

隧道力学

——围岩力学——

[日] 樗木 武 著

侯敬英 译

江国正 校

刘克强

武钢矿山研究所情报室

一九八一年

26/202 V45/2

目 录

第二篇 围岩力学

第四章 围岩的工程性质

第一节	序言	1
第二节	土体的工程性质	2
第三节	岩体的工程性质	9
	参考文献	15

第五章 围岩力学解析理论

第一节	序言	16
第二节	平面应变问题有限单元法	16
第三节	三维问题有限单元法	22
	参考文献	27

第六章 围岩平面弹性解析

第一节	序言	28
第二节	围岩应力概念	28
第三节	围岩应力解析概念	33
第四节	无限弹性围岩中的隧道	35
第五节	半无限弹性围岩中的隧道	74
	参考文献	86

第七章 围岩平面非弹性解析

第一节	序言	93
第二节	围岩非拉伸解析	93
第三节	围岩弹塑性解析	97
第四节	围岩不连续解析	110
第五节	围岩粘弹性解析	194
	参考文献	121

第二篇 岩土力学

第四章 岩土的工程性质

第一节 前言

构成岩土的材料是土、岩石及水三者。一般说来它们的分布排列都很复杂，而从工程性质来看，岩土可大致分为以非固结状态而集合起来的如土并粒状体以及固结成连续体如岩石的情况。前者叫做土体，后者叫作岩体，两者总称为岩土或岩体。

构成土体的素材，按粒径大小可分为砾、砂、泥质粘土及胶质，其粒径划分是因研究领域而有所不同，图4.1是根据日本标准JISA1204(1969)划分的。因土体工程性质是由这些素材构成的比率不同而异，故把土用砂、泥

粒径 (mm)	砾 (Gravel)	
0.42	粗砂 (Coarse sand)	砂
0.074	细砂 (fine sand)	(sand)
0.005	泥质 (silt)	
0.001	粘土 (clay)	
	胶质 (colloid)	

图4.1

质、粘土三种主要成分表示，根据其混合比例而命名为如图4.2所示的那些名称。

构成岩体素材的岩石，按其成因可分为火成岩、沉积岩和变质岩。火成岩是由熔融状态的岩浆凝固而成的，可更细分为深成岩、半深成岩及喷发岩。沉积岩为砾、砂、粘土及沉积作用而生成，按其生成过程可分为水成碎屑岩，火成碎屑岩及化学沉积岩。

变质岩是火成岩或沉积岩受到热或压力作用，在其组织、结构上都已发生了变化的岩石。

土体及岩体，根据以上那些构成素材可以分类，由于其素

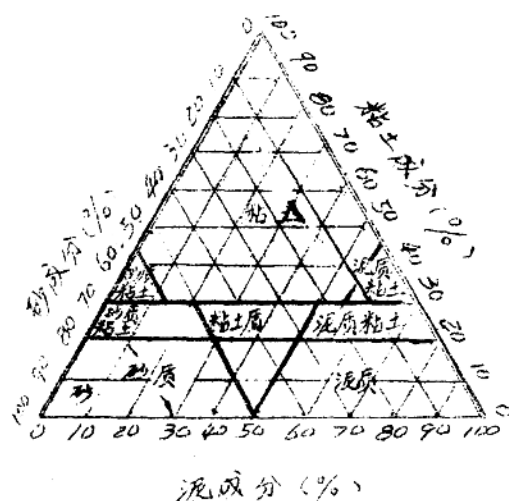


图 2. 土的三角座标分类法

材料性质不同而其工程性质也因之不同。此外，也由于素材的排列分布状态，素材间的结合力，不连续面的存在并影响到工程性质。因此，对围岩工程性质很难一概而论，严格来说，必须确切把握住每种围岩状况才能进行分析。

