

拾肆 工址調查 (下)

Site Investigations, (III)

洪 如 江 *

十二、 鑽探與取樣的密度與深度

12.1 鑽探之密度

鑽探之密度，與地質條件之複雜或簡單有關，與鑽探前對工址的了解程度有關，也與工程的重要性有關。地質條件簡單的地區（例如美國的一些平原），少數鑽孔就很足夠；而地質條件複雜如我國台灣地區者，需較多之鑽孔，才能獲近乎充足的資料。鑽探之前，如已有相當之地球探測資料或地表地質調查，則鑽孔自可減少。重要工程，例如大壩基礎、核能電廠基地、或海上採油架基礎，鑽孔多力求詳盡。以下所述者，不過是一般原則，實際工程作業則應依據規範要求及當地工程界之經驗與習慣從事之。但最高的原則是：獲得“大致充分”之資料以達到預定目標，不可藉口已經符合規範要求或已經遵照工程界之習慣辦理就算盡責。因為規範或技術規則常有“過於陳舊”之情形（楊秦，民國66年）；而工程界習慣，常有保守心態而不能“有過則改”。至於只要求“大致充分”而不要求“完全充分”之資料的理由是：施工開挖之前，不論有多少鑽孔都難於獲得“完全充分”之資料；即使可能，也不符經濟之原則。“大致充分”之調查資料，再加上工程師的判斷，應能達成合理的工程作業。當然，工程師的能力也不盡相同，能力與信心愈充足者，常可藉少數鑽探而達成正確的判斷。但是能力不足而信心過度膨脹者，常招致失敗。

12.1.1 獨立之小型結構物

電線鐵塔、無線電桅桿、小屋、小型擋土牆等，可能只鑽探一孔就已足夠。

12.1.2 一般之小工程

房屋建築、小壩 橋墩、或小規模坍方等

，至少三至四孔。

12.1.3 線型工程

公路、鐵路、堤防、擋土工及單線隧道等工程，若是均勻地層，每300公尺鑽探一孔；若是複雜土層，每30或50至150公尺鑽探一孔。

12.1.4 重大工程

大壩、電廠、大型隧道（跨度10公尺以上者）、地下廠窖、核子反應爐及高樓等工程，除在“各方向”滿足12.1.3節之要求之外，常需補充開挖調查（例如剝洗、明溝、或暗坑）。尤其值得注意者，這些重大工程之鑽探，必須由很有經驗的工程地質師與很有經驗的大地工程師會商規劃之。工程地質師的重點在於地質構造、弱面、及岩性等等；大地工程師之重點在地下水壓、設計參數、施工（開挖、開炸、灌漿、土壤改良等等）、及監測，有些鑽孔可以共用，有些鑽孔不能共用，因此，這類工程的鑽探、取樣、及其他調查，常常不能只信任單一行業的專家。

12.2 鑽探之深度

12.2.1 一般原則

- (1)工程荷重（包括加壓及解壓）影響小於10%（或5%）的範圍。
- (2)新鮮岩盤面以下5公尺；卵石層有時可視作新鮮岩盤。
- (3)水流冲刷深度以下5至10公尺。
- (4)滑動面以下5公尺。

12.2.2 公路中心線

路面下5~10公尺。

12.2.3 橋墩

符合一般原則，但不得小於25~30公尺。

*國立臺灣大學土木工程學系教授

12.4.4 一般淺基及深基

符合一般原則，大致如圖14.1所示。但注意圖14.1(c)，若非摩擦樁，而為底承樁或底承深基則荷重影響圈必須由基礎底部向下算。

12.2.5 壩基滲流或上頂力(Uplift)之分析

鑽孔深度須到達：

- (1)不透水地層，或
- (2)水庫滿水時最大水深之二倍。

12.2.6 地錨

地錨之固定段須位於新鮮岩盤或砂土層內。固定段長度少者6m，多者15m。因此，為尋找地錨固定段位置，鑽探孔在遭遇新鮮岩盤或砂土層後，須再鑽入6~15公尺。

12.3 取樣之密度

在土層中鑽探，凡有地層變化或每1.5m取樣一次，樣品長度通常0.5m至1.0m；岩盤鑽探，通常連續取樣，軟弱夾心（縫泥、斷層泥、或碎屑）尤其不得沖失。

Price & Knill(1974)曾經統計基礎鑽探取樣之體積對基礎受荷重體積之比，大致為 10^{-4} ~ 10^{-6} 之間，如圖14.2所示。至於基礎受荷重之體積，假設為：

- (1)建築之平面面積×0.67 建築高度
- (2)壩工之平面面積×0.33 壩高

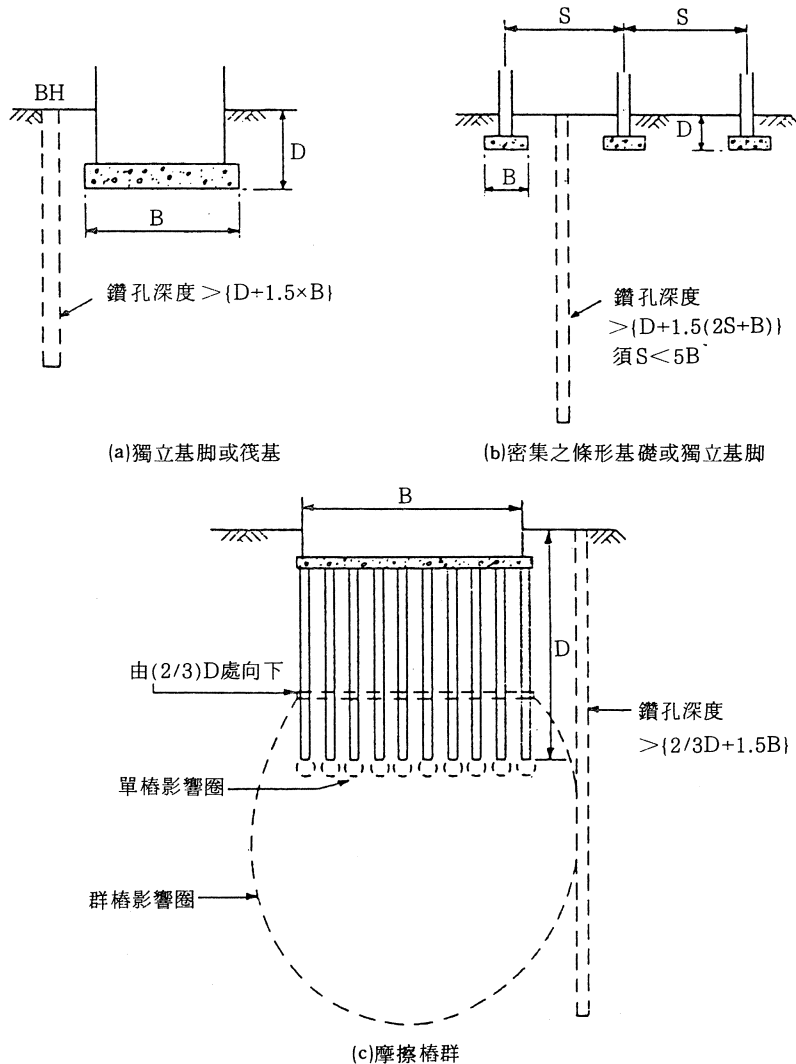


圖14.1 基礎之鑽探深度(CLAYTON, et al, 1982)

