

一般三轴压缩下岩石的流动和破裂*

茂木清夫**

(日本东京大学地震研究所, 1980年9月20日收到)

摘 要

在此回顾一下岩石承受一般三轴压缩时流动和破裂的近代实验研究概况. 由于实验技术的新发展, 使得有可能测得在一般三轴应力状态下的三个主应力和主应变, 此处三个主应力彼此是不相等的.

各向同性岩石的强度和延性不仅明显地受最小主应力 σ_3 的影响, 而且也受中间主应力 σ_2 的影响, 尽管这两者增大都可使强度提高, 但对延性这两者的效果却恰好相反. 实验结果表明, 在一般三轴应力状态下, 岩石的膨胀呈现显著的各向异性.

本文还研究了各向异性岩石在一般三轴应力状态下的变形特性. 在此情形中, 中间主应力的效果主要取决于软弱面的方位.

一、引 言

自然条件下, 岩石的流动和破裂是在复杂应力状态下发生的. 应力状态的效应是岩石力学最根本的问题之一. 为了研究这个效应, 在实验室曾经做了很多种复杂应力状态下的实验. 冯·卡门(1911)发展了较精确的三轴压缩方法, 即对圆柱形岩石试件在轴向通过固体活塞施加压力, 同时作用有流体围压. 在卡门方法中有两个主应力是相等的. 由于对应力状态有这种限制, 所以卡门方法有时也称为“常规三轴实验”, 以区别于三个主应力不等的“一般三轴实验”.

当应力不均匀时, 很容易实现一般三轴应力状态. 这些实验包括压缩状态下实心和中空圆柱体的扭转, 压缩状态下的冲压及压缩下的“巴西”实验(Brazilian test)[韩丁等(Handin et al, 1960); 霍司金斯(Hoskins, 1969); 杰格尔与霍司金斯(Jaeger and Hoskins, 1966)]. 在这些情况下, 应力是借助于线性应力应变关系的弹性理论估算的, 但是由于在一般三轴应力状态下的应力应变关系尚未知晓, 应力分布的精确估量实质上是不可能做到的, 因此对不均匀应力下实验结果的解释是困难的.

为了实现真正均匀的三轴应力, 人们曾经提出了各种方法. 例如, 韩丁等(1967)做的轴向和横向联合压缩下中空圆柱体的扭转实验, 尽管这个方法对金属延性材料是有效的, 但对天然岩石似乎存在某些技术上的困难, 天然岩石是很脆的. 事实上, 他们的扭转实验的再现

* 潘立宙推荐.

** 茂木清夫系日本东京大学地震研究所教授, 本文系地质科学院刘文斌译.

性太低了, 不能得出什么确定的结论.

原则上, 真正均匀的三轴应力可以通过在长方体互相垂直的三对表面上施加与各表面垂直的三对压力而得到. 如果压力通过端部的钢垫块来施加, 那末由于垫块和试件之间的摩擦力及试件端部的应力集中将引起明显的误差. 樱井和濑良田 (Sakurai and Serata, 1967), 尼瓦等 (Niwa et al., 1967), 赤井和森 (Akai and Mori, 1967) 及比尼阿夫夫斯基 (Bieniawski, 1971) 用上述方法做了三轴压缩试验. 为了消除摩擦的影响, 有些人做了一些尝试. 利用润滑剂, 如涂油的橡胶膜等. 但使用润滑剂在压缩时也可能引起误差, 因为润滑剂侵入试件的端部就可能引起径向应力, 至今利用这种方法的精确实验尚未成功.

据我所知, 只有霍捷姆 (Hojem), 库克 (Cook, 1968), 和茂木及其合作者们 (1971a, 1977, 1978b) 才得到了一般应力条件下岩石破裂和流动的有意义的结果. 在霍捷姆和库克的方法中, 最小及中间压力是通过两对独立的铜膜扁千斤顶来施加的. 茂木法中, 最小压力是流体围压, 但中间压力是通过横向固体活塞施加的. 因为中间压力的影响一般远小于最小压力的影响, 两种方法的结果彼此很接近. 但是霍捷姆和库克 (1968) 给出的数据很少, 此后他们两人也没有提供别的可用数据. 采用霍捷姆、库克法施加横向高压似乎很困难, 因为扁千斤顶中的铜膜强度是有限的, 而茂木法对横向压力不受这样严格的限制.

在以下章节中, 我们将详细说明一般三轴压缩技术并概述一下利用这种一般三轴压缩方法得到的岩石破裂和流动的实验结果.

二、实验技术

一个应力状态可以用三个主应力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 来描述. 本文规定压应力为正值, 且 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. 取坐标轴 X, Y, Z 方向分别为最小、中间和最大主应力方向. $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 为 X, Y, Z 方向的压应力. $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 分别为 X, Y, Z 方向的应变, 它们的定义将在后面给出¹⁾.

2.1 三轴应力

图 1 表明一般三轴实验的茂木加载装置 (茂木, 1971a). 最大和中间主应力分别通过轴向和横向活塞施加, 最小主应力 $\sigma_3 (= \sigma_x)$ 通过流体围压施加. 因为最小主应力对力学性质的影响很大, 所以最小压力应该均匀地施加并能高精度地测量, 为此, 最小压力通过流体围压来施加. 高压

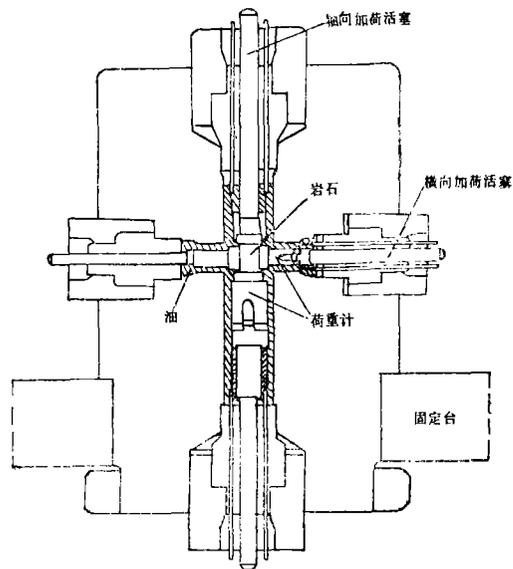


图 1 一般三轴压缩实验机的具有轴向和横向活塞的高压部件.

