

土壤動態性質研究

計劃主持人 李 豐 博

研究人員 李 延 恭

陳 圭 璋

謝 明 志

簡 連 貴

蘇 吉 立

技術員 李 春 榮

陳 志 芳

陳 義 松

張 阿 平

土壤動態性質研究

目 錄

摘要.....	1
第一章 緒論 李豐博	3
第二章 相關文獻研討 李豐博、李延恭	4
2. 1. 土壤承受動態荷重之特性	4
2. 2. 影響土壤動態性質之因素	5
2. 2. 1. 剪力模數影響因素之探討	5
2. 2. 2. 阻尼比影響因素之探討	10
2. 3. 土壤動態性質之推求	11
第三章 土壤動態性質試驗	15
3. 1. 研究試驗概況 李豐博	15
3. 2. 試驗室土壤動態性質試驗 謝明志、簡連貴	15
3. 2. 1. 共振柱試驗	15
3. 2. 2. 動力三軸試驗	24
3. 3. 現地地震測試驗 陳圭璋、蘇吉立	30
第四章 試驗結果分析與討論	39
4. 1. 試驗室試驗結果分析 李延恭、李豐博、簡連貴	39
4. 1. 1. 試驗土樣性質	39
4. 1. 2. 試驗方法	39
4. 1. 3. 砂質土壤動態性質分析	42
4. 1. 4. 粘質土壤動態性質分析	63
4. 2. 現地試驗結果分析 陳圭璋、李豐博	79
4. 2. 1. 剪力模數之測定	79
4. 2. 2. 剪力模數與 SPT-N 值之相關性	79
4. 2. 3. 剪力模數與 CPT- qc 值之相關性	85
4. 2. 4. 現地地震測與共振柱試驗結果比較	85

4. 3. 討論	李豐博	87
第五章 結論與建議	李豐博	88
參考文獻		91
後記		94
附錄		95

摘要

本研究利用試驗室共振柱法與動力三軸試驗，輔以現地下井法震測試驗，初步探討分析台灣西海岸之沉泥質土壤之動態剪力模數與阻尼比特性及其相關影響因素，其與標準貫入試驗入試驗 N 值之相關性並予初步分析。試驗結果顯示，沉泥質砂性土壤之正規化剪力模數隨應變增加而減小之勢略較純淨砂為小，大致在 Seed & Idriss (1970)建議之上限範圍，阻尼比之變化趨勢與純淨砂相近；孔隙比（相對密度）、有效圍壓及細料含量對其剪力模數有相當影響，對阻尼比之影響較不顯著；在相同孔隙比及有效圍壓情況下，其最大剪力模數值低於純淨砂。土層剪力波速或剪力模數與標準貫入試驗 N 值大致相關，其關係式初步建立。

第一章 緒論

港灣結構物通常承受強大之波浪作用，使得基礎土壤承受不能忽視之反復荷重作用；再者，台灣位於環太平洋地震帶之西環，大小地震頻繁，地震來襲時，土層即承受相當的地動作用；此外，機械之震動，基礎土壤亦隨著振動。土壤在動態荷重作用下所引發之問題遠較靜態荷重者複雜與重要，這些問題包括土壤或基礎之沉陷，機械或上部結構之共振現象，飽和鬆軟砂性土層甚且可能發生液化現象（Liquefaction），喪失基礎承載能力，造成上部結構物之沉陷、傾倒與破壞，尤其一般港灣結構物大都建築在軟質地層上，承受震動之損害可能更為嚴重。因此，承受動態荷重之基礎及結構在規劃設計時，應對土層動態反應、液化潛能以及土壤與結構互制問題加以分析評估，確保工程安全。

在過去數十年，吾人對於有關土壤承受動態荷重問題之動力分析上，已有長足進展，然而，獲取具有代表性與決定性之土壤動態性質，通常是動力問題解析上最感困難者，其主要原因在於土壤之動態性質受太多不同而獨立因素之影響，包括孔隙比、應變振幅以及應力狀態等等。吾人相信，任何動力分析方法之可靠性，在於取用之土壤性質之代表性與正確性。

有關土壤之動態性質，前人之研究多集中於純砂和純粘土之探討，鮮少涉及沉泥質砂或砂質沉泥之動態反應。然而台灣西海岸多屬沖積土層，其主要結構為沉泥質細砂或砂質沉泥層，因此，探討該土層之動態性質實屬必要。此外，影響土壤動態性質之因素很多，對這些影響因素之探討，有助於土壤動態性質之闡釋與應用，因此，本研究針對上述需要，利用現地震測法（Seismic method）以及室內共振柱法（Resonant column method）與動力三軸試驗（Cyclic triaxial testing）分別予以探討分析，冀能提供港灣工程或其他營建工程規劃設計之參考。

第二章 相關文獻研討

2.1 土壤承受動態荷重之特性

結構物承受海洋波力或地震力作用，或地震波（主要為剪力波）由岩層向上傳播時，在土層內引致了複雜而不規則之應力現象，惟在本質上，該引致之應力仍是反復性的。圖 2-1 為土層內之土體元素在上述動態荷重作用下之應力狀況，顯示在該重力結構底下土層之不同位置及水平或傾斜地層內之土體元素上引致了反復剪應力。

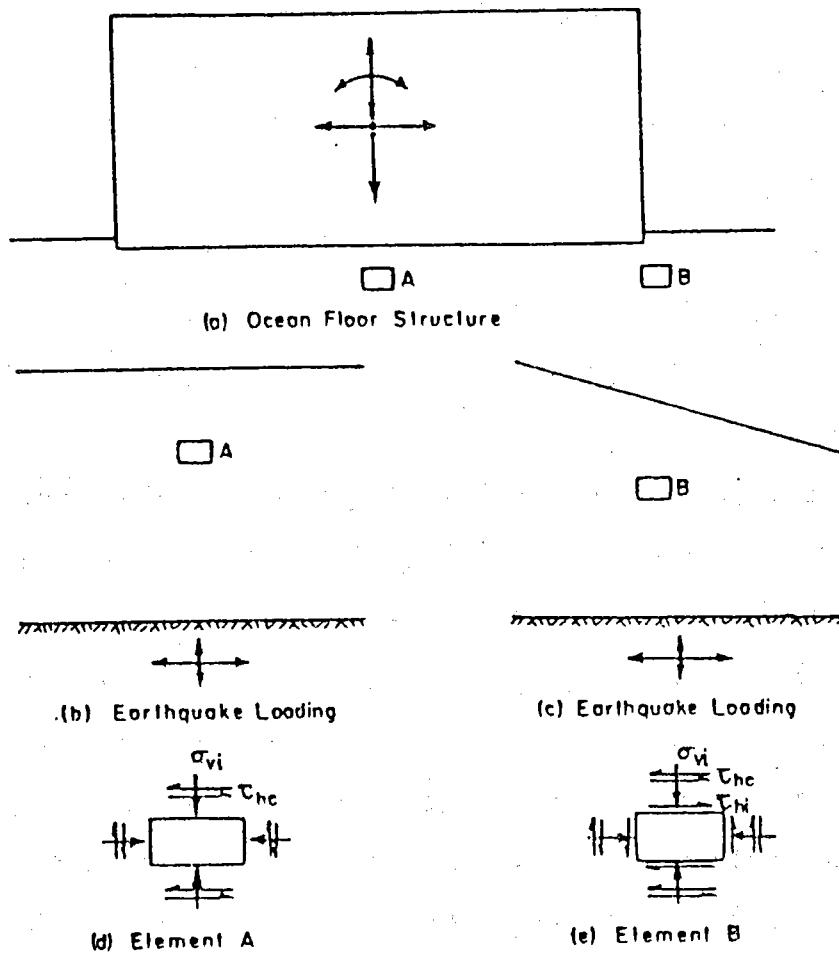


圖 2-1 土層內土體元素在動態荷重作用下之應力狀況

基礎土壤在上述反復應力作用下之動力反應及強度特性，如液化潛能以及土壤與結構互制反應等，對結構物之設計與安全具有重大影響，需加以分析評估。在該動力分析上，最重要之土壤性質為土壤在動態荷重作用下之應力應變關係。如圖 2-2 所示，該項關係是非線性的，具有環圈現象 (Hysteresis)，吾人可將該環圈應力應變關係以剪力模數 (Shear modulus)，G 及阻尼比 (Damping ratio)，D，兩參數加以定義。剪力模數以通過環圈兩端之直線斜率表示，而阻尼比以 $D = \frac{A_l}{4\pi At}$ 表示之，其中 A_l 為環圈面積， At 為圖 2-2 所示之三角形面積。因此，土壤之動態性質即可由其剪力模數與阻尼比兩值加以評估。

2.2 影響土壤動態性質之因素

2.2.1 剪力模數影響因素之探討

有關土壤剪力模數 G 之影響因素，Hardin & Black (1) 綜合歸納實驗數據，以下式函數關係表示：

$$G = F(\bar{\sigma}, e, A, t, H, f, C, \theta, \tau_0, S, T) \dots \dots (2-1)$$

式中

$\bar{\sigma}$ = 平均有效圍壓或八面體正向應力 (Octahedral normal stress) = $\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

e = 孔隙比

A = 剪應變振幅

t = 次壓密時間效應

H = 圍壓及前期震動歷史

f = 振動頻率

C = 顆粒特性

θ = 土壤結構

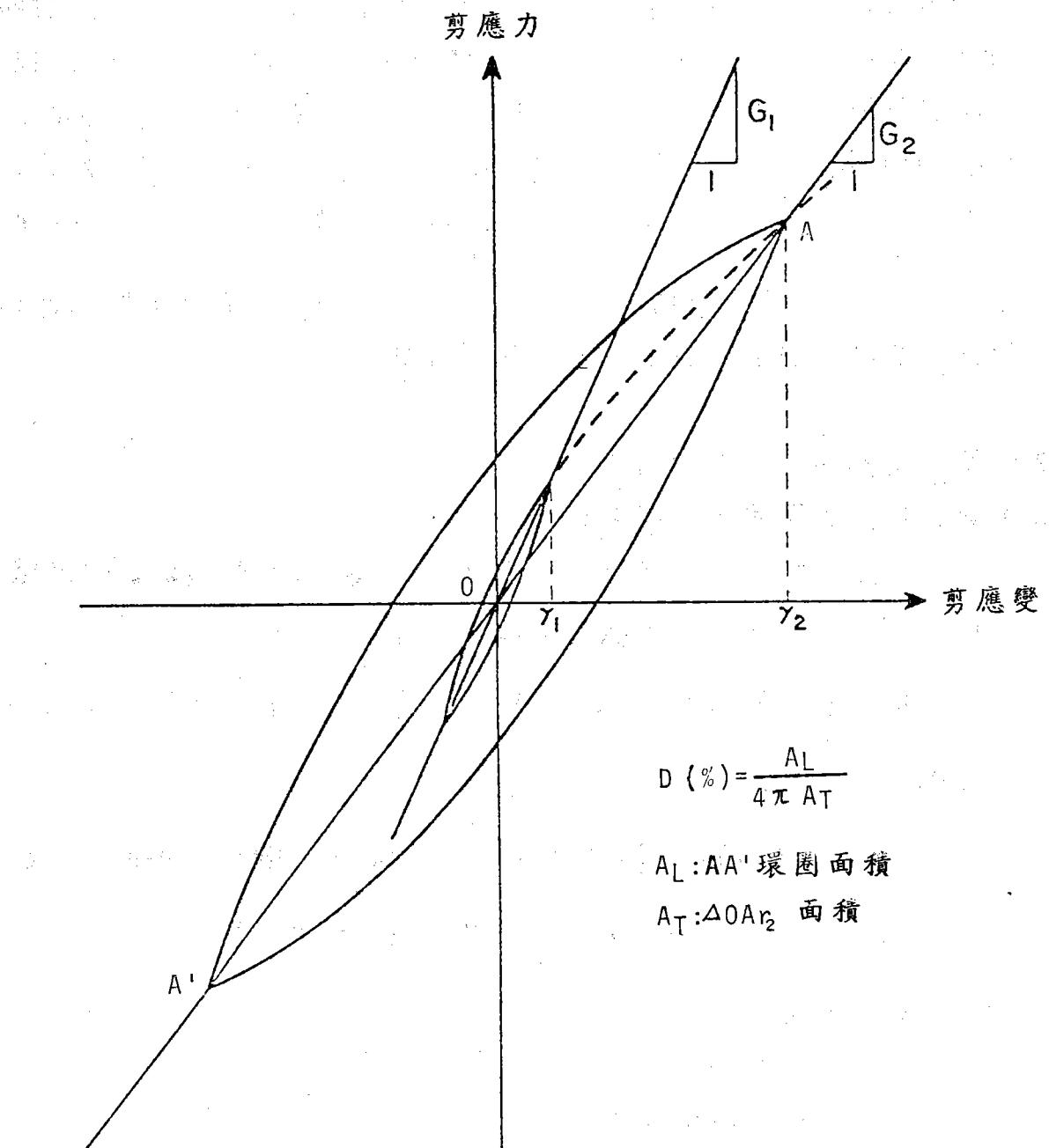


圖 2-2 土壤承受反復動態荷重之應力應變關係

τ_0 = 八面體剪應力 (Octahedral shear stress)

$$= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

S = 飽和度

T = 溫度

上述諸因素並非全然獨立，有些因素彼此相關。對於上述諸因素之影響，按前人之研究，分別加以探討如下：

1. 圍壓與孔隙比之影響

對純砂而言，剪應變低於 10^{-3} % 時，其剪力模數趨於一最大值 G_{max} ，其值僅與圍壓及孔隙比有關，Hardin & Richart (2)以下式關係表示：

$$\text{圓形顆粒: } G_{max} = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5} \quad \dots \dots (2-2)$$

$$\text{角狀顆粒: } G_{max} = 326 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5} \quad \dots \dots (2-3)$$

式中 e = 孔隙比， $\bar{\sigma}_0$ = 有效圍壓， G_{max} 及 $\bar{\sigma}_0$ 皆以單位 Kg/cm^2 表示。

上兩式所根據之剪應變約為 2.5×10^{-3} %。Iwasaki & Tatsuoka (3) 亦根據多種不同砂之試驗結果歸納出剪力模數之最大值，以下式表示：

$$G_{max} = 900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.4} \quad \dots \dots \dots (2-4)$$

式 (2-4) 之剪力模數公式約與式 (2-2) 相同，因之採用式 (2-4) 作為剪力模數最大值之經驗式。

2. 剪應變振幅之影響

剪力模數隨剪應變振幅增加而遞減，Hardin & Drnevich (4) 根據砂土之剪應力與剪應變關係呈近似雙曲線，提出剪力模數與剪應變振幅之關係如下式：

式中， G = 對應某一剪應變 γ 之剪力模數

$$\gamma_r = \text{參考剪應變 (Reference shear strain)} = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$$

G_{max} = 最大剪力模數

τ_{\max} = 土體所能承受之最大容許剪應力，可以下式表示：

$$\tau_{\max} = \left\{ \left[\left(\frac{1+K_0}{2} \bar{\sigma}_v \sin \bar{\phi} + \bar{C} \cos \bar{\phi} \right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \bar{\sigma}_v \right)^2 \right] \right\}^{1/2}$$

..... (2 - 6)

式中， K_0 = 靜止土壓力係數

\bar{C} , $\bar{\phi}$ = 強度參數，有效凝聚力與有效內摩擦角

$\bar{\sigma}_v$ = 有效覆土壓力。

Shibata & Soelarno (5) 利用式 (2-5) 中之參考剪應變 γ_r 與平均有效圍壓 $\bar{\sigma}_0$ 之函數關係，簡化式 (2-5) 如下：

式中， r = 剪應變。

3. 次壓密時間效應

次壓密時間效應可使顆粒間接觸狀況隨時間增加，趨於更穩定之狀態，使剪力模數增加。根據 Afifi & Woods (6) 之研究指出，不論是圓形顆粒之渥太華 (Ottawa) 砂或角狀之破碎石英砂，其剪力模數隨對數時間之增加而線性增加。

4. 應力歷史之影響

Afifi & Woods (6) 以破碎石英砂進行過壓密比影響之研究，發現過壓密比使乾砂之剪力模數顯著增加。

Silver & Park (7) 以應變控制式動力三軸儀進行砂土動力行為之研究，發現當剪應變低於 $10^{-1}\%$ ，反復荷重次數在 10 次以內時，乾砂與不排水飽和砂之剪力模數不受前期震動之影響，惟當剪應變高於 $10^{-1}\%$ ，反復荷重次數在 10 次以內，曾經受過前期震動之不排水飽和砂有較高之剪力模數。考其主要原因，在於受過前期震動而壓密之不排水飽和砂，其土壤結構趨於較穩定，因此再度承受反復荷重時，其孔隙水壓上升值較低，即其有效圍壓較高，而致剪力模數較未受過震動之不排水飽和砂為高。

5. 顆粒特性與細料含量之影響

顆粒特性包括顆粒之粒徑、形狀及均勻係數等。根據 Iwasaki & Tatsuoka (3) 之試驗研究指出，對於平均粒徑 (D_{50}) 在 0.16 mm 至 3.2 mm 範圍內之均勻純淨砂，其剪力模數大致與顆粒之粒徑大小無關。

至於均勻係數或級配之影響，Chang & Makarechi (8) 曾以 24 個相對密度為 30%，均勻係數 Cu 為 2 ~ 15 之丹佛 (Denver) 砂進行剪力模數試驗研究，發現 Cu 值愈大，其剪力模數愈大，Iwasaki & Tatsuoka 則根據相同孔隙比， Cu 為 2 ~ 15 情況之試驗結果，指出剪力模數隨 Cu 增加而降低。

上述兩個結論似乎是互相矛盾的，惟事實上，剪力模數為孔隙比之函數，而非相對密度之函數。此觀念由 Hardin & Richart (2) 提出，Iwasaki & Tatsuoka 加以肯定，而與 Seed & Idriss (9) 之剪力模數為相對密度函數之說法相異。Chang & Makarechi 所得到之剪力模數隨 Cu 值增加而增加之結論，是由於 Cu 與顆粒之排列有關，在相同相對密度情況下，一般 Cu 值愈大，則孔隙比愈小。因此根據 Iwasaki & Tatsuoka 之結論， Cu 值增加雖使剪力模數降低，但同時孔隙比之降低却使剪力模數作更大幅度之增加，

結果而有 Cu 增加使得剪力模數增加之結論。

有關細粒含量對砂土剪力模數之影響，目前研究並不多。

Iwasaki & Tatsuoka 發現由現地震測法所得自然土層之剪力模數，低於實驗室同孔隙比不含細料之均勻細砂之剪力模數 30% 以上，經進一步研究指出，自然土層之良好級配及含有相當量之細料，是降低剪力模數之主要原因。

6. 其他因素之影響

有關土壤結構對土壤動態性質之影響，自 1970 年以後才漸受重視。Skoglund (10) 等人比較 6 個實驗室以不同方法準備相同孔隙比之砂土試體，以共振柱法測定剪力模數，各實驗室所得結果與平均值相差最大土 20%，此項差異主要即由於不同試體準備方法造成不同土壤結構所致。

根據 Hardin & Richart (2) 之實驗研究，振動頻率如低於 2500 Hz，則頻率對剪力模數沒有影響。至飽和度之影響，Iwasaki & Tatsuoka 研究指出，飽和度昇高，則剪力模數略微降低。Anderson & Richart (11) 比較 4 °C 與 22 °C 溫度下飽和凝聚性土壤之剪力模數，發現在此範圍內溫度變化造成之影響極為輕微。

2. 2. 2. 阻尼比影響因素之探討

綜合前人之研究，影響阻尼比之主要因素與影響剪力模數者相當，惟這些影響因素對阻尼比之作用，不若對剪力模數之影響有規則，因此進一步探討是需要的。

1. 剪應變振幅及飽和度之影響

根據 Hall & Richart (12) 對顆粒性土壤彈性波能量消散之研究指出乾渥太華砂之阻尼比隨振幅之增加而增加，在加水飽和後，其阻尼比之增加率則降低，由其試驗結果顯示，振幅增加時，乾砂阻尼比漸增加而趨近於飽和砂之阻尼比。

2. 圍壓之影響

Hall & Richart (12) 之試驗研究發現阻尼比大致隨圍壓之增加而

降低，惟亦可能隨圍壓之增加而增加。Hardin (13) 綜合振幅與圍壓之影響，提出乾砂阻尼比 D 之關係式如下：

式中， r = 剪應變振幅

$\bar{\sigma}_0$ = 平均有效圍壓，以 kg/cm^2 表示。

目前飽和砂之阻尼比尚無類似之關係式。

3. 孔隙比及顆粒特性之影響

Hall & Richart (2) 及 Tatsuoka (14) 等人之研究指出，孔隙比之變化對阻尼比沒有影響。至於顆粒特性對阻尼比之影響，Iwasaki & Tatsuoka 比較十餘種砂，在不同之平均粒徑 D_{50} (0.16 ~ 3.2 mm)，均勻係數 Cu (2 ~ 15) 及細料含量 (1 ~ 14 %) 下，阻尼比隨 Cu 或細料含量之增加而輕微增加，惟此項關係仍是相當分散的。

4. 反復荷重次數之影響

Tatsuoka 等人曾以共振柱法測定剪應變 $10^{-4} \sim 10^{-2}\%$ 間之阻尼比，而以扭轉式剪力測定剪應變 $10^{-2} \sim 1\%$ 間之阻尼比，發現剪應變為 $10^{-2}\%$ 時，以後者測定者為前者之兩倍，認為其差異主要係反復荷重次數不同所造成，扭轉式剪力儀之反復荷重次數為 10 次，而共振柱儀通常在數千次以上。Hardin & Drenvich (4) 也指出阻尼比隨反復荷重次數增加而降低。

2. 3. 土壤動態性質之推求

有關土壤動態性質之試驗研究，約在 1960 年代初期始為人所重視，其後漸有關文獻零散發表，至 1970 年後 Hardin, Drnevich 及 Seed 等學者進行較為廣泛，有系統之研究、整理與分析，大抵對純砂及粘土之動態性質有初步了解，至今，各類型土壤之動態性質仍為大地工程學者致力研究之課題。

綜合前人對土壤動態性質之試驗研究，其測定方法包括試驗室與現地試驗方法，可歸納出如下所述者：

1. 現地波速之測定

現地試驗利用人工震源產生壓力波、剪力波或雷利波 (Rayleigh wave)，測定其在不同土層之傳播速度，以計算不同土壤之動態剪力或彈性模數，其相對應之應變振幅範圍甚低，約在 10^{-4} ~ 10^{-5} % 之間，惟本試驗不克測求土壤之阻尼比特性。

2. 強制振動試驗 (Forced vibration test)

本試驗係利用圓柱狀之土壤試體，於試驗室中施以縱向或於兩端施以扭轉之強制振動，測定土壤之共振頻率 (Resonant frequency) 以及其他頻率之動態反應，以測定土壤之動力模數與阻尼比。此外本試驗利用振動台 (Shaking table) 對層狀土壤試體施以剪力振動，可測定其動態性質。本試驗所測定之應變振幅範圍自相當低至中等程度，約在 10^{-4} ~ 10^{-2} % 之間。

3. 自由振動試驗 (Free vibration test)

本試驗係利用土層或土壤試體自由振動之衰減反應，以測定土壤之動力模數與阻尼比特性，其試驗激動方法與強制振動試驗相似，本試驗測定之應變振幅範圍自相當低至高程度，約在 10^{-3} ~ 1 % 之間。

4. 由應力應變關係直接測定

利用土壤試體在實驗室實施動力三軸試驗 (Cyclic triaxial test)，動力單剪試驗 (Cyclic simple shear test) 或扭剪試驗 (Torsional shear test)，由土壤在反復荷重情況下之應力應變關係，直接測定其剪力模數與阻尼比，其所測定之應變振幅範圍自中等至相當高程度，約在 10^{-2} ~ 5 % 之間。

5. 土層動態反應分析

利用計算機分析法計算分析土層在地震荷重作用下之動態反應，以獲取支配該反應之不同深度土層之有效剪力模數與阻尼比，目前已發展之計算機程式有 Schnabel, Lysmer 及 Seed (1972)

之 SHAKE-II, Idriss et al. (1973) 之 QUAD-4 以及 Lysmer et al. (1974) 之 LUSH 等。

圖 2-3 表示由現地及試驗室試驗測定土壤動態性質之各種試驗方法及其相關之應變振幅範圍。一般較為普遍採用者為現地震測法以及試驗室共振柱法與動力三軸試驗。本研究經研討後，決定分別採用該三種試驗方法研究土壤在不同應變振幅之動態性質。有關各試驗之原理與試驗方法於後詳述之。

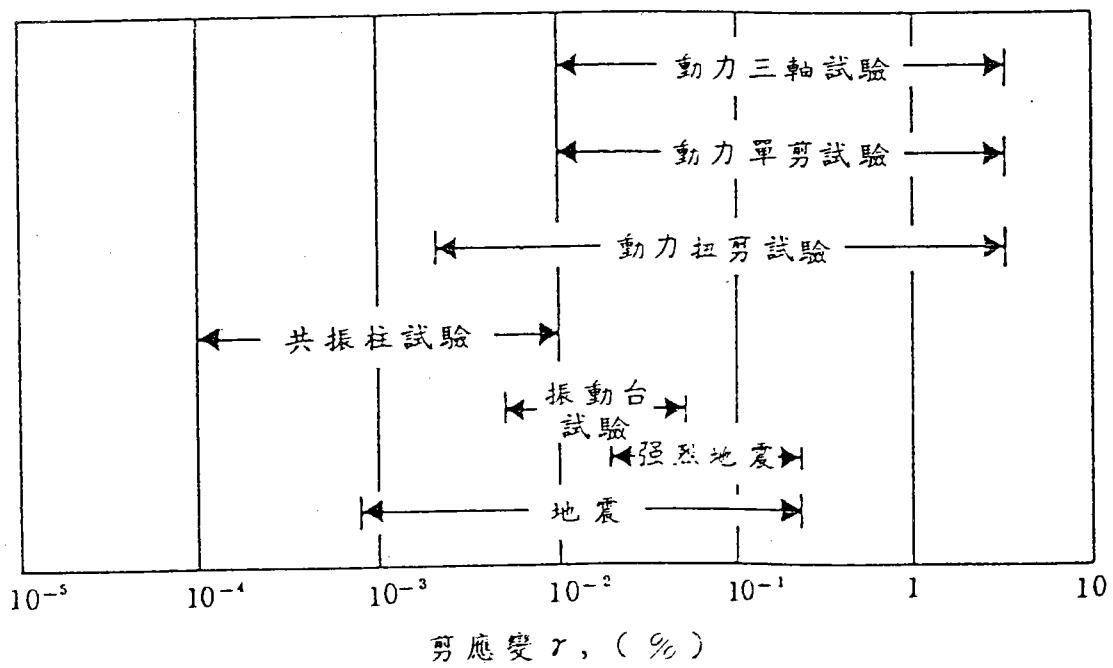
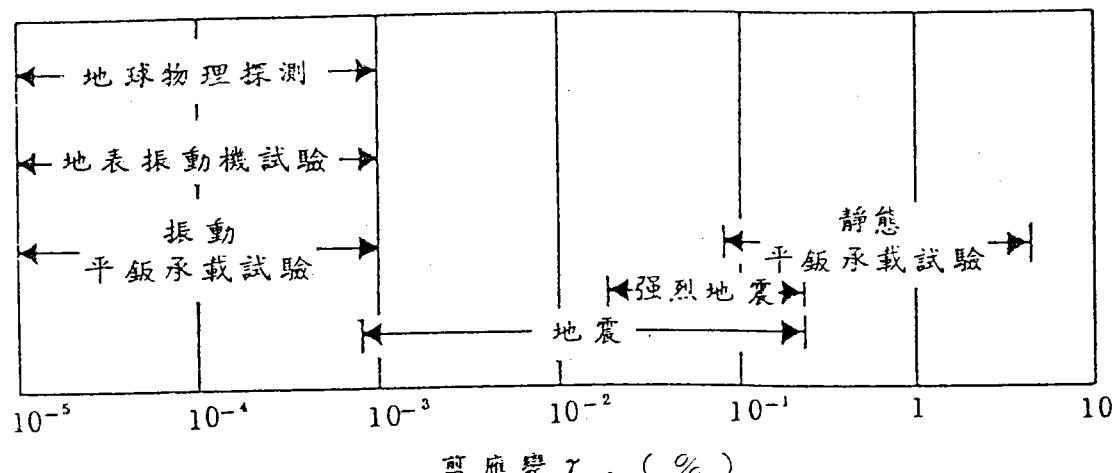


圖 2-3 土壤動態性質測定方法及其應變範圍

第三章 土壤動態性質試驗

3.1. 研究試驗概況

本研究主要探討台灣西海岸沉積層砂質或沉泥質土壤之動態性質，供本研究試驗之該等土壤，限於時間與經費，僅分別取自本所附近台中港區、新竹附近外海，以及永安興達港附近等地區，惟已可大略包含台灣西海岸土壤之概況。採取之土樣包括原狀及擾動土樣，其中於台中港區附近除鑽孔 6 孔，孔深 25m，採取 Shelby 薄管原狀土樣外，並同時辦理標準貫入試驗 (SPT)，以及荷式錐貫入試驗 (CPT)，以探討 SPT-N 值或 CPT- q_c 值與土壤動態性質之關係，並在鑽孔附近辦理震測試驗。於新竹附近外海地區鑽取擾動土樣，取樣深度在 7-18m 間，包括七個沉泥質砂土及四個沉泥質粘土；另於興達港附近取得原狀土樣，取樣深度在 5-25m 間。各地區土壤之一般物理性質彙列如表 4-1 及表 4-2 所示。

如前所述，吾人知土壤動態性質與其所受之應變振幅大小密切相關，涵蓋較大範圍之土壤動態性質需由不同試驗方法分別加以測定。本研究利用現地震測試驗，試驗室共振柱試驗及動力三軸試驗等方法，分別測定應變振幅範圍在小於 $10^{-4} \%$ ， $10^{-4} \sim 10^{-2} \%$ 及 $10^{-2} \sim 1 \%$ 間之土壤動態性質。各項試驗之試驗概況於本章後節分述之。

3.2. 試驗室土壤動態性質試驗

3.2.1. 共振柱試驗

共振柱試驗法 (Resonant column method) 約在 1960 年後被採用為試驗室土壤動態性質之試驗研究。其試驗原理，係根據有限長度之土壤圓柱試體受縱向或扭矩振盪，其於某一正規振態 (Normal mode) 下產生共振現象，以共振時之頻率與柱體尺寸資料，計算波傳速度，根據波動公式 (Wave equation)，求得土

壤之動態性質。圖 3-1 為共振柱試驗示意圖。

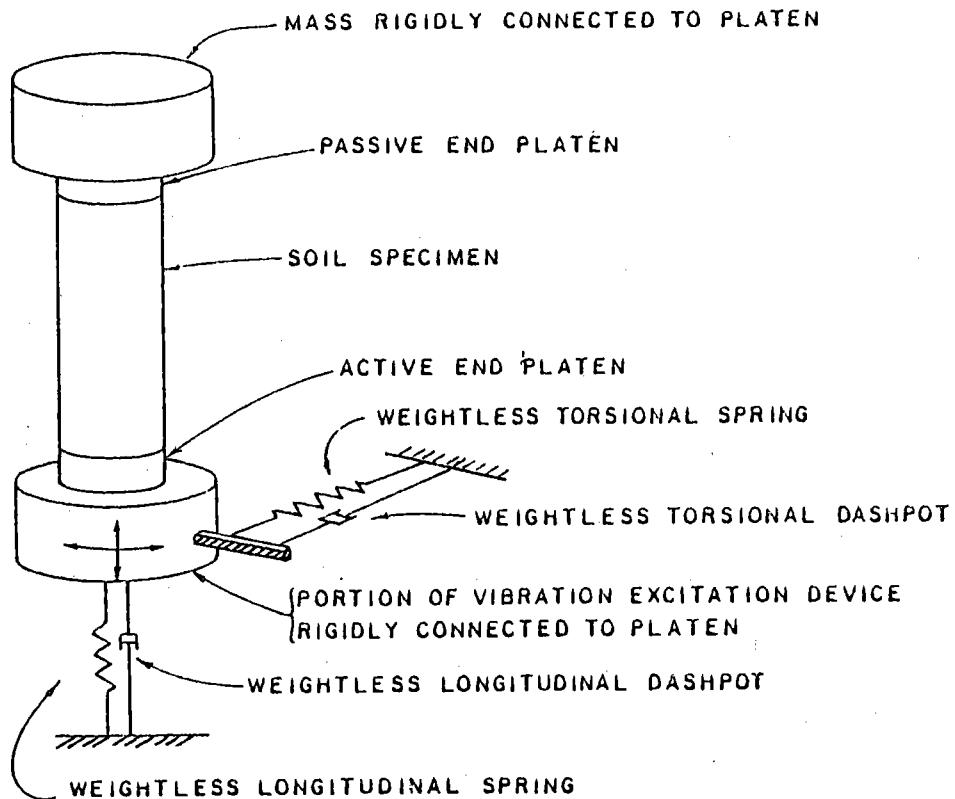


圖 3-1 共振柱試驗示意圖

1. 試驗使用設備及步驟

本研究共振柱試驗使用之共振柱設備係美國 Soil Dynamics Instruments 公司所製之 Drnevich 式共振柱儀 (Drnevich Long-Tor Resonant Column Apparatus)，其組合示意圖如圖 3-2 所示，主要設備包括：

- (1) 共振柱室：用以安裝土壤試體，施加圍壓，試體上下之透水石各鑲有六片輻射狀刀片，嵌入試體，使透水石與試體緊密結合，下透水石膠固於底座上，為固定端；上透水石固定於頂鈑 (

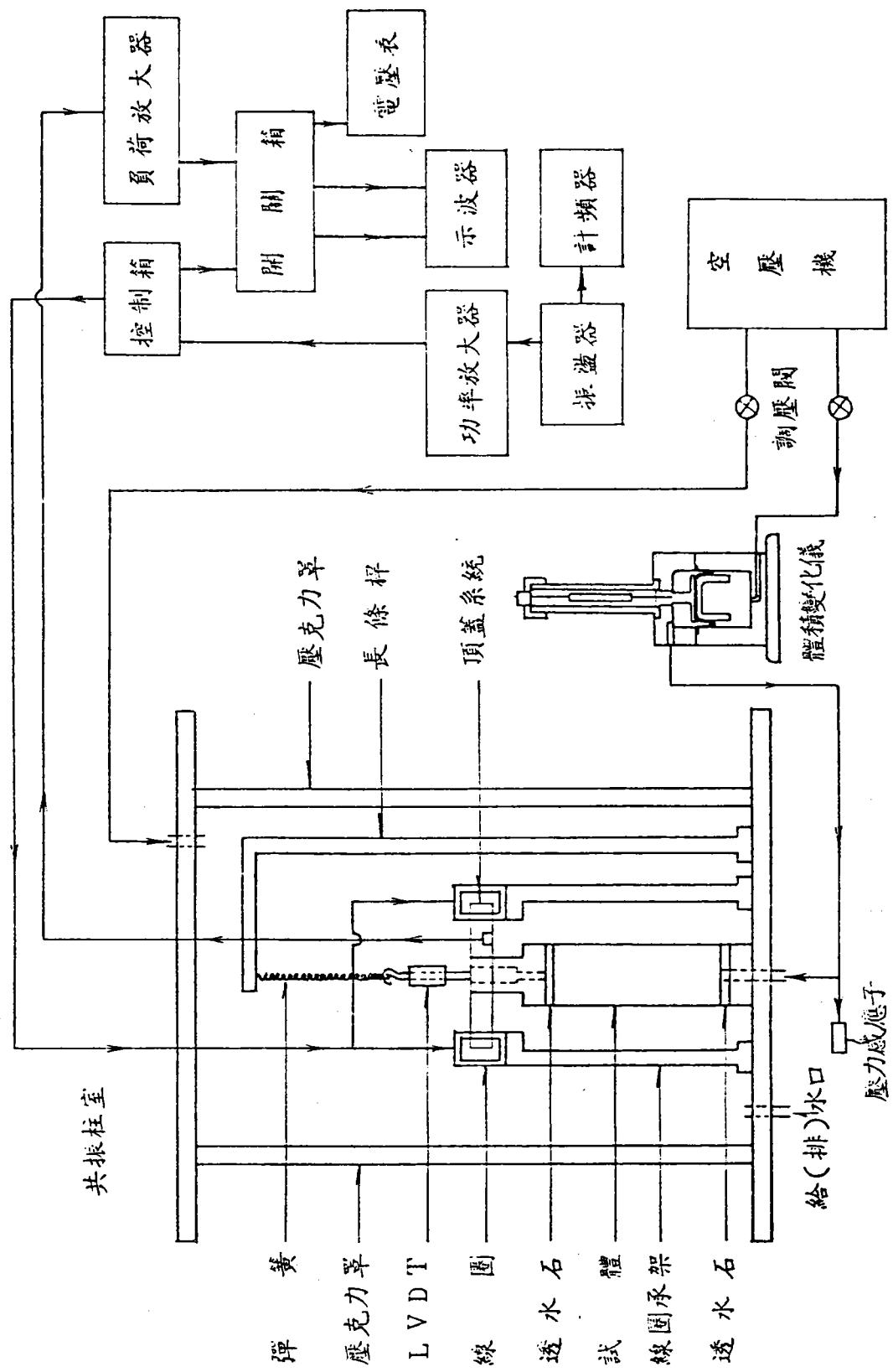


圖 3-2 Drnevich 式共振柱儀組合示意图

Top platen system), 為自由端，利用含磁鐵之頂鈑系統與周圍固定線圈之互制作用，使試體產生定常扭轉振動。

- (2) 振盪器 (Oscillator)：提供 $20 \sim 200,000$ Hz 頻率範圍之正弦電流，可調整不同之頻率及振幅，以控制施加於試體之定常扭矩與頻率。
- (3) 功率放大器 (Power amplifier)：連接於振盪器與共振柱室之線圈間，用以放大振盪器之電流。
- (4) 示波器 (Oscilloscope)：用以決定試體發生共振時之李氏圖形 (Lissajous figure)，並顯示試體自由振動之衰減情形，以計算阻尼比。
- (5) 負荷放大器 (Charge amplifier)：用以放大試體振動反應加速度之訊號。
- (6) LVDT (Linear variable differential transformer)：用以測定試體壓密後之高度變化。
- (7) 計頻器 (Frequency counter)：用以測定試體振動頻率，精度為 0.1 Hz。
- (8) 壓力感應器 (Pressure transducer)：用以量測反水壓或試體內孔隙水壓。
- (9) 調壓閥 (Pressure regulator)：調節施加於試體之圍壓及反水壓。
- (10) 體積變化儀 (Volume change apparatus)：用以量測試體壓密前後之體積變化。

共振柱試驗之試驗步驟，依下述辦理：

A. 試體準備

重塑試體之準備方法如下：

- (1) 先將橡皮膜以油封圈 (O-ring) 固定於共振柱底座上，使用分裂模 (Split mold) 使橡皮膜直立，並施加真空吸力，使橡皮膜緊貼在分裂模內壁。
- (2) 按試體之需要密度或相對密度，秤出每分層之烘乾土樣，分

置於瓷皿內，以噴霧器各添加約 8～15% 含水量，同時充分攪拌，使含水量均勻。

- (3) 試體準備使用溼夯法 (Moist tamping method)，分五層以夯頭直徑約 7 cm 之夯壓桿夯壓之，完成直徑 7.1 cm，高約 11 cm 之圓柱試體。

原狀試體之準備方法如下：

- (1) 自冷凍櫃取出 *Shelby* 薄管 (冷凍溫度約 -15°C)，旋以裁管機切鋸成短管，再頂出其中土樣並修裁之，成爲直徑約 7.1 cm，高約 11 cm 之冷凍試體。
- (2) 將修裁之冷凍試體移置共振柱室底座上，封以橡皮膜。

B. 共振柱室安裝與試體飽和

- (1) 試體準備完成後，輕置共振柱頂鋸系統上之透水石於試體頂面，緩緩將透水石上之刀口壓入試體，再用油封圈將橡皮膜固定於頂鋸系統上。
- (2) 在頂鋸系統之中心裝置通水 (氣) 螺絲，接妥上排水 (氣) 管路，由試體底部先通入二氧化碳約 20 分鐘，再緩緩地通入除氣水 (Deaired water)，直至上排水 (氣) 管路不再出現氣泡爲止。
- (3) 通水完畢後，拆除上排水 (氣) 管路，將通水螺絲代之以螺絲塞頭，使頂鋸系統上方封閉，且無管路牽扯，而利其自由轉動。
- (4) 施加真空吸力約 10 cmHg 於試體底部，試體即承受相當於 0.15 kg/cm^2 之接觸壓力，而能自行直立不潰。拆除分裂模，在試體兩側安裝線圈承架及線圈，並調整線圈位置，使線圈與頂鋸系統之磁鐵間之空隙對稱一致，而後固定之。(照片 3-1)。
- (5) 安裝 LVDT 於頂鋸系統上，監測試體之高度變化。將一彈性適當之彈簧，其一端鉤住頂鋸系統，另一端掛在長條桿上，使頂鋸系統之呆重對試體之作用減至最小，以使試體在試驗過程中處於等向壓密狀態 (Isotropic consolidation)。

- (6) 安置透明壓克力罩於共振柱室底板上，連接頂鋒系統上之各線路至蓋板上之相關接頭後，覆上蓋板，並旋緊螺絲。
- (7) 打開底板閥門，將水通入共振柱室內，並於水位線略高於試體頂端後關閉之。施加 0.15 Kg/cm^2 之接觸壓力，同時相對地解除試體內部之真空吸力，而後同時等量增加室壓與反水壓，使試體在 4.0 Kg/cm^2 之反水壓下飽和。
- (8) 檢核試體之飽和度，當孔隙水壓參數 B 值高於 0.95 以上，則試體視為已飽和。

C. 試體壓密

- (1) 試體飽和後，進行階段式壓密，先提高第一階段預定圍壓，使試體在該圍壓下進行等向壓密。
- (2) 壓密完成，試體即可施加振動扭力，測定剪應變 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ % 之間之剪力模數與阻尼比。在此應變範圍，試體可視為未破壞，可進行其他不同圍壓之試驗。
- (3) 再提高室壓，進行另階段預定有效圍壓下之壓密。

D. 施加高頻扭轉振動

- (1) 試體壓密完成後，保持排水管路暢通，打開控制箱開關，將正弦電流入線圈，驅動頂鋒系統，使之扭轉振盪，同時調整輸入電流之頻率與振幅，並研判示波器上之圖形變化。
- (2) 當示波器上顯示李氏圖形時，如照片 3-2 所示，試體達到共振狀態，記錄共振時之頻率值 f_n 及試體扭轉加速反應波經放大後之均方根電壓 V_{rms} 。
- (3) 切斷驅動電源，使試體自由振動之加速反應之時間變化曲線暫留在示波器上，如照片 3-3 所示，記錄電源切斷時之振幅 A_0 ，以及第 n 次振動後之振幅 A_n ，以自由振動衰減法決定其阻尼比。其 n 值宜小於 10，以避免外界雜訊影響振幅量測之精度。

2. 試驗結果之計算方法

根據上述共振柱試驗結果，計算土壤之剪應變值，剪力模數與阻尼比，其計算方法如下所述：

(1) 剪應變振幅之計算

剪應變振幅， r ，以平均剪應變表示，以下式計算之：

式中， \bar{r} = 平均剪應變所對應之平均半徑 = $\frac{D}{3}$

$$\Theta = \text{試體頂端之旋轉量}$$

L = 試體高度

D = 試體直徑

θ 值可以下式計算：

式中， $\triangle a$ = 扭轉加速度感應之位移量。

r_a = 加速度感應子與轉動軸之距離

由於扭轉加速度感應子呈正弦運動，其位移量可以下式計算：

$$\Delta a = \frac{a}{(2\pi f_n)^2} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (3-3)$$

式中, f_n = 共振頻率

a = 扭轉加速度，可由實驗所得之均方根電壓與負荷
放大器之率定因數計算之。

(2) 剪力模數之計算

剪力模數 G 值之計算，係根據波動公式

式中， ρ = 試體之質量密度 (Mass density) = $\frac{W/V}{g}$

V_s = 剪力波速

W = 試體之重量

$V =$ 試體之體積

g = 重力加速度

剪力波速可以下式表示：

$$V_s = 2\pi f_n L / \phi_s \quad \dots \dots \dots \quad (3-5)$$

式中， f_n = 扭轉振動之非阻尼自然頻率 (Natural frequency)

L = 試體之高度

ϕ_s = 頻率方程式 (frequency equation) 之根

頻率方程式以下式表示：

$$\phi_s \tan \phi_s = J / J_0$$

式中， J = 試體之扭轉慣量 $= (WD^2) / 8g$

J_0 = 頂鋸系統之扭轉慣量

W = 試體之重量

D = 試體之直徑

g = 重力加速度

則剪力模數， G ，可以下式計算之：

$$G = \frac{W}{Vg} (2\pi L / \phi_s)^2 f_n^2$$

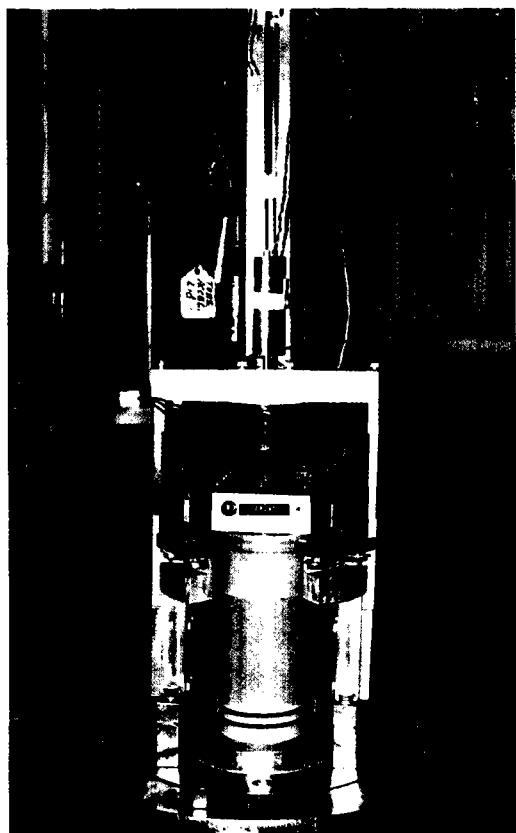
(3) 阻尼比之計算

阻尼比 D 值，採用自由振動之振幅衰減法，以下式計算：

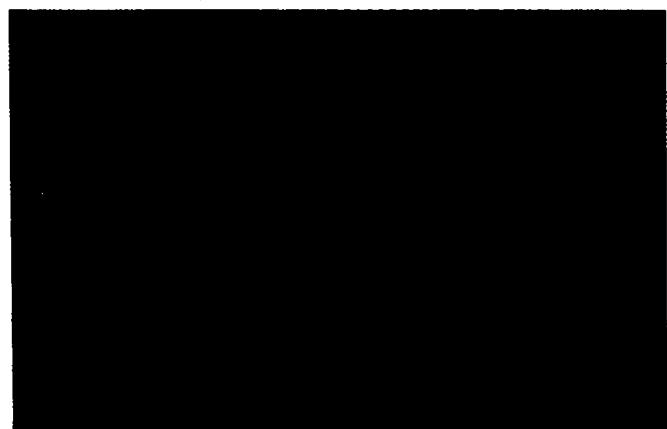
$$D = \frac{1}{2\pi n} \log_e (A_0 / A_n) \times 100\%$$

式中， A_0 = 驅動電源切斷同時之加速度振幅

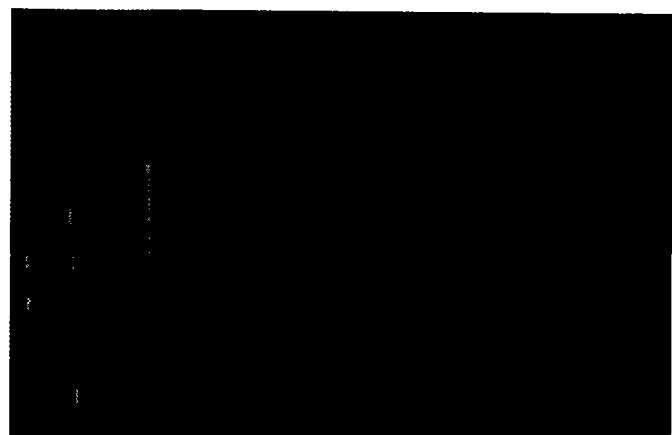
A_n = 自 A_0 開始計量後第 n 個循環之振幅



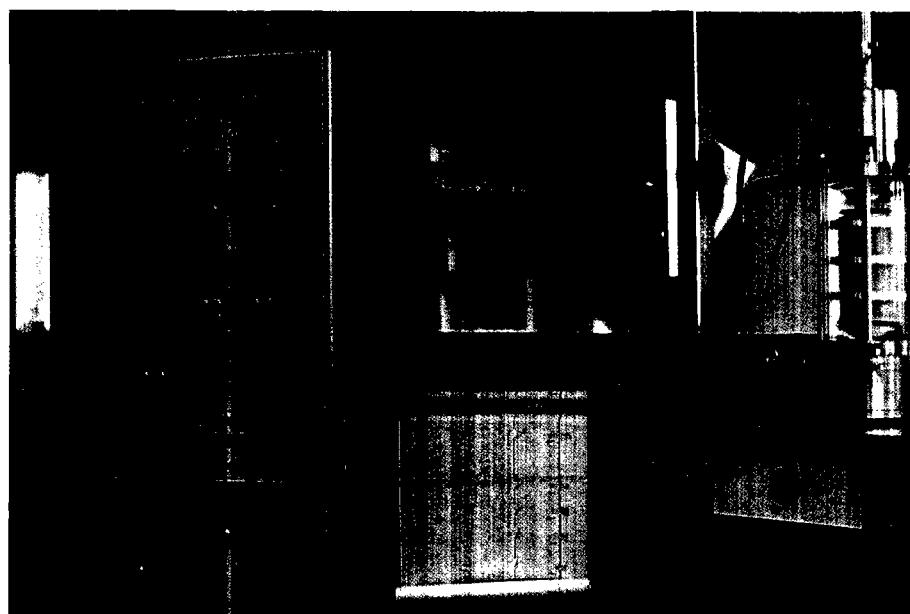
照片 3-1
共振柱室與試體安裝



照片 3-2 共振時之李氏圖形



照片 3-3 自由振動之振幅衰減曲線



照片 3-4 動力三軸試驗系統

3. 2. 2. 動力三軸試驗

1. 概述

土壤承受反復剪應力作用之應力狀況（見 2-1 節）可利用動力三軸試驗模擬。圖 3-3 表示土壤動力三軸試驗之理想應力狀況。試體於第一階段首先承受圍壓 σ_3 ；然後第二階段軸向應力增加 $\sigma_d / 2$ ，側向應力減少 $\sigma_d / 2$ ；最後第三階段軸向應力減少 $\sigma_d / 2$ ，側向應力增加 $\sigma_d / 2$ 。各階段之摩氏應力圖及 45° 傾斜面上之應力狀況亦示於圖中。45° 傾斜面上之應力狀況與土層承受反復應力之情況相似（圖 2-1）。

理想動力三軸試驗必須軸向應力與側向應力均能變化，由於試驗設備之限制與操作技術之困難，一般動力三軸試驗多採用側向應力不變，軸向應力可變之型式。圖 3-4 表示實際操作之應力狀況，試體於第一階段承受圍壓 σ_3 ；第二階段軸向應力增加 σ_d ，側向應力保持不變；第三階段軸向應力減少 σ_d ，側向應力仍保持不變。各階段之摩氏應力圖及 45° 傾斜面之應力狀況亦示於圖中，除第一階段與圖 3-3 相同外，餘皆不同，第二及第三階段之 45° 傾斜面上之正應力雖有土 $\sigma_d / 2$ 之變化，惟試體受剪應力時為飽和不排水情況，因此增加之正應力變化量由孔隙水壓承受，不致使有效應力發生任何變化，土壤之變形行為不受影響，僅需將孔隙水壓加以 $\pm \sigma_d / 2$ 之修正。

土壤在上述動力三軸試驗下，可表現其在承受反復應力作用下之應力應變關係，如圖 2-1 所示者，據以可測定應變範圍約在 $10^{-2} \sim 5\%$ 之間之動態性質。

2. 試驗設備及試驗步驟

本研究動力三軸試驗使用美國 S B E L (Structural Behavior Engineering Laboratories) 所發展製造之電子氣壓閉路式動力三軸試驗系統 (Electropneumatic closed loop testing