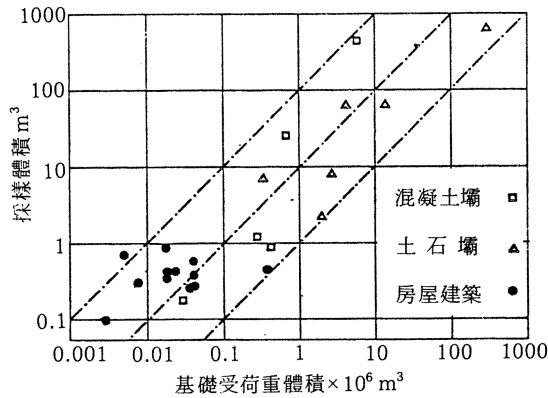


圖14.2 由鑽探所採樣品體積與基礎受荷重之關係
(資料來源：PRICE & KNILL, 1974)

十三、 岩樣之描述與鑑別

13.1 岩樣之種類

工址調查所採之樣品，原不限於岩石樣品，但土樣之描述一向在土壤力學中處理，故不在此討論。

從工程地質的觀點談岩樣，通常有三種：

- (1)手持標本(Handspecimen)：通常由地質師以地質錘自岩盤露頭敲下，其大小約10至15cm見方，厚度約5至7.5cm者。手持標本，可供描述及目視分類後陳列於標本架上，以備未來之用。
- (2)岩心(Rock Core)：係由岩心管鑽取之圓棒形岩樣，取出之後，放置於岩心箱內，拍攝彩色照片(例如圖13.17)後，等待描述。
- (3)散粒(或散塊)樣品：通常取自斷層、剪力帶或各種破碎帶之碎屑(Rock Fragments 或 Breccia)或斷層泥，難於成形，故挖取之後，以塑膠袋裝運回試驗室。

13.2 岩石材料之野外描述

在野外對手持標本或岩心之描述，宜由地質師加以描述，其項目大致如下(請參考作者另文：“工程地質之計量化及其應用”，民國73年，地工技術雜誌第6期)：

- (1)岩石類別：根據英國地質學會，將岩石分成55類。
- (2)礦物組成：指使用袖珍放大鏡可以判定者。
- (3)成分之粒度：指採用袖珍放大鏡、觸覺及經驗可以判斷之粒度，大致分極粗粒(>60mm)

- 、粗粒(2mm~60mm)、中粒(60 μ m~2mm)
 - 、細粒(2 μ m~60 μ m)、及極細粒(<2 μ m)
- 等五級。

- (4)風化狀態：由目視大致分為新鮮(未風化)、輕度變色、高度變色、分解、及分散等六類。
- (5)強度：指使用地質錘敲擊所估者。參考作者另文。
- (6)顏色：以三位數字表示之，參考作者另文。
- (7)地層歸屬。

13.3 岩石材料之室內鑑別

13.3.1 岩石材料室內鑑別之項目

就工程地質之觀點而言，岩石材料之室內鑑別，僅限於使用簡便之儀器為限，其鑑別項目有密度、含水量、孔隙率、吸水率、硬度錘指數、點荷重指數、消散耐久性、傳波速度、彩色照片、及岩石學描述等。最好每一岩樣皆須辦理這許多項鑑別，因即使全做了，所費(時間與金錢)也是不多。

這些室內鑑別，主要以工程地質為着眼點，因此自不及於精密之岩石力學試驗。

13.3.2 密度、含水量、孔隙率、及吸水率

許多岩石材料之工程性質，受其密度、含水量、孔隙率、及吸水率之影響，求得這些性質(試驗設備及方法皆屬簡單)，岩石材料的工程特性已經大約可知，不但可以減少工程特性試驗(設備貴重、試驗時間長、試驗技術要求很高)的數量，而且可以解釋岩石的特殊行為。

試驗方法簡單，不另介紹，其標準試驗方法請參考國際岩石力學學會建議方法(ISRM, 1981)。

13.3.3 硬度錘指數(Schmidt Hardness Index)

以史密特(Schmidt)硬度錘壓打岩石表面(無須磨平等處理)，得其硬度指數即可由經驗曲線求得概略之岩石單壓強度(例如圖14.3)。硬度錘試驗，亦可用於岩石露頭。

史密特硬度錘共有數種，壓打能量不同，各適用於強、弱不同之岩石，常用者為L型。

13.3.4 點荷重指數(Point Load Index)

英國倫敦帝國學院皇家礦冶學校之Frank-

lin 等氏 (Franklin, et al, 1971; Broch & Franklin, 1972) 設計點荷重試驗儀，以二圓錐夾破不規則形狀之岩石樣本 (圖 14.4)，得出破壞荷重為 P ，則點荷重指數 I_s 為：

$$I_s = P/d^2$$

式中 d 為岩樣被夾破當時二圓錐尖端之距離，又稱荷重軸長度。

由 Franklin 等氏及南非 Bieniawski (1973, 1975) 之大量試驗，建立 I_s 與單壓強度 σ_c 之關係式：

$$\sigma_c = K \cdot I_s$$

式中 $K = 14 + 0.17d$

d = 荷重軸長度，在此式中必須用 mm 計

上式之 K ，也有用 24 者。

點荷重儀相當輕便，亦可攜帶至鑽探現場，試驗鑽探所取出之大量岩心，至少每 m 一試；但在一 m 之內，如岩石已有變化，則須再試。

13.3.5 消散耐久性 (Slake Durability)

Franklin & Chandra (1972) 設計消散耐久儀，以一馬達，轉速 20 rpm，轉動二圓鼓。而該二圓鼓，半浸水中，外表為銅網 (網目為 $2\text{mm} \times 2\text{mm}$)，試驗時，先取岩石試體 10 個，每個重 $40 \sim 60\text{gm}$ ，烘乾之後稱其重，置圓鼓中轉動 10 分鐘，然後取出所餘之岩石材料，烘乾之，再稱其重。經此試驗後之岩石乾重對其試驗前乾重之比，稱為消散耐久性指數 (Slake Durability Index)，或簡稱消散耐久性。