1) 原文中应力 σ 及应变 ϵ 下标 X, Y, Z 的大小写字体混杂, 今在译文中予以改正, 统一使用大写字体.
——校者注.

容器是一个厚壁圆筒，为了安放横向活塞，在直径方向开孔。在此容器中，围压 $\sigma_3(=\sigma_x)$ 可加到700MPa，对 σ_z 轴向活塞与70吨千斤顶¹⁾相联，横向 σ_y 是30吨的千斤顶¹⁾。轴向和横向荷载是用加压容器内的荷重计来测量的，围压则用波登管式压力计测量，压力测量的精度约0.5MPa， σ_y 和 σ_z 的测量精度约2%。

岩石试件设计示意图如图2所示，试件为1.5cm×1.5cm×3.0cm的长方体。上下两端的圆柱形钢垫块与试件以环氧树脂胶结在一起，横向钢垫块与试件之间夹有润滑剂，在这种试件状态中，可以预见在试件的上下端附近应力是不均匀的。但茂木(1966)指出：在常规三轴试验中，随着围压的增高，上下端的端部效应明显消失。图3表明邓哈姆白云石的情形。

圆柱岩石试件长度与直径的比值严重影响单轴压缩破裂强度，但在高围压情形，破裂强度变得与此比值无关了。此结果表明，当围压在几十个MPa以上时，以环氧树脂与钢垫块胶

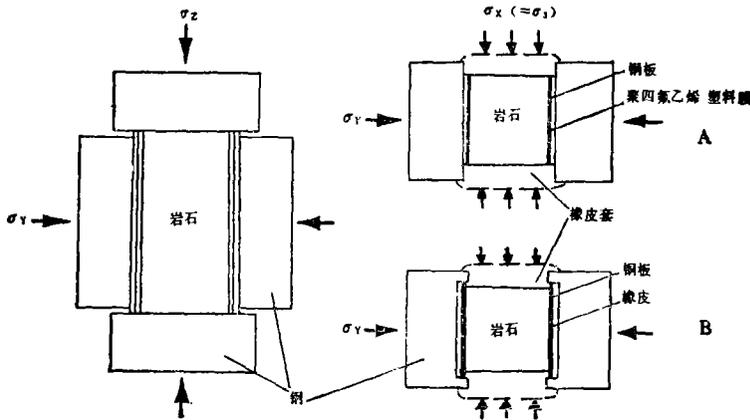


图2 三轴压缩实验试件。

左：前剖面 右：水平剖面(方法A与B)

结的白云石试件的端部效应消除了。由于试件在三轴压缩下受流体围压，因此在中等围压下，上下端的端部效应可予忽略不计。

在这种试件设计中，横向垫块的边缘处可能产生应力集中，但在围压下，这种应力集中的影响可能会大大减弱。事实上，断层平面垂直于横向垫块的边缘。但当 σ_2 很大时，应力集中可能是很重要的。当 σ_2 很大时，实验结果有时表现为过早破坏，这大半要归结于这种应力集中的原因。

另一个重要问题就是 σ_2 方向横向压力的施加方法，图2为两种不同方法的示意。方法A：已用此法做了很

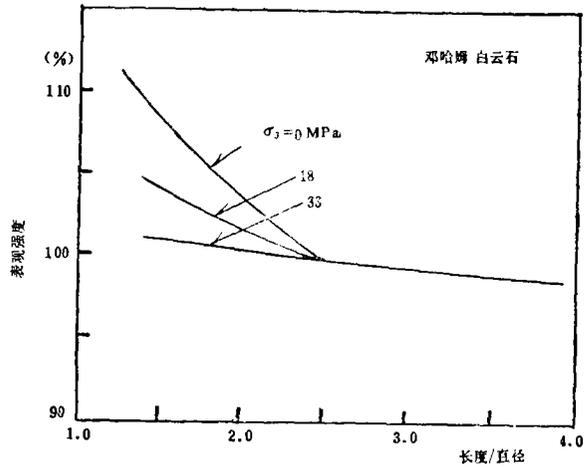


图3 围压下邓哈姆白云石试件的表现强度与长度/直径之间的关系。相对强度按 $L/D=2.5$ 时的强度计算。曲线上的数字表示围压。

1) 1MPa=10⁶Pa=10bar——译者注。

多实验，在 σ_2 方向的横向应力 σ_y 是通过垫块用活塞加压的，此法以聚四氟乙烯膜做为润滑剂，因此有效地减少了横向表面摩擦力的影响。

在实现理想均匀的三轴压缩就要求在 σ_2 方向的横向应力 σ_y 也用流体压力，这就要使用新设计的横向垫块，这是方法 B (茂木, 1977)，此时 σ_y 近似地以静水压力通过厚而软的橡胶垫施加，而横向垫块采用如图 2B 所示的特殊形状。

用这两种方法实验结果的比较如图 4 所示，这里破裂强度作为 σ_2 的函数画出 (茂木等, 1978a)。在此看不出方法 A 和 B 的结果之间有什么不同。它启发我们：方法 A 中横向表面的摩擦力效应基本看不出来，而且说明了不论用方法 A 还是用方法 B 都可得到近似均匀的一般三轴应力状态。由于实验中使用方法 A 比方法 B 容易，所以将方法 A 作为标准的三轴压缩方法是合适的。总之，利用这些方法，三个主应力将能均匀而独立地得到实现。