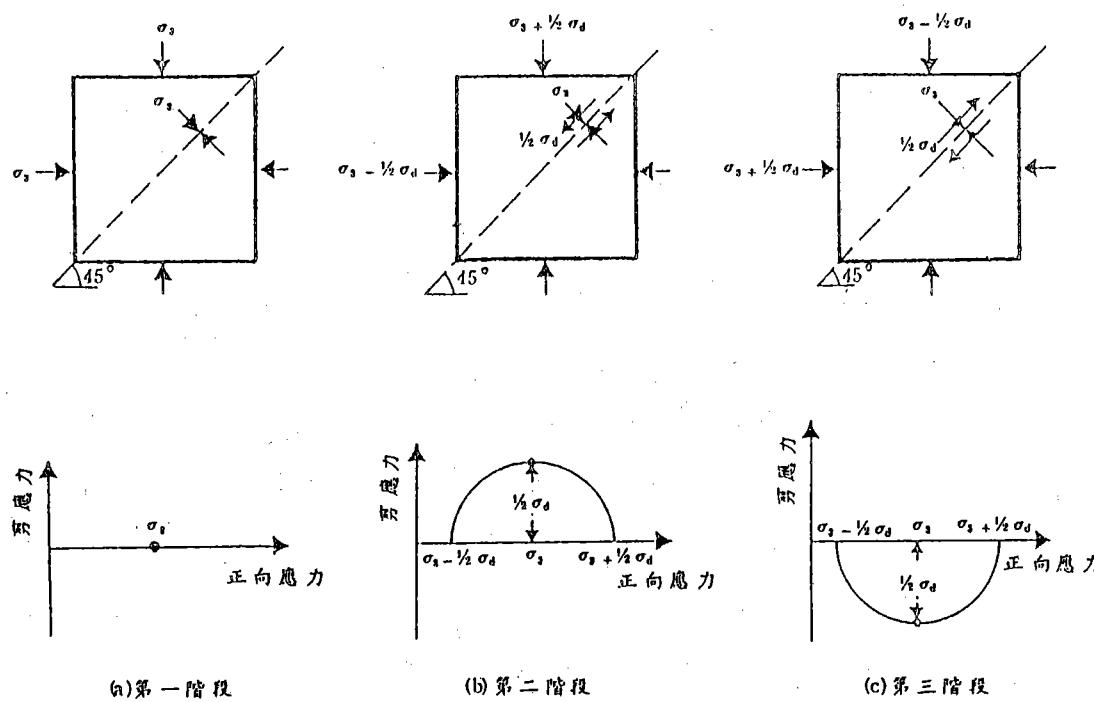


圖 3-3 動力三軸試驗之理想操作應力狀況

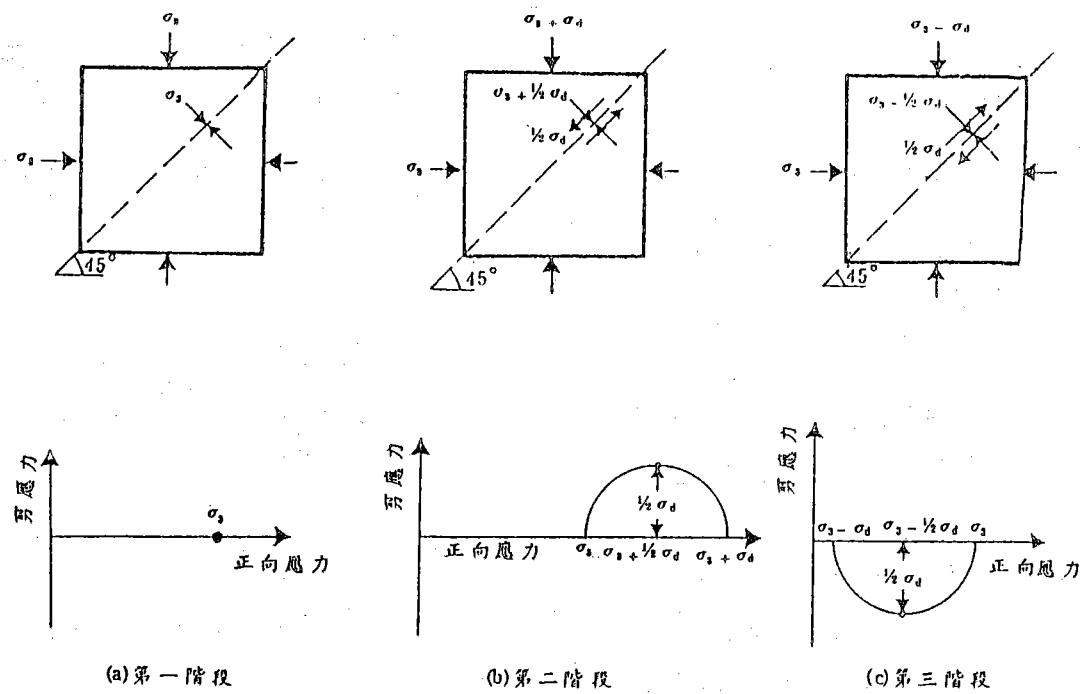


圖 3-4 動力三軸試驗之實際操作應力狀況

system)，(照片3-4)，主要設備包括：

(1)三軸室 (Triaxial cell): 用以安置土壤試體，施加圍壓，如圖3-5所示，三軸室蓋板上接加載活塞 (Actuating piston)。試體之頂鈆 (Top platen) 分成上下兩半，上頂鈆連接於活塞桿 (Piston rod)，藉真空吸力與下頂鈆接合，底鈆 (Bottom platen) 固定於底座上，底座下方可接內藏式衡盒 (Internal load cell)，設置氣室，由氣壓平衡系統 (Air balancing system) 調節氣室內之氣壓，可使衡盒直接感應試體實際所受之軸向荷重，不受試體自重，圍壓以及活塞桿摩擦力之影響。

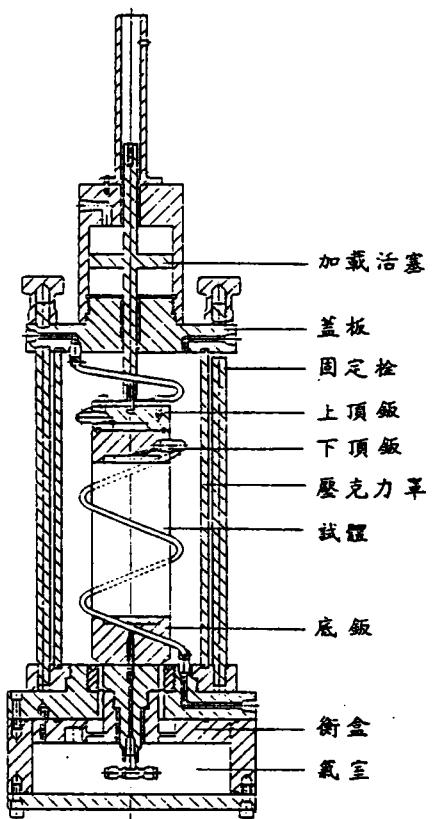


圖3-5 三軸室

- (2) 伺服加載器 (Servo actuator)：固定於三軸室蓋板上，為一複動氣壓活塞 (Double acting pneumatic piston)，活塞桿與試體之上頂鋸相連接，用以施加軸向荷重。
- (3) 伺服閥 (Servo valve)：用以控制伺服加載器之動作，根據由伺服控制器輸入之電流大小，輸出相當之氣流以推動加載器。
- (4) 伺服控制器 (Servo controller)：提供荷重或變形之命令訊號 (Command signal)，包括大小與頻率，並接受荷重或變形回授感應器 (Feedback transducer) 之回授訊號 (Feedback signal)，自動修正誤差，以驅動伺服閥。
- (5) 訊號產生器 (Function generator)：提供荷重或變形訊號之波型、頻率及相位偏移 (Phase shift)。
- (6) 計數器 (Digital event counter)：用以測計荷重或變形之反復次數。
- (7) 感應器 (transducers)：包含(i)衡盒 (Load cell) 連接於三軸室底座下方，用以量測試體所受之軸向荷重。(ii) 壓力感應器：用以量測三軸室之室壓，試體之反水壓或孔隙水壓。(iii) LVDT (Linear variable differential transformer)：用以量測試體之高度變化。
- (8) 體積變化儀 (Volume change apparatus)：用以測定試體壓密前後之體積變化，精度 0.01cc。
- (9) 紙帶紀錄儀 (Strip chart recorder)：四頻道高感度熱感式，用以同時紀錄試體所受之荷重、變形及孔隙水壓變化。
- (10) X-Y₁-Y₂ 紀錄儀：用以測繪試體所受荷重及變形之關係圖形。

本研究動力三軸試驗採應力控制式，其試驗步驟如下所述：

A. 試體準備

試體分有重塑及原狀兩種，準備方法與前述共振柱試驗之試體準備相同，其直徑約 7.1 cm，高約 15 cm。

B. 三軸室安裝與試體飽和

① 試體準備完成後，其上安置下頂鋸 (內含透水石)，再用油

圈將橡皮膜封固之，然後於試體底部施加真空吸力約 0.15 Kg/cm^2 ，拆除分裂模（試體重塑者）。

- ②套上三軸室外罩，上覆蓋板（含加載器），再予栓緊固定。打開底板閥門，將水通入三軸室內，部分注滿之，然後緩緩解除真空吸力，同時相對地增加室壓至 0.15 Kg/cm^2 。冷凍試體則在此接觸壓力下解凍約 1 ~ 2 小時。
- ③自試體底部通入二氣化碳約 30 分鐘，再緩緩通入除氣水，直至上排水（氣）線不再出現氣泡，然後同時等量逐次增加室壓與反水壓，使試體在 2 Kg/cm^2 之反水壓下飽和。
- ④檢核試體之飽和度，當孔隙水壓參數 B 值高於 0.95 以上，則視試體已飽和。

C. 試體壓密

試體飽和後，提高室壓至預定壓密壓力，進行等向壓密，並測量其體積變化量，直至體積不再變化為止。

D. 施加反復荷重

- ①試體壓密完成後，關閉排水線，並調整試體上頂鉗使與下頂鉗接合，則加載器之活塞桿與試體頂鉗結為一體。
- ②施加頻率 0.5 Hz 之正弦反復荷重 3 次，在反復荷重過程中，室壓保持不變，同時用紙帶紀錄器紀錄軸向荷重，變形以及孔隙水壓變化，並用 $X - Y_1 - Y_2$ 紀錄器劃出第三次荷重與變形之環圈圖形。

3. 試驗結果之計算方法

動力三軸試驗之試驗狀況如圖 3-6 所示，其中 σ_v 、 σ_h 為試體壓密時所受之軸向應力及側向應力， $\triangle \sigma_v$ 為反復軸差應力， ϵ_v 為 $\triangle \sigma_v$ 作用下之軸向應變， $\triangle \sigma_v$ 及 ϵ_v 由 $X - Y_1 - Y_2$ 紀錄器加以測量與紀錄，並繪出如圖 3-7 所示之應力應變關係圖。

依彈性理論，可得楊氏係數（Young's modulus） E ，剪力模數 G ，以及剪應變 r ，以下式計算：

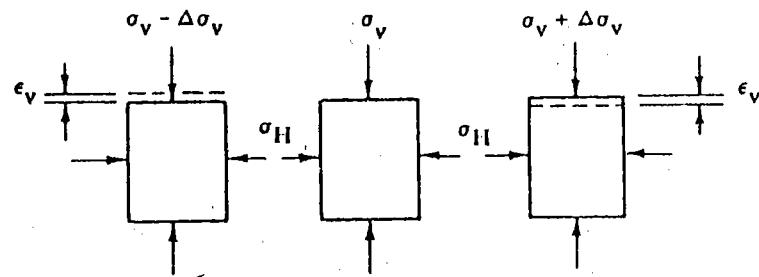


圖 3 — 6 動力三軸試驗狀況

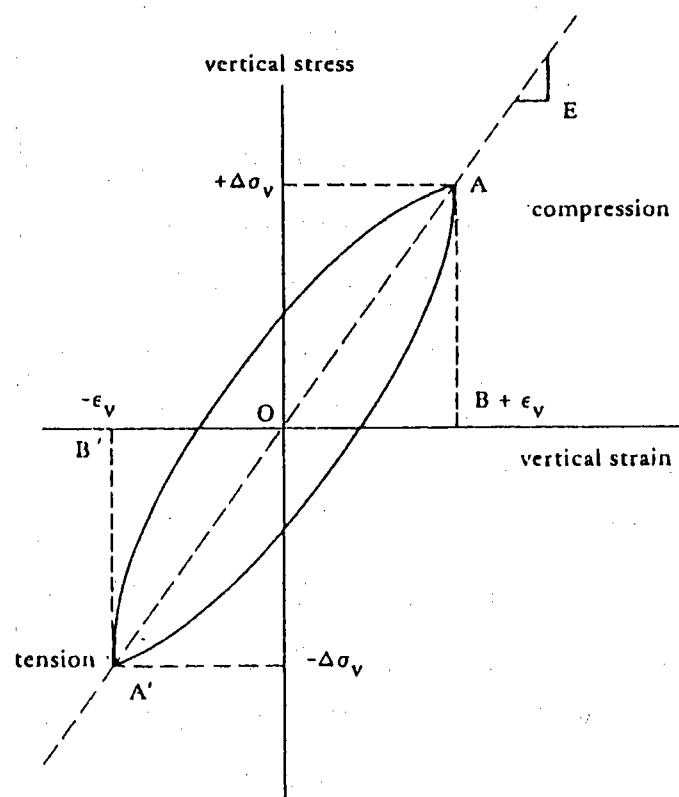


圖 3 — 7 環圈應力應變關係

在飽和不排水試驗情況下，由於不發生體積變化，因此 $\nu = 0.5$ 。

至阻尼比 D ，以下式計算：

$$D = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{環圈之面積}}{\text{兩三角形} \triangle OAB \text{ 及} \triangle OA'B' \text{ 面積之和}} \dots (3-9)$$

3. 3. 現地震測試驗

3. 3. 1. 震測法概論

地球物理探測法已應用於大地工程上，藉量測土層之各種物理性質，研判土層之種類及其他性質，根據所探測物理性質之不同大致可分為重力法、磁力法、電探法及震測法等，目前以震測法較常應用於土木基礎工程規劃本文即針對此法加以探討。

震測法之基本原理是根據震波於彈性體內之傳遞速度爲變形模數、柏松比 (Poisson's ratio) 及質量密度等之函數，因之若能測得土層內震波之傳遞速度，便能推求土層之其他有關性質。土層受到衝擊後將引致震波，其震波包含有壓力波 (Compression wave)，剪力波 (Shear wave)，及表面波 (Surface wave) 等，各種震波含量之比例視衝擊土層之方式而不同，通常僅壓力波與剪力波使用於震測試驗分析。震測試驗是測量震波由波源 (wave source) 傳遞至接受器 (Geophone / detector) 之時間，以求取震波傳遞速度，通常採用下列兩種震測法：

1. 地表震測法 (Seismic investigation on ground surface)

地下各土層傳遞震波的速度不相同，故於地表產生之震波穿透地下，經由不同界面反射或折射至地表所需之「走時」亦不同。地表震測法是利用各種物理定理加以分析，以求取各土層傳遞震波之速度，並推知各土層的厚度及結構形貌，若土層之質量密

度已知，則更可推求土層之動態彈性模數。依試驗分析方法之不同，地表震測法一般可分為反射法與折射法兩種。

(1) 反射法 (Reflection method)

反射分析法僅考慮傳遞速度最快之壓力波（或稱 P 波），因此沿任何傳遞路徑壓力波均最早到達，亦最容易確定其到達時間，如圖 3-8 所示，該圖中 S 為波源，R 為接收器，則震波由 S 傳遞至 R 之路徑甚多，本分析法考慮由 S 經地表直接到達 R 之直接波（Direct wave），其傳遞時間 t_d ，則壓力波速 $v_p = X / t_d$ ，式中 X 為波源與接收器之距離；另一路徑自 S 傳至界面 A 後又反射至 R，稱為反射波（Reflected wave），反射波之傳遞時間， t_r ，可由下式求取：

$$t_r = \frac{\sqrt{X^2 + 4H^2}}{v_p} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (3-10)$$

式中，H = 土層厚度。若改變接收器與波源之距離 X，便能繪製如圖 3-9 之關係圖，則 v_p 為斜率之倒數，而土層厚度可由 t 軸交點之坐標加以求取。因為於反射波到達接收器前，除直接波外，可能尚有其它波到達，故於實際測試作業，甚難正確測量反射波到達之時間，所以反射法大都僅使用於較大深度之石油蘊藏探測，較少使用於工程探測。

(2) 折射法 (Refraction method)

於圖 3-10，為二層之水平土層結構，其下層之波速較大，由波源傳至下面土層界面之入射角若等於其臨界角 i_c 時，其震波經折射後恰沿土層之界面前進，界面土層受其擾動後，於上面之土層將產生另一震波稱之為首波（Head wave）。而又折射至地表面，因此種傳遞路徑大都經過較快速之下面土層，故當接收器與波源之距離超過臨界距離 X_c 後，首波到達之時間將較直接波為早，土層之厚度 H 一般可以下式求取：

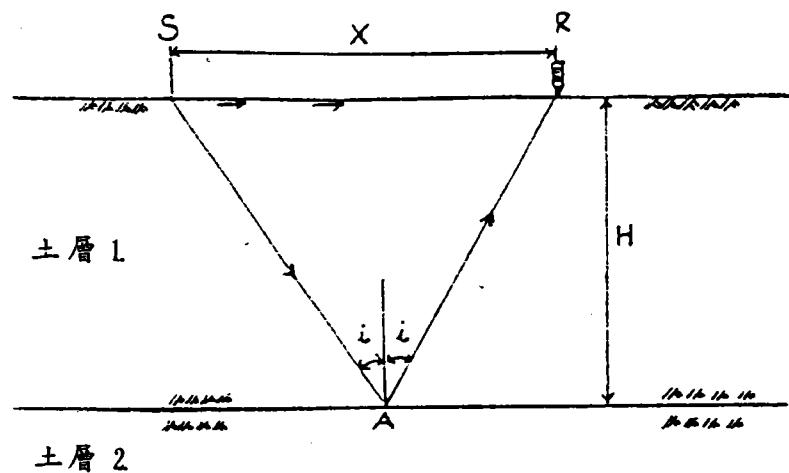


圖 3-8 反射波傳遞路徑

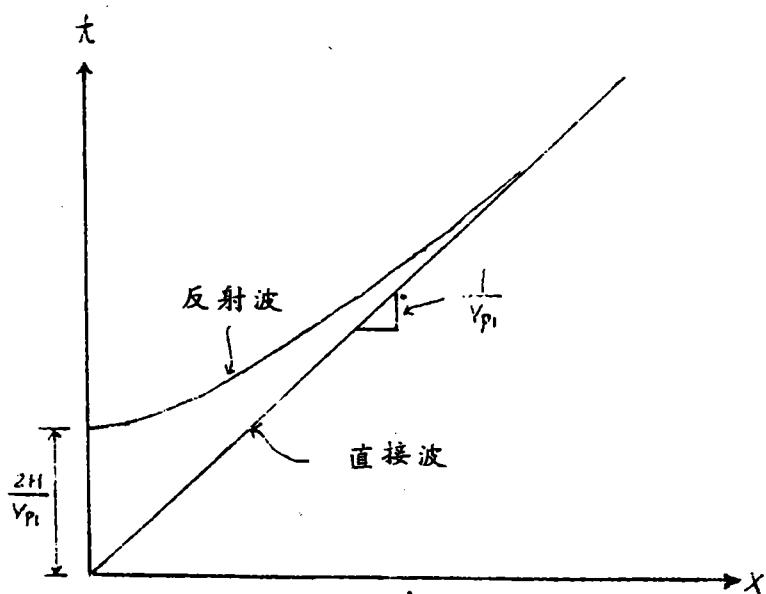


圖 3-9 反射波傳遞距離與時間關係圖

$$H = \frac{Xc}{2} \sqrt{\frac{v_{p_2} - v_{p_1}}{v_{p_2} + v_{p_1}}} \quad \dots \dots \dots \quad (3-11)$$

式中， v_{p_1} 及 v_{p_2} 分別為第一及第二土層之壓力波速。繪製直接波與折射波傳遞距離與到達時間之關係圖（如圖 3-11），則 v_{p_1} 、 v_{p_2} 及 H 均能根據該圖形分析求取。應用折射探測法其理論限制為下層土層之波速須較上層為大，因之除非確定土層之波速隨深度而增加，否則本分析法無法應用，另外為達良好探測結果，波源至最遠接收器之距離應為探測深度之 2 ~ 3 倍，因之於調查深度較大時，須使用具有大能量之震波產生器，否則距離較遠之接收器將無法清楚接收到震波。

2. 井內震測法 (Seismic investigation in borehole)

井內震測法與地表震測法之最大差異在於前者須先鑽井，然後再利用震測儀測定井下各土層之震波傳遞速度，一般應用於較小範圍且要求精確度較高之地區。依試驗佈置方法之不同，可分為交叉井測法 (crosshole method) 與上／下井測法 (Uphole / downhole method)，其典型佈置如圖 3-12 所示。交叉井測法須有二個以上之鑽孔以放置震波產生器及震波接收器，兩者且須置於同一深度，利用記錄器量測震波由波源傳遞至接收器之時間，用以分析波速，其優點為所得結果對該測量深度土層較具代表性，至於下井測法，除僅須一個鑽孔放置震波接收器且波源位於地表外，其測試過程與交叉井測法無多大差異，但其缺點為震波行走路徑為通過數個土層之斜線，因之其所測結果與該深度土層之性質可能會有所偏差。上井測法與下井測法之區別在於兩者波源與震波接收器之佈置位置恰好相反，前者震波是由鑽孔內之波源向上傳遞至地表之震波接收器。

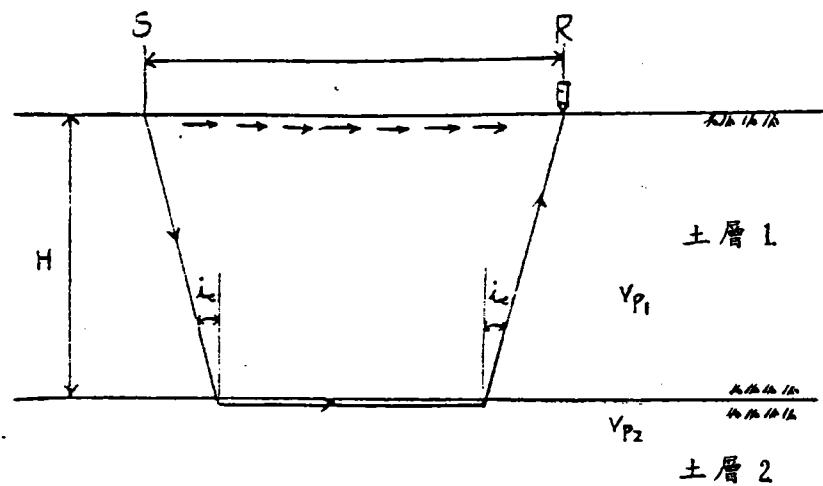


圖 3-10 折射波傳遞路徑

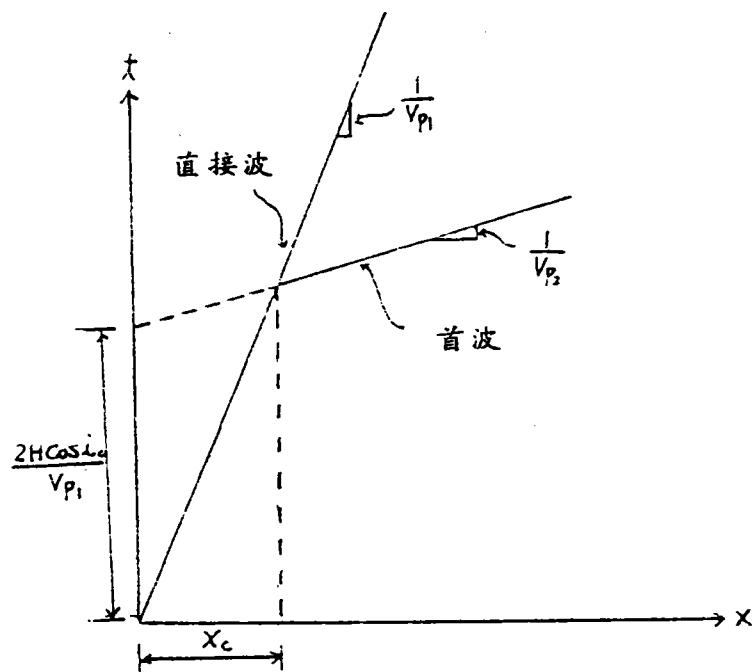


圖 3-11 折射波傳遞距離與時間關係圖

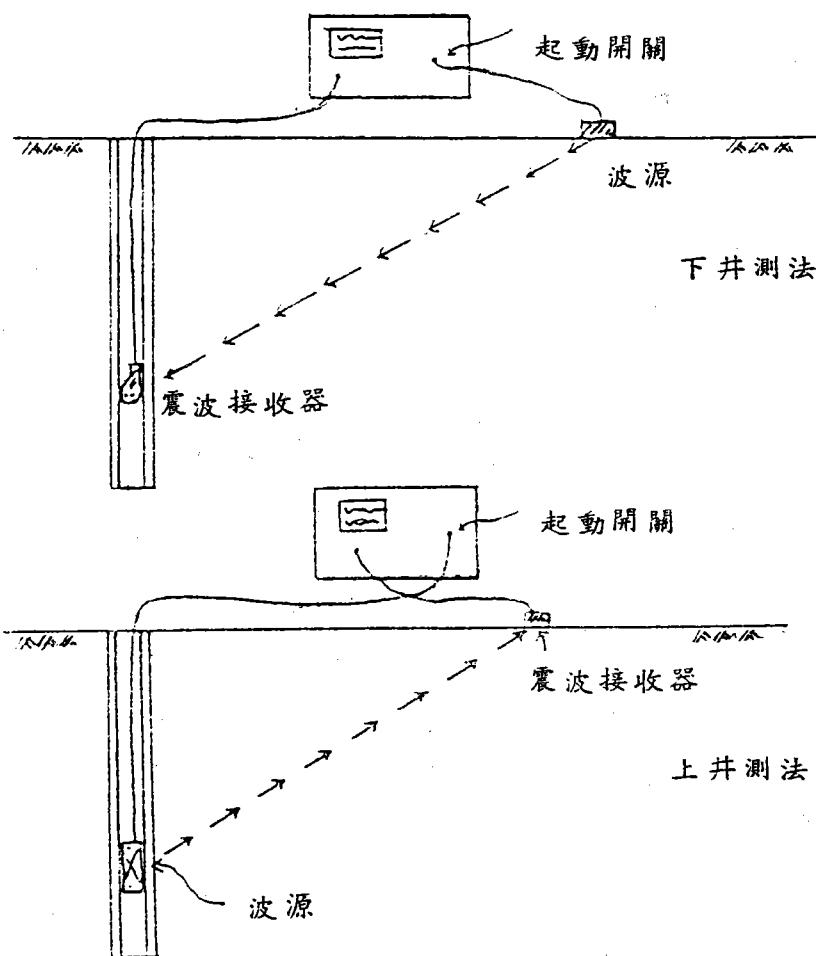
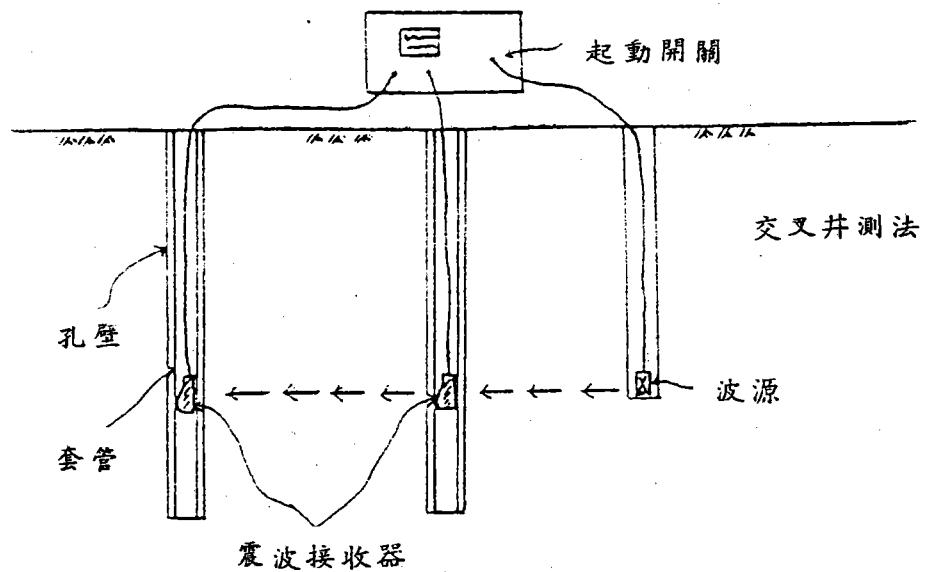


圖 3-12 井內震測法典型佈置

3.3.2 震測試驗

由於試驗設備之限制，本研究僅於現地進行下井法震測試驗。

1. 試驗設備

本現地震測試驗，採用日本 OYO 公司出品之震測儀，主要可分為震波接收器 (Geophone)，壓力幫浦 (Pressure pump)，示波型記錄器 (Oscilloscope recorder) 及震波產生器等四部份，其間之連接示意圖如圖 3-13 所示，各部份之功能簡述如下：

- (1) 震波接收器：為包含一個垂直向及兩個水平向且互為垂直之三維震波感應器，接收器表面被覆一層橡皮膜，可施加壓力使之膨脹，而使震波接收器緊密固定於試驗深度之試驗孔壁上。
- (2) 壓力幫浦：供給水壓使震波接收器之橡皮膜膨脹。
- (3) 示波型記錄器：其上有起動裝置 (Trigger)，與打擊錘上粘貼之錘擊開關 (Hammer switch) 連接，當打擊錘受到敲擊時，立即起動記錄器，使由震波接收器傳來之電波信號轉變成影像記憶於示波器之螢幕上，並附有印表機，能將示波器上之影像印出以供分析。
- (4) 震波產生器：本試驗以 10 磅之大錘敲擊混凝土塊或鋼板以產生震波，混凝土塊之邊長為 60cm，其內放置兩根鐵棒，兩者與垂直向均成 45° 交角，且均伸出方塊表面 20cm，以供錘擊，試驗時混凝土塊大都埋入土層內。後者為一邊長 75cm 厚度 2.5cm 之鋼板，於其四周之中間部份加焊一鐵塊以增大打擊面積，鋼板上再置放 250 磅重之大錘以增大錘擊後之震波能量。

2. 試驗過程

- (1) 利用鑽井設備先鑽一口徑約 8cm 之鑽孔，然後再將口徑 5.5 cm 之塑膠薄管放入孔內作為套管，以防止試驗時孔壁之崩坍，其四周並以砂土回填，並於回填時灌水，以增加其密實度，以免土層內有洞穴而影響震波之傳遞。
- (2) 將震波接收器置入試孔內，並以壓力幫浦施加壓力使接收器上之橡皮膜膨脹，而固定於試驗深度之塑膠管壁上。

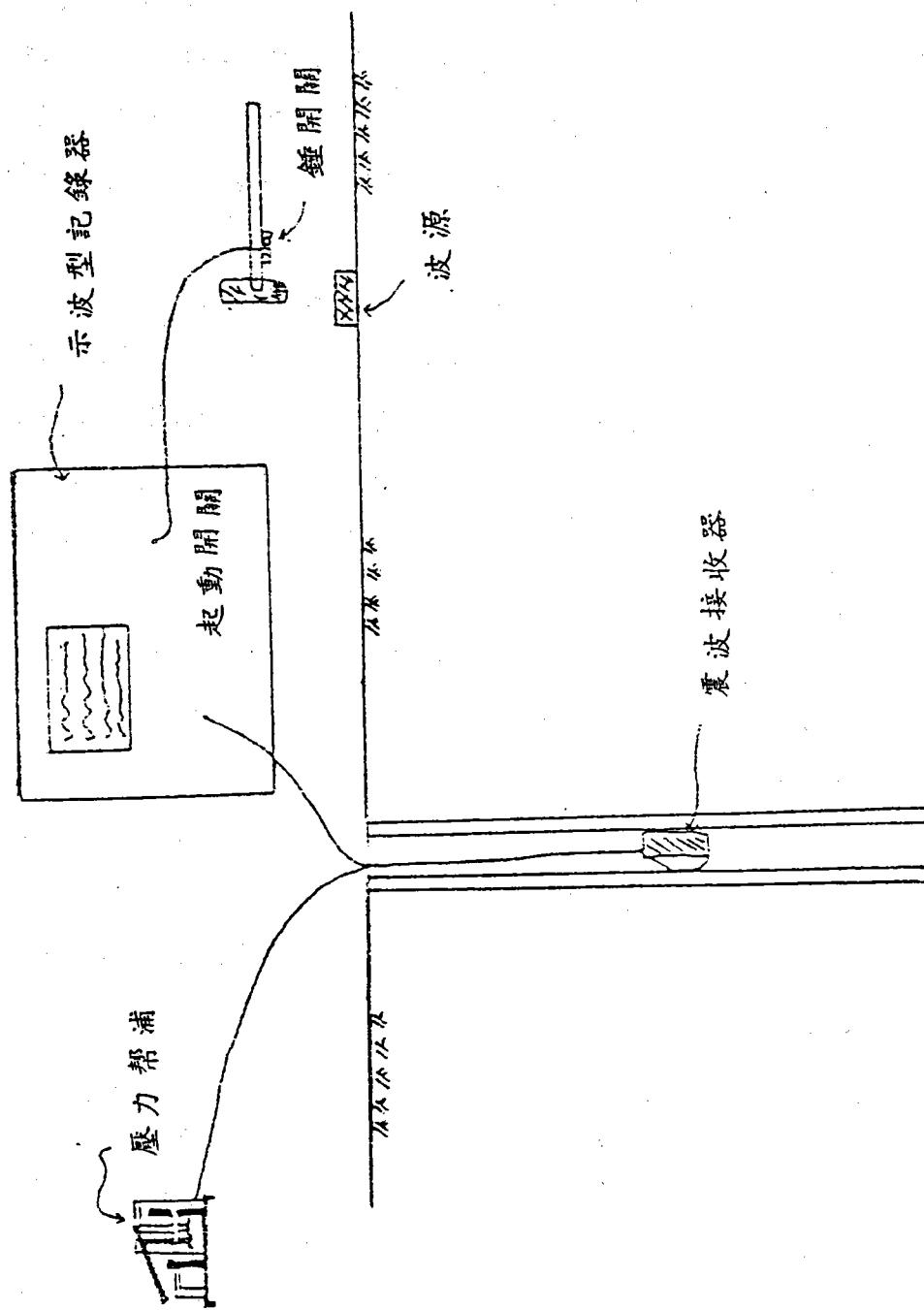


圖 3—13 震測儀系統連接示意圖

(3) 將錘擊開關以膠帶將之粘貼於打擊錘之手柄上，打擊時，該開關應置於柄之下方，以增大其震動感應而起動記錄器，然後在波源與試孔連線之垂直方向打擊混凝土塊之鐵棒或鋼鈸邊緣以產生震波，此種打擊方式所產生之震波將含較高比例之剪力波，可用以量測剪力波速，為減少下井測法震波傳遞路徑之缺點，將波源之位置儘量靠近放置接收器之鑽孔，使震波垂直向下傳遞至接收器。

(4) 示波型記錄器受起動感應後，即開始將由震波接收器傳至之震波顯示於螢幕上，為獲得較清晰之震波記錄，可調整記錄器之增益 (Gain) 比例，本記錄器對經多次打擊所產生之震波有累加作用 (Enhancement)，因之可降低干擾雜訊與震波振幅之比例，而獲得較具代表性之震波記錄，然後將該震波記錄利用其印表機，將其印出以供分析決定剪力波速 V_s 。

(5)根據理論，若將前述產生剪力波之錘擊方向相反，則其獲致之剪力波記錄亦將反向，為精確判定剪力波到達之時間，每個試驗深度均進行兩個相反方向之錘擊。

(6) 當量測壓力波速時，前述產生震波之錘擊方向應改為垂直向之向下打擊，則其所產生之震波將以較大比例之壓力波取代前述之剪力波，因壓力波速度最快，因之極易由其震波記錄判定壓力波到達之正確時間。

(7) 土層之剪力模數 G ，彈性模數 E 及柏松比 ν ，可應用下列各式求取之：

第四章 試驗結果分析與討論

4.1. 試驗室試驗結果分析

4.1.1. 試驗土樣性質

1. 砂質土壤物理性質

本研究試驗土樣分別取自台中港區、興達港區、新竹外海及福隆等地區，試樣視工地情況採取原狀或重模土樣。各地區砂質土壤之一般物理性質如表 4-1 所示，各試樣之詳細試驗結果列於本報告附錄。

2. 粘質土壤物理性質

西部海岸沖積土層大部份為沉泥質砂性土壤，本研究僅在新竹外海取得少數粘質土樣，其物理性質及強度特性如表 4-2 所示。

4.1.2. 試驗方法

本研究試樣分別進行共振柱試驗及反復式動力三軸試驗，以求取不同大小應變情況時之土壤動態特性；另就原狀及重模土樣進行相同試驗以資相互比較。共振柱試驗係控制圍壓與現地有效覆土壓力相當，約在 0.2 至 0.5 kg/cm^2 之範圍，以求取不同圍壓時土壤之剪力模數及阻尼比特性。

反復式動力三軸試驗係控制試樣在等向壓密作用及不排水情況下施以不同剪應力比值之反復荷重，由試驗結果繪製砂質土壤之應力應變關係曲線，直接求取在不同軸向應變時之楊氏模數及阻尼比，利用彈性理論推求不同剪應變時之剪力模數特性，並研究分析原狀與重模土樣之相關性，剪應力比值與超額孔水壓力之影響，以及有效圍壓，細粒料含量（200# 篩以下）對砂土動態特性之影響等，所得結果並與共振柱試驗結果比較，以求得較完整的特性曲線。

圖 4-1 所示為利用 X-Y 記錄器繪得在不同應力比值情況下之反復軸向荷重與軸向變形之關係，亦即顯示砂土之環圈應力

表 4-1 砂質土壤一般物理性質

地 區	深 度 (m)	土壤 類型	含 水 量 (%)	乾 土 單 位 重 (T/m^3)	比 重	平均 粒 徑 D_{50} (mm)	均 勻 係 數	細 料 含 量 (%)	備 註
台中港區	0~25	SM SP- SM	25~31	1.47~1.62	2.64~2.70	0.08~0.23	1.6~2.9	6~23	
新竹外海	0~18	SM SP- SM	21~31	1.45~1.60	2.66~2.67	0.12~0.22	1.6~2.5	5~17	
興達港區	0~25	SM	27~32	1.41~1.57	2.67~2.71	0.09~0.15	2.4~2.6	15~34	

表 4-2 粘質土壤工程性質

地 區	試 驗 編 號	土 類 型	一 般 物 理 性 質					強 度 參 數		
			T^t T/m^3	ω_{in} %	C_s	LL %	PI %	ϵ_0	C kg/cm^2	ϕ deg
RC-2	7.2~7.4	CL	1.98	25.0	2.71	24.2	5.6	0.678	—	—
RC-3	17.5~17.6	CL	1.99	27.7	2.70	35.4	14.8	0.748	0	28
RC-4	10.0~10.2	CL	2.03	24.7	2.71	24.6	4.5	0.669	—	—
RC-5	7.6~8.0	CL	1.99	26.6	2.72	27.6	8.4	0.724	0.21	19
									0	30
新竹外海										

試驗編號: CTB-U6

孔
E_h: 1-B-1

標
號: T-3

深
度: 5.50-5.30m

荷
重

雙形

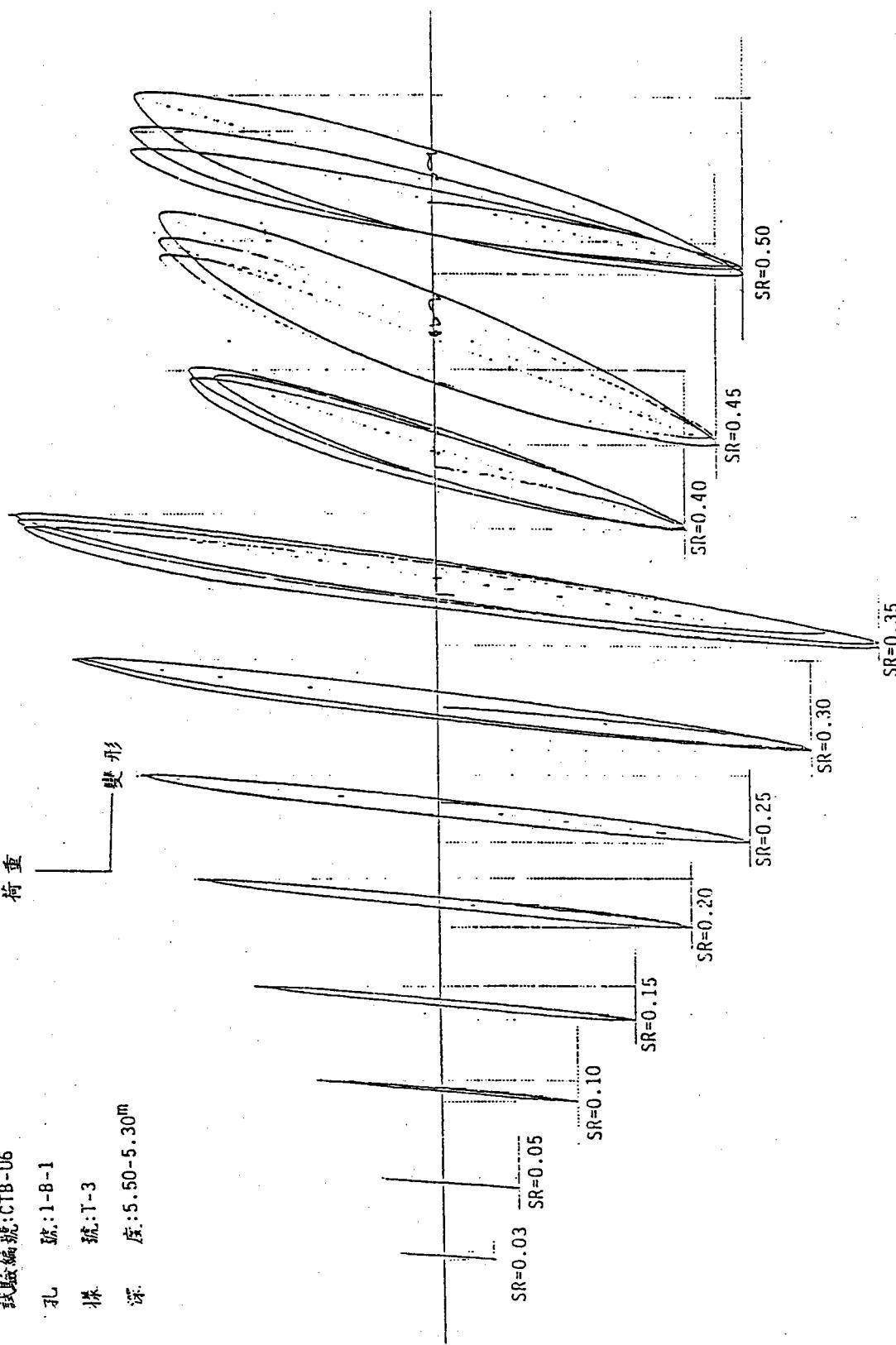


圖 4-1 X-Y 記錄器典型實測記錄

～應變關係圖，由彈性理論可計算：

$$\text{楊氏模數 } E = \Delta \sigma v / \epsilon v$$

$$\text{剪力模數 } G = E / 2(1+v)$$

$$\text{剪應變 } r = \epsilon v (1+v)$$

式中， $\Delta \sigma v$ ：垂直反復荷重

ϵv ：垂直軸向應變

v ：柏松比（飽和不排水情況， $v = 0.5$ ）

土壤阻尼比 D ，依 Jacobsen (1930) 所定義 $D = A_L / 4\pi At$ 之關係計算（圖 2—2），本研究環圈面積係利用 Auto CAD PC Computer 計算求得。

4. 1. 3. 砂質土壤動態性質分析

1. 原狀土樣動態特性

砂質土壤之動態性質包括剪力模數 (G) 及阻尼比 (D)，根據 Hardin and Drnevich (1970) 之研究，砂性土壤之剪力模數與阻尼比主要受土層土壤之包圍壓力，應變振幅與孔隙比（或相對密度）之影響，而受土壤顆粒大小尺寸之影響較小。一般在土壤動力分析時楊氏模數 (E) 亦為重要參數之一。圖 4—2 為根據動力三軸試驗結果，整理台灣西部海岸地區包括台中及興達港區原狀砂土層之土壤楊氏模數、剪力模數以及阻尼比與應變關係曲線。試驗結果顯示 E 、 G 值隨深度增加而增加， D 值則無此現象； E 、 G 值且隨應變增加而減少， D 值與剪應變之關係則相反。表 4—3 為根據上述兩地區動力三軸試驗及共振柱試驗結果之建議值，可供設計參考，詳細試驗資料詳見本報告附錄。

表 4—3 西部海岸地區砂土層土壤動力參數建議值

有效 固 壓 kg/cm^2	剪力模數 G , kg/cm^2				楊氏模數 E , kg/cm^2				阻尼比 D , %			
	剪應變 %				軸應變 %				剪應變 %			
	1×10^{-4}	1×10^{-2}	5×10^{-2}	1×10^{-1}	1×10^{-4}	1×10^{-2}	5×10^{-2}	1×10^{-1}	1×10^{-4}	1×10^{-1}	5×10^{-2}	1×10^{-1}
1.0	460	350	270	220	1380	1010	740	580	1.0	6.1	10.3	12.7
2.0	660	510	380	310	1980	1500	1080	840				

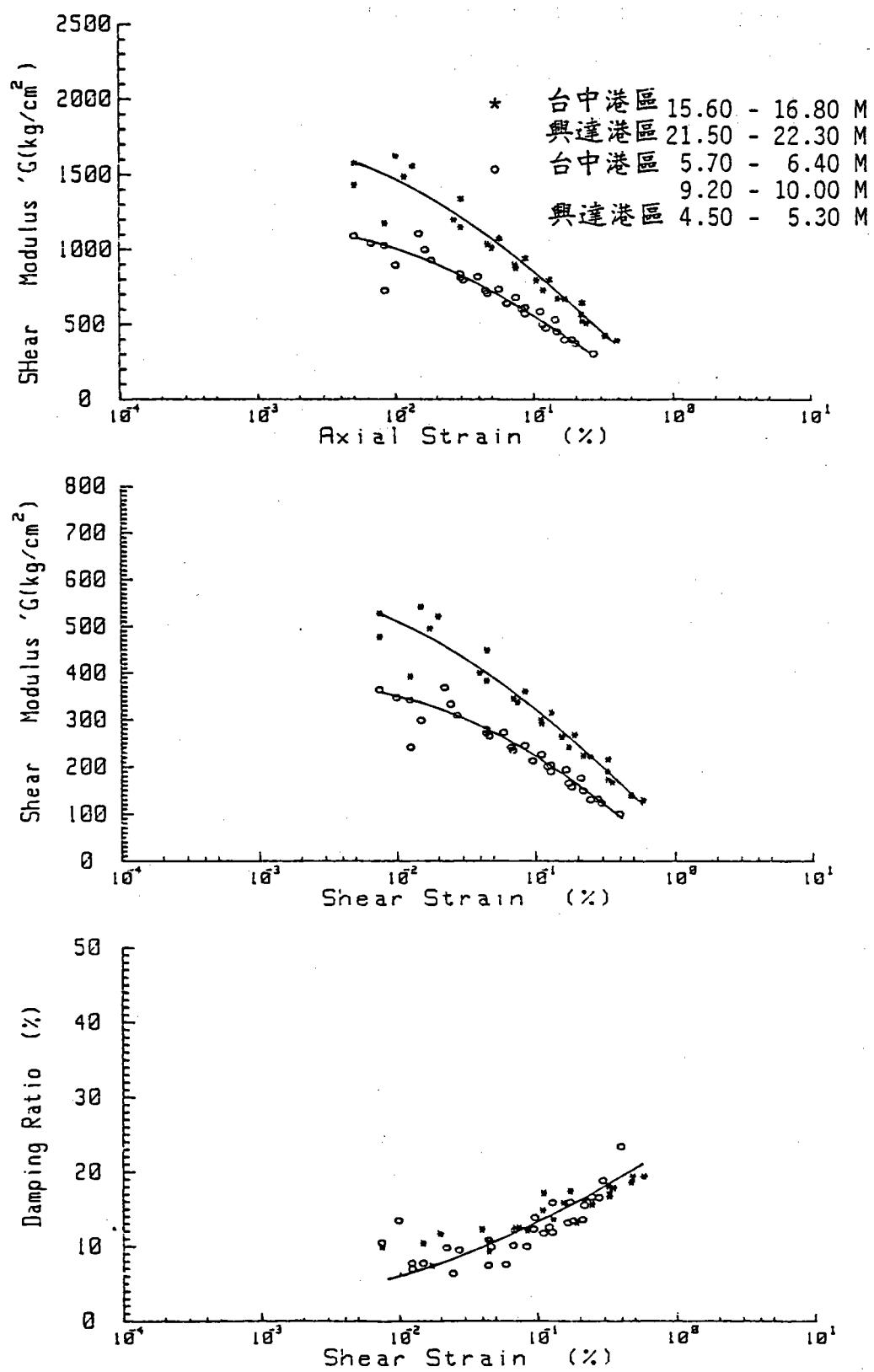


圖 4-2 台中興達港區原狀土樣動力模數及阻尼比與應變之關係

2. 原狀與重模土樣動態特性比較

本研究於台中港區及興達港區取得之原狀土樣亦同時進行重模試樣之試驗研究，以資與原狀土樣之試驗結果加以比較，重模土樣係以濕夯法 (Moist tamping) 控制其乾密度與原狀土樣相同。

根據試驗結果顯示，重模砂土試樣之動態性質參數隨應變之變化趨勢與原狀土樣相同。圖 4-3 至圖 4-8 為西部海岸砂土層在不同圍壓情況下原狀與重模土樣動態性質參數之比較，該諸圖為動力三軸試驗之結果，顯示兩者在動力模數上之差異不大，其差異範圍約在 0 ~ 20% 之間，而重模土樣之動力模數有略高傾向。在阻尼比特性上，兩者並無明顯差異。根據共振柱試驗亦顯示出相同結果。

3. 反復剪應力比與超額孔水壓比之影響

本研究反復式動力三軸試驗採用荷重控制法，當試樣施以不同反復剪應力比之反復荷重時均量取超額孔隙水壓 u_e 。反復剪應力比 (Cyclic shear stress ratio, SR) 以 $SR = \sigma_d / 2\bar{\sigma}_c$ 表示，式中 σ_d = 反復軸差應力， $\bar{\sigma}_c$ = 有效初始圍壓。圖 4-9 為反復荷重次數 $N_c = 3$ 時，超額孔隙水壓比 ($u_e / \bar{\sigma}_c$) 與反復剪應力比 ($\sigma_d / 2\bar{\sigma}_c$) 之關係，顯示超孔隙水壓比大致隨反復剪應力比之增加而增加。為更清楚瞭解試樣在反復荷重作用情況下動態性質變化趨勢，將不同反復剪應力比值相對應之剪力模數予以常態化處理，以 G/G_{max} 表示，如圖 4-10 所示，其中 G_{max} 為剪應變 1×10^{-4} % 時之 G 值。圖 4-10 顯示 G/G_{max} 隨反復剪應力比之增加而降低，這項降低顯然是孔隙水壓增加之結果，可由圖 4-11 所顯示之 G/G_{max} 隨超額孔水壓比之增加而降低的特性予以說明。

圖 4-12 及圖 4-13 分別表示阻尼比 D 與反復剪應力比 ($\sigma_d / 2\bar{\sigma}_c$) 及超額孔水壓比 ($u_e / \bar{\sigma}_c$) 之關係，諸圖顯示阻尼比隨反復剪應力比或超額孔水壓比之增加而增加。

圖 4-14 為反復剪應力比保持一定情況下， G/G_{max} 與反復荷重循環數 N_c 之關係。該圖顯示當反復剪應力比小於 0.2 時 G 值受反復荷重循環數之影響極小，蓋試體因反復荷重所產生之孔水壓很小，並且