通常以經過第二循環試驗之值為準，但第一循環試驗之值也必須報告。

若消散耐久性小於 10%，則該岩石必然甚為軟弱，而必須辦理塑性指數 (Plasticity Index) 試驗。

13.3.6 傳波速度 (Wave Velocity)

通常以簡易超音波儀測 NX 岩心 ($54\text{mm}\phi$) 之縱波與剪力波速度。試體長須為直徑之四倍，兩端磨平且皆垂直試體長軸。

傳波速度常可顯示岩石品質、岩體裂隙發達之情形、與風化度等。

13.3.7 彩色照片

彩色照片可以記錄試體之顏色，並概略顯示其粒度與組織 (Fabric)。拍照時，色溫必須

正確，通常放置一張柯達標準色卡於被拍物之旁。

13.3.8 岩石學描述 (Petrographic Description of Rock)

自手持標本或岩心切取小塊岩石，磨成光學片之後，於地質顯微鏡下從事岩石學分析，其方法及報告項目可參考 ISRM (1981)。圖 14.5 為一例。

13.4 岩心之描述

由岩心管所鑽取之岩心，包含岩石材料、裂縫、及軟弱夾心等單元 (Elements)，甚至有未取得而遺失在鑽孔中者。下列幾個指數，常可以表達岩體之品質，有時也略示取樣工具及技術之優劣。

13.4.1 岩心採取率 (Core Recovery)

岩盤之鑽探取樣，通常為連續取樣。但限於岩心管之長度，一次只能鑽入岩盤中 x 公分 (通常為 200 公分至 300 公分)，而取出之岩心

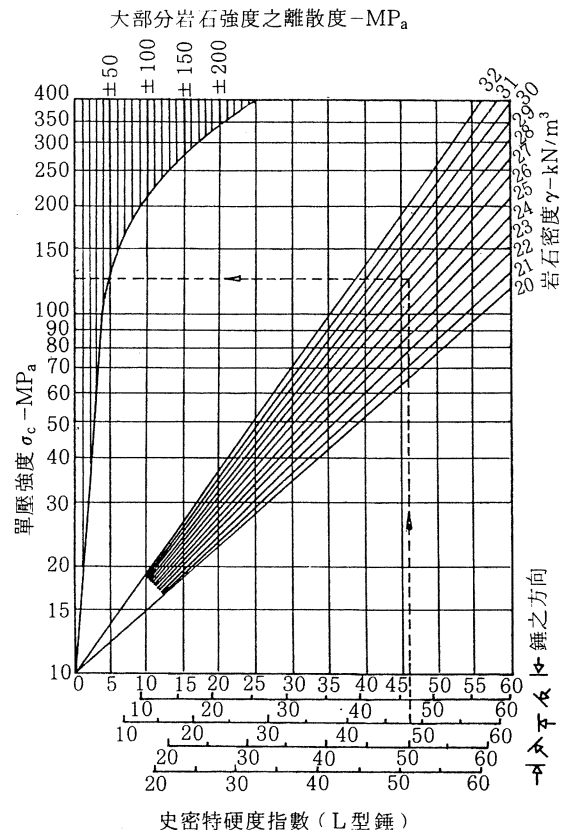


圖 14.3 史密特硬度錘指數與岩石強度之關係 (HOEK & BRAY, 1977)

則只有 y 公分，則岩心採取率 R 為：

$$R = \frac{y}{x} \times 100(\%)$$

以往， R 低者表示岩盤破碎，夾泥及碎粒皆難於取上；但近年來，由於三管式岩心管（例如澳洲之 Triefus，法國 Soletanche 公司之 Mazier 岩心管）之盛行，岩心採取率 R 低於 95% 者表示技術不行或工具不足，應免費移孔重新鑽取之。

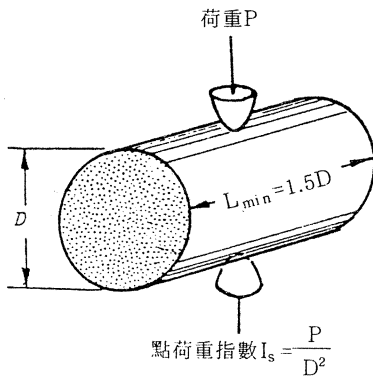


圖14.4 點荷重試驗示意圖
(HOEK & BRAY, 1977)

13.4.2 岩石品質指標(RQD)

岩心取到之後，只有長度在10公分以上者，才不算是碎屑或夾泥。因此將所有長度超過10公分以上的岩心加起來，其合計長度（設為 z ）對鑽入長度 x 之百分率，即為 RQD，亦即：

$$RQD = \frac{z}{x} \times 100(\%)$$

但須注意：人工所造成之斷裂不視為岩體中之裂面而視為連續。目前習慣，至少每公尺計算一次 RQD。

13.4.3 弱面之出現頻率(Frequency of Weak Planes)

所採之岩心，每單位長度內所有弱面之數目，為其頻率（代號 F ），至少每公尺計算一次。

13.4.4 其他描述

如屬可能，儘量由所取岩心估計或求得弱面之：1.方位；2.間距；3.持續性；4.粗糙度；5.內壁岩石材料強度；6.內寬；7.軟弱夾心之厚度、組織、及特性；8.滲水情形；9.組數；以及10.岩塊規模。參考作者另文：岩塊中之弱面（地工技術雜誌第四期）。

Rock Layer	Hole No.	Depth, M	Specimen No.		
Rock Name : Sandy Siltstone (subgraywacke)					
Petrographic Classification : Sand = 30% , Silt = 70%					
Hand Specimen Description :					
Qualitative Description		Mineral Composition (Modal Analysis)			
Texture : Subangular 0.05mm×0.07 mm Subparallel arrangement of clay streaks.		Major Components	Vol. %	Accessory Components	Vol. %
		Quartz	56		
Fracturing : Absent		Feldspar	8		
		Mica	2		
Alteration : Most feldspars altered		Calcite	10		
		Rock Fragments			
Matrix : 24% Clay minerals.		Pyroclast	1		
		Pyrite			
		Fossil			

