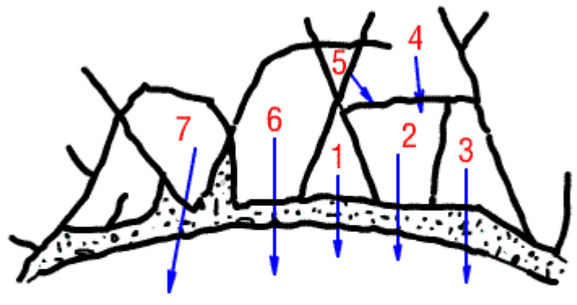
图 6.5.2 为洞顶部位呈现块状围岩的情况。图中这些岩块互相连锁、咬合。围岩坍塌时，总是从易于坍落的"危石"开始，从而导致整个围岩的破坏。

图 6.5.1



用锚杆支护"危石"

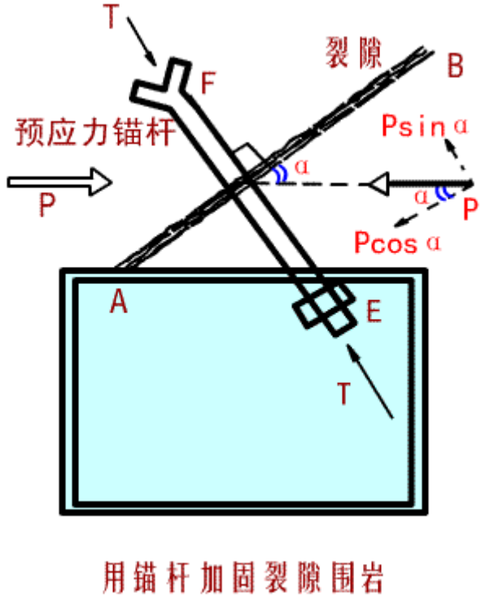
图 6.5.3



洞顶部位的块状围岩

图 6.5.2

图 6.5.3 为用锚杆加固"危石"的情况，由此可求得锚杆的拉力和剪力如下：



用锚杆加固裂隙围岩

$$T=\frac{\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)}G$$

$$Q=\frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)G}G$$

式中：

G---"危石"ABC 的重量

α ---锚杆轴线与垂向的夹角

β ---锚杆横向与垂直方向的夹角

由上式按照锚杆的强度，可确定锚杆横截面积。

②锚杆对裂隙岩体的加固

图 6.5.4 表示洞顶围岩出现裂隙的情况。为了防止裂缝 AB 的进一步扩展以致危及顶部岩石稳定，这里采用了预应力锚杆，锚杆所受到的预拉应力 T，也就是裂隙岩体中所受的加固压力

图 6.5.4　　为：

$$T \geqslant p(\cos\alpha \cdot ctg\phi - \sin\alpha)$$

式中：

α ---裂隙与水平向的夹角

Φ---岩体裂隙面的内摩擦角

T---锚杆预应力，即锚杆张力

P---顶部围岩水平向压力

由上式算得的 T 和锚杆材料强度可确定锚杆截面积。

b、锚杆直径的确定

按杆体承载力与锚固力系强度原则确定。锚杆杆体直径 d 计算式为：

$$d = 1.13\sqrt{\frac{T}{\sigma_t}}$$

式中：

T---锚杆锚固力

σt---锚杆材料的抗拉强度

c、悬吊式锚杆长度计算

锚杆长度计算公式为：

$$l = l_1 + l_2 + l_3$$

式中：

l---锚杆长度(m)

l_1---外露长度(m)，一般为喷层厚+(2-5)cm

l_2---有效长度(m)

l_3---锚入稳定岩层内的锚固长度(m)

d、悬吊式锚杆间、排距计算

通常取间、排距相等，均取为 a，即：

$$a = \sqrt{\frac{T}{k\gamma l_2}} \text{ 或 } a = 0.887d\sqrt{\frac{\sigma_t}{k\gamma l_2}}$$

式中：

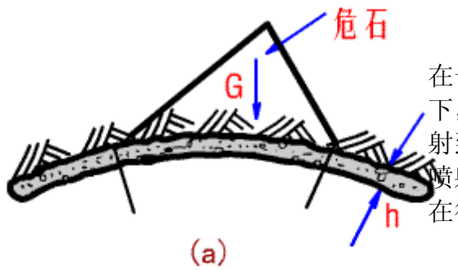
T---锚杆锚固力(KN)

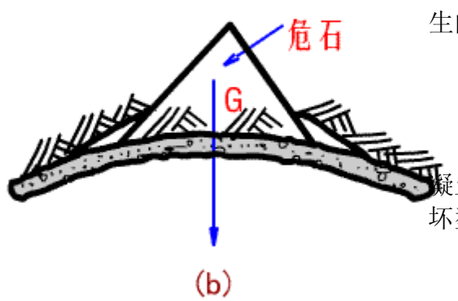
k---安全系数，通常取 1.5～1.8

ɣ---岩体容重

l_2---锚杆有效长度

6.5.2 喷射混凝土支护





用喷层支护"危石"
(a)由冲切作用引起的破坏；
(b)"撕开型"破坏

图 6.5.5

a、喷射混凝土对于危石的支护

喷射混凝土是将砂石骨料、水泥和水泥速凝剂等材料拌和在一起，并借助于混凝土喷射机，使拌和物在压缩空气的作用下，通过软管送到喷嘴，在喷嘴处加水混合，并以高速将其喷射到岩面上形成喷射混凝土层，用以支护围岩，虽然岩石上的喷射混凝土层很薄，但因施工及时并能紧贴岩面，其支护作用在很多情况下往往比一般传统的支护形式更为有效。

图 6.5.5 危石的重量 G 应由喷混凝土层支承，喷层可能产生的破坏有“冲坏型”、“撕裂型”等。

(1)按“冲坏型”破坏验算喷层厚度

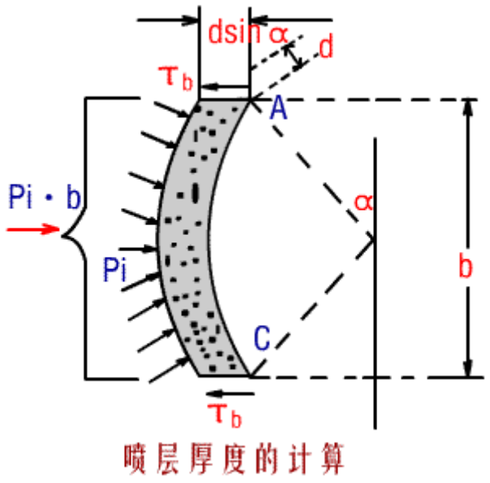
设危石自重为 G，危石底面周长为 l，喷层厚度为 h，喷混凝土的抗拉强度为 Rt，由图 6.5.5(a)可知，要使喷层不产生“冲坏型”破坏，应使喷层厚度 h 满足下式：

$$h \geqslant \frac{G}{R_t \cdot l}$$

(2)按“撕裂型”破坏验算喷层厚度

为了不使喷混凝土层产生“撕裂型”破坏(图 6.5.5(b))。喷混凝土层厚度 h 应满足：

图 6.5.6



喷层厚度的计算

图 6.5.7

$$h \geqslant 3.634\left(\frac{G}{l \cdot R_{Lu}}\right)^{4/3} \cdot \left(\frac{K}{E}\right)^{1/3}$$

式中：

G---危石自重(KN)

l---危石底面周长(m)

R_{Lu}---喷混凝土与岩面的粘结强度(MPa)

E---混凝土的弹性模量(MPa)

K---岩体弹性抗力系数(MPa/m)

h---喷混凝土层厚度(m)

b、喷射混凝土层对于软弱围岩的支护

开挖在软岩中的圆形断面洞室在垂直压力作用下，常常可能发生如图 6.5.6 的破坏形式，称为“剪切楔体”。为防止两侧楔形体的位移和坍塌，必须及时予以喷混凝土支护。喷层厚度的计算简图如图 6.5.7 所示。故喷层厚度为：

$$d = \frac{b \cdot p_i \cdot \sin\alpha}{2\tau_b}$$

式中：

d---喷混凝土层厚度(m)

Pi---山岩压力(MPa)，可采用芬纳公式近似确定或通过试验洞确定

b---破坏面间的距离

α ---可由 α ≤23° 6′ 来确定

τ_b---喷混凝土的抗剪强度(MPa)