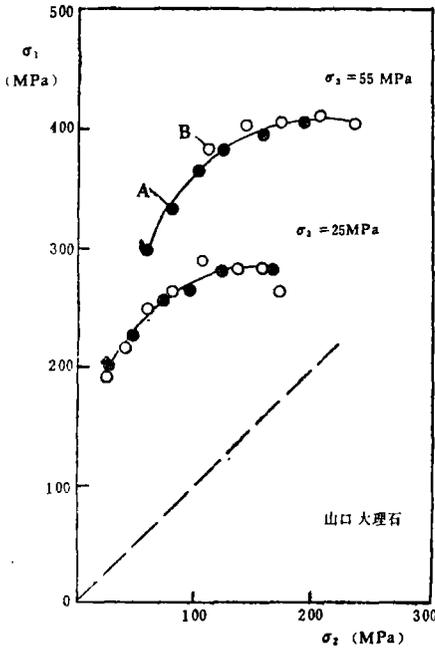


图 4 破裂强度 σ_1 作为 σ_2 的函数。圆点为方法 A，圆圈为方法 B。方法 A 与 B 如图 2 中所示。

2.2 应变

在 X, Y, Z 三个方向上应变的测量如下：轴向应变 ϵ_z 和横向应变 ϵ_y 用贴在垂直于 X 轴的试件表面的电阻应变片来测量 (图 5A)，而轴向应变 ϵ_x 又通过轴向活塞的位移来测量，因为对大应变和不均匀应变，使用贴在试件上的电阻应变片是不适当的。为此，把以图 5B 所示的方法测得的岩石试件的真正的轴向变形与用差动变压器测得的轴向活塞的位移相比较，从比较中修正用活塞位移进行的变形测量。这样，轴向应变 ϵ_z 就用上述两种方法进行了测量。在小应变范围内两者的结果一致，但在大应变情形仅仅后一种方法是可靠的。

最小压力方向的横向应变 ϵ_x 以图 6 所示之方法

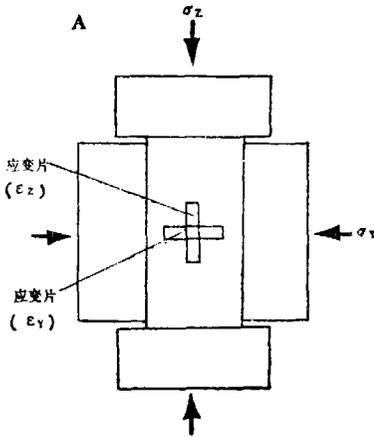


图 5 测量轴向 (Z 轴) 及横向 (Y 轴) 变形的的方法

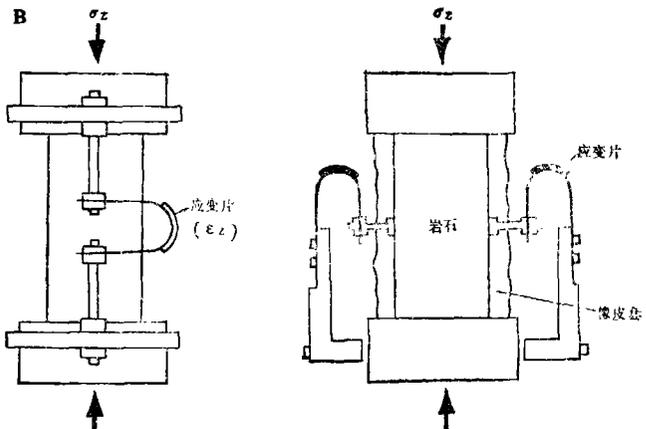


图 6 测量最小压应力方向 (X 轴) 的横向变形的的方法。前剖面。(茂木, 1977)。

进行测量. 试件在X轴方向的宽度的变化用贴在一个弯曲的金属片上的电阻应变片来测量, 这个弯曲金属片一端与岩石试件表面固定, 另一端固定在可上下移动的环形底座上, 在我们实验中使用的这种“变形计”在实验前是用了具有 $\pm 10^{-3}$ mm精度的测微计校准过的.

先加围压 σ_x , 再将横向荷载 σ_y 增加到某一常数值, 然后以近乎 10^{-5} /秒的等应变率增加轴向荷载 σ_z . 三个方向X, Y, Z的应变以前述方法进行测量. 本文把 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 定义为在 σ_x, σ_y 为常数的条件下, 由于轴向应力差 $\sigma_z - \sigma_x$ 的增加而产生的应变. 当 $\sigma_z - \sigma_x = 0$ 时, $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = 0$. 由轴向应力差 $\sigma_z - \sigma_x$ 的增加而产生的体积应变用下式计算:

$$\Delta V/V_0 = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

应当注意: 此式仅当试件内的变形近似均匀时才适用.

三、各向同性岩石

对均匀和各向同性岩石, 如: 大理石、石灰岩、白云岩、粗面岩、花岗岩、安山岩、粗粒玄武岩及二长岩等已经做了许多室内实验.

3.1 破坏应力

由破裂或屈服引起破坏时的应力状态可以用三个主应力来描述, 很多实验说明存在着一个破裂或屈服的极限曲面. 对给定的材料在常温和常应变率等情况下, 极限曲面可以表示为: $\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3)$. 对通常的延性金属目前可以由冯·密歇斯准则较好地建立屈服的极限曲面. 然而岩石很脆, 密歇斯准则是不适用的. 确定极限曲面的形状也是岩石力学的最根本问题之一.

根据常规三轴实验, 脆性岩石的压缩强度 $\sigma_1 - \sigma_3$ 明显地随围压 $\sigma_2 = \sigma_3$ 升高而增大. 这些强度-围压曲线已经用了库伦或莫尔准则来说明. 随着延性的逐渐增加, 破裂强度和屈服强度对围压的依赖性下降.

最流行的破坏准则, 如库伦、莫尔及格里菲斯准则, 它们都假定或推断中间主应力 σ_2 对强度没有影响. 在这些准则中, 强度 $\sigma_1 - \sigma_3$ 只是最小主应力 σ_3 的函数, 并认为破坏条件完全可以用常规三轴实验来确定. 但莫瑞尔 (Murrell, 1965), 韩丁和其合作者(1967), 茂木(1967), 以及其他学者都先后发现: 某些岩石的压缩实验($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$)和拉伸实验($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$)的莫尔包络线之间存在明显差异 (见图7).