第二节 土体的工程性质

A. 土体的透水性

围岩中所含的所有的水总称为地下水。在地下水中则有循环水、化石水、岩浆水和矿化水。其中，构成隧道力学问题者为循环水。循环水可再细分为吸附水、毛细管水及重力水。构造问题的是重力水，这是构成隧道涌水向外流出的，狭义上讲可仅把重力水称之为地下水。

地下水流可分为层流和紊流。同隧道掘进断面相比涌水量不太大时则成为层流，涌水量特别大时就成为紊流。地下水流处于层流时，水的移动速度和动水梯度成比例而成立达西原理。

$$V = -k \left(\frac{dh}{ds} \right) \quad (41)$$

式中， V 为流速， dh/ds 为水力梯度。

式中常数 k 叫做渗透系数，是关系到地下水流的状态问题。毫无疑问， k 值越小土体对地下水流的阻力就越大。

影响渗透系数的因素，为水的单位重 γ ，粘性系数，土的粒度及结构，孔隙比，饱和度等。渗透系数和水的单位重 γ 成正比例，这从地下水流为重力水的这一点很易推测。然而，作为实际问题的水的单位重 γ ，在隧道工程上其变化并不太明显。因此，从结果上看，对渗透系数受单位重 γ 变化影响这个问题可忽略不计。

水的粘性系数因温度的不同而有很大变化。因此，如进行室内试验，是以标准温度 15°C 的渗透系数作为基准的。

按照土粒子的直径可以决定土的孔隙，其孔隙可看成是与土粒子的直径成正比例的，根据哈占、泰沙基的资料， k 值可用下式表示：

$$k = C D_{10}^2 \quad (42)$$

式中 $C = 100 \sim 1700 \text{ cm/sec}$

(砂)，

1.9 cm/sec (粘土)

D_{10} 为有效粒径。

经验得知，土的孔隙比 e 和渗透系数的关系对于砂 k 是与 $e^3/(1+e)$ 成正比的，此外，对于粘土则有 $\log k$ 和 e 略成直线关系。

此外，可清楚看到，充填于孔隙中水的比率越大渗透系数就越大，图43 土体种类和渗透系数

渗透系数 (cm/sec)	土体状态
10^2	净砾
10^1	
1	净砾夹砂
10^{-1}	
10^{-2}	净砂
10^{-3}	
10^{-4}	细粒砂
10^{-5}	
10^{-6}	有机质及无机质泥砂泥粘土混 合物
10^{-7}	
10^{-8}	粘土质堆积层
10^{-9}	
10^{-10}	不透水土
10^{-11}	(风化带以下的均质土)

或由于土粒子排列或结构不同， k 值也有变化。

如上所述，渗透系数是随各种主要因素而变化的，很难用唯一的办法来求它。图 4-3 作为大致的标准是从 A. Casagrande, R. E. Fadum 的表中选得的，表示处于天然状态中土体的渗透系数。

B. 土体的压缩和压缩

a. 有效应力

外力作用于土体时，该外力有的是通过土粒子间的接触面直接进行传递的，有的是由孔隙压力（称为孔隙压）的增加而进行传递的，如取全应力为 σ ，土粒子间的应力为 $\bar{\sigma}$ ，孔隙压力为 u ，从下式显然可以表示 $\bar{\sigma}$ 乃是全应力和孔隙压两者之差。

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \text{ 或 } \bar{\sigma} = \sigma - u \quad (4-3)$$

把它称为有效应力。有效应力是与后述的抗剪阻力有密切关系。

孔隙压 u 又可分为水压力 u_w 和空气压力 u_a 为：

$$u = u_a - \alpha(u_a - u_w) \quad (4-4)$$

系数 α 虽因土的饱和状态而异，但对于饱和土来说孔隙压 = 水压，因而 $\alpha = 1$ ，干燥土则 $\alpha = 0$ 。此外，由于孔隙压是与土的抗剪阻力无关，在此种意义上也把它叫做中立应力。

b. 压缩、压缩性

在金属材料或混凝土等固体中，压缩变形体积的减小并不太大。但是，在土体中则存在着孔隙，由于它变化很大，因而可看到体积缩小的量很大。此外，这种体积的缩小就改变了土体的渗透系数，也就改变了抗剪强度。