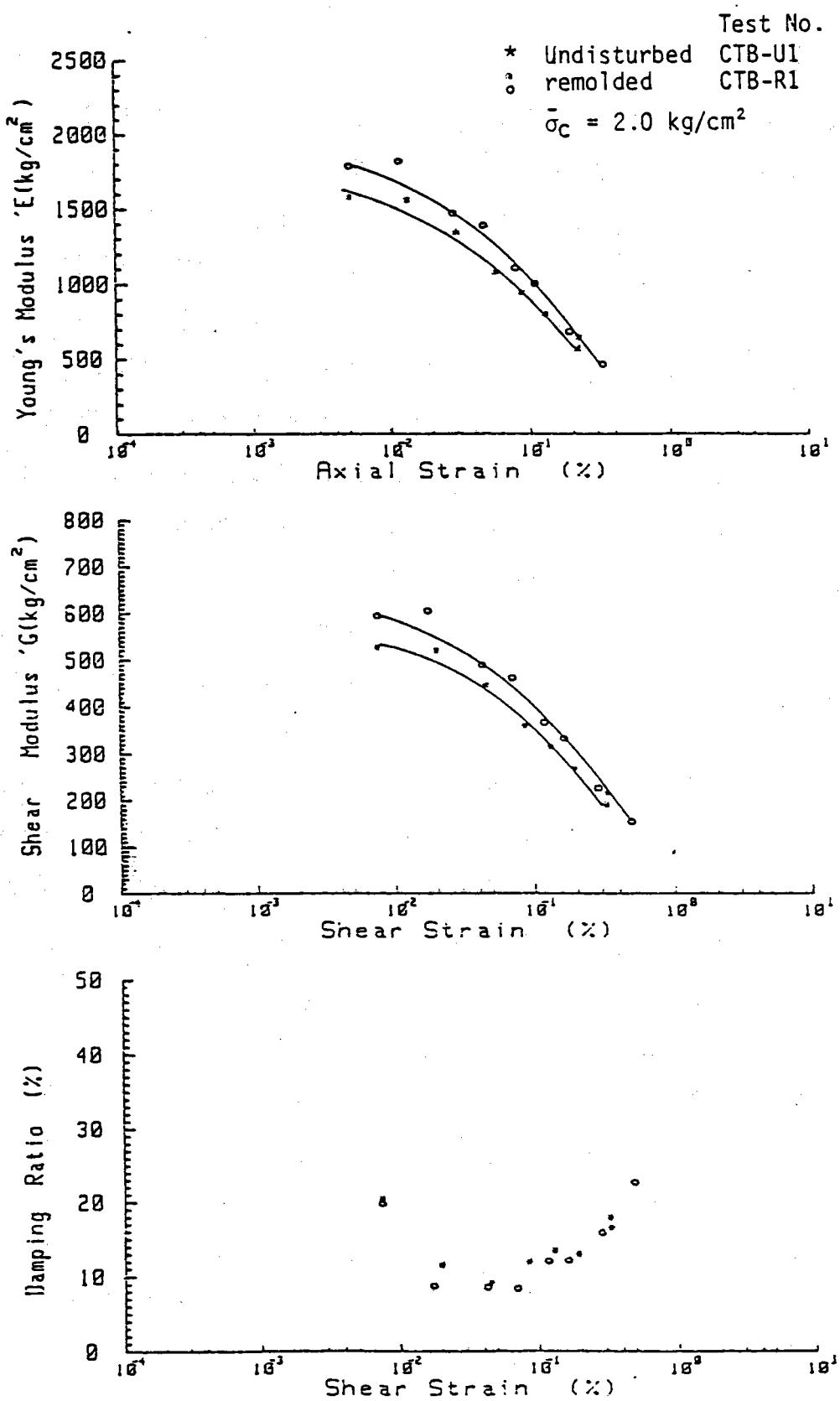


圖 4-3 原狀與重模土樣動態性質之比較

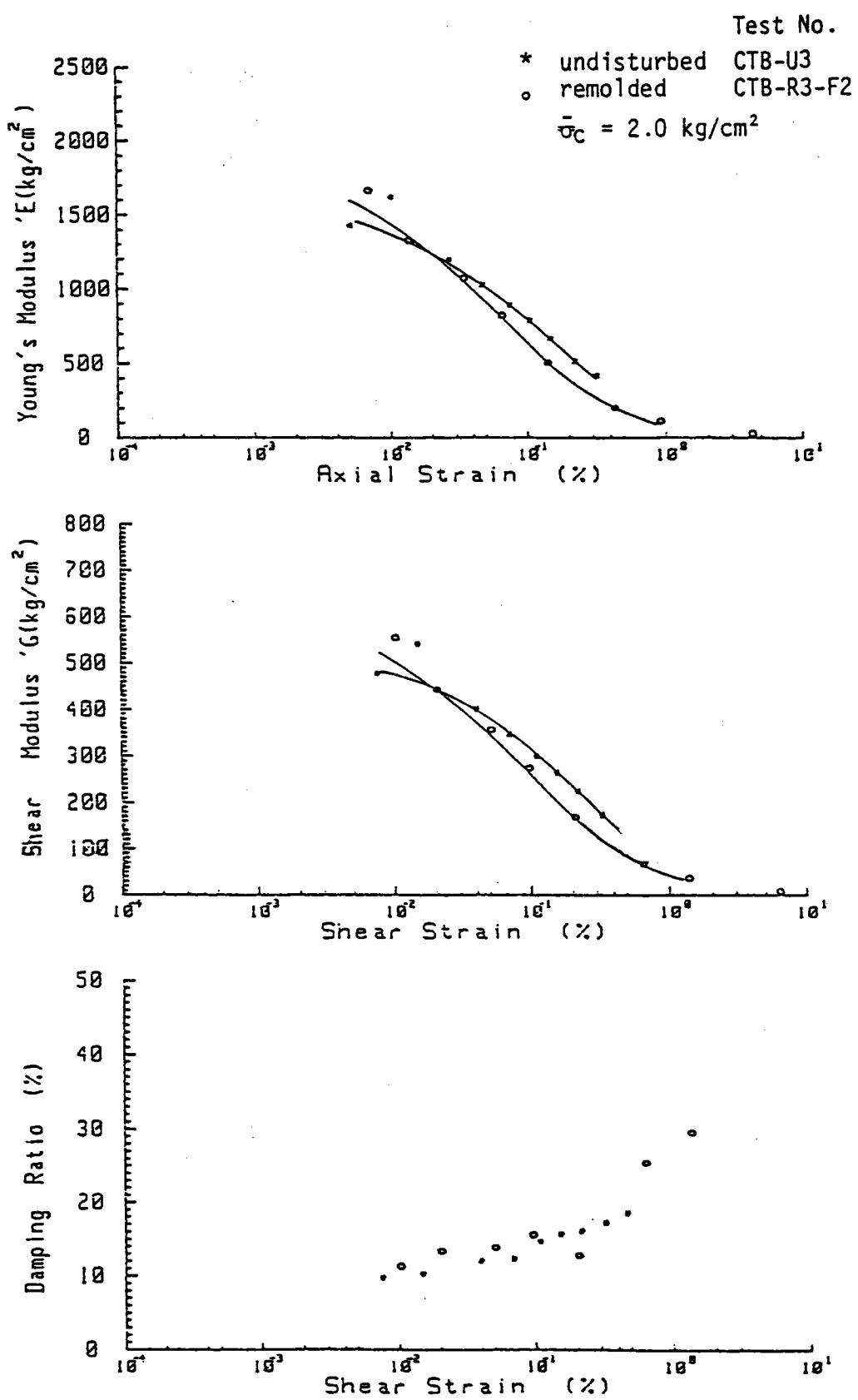


圖 4-4 原狀與重模土樣動態性質之比較

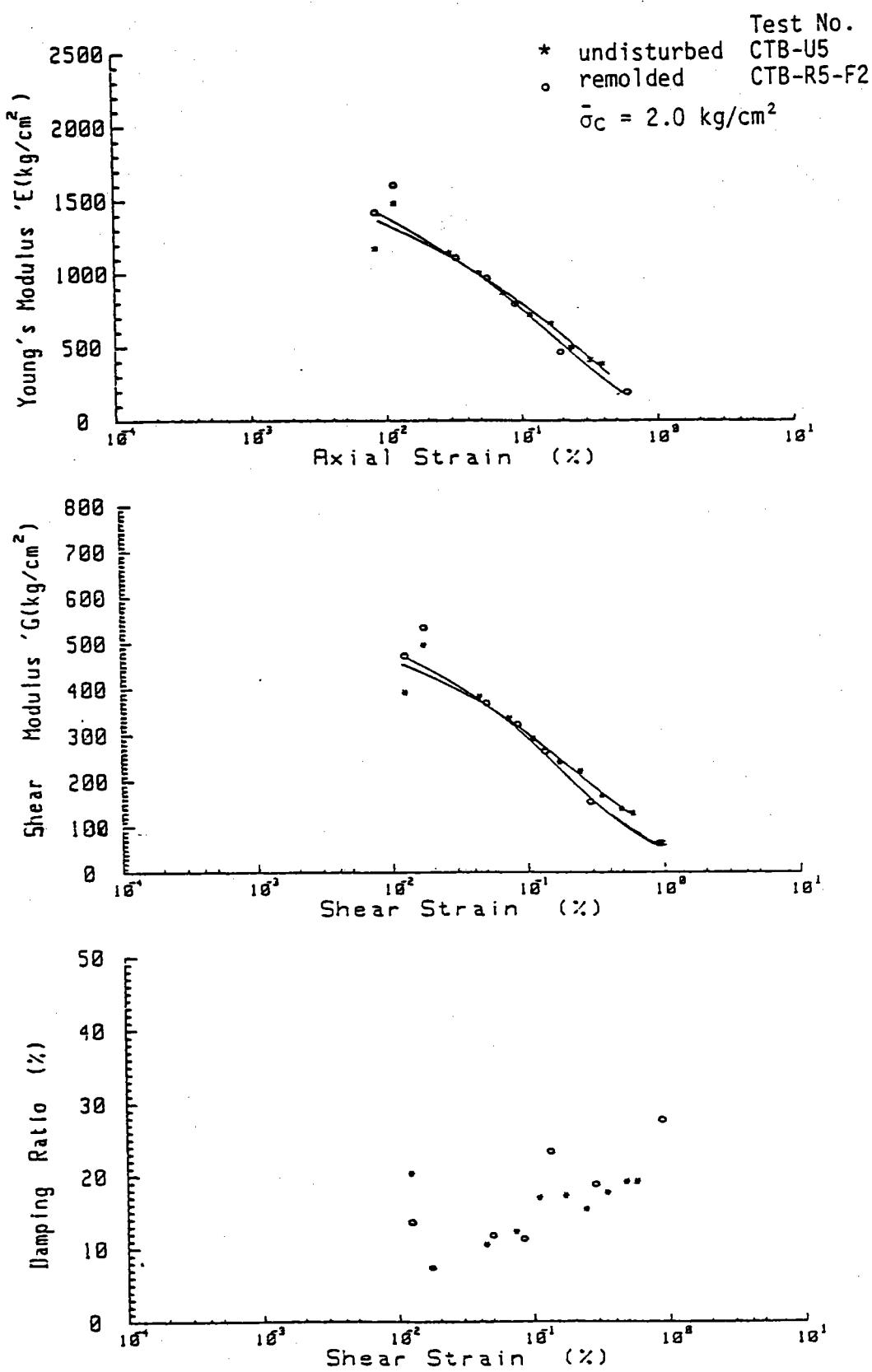


圖 4-5 原狀與重模土樣動態性質之比較

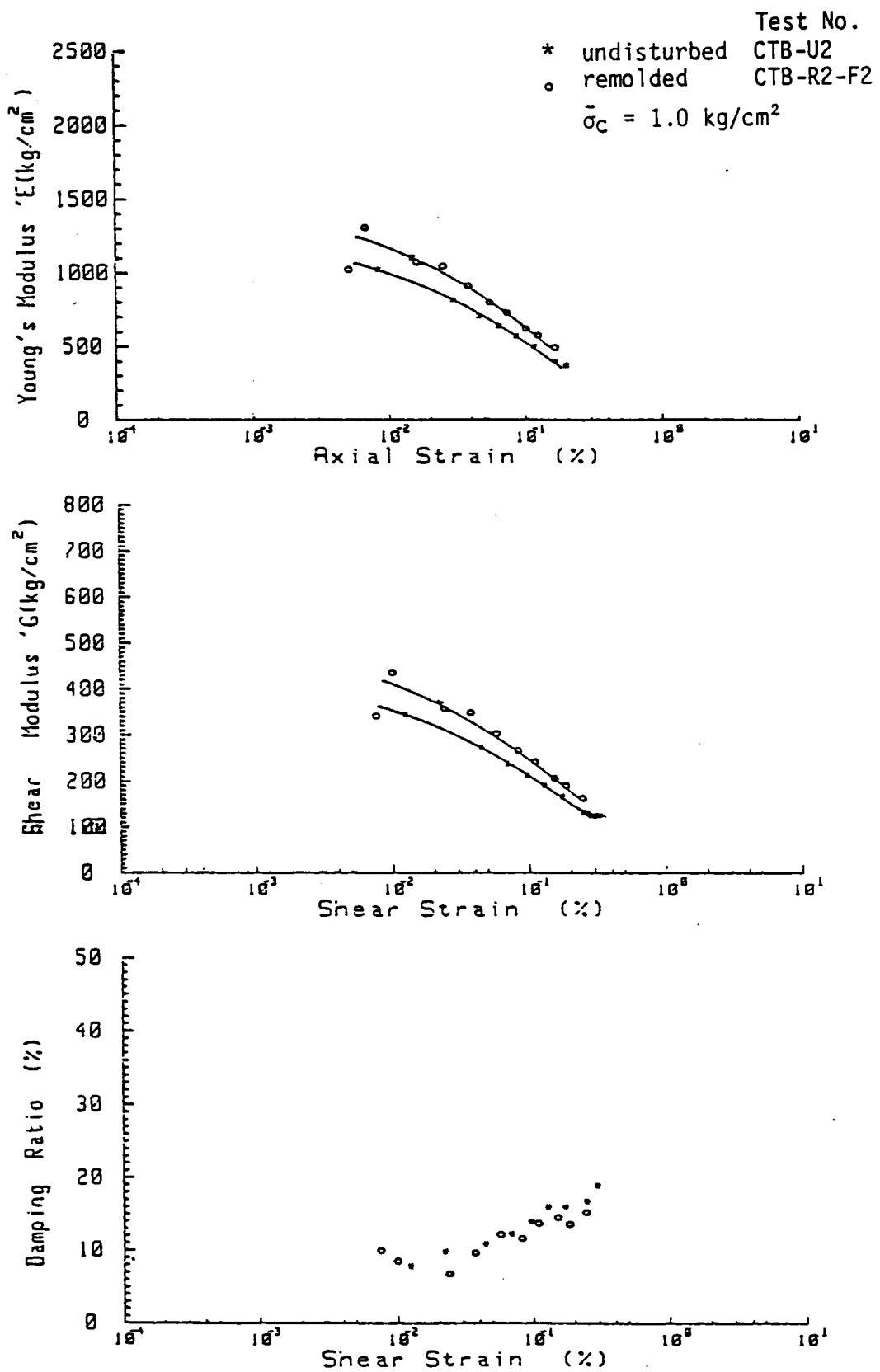


圖 4-6 原狀與重模上樣動態性質之比較

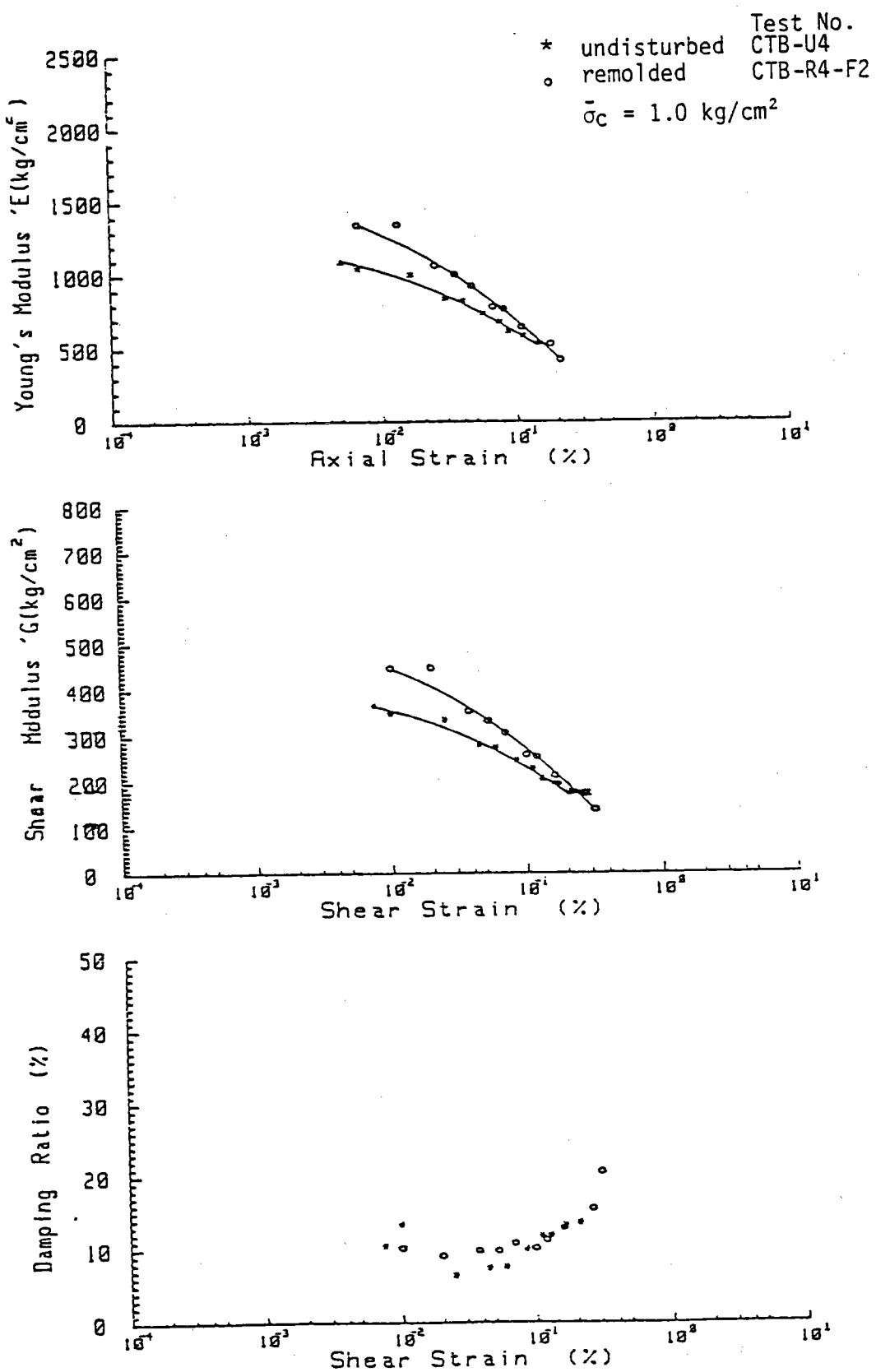


圖 4-7 原狀與重模土樣動態性質之比較

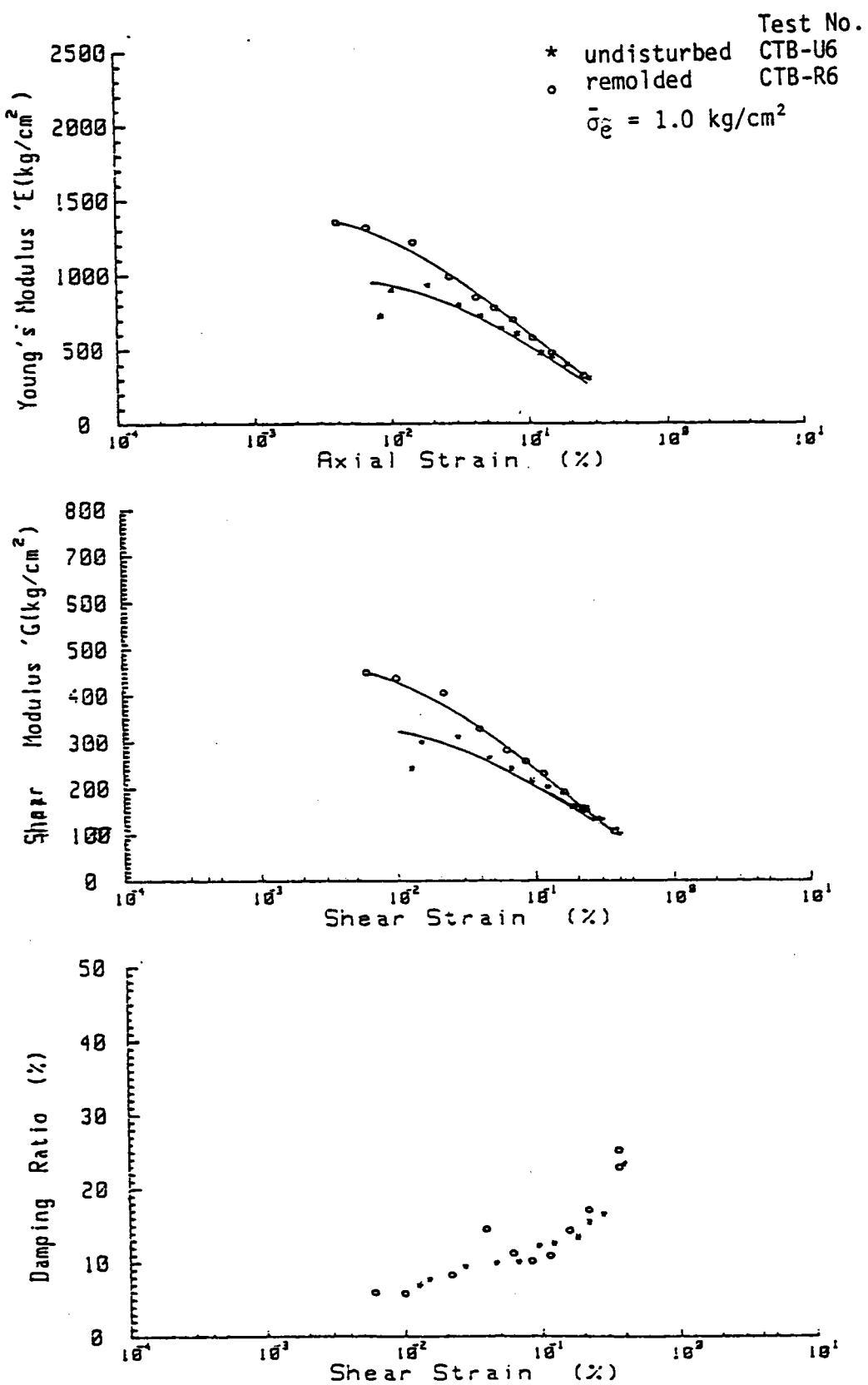


圖 4-8 原狀與重模土樣動態性質之比較

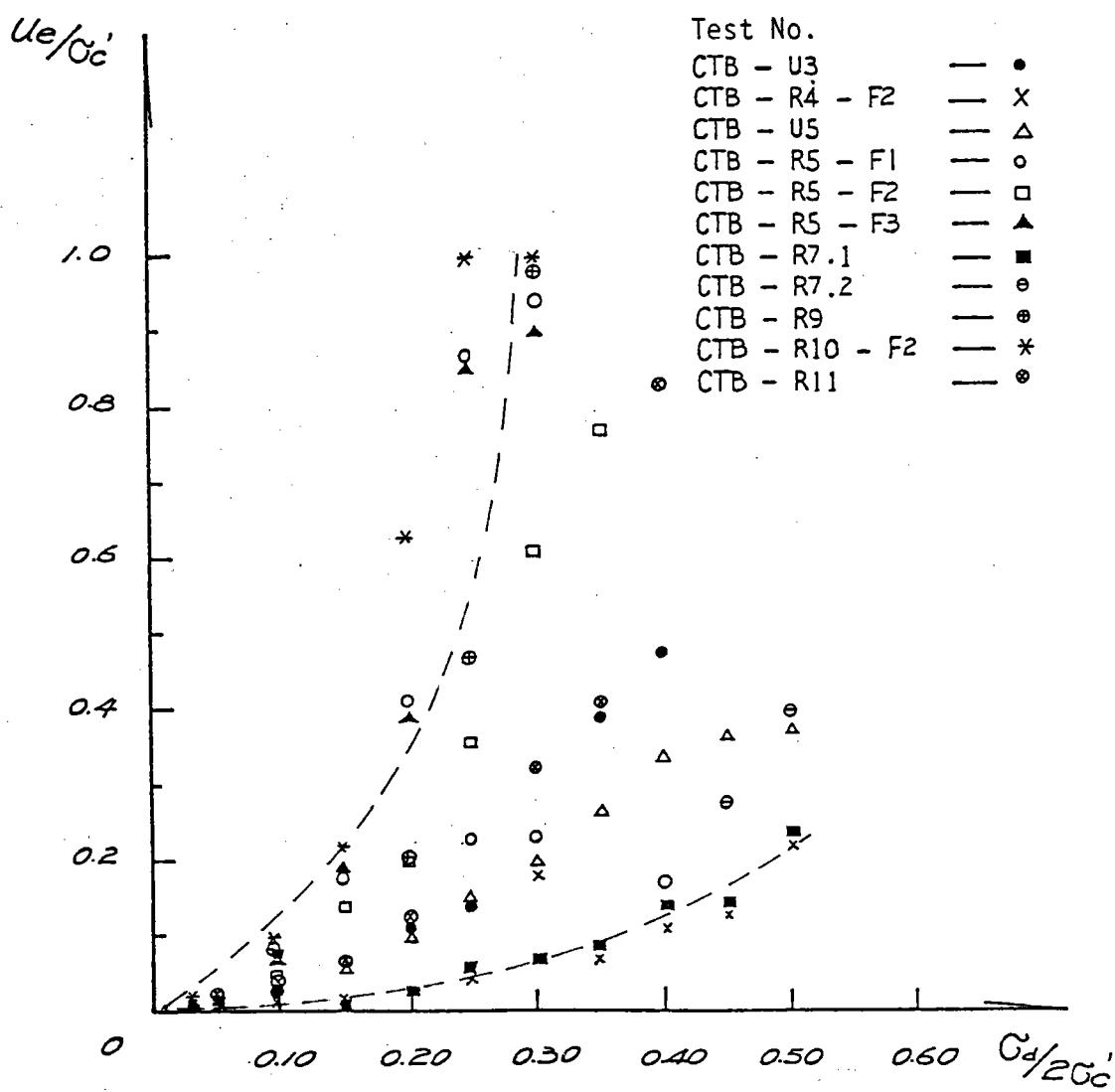


圖 4-9 反復剪應力比與超額孔隙水壓之關係

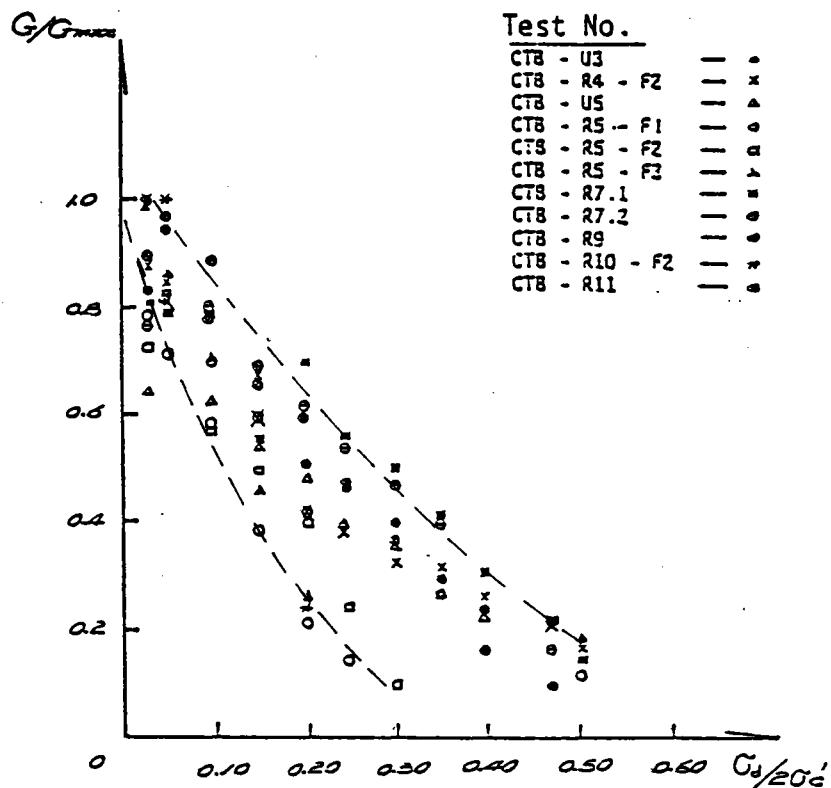


圖 4-10 G/G_{max} 與反復剪應力比之關係

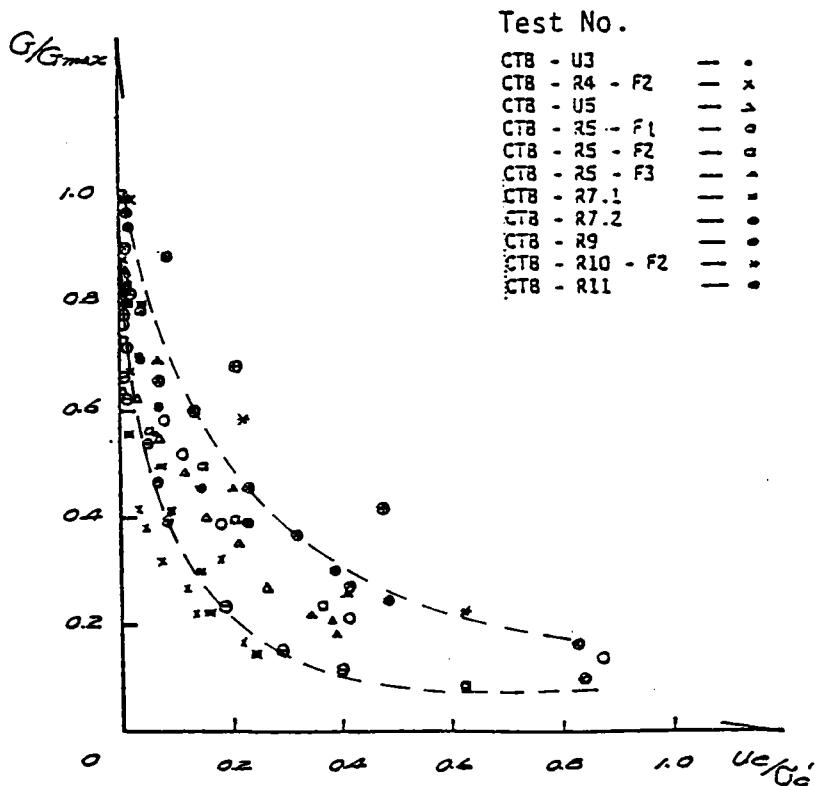


圖 4-11 G/G_{max} 與超額孔隙水壓之關係

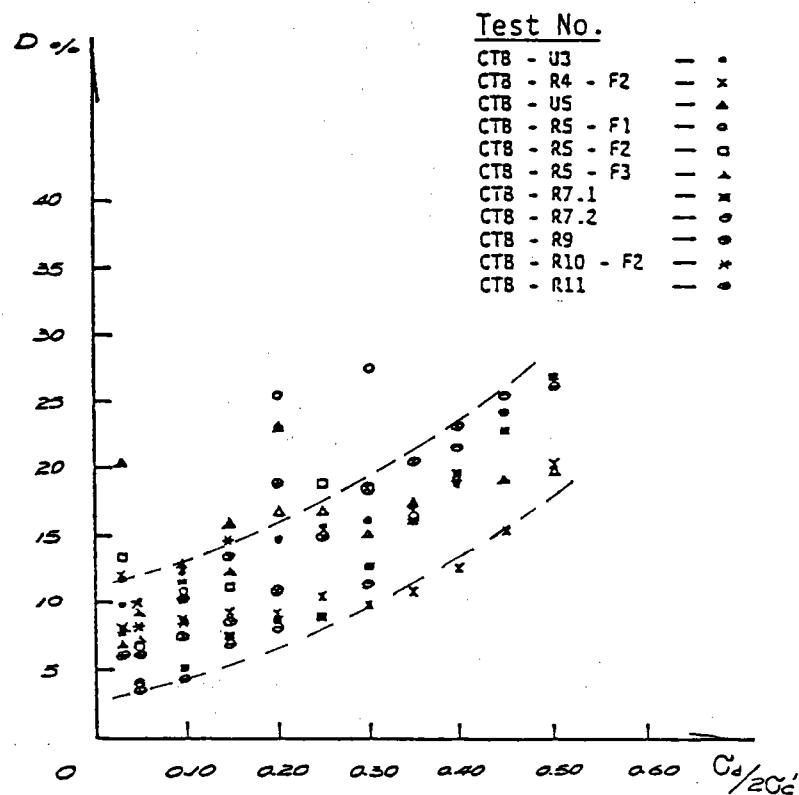


圖 4-12 阻尼比與反復剪應力比之關係

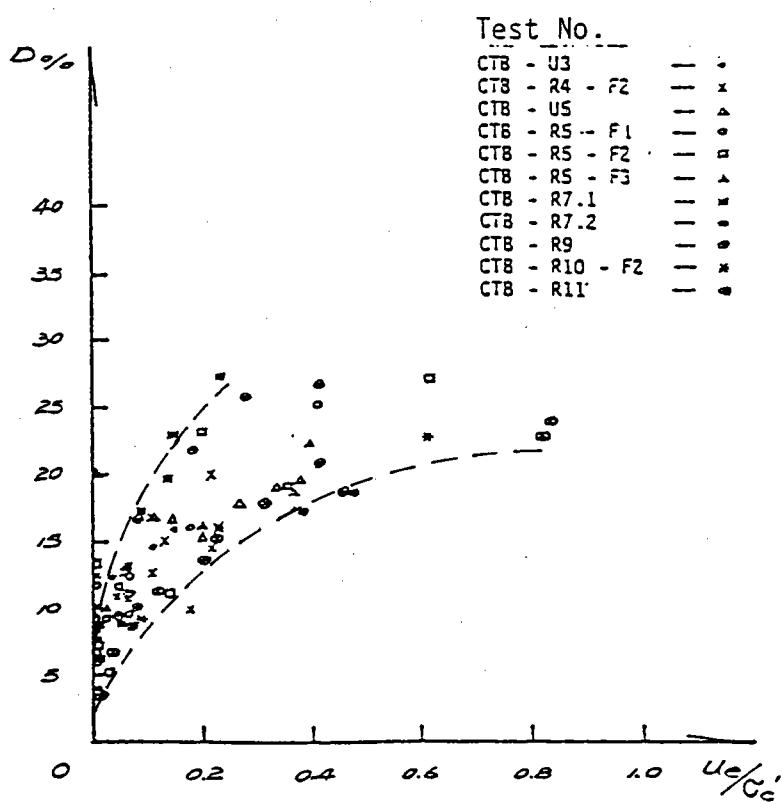


圖 4-13 阻尼比與超額孔隙水壓之關係

未漸進性增加；當反復剪應力比增加至 0.25 時，G 值則隨反復荷重循環數之增加而顯著降低，以至土壤液化時，不具有剪力抵抗，產生極大的變形（如圖 4-15.）。

4. 剪應變之影響

前已述及根據許多學者之研究結果顯示，剪應變大小為影響剪力模數與阻尼比之主要因素，根據本研究試驗結果顯示剪力模數隨剪應變之增加而遞減，阻尼比則隨剪應變之增加而增加。在本研究試驗中剪應變值大於約 1.0 % 時，試體產生頸縮現象（Necking），無法求取更大剪應變之土壤剪力模數與阻尼比，故本試驗僅限於剪應變小於 1.0 % 之範圍。

本研究將全部砂質土壤之剪力模數試驗結果予以常態化，以 G/G_{max} 表示，其隨剪應變之增加而減少，變化範圍如圖 4-16. 所示。圖 4-17. 為阻尼比與剪應變之變化關係。圖 4-16. 及圖 4-17. 所示之變化範圍分別與 Seed and Idriss (1970) 之建議值相比較，顯示本研究 G/G_{max} 與剪應變關係偏向其上限範圍，而阻尼比與剪應變關係則在其建議範圍內。

5. 圍壓與孔隙比之影響

根據各學者研究結果，大都一致認定土壤孔隙比及圍壓對剪力模數值之影響極大，許多推求剪力模數之經驗公式均以土壤孔隙比及圍壓表示。對純淨砂而言，Hardin and Richart (1963) 建議：

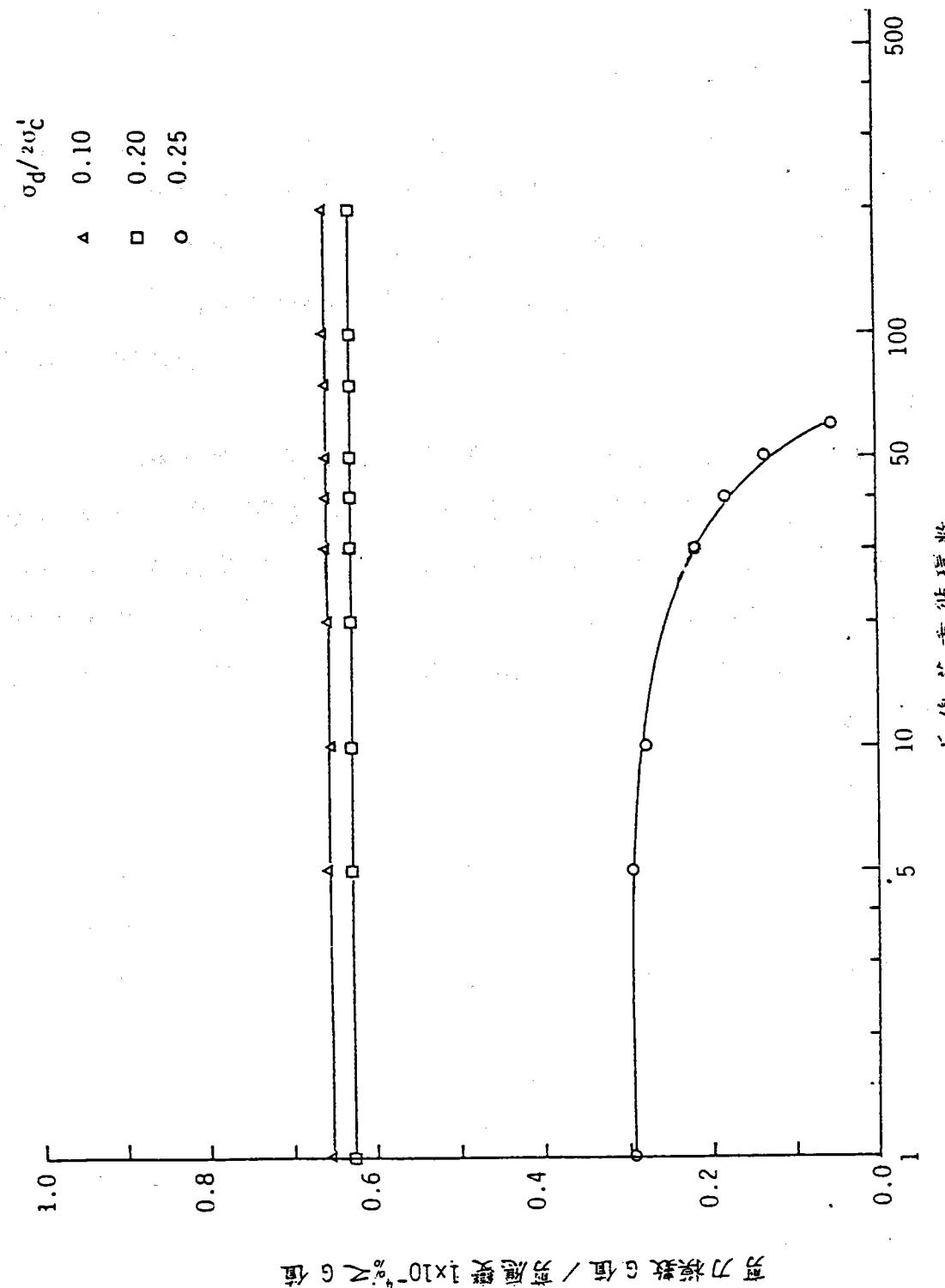
圓形顆粒：

$$G_{max} = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1+e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5}$$

角狀顆粒：

$$G_{max} = 326 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1+e} (\bar{\sigma}_0)^{0.5}$$

式中， G_{max} = 最大剪力模數， $\bar{\sigma}_0$ = 有效圍壓，均以 kg/cm^2 表示； e = 孔隙比。Seed and Idriss (1970) 建議剪力模數 G 與圍壓 $\bar{\sigma}_0$ 之



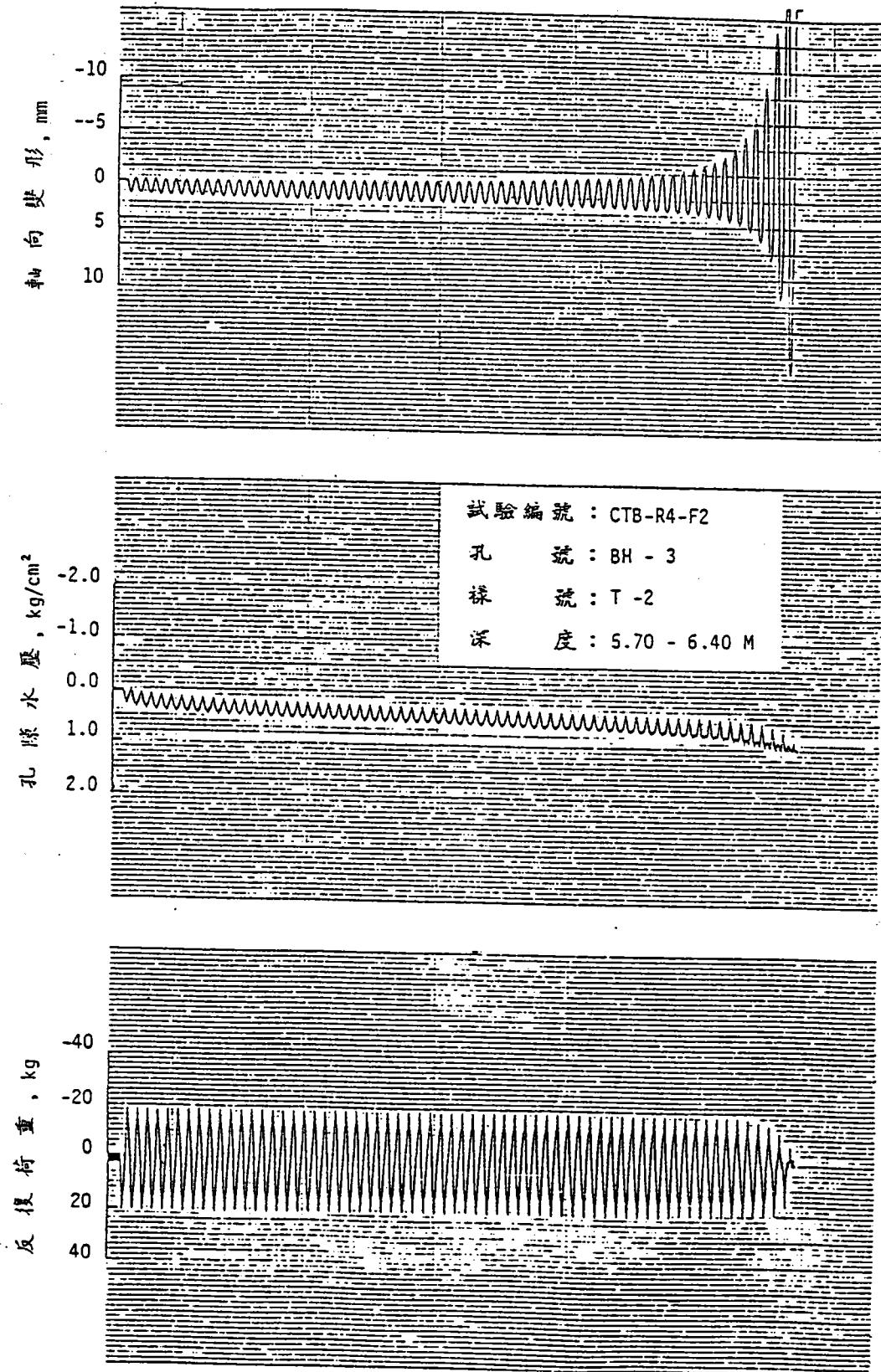


圖 4-15 反復荷重作用下之軸向變形與孔隙水壓變化

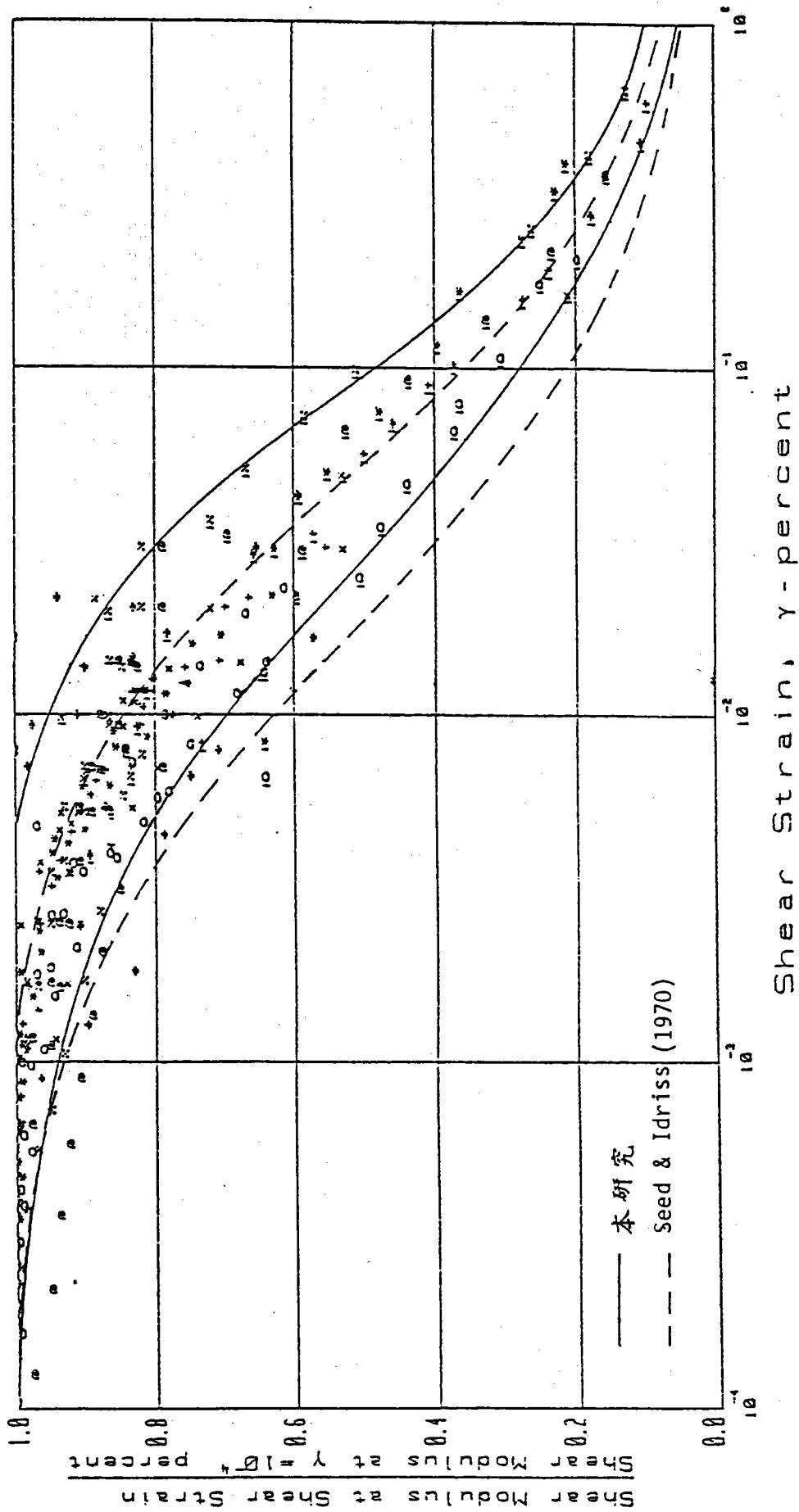


圖 4-16 沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

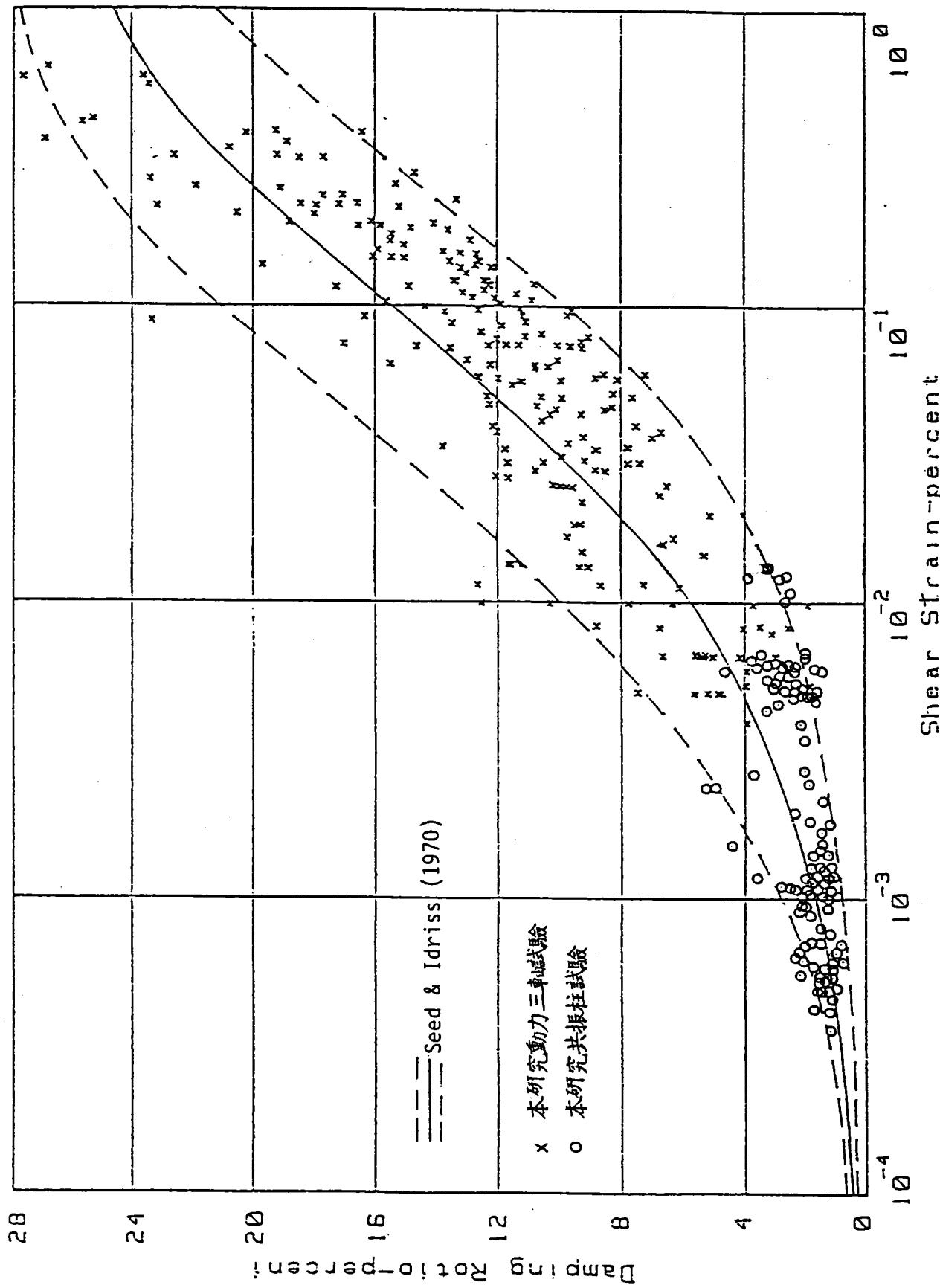


圖 4-17 沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

關係如下：

$$G = 22 K_2 (\bar{\sigma}_0)^{0.5}$$

式中， G 及 $\bar{\sigma}_0$ 皆以 kg/cm^2 表示，參數 K_2 值反映孔隙比及剪應變之影響程度，Seed and Idriss (1970) 根據 Hardin and Drnevich (1970) 之試驗結果獲得下列結論：

- (1) 低應變情況 ($r \leq 10^{-3} \%$)，孔隙比對 K_2 影響極大，
- (2) 中等應變情況 ($10^{-3} < r < 10^{-1} \%$)， K_2 仍受到孔隙比影響，同時受到垂直應力 $\bar{\sigma}_v$ ，內摩擦角 ϕ 及靜止土壓力係數 K_0 等輕微之影響，
- (3) 高應變情況 ($r > 10^{-1} \%$)， K_2 受到垂直應力輕微影響，但與 ϕ ， K_0 及 e 之變化無關。

由圖 4-2 所示之西部海岸台中港區及興達港區不同深度之原狀砂土試樣之動態性質，顯示出深度相近，即圍壓相近之砂土層其動態性質參數亦極為相近；對重模土樣而言亦顯示相同的特性，如圖 4-18 所示，新竹外海擾動砂土之剪力模數隨着圍壓之增加，其在低剪應變階段時圍壓對剪力模數之影響較大，隨剪應變增加影響程度逐漸減少。圖 4-19 至圖 4-21 分別表示不同相對密度時圍壓對阻尼比之影響，諸圖顯示此項影響不明顯亦不規則。

圖 4-22 表示相對密度對土壤剪力模數之影響情形，試驗結果顯示剪力模數與相對密度之增加成正比，至相對密度對阻尼比之影響則不顯著，如圖 4-23 所示，此項結果與 Hall and Richart (1973) 之研究結論相同。

6. 細料含量之影響

根據取樣資料，本研究土樣在 200 號篩以下之細料含量約在 6% 至 20% 之間。細料含量對土壤動態性質有相當之影響，根據美國陸軍工兵團 (U.S. Corp of Engineers) 之研究指出，砂中若含有 10% 以上的細粒土壤，則不易因河水波動而產生液化。

