

岩石力學基本概論

張文城 *

一、前言

隨著人類生活空間的拓展與生活品質的提昇，大規模山坡地與深基礎開挖及地下結構物興建等土木工程行為乃日益頻繁。由於此等工程活動常已穿透表土層而直接於岩體 (Rock Mass) 內進行，故對於岩體與岩石材料 (Rock Material) 力學行為的了解乃日趨重要。

由於岩體內常存在複雜之地質構造 (如斷層、褶皺等)，使得岩體之力學行為常呈現明顯之異向性 (Anisotropy) 與非均質性 (Inhomogeneous)，岩石之強度、變形及破壞型式等皆深受此等地質構造之影響。此外，由於大地應力 (Tectonic Stress) 之作用，岩體內常存在甚大之初始應力 (Initial Stress)，因此對於岩石工程而言 (尤其是地下深層進行之土木工程)，大地應力常是影響結構物設計理念之主要因素，至於結構物本身及人為產生之荷重，相較之下便顯得比較不重要了。

本文之主要目的在簡單介紹一般岩石工程所需之一些岩石力學基本概念，同時概要說明地質構造及大地應力於岩石力學與工程內所扮演之角色，至於進

一步之研究，則可參考文內所提之各相關文獻。

二、岩石強度與破壞準則

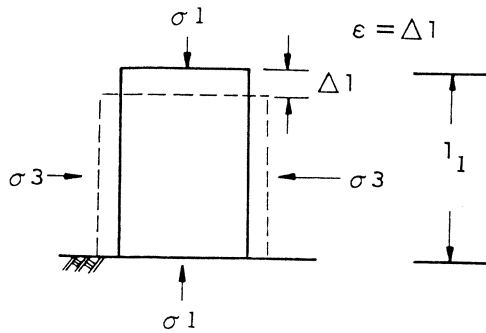
2.1 岩石之應力與應變行為

岩石於應力之作用下是否會產生破壞，為進行岩石工程時所需了解之主要課題，而為有效建立岩石之破壞準則，以評估岩石之破壞強度，對於岩石之應力與應變行為便須先有充份之了解。

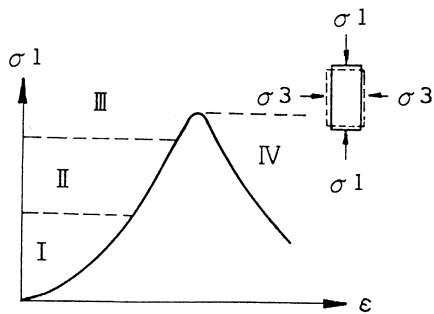
如圖一所示，岩石於圍壓 σ_3 及軸向力 σ_1 作用下產生 $\epsilon = \Delta l/l$ 之軸向應變。一般而言 σ_1 與 ϵ 之關係如圖二所示，其關係曲線大致上可分為四個區段。第 I 區段主要係由於岩石於應力作用下，原本存在於岩石內之裂縫產生閉合所致。第 II 區段則主要由於岩石本身之彈性變形所產生，此區段 σ_1 與 ϵ 近於線性之關係。第 III 區段岩石已接近於破壞之狀態，其變形主要由於岩石之彈性與塑性變形所產生，此時 σ_1 與 ϵ 已不再維持線性之關係。第 IV 區段岩石無法再承受 σ_1 之作用而產生破壞。

此外，岩石之應力應變行為亦受圍壓與岩性之影響。一般而言，岩石所受之圍壓較小，則岩石於破壞時較接近脆

* 國道新建工程局結構組地工科正工程司兼科長



圖一、岩石於應力作用下產生變形

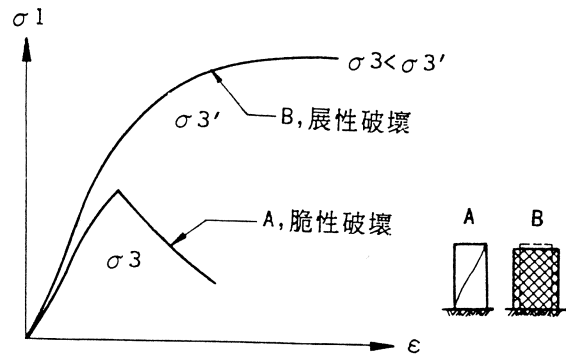


圖二、一定圍壓作用下岩石之應力與應變關係

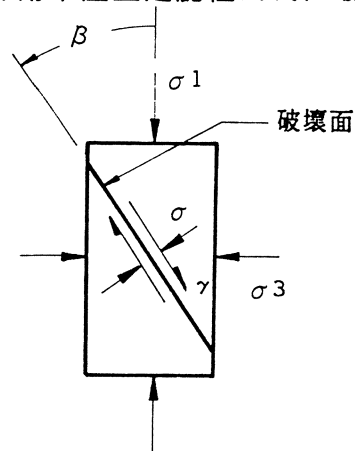
性破壞 (Brittle Failure) (如圖三之曲線A 所示)，此時岩石承受之應力到達其尖峰強度時，岩石之強度迅速下降，並產生瞬間之破壞。通常脆性破壞時，僅產生一明顯之破壞面 (如圖三之試體 A)。反之，當岩石所受之圍壓較高，則岩石於破壞時較接近於展性破壞 (Ductile Failure) (如圖三之曲線B 所示)，此時岩石承受之應力到達其尖峰強度時，本身之強度並未有明顯之下降，且一般仍可有持續較大之變形產生。通常展性破壞時，將產生多組明顯相交之破壞面 (如圖三之試體B)。

2.2 破壞準則

破壞準則建立之目的，乃將岩石之強度予以量化，以便了解岩石於某種已



圖三、同一岩石不同圍壓 (σ_3, σ_3') 作用下產生之脆性與展性破壞



圖四、岩石所受之主應力與破壞面上之應力關係

知條件下，所能承受之應力狀況。

如圖四所示， σ_1 與 σ_3 分別為岩石所受之最大及最小主應力 (Major and Minor Principal Stress)，破壞時破壞面上之正應力及剪應力分別為 σ 與 γ ，設破壞面與 σ_1 之夾角為 β ，則由力學平衡可求得如下之關係式

$$\gamma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\beta \quad (\text{式一})$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta$$