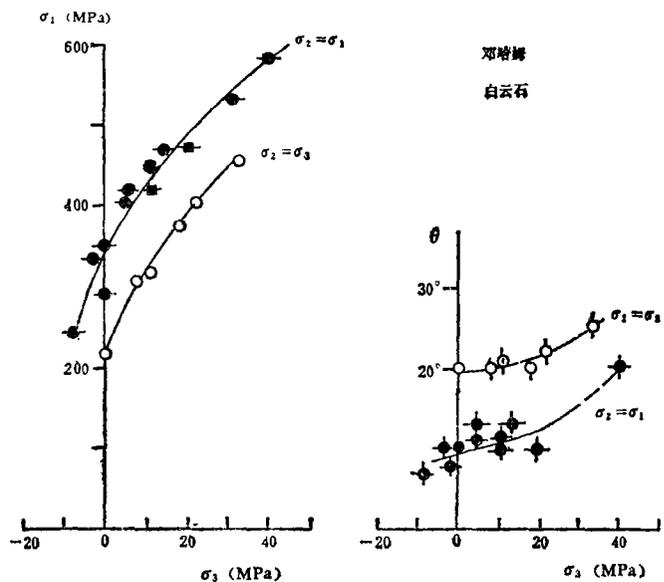


图7 邓哈姆白云石的破裂应力 σ_1 和破裂角 θ 作为最小主应力 σ_3 的函数. 圆圈表示压缩; 圆点及方块表示拉伸. (茂木, 1967).

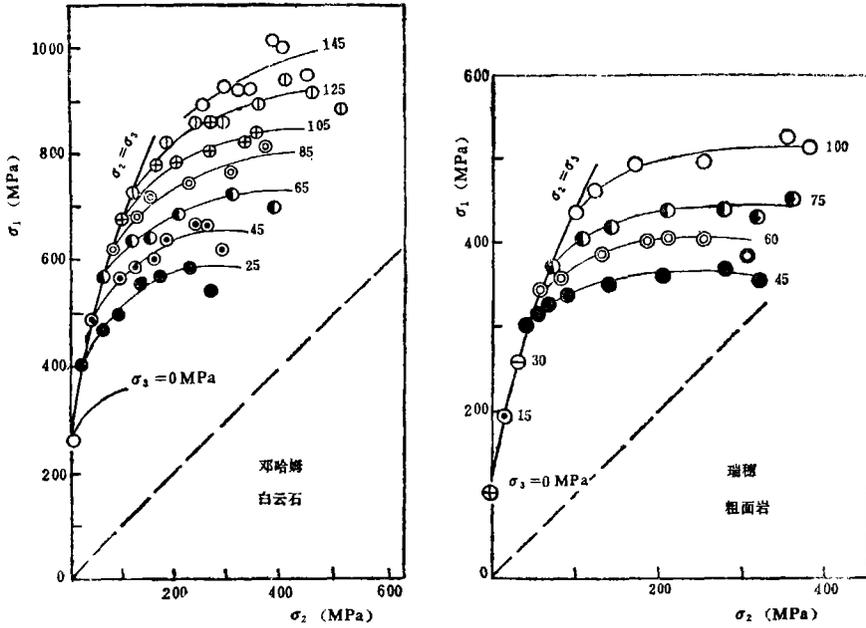


图 8 邓哈姆白云石与瑞穗粗面岩的破裂应力 σ_1 作为中间主应力 σ_2 的函数。不同的记号表示用不同的最小主应力 σ_3 实验的结果。 σ_3 以单位为MPa的数字标明。

这种事实说明： σ_2 对破裂强度的影响是相当可观的。

借助于前节描述的一般三轴压缩技术，我们已经弄清楚了 σ_2 影响的一般特征。图8表明在不同的 σ_3 下破裂应力 σ_1 是 σ_2 的函数的情形。这些结果说明：尽管 σ_2 的影响比 σ_3 小，但 σ_2 对破裂强度的影响确实还很重要。现行的破裂准则没有关联到在一般复杂应力状态下观测到的这些应力。茂木(1971b)推广密歇斯准则，提出了以下破裂准则：

$$\tau_{oct} = f(\sigma_1 + \sigma_3)$$

或者

$$\tau_{oct} = f(\sigma_1 + \sigma_3 + \alpha\sigma_2)$$

其中： τ_{oct} 是八面体剪应力； α 是一个较小的常数。此后，茂木(1972b)又提出了如下经验公式：

$$\tau_{oct} \approx A(\sigma_1 + \sigma_3)^n$$

其中A与n皆为常数。

岩石的屈服点往往不是很明显的，然而在某些情况下它是能够唯一地确定的。一般复杂应力下的岩石屈服应力较好地以不同于破裂方程的下式相联系：

$$\tau_{oct} = f(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

此式把密歇斯准则 ($f = \text{常数}$) 作为一种特殊情况包括在内。索林霍芬石灰岩的屈服条件是以密歇斯准则相关联的。

推广的密歇斯准则的物理解释如下：当歪形应变能达到某一临界值时，破裂或屈服即将发生。但此临界能量并非常数，而是随着有效平均应力单调递增。破裂时的有效平均正应力为 $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ ，屈服时为 $\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ 。

3.2 破裂角

常规三轴压缩实验中的典型破裂是剪切破裂。 σ_1 方向与断裂面之间夹角即破裂角随围压增加而增大。莫尔理论假定断裂面上的剪应力是断裂面上正应力的函数，此理论可以从剪应力-正应力曲线中推断破裂角。细心的实验 [布雷斯 (Brace), 1964; 茂木, 1967] 表明在常规三轴压缩 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) 实验中观测的角度与推断的角度颇为一致。但在拉伸实验 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) 中，断裂形成的角度比压缩实验时小 $5^\circ \sim 20^\circ$ (见图 7)，此时莫尔理论不能推断破裂角 (茂木, 1967)。莫尔理论的这种困难起因于它的基本假定：中间主应力 σ_2 对破裂没有影响。

图 9 为一般三轴应力下邓哈姆白云石的破裂角 θ 作为 σ_2 的函数的曲线 (茂木, 1972b)。断裂面平行于 σ_2 方向，破裂角随着 σ_2 的增加而减少。随着 σ_3 的降低， σ_2 的影响越来越大。用莫尔理论不能推断此结果，但用修正的莫尔理论可解释它。

3.3 延性

随着围压的增加，延性增加，且破坏由脆性破裂变为延性流动。虽然没有普遍适用的相对延性的数值度量，但可以用即将破裂时的永久应变作为延性的度量 (韩丁, 1966)。

在屈服点以后的阶段，有 A, B 两种不同类型的变形曲线 (茂木, 1972a)。A 型中，屈服以后的永久变形主要是均匀的塑性变形，破裂将在某一永久应变值下发生。B 型中，宏观破裂在屈服点发生，屈服范围的永久变形以碎裂变形 (cataclastic deformation) 或摩擦滑动方式发生。前述的延性度量主要适用于 A 型。