在砂质土和粘土中，土的压缩特性相差很大，在砂质饱和土种由于其排水性好，随着应力作用有相当于孔隙变化的水势，可立刻被排除出去。在短时间就可结束压缩变形。另一方面，对于粘性饱和土，如前所述，其透水性特别低，即使有应力的作用，但由于水一时被封闭在孔隙中，以后随时间推移一面慢

慢地排水，一面渐渐地产生压缩变形。因而，达到最终的压缩变形要经过相当长的时间，以后，因把这种现象叫作压密。

首先，来看作用应力和最终压缩变形的关系。一般这个关系虽然可用 $\lg \bar{\sigma} - e$ 曲线表示，但在一定应力值以下大致是呈直线的。无疑，随着 $\bar{\sigma}$ 增大而孔隙比 e 就减小。且由于土的种类不同也可得出不同的 $\lg \bar{\sigma} - e$ 曲线。关于砂、以砂泥、粘土为例如图 44 所示。直线斜率是按砂、泥、粘土的次序而逐渐增大的。

土体有的过去曾受初始屈服点以上的压缩力这种情况其 $\lg \bar{\sigma} - e$ 曲线就和上述情况不同。如图 45 则是为未受扰乱的饱和粘性土的 $\lg \bar{\sigma} - e$ 曲线。这是土体在地基中曾受超过初始屈服点的有效应力。因此，在达到它的有效应力（点 B）之前，试料的 $\lg \bar{\sigma} - e$ 关系，是和弹性后效的再加载过程相同，呈弹性行为的。超过点 B，试料才开始有经历的有效应力，因而遵循图 45 中的曲线 B—C。

其次，来分析作用于粘性土上的有效应力和压缩变形关系随时间的变化情况。

即把压力保持一定，粘性土经过长期而缓慢地受到压缩，这种机制可用流变模型模拟。

其最简单的模拟为 Voigt 单元，此外，对其变形尚有泰沙基压密模型（图 46）。利用 Voigt

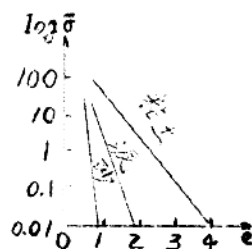


图 44 $\lg \bar{\sigma} - e$ 曲线

三元件，四元件模拟更能确切分析这种压密的机制。这里则用泰沙基压密模拟来进行说明。即如图 47 中所示，对厚为 $2H$ 饱和粘土层的压密问题，泰沙基曾用图 46 的模拟推导出理论公式，根据其结果整个层在时间 t 内的平均压密为：

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (4.5)$$

式中, $M = (2m+1)\pi/2$ $T_v = C_v t / H^2$ (时间系数),

C_v 为压渗系数, $2H$ 为试料厚度

按式 (4.5) 描出曲线则如图

4.8 所示, 图(a)是将 $\sqrt{T_v}$, 而图(b)是将 $\log T_v$ 取为横轴。另外, 在图 4.8 中也表示出由实验得到的沉降—时间曲线, 而理论曲线多少有些出入。也就是说在实验曲线中, 压渗达 100% 的附近水压力为零, 沉降经过很长时间且以平缓的斜率, 渐趋下去而理论曲线则逐渐接近于水平线。

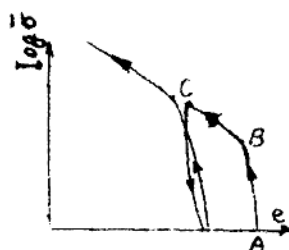


图 4.5 先行压缩时的 $\log \sigma - e$ 曲线

C 土体的强度特性

a. 内摩擦角和粘着力

对土体的破坏准则, 常使用库伦内摩擦学说, Mohr 应力圈包络线学说, 及 DRUCKER-PRAGER 学说。而在这些学说中所含的重要因子则为土的内摩擦角和粘着力 τ_0 。内摩擦角虽然是随土的种类, 固结程度、土粒子形状、粒度、含水量大小而异, 但作为大致的标准取其概略的值, 则如表 4.1 所示。粘土的内摩擦角小于砂的内摩擦角, 有时可忽略不计。