(式二)

由以上兩式知，若給定 β 則由 σ_1 及 σ_3 即可求得對應之 σ 及 γ ，反之亦然。一般之破壞準則可有兩種表示方式，第一種為給定最小主應力 σ_3 ，而將岩石破壞所需施加之 σ_1 表示為 σ_3 之函數。如庫崙破壞準則， σ_1 與 σ_3 之關係式表示如下：

$$\sigma_1 = 2C \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \tan^2 \sigma_3 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{式三})$$

式中 C = 岩石之凝聚力截距 (Cohesion Intercept)

ϕ = 岩石之內摩擦角 (Internal Friction Angle)

C 及 ϕ 為岩石之材料常數，可利用試驗求得，因此若給定 σ_3 ，即可求得對應之岩石強度 σ_1 。一般可將庫崙破壞準則 σ_1 與 σ_3 之關係繪如圖五(a)所示之關係直線。

破壞準則之另一種表示方式為給定破壞面上之正應力 σ ，而將岩石破壞時破壞面上所需之剪應力 γ 表示為 σ 之函數。如庫崙破壞準則 σ 與 γ 之關係式表示如下：

$$\gamma = C + \sigma \tan \phi \quad (\text{式四})$$

對於庫崙破壞準則而言，圖四中之 $\beta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ ，故藉由式一及式二兩式，可由式三推得式四，反之亦然。

根據前述之庫崙破壞準則， σ_1 與 σ_3 （或 γ 與 σ ）間為線性之關係，不過根據試驗結果，一般岩石之 σ_1 與 σ_3 間並非單純如圖五(a)之線性關係，而係具有如圖五(b)所示之曲線關係，因此已有多位學者先後提出 σ_1 與 σ_3 為曲

線關係之破壞準則。如 Hoek & Brown (1980) 提出如下之經驗關係式：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{式五})$$

式中 σ_c = 完整岩石材料之單壓強度

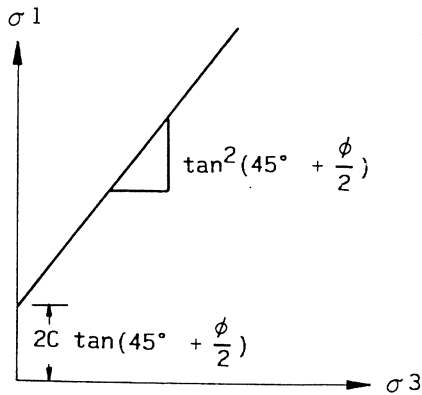
m, s = 材料常數，可由岩性及岩石的風化程度評估查表而得，亦可由試驗求得。其中 m 與岩性有關， m 值一般約介於0-25之間，而 s 則與岩石之風化程度有關，對於完整岩石材料 (Intact Rock) 而言，可取 $s=1$ ，但對於極度風化破碎之岩石而言，則可取 $s=0$

由式五知 σ_1 與 σ_3 關係為一曲線之關係(如圖五(b))。由於 Hoek & Brown 氏所提之經驗關係式，不但可應用於岩石材料之強度預測，亦可應用於不同風化程度之岩體之強度預測，故目前為一頗為通用以預測岩石強度之經驗關係式。

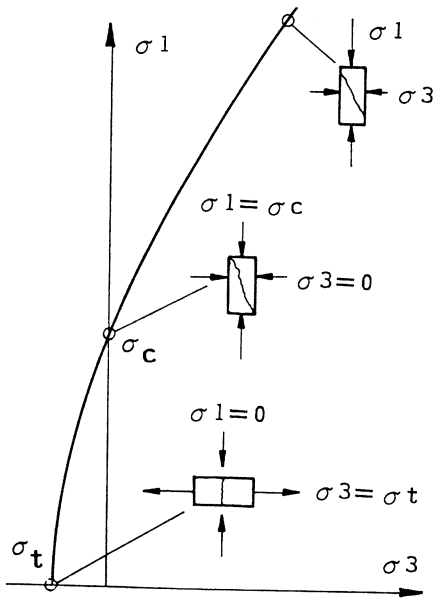
2.3 規模效應

對於大地工程而言，若欲考慮現場岩體真正之力學性質，以為設計及施工時之依據，則通常所需涵蓋岩體之範圍常甚為廣泛，一般大規模現場試驗之主要目的，便是希望使試驗所獲得之力學性質，儘量與現場岩體之力學性質趨於一致，不過現場之大規模試驗，常需相當巨大之規模與時間，故基於經濟之考慮，一般常於現場取得較小之試體，而於室內進行試驗，因此如何以室內試驗求得之力學性質，應用於現場之工程結構物，乃成為一重要之研究課程。

由於地質構造之影響，當岩石考慮之規模 (Scale) 不同時，其所顯現之力



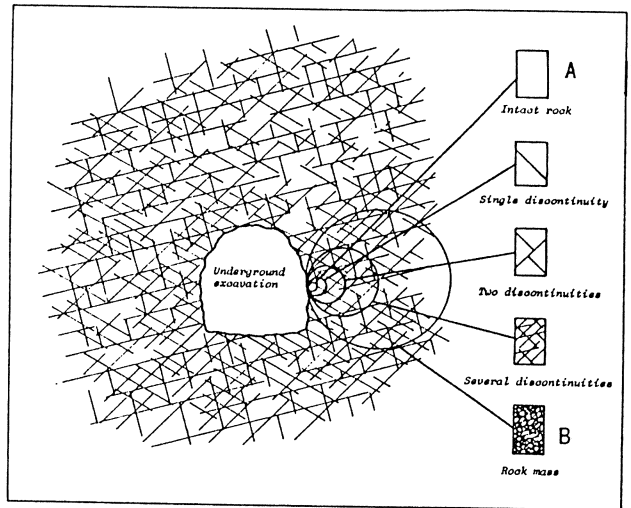
(a)庫崙破壞準則 σ_1 與 σ_3 之關係直線



(b)Hoek & Brown經驗關係式 σ_1 與 σ_3 之關係曲線

圖五、岩石破壞時最大主應力與最小主應力之關係

學行為亦將有顯著之差異。如圖六所示，尺寸A之岩體由於未包含有地質弱面，因此可將其視為完整之岩石材料，而尺寸B之岩石，則已含有甚多之節理面在內。若以式五Hoek & Brown之經驗關