Seed and Idriss (1981) 根據地震後現地土壤液化情形研究指出，當砂之粘土含量高達 20% 以上時不可能發生液化。本研究選擇

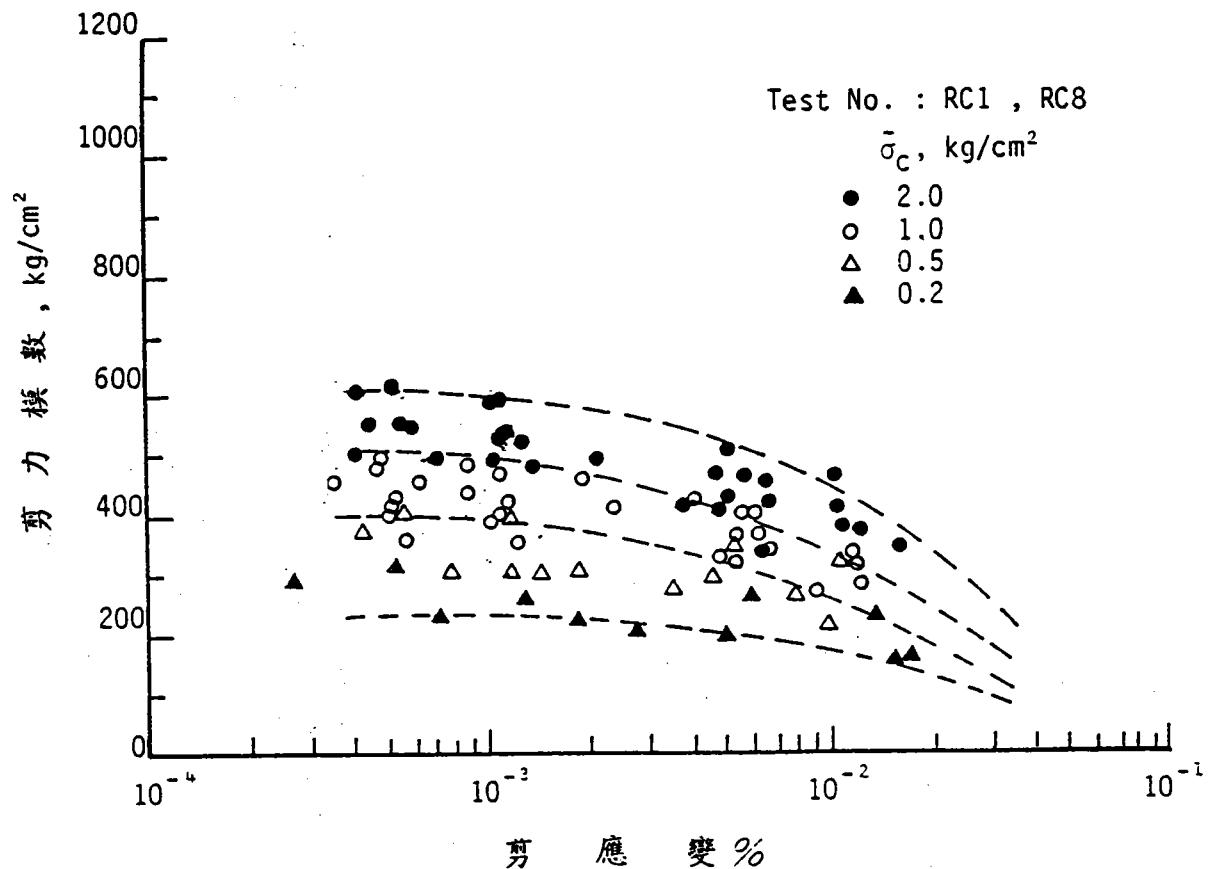


圖 4-18 砂性土壤剪力模數受不同圍壓之影響

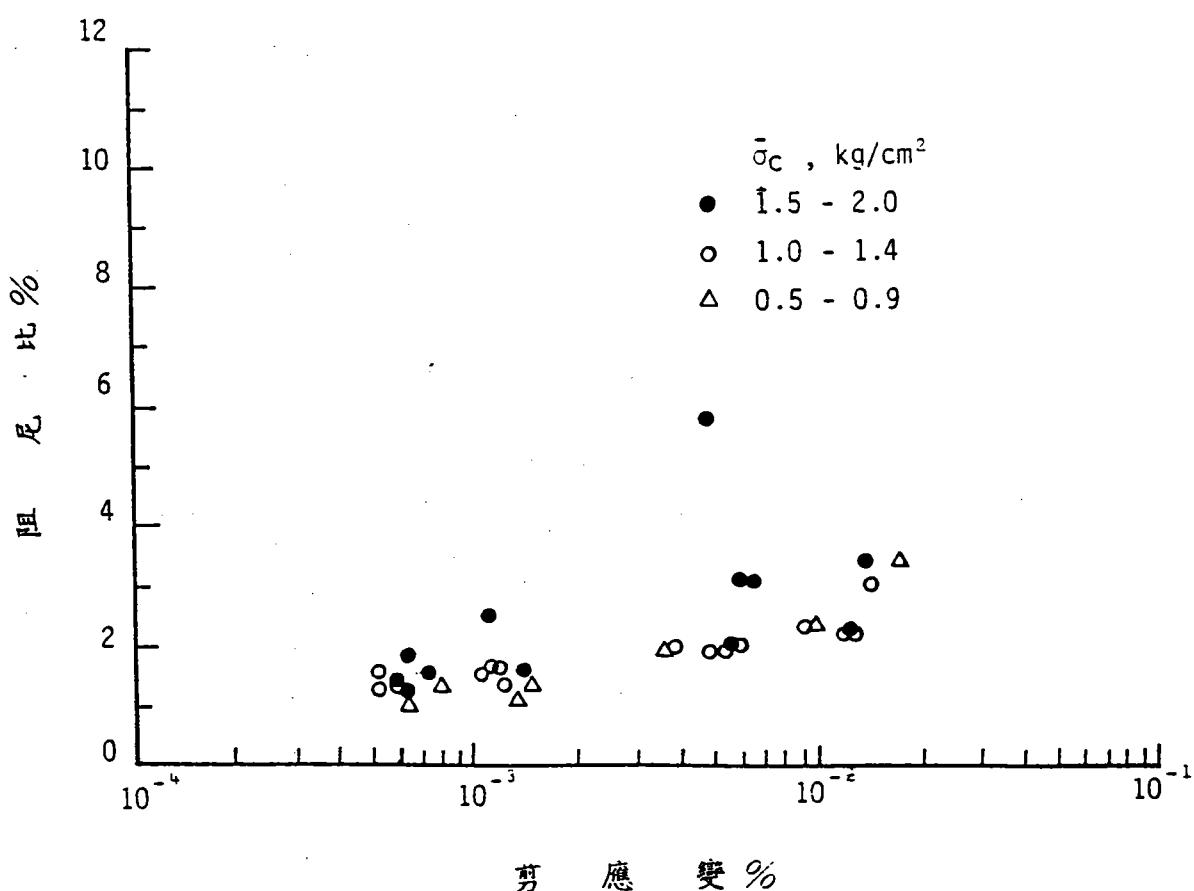


圖 4-19 圍壓對阻尼比之影響 ($Dr=40\%-60\%$)

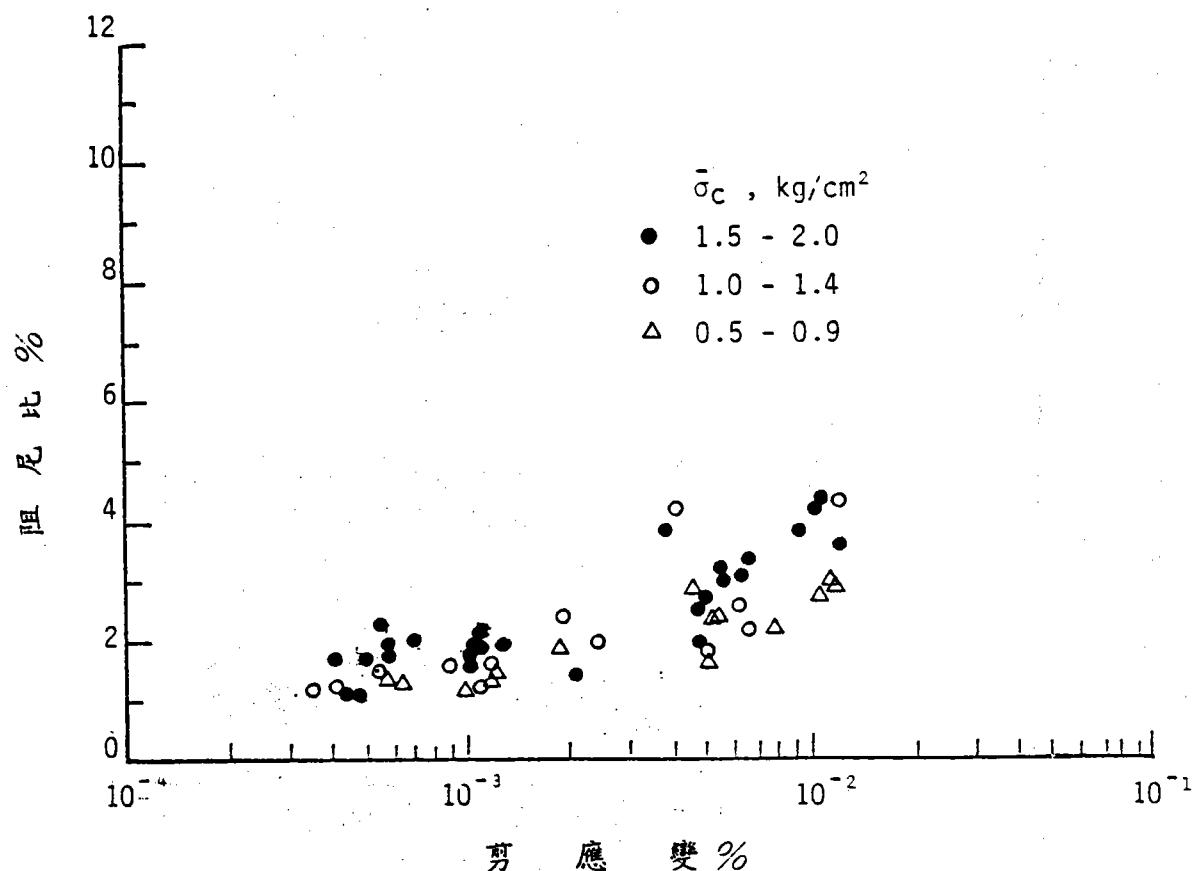


圖 4-20 圓壓對阻尼比之影響 ($Dr=60\%-80\%$)

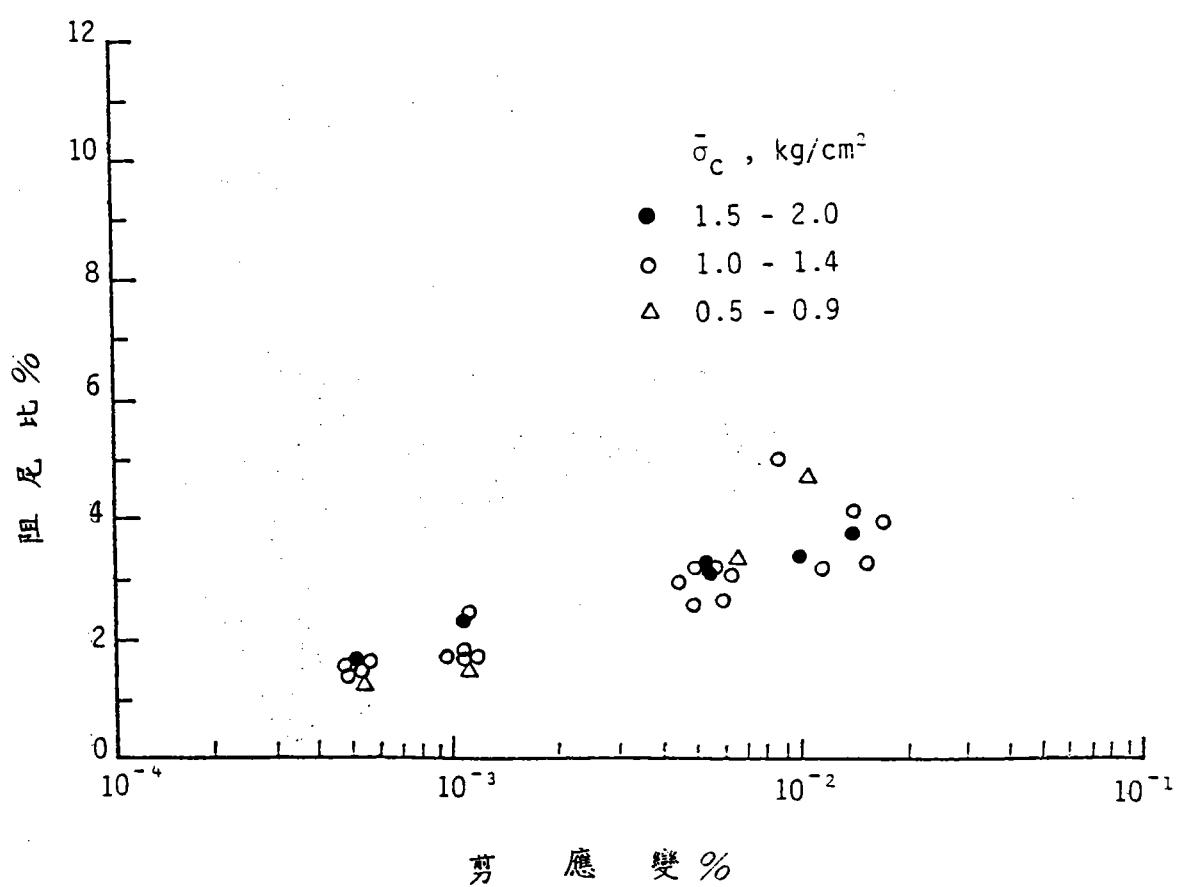


圖 4-21 圓壓對阻尼比之影響 ($Dr=80\%-100\%$)

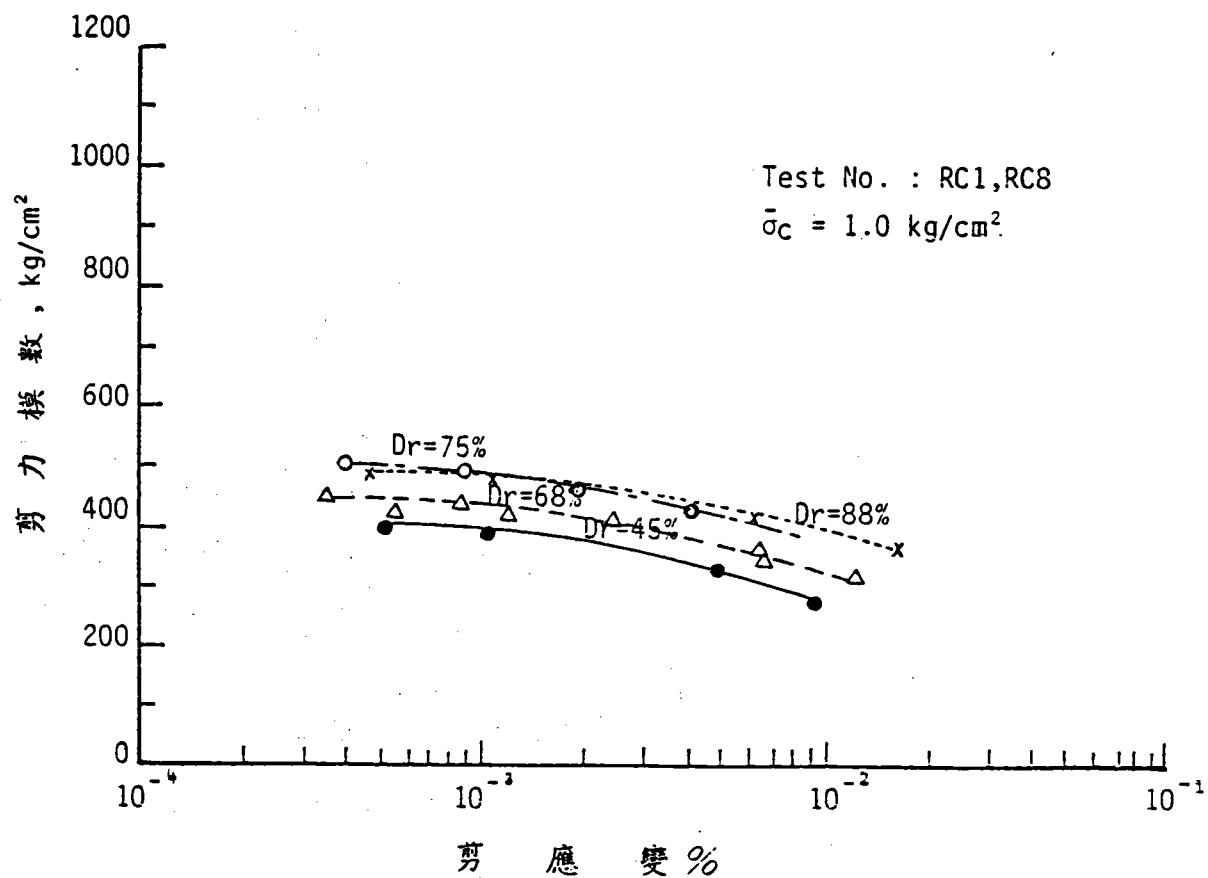


圖 4-22 砂性土壤剪力模數與相對密度之關係

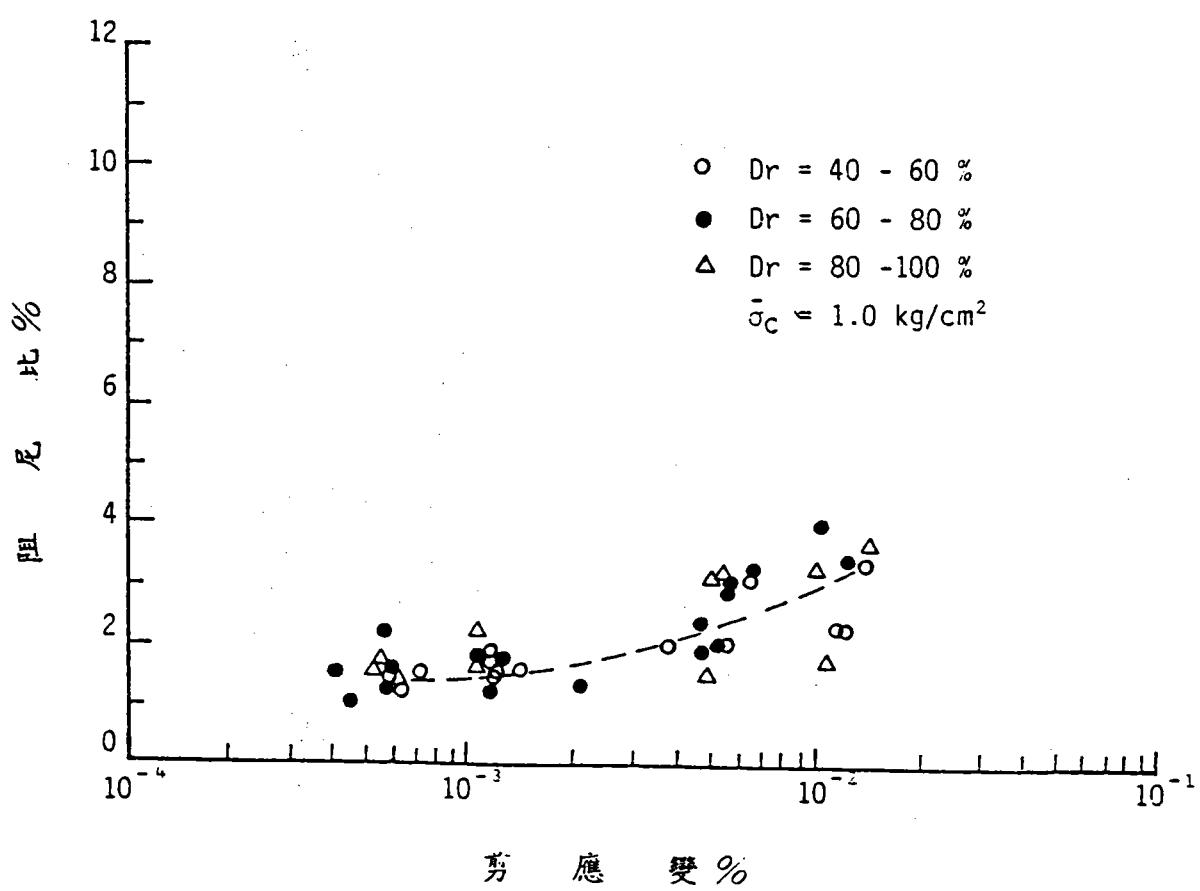


圖 4-23 砂性土壤相對密度對阻尼比之影響

台中港區砂土就不同細料含量（0～20%）在相同之乾密度情況下進行土壤動態性質試驗研究。

圖4-24至圖4-26係根據動力三軸試驗結果顯示不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響。試驗結果顯示，細料含量低於約10%時，砂土動態模數有增加傾向，惟其變化不顯著，細料含量高於10%時，可使砂土動態模數降低，當細料含量為20%時，砂土動態模數約降低20%。至於細料含量對阻尼比之影響仍屬輕微。以上結果亦可由共振柱試驗獲得，如圖4-27至圖4-30所示。

7. 共振柱與動力三軸試驗結果之比較

本研究試驗室試驗分別採用共振柱及動力三軸試驗，兩者測定之應變範圍不同，試驗系統與方式亦不盡相同，兩者試驗結果約在剪應變 $1 \times 10^{-2}\%$ 相銜接。圖4-31至圖4-34為本研究共振柱及動力三軸試驗結果之比較。

諸圖顯示兩者試驗結果之銜接情形良好，足以顯示本研究利用該兩種試驗可測定出不同剪應變範圍之土壤動態性質。

4.1.4. 粘質土壤動態性質分析

本研究沉泥質粘性土樣取自新竹外海，深度在7 m至18 m間，其一般物理性質及強度參數如表4-2所示。根據試驗結果顯示，沉泥質粘性土壤之自然含水量在25%至28%間，液性限度在24%至35%間，塑性指數在5%至15%間，屬低塑性粘土，為瞭解沉泥質粘土之動態性質，取得之粘性土樣共進行四組共振柱試驗，各組試驗控制圍壓變化在 0.2 Kg/cm^2 至 2 Kg/cm^2 之間，以求取不同圍壓之剪力模數及阻尼比特性。

1. 剪力模數特性

一般表示剪力模數與剪應變之關係曲線，大致皆以相同圍壓作用下之數據表示，本項共振柱試驗結果如本報告附錄所示，根據試驗結果分析，相同圍壓時剪力模數隨剪應變之增加而

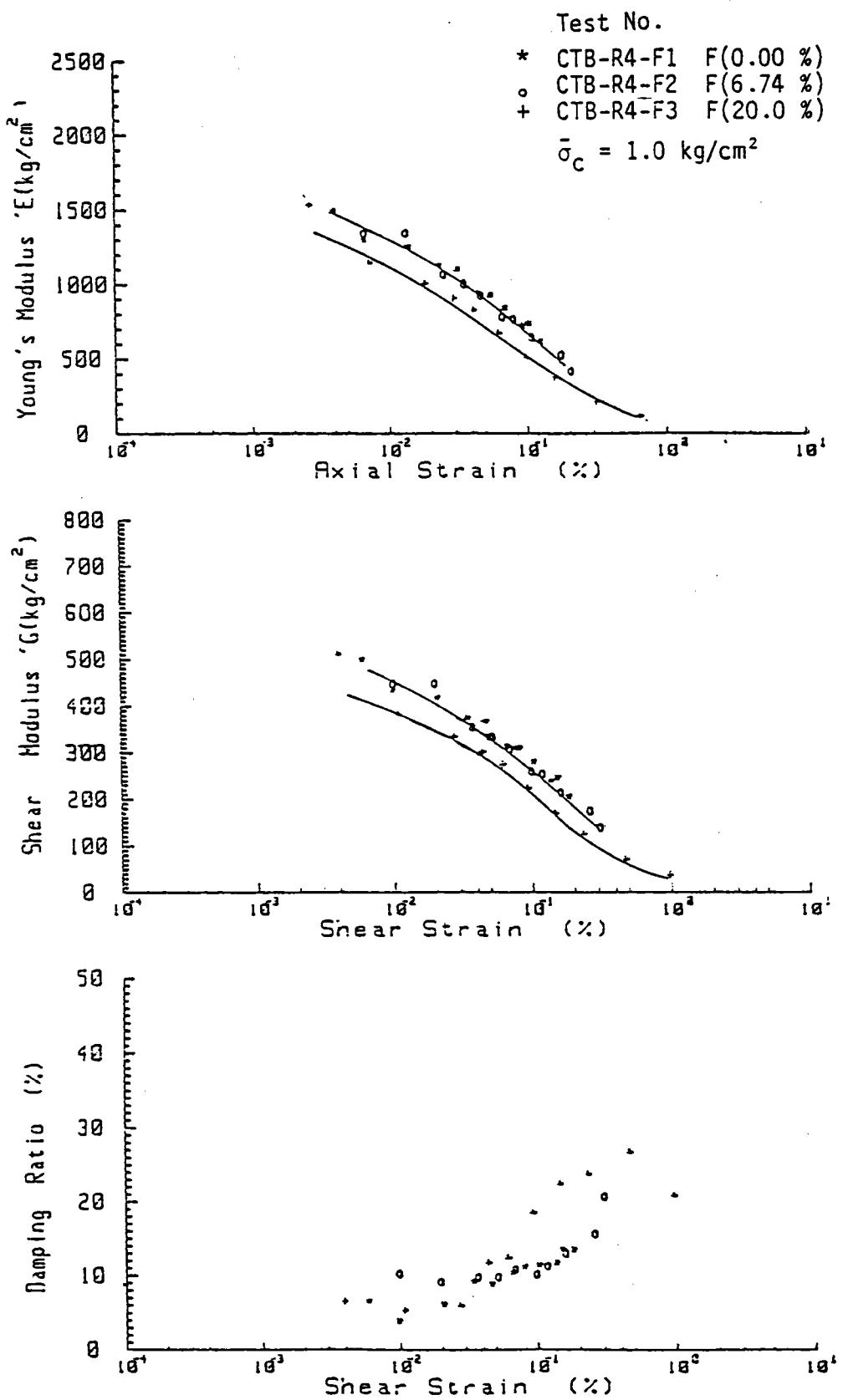


圖 4-24 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

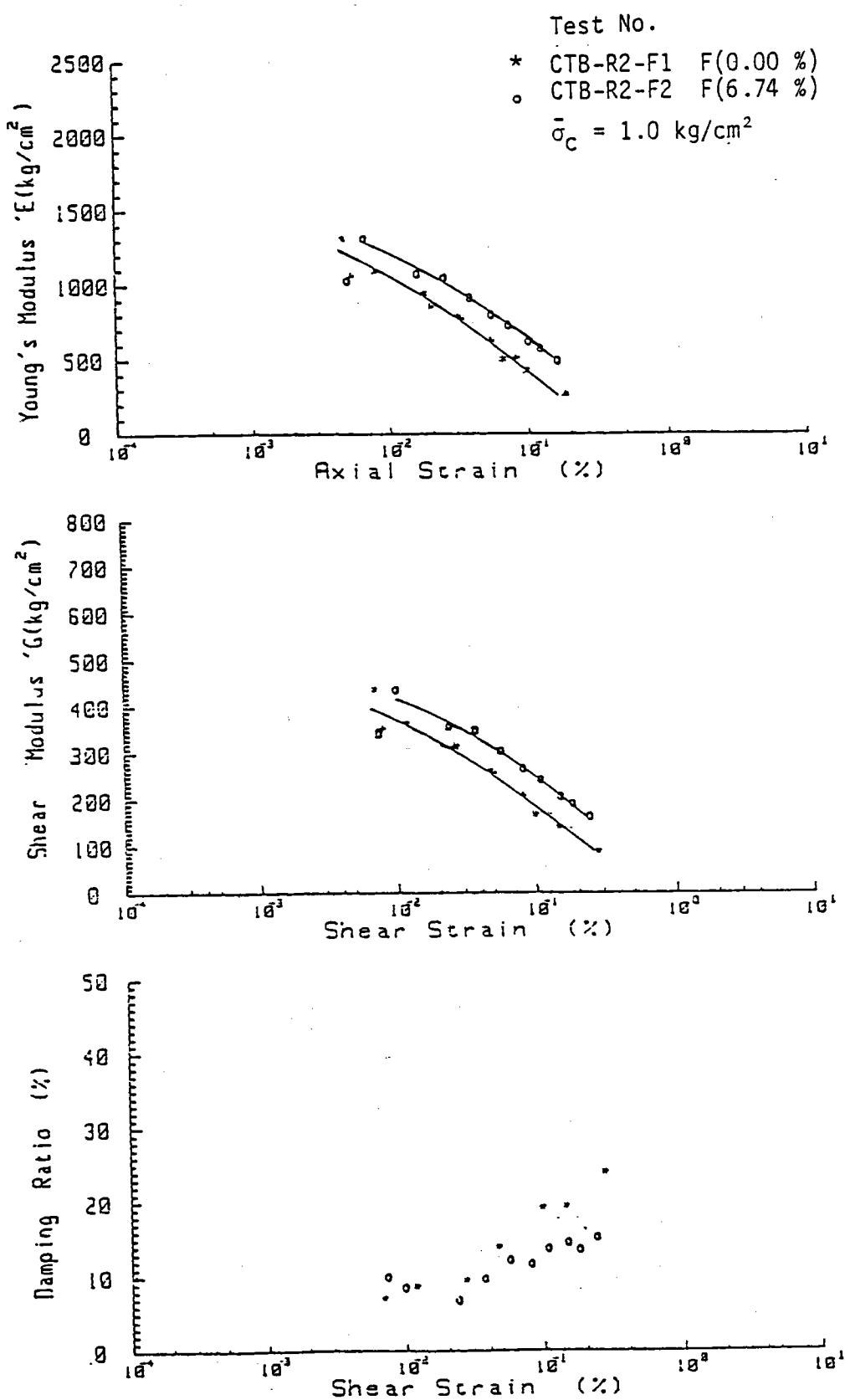


圖 4-25 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

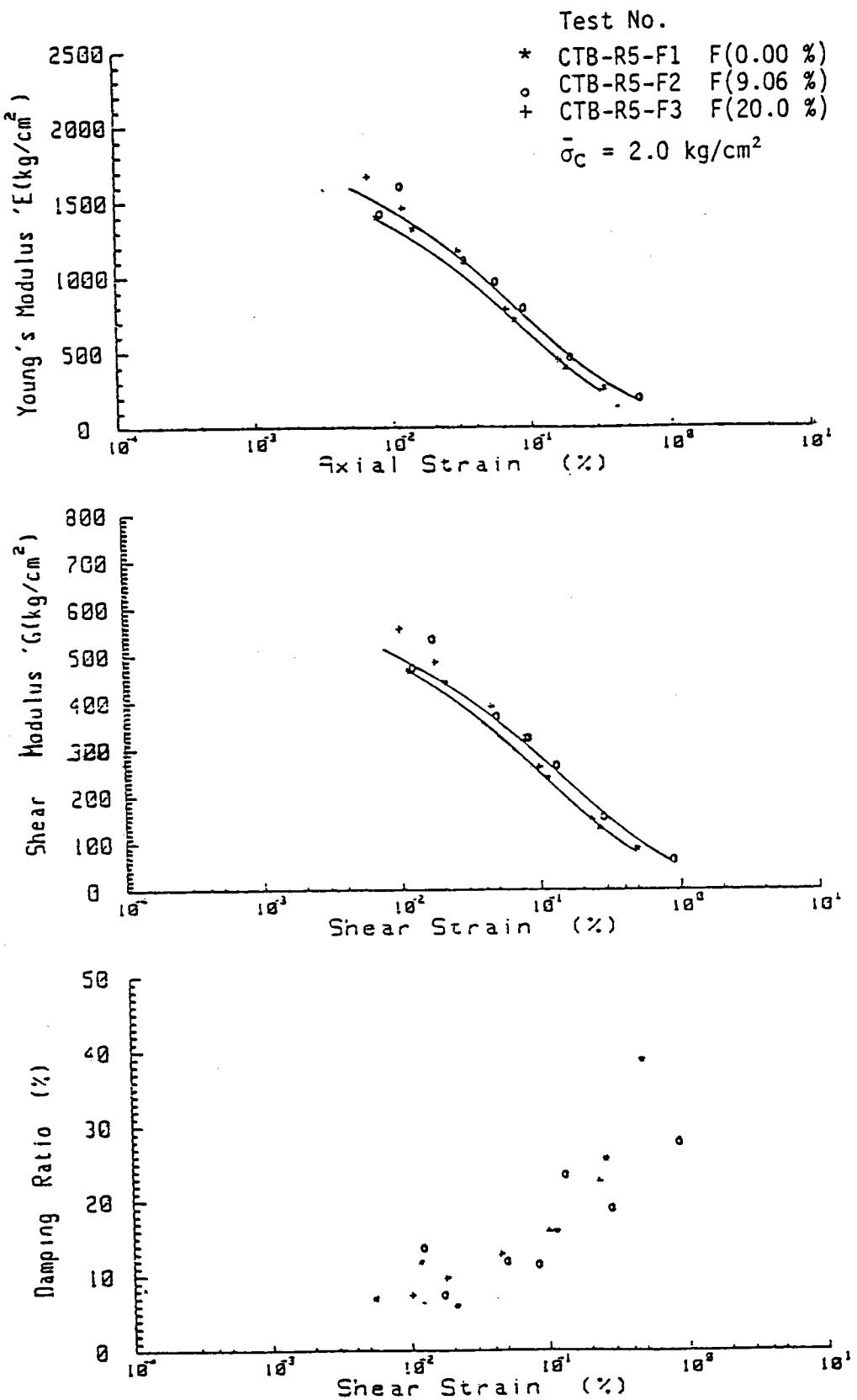


圖 4-26 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

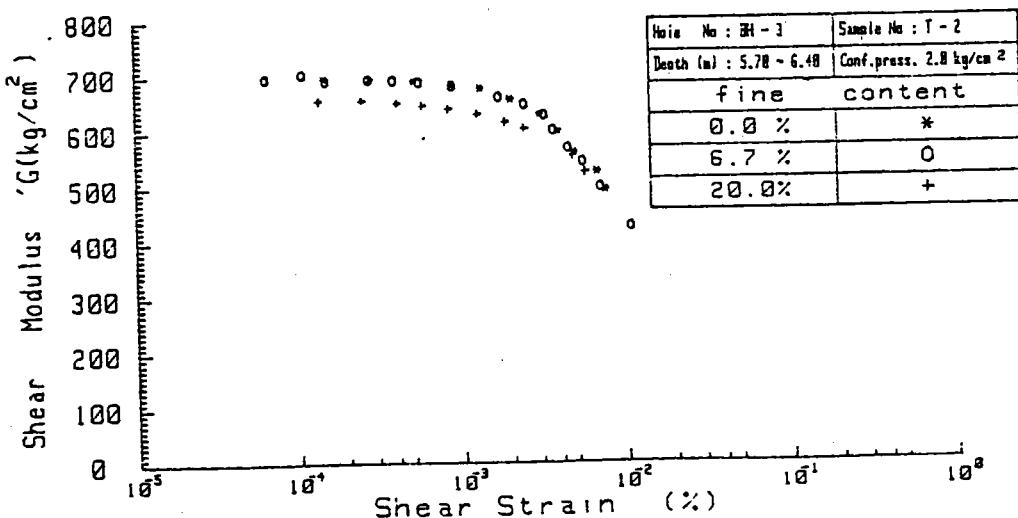
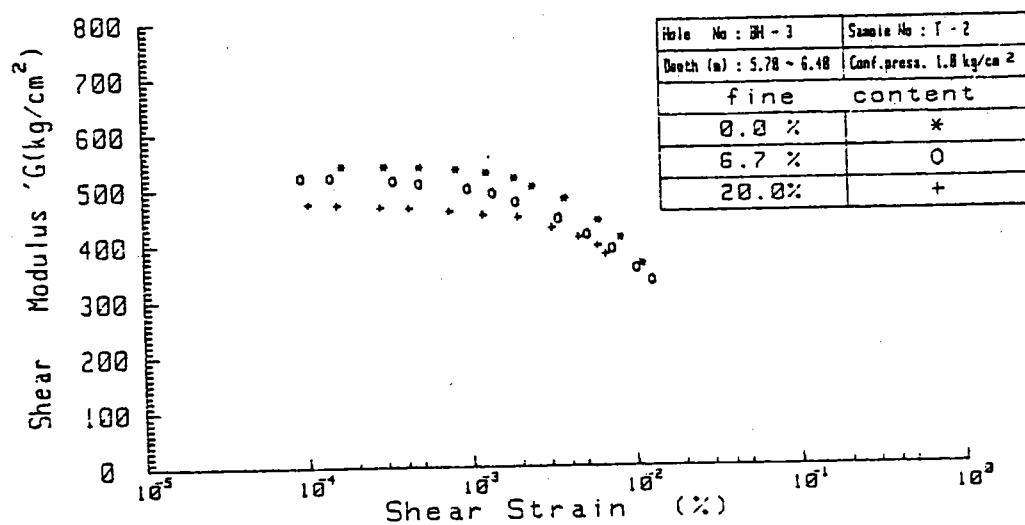
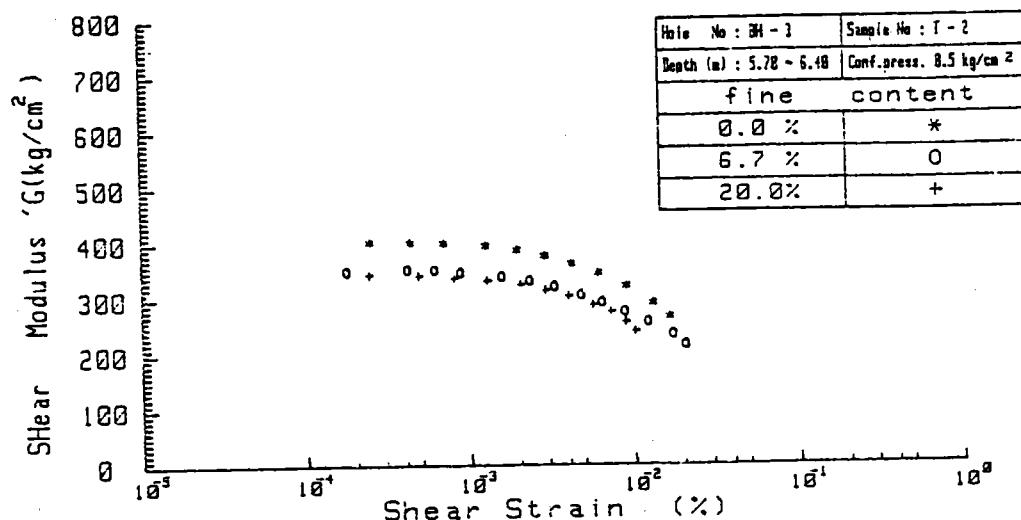


圖 4 - 27 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

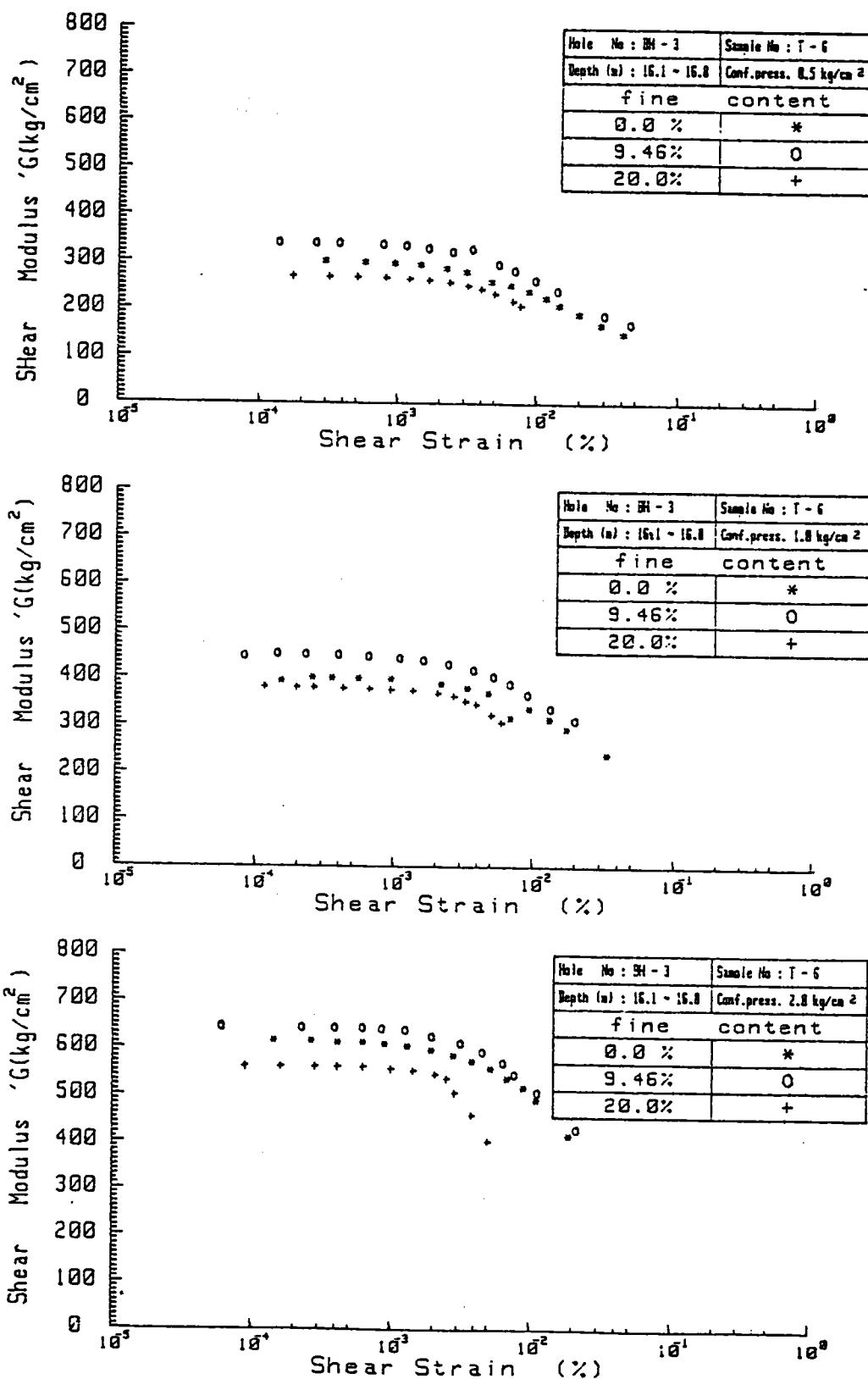


圖 4-28 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

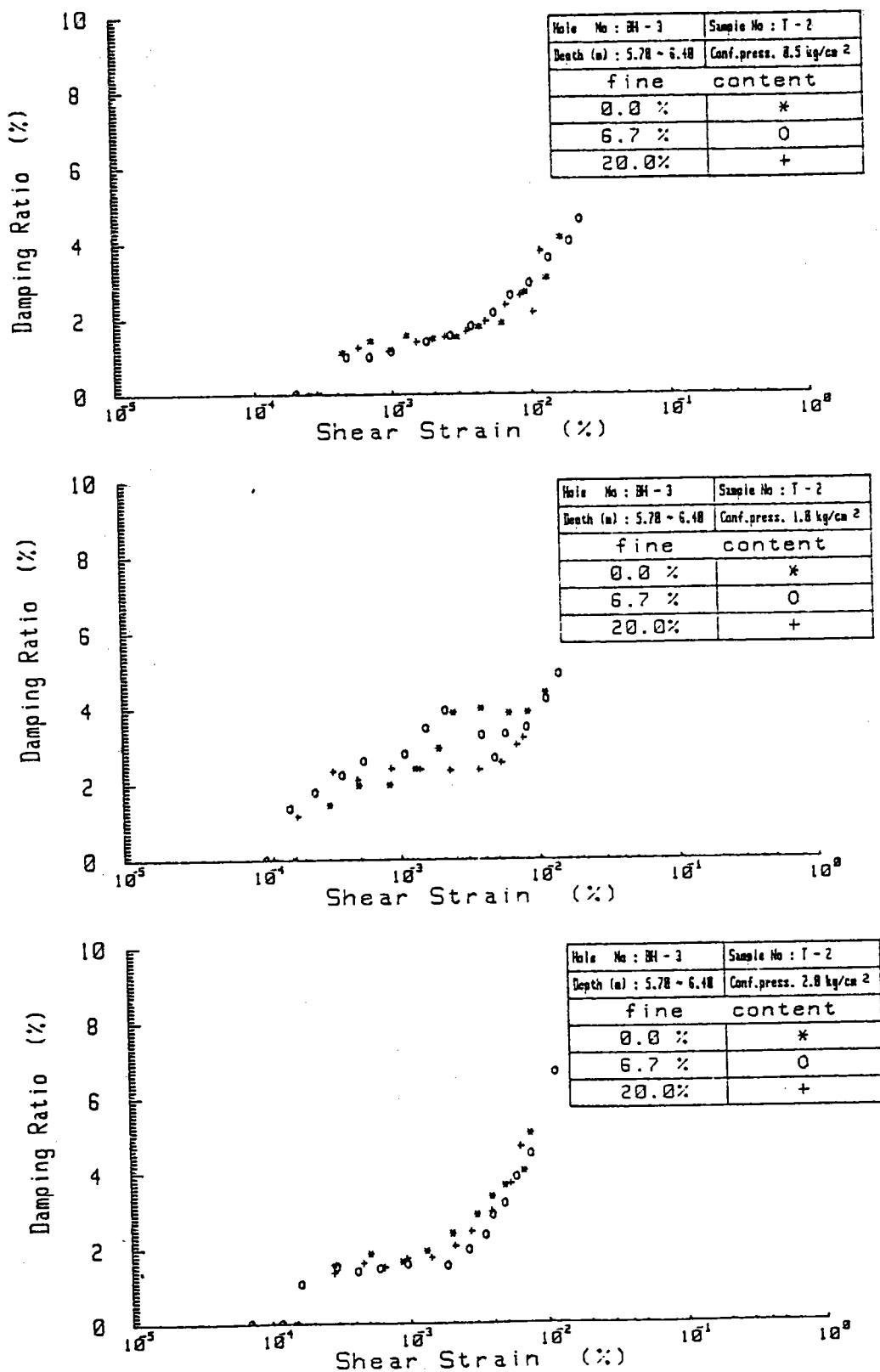


圖 4-29 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

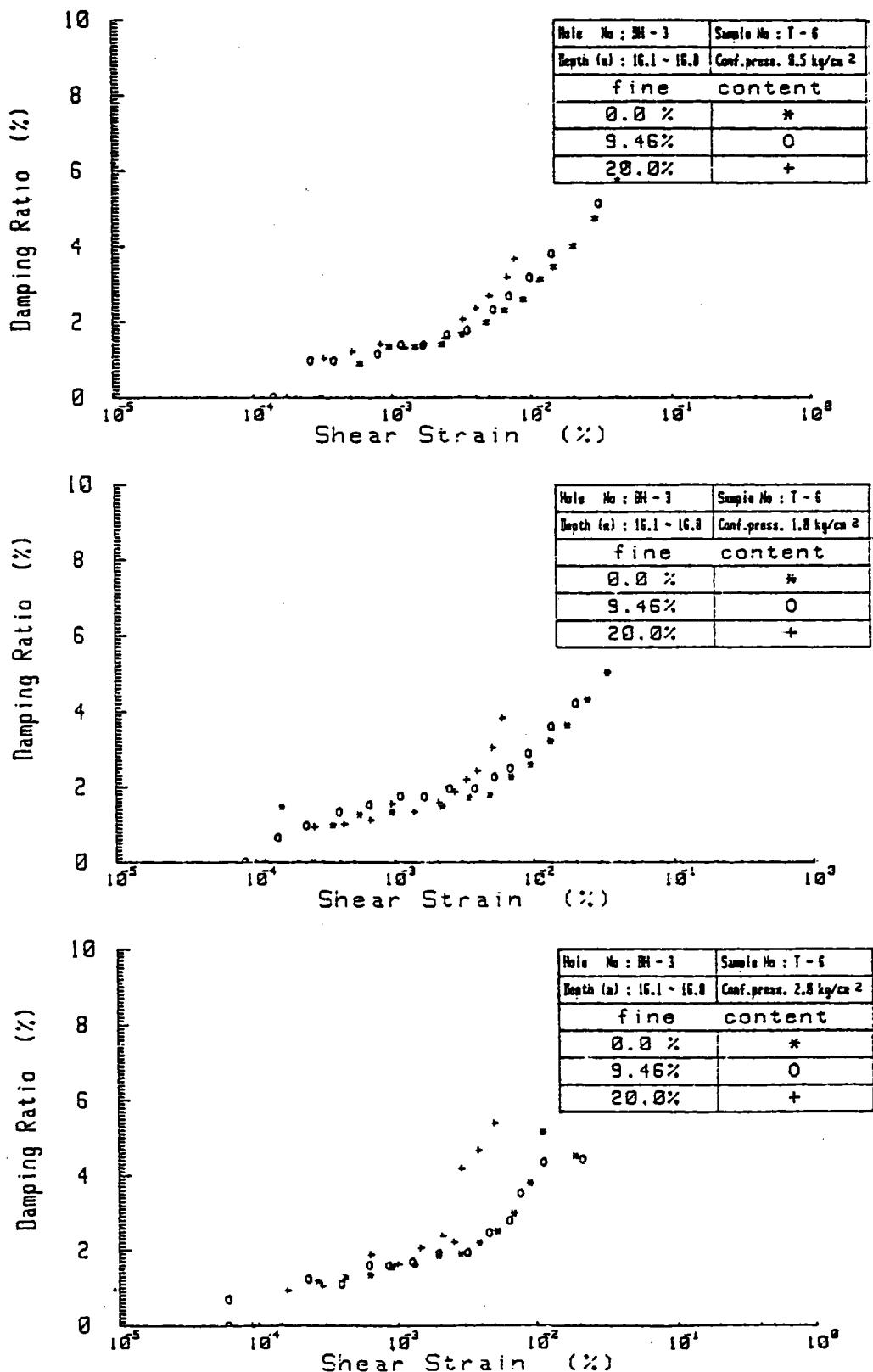


圖 4-30 不同細料含量對砂質土壤動態性質之影響

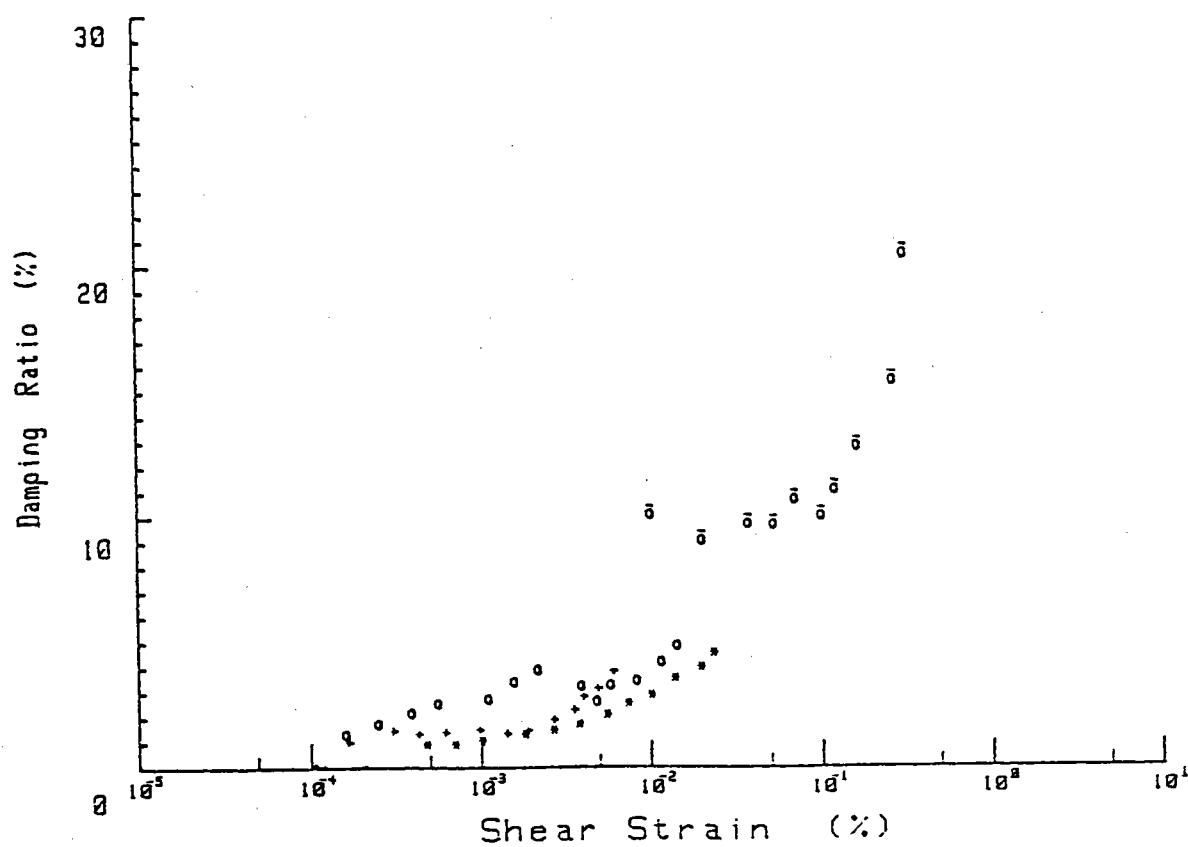
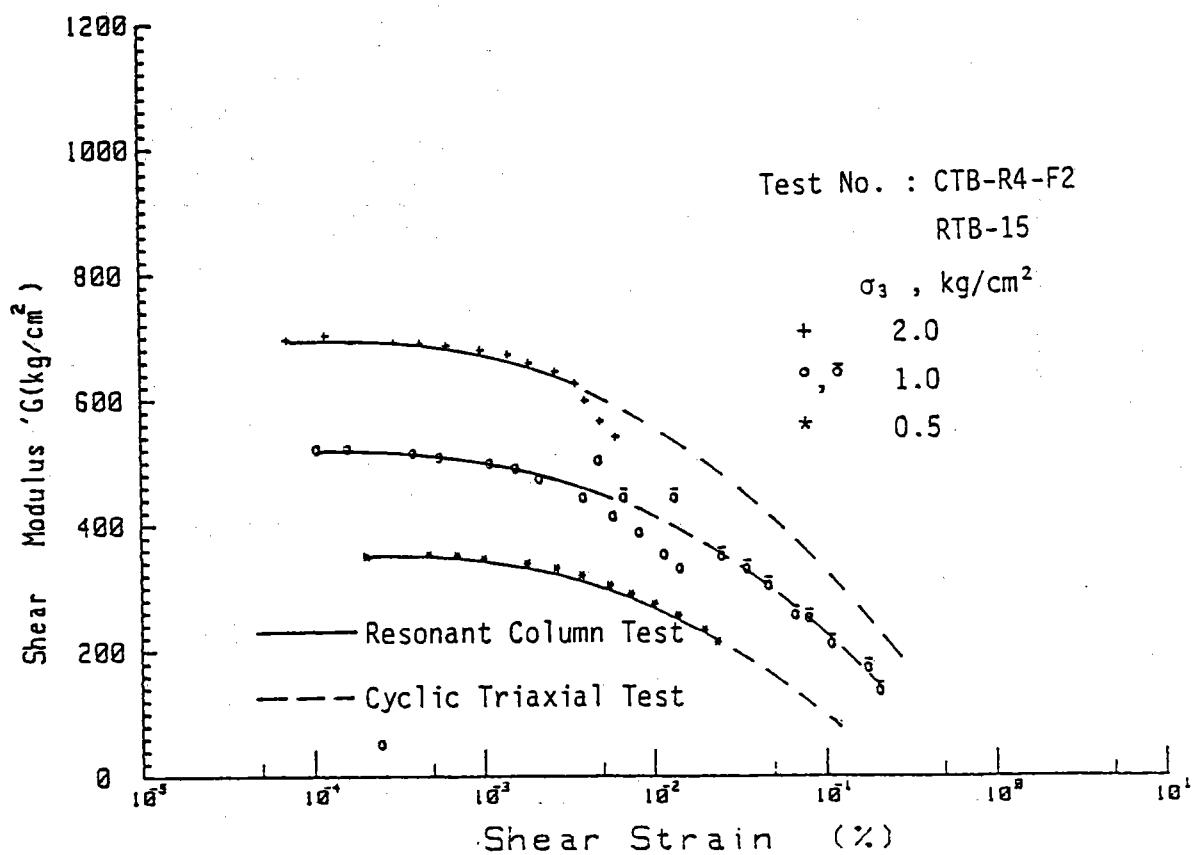