粘着力 τ_0 也受土的种类、粒度及含水量的影响。概括来说砂的粘着力值很小可忽略不计。此外, 粘土软质 $\tau_0 = 0.2 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$, 硬质则为 $0.5 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ 。

b. 砂质土的抗剪特性

抗剪强度是粘着阻力和摩擦阻力两者的总合。可由下式确定。

$$\tau_y = \tau_0 + \sigma \tan \phi$$

(4.6)

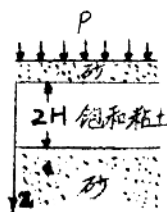


图 4.6 Terzaghi

压缩模型

图 4.7

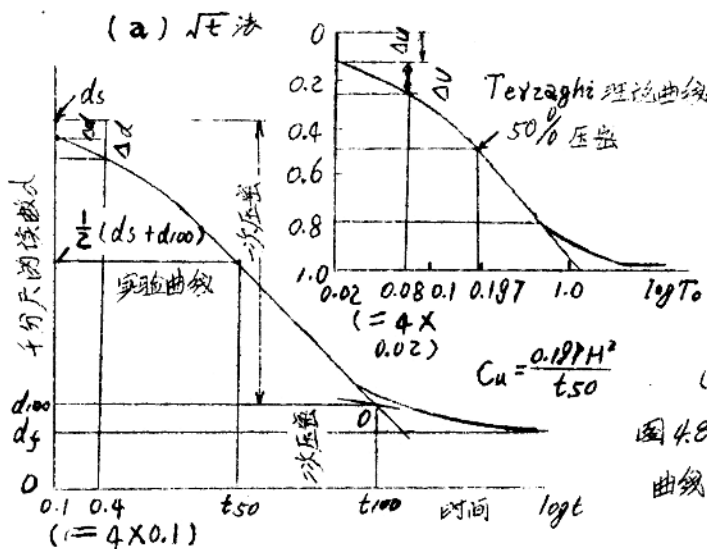
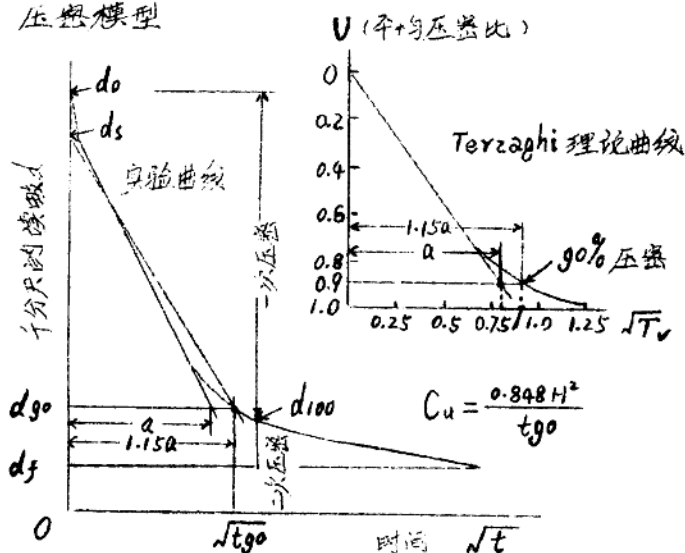