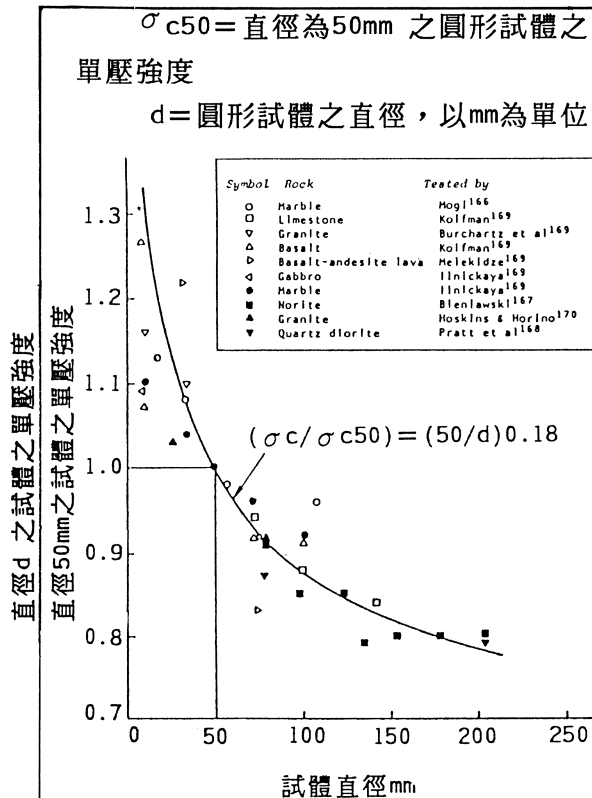
圖六、考慮不同岩石規模時，地質構造不同之影響程度(取自Hoek & Brown 1980)

係式而言，可視尺寸A之 $S=1$ ，而尺寸B之 $S \ll 1$ ，故顯然的，尺寸A之岩石應較尺寸B之岩石具有較高之強度。一般岩石結構物之規模可由小至一、二公尺之基腳(Footing)至尺寸以百公尺計之大壩基礎，因此於決定岩石之強度時，關於結構物對岩石之影響規模，應先有充份之了解，如此對於岩石強度方能有合理之評估。

此外進行岩石力學試驗時，若試體尺寸不同，其所顯現之力學行為亦常不盡相同，大致上試體尺寸愈大，其所對應之強度愈小。圖七為多種不同岩石，其單壓強度與試驗時試體尺寸之關係，由圖中顯示，對於同一類岩石，大致上試體尺寸愈大，則單壓強度愈小，Hoek & Brown(1980)建議以下式來描述不同尺寸岩石，其試驗單壓強度間之關係

$$\sigma_c = \sigma_c 50 \left(\frac{50}{d} \right)^{0.18}$$

式中 σ_c = 直徑為d之圓形試體之單壓強度



圖七、試體尺寸與單壓強度之關係

2.4 岩石力學試驗

為充份了解岩石之工程力學性質，乃有必要進行室內及現場之岩石力學試驗。一般岩石工程所進行之岩石力學試驗項目及其目的如下：

室內試驗：

- (1) 單壓強度試驗及點荷重試驗：用以評估岩石之單壓強度。
- (2) 抗張強度試驗：用以評估岩石之抗張強度。
- (3) 靜彈性試驗及超音波試驗：用以評估岩石之變形行為。
- (4) 三軸試驗：用以評估岩石強度或節理面剪力強度。

(5) 直接剪力試驗：用以評估岩石或節理面之剪力強度。

(6) 消散及耐久性試驗：用以評估岩石抵抗風化之能力。

現場試驗：

- (1) 平鉸載重試驗及孔內變形試驗：用以評估現場岩體之變形行為。
- (2) 透水試驗：用以評估現場岩石之透水性質。
- (3) 直接剪力試驗：用以評估現場節理面之剪力強度。

關於各種岩石力學試驗之試驗項目及其詳細之試驗步驟，可參考Brown (1981)所編之“Rock Characterization Testing and Monitoring”一書。

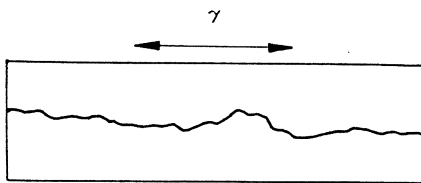
三、岩石節理面之剪力強度與破壞準則

由於一般岩體中常有斷層、節理、劈理或層面等弱面之存在，故岩體常因此等弱面之強度不足而產生不穩定之現象。本文擬以節理面一詞來表示所有上述岩體中之不連續弱面。由於岩石工程常因節理面之強度不足而產生失敗，故岩石節理面之剪力強度乃有詳細研究之必要。

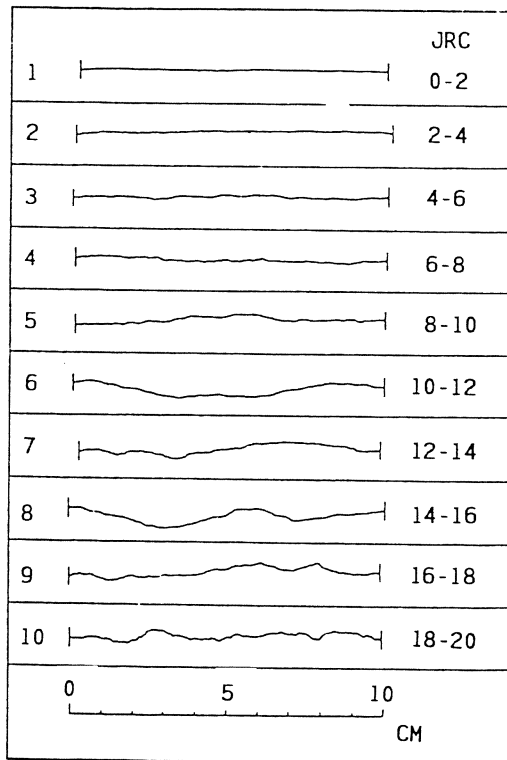
3.1 節理面之剪力強度

一般而言，影響節理面剪力強度之因素包括節理面材料本身強度、岩石礦物間基本摩擦特性及節理面之粗糙度(Roughness) (圖八)等因素。由於節理面材料強度及岩石礦物間之摩擦特性