圖14.5 岩石材料岩石學分析之一例

此外，拍攝整箱岩心之彩色照片留作記錄，也很重要。

十四、地下水壓之調查

14.1 地下水壓調查之重要性

地下水壓之大小，影響到地質材料（土壤、岩石）在當地之剪力強度及變形性，可以用德在基氏(Terzaghi)有效應力理論說明之。有效正應力 σ' 等於總正應力 σ 減孔隙壓力 u ，即：

$$\sigma' = \sigma - u$$

若在地下水位(或壓力水面Piezometric Surface)以下，地質材料完全飽和，孔隙壓力 u 等於孔隙水壓 u_w ，因此，

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

疏松地質材料(Porous Geologic Materials)，例如一般之土壤及膠結不佳或碎裂之岩石，其剪力強度 τ_f 及體積變化率 $\Delta V/V$ 決定於有效應力 σ' 而非決定於總正應力 σ ，亦即：

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$\Delta V/V = C(\sigma - u)$$

式中， c' 為凝聚力， ϕ' 為抗剪角，皆以有效應力表示者； C 為壓縮性。

由以上討論，可知：欲求地盤中或土壩中地水位以下土壤或岩石之剪力強度或體積變化之情形，有必要求得其孔隙水壓 u_w 。剪力強度影響到承載力及邊坡空定，不另說明。

地下水壓，在順向坡之垂直節理面內，產生水平推力，常造成平面滑動式之坍方。因此，也有必要調查岩坡中之地下水壓。

水庫兩側山地內之地下水水面與水庫水面之相互關係，也影響到水庫之水密性，請見第拾壹章：工程地質在水庫工程之應用。

地下水位之高低，影響到基礎開挖、各種深開挖、隧道開挖之設計、施工（工期、造價、及安全）。舉例而言，在凝聚土壤之開挖，若無地下水，則不必有排水措施；而且在某種深度以內可以不必要支撐系統。在都市之深開挖，若無地下水，則常可用鉸樁而不必用到地牆（日本人譯為連續壁），地牆常比鉸樁貴三倍以上。

14.2 地下水壓量測之時差(Time Lag)問題

量測地下水壓，常須將量測器具放入鑽孔

或開挖空間之中，有時亦將量具插入土中。在量測之時，地下水壓可能尚未趨於平衡，致量測所得之水壓尚非真正之水壓，必須等待一段時間之後，地下水壓才會趨於平衡，這一段時間，即為水壓量測之時差或所謂之“反應時間”(Response Time)。

這一時差之長短，與開挖空間之大小、土壤之透水性及量具之特性等都有關係。

14.3 地下水壓之量測方法

14.3.1 觀測鑽孔中之水位

在鑽探取樣完成之後，由地表放置塑膠管（下端開口或下段鑽有許多小孔者）於鑽孔中，其下端或下段開口（或有小孔部份）應包以透水性良好之地工織物，以免細泥堵塞。若反應時間(14.2節)長者，須反復觀測至水位穩定時為止。此外，孔中之水究竟由地層中的那一段流入孔內，有時不易確知。

水位可由任何種遇水通電之簡單測針放入管中量測之。

14.3.2 開口式水壓計(Open-Type Piezometers)

開口式水壓計，又稱立管式水壓計(Stand-pipe Piezometers)，主要為一支PVC管，上端開口與空氣通；下段為透水段，通常將PVC管鑽出許多小孔，外包以濾材。濾材以往多用透水石，目前常用透水良好之地工織物。

透水段長約二十五公分，須安置於擬量測水壓之深度。透水段濾材與鑽孔壁之間的空間，須填以潔淨之砂礫。為了確保透水段所量到之水壓就是該一深度的地下水壓，透水段上、下之空間須以朋脫土(Bentonite)封塞之，這就是開口式水壓計與直接從鑽孔中觀測水位(14.3.1節)的不同之處。

有時，可以在同一鑽孔中安裝多支這種開口式水壓計，但各水壓計之透水段分別在不同深度，皆由朋脫土隔開而互不相通。

這種水壓計，其缺點也是反應時間太長；其優點是簡單可靠，易於在工地自製自裝。卡沙格蘭地(Casagrande)氏水壓計(圖14.6)最為常見。

PVC管之內徑至少12mm，以便測針插入至管內水面。

14.3.3 水力式水壓計(Hydraulic Piezometers)

水力式水壓計之透水端為透水石或透水銅之外壁，其內有二細管（內徑至少6mm至8mm）連至水銀式壓力計或鮑登(Bourdon)式壓力錶。整個管道中（由外壁至錶內）必須充滿水分，不得有任何氣泡。必須注意的是：整個管道及量測儀器皆須低於測點土壤（或岩盤）之壓力水面，否則管路之上段及壓力錶會發生真空現象而量不到應有的水壓。圖14.7示兩種水力式水壓計測尖(Piezometric Tips)之示意圖。

水力式水壓計之優點為反應時間短。但在透水性高之土壤，測尖透水石之透水性必須高於土壤者。

14.3.4 氣壓式水壓計(Pneumatic Piezometers)

氣壓式水壓計，在測尖(Piezometric Tip)與二氣壓管之間有一閥門，當測尖受水壓作用之時，閥門壓向二氣壓管之位置，致二氣壓管

互相不通，此時，在地表上之工作人員可逐漸提高一氣壓管（輸氣管）中之氣壓（壓力錶讀數逐漸上升），到氣壓等於測尖中水壓之時，閥門被推向測尖方向，因此打開二氣壓管通路，壓縮空氣由輸氣管流向回氣管，壓力錶之壓力隨即降低，而壓力錶所記錄之最高壓力即為測尖（亦即地中某點）之水壓。

氣壓式水壓計優點為反應時間短，價廉；缺點為閥門易故障，安裝後無法排除測尖之氣泡（尤其是含氣之土），而且，在較硬之黏土中不大適用。

14.3.5 電子式水壓計(Electrical Piezometers)

電子式水壓計，在緊接測尖（透水石或陶質）處裝有一壓力感應子(Transducer)，感應子一端以電線連至一顯示器(Indicator)。此種水壓計對水壓幾乎可立即感應並顯示之。但其缺點與氣壓式水壓計相同，並且怕雷擊。

此類水壓計中，以振弦式(Vibrating Wire Type)者最為常用，尤其是測尖與顯示器距離較大者。

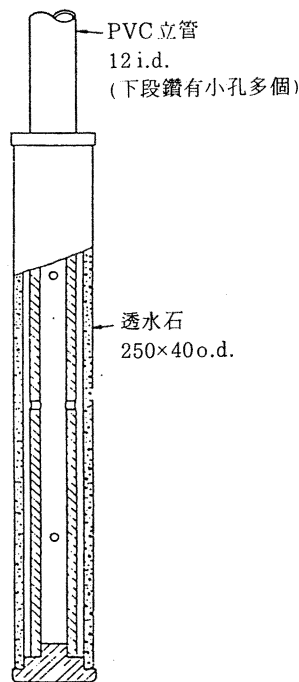


圖14.6 卡氏(CASAGRANDE)水壓計 (BSI, 1981) (圖中數字為mm)