图 4.8 压密的理论曲线和实验曲线

如上一节所述，对于砂质土 $\tau_0 \approx 0$ ，故可把式 (4.6) 简化成：

$$\tau_y = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (4.6)'$$

一般由三轴压缩试验求试料的抗剪特性，其结果如图 4.9 所示，越是稠固的砂其抗剪强度就越大。

使砂子产生剪切变形时，土粒子除了滑动也进行转动。从而土粒子便向上方和下方进行移动。在稠得不太实的砂子中随着向上向下移动，土粒子的间隙被堵塞故体积减小。另一方面，在稠固的砂子中，随着粒子的移动而增加间隙，也就增大了体积，把剪切破坏时土体积的这种变化现象叫做扩容。

表 4.1 土体的内摩擦角

种类	状 态	内摩擦角
砂	有均质粒径时	松 散 $25^\circ \sim 30^\circ$
	圆粒状时	紧 密 $30^\circ \sim 40^\circ$
	粒径混合均匀露	松 散 $35^\circ \sim 40^\circ$
	角时	紧 密 $40^\circ \sim 45^\circ$
粘土	柔软状态	$0^\circ \sim 5^\circ$
	硬 状	$5^\circ \sim 15^\circ$

C. 粘性土的抗剪特性

作为粘性土抗剪特性的明显特征，是垂直效应，也就是处于自然状态的粘性土，以及被搅乱的粘性土，两者的抗剪阻力不同，后者的抗剪阻力低于前者。

在粘性土中，如把内摩擦角视为零时，可从单轴压缩试验的抗压强度 q_u 求粘着力 τ_0 ，而 $\tau_0 = q_u / 2$ 。因此，表示被搅乱试料和未被搅乱试料的抗剪强度变化程度的指标，可用两种试料的抗压强度比，这里把它称为灵敏比。对于灵敏比的定义由泰沙基和 Tchebotarioff 提出如下两个公式：

$$S_{te} = \frac{q_u}{q_u'} \quad (\text{泰沙基})$$

$$S_{ts} = \frac{q_u}{q_u'} \quad (\text{Tchebotarioff})$$

(4.7)

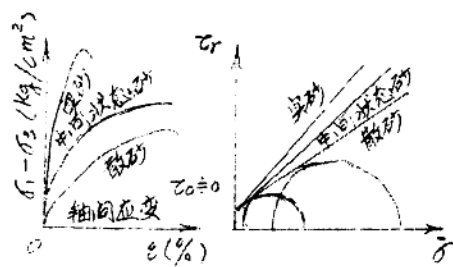


图 4.9 砂质土及抗剪特性

式中, q_u , q_u' 分别为
未搅乱的试料及完全被

搅乱试料的单轴抗压极限强度, q' 是以同未被搅乱试料施加单轴抗压极限强度时的应变相同的应变表示的被搅乱试料抗压强度。

在一般粘土中, $S_{te} = 1 \sim 8$, 而且 S_{ts} 值略为 S_{te} 的 $1.3 \sim 2.5$ 倍。

砂质土中所说的扩径, 也产生在粘性土中。对于正规压实粘土中, 随着剪切变形而体积缩小, 反之, 在过压密粘土中则增大。

第三节 岩体的工程性质

A. 序

作为岩体的工程特性则有变形特性、拉伸、抗压及抗剪强度、透水性等, 这些特性都和岩石的工程特性有密切关系。然而, 在实际岩体中由于存在有裂缝等的不连续面, 从而表现的工程特性岩石和那种理想均质连续岩体是有不同的。也就是说即使以同样的岩石组成的围岩, 由于不连续面的分布状态, 存在密度、方向、大小等原因便呈现出不同的工程特性, 严格来说, 必须直接从具体的现场试验, 或岩石取样试验结果才能掌握住对象岩体的工程特性。