，係屬於岩石材料之常數，一般較易以試驗之方法求得。至於一般學者考慮節理面粗糙度對剪力強度之影響，常以經驗關係表示之並予以量化。例如Barton & Choubey (1977)即以JRC 一值來表示節理面之粗糙度。圖九即為 Barton & Choubey 所建議，各種節理剖面所對應之JRC 值， JRC值介於0與20之間，JRC 愈大，即表示節理剖面愈粗糙。除上述



圖八、節理表面之粗糙度



圖九、Barton & Choubey建議之粗糙度標準剖面
(取自Barton & Choubey 1977)

之因素外，節理面之剪力強度，亦深受下列二因素之影響：

(a) 剪力作用方向：如圖八所示，當剪力 γ 作用方向由右向左與由左向右時，節理面兩側接觸之情形不同，因此其所對應之剪力強度亦可能不同。

(b) 夾泥：由於風化之作用，常使得節理面含有夾泥。一般而言，夾泥之存在將使得節理面之強度明顯下降。

3.2 破壞準則

為有效描述節理面之剪力強度，先後已有學者提出各種不同之破壞準則。一般節理面之剪力強度破壞準則，皆將剪力強度表示為節理面所受正應力之函數。如Patton(1966)提出之雙直線破壞準則（圖十），係以下兩式表示節理面之剪力強度：

$$\sigma < \sigma_T \text{ 時, } \gamma f = \sigma \tan(\phi_u + i_0) \quad \text{(式六)}$$

$$\sigma > \sigma_T \text{ 時, } \gamma f = c + \sigma \tan \phi_r \quad \text{(式七)}$$

式中 γf = 節理面剪力強度

σ = 節理面所受之正應力

σ_T = 過渡應力，即圖中兩直線交點所對應之正應力

ϕ_u = 節理面之基本摩擦角

ϕ_r = 節理面之殘餘摩擦角，一般

可取 $\phi_r \approx \phi_u$

c = 節理面材料之凝聚力截距

i_0 = 節理面鋸齒之上坡角

式六表示節理面係沿鋸齒表面產生滑動而破壞（圖十之A 試體），式七則表示節理面係因鋸齒被剪斷而破壞（圖十之

B 試體)。由於式六及式七兩式甚為簡明，應用時頗為方便，故常為一般人所引用。

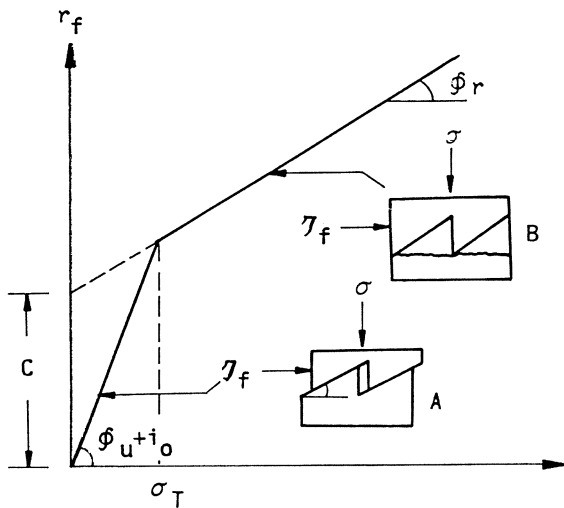
由式六及式七兩式知， γf 與 σ 間為一線性之關係，但由試驗結果知， γf 與 σ 間通常係為一曲線關係。關於 γf 與 σ 間之曲線關係，先後亦有多位學者提出其研究成果，如Barton & Choubey (1977)即提出下列之關係式（如圖十一）以考慮節理面之剪力強度：

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan\left(\text{JRC} \log\left(\frac{\text{JCS}}{\sigma}\right) + \phi_u\right)$$

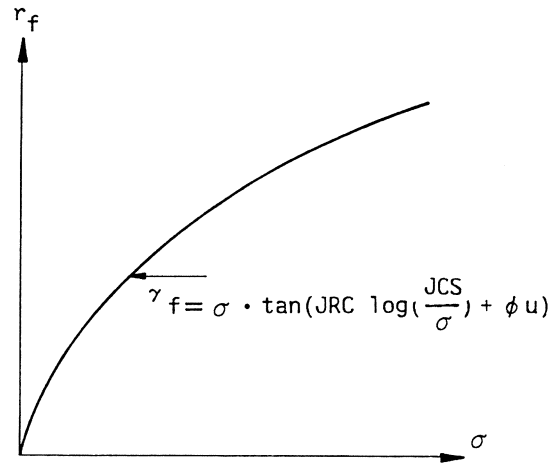
式中JRC = 粗糙度參數，可將試驗之節理剖面與圖九之標準剖面比較而得。

JCS = 節理面材料之單壓強度。

Barton所提之關係式，係根據試驗結果所建立之經驗關係式，由於應用時頗為簡便，故目前應用亦甚為廣泛。



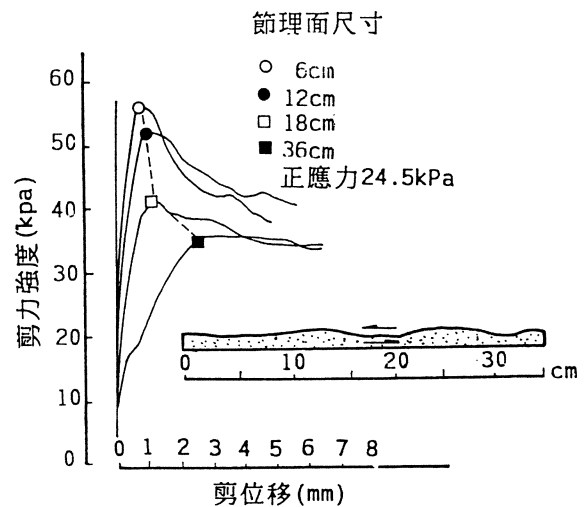
圖十、Patton 雙直線破壞準則 剪力強度 γf 與正應力 σ 之關係



圖十一、Barton & Choubey建議剪力強度關係式 剪力強度 τ_f 與正應力 σ 之關係

3.3 規模效應

如同岩石強度，節理面剪力強度亦深受試體尺寸之影響。圖十二為節理面剪力強度與試體尺寸之關係，由圖中顯示，節理面尺寸愈大，則其對應之剪力強度愈小。此外節理面剪力強度之規模效應亦與節理面粗糙度及節理面所受之