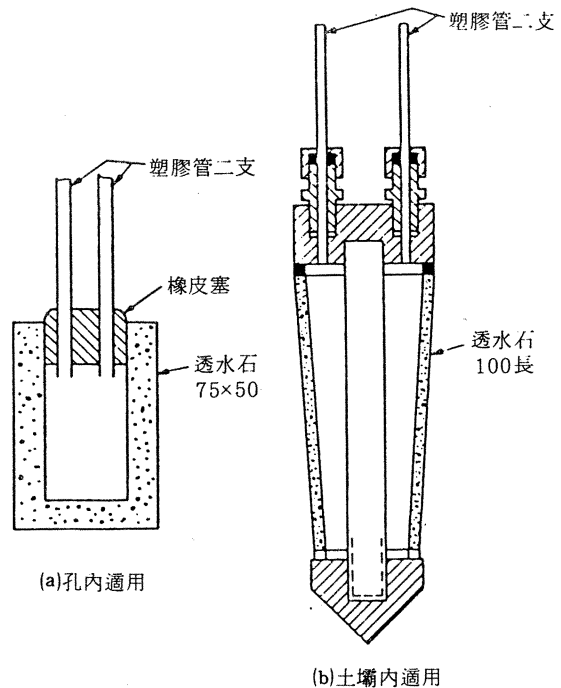


圖14.7 水力式水壓計二種 (BSI, 1981) (圖中數字為mm)

十五、現場透水試驗

15.1 孔內透水試驗

15.1.1 孔內透水試驗之原理

在地層內，原有一定之水壓，辦理孔內試驗之時，可加水入孔中以提升孔內水壓，亦可自孔中抽水以降低孔內水壓，如此，孔內水壓與地層內水壓必有相差，水因而自孔內流向地層中（升壓之情形）或自地層中流向孔內（降壓之情形），量測單位時間之流量，再加已知之流水斷面積，即可由達西定律 (Darcy's Law) 求得透水係數。

不論升壓或降壓，如壓力差保持恆定，是為定水頭透水試驗法 (Constant Head Permeability Test)；如壓力差逐漸下降，是為變水頭透水試驗法 (Variable Head Permeability Test)。定水頭試驗法常用於砂性土；而變水頭試驗法常用於黏性土。因黏性土在鑽孔之後，孔隙水壓力被破壞了，重新建立平衡狀態使能辦理定水頭透水試驗，可能需時數月之久。

試驗方法及細節不在此詳加介紹。讀者可參考地工技術雜誌第12期、英國BSI之 Code of Practice BS5930：1981，或其他有關書刊。

15.1.2 孔內透水試驗之計算公式——Hvorslev (1951) 法

通常採用 Hvorslev (1951) 之公式：

(1) 定水頭透水試驗：

$$k = \frac{q}{FH_c}$$

(2) 變水頭透水試驗：

$$k = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} \log_e \frac{H_1}{H_2}$$

式中， k 為土壤透水係數 (cm/sec)； q 為流量 (cm³/sec)； H_c 為定水頭 (cm)； H_1 為開始試驗後 t_1 時間之變水頭； H_2 為開始試驗後 t_2 時間之變水頭； A 為鑽孔中套管或立管內水柱之斷面積 (cm²)； F 為進水因素 (Intake Factor) 或形狀因素 (Shape Factor)，見圖 14.8。

15.2 以水壓計從事現場透水試驗 (根據 GIBSON 理論)

這一方法是根據 Gibson (1963) 之理論而建立的。採用立管式水壓計，下端為陶質透水尖，上端接一水箱，可維持恆定水頭者。此種水壓計可放入鑽孔中，使下端透水尖經濾料與孔壁土壤接觸，透水石上側之立管部份以朋脫土密封之；但是更常由地表插入土中，使透水尖到達擬試之深度而免鑽孔。

試驗之時，水箱之水經立管流至下端透水尖而進入土中，經過相當長之時間，水之流量趨於穩定，繪 q 與 $1/\sqrt{t}$ 曲線 (圖 14.9)，延伸曲線回 $1/\sqrt{t} = 0$ ，得 q_∞ ，則：

$$k = \frac{q_\infty}{FH_c}$$

式中， k 為透水係數； H_c 為恆定水頭； F 為進水因素，可由下式論算之：

$$\frac{F}{D} = \frac{2.32\pi (L/D)}{\log_e \{1.1(L/D) + [1 + 1.1(L/D)^2]^{1/2}\}}$$

上式， L 為透水尖之長度， D 為透水尖之直徑。

以水壓計辦理定水頭透水試驗較為準確，但須注意勿引起黏土之水力破裂 (Hydraulic Fracturing)。一般而言，水壓之總升高值不得超過有效覆土壓力。而且，高透水性之地盤 ($k > 0.1$ cm/sec 者)，以採用現場抽水試驗為宜，參考地工技術雜誌第12期 (民國74年)。

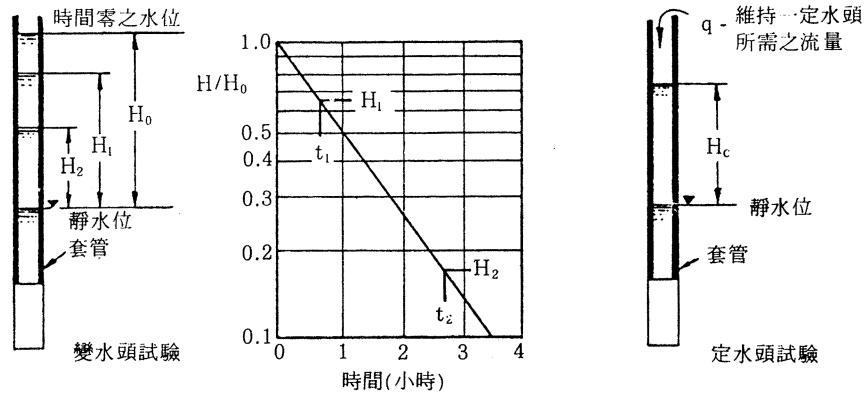
15.3 岩盤漏程 (LUGEON) 試驗

在岩盤鑽孔取樣至某一深度後，常順便辦理滲漏試驗。此法由漏程 (Lugeon, 1933) 所發明，故又稱漏程試驗，有時稱為岩盤滲漏試驗或封套 (Packer) 試驗。通常採用兩個橡膠質封套，在鑽孔中封塞出淨長 1 公尺或 L 之試驗段，灌壓力水至此一試驗段，水只能由此一試驗段之孔壁滲至周圍岩盤中，而無法穿越封套至試驗段之上或下。