延性不仅受 σ_3 的影响，也受 σ_2 的影响 (韩丁及其合作者, 1967; 茂木, 1971a)。图 10 表示延性 (即将破裂时 σ_1 方向的永久应变) 作为 σ_2 和 σ_3 的函数。延性随 σ_3 增大显著增加，但随 σ_2 增大而降低。延性等值线相互之间大体平行。得到这个规律后，一般三轴应力状态下的延性 ϵ_n 可写成

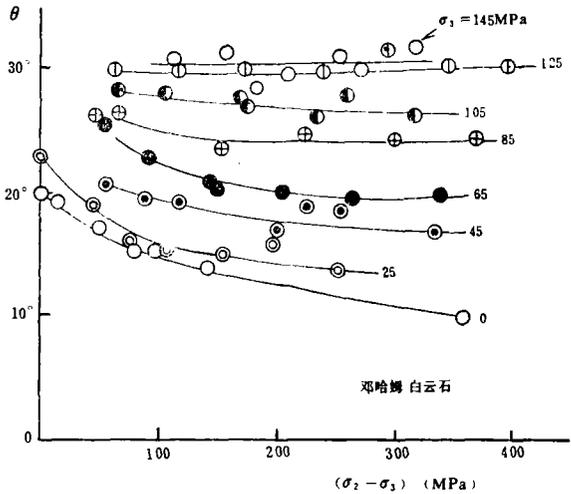


图 9 邓哈姆白云石的破裂角 θ 作为中间主应力 σ_2 的函数。不同的记号表示用不同的 σ_3 值做的实验。

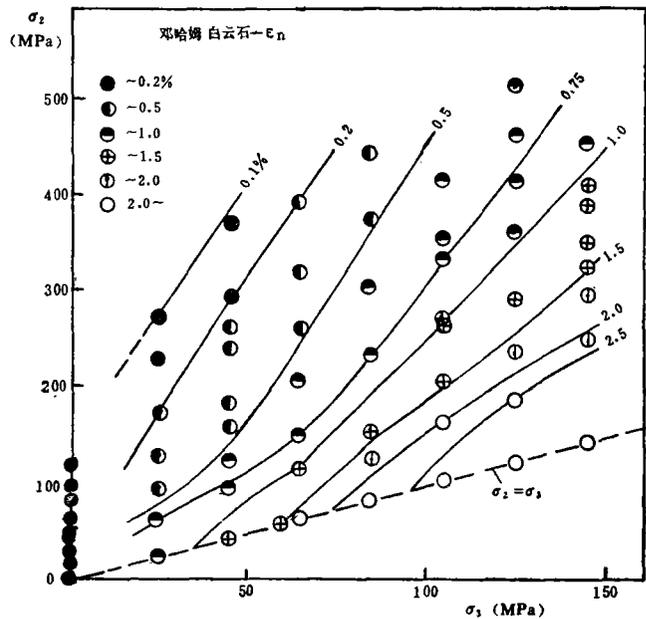


图 10 邓哈姆白云石即将破裂时的非弹性应变 ϵ_n 作为最小主应力 σ_3 及中间主应力 σ_2 的函数的曲线。

$$\epsilon_n = f(\sigma_3 - \delta\sigma_2)$$

此处 f 为单调递增函数. 对某些碳酸岩而言, 可用下面的经验公式:

$$\log \epsilon_n = K_1(\sigma_3 - \delta\sigma_2) + K_2$$

此处 δ, K_1, K_2 均为常数.

破裂时的应力降随 σ_3 的增加而降低, 但随 σ_2 的增加而增加 (茂木, 1972b). 应力降大致与延性成反比. 在延性较大时, 应力降将更加缓慢地产生.

3.4 应力应变曲线

图 11 表示在各种应力状态下山口大理石的代表性的应力应变曲线 (茂木, 1973). 应力差 $\sigma_2 - \sigma_x$ 作为 e_2 (σ_1 方向的应变) 的函数. 图 11a, b, c 分别表示在各种围压下, 在各种不同

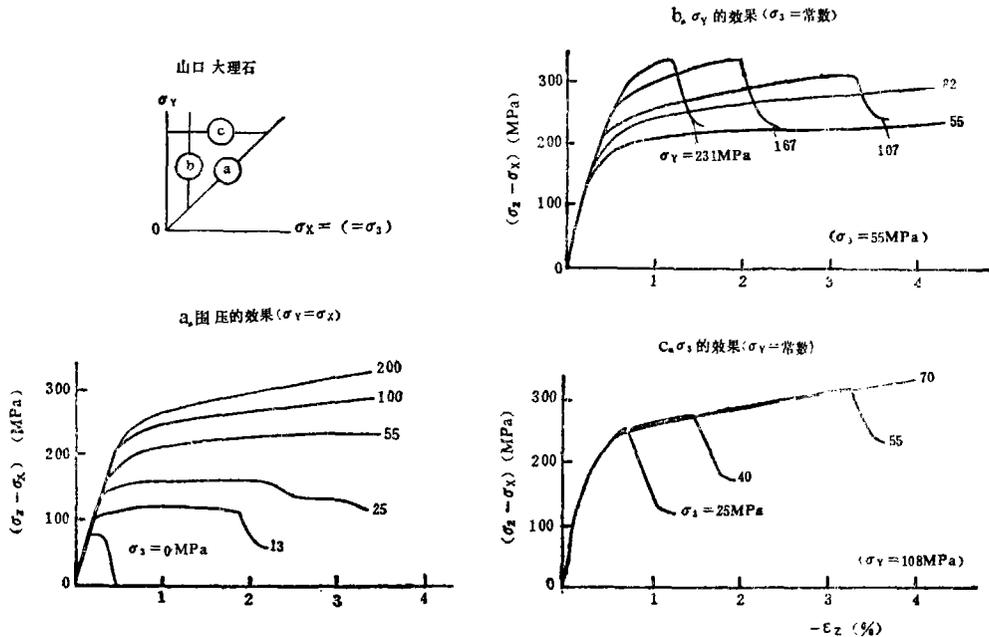


图11 山口大理石在三轴压缩下的应力应变曲线 (茂木, 1973).