圖十二、節理面剪力強度與試體尺寸之關係（取自Bandis等1981）

正應力大小有關。大致上，節理面粗糙度愈大，或節理面所受之正應力愈小，則規模效應之現象將愈為顯著，即節理面剪力強度因試體尺寸不同所產生之差異將愈為明顯。

四、岩石之變形行為與變形參數之量測

對於岩石工程而言，岩石變形行為之了解，亦為一重要之課題。例如隧道之開挖，若能事先充份了解岩體之變形行為，則可掌握適切之開挖斷面，避免因開挖後變形過大，使隧道斷面不足而增加施工之困難，或變形過小而需以灌漿來填補超挖之空隙，而造成材料之浪費。

4.1 彈性變形與非彈性變形

岩石於應力之作用下除產生彈性變形外，亦常有明顯之非彈性變形產生。圖十三為一般岩石於應力作用下，軸向應力與軸向變形及側向變形之關係，通常若岩石材料僅受軸向應力 σ_1 之作用，則可以下式來描述應力與應變間之關係及其變形行為：

$$\sigma_1 = E \epsilon_1,$$

$$\nu = \text{側向變形量} / \text{軸向變形量}$$

式中 $\sigma_1 =$ 軸向應力

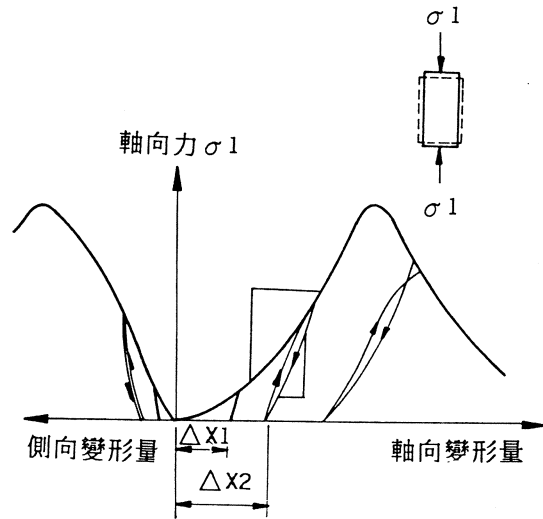
$E =$ 變形模數 (Modulus of Deformation)

$\epsilon_1 =$ 軸向應變

$\nu =$ 柏松比 (poisson ratio)

由圖中顯示，一般岩石於應力之作用下，產生之非彈性變形量 ($\Delta X_1, \Delta X_2$ 等) 相當明顯，而岩石於第一次應力作用

下對應之變形模數 E ，與反覆應力作用下 (Reloading) 對應之變形模數 E' 亦常有明顯之差異。由圖中可推知，變形模數 E 係由於岩石之彈性變形與非彈性變形所產生，而 E' 則可視為岩石真正之彈性變形模數 (Modulus of Elasticity)，通常 E' 值皆遠較 E 值為大。



圖十三、岩石因應力作用所產生之彈性變形與非彈性變形

4.2 變形參數之量測

一般岩石之變形參數，乃指岩石於應力作用下所對應之變形模數及柏松比，即圖十三所對應之 E (或 E') 值及 ν 值。不同岩石之 E 值差異頗大，但 ν 值則大致介於 0.2 與 0.4 之間。變形參數之量測可分為靜力試驗及動力試驗兩種，一般而言，動力試驗所求得之變形模數常較靜力試驗所求得者為高。茲就室內及現場試驗量測岩石變形參數之方法分別說明如下：

4.2.1 室內試驗

室內靜力試驗量測變形參數之方法，乃於試體上粘貼量測軸向及側向應變之應變計 (Strain Gauge) (如圖十四)，而於進行單壓試驗時，同時量測岩石之軸向及側向應變，並繪如圖十三之應力應變關係曲線，而求得岩石之變形參數 E 及 ν 。

至於動力試驗方法，通常係採用超音波試驗。如圖十五所示於岩石試體之 A 端以儀器激發一應力波 (可為壓力波或剪力波)，而由 B 點記錄應力波由 A 點傳遞至 B 點所須之時間 t ，以求得其波速 $V = l/t$ ，進而推求岩石之變形參數。一般若岩石之長寬比 l/d 大於 5 時，可視應力波之傳遞為一維 (One Dimension) 之情況，此時根據波動力學理論，可求得岩石之變形參數如下：