圖 4-31 共振柱與動力三軸試驗結果之比較

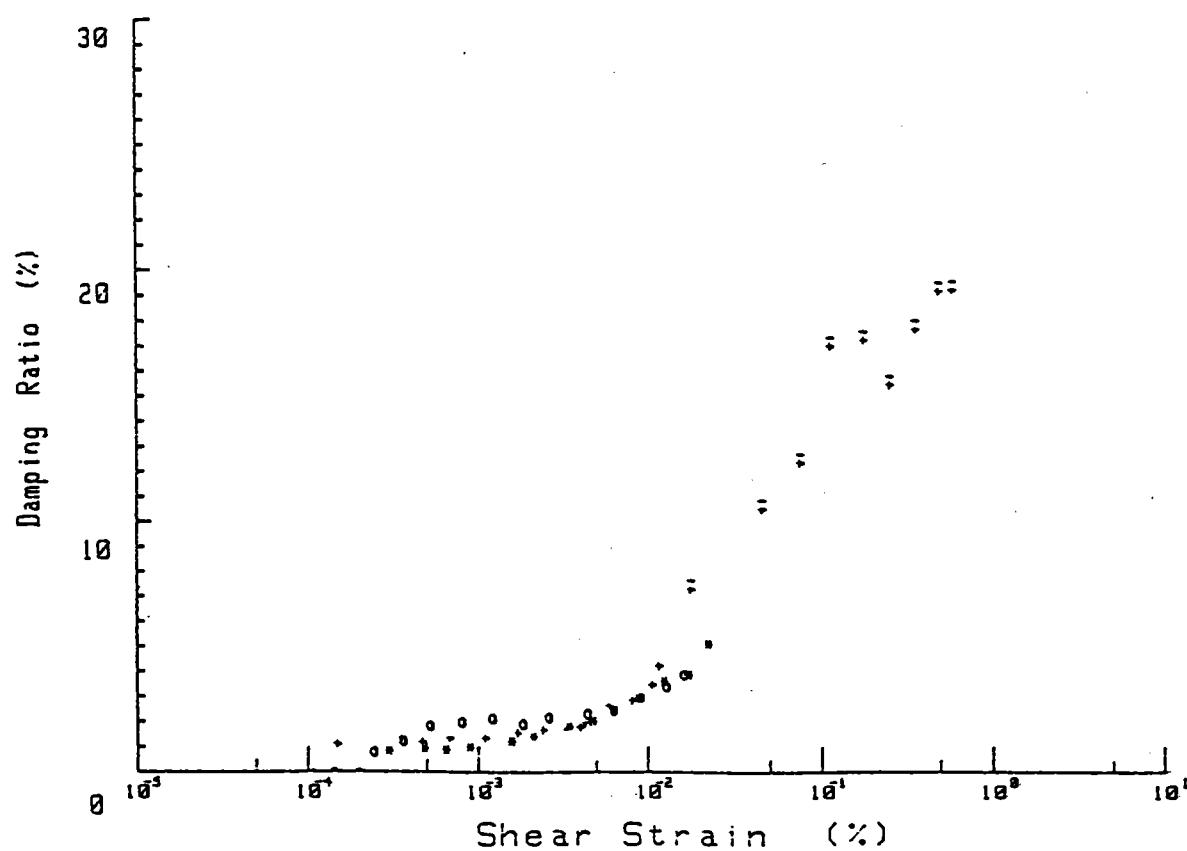
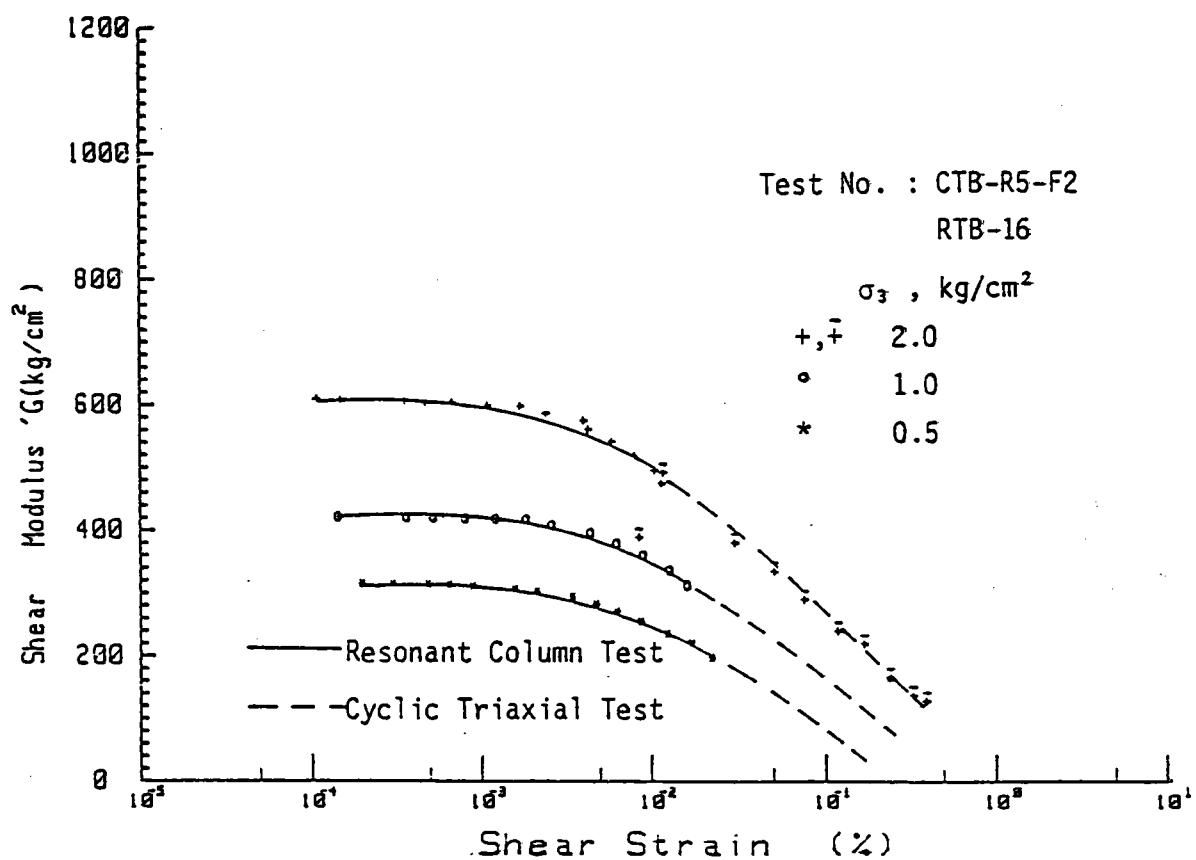


圖 4-32 共振柱與動力三軸試驗結果之比較

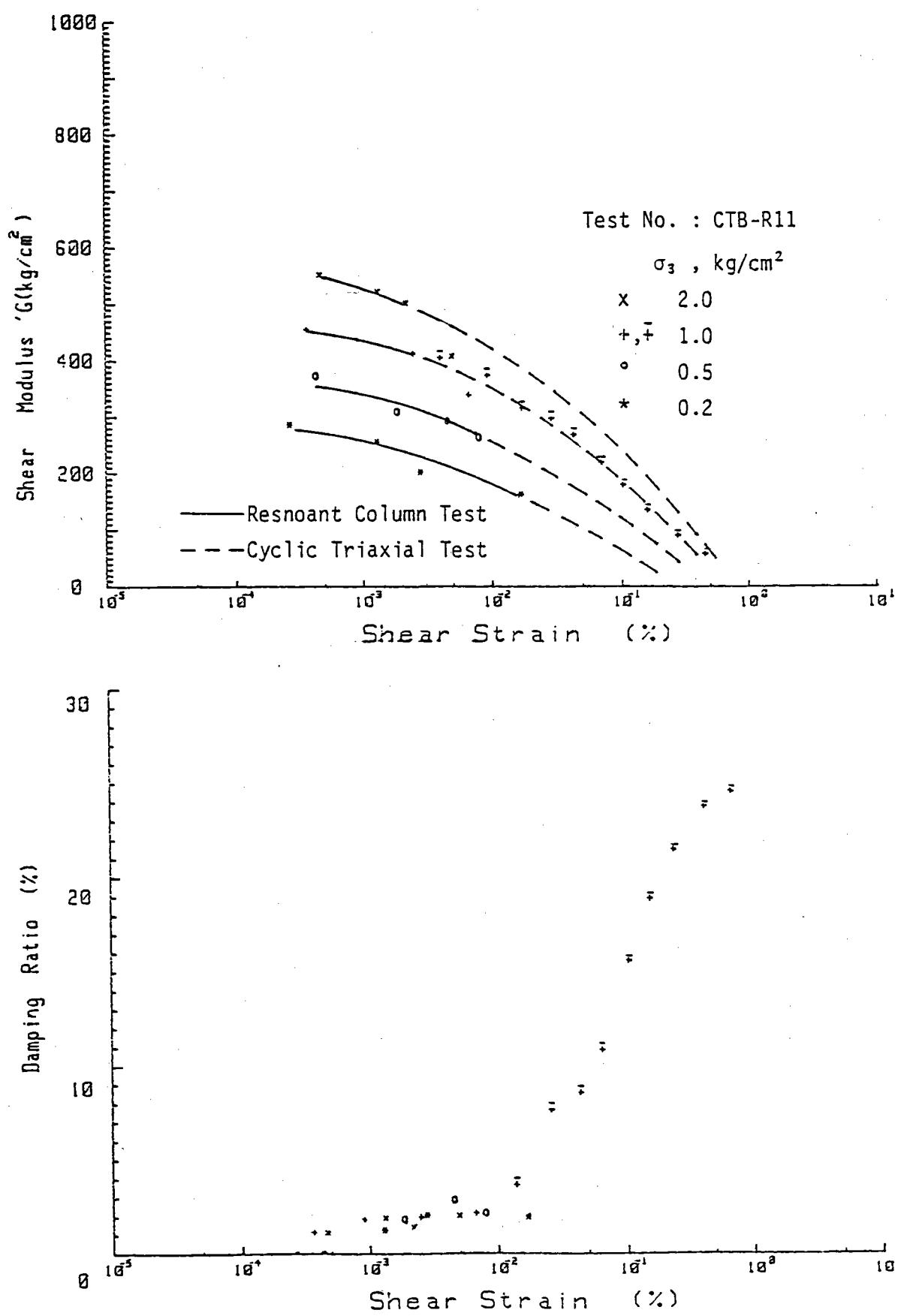


圖 4-33 共振柱與動力三軸試驗結果之比較

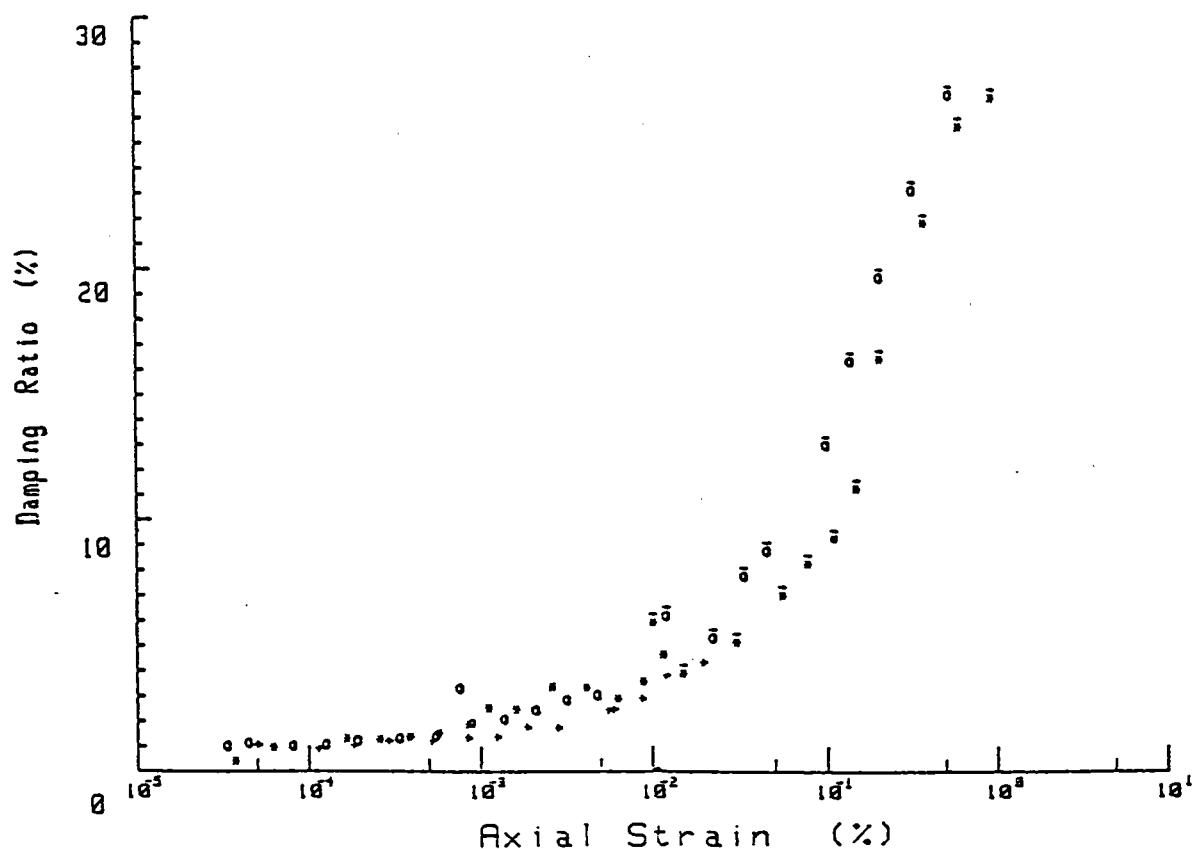
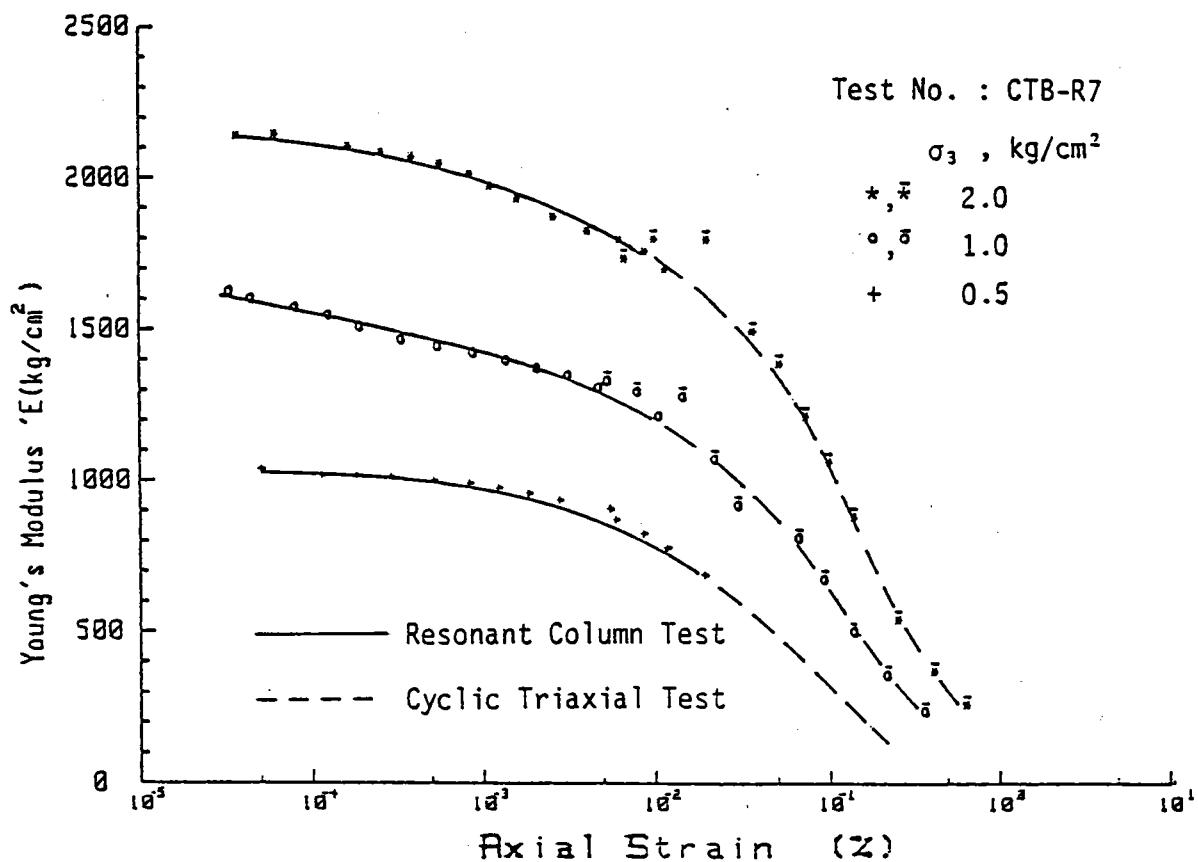


圖 4-34 共振柱與動力三軸試驗結果之比較

減小；對同一剪應變而言，剪力模數隨圍壓之增加而增加。圖 4-35. 不同圍壓情況下剪力模數與剪應變之關係，該圖顯示圍壓對剪應力模數有相當大之影響。

本共柱振試驗之剪應變範圍約在 5×10^{-4} 至 2×10^{-2} % 之間，圖 4-35. 亦表示相同圍壓作用情形下之剪力模數值範圍，在包圍壓力 $\sigma'_c = 2 \text{ kg/cm}^2$ 時，其剪力模數平均值約為 530 kg/cm^2 ，變化範圍約在 420 至 550 kg/cm^2 之間，其他圍壓情況可用內插法推求。

圖 4-36. 比較新竹外海與台北盆地沉泥質粘土（吳偉特，1983）之動態性質。為便於比較兩者皆取圍壓為 1 kg/cm^2 時之剪力模數，比較結果顯示新竹外海粘土層之剪力模數值約與台北盆地粘土層剪力模數之低限值相當。惟本試驗之沉泥質粘土為擾動土樣，致試驗所得之剪力模數值可能偏低。

圖 4-37. 係表示剪力模數與不排水剪力強度比值 (G/S_u) 與剪應變之關係曲線，其中粘土層之不排水剪力強度係由強度參數 $C = 0.21 \text{ kg/cm}^2$ 及 $\phi = 19^\circ$ 推求。與國外專家學者研究結果相比較新竹外海粘性土壤剪力模數約位於下限位置，而與台北盆地粘性土壤之剪力模數值甚為相近。

2. 阻尼比特性

本研究新竹外海粘性土壤阻尼比與剪應變關係繪如圖 4-38. 所示，顯示該粘性土壤阻尼比隨剪應變增加而增加，其變化範圍約在 Seed & Idriss (1970) 建議範圍內，略偏向下限範圍。至圍壓對阻尼比之影響則不明顯。

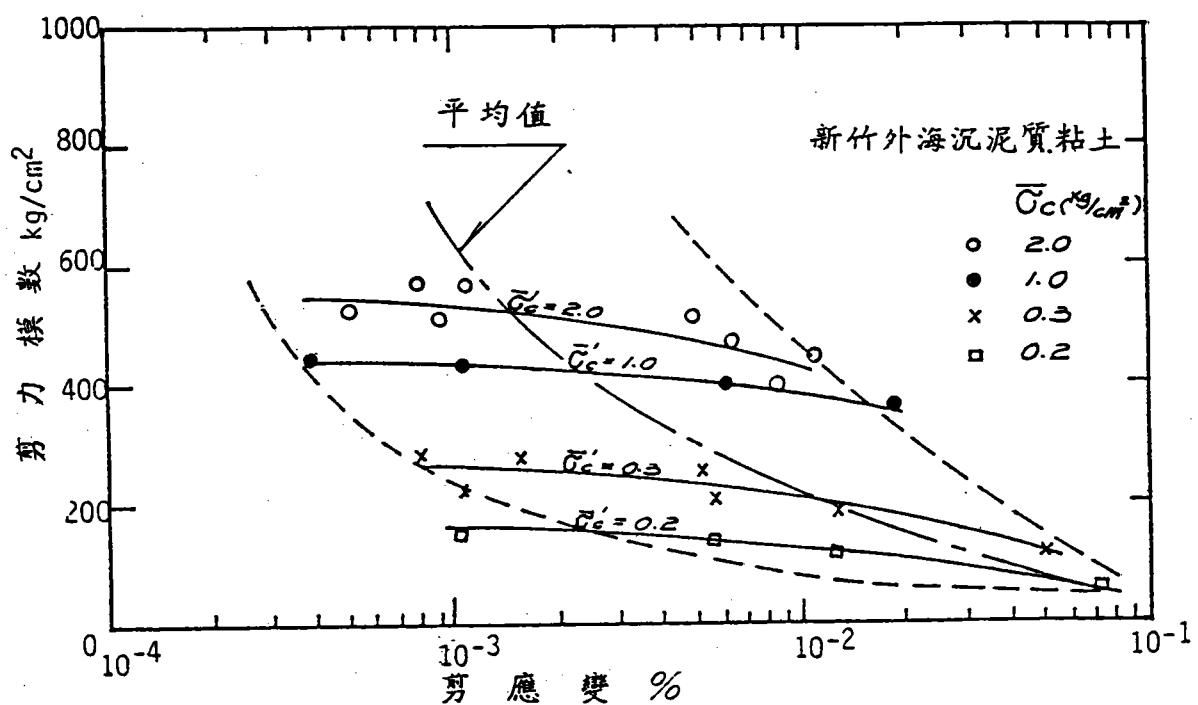


圖 4-35 粘性土壤剪力模數與剪應變關係

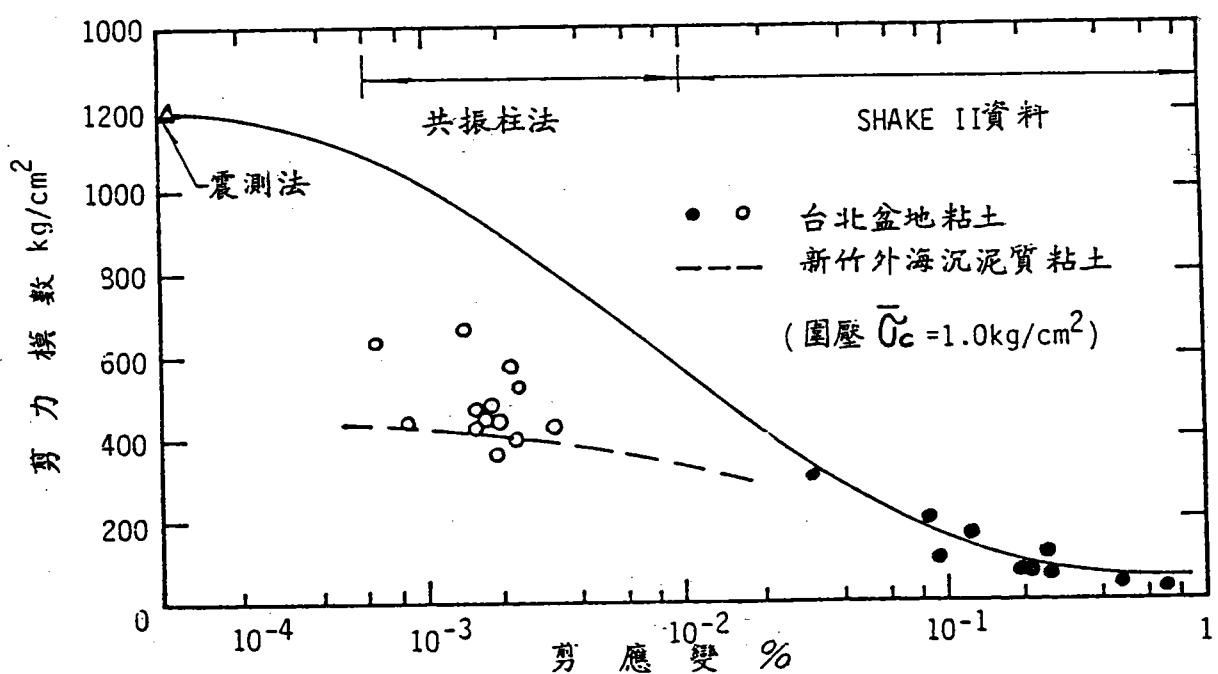


圖 4-36 不同地區粘性土壤之剪力模數與剪應變關係比較

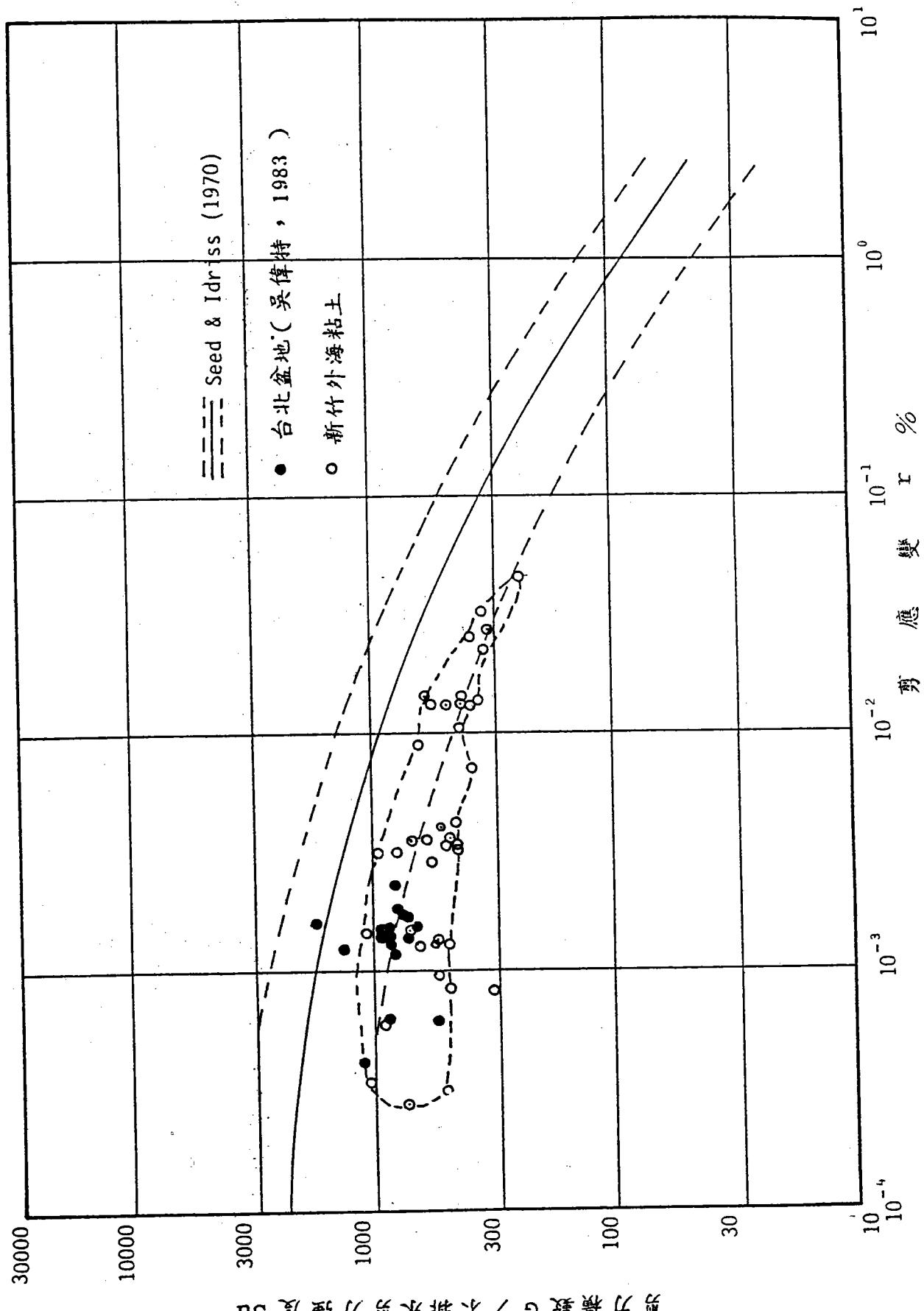


圖 4-37 粘性土壤 G/S_u 與剪應變關係比較

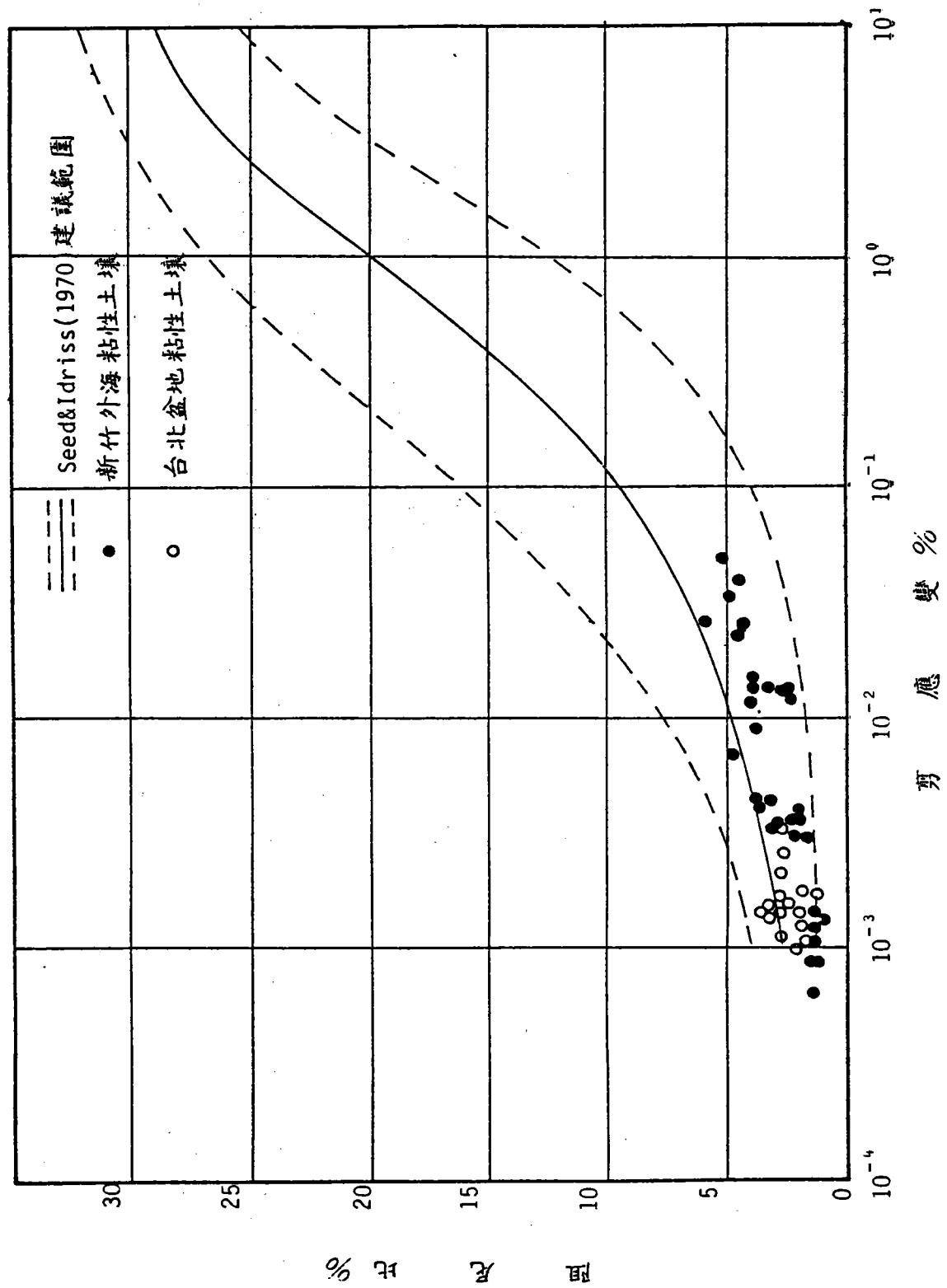


圖 4-38 粘性土壤阻尼比與剪應變關係

4.2. 現地試驗結果分析

4.2.1. 剪力模數之測定

本研究於港研所附近之台中港區預留地上進行三個鑽孔測點 (BH-1, -2, -3) 之現地震測試驗，利用下井震測法測定土層之剪力波速。在每個試驗深度上均分別以相反錘擊方向，測得兩個震波紀錄，圖 4-39 為其中之一測點 BH-1 之震波紀錄，其餘附於本報告附錄。在理論上，錘擊方向相反，其剪力波紀錄亦應相對反向，但實測紀錄顯示並不盡然，因之，正確判定剪力波到達時間而據以計算土層之剪力波速甚為困難。本研究改用相鄰兩深度震波紀錄對應點連線之斜率來決定剪力波速 V_s ，再根據波動公式 $G = \rho V_s^2$ 計算土層之剪力模數 G ，式中 ρ 為土層之質量密度。

圖 4-40 為三個鑽孔測點之土層剪力波速深度變化圖，顯示土層之剪力波速大約隨深度略有增大，惟變化不大，其值大致在 100 ~ 260 m/sec 之間。根據土層之質量密度（如圖 4-41.），計算得土層之剪力模數之深度變化，如圖 4-42 所示。由於剪力模數與剪力波速之二次方相關，因之剪力模數之差異程度較剪力波速為大，其變化範圍約在 200 ~ 1400 kg/cm^2 之間。

4.2.2. 剪力模數與 SPT-N 值之相關性

標準貫入試驗 (SPT) 為一般地質調查廣泛採用之現地試驗，為了解土壤動態性質與其 SPT-N 值之相關性，於進行剪力波速測定之三個鑽孔另進行標準貫入試驗，其 N 值測定結果如圖 4-40 所示。利用 55 組試驗數據進行統計迴歸分析，以求取剪力波速，剪力模數與 N 值之關係式，分別為：

$$V_s = 91.2N^{0.242} \quad \dots \dots \dots \quad (4-1)$$

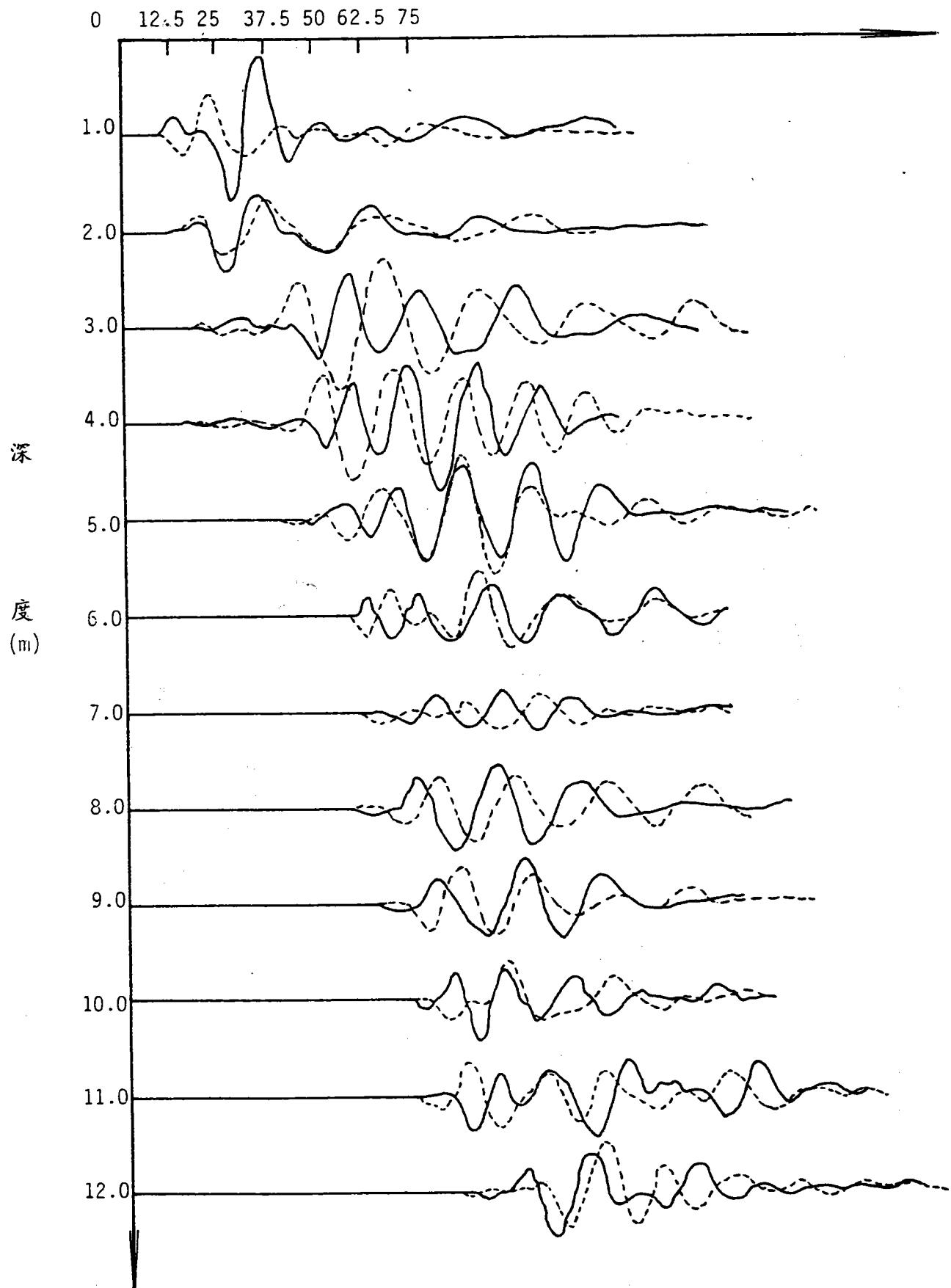
$$G = 309N^{0.254} \quad \dots \dots \dots \quad (4-2)$$

圖 4-43 表示 $V_s \sim N$ 及 $G \sim N$ 之關係。Imai (1970) 曾作過類似之研究，得到 V_s 與 N 之關係式為

$$V_s = 92.1N^{0.329} \quad \dots \dots \dots \quad (4-3)$$

圖 4-39 鑽孔 BH-1 剪力波下井測法震波紀錄

時 間 (10^{-3} Sec)



N 值

剪力波速 (m/sec)

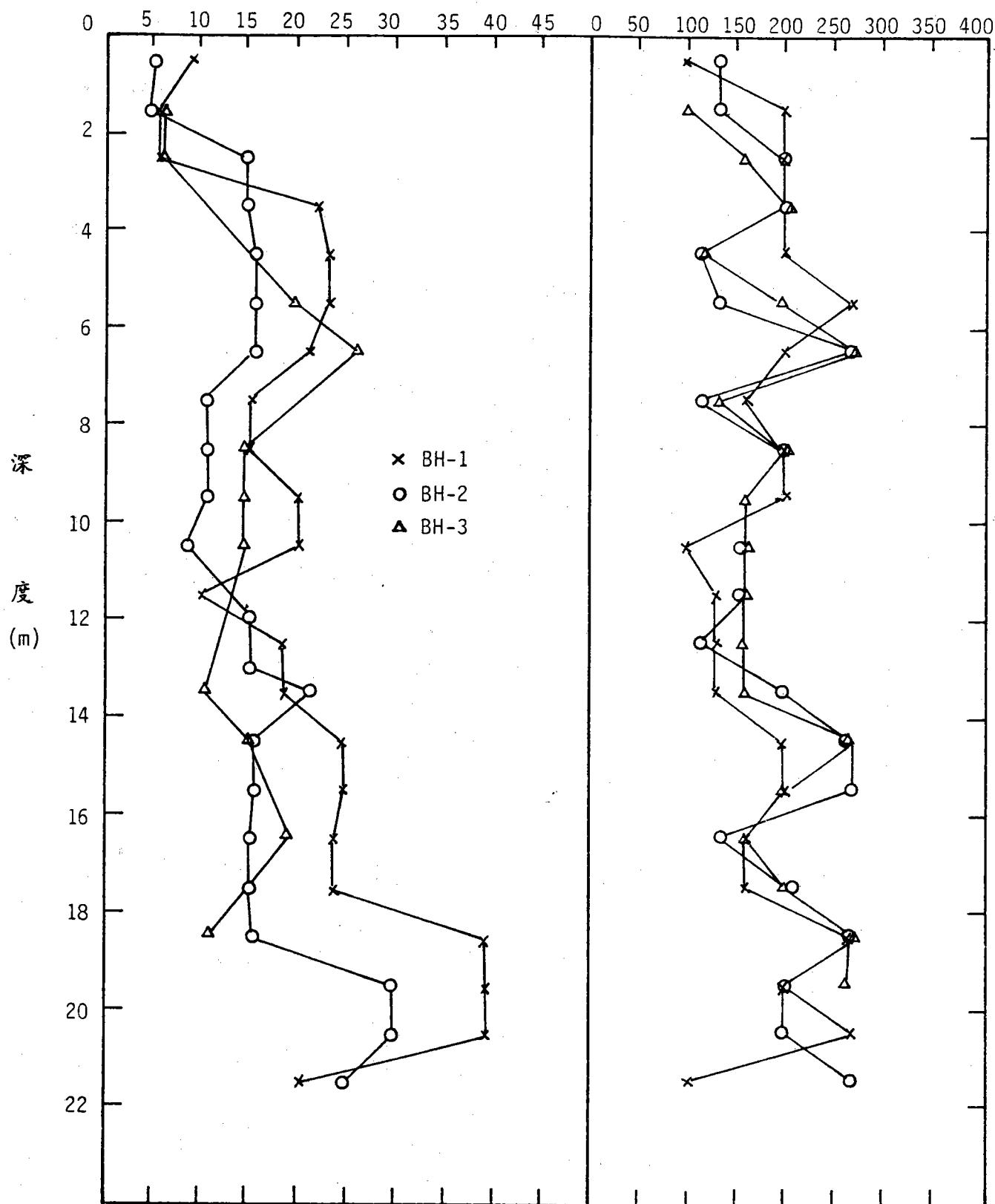


圖 4-40 SPT-N 值與剪力波速深度變化圖

質量密度 ρ (g/cm^3)

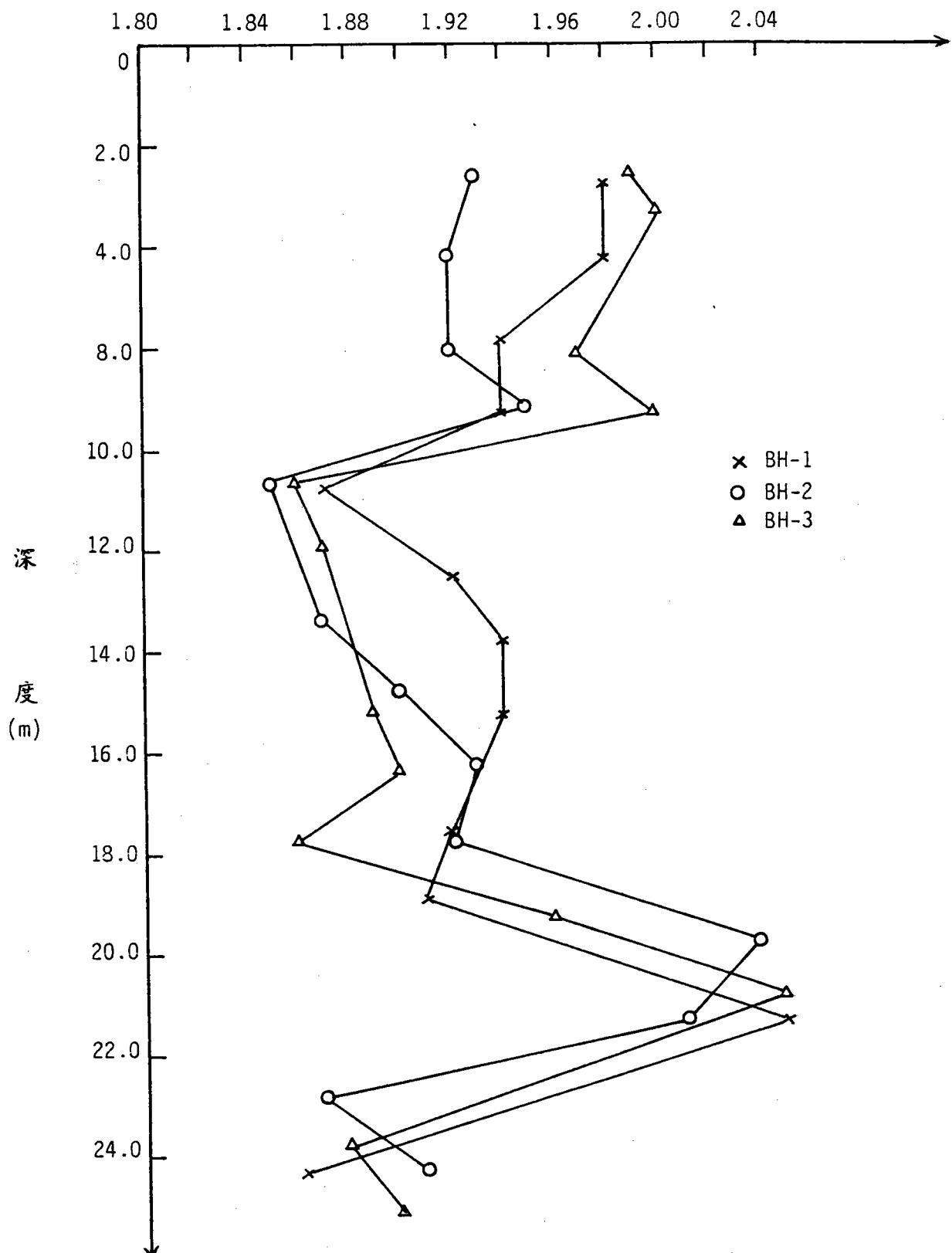


圖 4-41 土層質量密度深度變化圖

剪力模數 G (g/cm^2)