- a. 各种围压下的曲线 ($\sigma_x = \sigma_y$);
- b. 不同 σ_y 值时的曲线 ($\sigma_x = 55$ MPa);
- c. 不同 σ_x 值时的曲线 ($\sigma_y = 108$ MPa).

的 σ_y 值 ($\sigma_x =$ 常数) 和不同的 σ_x 值 ($\sigma_y =$ 常数) 下的曲线. 有一个重要的结果, 就是不同的横向应力状态对应力应变曲线的影响很不相同. 如上所述, 延性随 $\sigma_3 (= \sigma_x)$ 的增大而增加, 随 σ_2 的增大而下降. 屈服应力随 σ_2 增大而增加, 但几乎与 σ_3 无关. 应变强化系数是用应力应变曲线在屈服点后的直线部分的斜率来定义的, 这系数随着 σ_2 的增大而单调递增, 但几乎与 σ_3 无关. 应力应变曲线的形状与最小压应力 $\sigma_3 (= \sigma_x)$ 无关而受另一横向压应力 σ_y 的影响很显著, 这是一个惊人的结果.

如前所述, 一般三轴应力状态下的全部主应力和主应变都可以测量出来了 (茂木, 1977). 图12为山口大理石的情形, 它表示这种岩石在适当的围压下呈现明显的延性性质 (3.3 节中的A型). 图中给出了应力差 $\sigma_2 - \sigma_x$ 及横向应变 ϵ_x, ϵ_y 作为轴向应变 ϵ_z 的函数的曲线. 最小压

应力 $\sigma_3(=\sigma_x)$ 是25MPa. 左图为轴对称应力的情形($\sigma_x=\sigma_y$), 这时的 $(\sigma_z-\sigma_x)\sim\varepsilon_z$ 曲线呈延性形式且两横向主应变 ε_x 与 ε_y 接近相等; 右图为一般三轴应力状态的典型情形($\sigma_x=25\text{MPa}$, $\sigma_y=105\text{MPa}$), 此时的极限强度高而延性低于轴对称应力情形, 且 ε_x 大大超过 ε_y , 特别在屈服以后超过得更大.

图13为瑞穗粗面岩的情形, 在屈服以后的阶段表现为明显的碎裂性流动(B型). 左图为轴对称应力状态($\sigma_x=\sigma_y=60\text{MPa}$). 在此情况下, 两个横向主应变 ε_x 与 ε_y 也差不多相等. 右图为一般三轴应力状态($\sigma_x=60\text{MPa}$, $\sigma_y=211\text{MPa}$). 此时, 极限强度 $\sigma_1-\sigma_3$ 高于轴对称应力状态, 而且屈服以后的应力降比轴对称应力状态的应力降大, ε_x 大大超过 ε_y . 如果最小压应力 σ_3 保持不

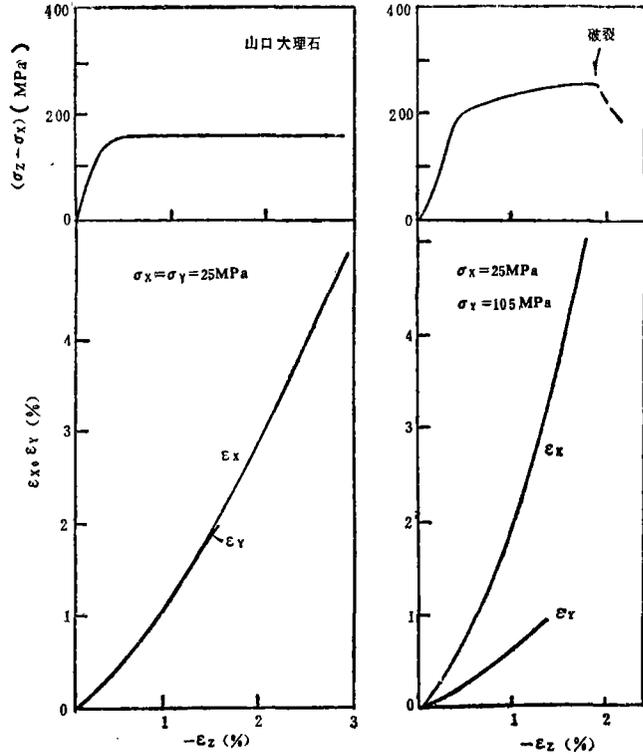


图12 山口大理石应力差 $\sigma_z-\sigma_x$ 及横向应变 ε_x 与 ε_y 作为轴向应变 ε_z 的函数的曲线。
左图：轴对称应力状态； 右图：一般三轴应力状态。

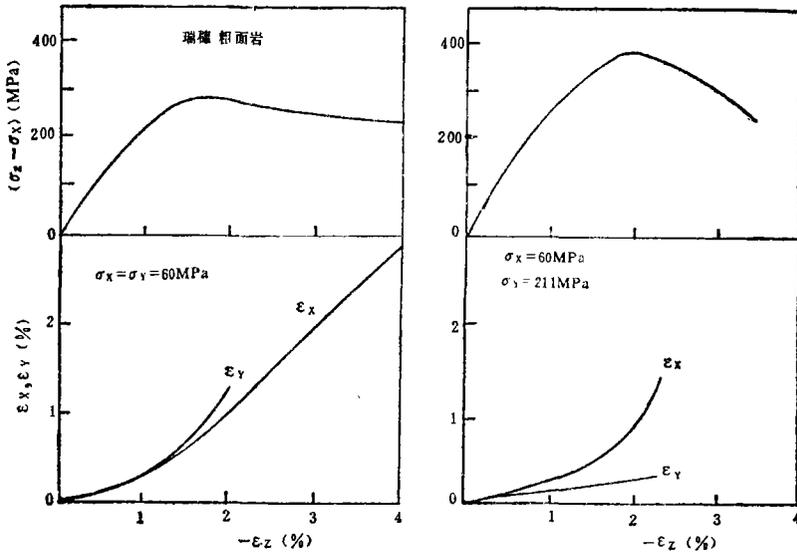


图13 瑞穗粗面岩应力差 $\sigma_z-\sigma_x$ 及横向应变 $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ 作为轴向应变 ε_z 的函数的曲线。
左图：轴对称应力状态； 右图：一般三轴应力状态。

变, 那末随着 σ_z 的增加, ϵ_x 将增加而 ϵ_y 将减少.