$$E = V_p^2 \cdot P$$

$$\nu = \frac{1}{2} (V_p/V_s)^2 - 1$$

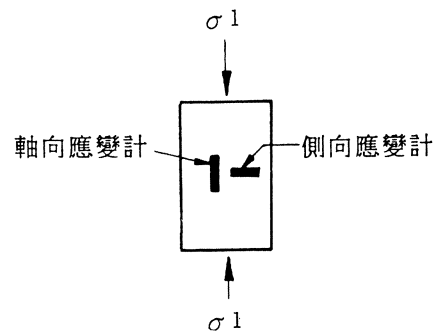
其中 V_p = 壓力波波速

V_s = 剪力波波速

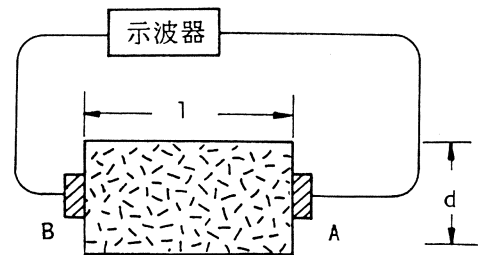
P = 岩石密度

4.2.2 現場試驗

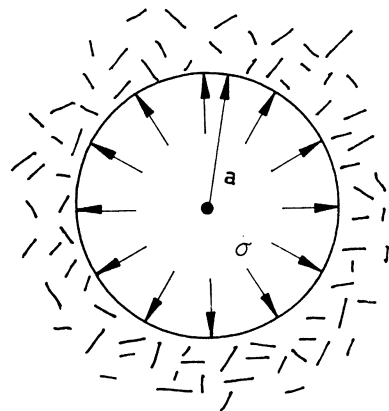
現場之靜力試驗，通常係對岩體施以一應力 σ ，而後量測其對應之應變量，以推求其變形參數。目前一般較常用之方法有板載重試驗 (Plate Bearing Test) 及孔內變形試驗 (Bore Hole Deformation Test) 等方法。如圖十六為孔內變形試驗常用方法之一，首先於岩石內鑽一半徑為 a 之圓孔，而後於孔內對孔壁施以一應力 σ ，並量測得其徑向



圖十四、於試體上粘貼軸向及側向應變計以量測試體因應力作用所產生之應變



圖十五、超音波試驗



圖十六、孔內變形試驗

變形量 Δa ，假設該岩石為均質，等向，線性之材料，則根據彈性力學理論，可推求得岩石之變形模數如下：

$$E = (1 + \nu) \cdot \sigma \cdot \frac{a}{\Delta a}$$

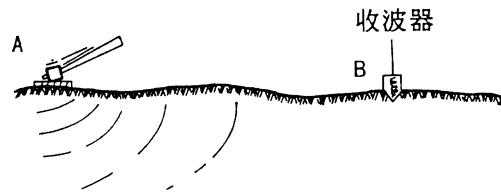
上式中之 ν 值可利用其他之試驗方法求得，一般亦可假設其值為 0.3。

至於現場動力試驗，則係利用震測以推求岩石之變形參數。如圖十七，於 A 點激發一應力波（通常係利用重錘或爆破方式產生），而於 B 點記錄應力波由 A 點傳遞至 B 點所須之時間，以求得其波速，進而推求得岩石之變形參數。由於現場應力波之傳遞屬於三維 (Three Dimension) 之情況，假設岩體為均質，等向，線性之材料，則可利用波動力學理論求得岩石之變形參數如下：

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \rho V_p^2$$

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

如同岩石強度，岩石之變形行為亦具有明顯之規模效應。通常若考慮之岩石規模愈大，則其對應之 E 值將愈小，因此無論以何種方法求得岩石之變形參數，應用時皆應考慮試驗時，試體尺寸與實際工程結構物規模間之差異所造成之影響。此外，無論以何種方法求得岩石之變形參數，皆係試驗時應力影響範圍內，整體岩體綜合反應之行為，然由於岩體內常有不同之地質構造存在，岩石之變形行為常深受此等地質構造之影響，故實際應用時，局部地質構造對於變形行為影響之了解亦應加以詳細之考慮。



圖十七、利用現場震測以推求岩體之變形參數

五、當地應力之量測與分析

對於岩石工程而言，當地應力之了解甚為重要，例如對於深層之隧道而言，其開挖後之變形及破壞行為，主要係由於當地應力之大小所控制，因此對於當地應力之大小應有充份之了解，方能有合理之設計。

5.1 當地應力之特性及其對工程之影響

由於受重力、板塊運動、地球收縮等因素之影響，岩體內常存在明顯之大地應力 (Tectonic Stress)，一般而言，深度愈深岩體所承受之大地應力愈大，而其水平應力 σ_H 與鉛垂應力 σ_v 之比值則隨著深度之增加而減小。圖十八為實際上量測之 σ_H/σ_v 與深度之關係，由圖中顯示，大致上深度在一公里以內時， σ_H/σ_v 之值常大於 1，即水平應力常大於鉛垂之大地應力。而當深度大於 1 至 2 公里時，一般而言，水平方向之大地應力反而已較鉛直方向之大地應力為小，即 σ_H/σ_v 常小於 1。

大地應力由於受到當地地形及地質構造等因素之影響，將會調整其大小與方向，此時對應之應力稱為當地應力。

一般實用上常可假設鉛直方向之當地應力等於覆蓋岩層因重力作用所產生之壓力。當地應力於接近地表處，其主應力軸(Axis of Principal stress)常位於水平及鉛垂之方向上，而對於深層之岩體，其所受主應力軸之方向，實用上雖亦可假設為水平及鉛垂之方向，不過其實際之方向應由現場量測而得較為可靠。此外當地地形對於主應力軸之方向亦具有相當大之影響力。如圖十九所示，位於河谷兩側之主應力軸，通常係與兩側河岸之地面垂直及平行。

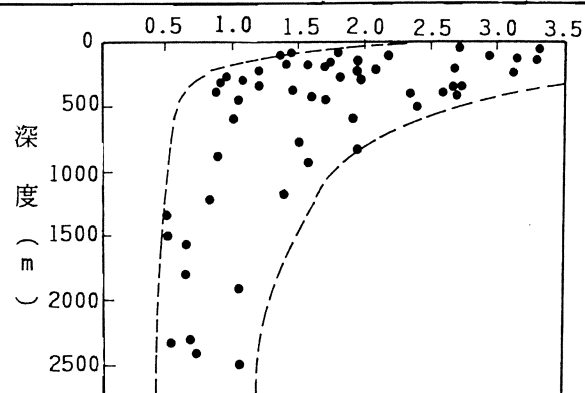
5.2 當地應力之量測與分析

目前當地應力之量測方法可分為以下三種：

- (a) 套鑽法
- (b) 水力破壞法
- (c) 板狀千斤頂直接測試法

其中套鑽法又可分為側壁式應變計埋設及孔底式應變計埋設兩種方法。本文擬簡單介紹套鑽法配合側壁式應變計埋設之量測方法，至於其他量測方法可參考Goodman (1980) 所著 "Introduction to Rock Mechanics" 一書。