通常試驗壓力為 10 kg/cm² (或水頭 100m)，若每分鐘漏水量為一公升 (1000 c.c.)，則該段岩盤之透水性為一“漏程” (Lugeon)，亦大致為 10⁻⁵ cm/sec。透水係數 k 亦得以下式計算之 (Hoek & Bray, 1977)：

$$k = \frac{q \log_e (2R/D)}{2\pi L (H_1 - H_2)}$$

式中， q 為泵送水入試驗段之流量 (亦即滲漏水流量)； L 為試驗段長度； H_1 為試驗段孔內



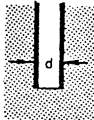

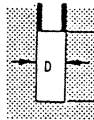
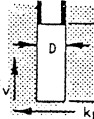
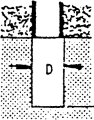
鑽孔下段之情況	形狀因素 F
	土壤或岩石透水性 均勻套管跟至孔底 管之內徑為 d $F=2.75d$
	套管底端位於不透 水與透水層界面 管之內徑為 d 公分 $F=2.0d$
	套管底端高於孔底 距離為 L 孔徑為 D 公分 $F = \frac{2\pi L}{\log_e(2L/D)}$ $L > 4D$
	套管底端高於孔底 距離為 L，土壤水 平與垂直向之透水 性不同 計算 $F = \frac{2\pi L}{\log_e(2m L/D)}$ $m = (k_h/k_v)^{1/2}, L > 4D$
	套管底端高於孔底 距離為 L 套管底端位於不透 水層與透水層界面 $F = \frac{2\pi L}{\log_e(4L/D)}$ $L > 4D$

圖14.8 透水試驗之形狀因素F (HOEK & BRAY, 1977)

總水頭；D為孔徑；H₂為觀測井中總水頭；R為觀測井與試驗孔間之距離。

若無觀測井，則

$$k = \frac{q \log_e(2mL/D)}{2\pi LH_c}$$

式中， $m = (k/k_p)^{1/2}$ ；k為正交孔軸方向之透水性；k_p為平行鑽孔之透水性，如封套完全緊密，則k_p等於完整岩石材料之透水性；H_c為試驗段中超出原有地下水水位之定水頭。

由於(2mL/D)項對k不敏感，因此m值概

估即可。若L=4D，則

k/k _p	1.0	10 ²	10 ⁴	10 ⁶	10 ⁸	10 ¹⁰	10 ¹²
m	1.0	10	10 ²	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶
log _e	2.1	4.4	6.7	9.0	11.3	13.6	15.9
	(2mL/D)						

十六、 鑽孔內之力學試驗

16.1 鑽孔內之貫入試驗

鑽孔內之貫入試驗，通常以動力或靜力將一貫入錐 (Penetration Cone) 或貫入儀 (Pene-

trometer)，貫入鑽孔底部之土中，以量測錐尖阻抗(Tip Resistance)及錐袖摩擦阻抗(Sleeve Friction Resistance)。再由經驗公式(或圖解)，換算土壤之力學或工程性質，例如強度、變形性、承载力、沉陷量、……等等。由連續之貫入試驗，亦可推估地層構造。近年來，由於貫入儀之改進，除了可量測土壤之貫入阻抗之外，尚可兼測孔隙壓力、溫度、傾斜度、地球物理特性(尤其是震測)、放射性質、側向土壓、透水性等等。有的甚至可以採取土樣、水樣及氣樣。

貫入錐及貫入儀直徑通常在35mm至50mm，長度通常在0.5m以下。

美國常用者為標準貫入試驗(Standard Penetration Test)，可兼取擾動土樣供分類試驗之用。其貫入儀又稱劈管取樣器(Split-Spoon Sampler)，其構造可參考“工址調查中”。

歐洲常用之貫入錐或貫入儀，有荷蘭錐(Dutch Cone)及其所改良之Delft Mantle型、Begemann Friction Cone型、Delft型、Fugoro型、及Ertec型等，日漸在美洲及亞洲流行。

有關貫入試驗及其應用，可參考陳斗生(民國75年)“電子式圓錐貫入儀之工程應用”一文(地工技術雜誌第13期)，及游坤(民國75年)“談標準貫入試驗”一文(地工技術雜誌第13期)。

16.2 十字片剪試驗(Vane Shear Test)

在鑽桿末端接上一個十字片，壓入孔底土中，然後旋轉，使土壤受剪壞，其剪裂面為一圓柱之側面及底面。在鑽桿上端通常有一可測扭力(Torque)之把手或精密之扭力儀。扭力與剪裂面積之商即為土壤之剪力強度。

如為求剩餘強度，在扭力到達最高值而開始下降後，繼續旋轉六圈，停五分鐘，再旋轉使土壤再破壞，即可求得。

十字片剪試驗，適合於軟弱黏土，其不排水剪力強度在100KN/m²以下者。

16.3 孔內變形試驗

孔內變形試驗，以水壓或氣壓施加於孔內

變形儀，使其外圍橡皮套壓迫孔壁，由其LV-DT(變形感應器)量測孔壁變形，由所加壓力與所量得之變形，經換算之後，可繪出應變對應力曲線。習慣上，用於土壤者稱孔內壓力儀試驗(Pressuremeter Test)或側向荷重試驗(LLT)；用於岩盤之同類儀器，大致有下列三種：

- (1)葡萄牙國立土木工程試驗室(LNEC)之膨脹加壓儀(Dilatometer)，其加壓方式為徑向膨脹方式，圖14.10a。
- (2)日本應用地質研究所(OYO)之彈性儀(Elastometer)，其加壓方式亦如圖14.10a所示。
- (3)美國柏克來加州大學顧德門(Goodman)教授所設計之顧德門頂(Goodman Jack)。其加壓方式如圖14.10b所示，可求得單一方向之岩石彈性。