表 4.2 岩体的分类

分 类	内 容
I	岩石硬, 不连续面不太多
II	岩石硬, 显著存在不连续面
III	岩石软, 不连续面不太多
IV	岩石软, 显著存在不连续面

如第一节所述, 岩体可以由其构成素材的岩石进行分类, 但如考虑到上述问题, 这种分类对于隧道工程就没有直接的意义了。在隧道工程中, 必须用施工的方法, 打眼的难易, 爆破时单位体积耗药量, 支护的种类和排列间隔, 是否需要衬砌等, 来对岩体进行分类。这里, 主要则是以岩体的抗压强度, 不连续面状况作为问题, 从此种意义上对岩体进行分类则如表 4.2 所示。I、III 类岩体接近于岩石的工程特性, 而 II、IV 类则和岩石的工程特性有很大距离。此外, 在隧道工程中, 滴水也是个最重要的问题, 从这一方面也可以把岩体分为容易透水的岩体和不容易透水的岩体。

B. 岩体的变形特性

岩体直接现场试验法中有刚板试验法和水室试验法, 这里只介绍前一种方法结果的岩体变形特性。试验则如图 4.10 所示, 加载和卸载反复实施, 首先, 以岩体与载荷面密合, 和检查各测试仪是否为圆的, 而把荷载反复加到最大荷载 (为设计荷载的 $1 \sim 1.5$ 倍) 的 $1/5 \sim 1/10$ 左右。然后, 分成阶段把荷载反复加到最大荷载。并且, 在试验最终阶段, 适当持续到一定长的时间 (6~12 小时左右) 而求出岩体的蠕变特性。

由不连续面不太明显而比较坚硬的岩体试验中, 求得的变形特性如图 4.11 所示。从这个荷载—位移曲线的切线或割线斜率, 就可求出岩体变形系数。图 4.12 为不连续面比较显著的岩

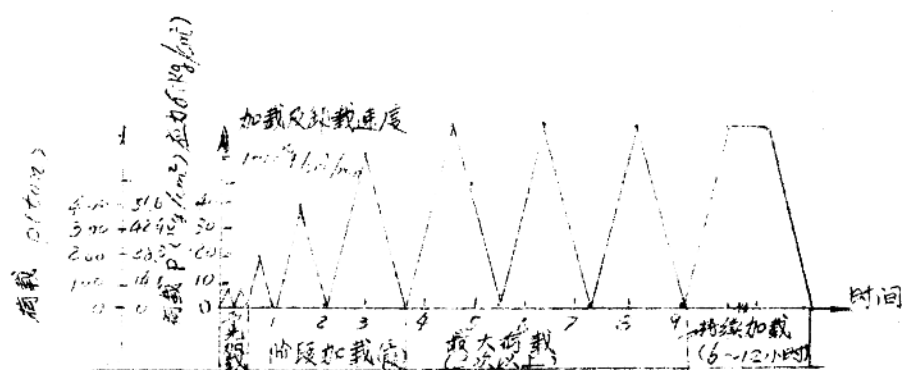


图 4.10 刚板试验中的加载方法(例)

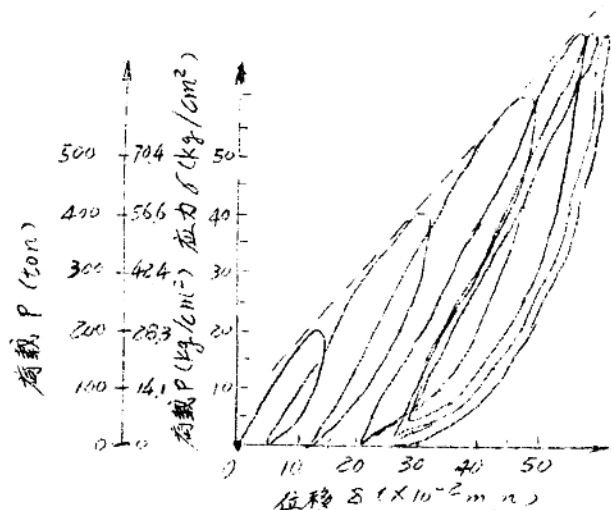


图 4.11 不连续面不太多的岩体其荷载—位移曲线一例

体变形特性一例，可清楚看到，它的形态和前者截然不同。也就是说，在初始荷载阶段，由于龟裂并不连续面的影响位移特别大而其曲线斜率很缓。但随着荷载的增大，龟裂虽然逐渐成长，但其间隙却闭合，而处在力传递的状态，因此曲线的斜率就逐渐加大。因而对于这种岩体，最好是按应力水平或经历不同来定义不同的变形系数。此外，它和不连续面很少的岩体相比其残后变形很大，这也是此种岩体的特点。