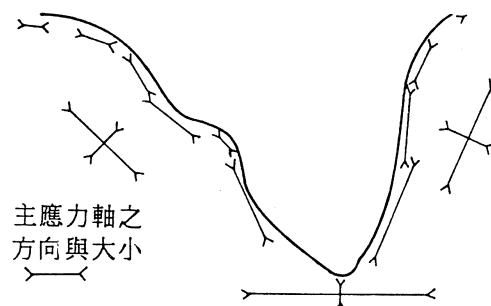
如圖二十(a)所示，先於現場岩體內鑽一圓孔(通常一般之孔徑為38mm，深度為45cm)，並於圓孔內之側壁黏貼應變計(一般於不同位置埋設三組，每組四片，因此可同時量測12個方向之應變)，當應變計黏貼完成後，即於圓孔外側進行套鑽(通常套鑽之鑽孔直徑為90mm)(圖二十(b))，套鑽完成後岩塊A將因周圍應力解除而產生膨脹，因此可讀取解壓後應變計之讀數，進而推求當地應力之大小。



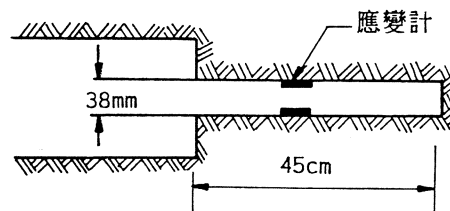
$$k = \text{平均水平應力 } \sigma_h / \text{鉛直應力 } \sigma_v$$

圖十八、平均水平應力／鉛直應力比值與深度之關係

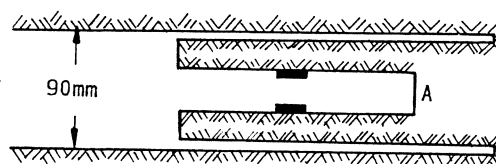
(取自Brown & Hock, 1978)



圖十九、當地應力主應力軸因地形而調整其大小及方向



(a) 於岩體內鑽孔並於側壁埋設應變計



(b)

圖二十、套鑽法施工步驟

當地應力計有正應力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ 及剪應力 $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$ 六個分量，利用彈性力學理論可分別求得上述每個方向之應變量與當地應力六個分量之關係，因此若量得 12 個方向之應變量，則可建立 12 個方程式。由於欲推求之未知數僅有 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}$ 及 γ_{yz} 六個，因此可利用最小二乘法 (least square method) 以求得 12 個已知應變量所對應之六個當地應力之大小。

六、岩石力學於岩石工程上之應用

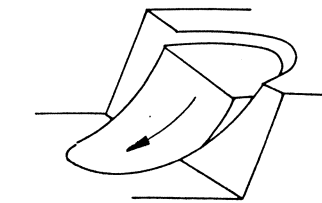
6.1 岩石邊坡工程

岩體內節理面之存在常為導致岩石邊坡產生滑動而破壞之主要因素，因此對於節理面剪力強度與變形行為之充份了解，為岩石邊坡工程設計及施工時所須考慮之重要課題。

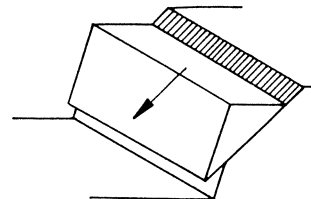
一般而言，岩石邊坡之破壞型式可分為圓弧形破壞，平面破壞，楔形破壞及翻倒破壞四種（如圖二十一）。當工程面對上述各種地質缺陷時，基於安全之考慮，須進行邊坡穩定分析。對於圓弧形破壞而言，一般可用土壤邊坡之分析方法求解，至於其他三種破壞型式，一般常用之方法有以下三種：

- (a) 向量分析法
- (b) 立體投影法
- (c) 岩塊理論分析法

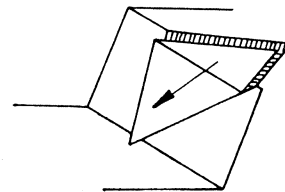
向量分析法係將分析時涉及之各平面及作用力皆以向量表示，而後利用力學平衡之觀念，以分析邊坡之穩定性。詳細之分析方法可參考地工技術雜誌 15



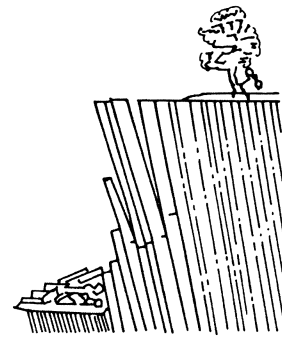
(a) 圓弧形破壞



(b) 平面破壞



(c) 楔形破壞



(d) 翻倒破壞

圖二十一、岩石邊坡破壞型式

期（張文城，翁作新，民國 77 年）。立體投影法則係利用作圖之方法，將有關平面及作用力投影於一平面上，而根據其投影關係以分析邊坡之穩定性，詳細之分析方法可參考地工技術雜誌 19 期（翁作新，民國 76 年）及 25 期（謝敬義，民國 78 年）。至於岩塊理論分析方法，則係將各節理面切割而成之岩塊，視為

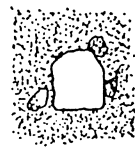
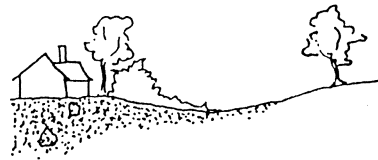
一獨立之個體，而後利用數學上之幾何關係，以研判幾何上可能產生滑動之岩塊，詳細分析方法可參考地工技術雜誌11期（張吉佐民國74年）。目前之岩石邊坡分析大致上皆採用向量分析及立體投影法，岩塊理論則屬於近年來所發展之理論，尚未被普遍應用。

6.2 隧道工程

對於隧道工程而言，設計施工時所須考慮之主要因素為地質構造與大地應力，因此對於節理面剪力強度，岩體強度與變形行為及大地應力之了解，為進行隧道工程時須考慮之主要因素。如圖二十二所示為於不同深度進行隧道開挖時，地質構造及大地應力所扮演之角色。由於愈接近地表之岩體通常風化之程度愈為嚴重，而深度愈深之岩體所受之大地應力愈大，故大致上淺層開挖時，隧道之變形行為與穩定性主要受地質構造所控制，而深層開挖時，則主要受大地應力之大小所控制。