6.5.3 喷-锚支护

喷-锚支护是前述喷混凝土支护与锚杆支护措施的有机结合，这种支护方法普遍适用于各种围岩。

a、块状围岩的情况

喷-锚支护永远用于块状围岩中时，必须充分利用压应力作用下岩块间的镶嵌、咬合而产生的“围岩自承作用”，与此同时，还应注意在块状围岩中采用喷-锚支护的主要目的是防止洞室表面“危石”的坍塌。因此，对喷层和锚杆的核算，应根据“危石”下落时产生的作用力进行分析。

b、软弱围岩的情况

软弱围岩中锚杆的主要作用是通过锚杆的加固，将洞室附近一定厚度范围内的岩体组成“承载环”，以提高围岩的自承能力和稳定性。假设用锚杆支护使得洞室周围产生一个厚度为十的承载环。由于锚杆的作用，承载环内岩体产生径向应力：

$$\sigma_{ra} = \frac{T}{ba}$$

式中： T---锚杆中的拉力

b、a---锚杆的间、排距。

在这种情况下，达到塑性平衡状态所需的切向应力：

$$\sigma_{\theta} = R_c + tg^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})\frac{T}{ba}$$

因而岩体剪切破坏时的剪切阻力也从 τ_{f1} 提高到 τ_{f2}，使得传递到喷层上的荷载减少了。

软弱围岩中的喷层支护是属于柔性薄壁结构，它与围岩紧密贴合，因此作用在喷层上的压力主要是喷层与围岩共同变形中产生的变形压力。该压力大小不仅与结构刚度有关，同时与支护时间有关。为了减小作用在支护结构上的形变压力，应让围岩获得一定变形机会，因此在软弱围岩中喷层不宜过厚，如果喷层较薄不满足强度要求，则在喷混凝土中添置钢丝网、钢筋和锚杆或钢纤维，而不采用加厚喷层的办法。

7.1.1 岩基础的类型

大多数岩基是坚硬的，特别是裂隙稀少而坚硬的岩石，当它承受建筑物的荷载时，通常具有足够的承载力，但当岩石存在缺陷时，或在某些特殊的荷载条件下，它可能引起较大变形或滑移。为保证建筑物的安全，必须控制建筑物的荷载不超过岩基的承载力和满足岩基的抗滑稳定性。

图 7.1.1 所示，表示了几种常见的岩石基础。

图 7.1.1

图 7.1.2 为极陡地形上桥和坝的基础。

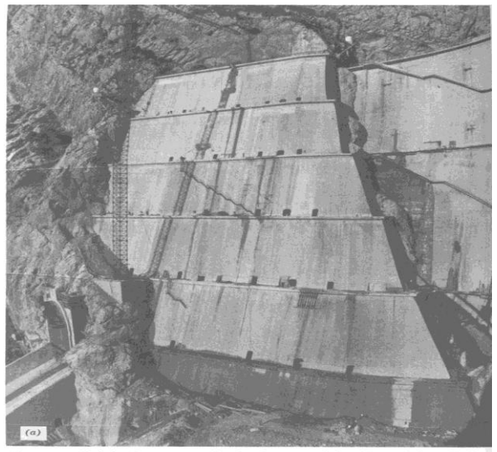


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam, Spain. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (*a*) A view of the structure from downstream.

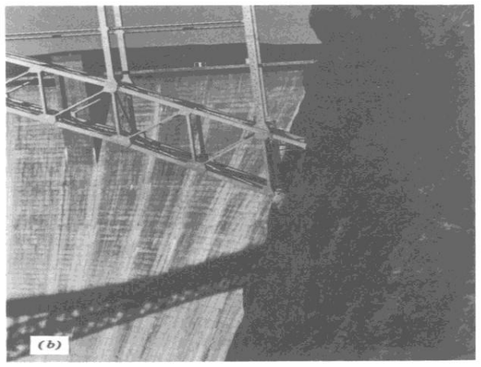


Figure 9.2 Foundations of a bridge and a dam in very steep terrain. (*a*) Footings for the Glen Canyon Bridge, built by the U. S. Bureau of Reclamation across a precipitous canyon in Navajo sandstone. The small, dark squares on the rock are rock bolts. (*b*) The other abutment of the bridge and the left side of Glen Canyon arch dam.

图 7.1.2

7.2.1 岩基的几种破坏形式

a、基脚下岩石的破坏

基脚下岩石的破坏过程，如图 7.2.1 所示。

(a)

(b) (d)

(c) (e)

图 7.2.1

b、倾斜荷载下岩基的破坏

倾斜荷载下岩基的破坏过程，如图 7.2.2 所示。

图 7.2.2

7.2.2 岩基的承载力

所谓岩基的承载力，就是指岩基所能负担的最大荷载(或称极限荷载)，它是与基岩允许变位和极限平衡两者相适应的岩石表面上的最大压力。

a、垂直荷载下岩基的承载力(适用于条形、正方形、矩形、圆形基础)

$$[p]=\frac{1}{F_s}[\beta_1 N_r b\gamma+\beta_2(2+\pi)c+N_q\gamma h]+\gamma h$$

式中：

Fs---安全系数

Nr、Nq---承载力系数

β1、β2---基础形状系数

b---基础短边宽度(若为圆形基础，则代表直径)

h---基础埋置深度

γ---岩石容重

C、Φ---岩石的凝聚力和内摩擦角(见表 7.2.1)

表 7.2.1

基础形状 形状系数	条 形	正 方 形	圆 形	矩 形
β1	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(b/l)
β2	1	1.3	1.3	1+0.3(b/l)

b、岩基上基脚的允许承载力

基岩承载力的分析见图 7.2.3，根据该图，按照莫尔-库伦强度理论，可确定基岩承载力为：

$$q_f = q_u(N_\phi + 1)$$

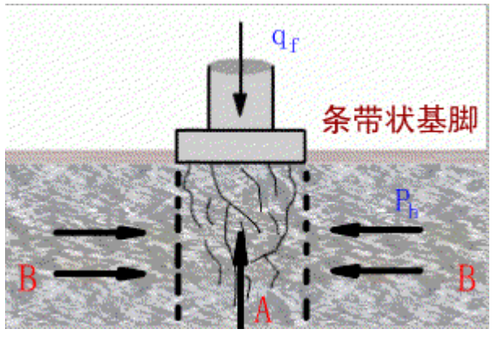


图 7.2.3

式中：

$$N_\phi = tg^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

Qu---基岩单轴抗压强度

如果如图 7.2.3 情况的基岩，即基脚位于节理岩体上，每个节理间距为 S，对于张开节理的岩体，其承载力为：

$$q_f = q_u\{\frac{1}{N_\phi - 1}[N_\phi(\frac{S}{B})^{N_\phi - \frac{1}{N_\phi}} - 1]\}$$

式中：B---基础宽度，其他符号同上。

c、岩基中插入式墩柱

当地表土的允许荷载较低时，采用打桩或现场浇筑桩或在钻井中浇筑墩柱把建筑物荷载传送到岩石上的方法可能是经济的。

浇筑的混凝土与开挖的岩石表面间产生附着力(胶结力)，其强度可达到岩石或混凝土的抗剪强度中的较小值，设计基础时必须考虑在墩柱或桩周边的这种胶结力与它们端支承力之间荷载是如何分配的，墩柱(或桩)的长度和直径，可以按照胶结应力和支承压力均不超过允许值使两者均发挥作用的原则来选定。

对于一个基岩面以下的竖井中的墩柱或桩组下端的沉陷量，见图 7.2.4，可用下式计算：

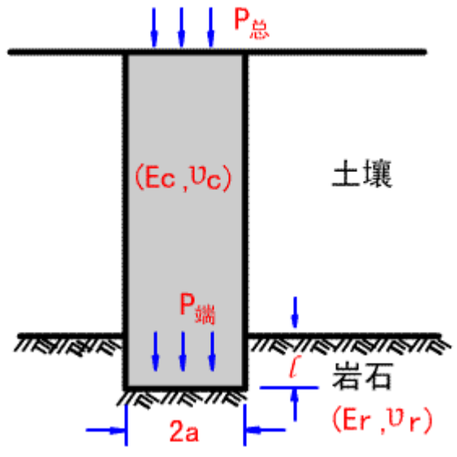


图 7.2.4

$$w_{底}=\frac{(\pi/2)p_{端}(1-V_r^2)a}{E_r n}$$

式中：

$P_{端}$---墩柱或桩下端的法向力

Vr、Er---岩石的泊松比和弹性模量

a---墩柱或桩下端的半径

n---系数，取决于相对深度和泊松比 Vr(见表 7.2.2)