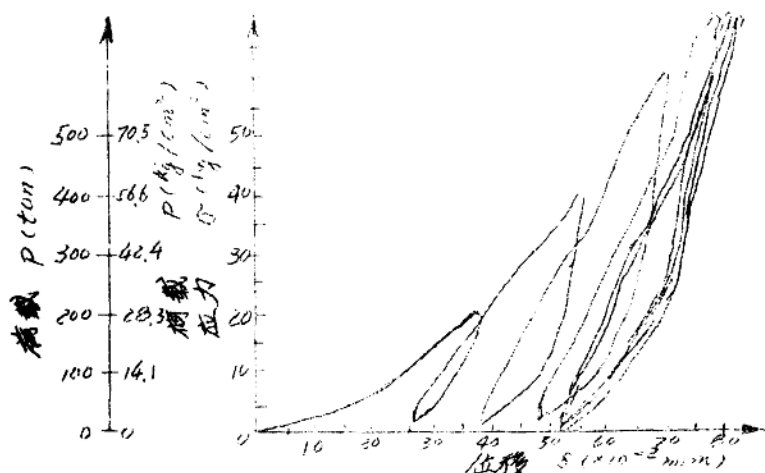


图 4-12 存在很多不连续面的岩体其荷载—位移曲线一例

如果把岩体假定为各向同性均质的半无限弹性体，在此通过圆形或环形荷载板的荷载作用时其他表面下沉和荷载的关系，可用 Boussinesq 集中荷载的解叠加起来计算。由这个计算结果和方才的图 4-11, 4-12 所示的试验结果，就可求出如下所示的岩体弹性系数 E 。

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{1-\nu^2}{2r} \cdot \frac{\Delta P}{\Delta \delta} \quad (\text{定位移试验})^* \\ E &= 2(r_1 - r_2)(1-\nu^2) \frac{\Delta p}{\Delta \delta} \quad (\text{定压试验})^{**} \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

式中， ν 为岩体泊松比， r 为圆形刚性荷载板的半径， r_1 、 r_2 为环形油压枕的内、外半径。

ΔP 、 Δp 、 $\Delta \delta$ 分别为待求系数区间的荷载增量、压力增量、位移增量。

弹性系数值因不连续面的状况而不同，但作为一般标准，而总结过去的实测结果，砂岩质岩体为 $4000 \sim 18000 \text{ kg/cm}^2$

砾岩质岩体为 $35000 \sim 45000 \text{ kg/cm}^2$ ，粘板岩则岩体则为 $150000 \sim 250000 \text{ kg/cm}^2$ 。

岩体的泊松比也因不连续面的状况而有各种变化。荷载不大，岩体中尚未出现塑性领域之前，坚硬岩体为 $0.05 \sim 0.1$ ，一般岩体为 $0.1 \sim 0.3$ ，而软质岩则为 $0.3 \sim 0.4$ 左右。接近塑性状态泊松比增大，便接近于 0.5 。

C. 岩体强度

a. 抗压与抗拉强度

岩体的抗压强度，除了受构成素材的岩石种类，也受单轴、二维、三维的荷载状态、不连续面状况、间隙压的有无及大小等因素很大的影响。一般情况其数值都小于岩石的抗压强度。根据实测，不连续面存在比较少的岩体抗压强度大致为岩石强度的 $70 \sim 80\%$ 。在存在有很多不连续面的岩体中，有的其值甚至低到岩石抗压强度的 $10 \sim 15\%$ 。