16.4 其他孔內試驗

在土壤鑽孔之內，尚可辦理孔內剪力試驗、螺旋試驗等等。在岩盤鑽孔之內，尚可辦理孔底荷重試驗、孔內閉路電視觀察及錄影、以

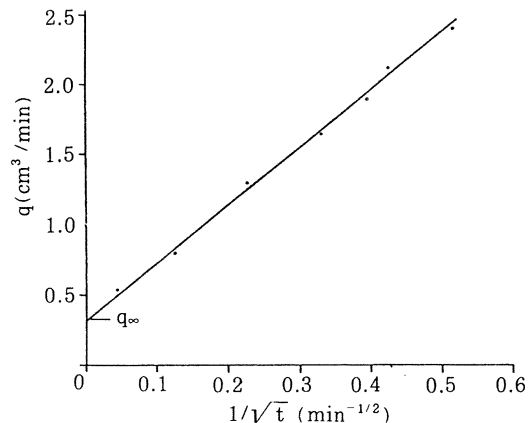
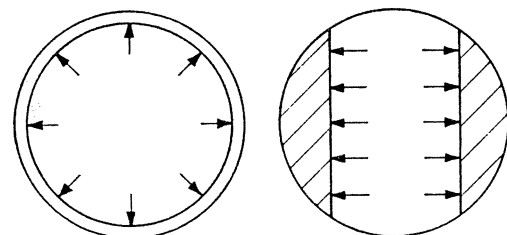


圖14.9 以水壓計辦理定水頭透水試驗，以GIBSON理論求解 q_{∞} (BSI, 1981)



a. LNEC與OYO方式 b. GOODMAN方式

圖14.10 岩盤孔內變形儀加壓方式

及用印像封套 (Impression Packer) 拓取孔壁裂紋之痕跡。

十七、 現場量測(Measurements) 與試驗(In-Situ Tests)

17.1 現場量測與試驗之重要性

現場量測，就工程地質之觀點而言，主要種類如下：

- (1) 當地應力 (In-Site Stress)：當地應力之大小為隧道開挖及支撐系統分析所必需。
- (2) 斷層位移率：一條活性斷層 (Active Fault) 之兩側，其相對位移率最大者可能達 1cm/yr. 至 10cm/yr.)，小者 0.001 至 0.1cm/yr.，精確地加以量測，對於推定地震規模及迴歸期有其用途。
- (3) 地盤下陷：由於軟弱土層之自然壓密、地下水超抽所造成之主要壓密、以及地下坑道（例如礦坑）所造成之地表陷落，常有賴於現場量測工作。

現場試驗規模較大，易於避免採樣（供室內試驗之用）必然造成之擾亂，是其主要優點。但現場試驗費錢費時，皆遠超過室內試驗，數量難多。

由於現場量測及試驗，為土壤力學與岩石力學之主要內容之一，本文僅略加介紹。

17.2 當地應力之量測

17.2.1 套鑽法 (Overcoring Methods)

其原理為鑽大孔 (例如 131mm ϕ) 深入岩盤，其次在其孔底再鑽一同軸之小孔 (例如 37mm)，安裝一應變計於小孔中，記錄其零點讀數，然後套鑽之，解除當地應力對被套鑽岩心之作用，測應變計之新讀數，得其應變 ϵ ，取出被套鑽岩心 (外徑 100mm ϕ ，內含應變計者)，如該岩心之彈性模數 E 已知，即可算出當地應力 σ ：

$$\sigma = \epsilon E$$

至於應變計種類甚多，國內目前慣用者為奧地利 Interfels 公司所製之南非 CSIR 三軸式及孔底式多應變計當地應力儀，簡稱 Triaxial Cell 及 Doorstopper)。另有振弦式、液壓缸式……等等。

17.2.2 壓力抵消法 (Cancelling Pressure Methods)

在岩盤切鋸一槽之前，在槽之兩側各裝一測點，當切槽作業由岩盤表面向內切鋸之全部時間內，記錄數十次各測點之位移量，至位移量趨於定值之後，即停止繼續切鋸作業，退出切鋸工具，換裝入油壓缸，並使油壓缸壓迫該槽之兩壁，至該二測點回復未切鋸之前的距離，這時油壓缸之液壓即為岩盤之當地應力。

17.2.3 水力破裂法 (Hydraulic Fracturing Methods)

鑽孔及使用工具與漏程試驗相同，只不過加壓不限於 10kg/cm² 而是無限制地使孔內二封套間的水壓升高，至孔壁破裂，降低水壓至零點使裂縫緊閉，然後再一次升高水壓使裂縫再一次張開。由這些壓力值即可算出岩盤之水平向當地應力。岩盤若含水平弱面（沉積岩常含水平弱面），即無法求得水平向當地應力。

17.3 斷層位移率之量測

斷層小者，可裝機械式裂縫儀；中等者可裝光學式或光電式位移儀，或從事測量工作；大者可以大地測量方法量測之。

17.4 地盤下陷之測量

台北盆地之下陷，係辦理水準測量。亦可安裝固定樁，使樁根深入岩盤或卵石層中，即可測得台北沉泥層之下陷。

17.5 現場試驗簡介

最重要之現場試驗為剪力強度、變形模數、及水力學性質等。茲介紹前二者。

17.5.1 現場直接剪力試驗 (In-Situ Direct Shear Test)

通常是試驗岩石弱面之剪力強度及勁度。試體至少三個。每個試體先加上正應力，量度正向變形至變形已小，再加剪力，同時量度剪動變形 u 及正向變形 v 。試驗結果，繪“正應力—剪力強度”曲線（亦即破壞包絡線）、“剪動變形—剪應力”曲線、及“剪動變形—正向變形”曲線，即可得岩石弱面之 c_p 、 ϕ_p 、 c_r 、 ϕ_r 及 k_s 。 c 為凝聚力、 ϕ 為摩擦角、 p 表尖峯強度， r 表剩餘強度、 k_s 為單位剪力勁度。

17.5.2 現場變形性試驗(In-Situ Deformability Tests)

拱壩兩翼之岩盤，受到拱壩推力之後，其變形量多少，必須加以預測才能從事壩體之分析（更正確的說法是：必須分析壩與岩盤的互制），因此岩盤變形性的估計少不了現場變形性的試驗。

地下電廠（跨度常大於20公尺、高度超過40公尺、長度超過100公尺）之應力及應變分析，也需要變形模數。

岩石邊坡之分析，如採有限元素法(FEM)，也需要變形模數。

變形模數，室內岩心(NX岩心直徑不過54 mm)只能求得岩石材料者；孔內變形試驗規模略大，且可在地下深處之孔內試驗，是其優點；平鉸荷重試驗，鉸徑最大在一公尺以下；大型油壓鉸(Large Flat Jack)試驗規模略大於鉸荷重試驗；而徑向試驗(Radial Tests)大致是現場變形試驗中最大者，其試驗結果，經統計（洪如江、李寬材，民國72年），已相當接近（甚至完全可作為）設計值，惟有不少省小錢的工程師嫌貴而省略不辦。至於隧道加壓試驗(Pressure Tunnel Test)，封閉一段隧道充水加壓，與徑向試驗之不同（也有人認為二者相同）在於長度較大。