表 7.2.2 嵌入深度(l)对刚性板位移的影响，根据方程式

l/a	0	2	4	6	8	14
n:Vr=0	1	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
n:Vr=0.3	1	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
n:Vr=0.5	1	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

如果墩柱建造在基岩表面上，可忽略在土层中沿墩柱周边的附着力。假定作用在墩柱顶上的总压力 $P_{总}$同样也作

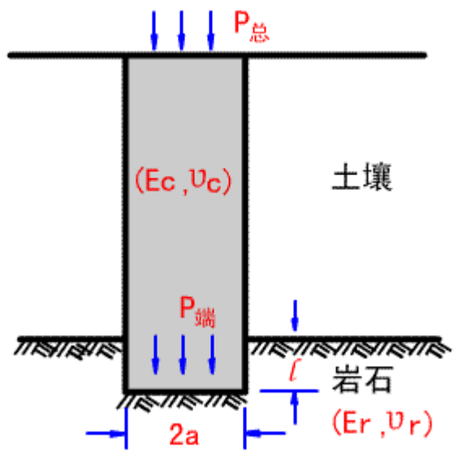


图 7.2.5

用在其底部，则即使墩柱插入岩石只有几倍半径的深度，也有相当大的荷载会传递到周边，而 P 端远小于 P 总。因此，只要墩柱的荷载不超过胶结力的极限，就可按图 7.2.5 来分析插入岩石的墩柱的荷载传递问题。

在沿周边的胶结力全部遭到破坏的极限情况下，分析周边为摩擦接触的桩或墩柱的情况是有用的。假定墩柱或桩与土之间的侧面摩擦系数为零，而岩石插座壁上的摩擦系数为常数 μ，则在岩石顶面以下深度为 y 处墩柱的铅直应力 σ y 为：

$$\sigma_y = p_{总} e^{-\left\{\left[\frac{2V_c\mu}{1-V_c+(1+V_r)\frac{E_c}{E_r}}\right]\frac{y}{a}\right\}}$$

式中：

Vc、Vr---分别为混凝土和岩石的泊松比

Ec、Er---分别为混凝土和岩石的弹性模量

其他符号同前。

如果取插入深度 l=y，则 P 端= σ y，即：

$$p_{端} = p_{总} e^{-\left\{\left[\frac{2V_c\mu}{1-V_c+(1+V_r)\frac{E_c}{E_r}}\right]\frac{l}{a}\right\}}$$

胶结强度最好由前述的现场拉拔试验来确定，或者由压载试验来确定，在软岩(如风化粘土岩)中，它的破坏常不是由于压缩而是由于剪切引起的，胶结强度可取为：

$$\tau_{胶结} = aS_u$$

$$或\tau_{胶结} = q_u\left[\frac{a}{2tg(45^\circ - \phi/2)}\right]$$

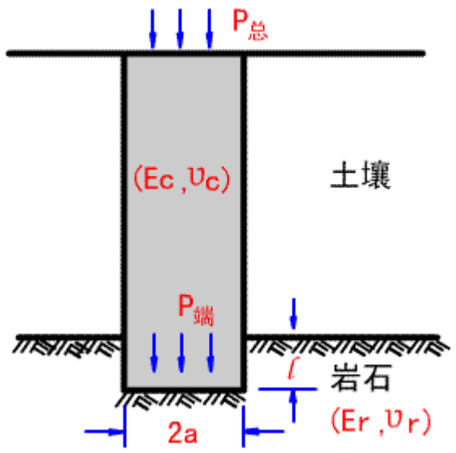


图 7.2.6

图 7.2.7a

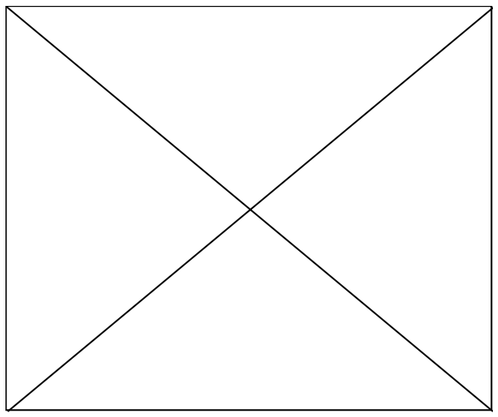


图 7.2.7b

式中：

Su---岩石的不排水强度

a---常数值为 0.3～0.9

Qu---岩石单轴抗压强度

在硬岩中，胶结强度的保守值为：

$$\tau_{胶结}=\frac{q_u}{20}$$

假定墩柱在插入长度上发挥全部的胶结强度，从而能使端支承力减小到可以接受的数值，那么只要允许承载力和允许剪应力都已确定，并已知墩柱顶上的总铅直荷载 $F_{总}$，则采用下述迭代法进行墩柱设计。

(1)假定一个岩石插座壁上的允许胶结应力值

(2)选择半径 a，它可由混凝土的允许荷载来确定

(3)忽略端支承，并计算插入岩石的最大长度 l_{max}

$$l_{max}=\frac{F_{总}}{2\pi a\tau_{允许}}$$

(4)选一个 l_1〈lmax，由图 7.2.6 求得与 l_1/a 相对应的 $P_{端}/P_{总}$。另一种方法是，相应于胶结应力的较低值，选一个摩擦系数 μ，使用公式计算 $P_{端}/P_{总}$。

(5)计算 $P_{端}$

(6)把 $P_{端}$与深度 l_1，相对埋置比 l_1/a 时，材料的允许承载力 $q_{允许}$相比

(7)计算 τ

(8)比较 τ 与 τ 允许

(9)用 l2 和 a 重复上述计算，直到 τ = τ 允许，P 端 ≤q 允许为止

d、倾斜荷载下基岩的承载力

倾斜荷载有两种情况：一种是基础底面虽然水平，然而荷载倾斜如图 7.2.7a 所示；另一种是基础底面是倾斜的，而荷载也是倾斜的，如图 7.2.7b 所示。

i)基础为水平的情况

根据塑性力学分析，可以确定条形基础(基底为光滑)下，地基在极限荷载时所产生的滑面，如图 7.2.7a 所示图中由滑动面 ABCD 所围成的塑性区，是由两个三角形区 ABO 和 OCD 以及一个类似于扇形的所谓扇形区 OBC 所组成，图中 α 和 β 角为：

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2}[\sigma + \arcsin(\frac{\sin\sigma}{\sin\varphi})]$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \alpha$$

岩基的极限荷载为：

$$p = \frac{1}{N}[N_q q + N_c C]$$

式中：

$$N=\frac{\cos\sigma}{2}[1-\frac{\cos(\varphi-\alpha)\cos(\sigma+a)}{\cos\varphi\cos\sigma}]$$

$$N_c=\frac{\sin\alpha}{2\cos\varphi}[\cos(\varphi-a)+\sin\alpha e^{2\beta tg\varphi}+\frac{\sin\alpha}{\sin\beta}(e^{2\beta tg\varphi}-1)]$$