關於隧道工程之設計，一般可採用理論分析方法及經驗設計方法兩種。理論分析方法乃以彈性力學及塑力學等理論為基礎，配合數值分析法（一般常用者為有限元素法及邊界元素法兩種），分析隧道開挖後應力重新分配之情形及隧道之變形行為，以為支撐設計之依據，詳細之分析方法可參考地工技術雜誌11期（黃燦輝民國74年）。

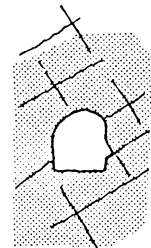
由於理論分析時，若考慮節理面之存在及岩體常有之不等向性與不均質性，將使理論分析極為困難，因此一般採用理論分析時，對於岩體與節理面之性質常做必要之假設，以簡化分析時之困



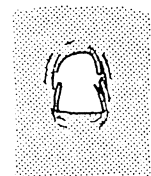
淺層之隧道開挖，隧道周圍之岩體已完全風化為土壤，可以土壤力學之理論進行設計。



淺層之隧道開挖，隧道周圍岩體已嚴重風化，隧道之變形及穩定性，主要由地質構造所控制。



深層之隧道開挖，隧道周圍之岩體僅受輕微之風化，此時地質構造及大地應力對於隧道之變形行為及穩定性皆具有明顯之影響力。



深層之隧道開挖，隧道周圍之岩體幾乎未受風化之作用，隧道開挖後之變形及穩定性主要由大地應力所控制。

圖二十二、隧道開挖後破壞型式與深度之關係
(取自Hoek & Brown 1980)

難度，但亦因此常降低其分析結果定量上之準確性，是故經驗設計方法乃有考慮運用之必要。一般經驗設計方法多採用岩體分類法，岩體分類法之主要理念，係將隧道設計與施工時所須考慮之因素（如岩體強度，節理面剪力強度，地下水狀況等）予以定性或定量化，並予以分級，而後根據分級之結果，設計隧道所須之支撐。詳細之岩體分類設計方法可參考地工技術雜誌11期（李榮松民國74年）。

基本上理論分析方法與經驗設計方法具有相輔相成之功能，藉由理論分析方法，可充份了解隧道開挖後應力分佈及變行之定性與定量行為（雖然定量上之預測常不準確），而藉由經驗設計方法則可彌補理論分析方法時，無法周延考慮複雜地質構造之缺憾。

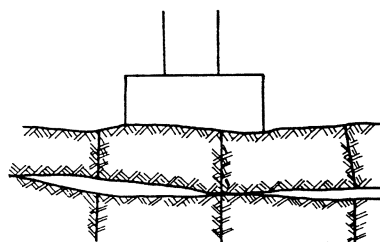
6.3 基礎工程

當土層之承載力不足以抵抗結構物基礎所傳遞之應力時，常須將基礎深入土層內而座落於岩盤上。一般除非甚為風化之岩盤或較為軟弱之岩石（如泥岩），岩盤之承載力皆應足以承受一般結構物基礎所傳遞之應力。因此對於以岩石做為基礎之工程而言，設計及施工時考慮之重點，常為岩石於應力作用下之變形性及岩體內節理面存在對於基礎穩定性之影響，至於岩石本身因基礎應力之作用而產生之破壞，則常不為工程設計時所須考慮之重點。

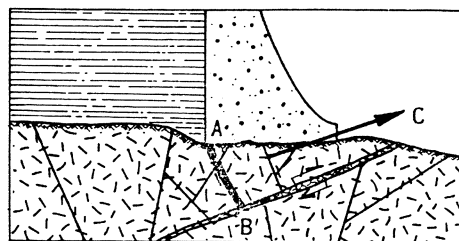
關於岩體於應力作用下所產生之變形，主要係由於岩體內裂縫之閉合所產生。如圖二十三所示，若基礎係座落於節理甚為發達之岩體上，則顯然於應力

之作用下，將會有明顯之沈陷產生，故對於此等裂縫之分佈與變形行為，於設計及施工時應先有充份之了解。

圖二十四為岩體內存在之節理面與基礎穩定性之關係，由圖中顯示，若節理面BC未經特別處理，則水庫於蓄水後，壩體基礎便極可能將岩塊ABC沿節理面BC之方向推出而破壞，故節理面BC之事先處理，為施工時極為重要之一環。



圖二十三、岩體內因裂縫之存在而產生變形



圖二十四、節理面對基礎穩定性之影響

七、結語

隨著文明與科技之進步，大規模之岩石工程（如長達數十公里之隧道，或數百公尺長之地下廠房）陸續推出，相關之岩石力學理論與經驗法則亦不斷的有新的發展，本文僅針對一般岩石力學之基本理論提出概略性之說明，期能對於初次接觸岩石力學之讀者能給予一簡單之輪廓，而有助於爾後面對岩石工程時，有較為明確之思維方向。

參考文獻

李榮松(民國74年)“岩體分類設計法及其在翡翠水庫隧道工程之應用”，地工技術雜誌，11期，PP.28-40，七月。

翁作新(民國76年)“淺談岩石邊坡分析”，地工技術雜誌，19期，PP.19-25，七月。

黃燦輝(民國74年)“數值分析法在隧道工程之應用”，地工技術雜誌，11期，PP.5-16，七月。

張文城，翁作新(民國75年)“楔形岩塊邊坡穩定之電腦分析”，地土技術雜誌，15期，PP.37-45，七月。

張吉佐(民國74年)“岩塊理論及其在台灣地下工程之應用”，地工技術雜誌，11期，PP.17-27，七月。

謝敬義(民國78年)“立體投影網的應用”，地工技術雜誌，25期，PP.84-97，三月。

GOODMAN, R.E. (1980), *Introduction to Rock Mechanics*, John Wiley and Sons, New York.

International Society for Rock Mechanics (1981) *Rock Characterization Testing & Monitoring*, Brown, E.E., Editor Pergamon Press, Oxford.