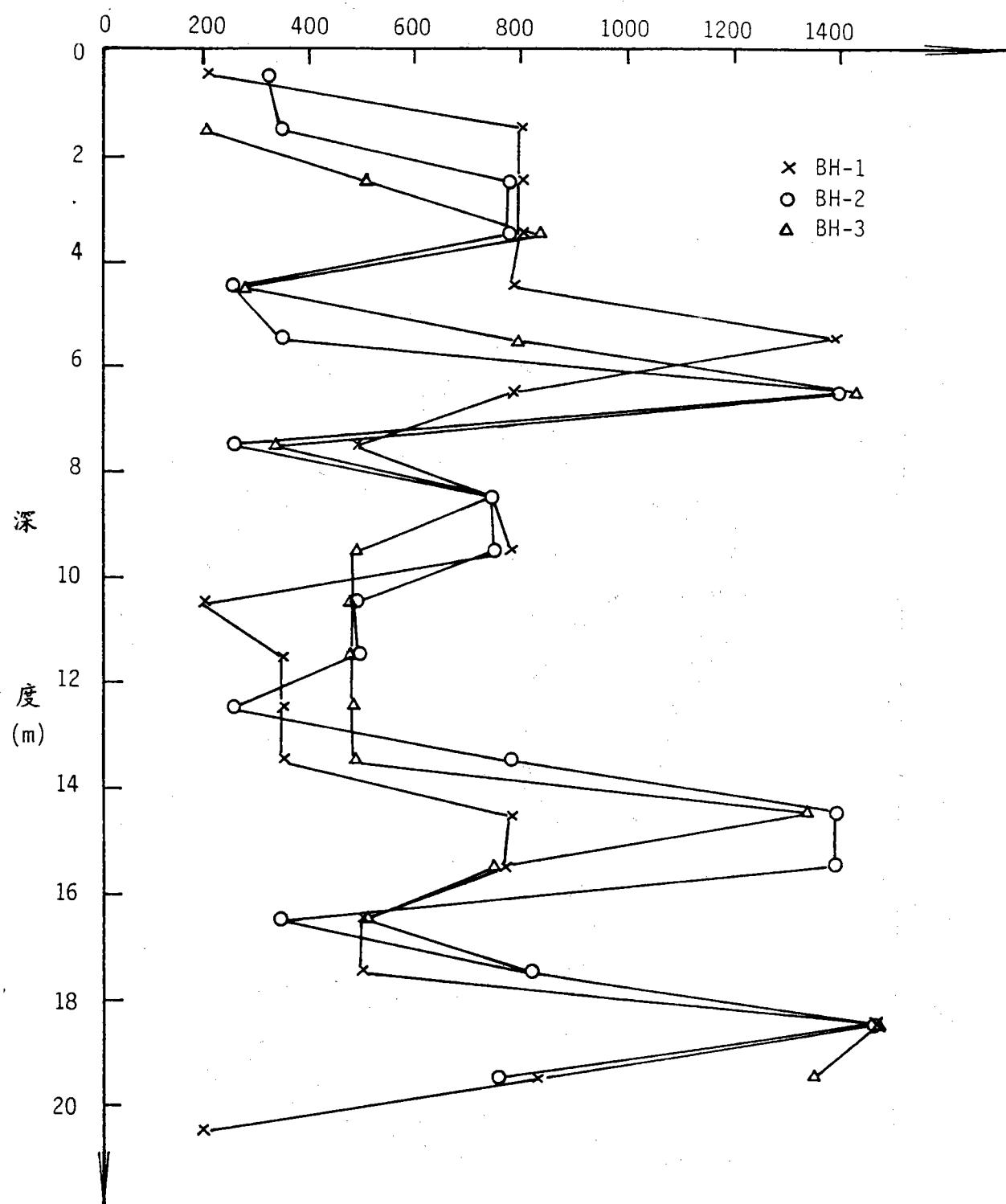


圖 4-42 土層剪力模數深度變化圖

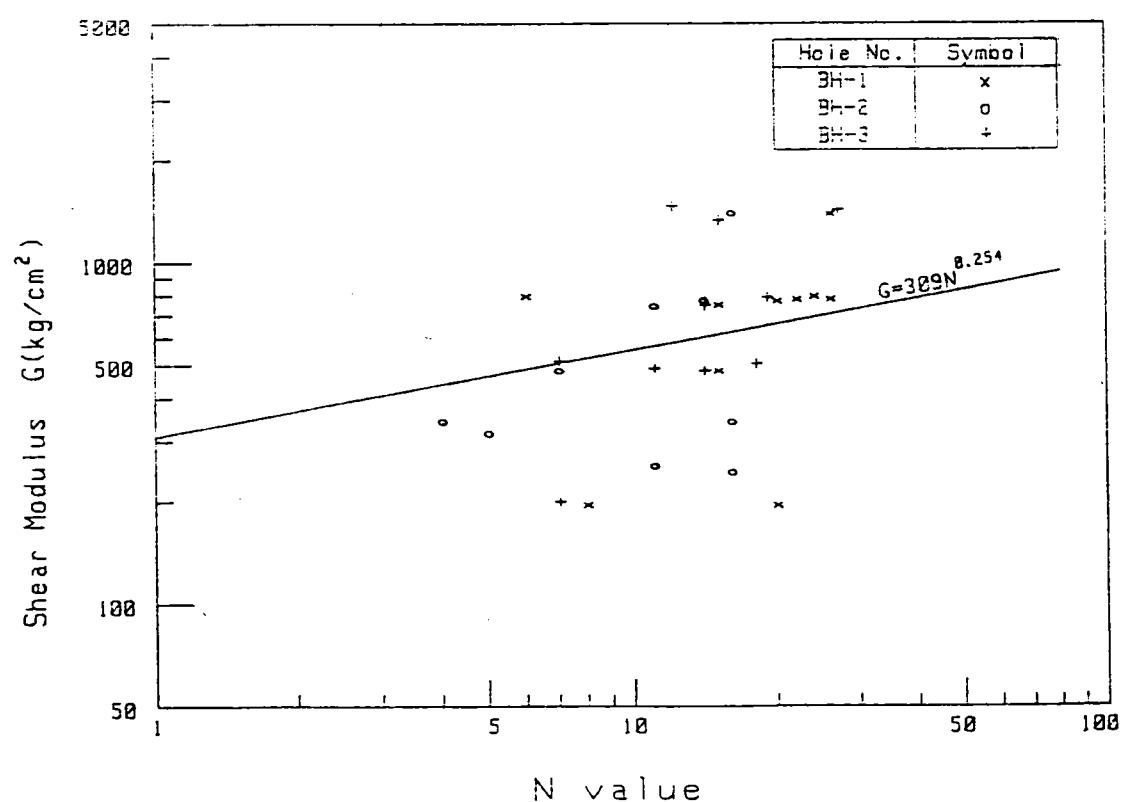
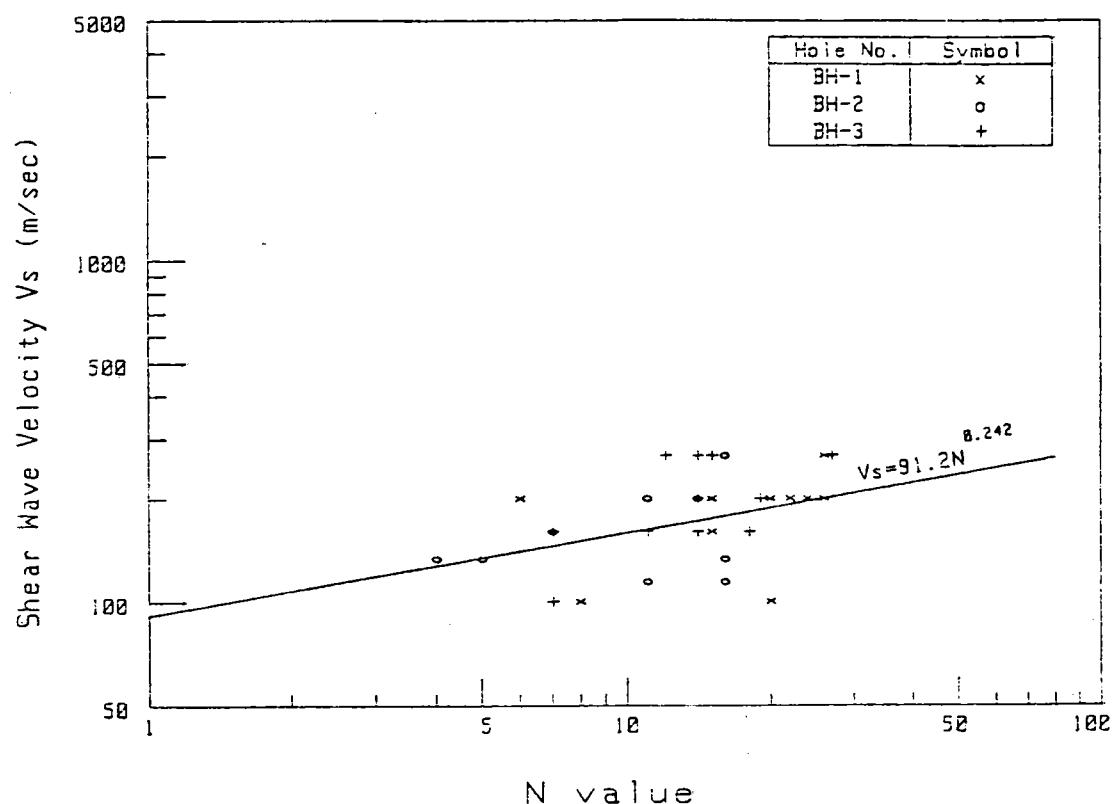


圖 4-43 剪力波速及剪力模數與 SPT-N 值之關係

比較式 (4-1) 及式 (4-3)，可知根據本研究結果所求取之 G 值將略低。

4. 2. 3. 剪力模數與 CPT- q_c 值之相關性

本研究另在三個鑽孔附近進行荷式錐貫入試驗 (CPT)，利用電子式圓錐測定土層之錐頭阻抗 q_c ，期建立土層剪力模數 G 與 q_c 之相關式。經根據三個鑽孔附近 CPT 之錐頭阻抗，加以統計迴歸分析，但未能獲得良好之關係式，可能係由於試驗地區土層變化較大，常夾有不同性質之薄土層，而錐頭阻抗與剪力波速所測定之深度基準並不一致，而影響比較之結果。

4. 2. 4. 現地震測與共振柱試驗結果比較

本研究現地震測試驗係以 10. 磅鐵錘擊以產生波動，其所產生之剪應變甚小，根據各學者專家之研究與建議，一般經由震測法所得剪力模數值相對應之剪應變範圍如下：

Seed and Idriss (1970)	$\pm 5 \times 10^{-4} \%$
Ishihara (1971)	$10^{-3} \sim 10^{-4} \%$
Hoar and stokoe (1977)	$3 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \%$
Imai (1977)	$10^{-4} \sim 10^{-5} \%$
Richart (1977)	$\leq 10^{-4} \%$
Marcunson and Curro (1981)	$\leq 10^{-4} \%$
Parakash and Puri (1981)	$\pm 10^{-4} \%$

因此本研究震測法所得之剪應變採用 $\leq 10^{-4} \%$ ，其所得剪力模數與室內共振柱試驗所得剪應變約 $10^{-4} \%$ 時之剪力模數相比較，如圖 4-44 所示，圖中剪力模數值係分別取現地土層平均包圍壓力與室內試驗圍壓相當者相比較，該圖顯示室內共振柱法所得結果較現地震測法略大，可能係試體在處理過程受到某些程度之應變效應 (strain-effect) 所致。由於可供比較之資料尚少，此項結果有待進一步補充資料分析。

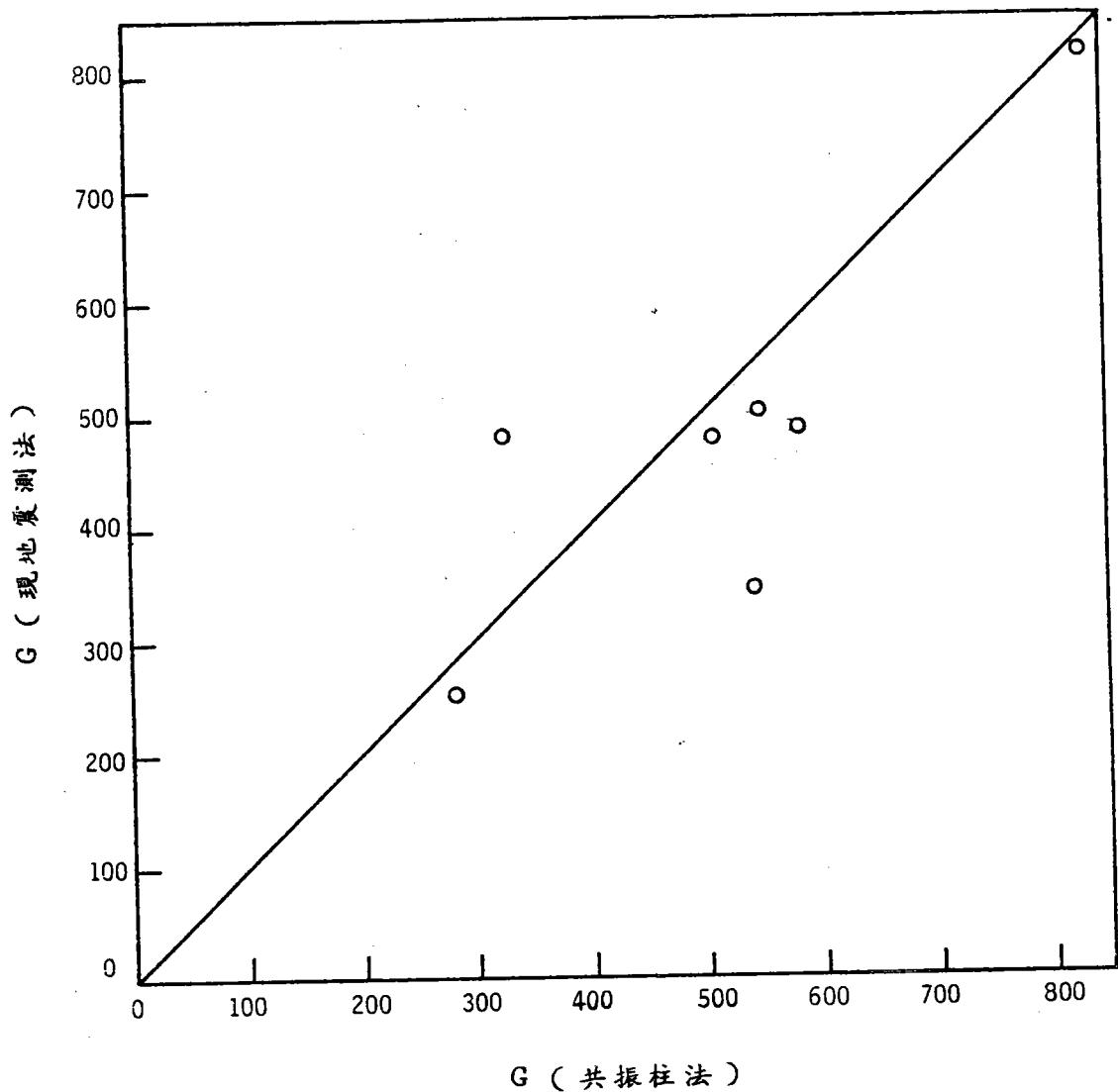


圖 4-44 現地震測與共振柱試驗結果比較

4. 3. 討論

本研究試驗土樣主要為沉泥質土壤，雖僅取自台中港區、興達港區及新竹外海等地區，但由取樣及試驗資料（如表 4-1）顯示，各區間沉泥質砂性土壤之一般物理性質尚無甚大差異，大致可用以探討及描述台灣西海岸一般砂性土壤之動態特性。

根據試驗結果顯示，沉泥質砂性土壤之動態性質與剪應變之關係趨勢大致與一般純淨砂相同，惟由圖 4-16 所示之 G/G_{max} 與剪應度之關係，其平均值約為 Seed & Idriss (1970) 建議範圍之上限相當，顯示沉泥質砂性土壤之剪力模數隨剪應變增加而減小之勢略較純淨砂為小，可能係其細料含量較多之影響，需進一步探討。根據圖 4-16 及圖 4-17，大致可分別推求台灣西海岸沉泥質砂性土壤之剪力模數及阻尼比特性。

沉泥質砂性土壤之剪力模數在剪應變低於 $10^{-3} \%$ 時趨近其最大值，最大剪力模數 G_{max} 一般可以下列關係式表示：

$$G_{max} = A F(e) (\bar{\sigma}_0)^n \dots \dots \dots \dots \dots \dots \quad (4-4)$$

上式中， A ， n 為常數； $\bar{\sigma}_0$ 為平均有效圍壓； $F(e)$ 為孔隙比 e 之函數，茲引用 Hardin & Richart (1963) 提出 $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ 之函數型式，表示沉泥質砂性土壤剪力模數與孔隙比之關係。根據本研究原狀土樣之共振柱試驗結果分析，求得 A ， n 之平均值，分別為 $A = 420$ ， $n = 0.51$ ，得

$$G_{max} = 420 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.51} \dots \dots \quad (4-5)$$

式中， G_{max} 及 $\bar{\sigma}_0$ 皆以 Kg/cm^2 表示。與其他學者 Hardin & Richart (1963)，翁作新 & 林中平 (1984) 等對純淨砂（細料含量少於 5%）之類似試驗結果比較，式 (4-5) 所得結果大致偏低 30%。

本研究動力三軸試驗所測定之剪力模數及阻尼比係以反復荷重

第五章 結論與建議

在動力分析上，土壤之剪力模數及阻尼比特性為最重要之參數。本研究利用試驗室共振柱法與動力三軸試驗，輔以現地下井法震測試驗，初步探討台灣西海岸之沉積性沉泥質土壤之剪力模數與阻尼比特性及其相關影響因素，並探討其與一般現地貫入試驗結果之相關性，得到下列結論與建議：

1. 沉泥質砂性土壤之動態性質隨剪應變大小而變化，其剪力模數隨剪應變之增加而減小，阻尼比則隨剪應變增加而增加，變化趨勢大致與純淨砂相同（圖 4-16. 及 圖 4-17.），惟其正規化剪力模數隨剪力變增加而減小之勢略較純淨砂為小，大致在 Seed & Idriss (1970) 建議之上限範圍。

2. 台灣西海岸一般沉泥質砂性土壤之剪力模數及阻尼比特性大致可分別依據圖 4-16. 及 圖 4-17. 所示之平均值推估，其最大剪力模數 G_{max} 大致為：

$$G_{max} = 420 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_0)^{0.51}$$

其中 e 為土壤孔隙比， $\bar{\sigma}_0$ 為平均有效圍壓， G_{max} 及 $\bar{\sigma}_0$ 皆以 Kg/cm^2 表示。

3. 孔隙比或相對密度、有效圍壓以及細料含量等對沉泥質砂性土壤之剪力模數有很大影響；對阻尼比之影響較不顯著。孔隙比減小或有圍壓增加則剪力模數增加，細料含量增加（大於 10%）則剪力模數減小。

4. 動力三軸試驗測定之土壤動態性質在剪應變約為 $10^{-2}\%$ 範圍與共振柱試驗結果續接，其連續性大致良好，利用該兩種試驗方法可測定出剪應變範圍在 $10^{-4} \sim 1\%$ 間之土壤動態性質，其在剪應變高於 1% 者，由於試體發生頸縮現象，利用動力三軸試驗之測定已受限制。

5. 反復剪應力比約大於 0.2 或剪應變約大於 $10^{-1}\%$ 時，由於超額孔隙水壓隨反復荷重循環次數增加而漸進性增加，土壤剪力模數及阻尼比

亦隨之變化，因此對於較大剪應變之土壤動態性質宜考慮反復荷重循環數之影響。

6. 利用現地震測法測得之剪力模數與共振柱試驗結果相近，但需要補充資料進一步分析。

7. 利用標準貫入試驗 N 值可推求土層之剪力波速或剪力模數，但其間關係仍相當分散。本研究得到 $SPT-N$ 值與沉泥質土壤之剪力波速 V_s 及剪力模數 G 之關係式分別為：

$$V_s = 91.2 N^{0.242}$$

$$G = 309 N^{0.254}$$

8. 本研究試驗土樣採取範圍未廣及台灣西海岸多數地區，需要擴大取樣範圍以進一步對沉泥質土壤動態特性試驗研究，對於部分試驗研究結果仍只有「定性」之描述，將來尚應進一步作「定量」之探討。

循環第3次之結果表示，惟視土壤之緊密度狀況，大致在反復剪應力比大於0.2或剪應變大於 $10^{-1}\%$ 時，隨著反復荷重循環數之增加，由於超額孔隙水壓漸進性增加，致剪力模數逐漸減小，阻尼比逐漸增加，因此對於較大剪應變（約大於 $10^{-1}\%$ ）之動態特性應考慮荷重循環數之影響。

参考文献

1. Hardin, B.O., and Black, W.L., "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", JSMFD, ASCE, Vol. 94, No. SM2, Mar. 1986.
2. Hardin, B.O., and Richart, F.E., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", JSMFD, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Feb. 1963.
3. Iwasaki, T., and Tatsuoka, F., "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands", Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, Sept. 1977.
4. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P., "shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves", JSMFD, ASCE, Vol. 98, No. SM 7, July, 1972.
5. Shibata, T., Soelarno, D.S., "Stress - Strain Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", Proc. of Japanese Society of Civil Engineering, No. 239, July, 1975.
6. Afifi, S.S., and Wood., R.D., "Long-Term Pressure Effects on Shear Modulus of Soils", JSMFD, ASCE, Vol. 97. No. SM10, Oct. 1971.
7. Silver, M.L., and Park, J.K., "Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior", JGED, ASCE, Vol. 101, No. GT10, Oct. 1976.
8. Chang, N.Y., and Makarechi, H., "Effects of Gradation on Shear Modulus of Denver Sands at Small Strains", Proc. of Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 1, Jnly, 1982, Southampton.
9. Seed, H.B., and Idriss, I.M. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", No. EERC 70-10, 1970, Univ. of California, Berkeley.
10. Skoglund, G.R., Marcnson, W.F. III, and Cunny, R.W., "Evaluation of Resonant Column Test Devices", JGED, ASCE, Vol. 102, No. GT11, 1976.
11. Anderson, D.G., and Richart, F.E., "Temperature Effect on Shear Wave Velocity in Clays", JGED, ASCE, Vol. 100, No. GT 12, Dec. 1974.

12. Hall, R.T., and Richart, F.E., "Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils" , JSMFD, ASCE, Vol. 89, No. SM 6, Nov. 1973.
13. Hardin, B.O., "The Nature of Damping" , JSMFD, ASCE, Vol. 91, No. SM 1, 1965.
14. Tatsuoka, F., Iwaski, T., and Takagi, Y., "Hysteretic Damping of Sands Under Cyclic Loading and Its Relation to Shear Modulus" , Soil and Foundations, Vol. 18, No. 2, June, 1978.
15. Imai, T., Yoshimura, M., and Uchiyama, S., " The Relation of Mechanical Properties of Soils to P-and S-Wave Velocity" , Autumnal Lecture Meeting for 1970 of Seismological Society of Japan.
16. Seed, H.B., and Idriss, I.M., "Evaluation of Liquefaction Potential of Sand Deposits Based on Observations of Performance in Previous Susceptibility" , Session No. 24, ASCE National Convention, st. Louis, Oct., 1981.
17. " Determination of Seismically Induced Soil Liquefaction Potential at Proposed Bridge Sites", Report No. FHWA-RD-77-127, pp. 21-22.
18. Ishihara , K., " Factors Affecting Dynamic Properties of Soils" , Proc. Fourth Asia Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971.
19. Hoar, R.J., and Stokoe, K.H., " Crosshole Measurement and Analysis of shear Wave" , Proc. Tenth ICSHFE, Stockholm. 1977.
20. Marcuson, W.F., and Curro, J.R., "Field and Laboratory Determination of Soil Moduli", JGED, ASCE, Vol. 107, No. GT 10, Oct., 1981.
21. Imai, T., " P-and S-Wave Velocities of the Graund in Japan" , Proc. Ninth ICSMFE, Tokyo, 1977.
22. Richart, F.E.Tr., " Dynamic Stress-Strain Relations for Soils, State of the Art Report" , Proc. Ninth ICSMFE, Tokyo, 1977.
23. Prakash, s., and Pari, V.K., "Dynamic Properties of Soils From In-situ Tests" , JGED, ASCE, Vol. 107, No. GT7, July, 1981.
24. 吳偉特 (1983) 『台北盆地土壤之剪力模數與阻尼比特性』, 土木水利季刊第十卷第一期, 民國72年5月。

25.翁作新、林中平(1984)「粘土含量對福砂動態剪力模數與阻尼比之影響」，中國土木水利學會73年會研討會論文集第1卷，民國73年11月。

後記

計劃之執行常非個人力量能竟全功。本研究計劃賴參與人員群策群力分工合作，方能有成。其中，現地震測及室內動力試驗研究與分析分由陳副研究員圭璋及李研究員延恭負責，助理研究員謝明志及簡連貴分別擔任室內共振柱及動力三軸試驗研究，蘇助理吉立協辦各項試驗及資料整理與計算，至現地作業及室內一般試驗由技術員李春榮、陳義松、陳志芳、張阿平共同辦理，李春榮協助電腦繪圖工作。此外，行政人員亦提供本研究計劃充分之行政支援與配合。謹向各參與人員之貢獻誌謝。

附 錄

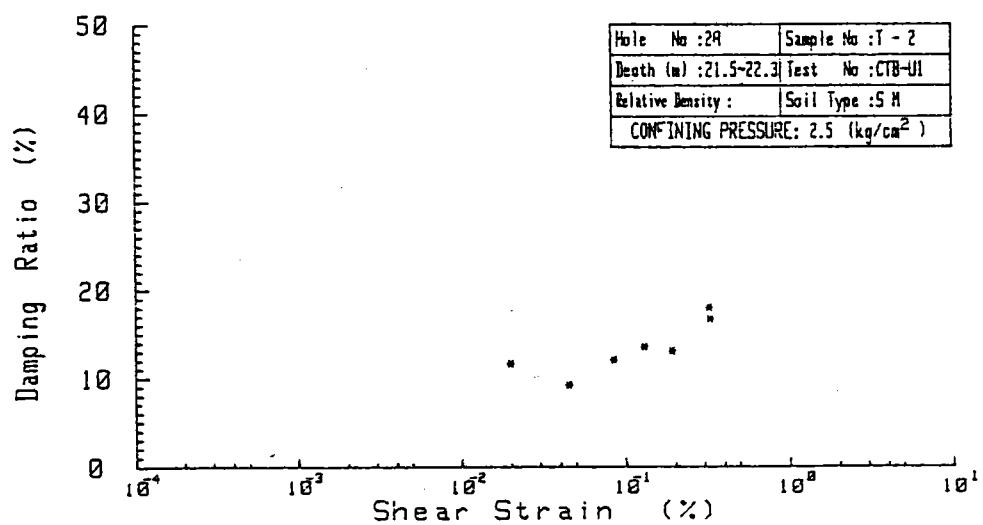
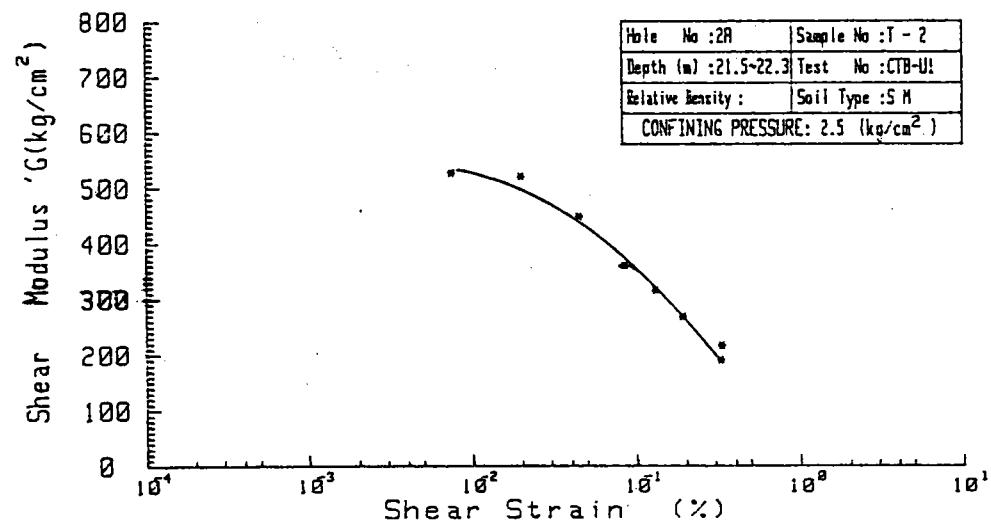
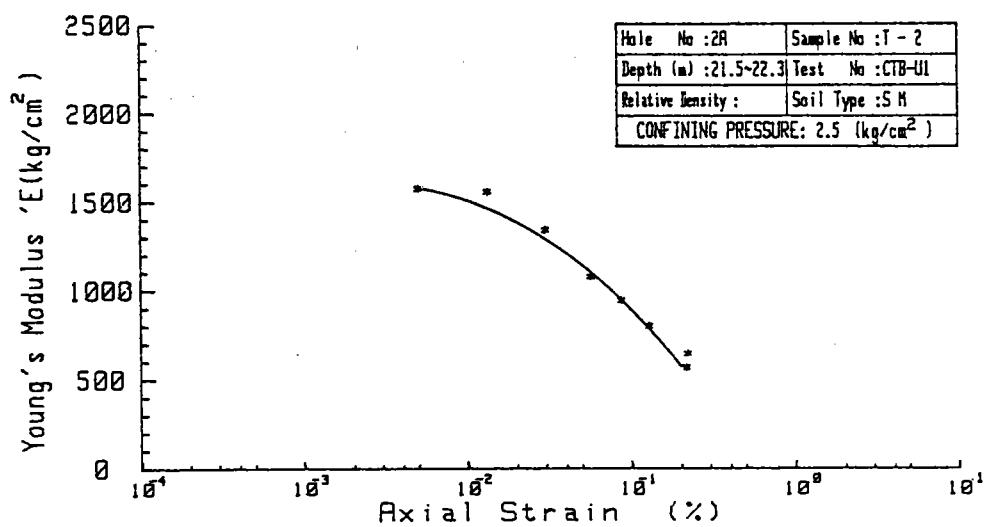
試驗室試驗結果

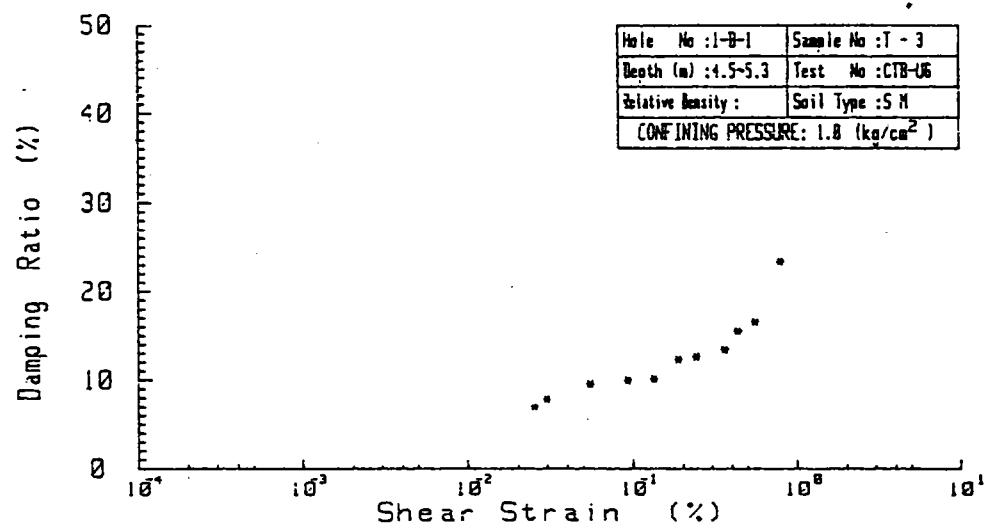
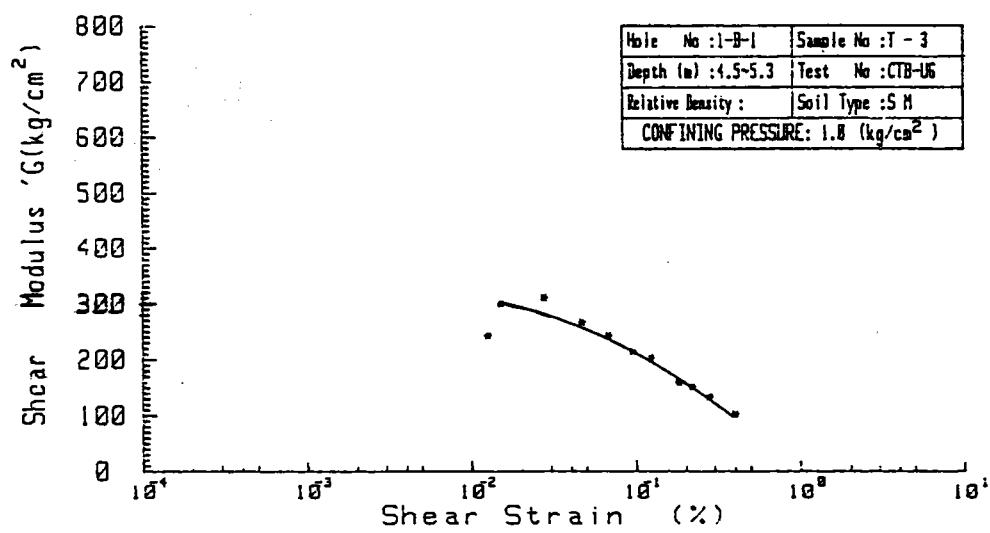
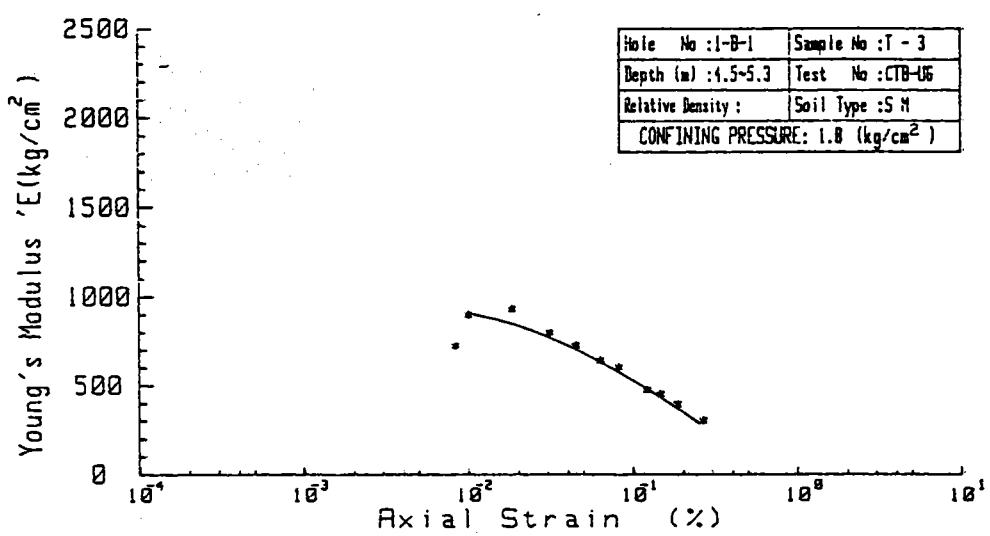
附錄 1 試驗土樣基本試驗資料

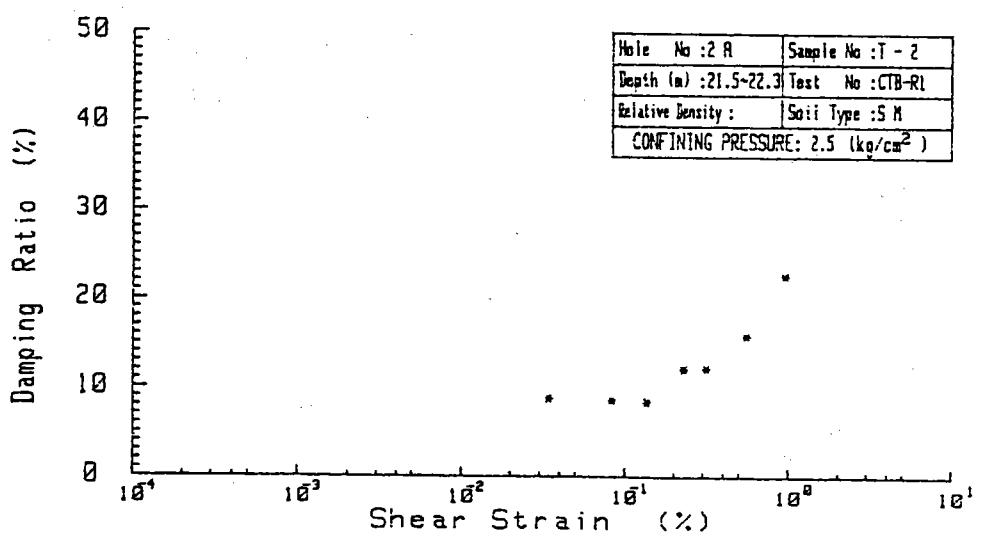
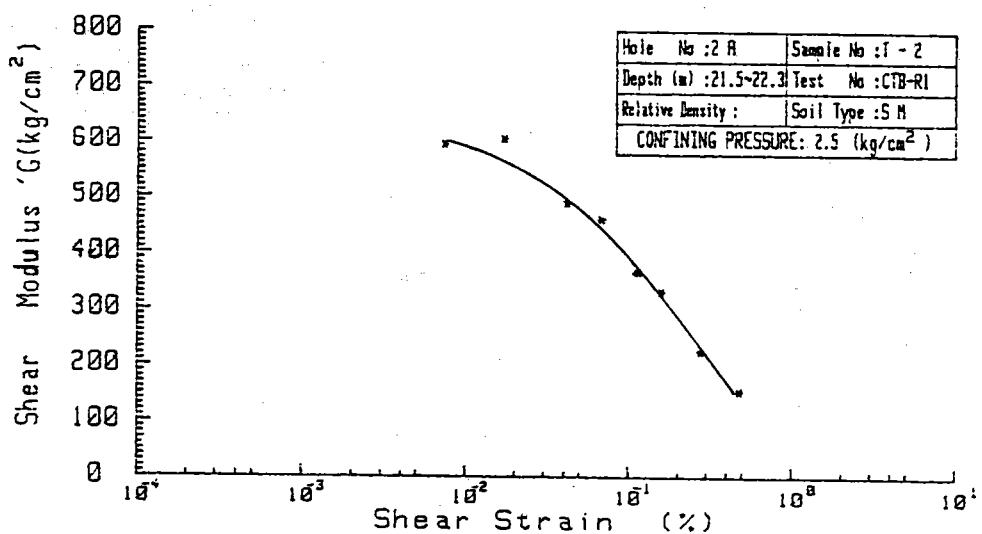
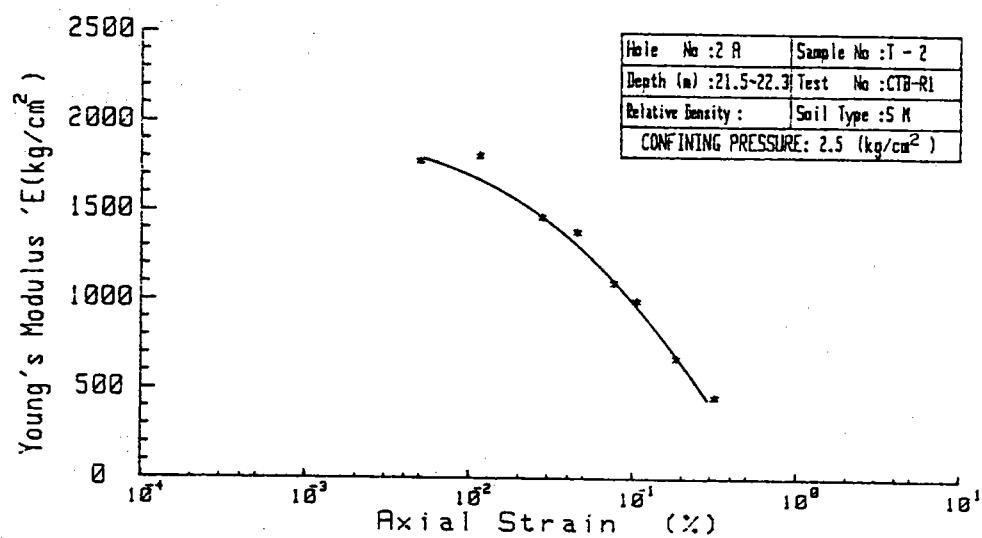
地 區	試驗編號	孔 號	樣 號	深 度 (m)	含水 量 (%)	乾 土 量 (T/m ³)	孔隙 比 e	比 重	平均粒徑 D ₅₀ (mm)	均 倍 數 Cu	土 分 類	有效圓壓 kg/cm ²	細料含量 (%)	備 註	
興達港區	CTB-U1	2A	T-2	21.5-22.3	26.9	1.57	0.72	2.71	0.093	2.44	SM	2.5	34.2	原狀土樣	
	CTB-U6	1B-1	T-3	4.5-5.3	31.6	1.41	0.89	2.67	0.15	2.58	SM	1.0	15.6	"	
台中港區	CTB-U2	BH-1	T-2	9.2-10.0	25.7	1.59	0.75	2.70	0.13	1.81	SP-SM	1.0	10.6	原狀土樣	
	CTB-U3	BH-2	T-5	15.6-16.3	24.7	1.51	0.78	2.69	0.14	2.31	SM	2.0	16.2	"	
台中港區	CTB-U4	BH-3	T-2	5.7-6.4	26.5	1.54	0.75	2.69	0.18	2.44	SP-SM	1.0	6.7	"	
	CTB-U5	BH-3	T-6	16.1-16.8	26.5	1.54	0.71	2.64	0.15	2.33	SP-SM	2.0	9.5	"	
福隆	CTB-R7.1					1.42	0.88	2.67	0.21	1.26	SP	1.0	0	Dr=90%	
	CTB-R7.2					1.42	0.88	2.67	0.21	1.26	SP	2.0	0	Dr=90%	
新竹外海	CTB-R9	BK-11-1	P29-33	21-28		1.51	0.76	2.67	0.22	2.40	SP	2.3	4.5	Dr=51%	
		BK-11-2	P40-48	22-29											
新竹外海		BK-4	P27-30	21-27											
	CTB-R10	BK-11-1	T1,T11	12-18.6		1.54	0.74	2.67	0.20	2.53	SP-SM	1.4	8.4	Dr=70%	
新竹外海		BK-11-2	T1,T14												
		BK-4	T1,T12												
新竹外海	CTB-R11	BK-12	T21,T35	8-17		1.51	0.76	2.66	0.18	1.63	SP	1.0	4.2	Dr=60%	
		BK-16	T1,T37	0-9											
興達港區	CTB-R1	2A	T-2	21.5-22.3		1.57	0.72			0.093	2.44	SM	2.5	34.2	重模土樣
	CTB-R6	1B-1	T-3	4.5-5.3		1.41	0.89			0.15	2.58	SM	1.0	15.6	"
新竹外海	CTB-R10	BK-11-1	T1,T11	12-18.6		1.54	0.74			0.20	2.53	SP	1.4	0	重模土樣
	-F1	BK-11-2	T1,T14												
台中港區	CTB-R2-F1	BH-1	T-2	9.2-10.1		1.59	-			-	SP	1.0	0	重模土樣	
	CTB-R2-F2	BH-1	T-2	9.2-10.1		1.59	0.75			0.13	1.81	SP-SM	1.0	10.6	"
台中港區	CTB-R2-F3	BH-1	T-2	9.2-10.1		1.59	-			-	SM	1.0	20.0	"	
	CTB-R3-F2	BH-2	T-5	15.6-16.3		1.51	0.78			0.14	2.31	SM	2.0	16.2	"

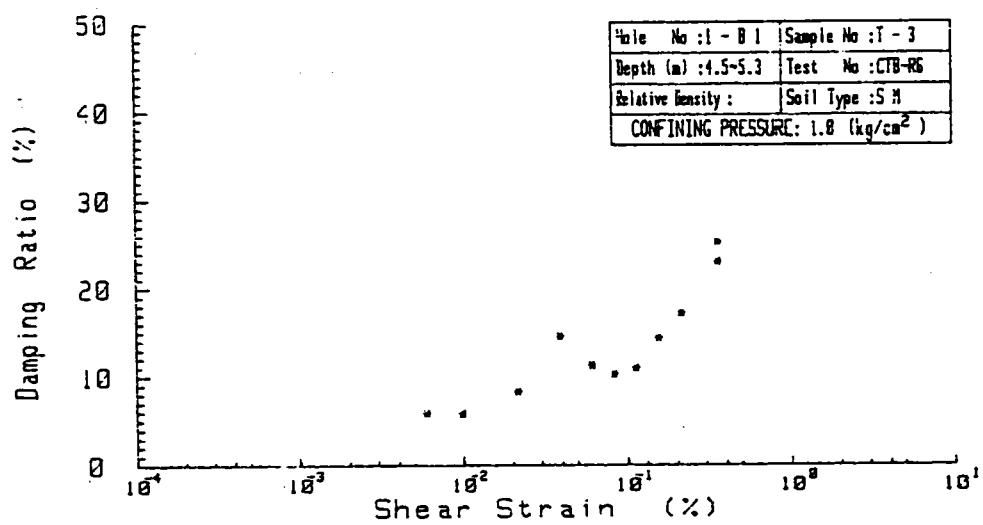
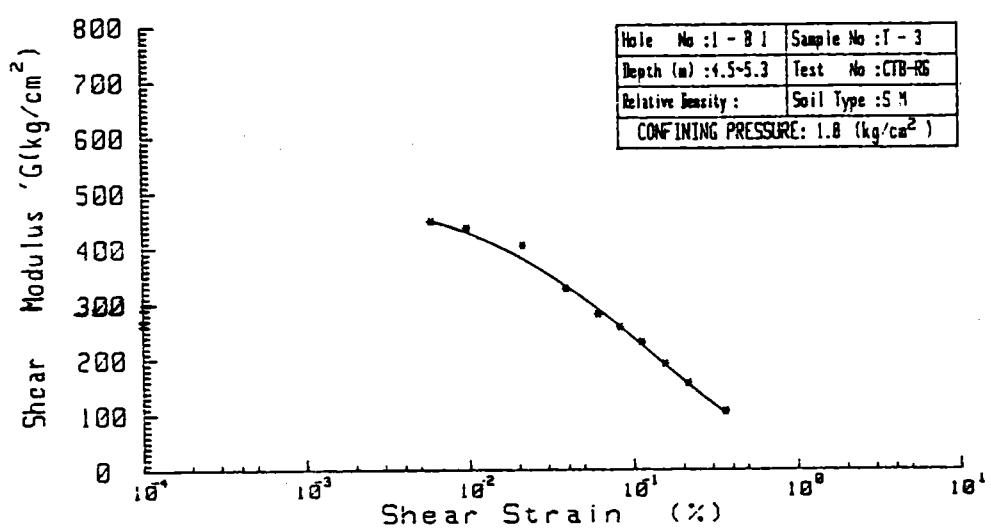
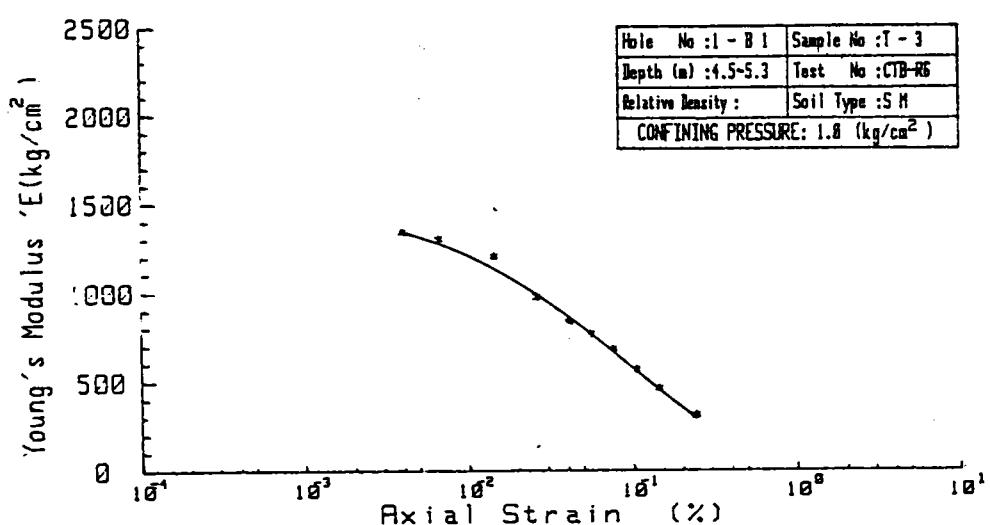
地 區	試驗編號	孔 號	樣 號	深 (m)	度 含水量 (%)	乾 土 量 (T/m ³)	孔 隙 比 e	比 重	平 均 粒 徑 D50 (mm)	均 勻 係 數 Cu	土 粉 類 別	有 效 壓 力 kg/cm ²)	細 料 含 量 (%)	備 註
台中港區	CTB-R4-F1	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54	0.75	-	0.18	2.24	SP- SM	1.0	0.6-7	6.7	重模土樣
	CTB-R4-F2	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54	-	-	-	-	SP- SM	1.0	20.0	20.0	"
	CTB-R4-F3	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54	-	-	-	-	SP	2.0	0	0	"
	CTB-R5-F1	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54	-	-	0.15	2.33	SP- SM	2.0	9.5	9.5	"
	CTB-R5-F2	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54	0.71	-	-	-	SM	2.0	20.0	20.0	"
	CTB-R5-F3	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54	-	-	-	-	-	-	-	-	-
新竹外海	RC-1	BK-12	T-21,T-35	8.0-17.0	1.45	0.84	2.67	0.15	1.83	SM		15.3	15.3	Dr=45%
	RC-1	BK-12	"	"	1.51	0.77	2.67	"	"	SM		"	"	Dr=60%
	RC-1	BK-12	"	"	1.58	0.69	2.67	"	"	SM		"	"	Dr=75%
	RC-8	BK-14-1	T-26,T-30	20.7-24.7	1.51	0.77	2.67	0.12	2.10	SM		16.7	16.7	Dr=58%
	RC-8	BK-14-1	"	"	1.60	0.67	2.67	"	"	SM		"	"	Dr=76%
台中港區	RTB-1	BH-1	T-1	7.0-7.9	30.6	1.49	0.82	2.70	0.093	SP- SM		10.6	10.6	原狀土樣
	RTB-2	BH-1	T-3	11.-11.85	24.9	1.62	0.67	2.71	0.096	2.33		23.4	23.4	"
	RTB-3	BH-1	T-6	19.-19.8	26.4	1.58	0.72	2.71	0.12	2.94		23.4	23.4	"
	RTB-4	BH-2	T-2	7.0-7.8	31.3	1.47	0.85	2.72	0.082	1.57		23.3	23.3	"
	RTB-5	BH-2	T-4	11.6-12.3	26.4	1.50	0.71	2.69	0.23	1.71		2.1	2.1	"
	RTB-10	BH-2	T-5	15.6-16.3	29.1	1.51	0.78	2.69	0.12	2.59		16.2	16.2	"
	RTB-7	BH-3	T-3	7.7-8.5	29.6	1.51	0.81	2.73	0.066	2.32		68.8	68.8	"
	RTB-12	BH-3	T-6	16.1-16.8	27.1	1.54	0.72	2.64	0.15	2.33		9.5	9.5	"
	RTB-6	BH-1	T-1	7.0-7.9	1.49					SP- SM				重模土樣
	RTB-9	BH-1	T-3	11.-11.85	1.62					SM+CL				"
台中港區	RTB-14	BH-2	T-2	7.0-7.8	1.47					SM+CL				"
	RTB-11	BH-2	T-4	11.6-12.3	1.50					SP				"
	RTB-18	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54					SP				"
	RTB-15	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54					SP- SM				"
	RTB-19	BH-3	T-2	5.7-6.4	1.54					SM				"
	RTB-8	BH-3	T-3	7.7-8.5	1.51					SP- SM				"
	RTB-17	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54					SP				"
	RTB-16	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54					SP- SM				"
	RTB-13	BH-3	T-6	16.1-16.8	1.54					SM				"

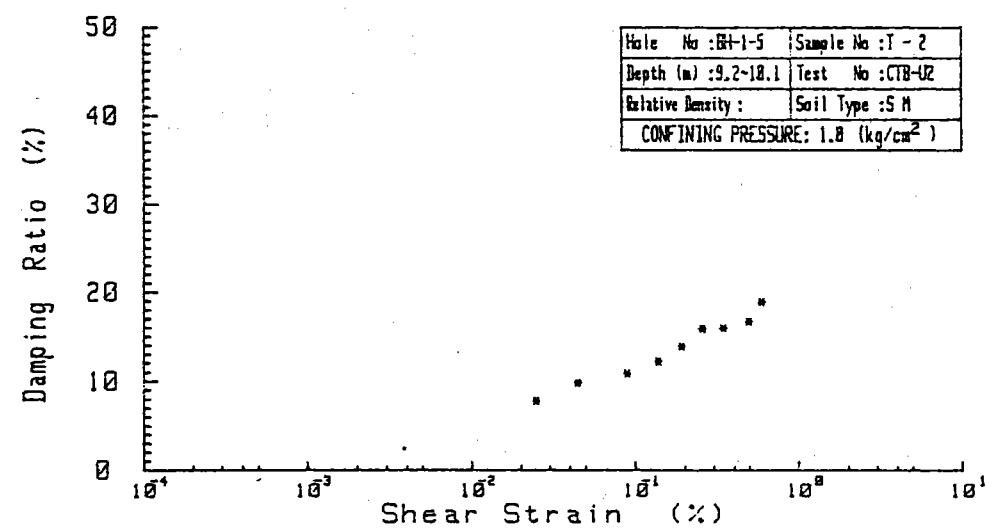
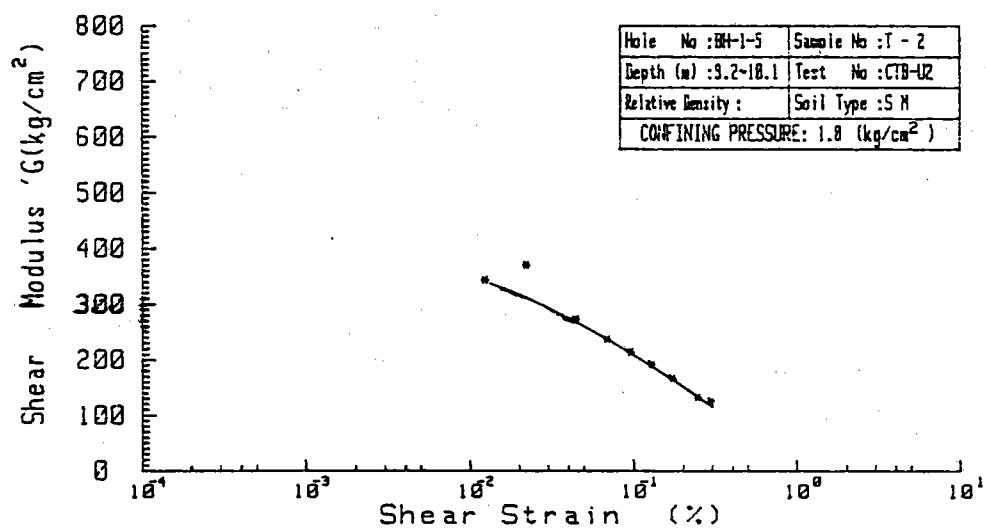
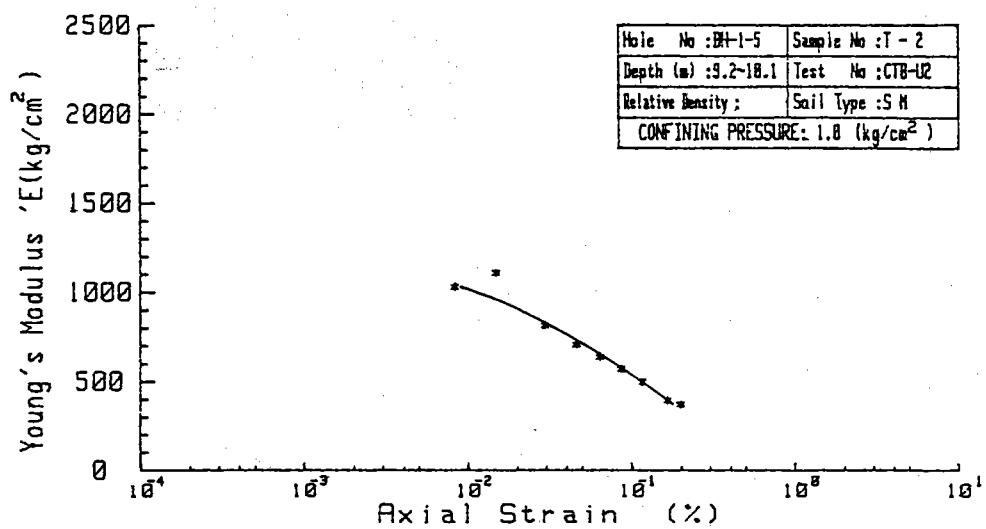
附錄 2 動力三軸試驗結果資料