$$N_q=\frac{\sin^2\alpha}{2(1-\sin\varphi)}e^{2\beta tg\varphi}$$

q---基础侧面的均布荷载

C、Φ---分别为岩体的凝聚力和内摩擦角

e---自然对数的底

其余符号同前。

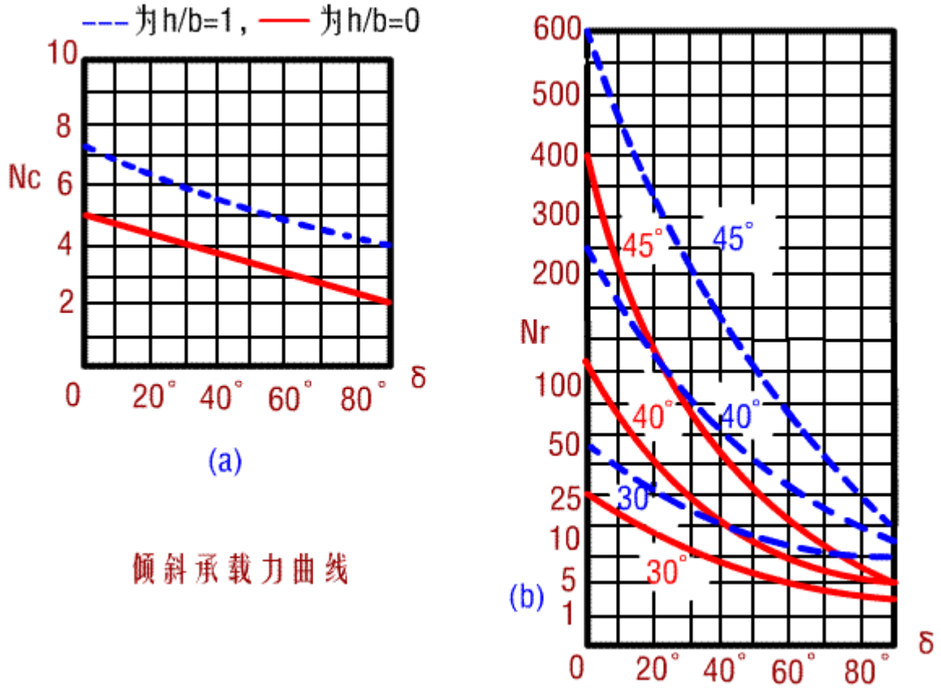
ii)基础倾斜的情况

图 7.2.8b

对于宽度为 b，埋深为 h 的倾斜基础，基础底面与水平面的夹角为 σ，如图 7.2.8b 所示，这时，地基的极限承载力由下式计算：

$$p=N_cC+\frac{1}{2}N_rbr$$

式中系数 Nc 和 Nr 是根据基础倾角 σ 以及基础埋深 h 与宽度 b 之比，可从图 7.2.9 中查出。



倾斜承载力曲线

图 7.2.9

该公式也可近似计算垂直荷载作用下倾斜地基的承载力(图 7.2.10)及拱坝坝肩的承载力(见图 7.2.11)

图 7.2.10

图 7.2.11

7.3.2 岩基抗滑稳定性计算

a、表层滑动稳定性计算

验算表层滑动的抗滑安全系数 Fs 时，

可按图 7.3.2 所示的坝体受力情况，分别求出坝体沿岩基表层的抗滑力与滑动力，然后通过二者之比求抗滑稳定安全系数 Fs ：

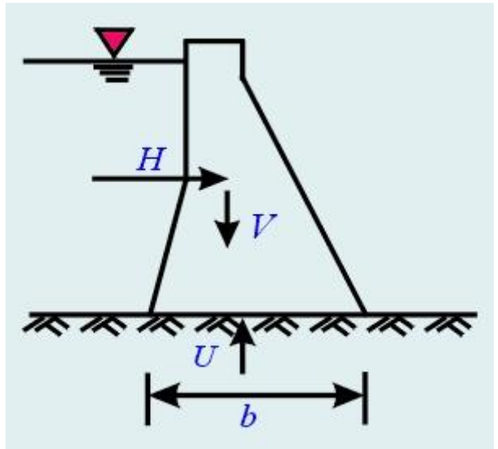


图 7.3.2

$$F_s = \frac{f(V-u)}{H}$$

式中：

V---由坝体传至岩基表面的总垂直荷载

H---坝体承载的总水平荷载

u---坝底扬压力

f---坝体混凝土与岩基接触面上的摩擦系数，可选用现场试验的实测值，一般情况下仅取实测值的 70%-80% ，也可能照已建坝的资料见表 7.3.1

表 7.3.1

坝 型	坝 高(m)	坝 长(m)	坝基岩石性质	岩石湿抗压强度(MPa)	摩擦系数
堆石坝	47		白垩纪砂岩	39	0.52
重力坝	93	367	侏罗纪砂页岩	34～69	0.51～0.53
大头坝	104	311	震旦纪砂岩板岩	150	0.65
重力坝	63		泥盆纪石英砂岩	255	0.58
大头坝	110	700	震旦纪闪长玢岩、闪长岩	98	0.65
宽缝重力坝	105		泥盆纪千里岗砂岩	108	0.50

大头坝	77.5	580	侏罗白垩纪凝灰集块岩	74	0.70
宽缝重力坝	146	237	前震旦纪云母石英片岩	127	0.75
重力坝	47		白垩纪流纹斑岩	136	0.65

在公式中未将混凝土与岩石接触面上的凝聚力 C 计算在内，因此，设计时只要具有稍大于 1 的安全系数即可。根据中国水利电力部“混凝土重力坝设计规范(试行)SDJ21-78”规定，在不计接触面的凝聚力时，坝体抗滑稳定安全系数不应当小于表 7.3.2 所列的数值。

表 7.3.2 抗滑稳定安全系数

荷 载 组 合	坝 的 级 别		
	1	2	3
基 本 组 合	1.10	1.05	1.05
特殊组合(1)	1.05	1.00	1.00
特殊组合(2)	1.00	1.00	1.00

注：基本组合是指正常水位下的各种荷载组合；特殊组合(1)是在校核洪水位情况下的荷载组合；特殊组合(2)是包括地震荷载下的各种荷载组合。

(a)浅层滑动

(b)深层滑动

(c)混合滑动

图 7.3.3

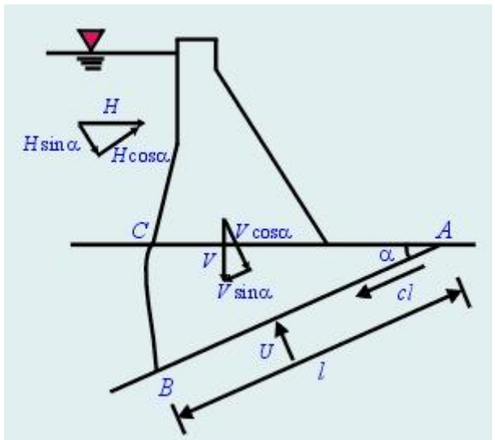
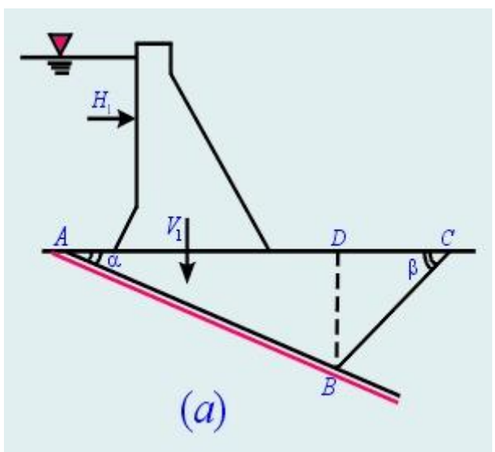


图 7.3.4



如果考虑接触面的凝聚力 C，则抗滑稳定安全系数为：

$$F_s = \frac{f(V-u)+cb}{H}$$

式中：

C---坝体与岩基接触面上的凝聚力(MPa)

b---坝底宽度(m)

这时，一般要求 Fs=2.5～3.0，甚至更大。

b、深层滑动稳定性计算

在进行深层滑动的稳定计算中，必须首先判断岩基中可能滑动的形状及位置，确定岩基中可能产生滑动的块体，然后根据力学原理分析块体受力情况，即可求出块体的抗滑安全系数 Fs。

岩基中可能滑动面，是根据工程地质资料，按照岩基中的节理裂隙，断层以及各种地质结构面的分布和组合情况来确定的，如图 7.3.3。根据可能滑动面的倾向，深层滑动分为倾向上游的滑动和倾向下游的滑动，它们的抗滑稳定验算是不同的。

(1)滑动面倾向上游的情况

如图 7.3.4 中，AB 为基岩中倾向上游的一个滑面，其倾角为 α 大坝蓄水后,受水平推力 H 的作用，坝体连同下面的三角形岩石块体 ABC 有可能沿 AB 滑动面产生滑动。根据图中受力情况(注意：这里 BC 面上的拉应力没考虑或忽略不计)，可得抗滑安全系数如下：

$$F_s = \frac{(H\sin\alpha + V\cos\alpha - u)tg\varphi + cl}{H\cos\alpha - V\sin\alpha}$$

式中：

V---坝体与三角形岩石块体重量之和

图 7.3.5a

u---滑动面上的扬压力

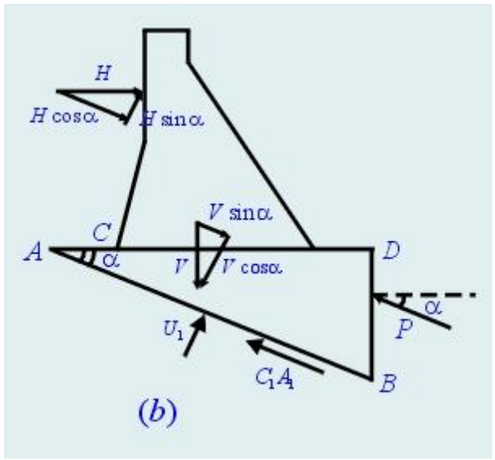


图 7.3.5b

C、 Φ---分别为滑动面上的凝聚力和内摩擦角

(2)滑动面倾向下游的情况

如图 7.3.5a，岩基中出现倾向下游的软弱结构面(图中 AB 面)，这时必须验算坝下的岩体是否可能沿此软弱结构面并通过岩基中另一可能滑动面 BC 产生滑动。在一般情况下，滑动面 BC 的位置以及它的倾角 β 都是未知的，因此，在计算安全系数 Fs 时，要选定若干个可能的滑动面 BC 分别进行计算，以便求得安全系数最小者及其相应的危险滑动面。这种情况的抗滑安全系数的计算有三种方法：

i)抗力体极限平衡法

图 7.3.5a 中坝基岩体 ABC 中的部分块体 BCD 在其自重(有时 DC 面上可能有外荷)的作用下，显然具有沿 BC 面下滑的趋势，这一趋势将对左侧 ABD 产生阻滑作用，因此，ABD 块常被称为滑移体；右侧块体 BCD 则称为抗力体。