17.5.3 其他現場試驗

有人把地下水壓之調查（本文十三節）、現場透水試驗（本文十四節）、以及鑽孔內之力學試驗（本文十五節）等，也算是現場試驗，並非無理；本文則以該三部份，偏重工程地質調查，故另行以十三至十五節詳加討論，而現場直接剪力試驗與現場變形性試驗，偏重岩石力學，故僅略加介紹而已。

其他現場試驗，詳李寬材（民國72年4月，地工技術雜誌第2期）。

十八、 雛形試驗(Prototype Tests) 與反求法分析(Back Analysis)

在現場構築與擬建工程相同規模之結構或荷重相同之替身，以求得設計參數，或從事工程作業之操練。比較常見者有下列幾種：

(1)隧道之試挖(Trial Excavation)：斷面與正

式隧道完全相同，但通常裝置許多觀測儀器。試挖隧道得在正式隧道附近，有的也是正式隧道的一段。

(2)試驗堤(Trial Embankment)：如為路堤，試驗堤常與正式堤之斷面相同；在土石壩之例，則試驗堤規模遠小於正式土石壩，主要在於了解施工效果是否與設計大致接近。

(3)坍方試驗(Landslide Experiments)：在現場以人造雨、噴水、或坡趾開挖等方法，引起坍方，以瞭解坍方之行為、或反求滑動面之剪力強度參數。

(4)坍方分析(Analyzing a Landslides)：自然坍方，其實也是一種足尺試驗(Full-Size Test)，由自然力量（或人為力量，例如不當開挖）所辦理，如能以大比例尺測量求得坍方之幾何形狀，調查地下水位分佈，估得（或以試驗求得）土石之密度，即可代入邊坡穩定分析公式，求得滑動面之剪力強度參數。

(5)監測(Monitoring)：在實際工程中或工程附近，裝設各種儀器，觀測變形、應力、溫度、水壓等等，其功用有：災害（例如落盤、坍方、破壞等等）之預警、校核設計參數、改善設計或施工作業……等等。最常見之例為在隧道安裝伸縮儀(Extensometer)量測隧道周圍岩盤各點之位移，以及量測隧道淨空變化，由變形量反求岩盤之當地應力與變形模數。

十九、 結 語

工址調查之中的任何一項，都可以出一本專書，本文的簡介，只能包含一些基本學理，供大學土木系工程地質一課的需要。至於從事實際工程作業的工程師們及地質師們，以增進工址調查實務（其規劃、設計、監督、及執行）的智識與經驗為主；主管官署及學會，則努力於訂定有關規則、規範為主。

參 考 文 獻

李寬材(民國72年)“現場試驗法概論”地工技術雜誌第2期。

李錫堤(民國73年)“台灣地區工程地質調查與岩石試驗發展六、剝洗、明溝及橫坑調查”七十三年近代工程技術討論會專集，大地工程與地下結

- 構組”中國工程學會、美洲中國工程師學會合辦。
- 洪如江(民國70年)“大型土木水利工程作業與工址調查之程序”中國土木水利工程學會會刊：土木工程，民國70年8月。
- 洪如江(民國72年起至75年1月)“技術講座專欄”地工技術雜誌第1期至第13期。
- 洪如江、李寬材(民國72年)“拱壩基礎岩盤變形性規模因素之實例研究”中國土木水利工程學會七二年年會論文專集849~863頁。
- 游坤(民國75年)“談標準貫入試驗規範”地工技術雜誌第13期，88~92頁。
- 陳斗生(民國75年)“電子式圓錘貫入儀之工程應用”地工技術雜誌第13期，62~76頁。
- 楊秦(民國66年)“基礎開挖擋土設施場毀之原因及幾則場毀實例之檢討”土壤與基礎工程研討會論文專集。
- 潘國樑(民國73年)“台灣地區工程地質調查與岩石試驗發展三、遙測”七十三年近代工程技術討論會專集，大地工程與地下結構組。
- 地球物理之工程應用研討會論文集：工研院能礦所、中研院地科所、中大地球物理所合辦，民國74年7月19日。
- BIENIAWSKI, Z.T. (1973) “Engineering Classification of Jointed Rock Masses” *The Civil Engineer in South Africa*, PP. 335-343.
- BISHOP, A. W. (1948) “A New Sampling Tool for use in Cohesionless Sands Below Groundwater Level.” *Geotechnique*, 1:125-131.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1975) “The Point Load Test in Geotechnical Practice” *Engineering Geology*, 9:1-11.
- BROCK, E. and FRANKLIN, J. A. (1972) “The Point-Load Strength Test” *Intl. J. Rock Mechanics and Mining Sc.*, 9:669-697.
- BSI (1981) *Code of Practice for Site Investigations*, British Standards Institution BS 5930.
- CLAYTON, C.R.I., SIMONS, N.E., and MATHEWS, M. C. (1982) *Site Investigation*, Intl. Pubns, Westport.
- FRANKLIN, J. A., BROCH, E. and WALTON, G. (1971) “Logging the Mechanical Character of Rock” *Trans. Int. Min. and Metall.* Section A, Vol. 80, PP. A1-A9.
- FRANKLIN, J. A. and CHANDRA, A. (1972) “The Slake Durability Test” *Intl. J. Rock Mech. Min. Sc.*, 9:325-341.
- GIBSON, R. E. (1963) “An Analysis of System Flexibility and Its Effect on Time-lag in Pore Pressure Measurements” *Geotechnique* 13:1-11.
- GUYOD, H. (1964) “Use of Geophysical logs in Soil Engineering” *ASTM Special Technical Publication No. 351: Sym. Soil Exploration*, PP. -85.
- HOEK, E. and BRAY, J. W. (1977) *Rock Slope Engineering*, Instn. Min. and Metall., London.
- HOEK, E. and BROWN, E. T. (1980) *Underground Excavations in Rock*, Instn. Min. and Metall., London.
- HVORSLEV, M. J. (1951) “Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observations” *Bull. No. 36, Waterways Experimental Station*, Vicksburg, U. S. A.
- ISRM (1981) *Rock Characterization Testing & Monitoring*, ISRM Suggested Methods, Editor E.T. Brown, Pergamon Press, Oxford, England.
- LUGEON, M. (1933) *Barrages et Geologie*, Dunod, Paris.
- PRICE, D. G. and K NILL, J. L. (1974) “Scale in the Planning of site Investigations” *2nd Intl. Cong. Intl. Ass. Engg. Geolts.* Sao Paulo.
- TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, N.Y.