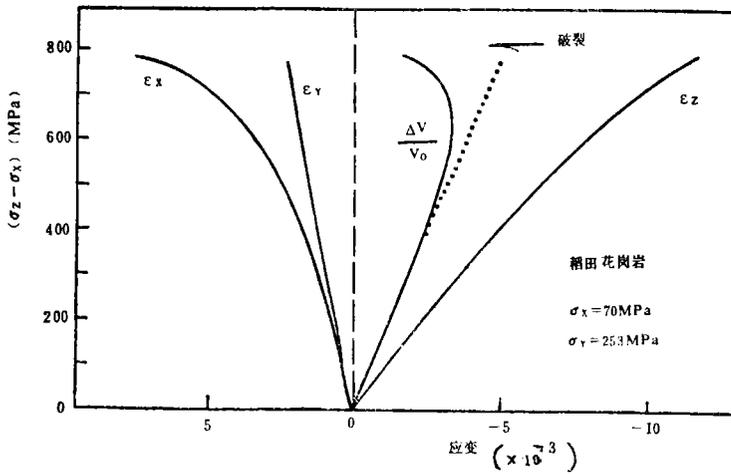


图14 稻田花岗岩三个主应变 ϵ_x, ϵ_y 及 ϵ_z 与体应变 $\Delta V/V_0$ 作为应力差 $\sigma_z - \sigma_x$ 的函数的曲线.

图14为稻田花岗岩情形, 在中等围压下这种岩石是很脆的. 图中给出了三个主应变 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 和体应变 $\Delta V/V_0$. 作为一般三轴应力状态下($\sigma_x = 70\text{MPa}, \sigma_y = 253\text{MPa}$)的应力差 $\sigma_z - \sigma_x$ 的函数的曲线. 图中的虚线对应于弹性体应变. 膨胀曲线与轴对称应力状态完全相似, 但结果表明膨胀主要是 ϵ_x 的增加而引起的.

根据这些实验结果, 各种各向同性岩石在一般三轴应力状态下变形的基本特性就清楚了. 一个重要的结果是: 当中间主应力相当大时, 膨胀表现出很强的各向异性. 可以用垂直于最小主应力方向的破裂的张开来解释这种各向异性膨胀. 图15为平移断层和冲断层发生前开口破裂的方位示意图.

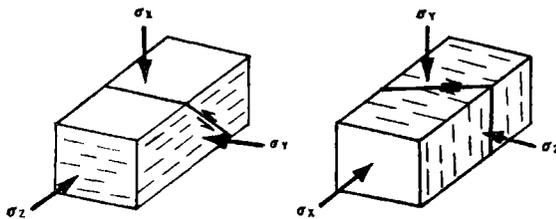


图15 一般三轴应力状态下断裂前开口破裂的方位. 左图: 冲断层; 右图: 平移断层.

四、各向异性岩石

天然岩石或岩体或多或少总有节理而呈现各向异性. 有些人曾研究了各向异性岩石中应力状态对破坏性质的影响.

常规三轴实验($\sigma_2 = \sigma_3$)中发现, 平面各向异性对破裂强度及断层角度有严重影响[例如, 杜纳斯(Donath), 1964]. 当 σ_1 轴与叶理面之间的夹角 ψ 为 30° 左右时, 强度最小. 对于中间范围的方位, 叶片状岩石的剪切破裂与弱面趋于重合, 但对极端方位, 其破坏与各向同性岩石一样, 差不多发生在 30° 角.

茂木等(1978b)还研究了一般三轴应力下的平面各向异性对破坏的影响. 应用于各向同性岩石的一般三轴压缩技术也同时适用于各向异性岩石. 初步研究了当方位角 $\psi = 30^\circ$ 和 90° 时中间主应力的影响. 在图16中, 画出了平面各向异性强烈的绿色片岩的破裂应力 σ_1 作为中间主应力 σ_2 的函数的曲线. 情形IV中, 弱面垂直于 σ_1 轴, 亦即 $\psi = 90^\circ$, 这时中间主应力的影响与各向同性岩石的情形极为相似. $\psi = 30^\circ$ 的平面各向异性的三种不同方位, 在常规三轴实验下强度是最小的, 如图中I, II, III所示. 这I, II, III分别为 $\gamma = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ 的情形, 这

里的 γ 是 σ_2 轴与平面各向异性的走向之间的夹角. 中间主应力的影响明显地依赖于平面各向异性的方位: 情形 I, 软弱夹层平行于 σ_2 轴, σ_2 的影响可忽略; 情形 II, σ_2 有中等程度的影响; 情形 III 中, σ_2 的影响最显著. 为了得到一般结论, 还需要对各种方位作进一步的实验. 这里的结果似乎还说明了 σ_2 对宏观各向同性岩石破裂强度的影响的机制, 因为通常说的各向同性岩石可能是具有随机方位的微小弱面的、微观各向异性的岩石 (茂木及其合作者, 1978b).

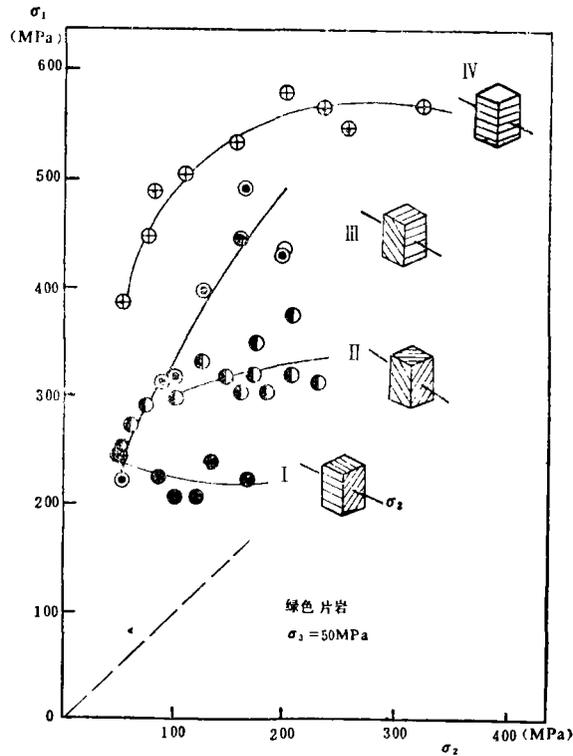


图16 绿色片岩破裂应力 σ_1 作为 σ_2 的函数的曲线. I, II, III, IV 为平面各向异性相对于三轴应力取不同方位时的四种情形.