所谓用“抗力体极限平衡法”来计算坝基的抗滑安全系数，就是通过抗力体的极限平衡状态首先算出滑移体 ABD 与抗力体 BCD 之间的相互推力 P，然后在根据滑移体的受力状态来计算抗滑安全系数 Fs，具体计算如下：

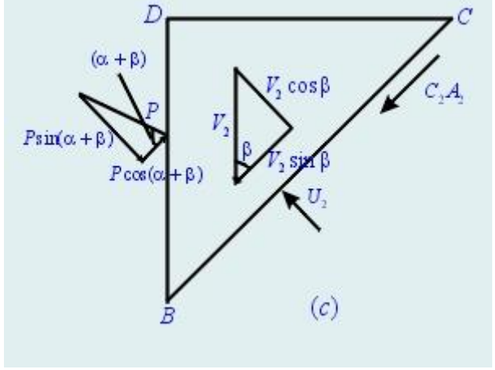


图 7.3.5c

由抗力体极限平衡状态计算推力 P：

$$p=\frac{V_2\sin\beta+f_2(V_2\cos\beta-u_2)+c_2A_2}{\cos(\alpha+\beta)-f_2p\sin(\alpha+\beta)}$$

式中：

V2---抗力体(BCD 块)的自重

u---滑面 BC 上的物压力

A2---滑面 BC 的面积

α 、 β ---分别表示滑面 AB、BC 的倾角

f2、C2---滑面 BC 上的内摩擦系数和凝聚力

根据滑移体 ABD 计算抗滑安全系数 Fs：

$$F_s = \frac{f_1(V_1\cos\alpha - H_1\sin\alpha - u_1) + c_1A_1 + p}{H_1\cos\alpha + V_1\sin\alpha}$$

式中：

C1、f1---滑面 AB 上的凝聚力和内摩擦系数

V1---坝体与滑动体 ABD 的重量之和

u1---滑面 AB 上的物压力

A1---滑面 AB 的面积

其余符号同前。

ii)等 Fs 法

此法认为坝基在失稳过程中，滑移体与抗滑体具有相同的抗滑安全系数 Fs，以下按此观点推导 Fs 的计算

首先根据图 7.3.5b 中滑移体受力情况，可得 Fs 为：

$$F_s = \frac{f_1(V_1\cos\alpha - H_1\sin\alpha - u_1) + c_1A_1 + p}{H_1\cos\alpha + V_1\sin\alpha}$$

再根据图 7.3.5c 中抗力体的受力状态，可求得相应的抗滑安全系数 Fs 为：

$$F_s = \frac{f_2[p\sin(\alpha+\beta) + V_2\cos\beta - u_2] + c_2A_2}{p\cos(\alpha+\beta) - V_2\sin\beta}$$

由上式解出推力 P，得：

$$p = \frac{F_sV_2\sin\beta + f_2(V_2\cos\beta - u_2) + c_2A_2}{F_s\cos(\alpha+\beta) - f_2\sin(\alpha+\beta)}$$

在实际计算中，可采用迭代法求解。

iii)不平衡推力法

此法认为图 7.3.5a 中左侧滑移体 ABD 如果沿滑面 AB 不能处于平衡状态(亦即滑移体的抗滑安全系数小于 1)，这时 ABD 将具有下滑趋势，并将未知的下滑力 P 传到其下的抗力体 BCD，并成为抗力体 BCD 的推力(图 7.3.5c)，因此该推力 P 称之为“不平衡推力”，这时可求得抗滑安全系数 Fs 为：

$$F_s = \frac{f_2[p\sin(\alpha+\beta) + V_2\cos\beta - u_2] + c_2A_2}{p\cos(\alpha+\beta) - V_2\sin\beta}$$

式中：P---不平衡推力

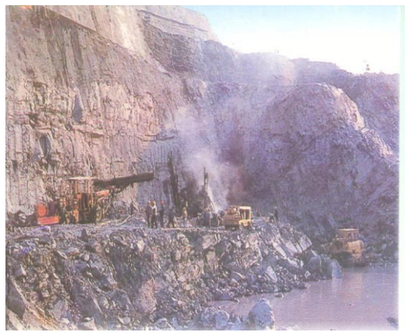
$$p = (V_1\sin\alpha + H_1\cos\alpha) - [f_1(V_1\cos\alpha + H_1\sin\alpha - u_1) + c_1A_1]$$

其余符号同前。

8.1.1 岩坡及其破坏形式

在很多工程建设中，会遇到岩石边坡。例如：公路或铁路的路堑边坡，露天开采的矿山边坡，水利水电工程中的库岸边坡，渠道边坡，隧洞进出口边坡等等。图 8.1.1 为某些工程边坡，边坡稳定问题是工程建设中经常遇到的问题之一。

众所周知，**岩体常被各种方位的地质结构面切割成不同形状的块体**。因此，工程实践中所遇到的岩坡，多为岩块所组成。



◀厂房开挖

图 8.1.1

在一般情况下，结构面的强度远低于完整岩体的强度，岩坡中结构面的规模、性质及其组合方式在很大程度上决定着岩坡失稳时的破坏形式。结构面的形状或性质稍有改变，则岩坡的稳定性将会受到显著的影响。

岩坡的失稳情况，按其破坏方式主要可分为崩塌与滑坡两种(见图 8.1.2)。

a、崩塌

崩塌：是指块状岩体与岩坡分离向前翻滚而下，其特点是：在崩塌过程中，岩体中无明显滑移面，同时下落岩块或未经阻挡而直接坠落于坡脚；或于斜坡上滚翻，滑移，碰撞，最后堆积于坡脚。图 8.1.2a 为岩坡崩塌破坏的情况。

(a)崩塌

b、滑坡

滑坡：是指岩体在重力作用下，沿坡内软弱结构面产生整体滑动，其滑动面往往深入坡体内部，有时甚至延伸到坡脚以下。图 8.1.2b 为滑坡破坏的情况。

(b)滑坡

图 8.1.2

边坡实际的破坏形式是很复杂的，除上述两种主要破坏形式外，还有介于崩塌与滑坡之间的坍滑以及倾倒、剥落等破坏形式，有时也可能出现以某种破坏方式为主，有其他若干破坏形式的综合破坏。

8.2.1 圆弧法岩坡稳定性计算

目前，用于分析岩坡稳定性的方法有：刚体极限平衡法，赤平投影法，数值法和模拟试验等。本章仅介绍应用较广的刚体极限平衡法，该法采用了下列基本假定：

(1)组成滑坡体的岩块被视为刚体。

(2)假定滑动块体沿滑面(或沿块体之间的错动面)处于极限平衡状态，亦即作用与滑面上的力满足库伦屈服准则。

(3)滑面可简化为圆弧面、平面或折面。

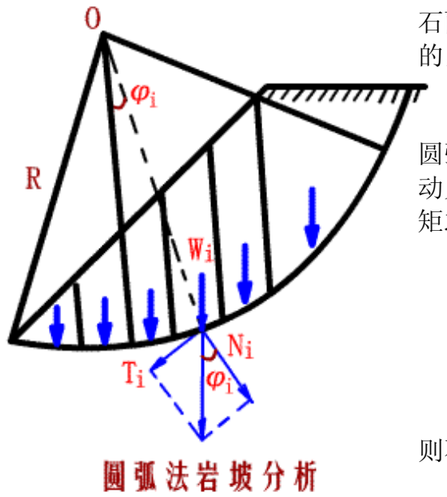


图 8.2.1

对于页岩、热液蚀变岩石以及强风化的花岗岩之类的软弱岩石面边坡。它们的失稳主要是由岩体本身的坍塌或滑动面引起的，其边坡稳定性分析可采用圆弧法进行稳定分析。

在圆弧法进行分析时，首先我们假定滑动面为切割岩体的一圆弧(图 8.2.1 所示)，把滑动岩体看作为刚体，求滑动面上的滑动力及抗滑力，再求这两个力对圆心的力矩，抗滑力矩和滑动力矩之比，即为该岩石边坡的稳定安全系数 Fs ：