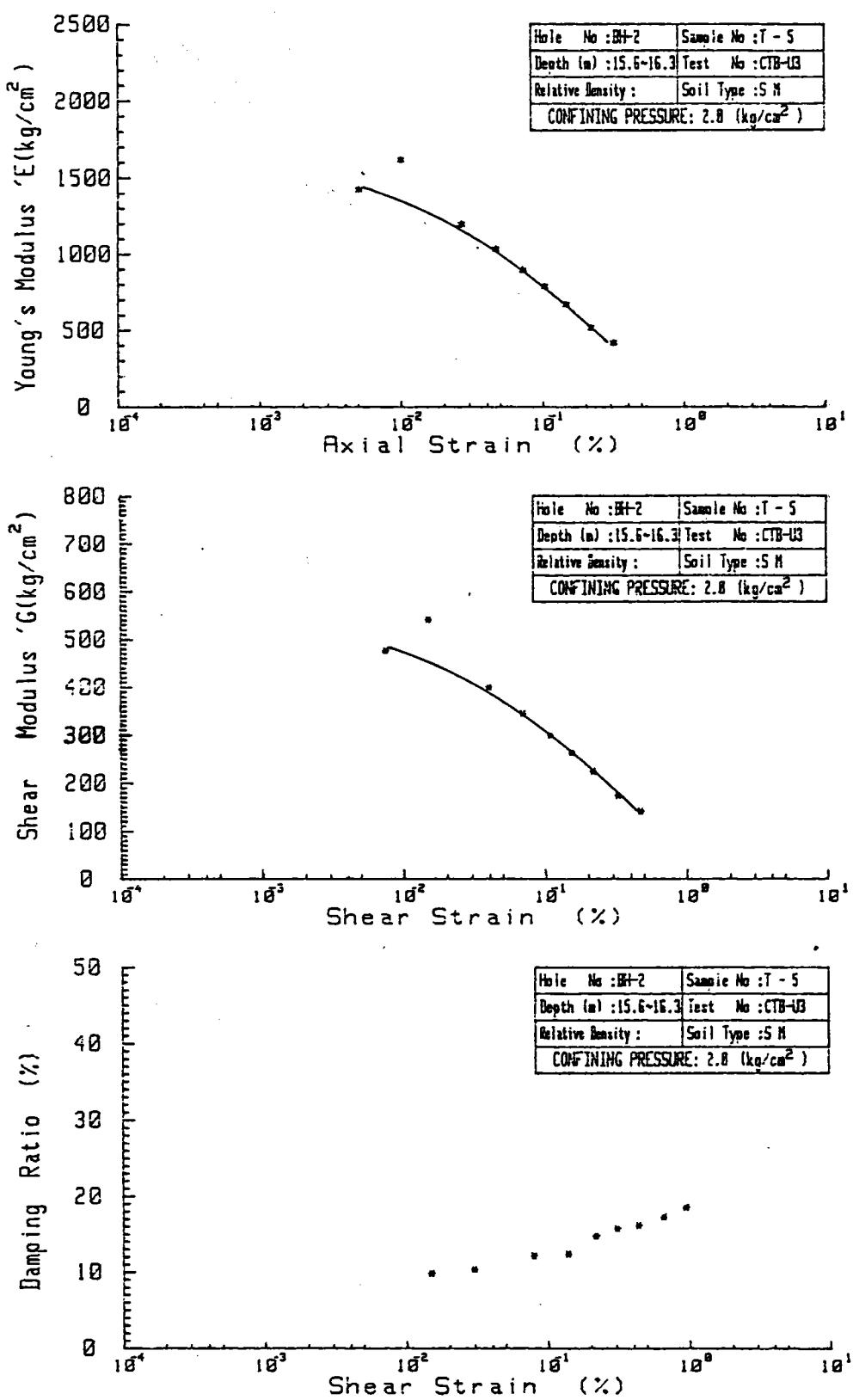


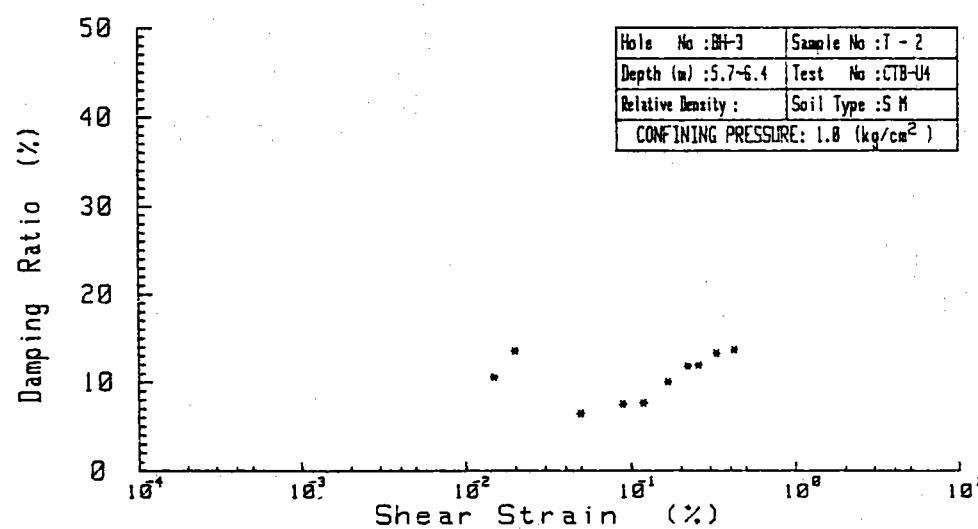
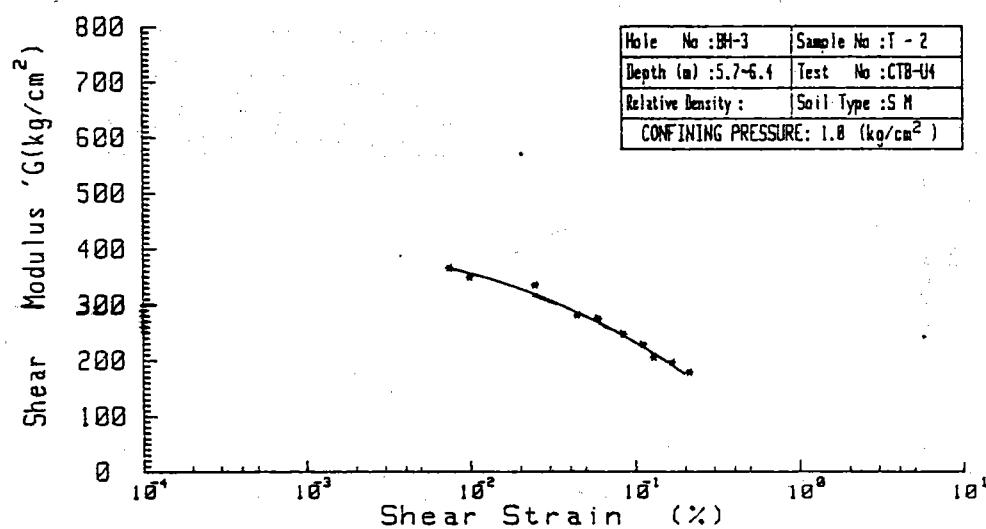
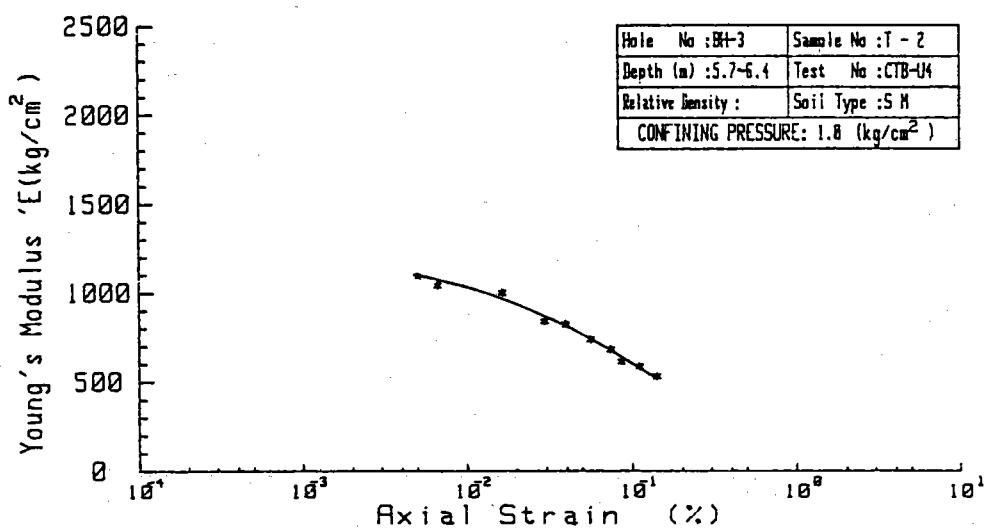


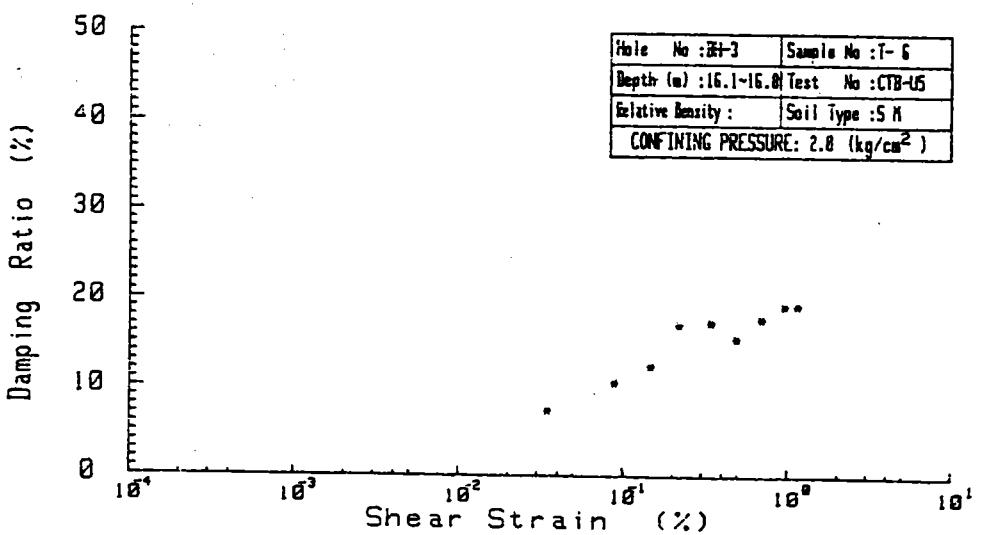
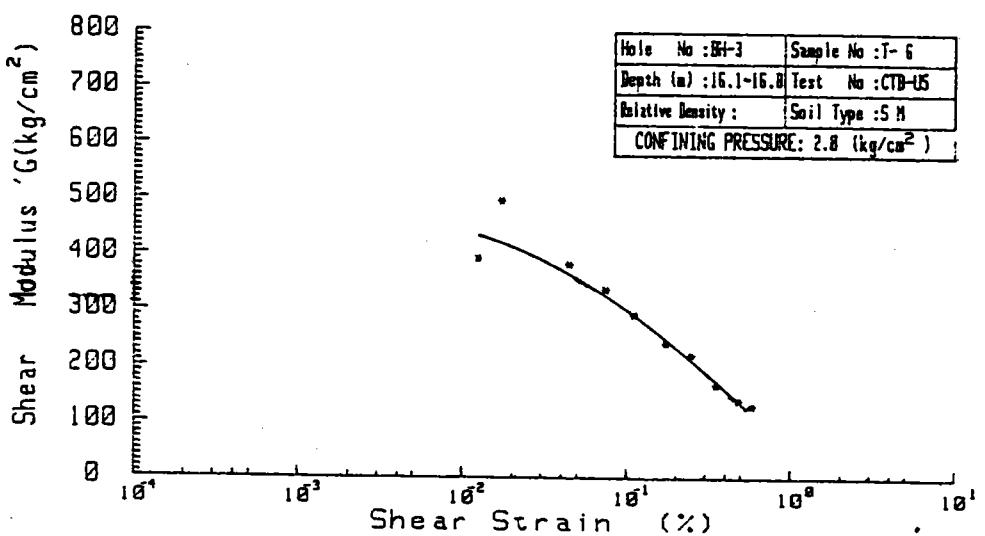
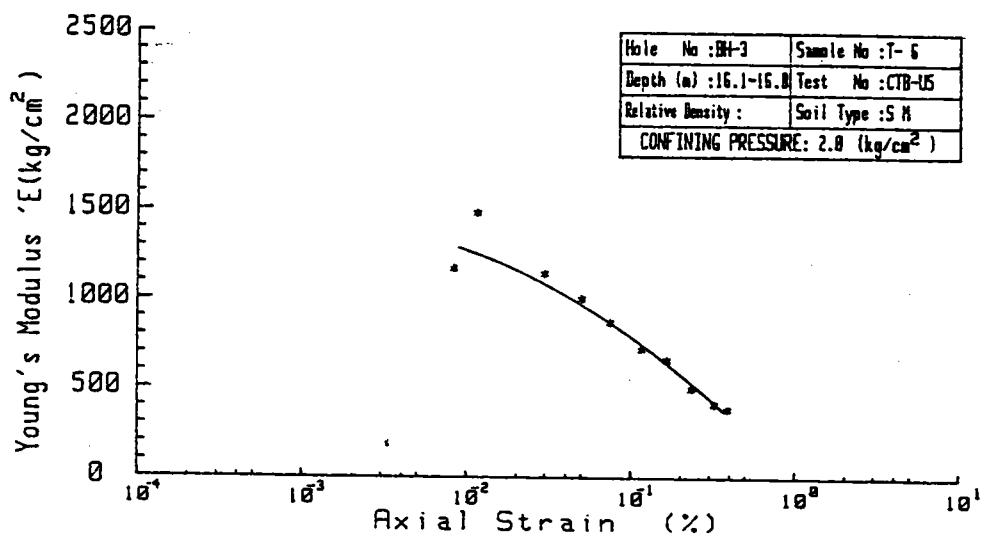


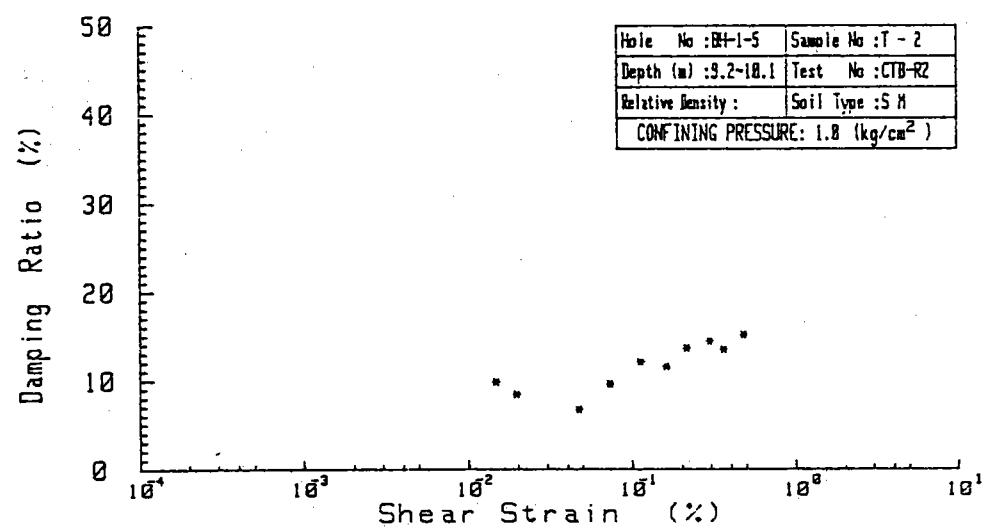
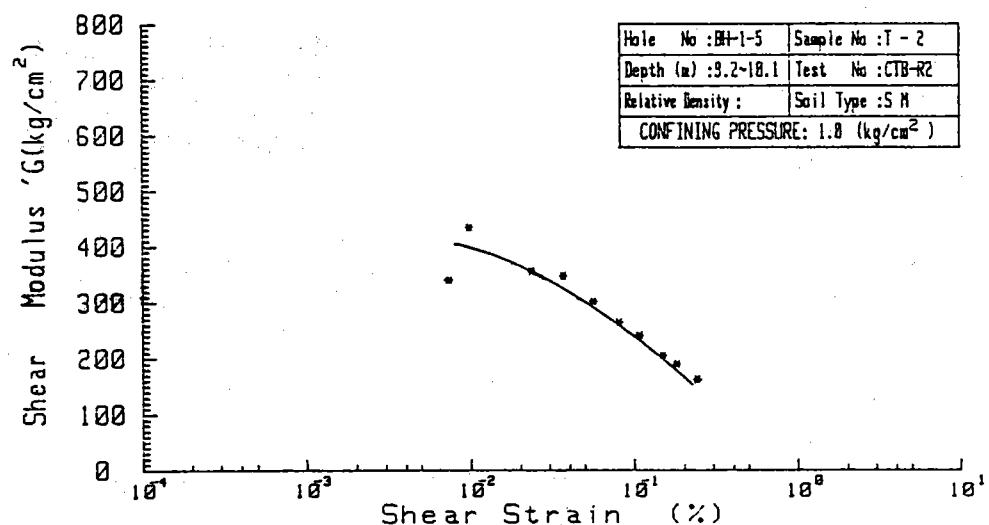
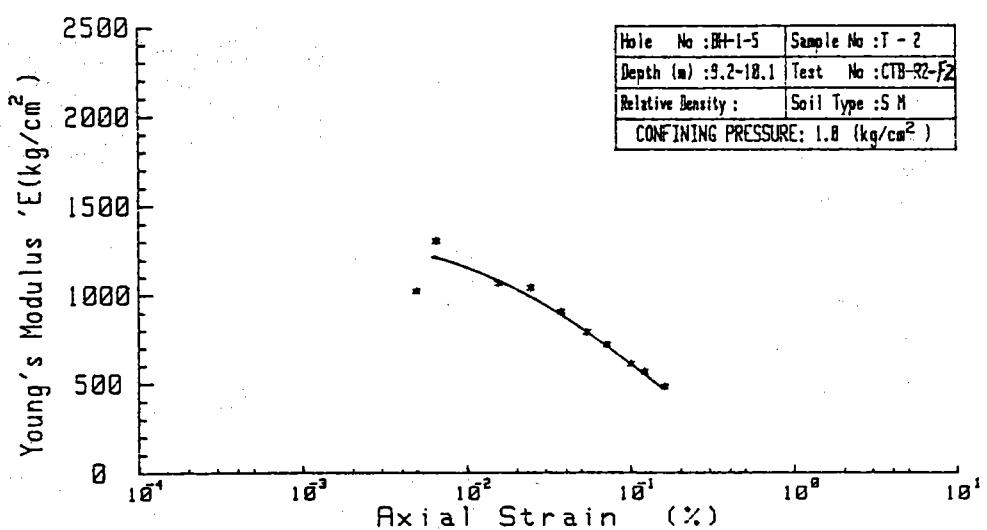


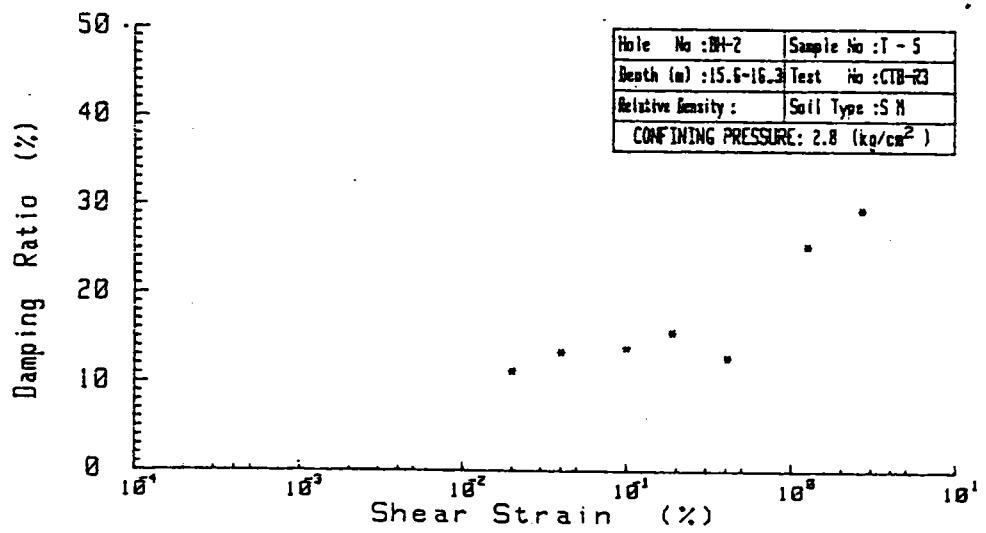
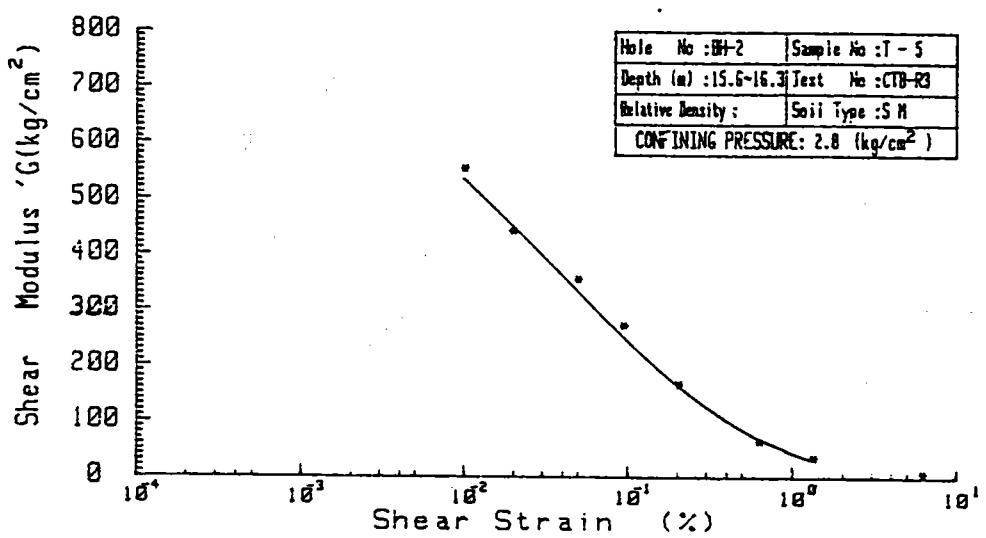
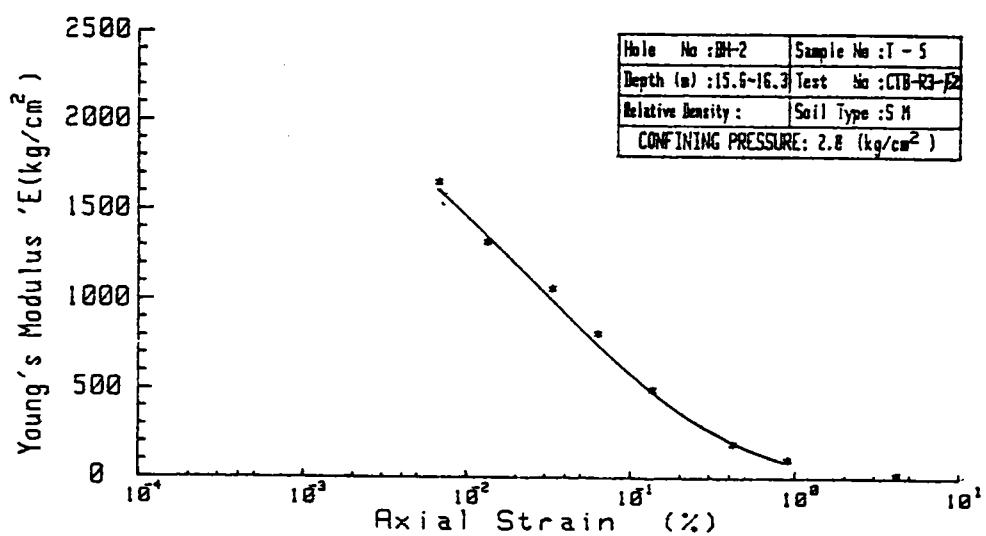


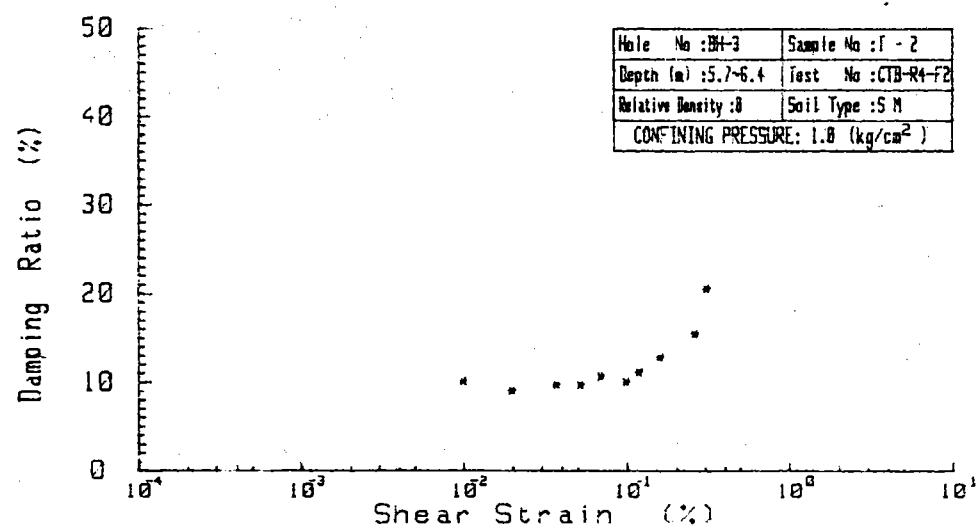
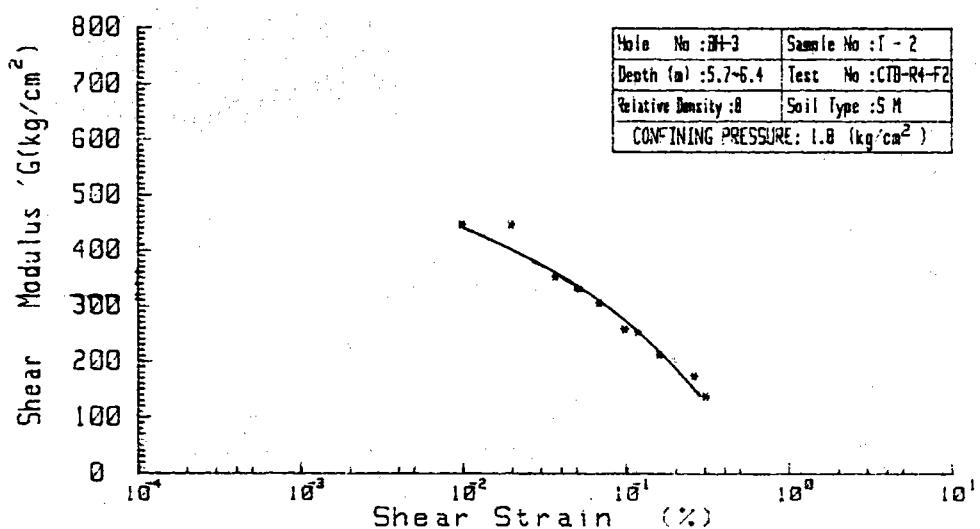
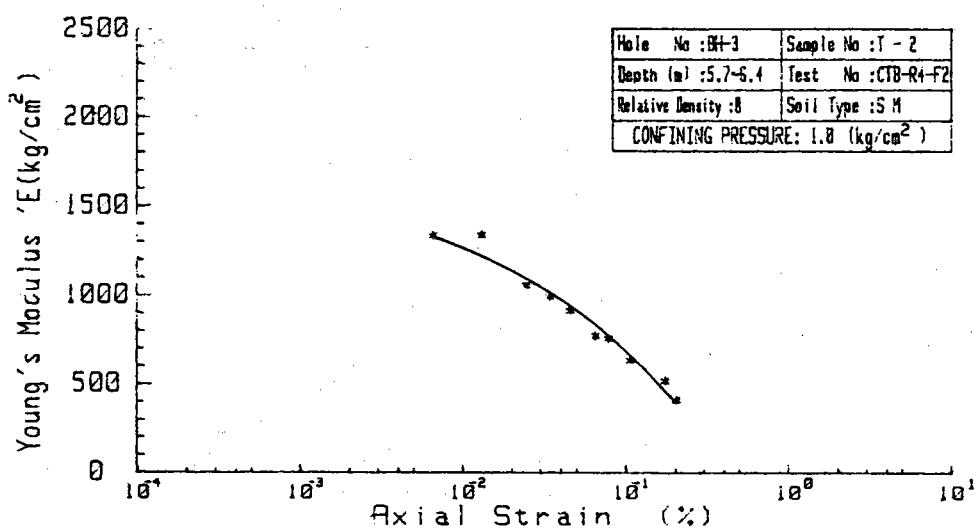


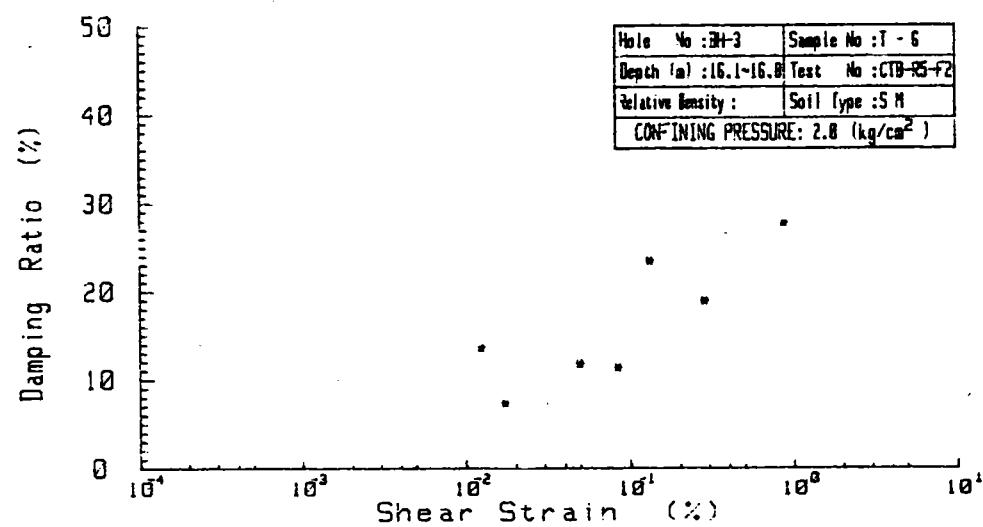
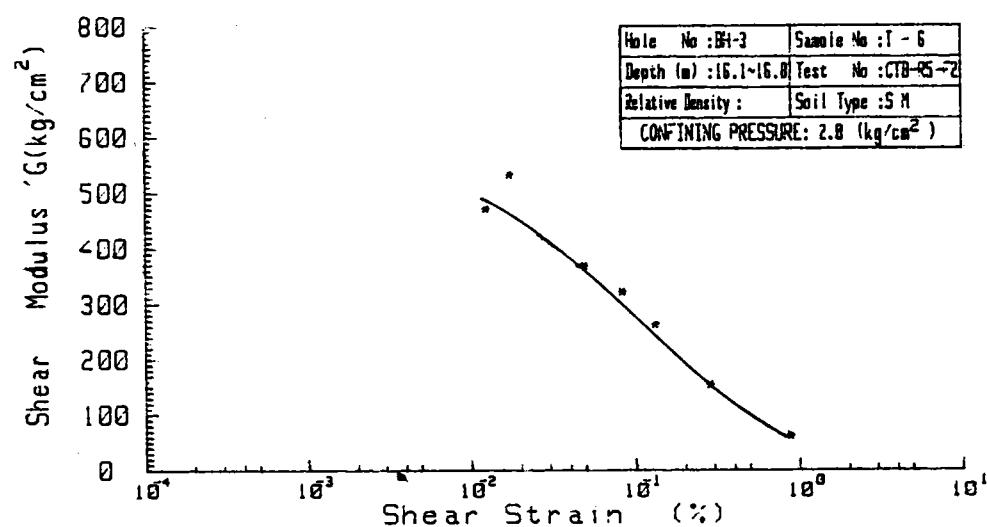
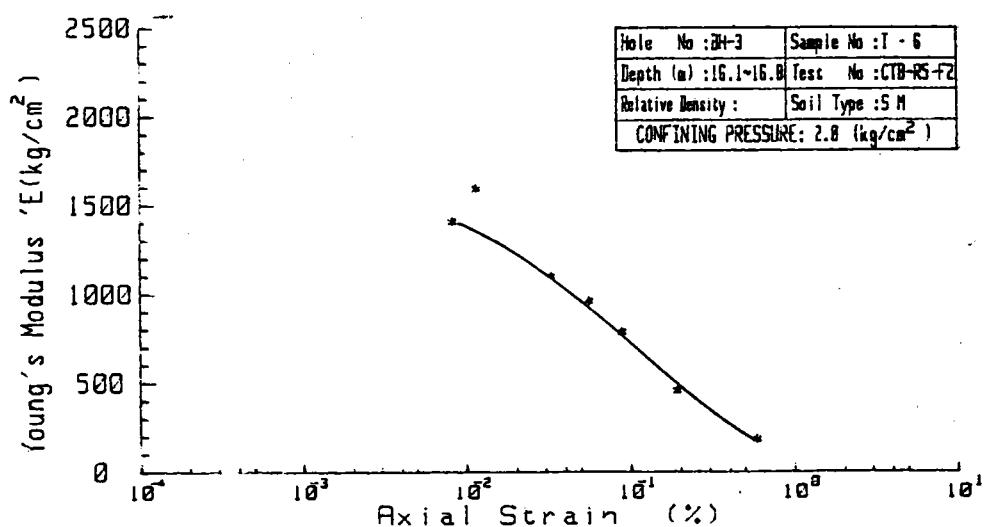


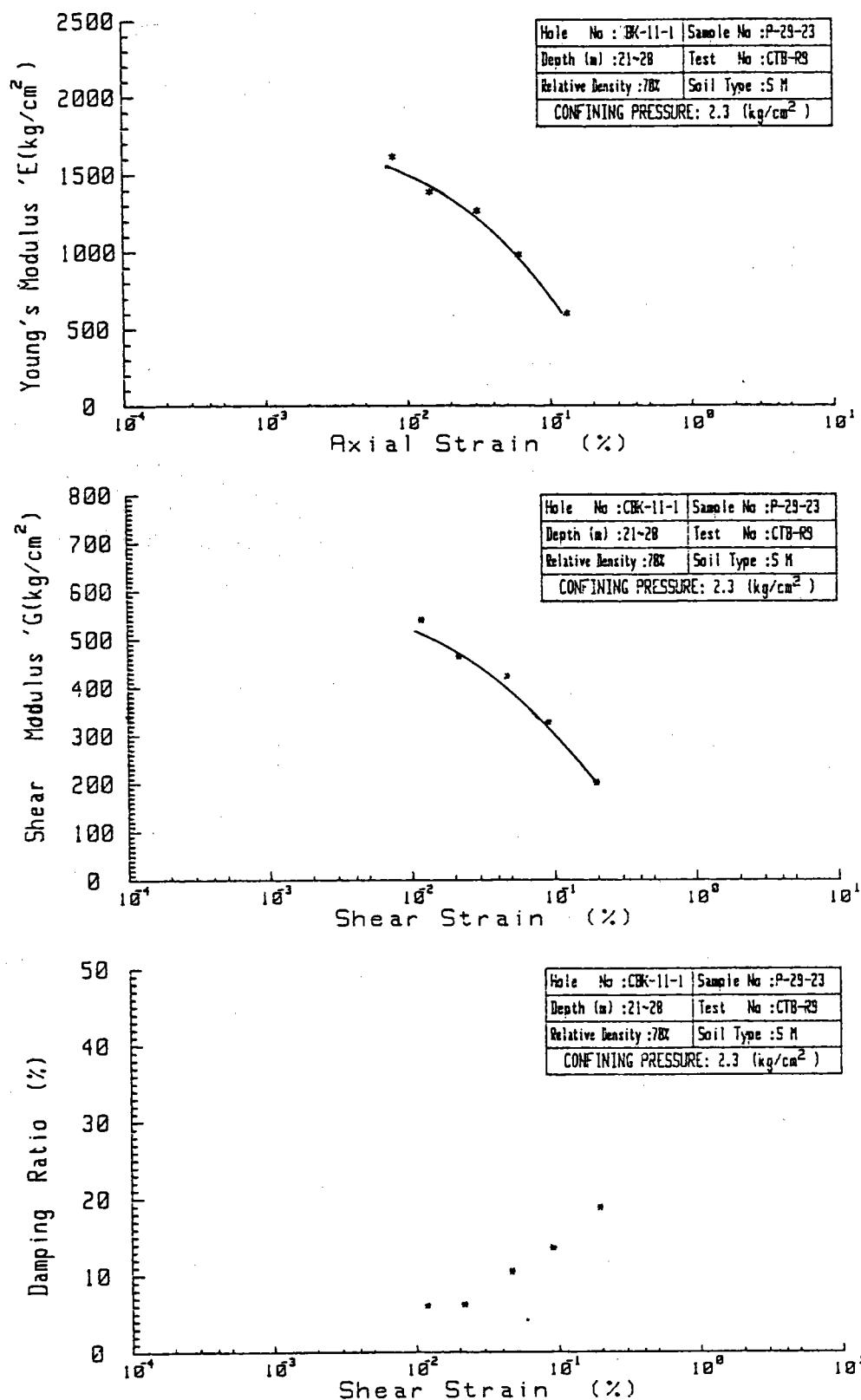


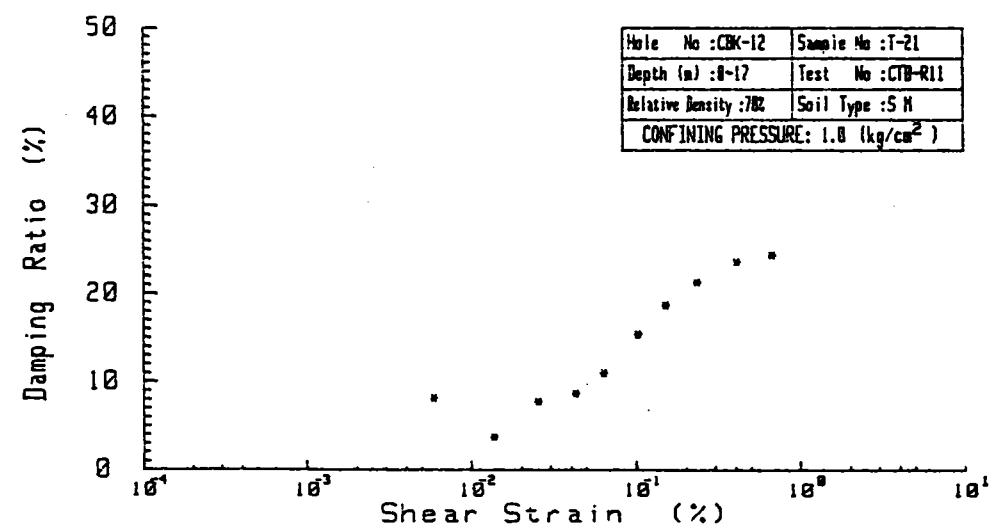
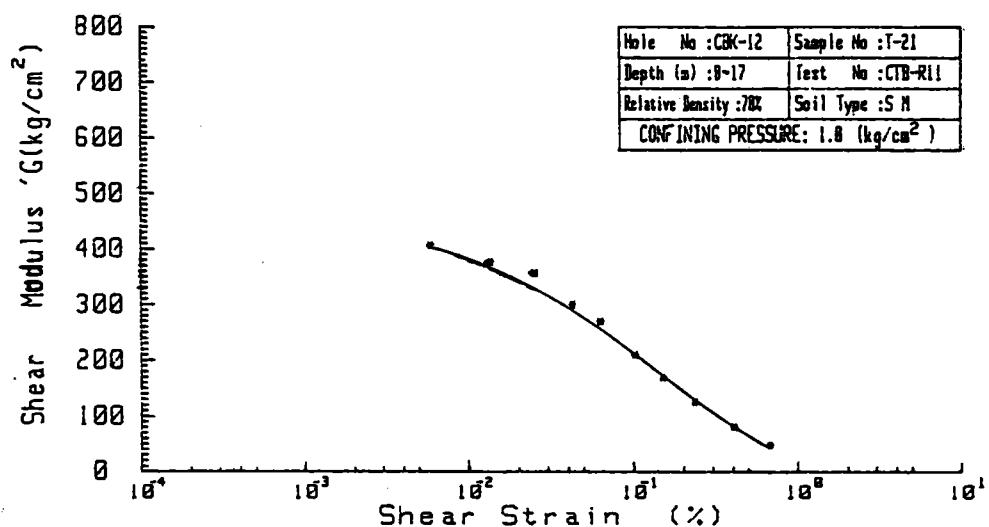
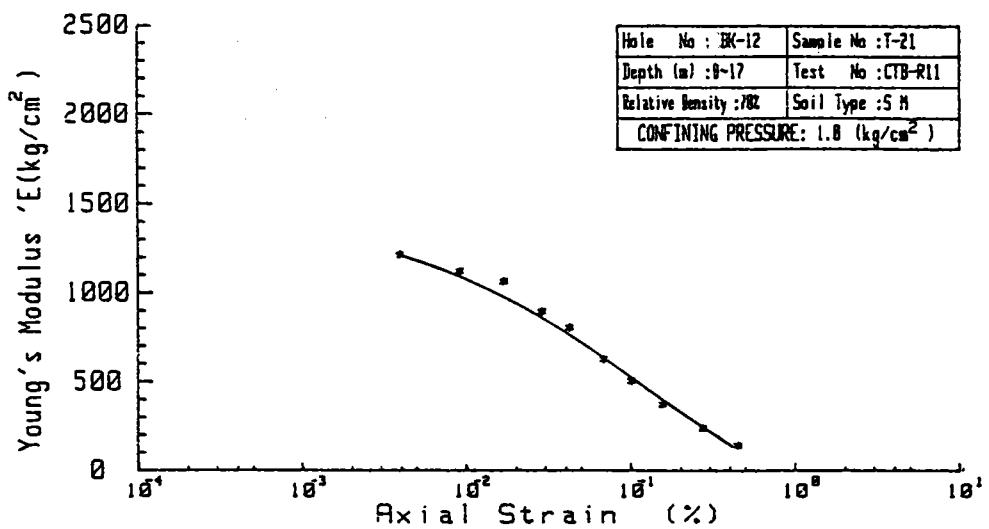


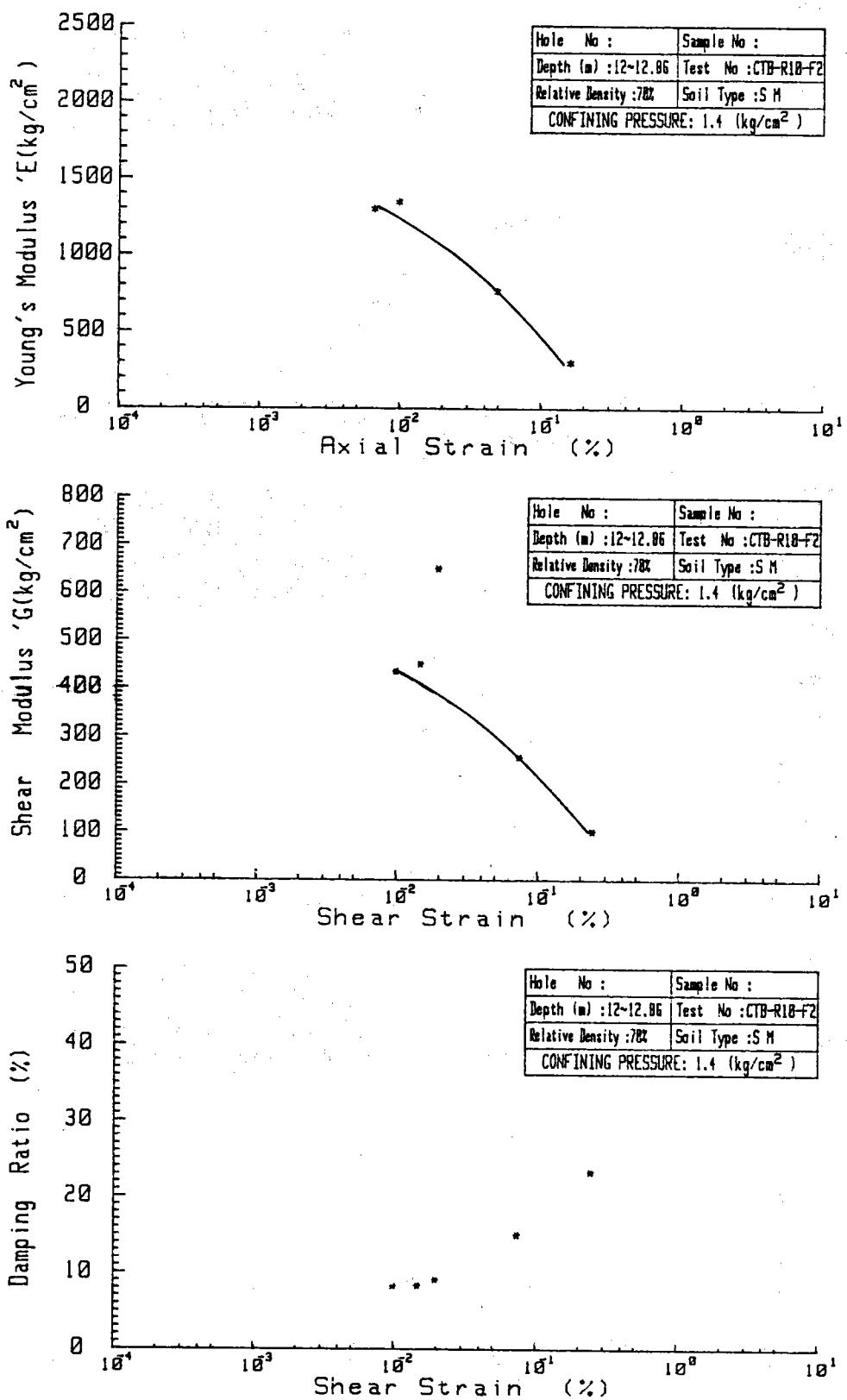


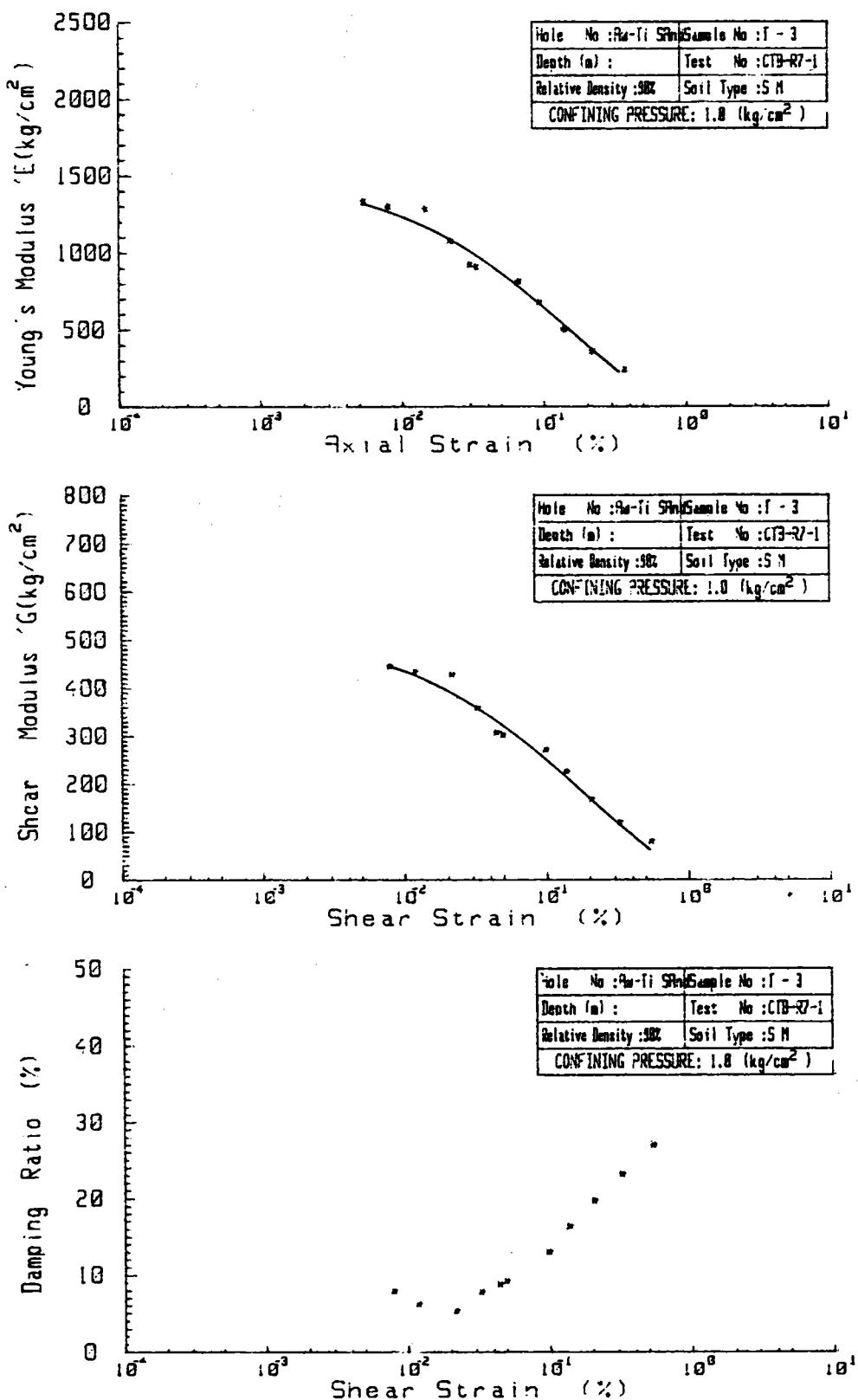


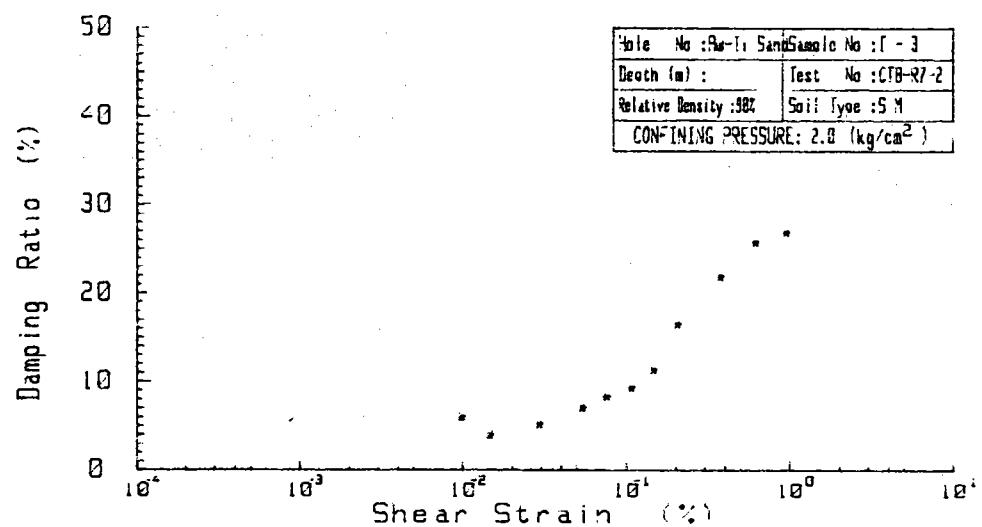
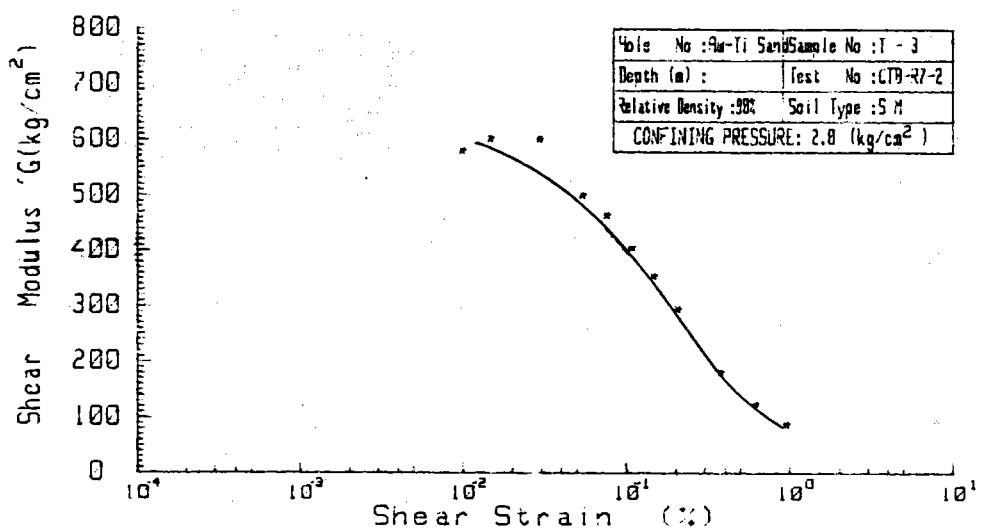
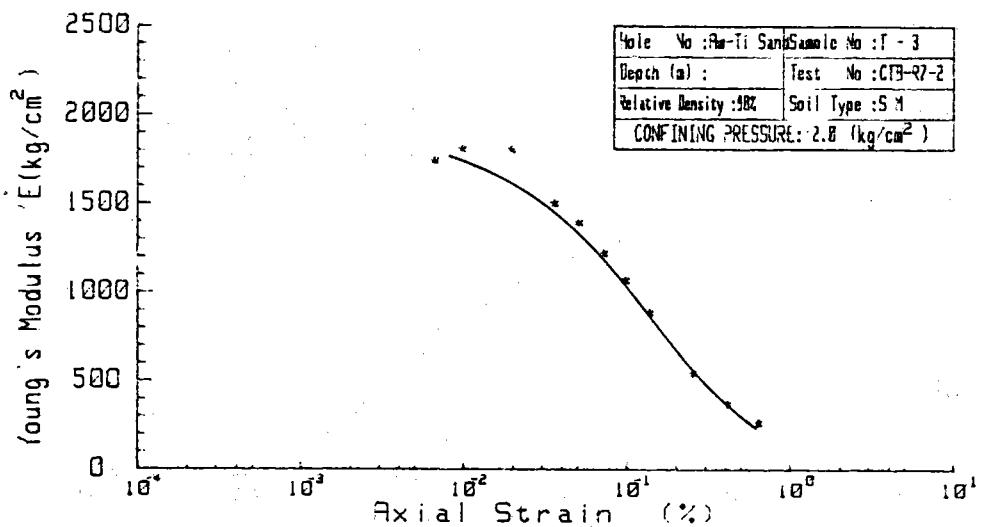