五、结 束 语

本文讨论了复杂应力状态对各向同性及各向异性岩石的流动和破裂的影响. 虽然应力状态影响一直是岩石力学的基本问题, 但作者认为, 对中间主应力的影响的认识目前还不能令人满意, 因为一般三轴应力状态的精确实验为数很少, 对已报导的实验结果也缺乏适当评价. 本文把重点放在探讨一般三轴应力的影响, 特别是中间主应力的影响. 中间主应力的影响不仅对各向异性岩石是重要的, 而且对各向同性岩石也是重要的. 在常值应变率下, 岩石在一般三轴应力状态的流动和破裂的一般特征已经基本清楚了, 但在一般三轴应力状态下与时间因素有关的性质尚有待以后的研究.

参 考 文 献

1. Akai, K. and Mori, H., Study on the failure mechanism of a sandstone under combined compressive stresses (in Japanese), *Proc. Japan Sci. Civil Eng.*, 147, (1967), 11-24.
2. Bieniawski, Z. T., Deformational behaviour of fractured rock under multiaxial compression, In: *Structure. Solid Mechanics and Engineering Design*, Tereni, M. (ed.), Proc. Southampton (1969) Civil Engineering Materials Conference, London: Wiley-Interscience, (1971), 589-598.
3. Brace, W. F., Brittle fracture of rocks, In: *Proceedings of International Conference on State of Stress in the Earth's Crust*, edited by W. R. Judd, Elsevier, New York, (1964), 111-178.
4. Handin, J., Strength and ductility, In: *Handbook of Physical Constants*, Revised ed, Clark, S. P. (ed.), *Geol. Soc. Am. Memoir*, 97, (1966), 223-289.
5. Handin, J., Higgs, D. V. and O'Brien, J. K., Torsion of Yule marble under confining pressure, In: *Rock Deformation, Geol. Soc. Amer. Mem.*, 79, edited by D. Griggs and J. Handin, (1960), 245-274.
6. Handin, J., Heard, H. C. and Magouirk, J. N., Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates, *J. Geophys. Res.*, 72, (1967), 611-640.
7. Hojem, J. P. M. and Cook, N. G. W., The design and construction of a triaxial and polyaxial cell for testing rock specimens, *S. African Mech. Eng.*, 18, (1968) 57-61.
8. Hoskins, E. R., The failure of thick-walled hollow cylinders of isotropic rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 6, (1969), 99-125.
9. Jaeger, J. C. and Hoskins, E. R., Rock failure under the confined Brazilian test, *J. Geophys. Res.*, 71, (1966), 2651-2659.
10. Mogi, K., Some precise measurements of fracture strength of rocks under uniform compressive stress, *Rock Mech. Eng. Geol.*, 4, (1966), 41-55.
11. Mogi, K., Effect of the intermediate principal stress on rock failure, *J. Geophys. Res.*, 72, (1967), 5117-5131.
12. Mogi, K., Effect of the triaxial Stress System on the failure of dolomite and limestone, *Tectonophysics*, 11, (1971)a, 111-127.
13. Mogi, K., Fracture and flow of rocks under high triaxial compression, *J. Geophys. Res.*, 76, (1971)b, 1255-1269.
14. Mogi, K., Fracture and flow of rocks, *Tectonophysics*, 13 (1972)a, 541-568.
15. Mogi, K., Effect of the triaxial stress system on fracture and flow of rocks, *Phys. Earth Planet. Inter.*, 5, (1972)b, 318-324.
16. Mogi, K., Rock fracture, *Annual Review Earth Planet. Sci.*, 1 (1973), 63-84.
17. Mogi, K., Dilatancy of rocks under general triaxial stress states with special reference to earthquake precursors, *J. Phys. Earth*, 25 Suppl. (1977), S203-S217.
18. Mogi, K., Igarashi, K. and Mochizuki, H., Deformation and fracture of rocks under

- general triaxial stress states—Anisotropic dilatancy (in Japanese), *J. Material Sci. Japan*, 27,(1978)a, 148-154.
19. Mogi, K., Kwasniewski, M. and Mochizuki, H., Fracture of anisotropic rocks under general triaxial compression (in Japanese), Abstract, *Seismol. Soc. Japan*, 1,(1978) b, 225.
 20. Murrell, S. A. F., The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures, *Geophys. J.*, 10,(1965), 231-282.
 21. Niwa, Y., Koyanagi, W. and Kobayashi, S., Failure criterion of lightweight concrete to triaxial compression (in Japanese), *Proc. Japan Soc. Civil Eng.*, 143, (1967), 28-35.
 22. Sakurai, S. and Serata, S, Mechanical properties of rock salt under three dimensional loading conditions. Proc. Japan Congr. Tect. Mater., 10th, (1967), 139-142.
 23. von Kármán, Th., Festigkeitsversuche unter allseitgem Druck, *Z. Verein Deut. Ingr.*, 55, (1911), 1749-1759.

[刘文斌译自英文K. Mogi (Prof., Earthquake Research Institute, University of Tokyo): Flow and fracture of rocks under general triaxial compression. 潘立宙校]

Flow and Fracture of Rocks under General Triaxial Compression

Mogi, K.

(Earthquake Research Institute University of Tokyo, Tokyo, Japan)

Abstract

Recent laboratory studies of the flow and fracture of rocks under general triaxial compression are reviewed. New developments in laboratory techniques have made it possible to measure three principal stresses and strains under general triaxial stress states, in which all three principal stresses are different.

Strength and ductility of isotropic rocks are markedly affected not only by the least compression σ_3 , but also by the intermediate compression σ_2 , although these two effects are rather additional in strength, but opposite in ductility. The experimental results show that dilatancy is highly anisotropic under the general triaxial stress states.

Deformational properties of anisotropic rocks have been also measured under the general triaxial compression. In this case, the effect of the intermediate compression markedly depends on the orientations of the weak planes.