$$F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{M_R}{M_S}$$

如果 Fs>1，则沿着这个计算假定滑面是稳定的；若 Fs<1，则不稳定。Fs=1 则说明这个计算滑面处于极限平衡状态。

在进行计算时，把滑体分为 n 条(见图 8.2.1)，其中的抗滑力矩为：

$$M_R = (\sum_{1}^{n} c_i l_i + \sum_{1}^{n} N_i tg\varphi_i)R$$

式中，n 为分条数目

Ci，Φi---分别为第 i 条滑弧所在岩层的凝聚力和内摩擦角。

li---第 i 条岩条的滑弧长度。

滑面上总的滑动力矩为：

$$M_S = \sum_1^n T_i R$$

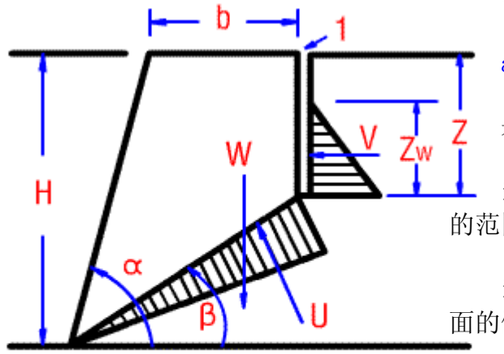
因而得到假定滑动面上的安全系数为：

$$F_s = \frac{\sum_1^n l_i c_i + \sum_1^n N_i tg\varphi_i}{\sum_1^n T_i}$$

由于圆心和滑动面是任意假定的，因此要假定多个圆心和相应的滑动面作类似的分析计算，从中找到最小的安全系数，即为真正的安全系数，对应的圆心和滑动面为最危险面的圆心和滑动面。

8.2.2 平面滑动岩坡稳定分析

平面滑动岩坡稳定分析简图如图 8.2.2。



平面滑动分析简图

1-张裂缝

图 8.2.2

a、平面滑动的一般条件

岩坡沿着单一的平面发生滑动，必须满足以下条件

i)滑动面的走向必须与坡面平行或接近平行(约在±20 度的范围以内)。

ii)滑动面必须在边坡面出露，即滑动面的倾角 β 必小于坡面的倾角 α，即 β＜α。

iii)滑动面的倾角 β 必大于该面的摩擦角 Φj，即 β＞Φj。

iv)岩体中必须存在对于滑动阻力很小的分离面，以定出滑动面的侧面边界。

b、平面滑动分析

在分析中可作下列假定：

i)滑动面及张裂缝的走向平行于坡面。

ii)张裂缝垂直、其中充水深度为 Zw。

iii)水沿张裂缝底进入滑动面渗漏，张裂缝底与坡趾间的长度内水压力按线性变化至零(三角形分布)。

iv)滑动体重量 W、滑动面上水压力 u 和张裂缝中水压力 V，三个均通过滑体的重心，即假定岩块转动力矩为零，破坏只是由于滑动。

潜在滑动面上的安全系数，可按极限平衡条件求得，这时安全系数等于总抗滑力与总滑动力之比，即：

$$F_s = \frac{c_j L + (W\cos\beta - u - V\sin\beta)tg\varphi_j}{W\sin\beta + V\cos\beta}$$

式中：L---滑动面长度(或单位宽度内的面积)

$$L = \frac{H - Z}{\sin\beta}$$

$$u = \frac{1}{2}\gamma_w Z_w L$$

$$V = \frac{1}{2}\gamma_w Z_w^2$$

W 按下列不同情况计算：

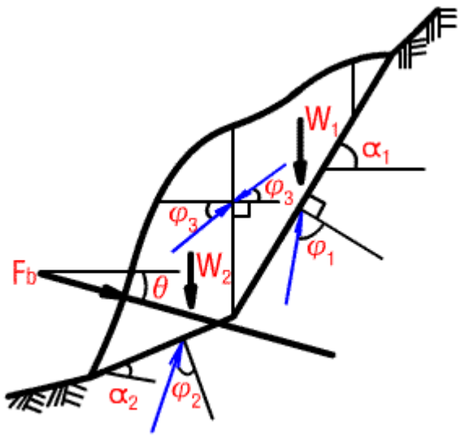
当张裂缝位于坡顶面时：

$$W = \frac{1}{2}\gamma H^2\{[1-(Z/H)^2]ctg\beta - ctg\alpha\}$$

当张裂缝位于坡面上时：

$$W = \frac{1}{2}\gamma H^2\{[1-(Z/H)^2]ctg\beta(ctg\beta tg\alpha - 1)\}$$

8.2.3 双平面滑动岩坡稳定分析



双平面抗滑稳定分析模型

图 8.2.3

岩坡双平面滑动的情况如图 8.2.3 所示。

岩坡内有两条相交的结构面，形成潜在的滑动面，上面的滑动面倾角 α1，大于结构面内摩擦角 Φ1，即 α1＞Φ1。

设 C1=0，其上岩块有下滑的趋势，从而通过接触面将力传给结构面的块体，称上面的岩块体为主动滑块体；

下面的潜在滑动面的倾角 α2 小于结构面的内摩擦角 Φ2，即 α2＜Φ2，

按原理下面的块体是不致滑动的，但是它受到上面滑动块体传来的力，使之也可能滑动。

今称下面的岩块体为被动滑块体，为了使岩体保持平衡，必须对岩体施加支撑力 Fb，该力与水平线成 θ 角，假定主动滑块体与被动滑块体之间的边界为垂直，对上、下两滑块体分别进行受力分析，可得到为极限平衡所需施加的支撑力为：

$$F_b = \frac{W_1 \sin(\alpha_1 - \varphi_1)\cos(\alpha_2 - \varphi_2 - \varphi_3) + W_2 \sin(\alpha_2 - \varphi_2)\cos(\alpha_1 - \varphi_1 - \varphi_3)}{\cos(\alpha_2 - \varphi_2 - \theta)\cos(\alpha_1 - \varphi_1 - \varphi_3)}$$

式中：

Φ1、Φ2、Φ3---分别为上滑面，下滑面及垂直滑动面上的内摩擦角。

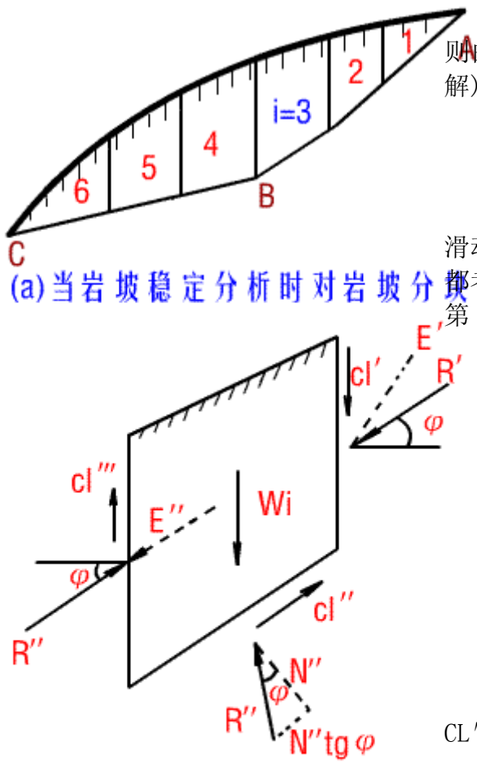
W1、W2---分别为单位长度上主动和被动滑块体重量。

为简单起见，通常假定 Φ1=Φ2=Φ3=Φ，若已知 Fb、W1、W2、α1、α2，则可以用下列方法确定岩坡的安全系数：

首先，运用上式确定保持极限平衡而所需要的摩擦角 Φrequired(Φ 需要)，然后将岩体结构面上的设计采用的内摩擦角 Φavailable(Φ 采用)与之比较，用下列公式确定安全系数：

$$F_s = \frac{tg\varphi_{采用}}{tg\varphi_{需要}}$$

8.2.4 多边形法岩坡稳定分析



两个或两个以上多平面的滑动或者其他形式的折线和不规则曲线的滑动，都可以按照极限平衡条件，用力多边形(分条图解)法来进行分析。下面介绍这种分析方法。

图 8.2.4 为此法的计算简图。

假定根据工程地质分析，ABC 是一个可能的滑动面，将这个滑动面区域(简称滑楔)用垂直线划分为若干岩条,对于每一岩体都考虑到相邻岩体的反作用力，并绘制每一岩条的力多边形，以第 i 条为例，岩上作用着下列各力。(图 8.2.4b)