岩体的抗拉强度可以说是和抗压强度同样的情况，即岩石的抗拉强度乃为抗压强度的 $1/10 \sim 1/100$ ，因而岩体抗拉强度特别小。

b. 抗剪强度

岩体现场的抗剪试验原理如图 4-13 所示。即在隧道平洞中首先切取试块，从垂直、倾斜两个方向用千斤顶加压而使其剪切破坏。或因在切取岩体试体时要遭到破损，因而代替岩体试体而采用混凝土块的方法。这种方法是根据破坏面不是产生在混凝土块和岩体的附着面上，实际情况则是产生在岩体内部的试验结果提出来的。

※) 利用刚度特别高的钢制圆板作为荷载板，随着对各种荷载水平荷载板位移而测定岩体表面位移的一种试验法。

***1) 在千斤顶和岩体之间，放置环型油压千斤顶，而施加片压荷载，在油压千斤顶的中心点上测定岩体表面的位移的一种试验方法。

由现场剪切试验可得到如图 4.14 所示的荷载一位移曲线。这曲线在最初加载易小的阶段，就出现了非线性，到了一定阶段就开始上漂，而且在剪切方向就出现屈服点。上漂开始时的荷载值和屈服点的荷载值大致是相同的。

以剪切试验结果，整理成剪切破坏时的莫尔应力图，按其包络线的直线近似而可推断岩体的粘着力了。内摩擦角中，在多数岩体中内摩擦角为 $30^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ，在软质岩体中则为 $0^{\circ} \sim 40^{\circ}$ ，一般岩石的强度越大而内摩擦角也就越大。粘着力多为 $5 \sim 50 \text{ Kg/cm}^2$ ，这当然也和岩石的强度或不连续面的状况有关。

D. 岩体的透水性

岩体的渗透系数，和岩体中的裂缝有密切关系。一般现场透水试验是利用钻孔进行凿金 (Lugeon) 试验得出测定。

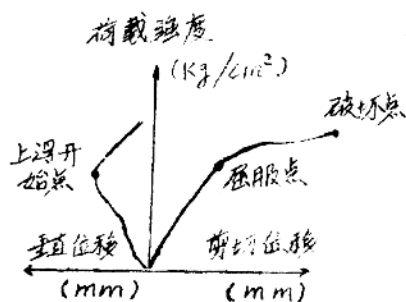


图 4.14 剪切试验的
荷载一位移曲线

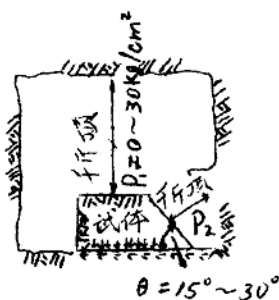


图 4.13 岩体的剪切试验



图 4.15

在理论上，是把岩体中裂缝加以模型化，对其渗透系数可进行如下计算¹⁾。即如图4.15所示，假定垂直于流动方向的正方形断面面积为 $a \times a$ ，且设其宽度为 t 的裂缝存在有 m 条。假设水流为层流。此时，通过断面的总流量 Q 可由下式求得：

$$Q = \frac{mat^3gI}{12\nu d}$$

式中 νd 为动粘性系数 (α)， I 为动水梯度， g 为重力加速度，

此外，根据达西原理则：

$Q = RAI$ ，式中， A 为断面面积， R 为渗透系数 (b)。

把 (a)，(b) 列为等式，且考虑到 $A = a^2$ 及岩体间隙率 $\lambda = mta/A$ ，便可得如下渗透系数：

$$R = \frac{mt^3g}{12a\nu d} = \frac{\lambda t^2g}{12\nu d} \quad (4.9)$$

实测岩体渗透系数大致为 $10^{-6} \sim 10^{-10}$ cm/sec。此外，在破碎带等处则为 $10^{-1} \sim 10^{-3}$ cm/sec 或有大于此值者。

参考文献

- 1) 嶋祐之：岩盤浸透流，土木学会誌，49-5，1964，pp. 34~90。