Wi---所考虑第 i 条岩条的重量。

R′ ---相邻的上面岩条对第 i 岩条的反作用力。

CL′ ---相邻的上面的岩条与第 i 岩条之间的凝聚力。R′ 与 CL′ 组成合力 E′ 。

R‴---相邻的下面的岩条对第 i 岩条的反作用力。

CL‴---相邻的下面岩体与第 i 岩条之间的凝聚力 R‴与 CL‴组合成 E‴。

R″ ---第 i 条岩条底部的反作用力。

CL″ ---第 i 条岩条底部的凝聚力。

根据这些力，绘制力的多边形如图 8.2.4c 所示。

在计算时,应当从上向下(在本例中也就是从右向左)自第一块岩条一个一个地循序进行图解计算,一直计算到最下面的一块岩条。

8.2.5 力的代数叠加法岩坡稳定性分析

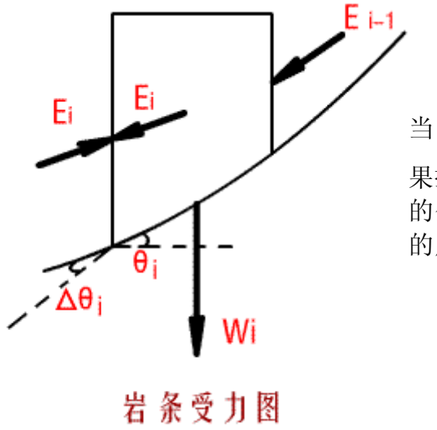


图 8.2.5

当岩坡的坡角小于 45° 时，采用垂直线把滑楔分条，则可近似地作下列假定,分条块边界上反力的方向与其下一条块的底面滑动线的方向一致，如图 8.2.5 所示，第 i 条岩条的底部滑动线与下一岩条 i+1 的底部滑动线，相差 Δ θi 角度，该角度为 Δ θi= θi- θi+1 。

在这种情况下，岩条之间边界上的反力，通过分析用下列式子决定：

$$E_i = \frac{W_i(\sin\theta_i - \cos\theta_i tg\varphi_i) - cl_i + E_{i-1}}{\cos\Delta\theta_i + \sin\Delta\theta_i tg\varphi_\beta}$$

当 Δ θ 角减小时，上式分母就趋近于 1。

当 Δ θ =5° ， Φ=20° 时，该式分母等于 0.985，也就是说，如果把分母取为 1，则求出的反力的误差不超过 3%，如果采用上面的公式中的分母等于 1，并解此方程式，则可以求出所有岩条上的反力 Ei，用下列各式表示：

$$E_1 = W_1(\sin\theta_1 - \cos\theta_1 tg\varphi) - cl_1$$
$$E_2 = W_2(\sin\theta_2 - \cos\theta_2 tg\varphi) - cl_2 + E_1$$
$$E_3 = W_3(\sin\theta_3 - \cos\theta_3 tg\varphi) - cl_3 + E_2$$
$$\bullet\bullet\bullet\bullet\bullet\bullet$$
$$E_n = W_n(\sin\theta_n - \cos\theta_n tg\varphi) - cl_n + E_{n-1}$$

式中：

C、Φ---岩石凝聚力和内摩擦角。

li---第 i 分条底部滑动线的长度。

计算按 E1、E2.....En 顺序进行，当计算到最后

$$E_n = 0$$

$$\text{或者}: \sum_1^n W_i(\sin\theta_i - \cos\theta_i tg\varphi) - \sum_1^n cl_i = 0$$

时，则表明岩坡处于极限平衡状态，安全系数等于 1，如果 En>0，则岩坡是不稳定的，反之如果 En<0，则该岩坡是稳定的。

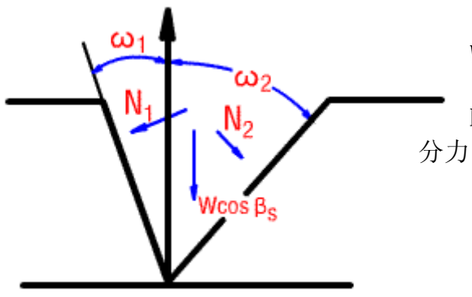
采用力的代数叠加法计算时,滑动面一般应为平缓的曲线或折线。

8.2.6 楔形滑动岩坡稳定性分析

楔形滑动岩坡如如图 8.2.6（a）所示，这时滑坡体是由两结构面切割成的四面体，滑坡发生时，滑体(由结构面分割的楔形体)沿着这两个结构面的交线发生滑动。这种情况下楔形体对滑动的安全系数为(如图 8.2.6（b）、（c））：

$$F_s = \frac{N_1 tg\varphi_1 + N_2 tg\varphi_2 + c_1 A_1 + c_2 A_2}{W\sin\beta_s}$$

(a)立体视图



(b)沿交线视图

式中：

W---楔形体重量。

N1、N2---分别为楔形体重量 W 作用在滑动面 1、2 上的法向分力

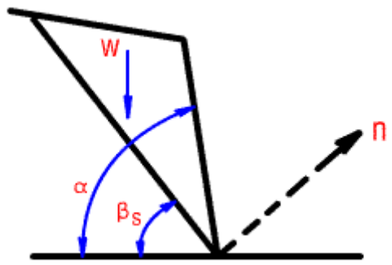
$$N_1 = \frac{W\cos\beta_s\cos\omega_2}{\sin\omega_1\cos\omega_2 + \cos\omega_1\sin\omega_2}$$

$$N_2 = \frac{W\cos\beta_s\cos\omega_1}{\sin\omega_1\cos\omega_2 + \cos\omega_1\sin\omega_2}$$

$$\sin\omega_i = \sin\beta_i\sin\beta_s\sin(\psi_s - \psi_i) + \cos\beta_i\cos\beta_s$$

β 1、 β 2---分别为结构面 1、2 的倾角。

β s---为结构面交线的倾角。



(c)正交交线视图

图 8.2.6

Ψ1、Ψ2---分别为结构面 1、2 的走向。

Ψs---为结构面交线的走向。

W1、W2---分别为交线的法向和滑动面之间的夹角。

如果取滑动面上 C1=C2=0， Φ1=Φ2=Φj，则安全系数为：

$$F_s = \frac{(N_1 + N_2)tg\varphi_j}{W \sin \beta_s}$$

8.3.1 用混凝土填塞岩石断裂部分

目前还没有能够阻止大规模岩石滑坡的方法,但对于相对小规模的岩石滑动或岩崩常常可以采用适当的方法加以阻止。

用混凝土填塞岩石断裂部分(阻滑键或抗滑桩)，如图 8.3.1 所示。

图 8.3.1

岩体内的断裂面往往就是潜在的滑动面,用混凝土填塞断裂面部分(阻滑键)就消除了滑动的可能。

8.3.2 锚栓或预应力锚索加固

在不安全岩坡中，如果深部岩石较坚固，不受风化的影响，足以支撑不稳定的和存在某种危险状况的表层岩石。

这时可采用锚栓或预应力锚索进行岩石锚固。

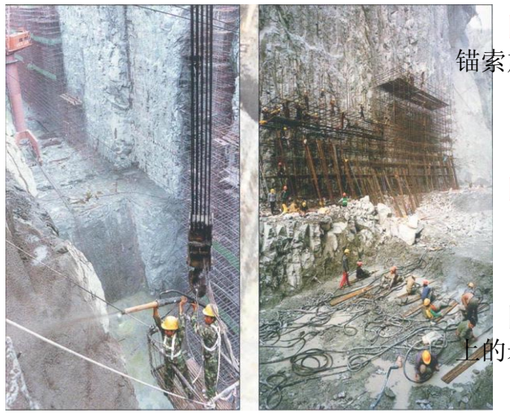


图 8.3.2

图 8.3.2(三峡边坡或其他工程边坡)为某工程边坡预应力锚索加固的情况。

图 8.3.3 表示用锚栓加固岩坡的力学原理。

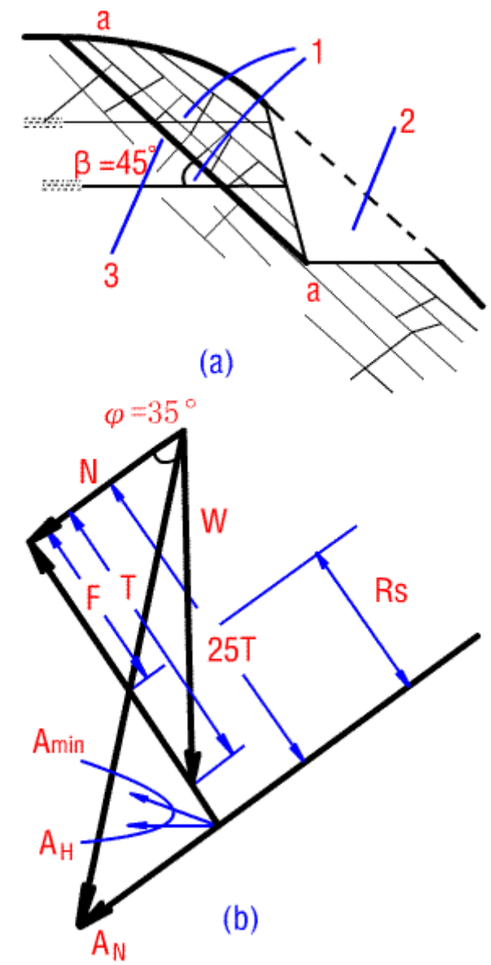
图中绘出了作用于岩坡上的力的多边形，W 表示潜在滑面以上的岩石重量,N 和 T 表示 W 在 a-a 面上的法向分力和切向分力。

假定 a-a 面上的摩擦角为 35°，F 为该面上的摩擦力。

从图上看出，摩擦力 F 不足以抵抗剪切力 T。

(T-F)差值将使岩体产生滑动破坏，这个差值必须由外力来加以平衡。

在设计时，为了保证安全，这个外力应当大于(T-F)差值，一般应能使被加固岩体的抗滑安全系数提高到 1.25，安设锚栓就能实现这

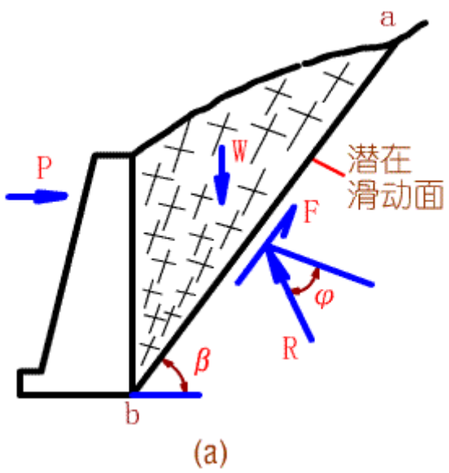


用锚栓加固石的实例

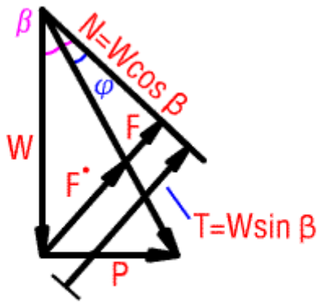
1-岩石锚固；2-挖方；3-潜在破坏面

图 8.3.3

8.3.3 用混凝土挡墙或支墩加固



(a)



(b)

用混凝土挡墙加固岩坡

图 8.3.4

如图 8.3.4 所示为用混凝土挡墙加固岩坡的示意图。

如图所示：

岩坡内有潜在的滑动面 ab，

现采用混凝土挡墙加固，ab 面以上的岩体重力为 W，

潜在的滑动面方向分力(剪切力)T=Wsinβ，

垂直于潜在滑面的分力 N=Wcosβ，

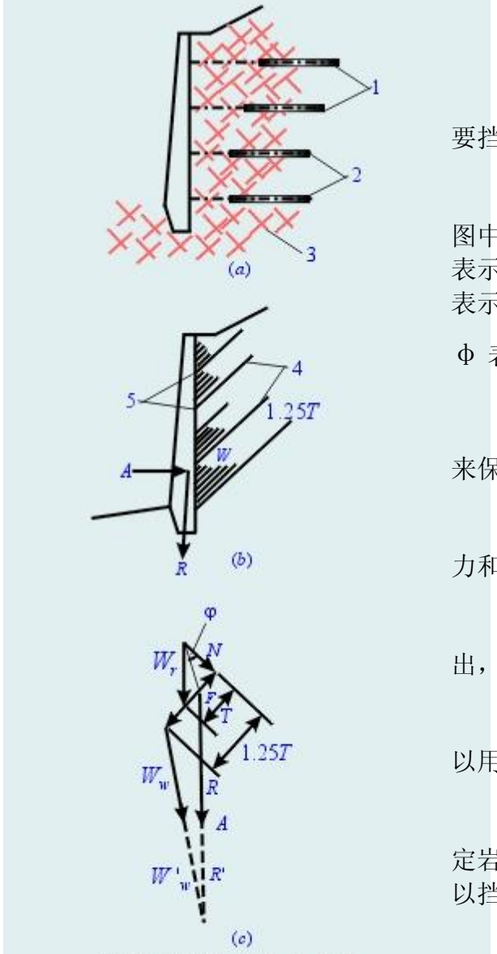
抵抗滑动的摩擦力 F=Wcosβtgφ，由图 8.3.4(b)中可知。

这里摩擦力 F 比剪切力 T 小，不能抵抗滑动。

设置混凝土挡墙提供支挡力 P，使岩体稳定。由于 P 在滑动方向造成分力 F*，岩体才能静力平衡，即 F+F*=T。

注意，从挡墙来的反作用力只有当岩体开始滑动时才成为一个有效的力。

.3.4 挡墙与锚索或锚杆相结合的加固



挡墙与锚栓相结合加固

(a)断面图，(b)荷载形式；(c)力多边形图解分析
1-拉杆；2-灌浆；3-有节理的岩体；4-节理方向；
5-被支撑的岩楔

图 8.3.5

图 8.3.5 为挡墙与锚栓相结合的加固示意图。

图 8.3.6 为挡墙与预应力锚索相结合的加固的例子。

图 8.3.5b 表示挡墙与锚栓组合加固时挡墙的受力情况，只要挡墙后边的岩楔受到支撑，其后面的岩体就处于稳定状态。

在图 8.3.5c 中绘有力多边形，其中 Wr 表示不稳定岩石(即图中阴影部分)的重量，Ww 表示有拉杆锚固时挡墙的重量，Ww′表示无拉杆锚固时挡墙应当增加的重量(虚线)，R 表示合力，A 表示拉杆总拉力，R′ 表示无拉杆时的合力，1.25 表示安全系数，

ϕ 表示沿节理面摩擦角。

从力多边形中明显看出，需要用挡墙的自重和拉杆的总拉力来保护岩石的不稳定部分。

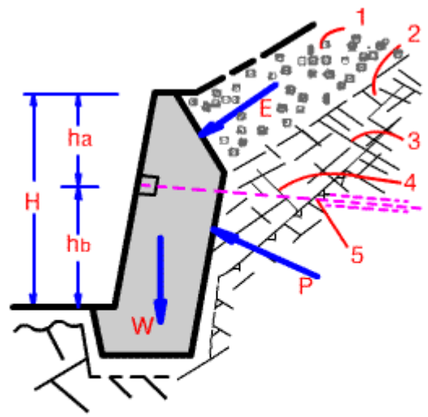
在设计时，可将拉杆沿着墙面均匀布置，并使每根拉杆的应力和贯入到岩体的深度减到最小程度。

挡墙上的荷载也假定均匀分布，从这个力的多边形中还可看出，采用拉杆后，挡墙的断面就可大大缩小。

因此，只要在墙后适当的距离内有坚固而稳定的岩石，就可以用锚固挡墙来支撑不稳定岩石及其上部覆盖物。

在图 8.3.6 中，混凝土挡墙与预应力锚杆(索)组合加固不稳定岩体，由于预拉应力作用于挡墙断面内会造成较高的应力，所以挡墙断面不能太薄。

利用锚固挡墙，特别是在建筑物较长时，由于减少开挖量和减小墙的断面所节约的土石方量和混凝土量是相当可观的。



混凝土挡墙与高强度预应力锚栓加固
不稳定岩坡实例
1-覆盖土；2-破碎岩石；3-坚固岩石；
4-锚力；5-预应力岩石锚固

图 8.3.6

第八章第三节习题一

一岩坡内有一个潜在滑动楔体 ABCD，已知滑动面的摩擦角均为 φj=25°，凝聚力为零，楔形体的歪斜角 β=70°，楔形体交线的倾角 βs=50°，两个滑动面间的夹角 ζ=40°,求楔形体的抗滑安全系数 Fs。