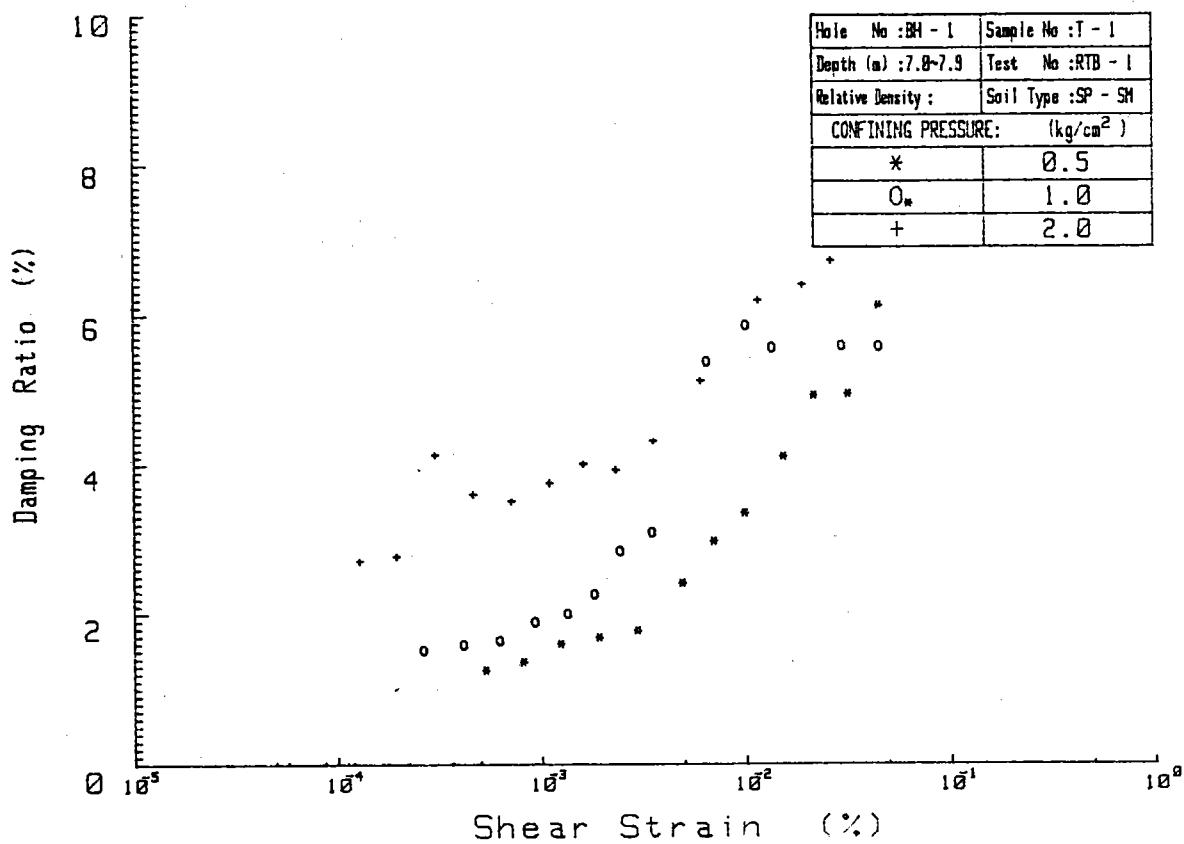
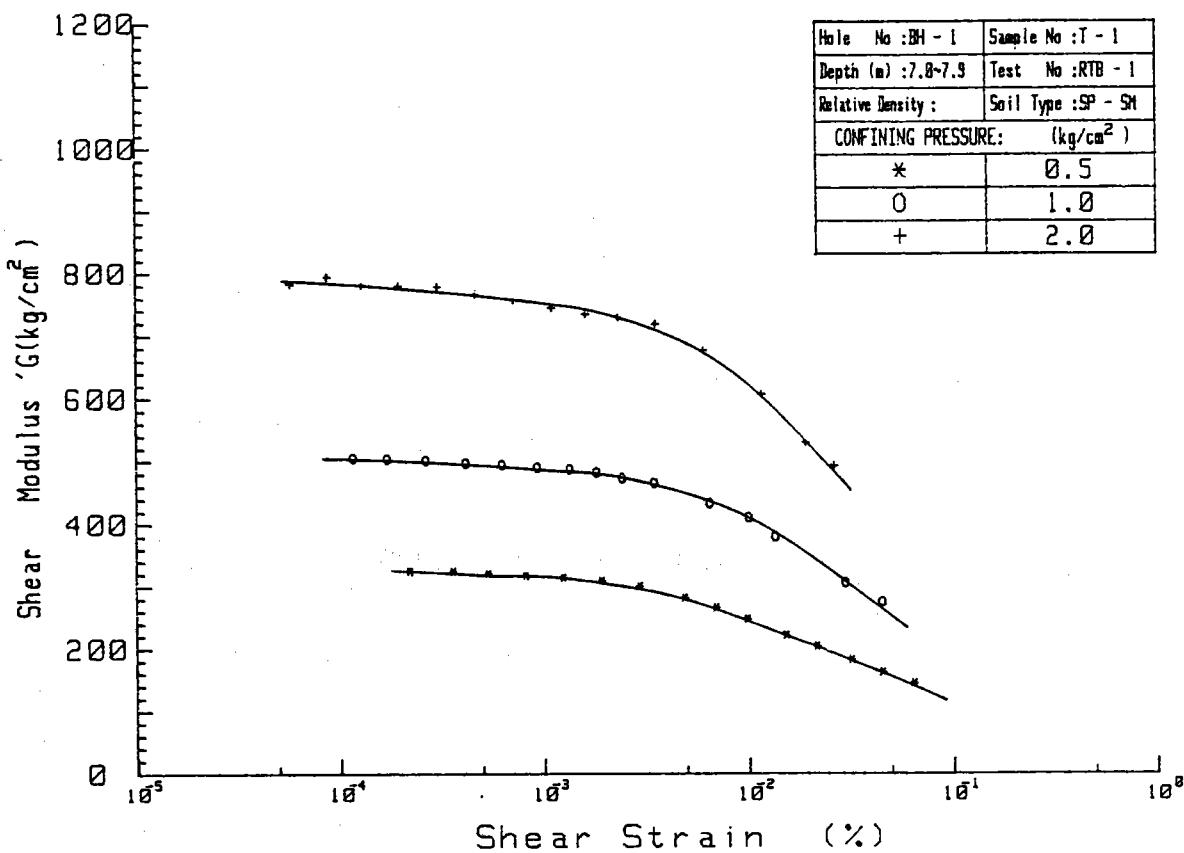


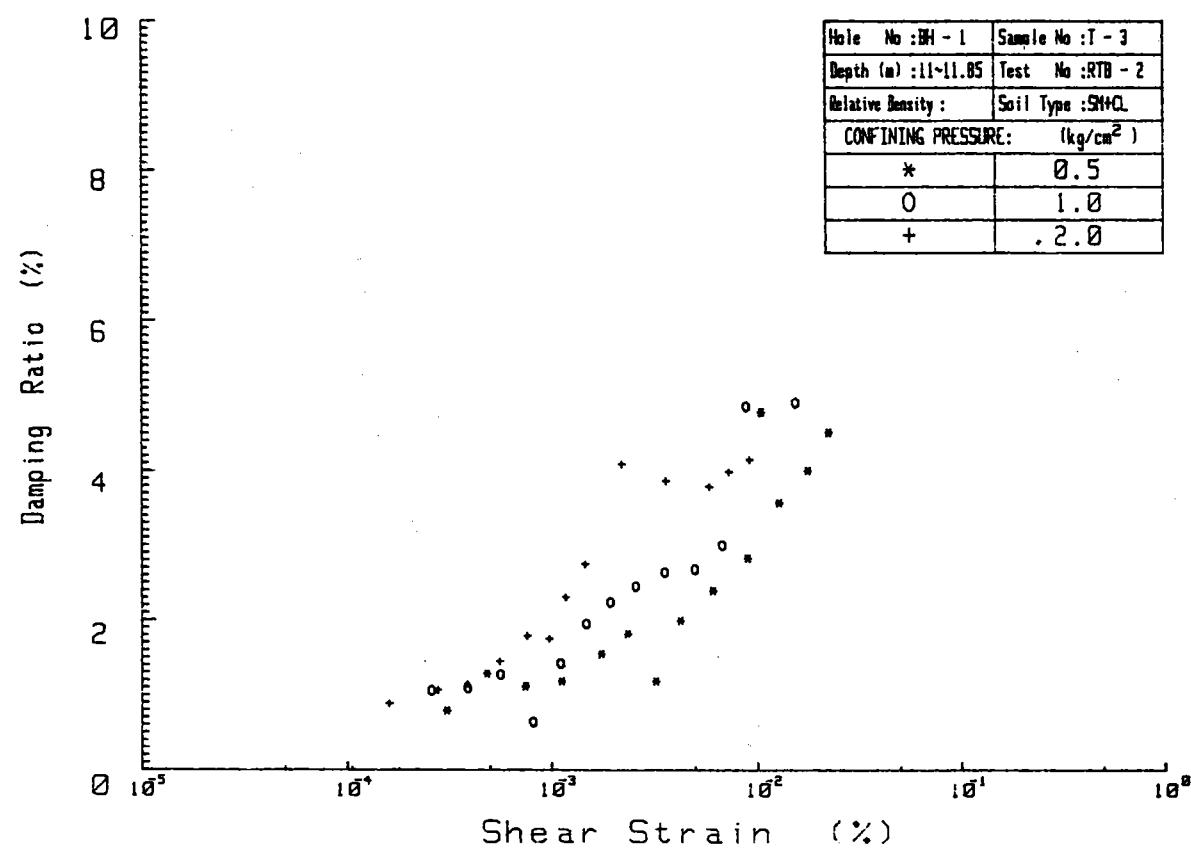
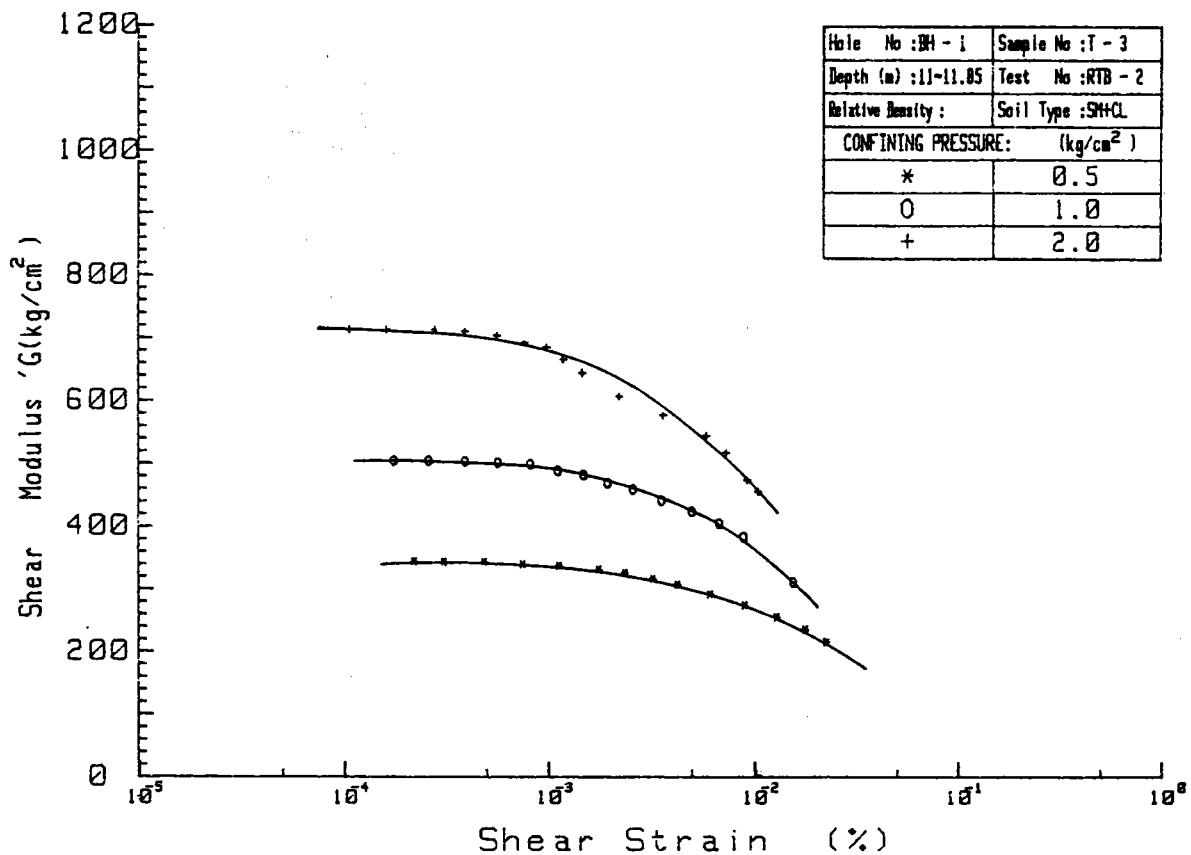


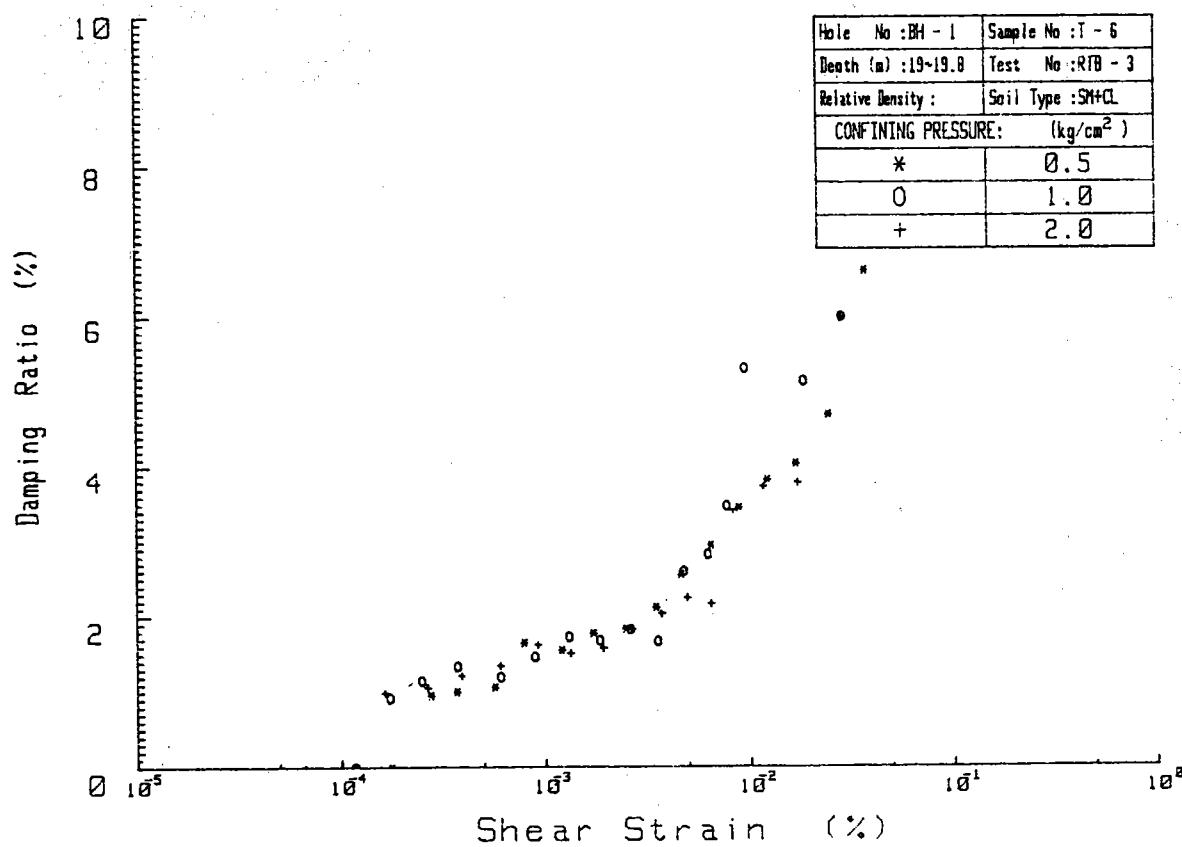
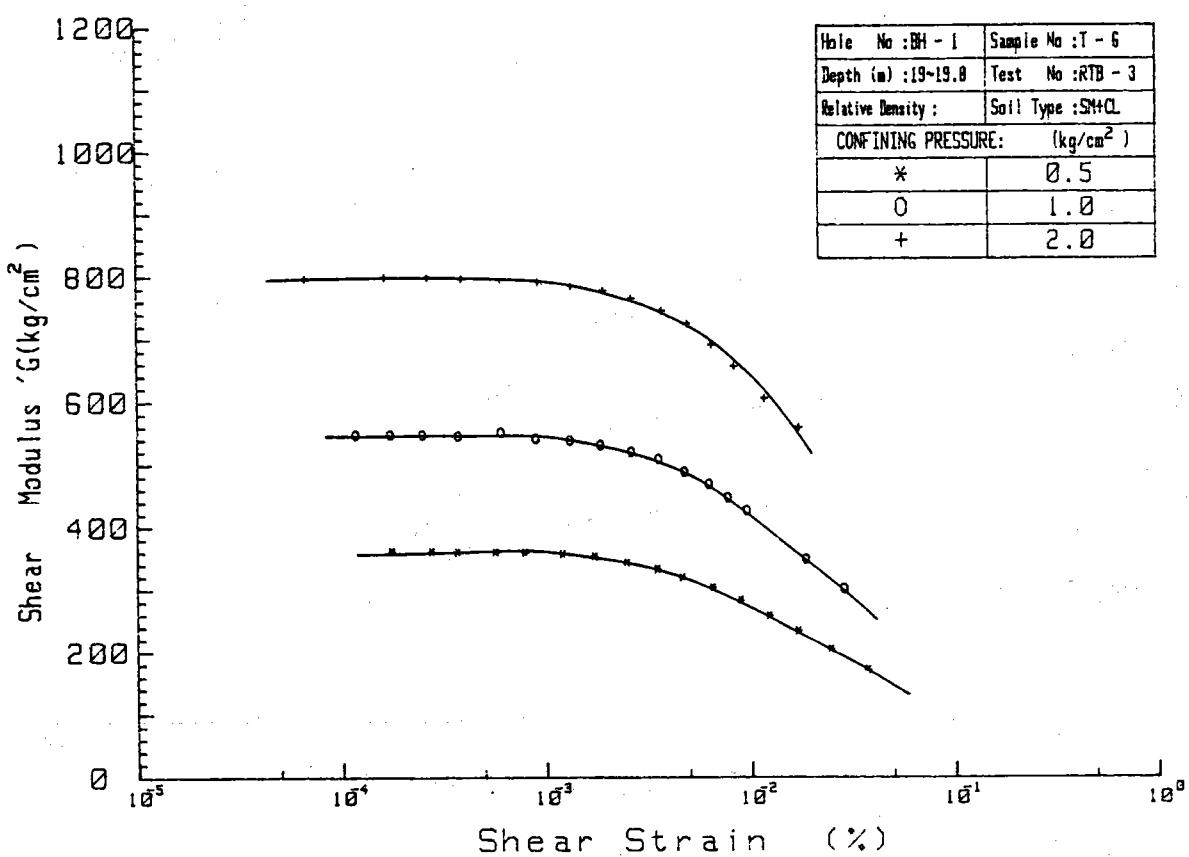


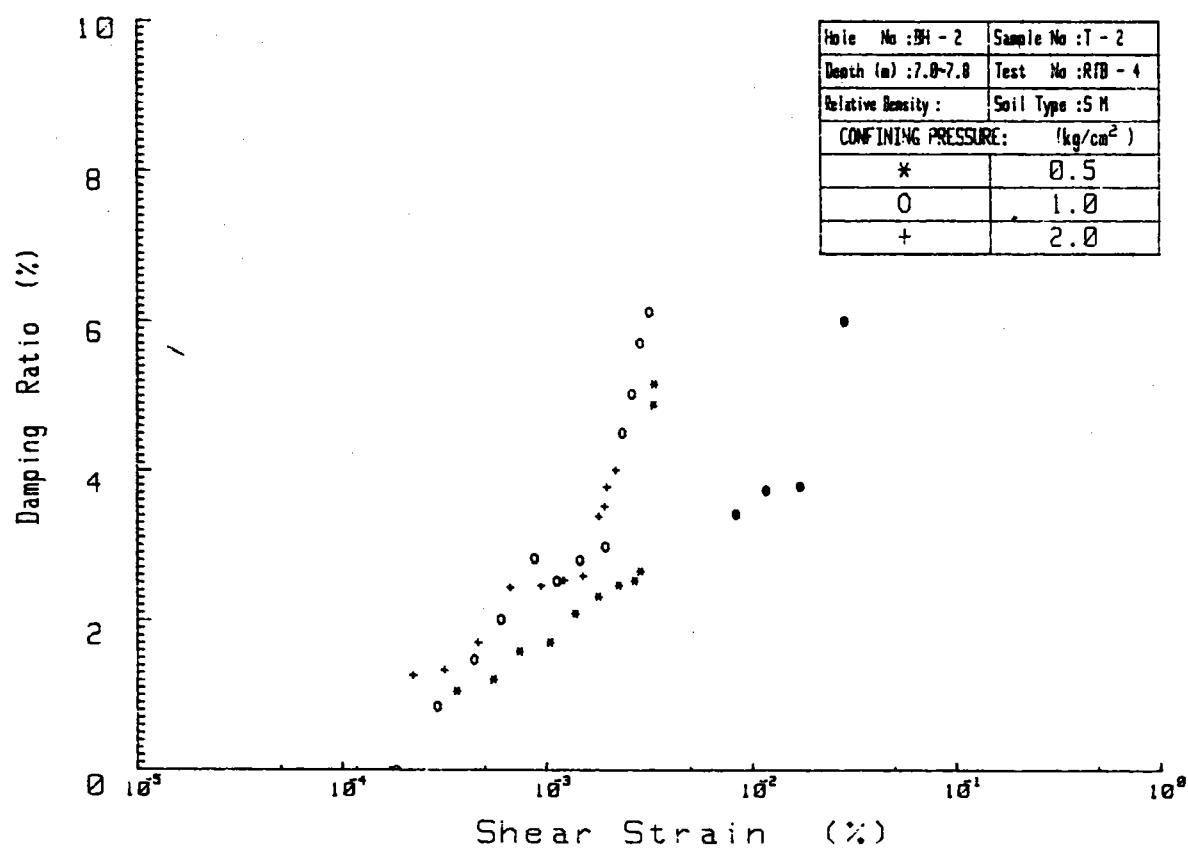
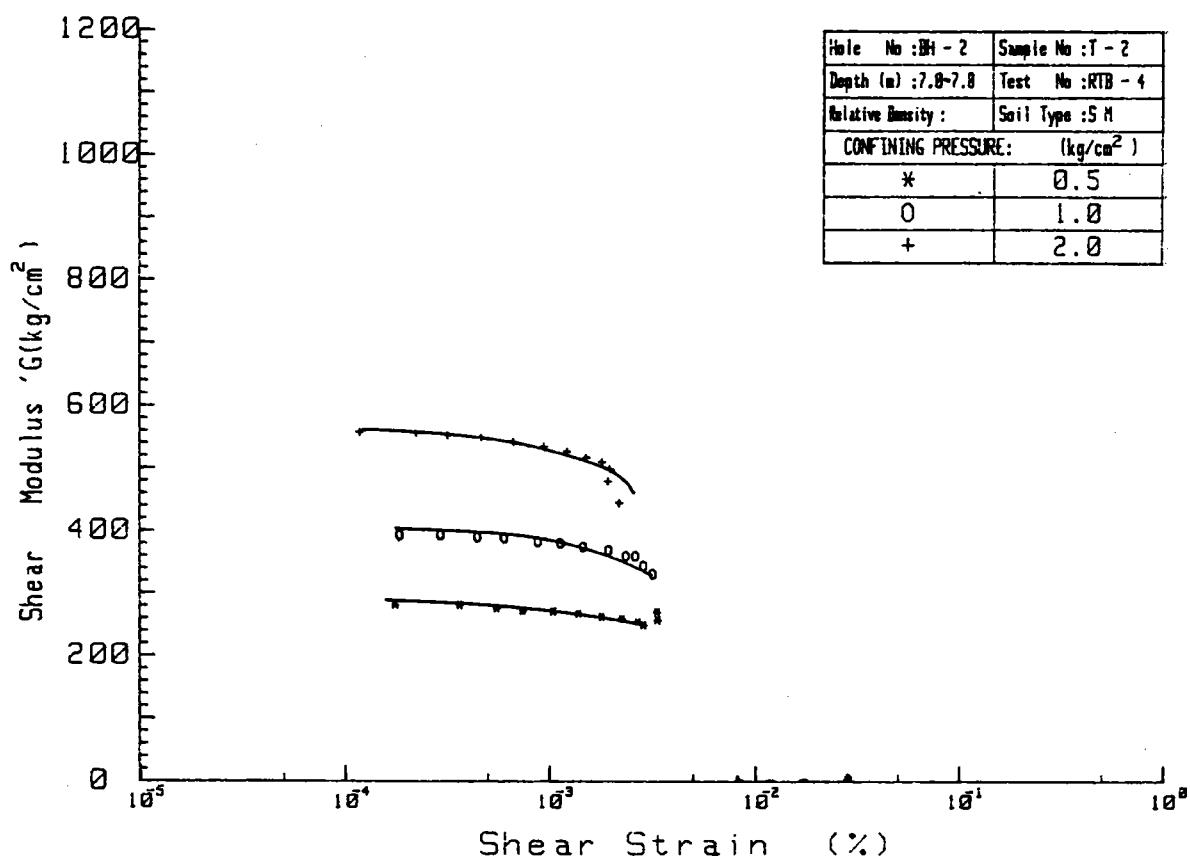


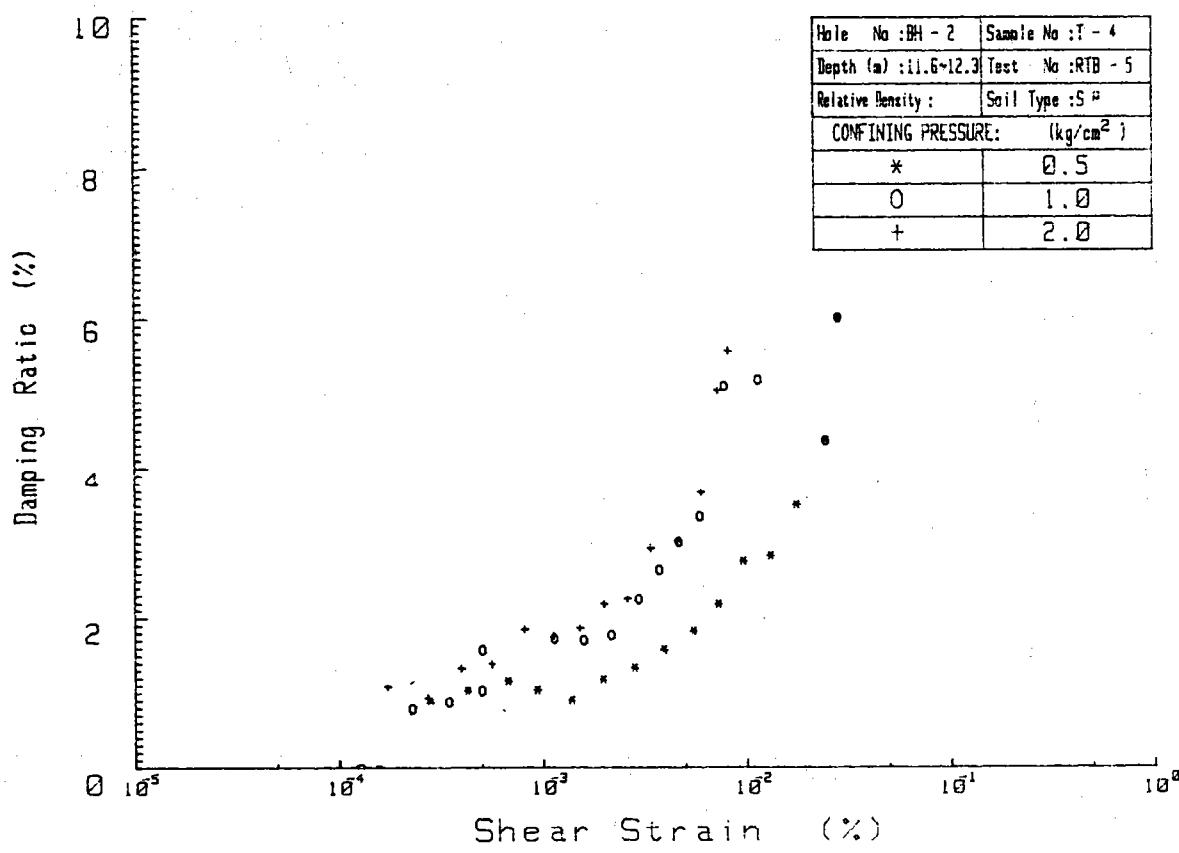
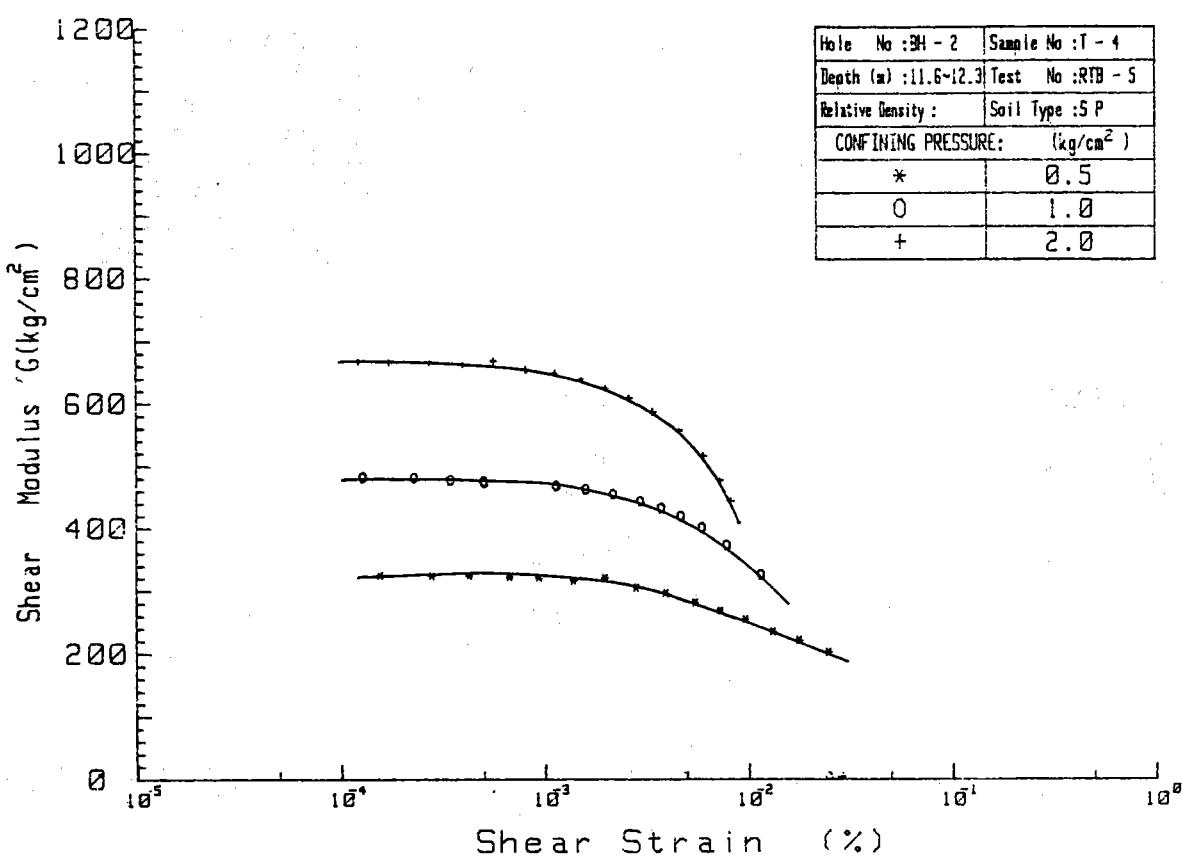
附錄 3. 共振柱試驗結果資料

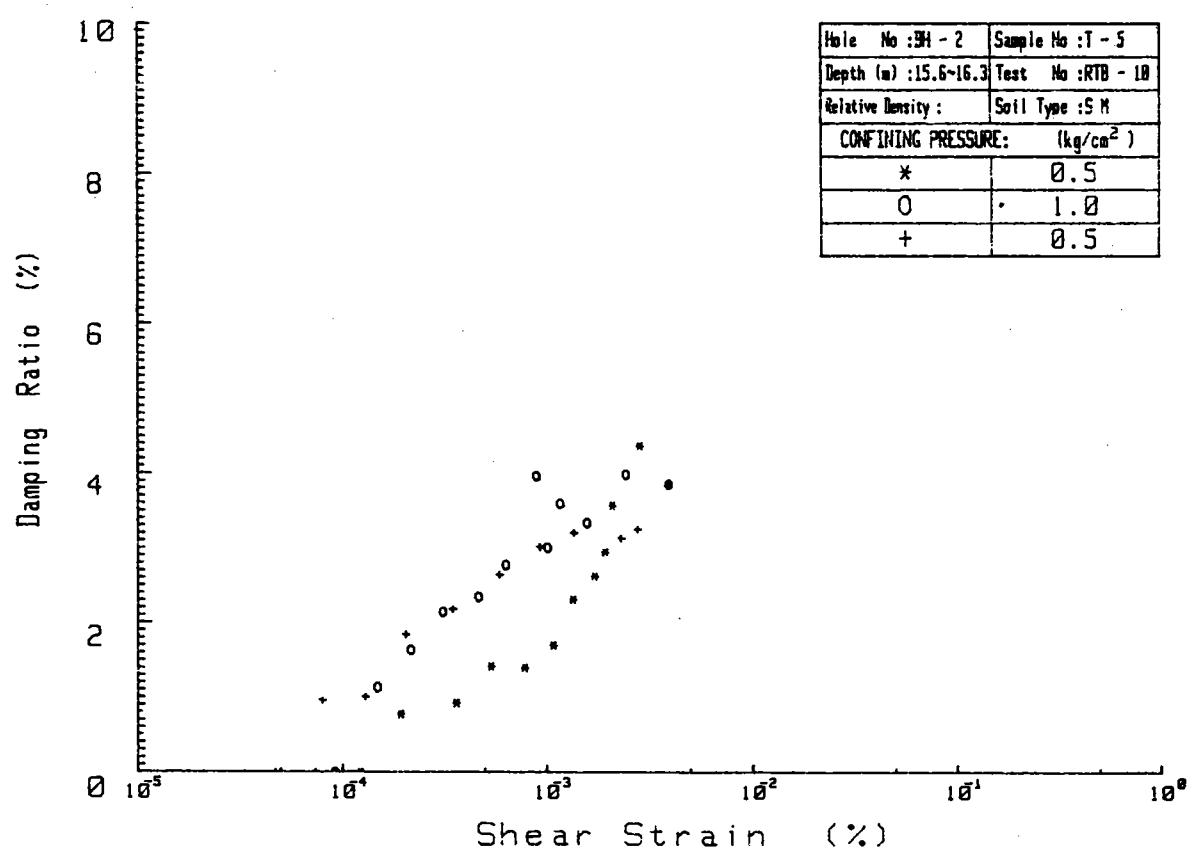
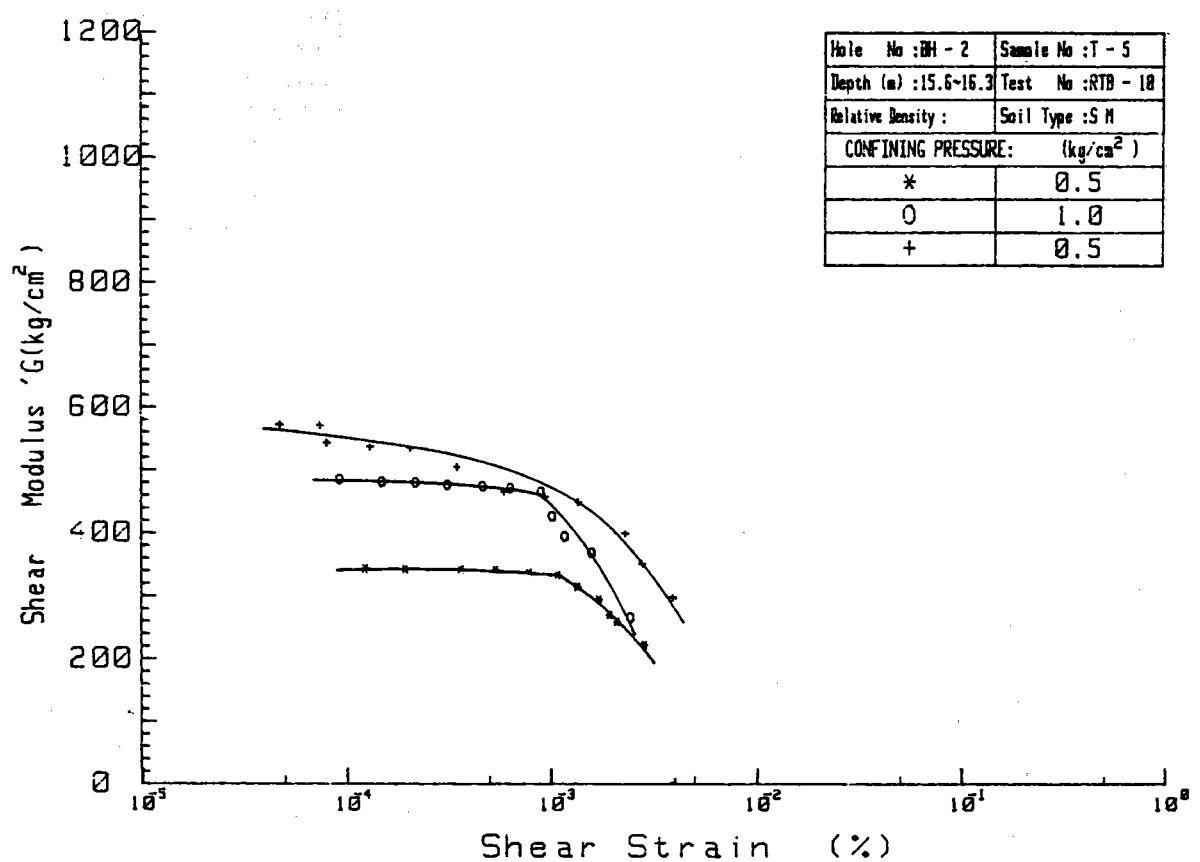


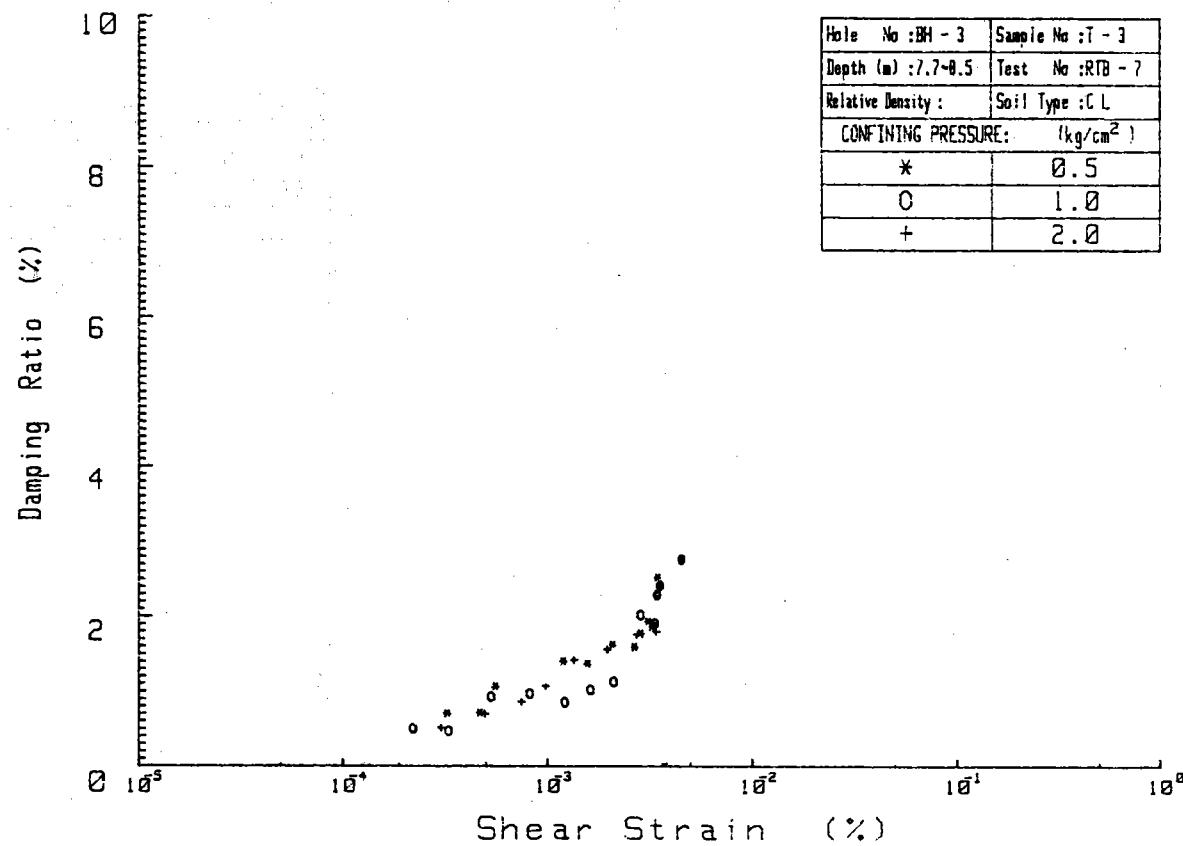
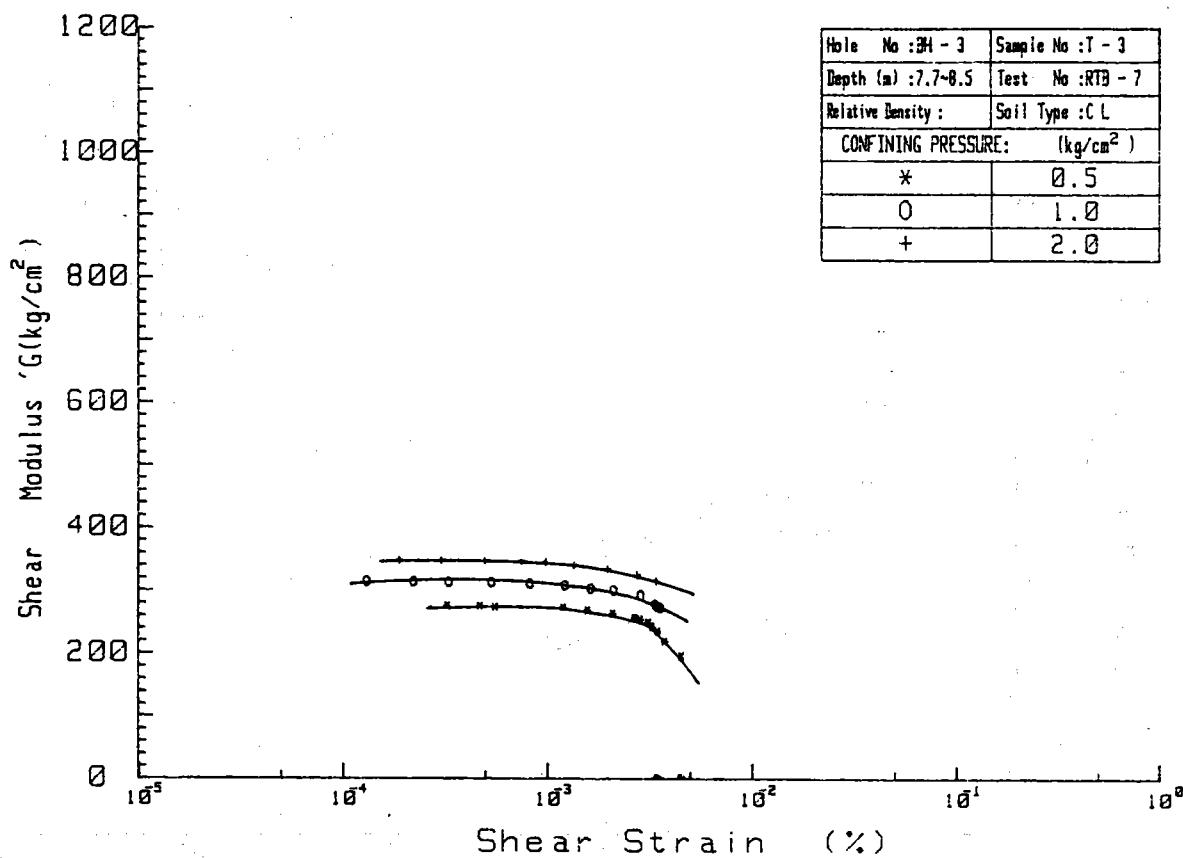


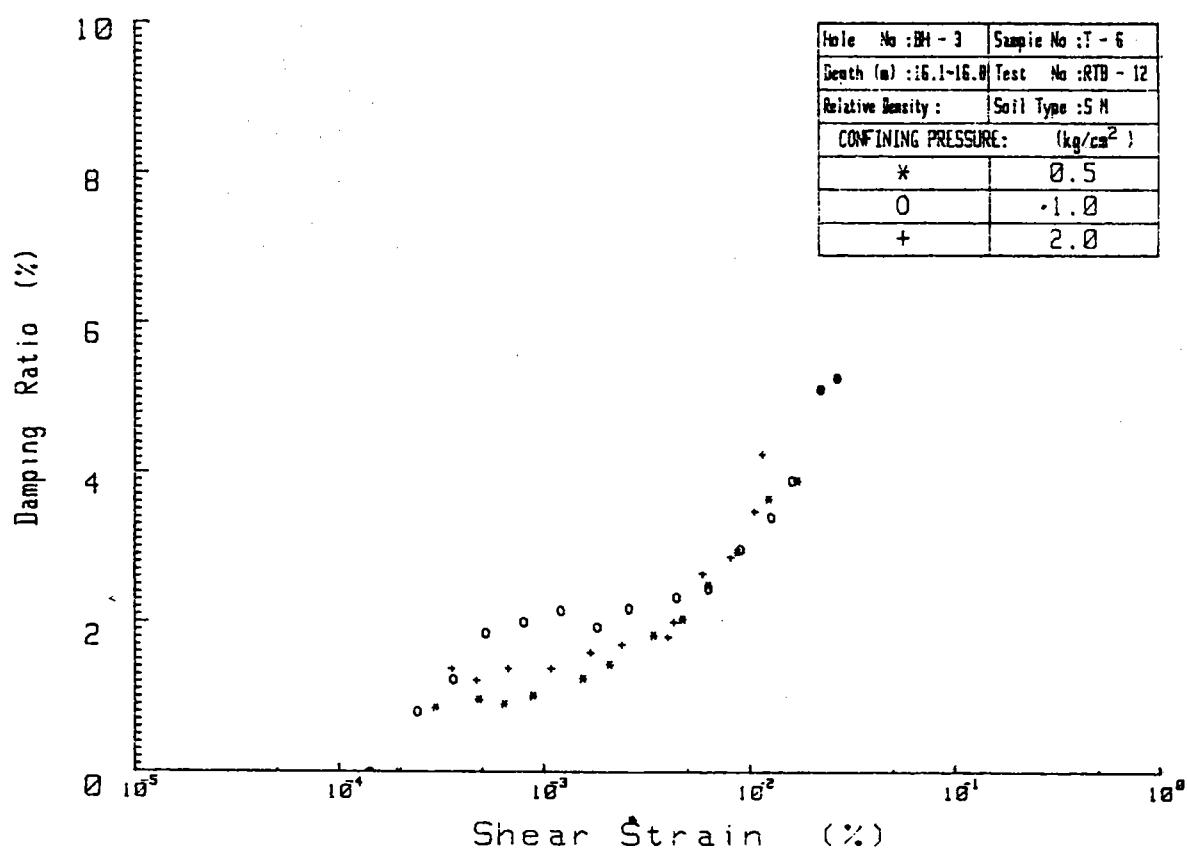
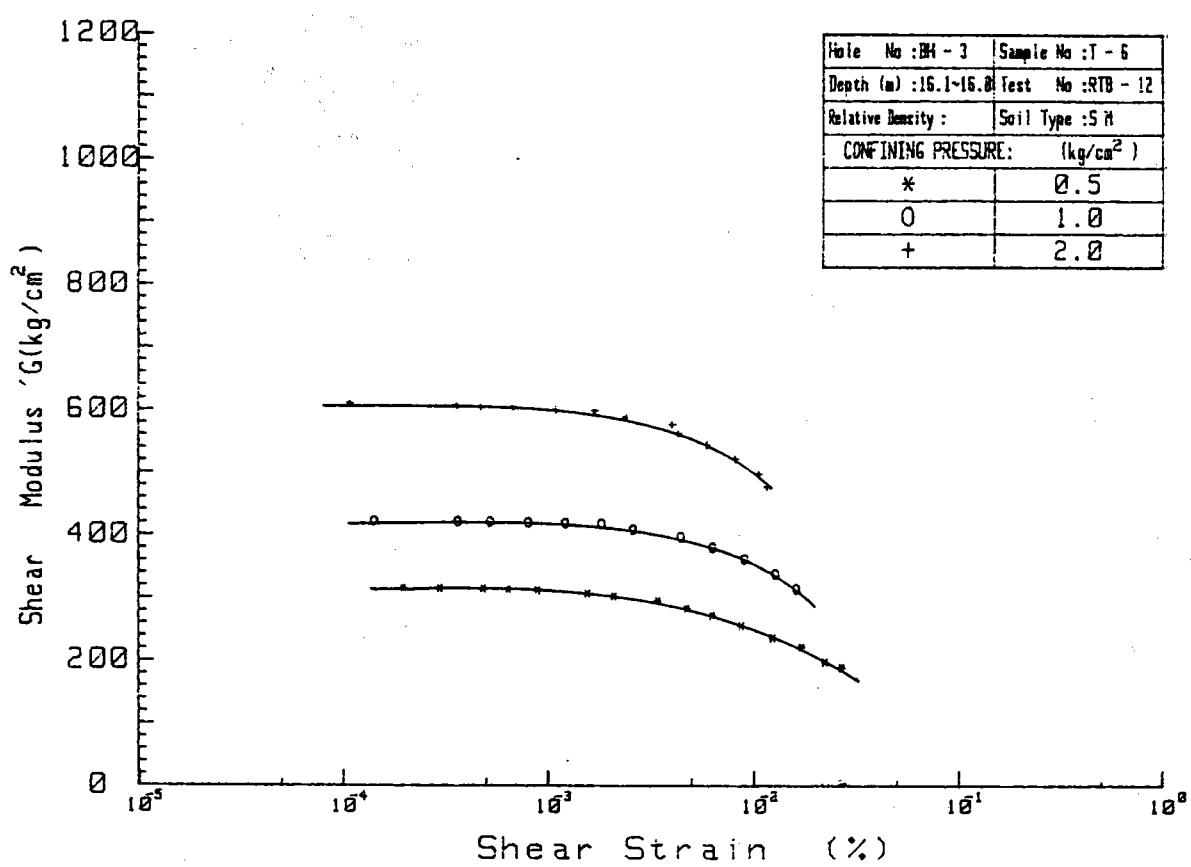


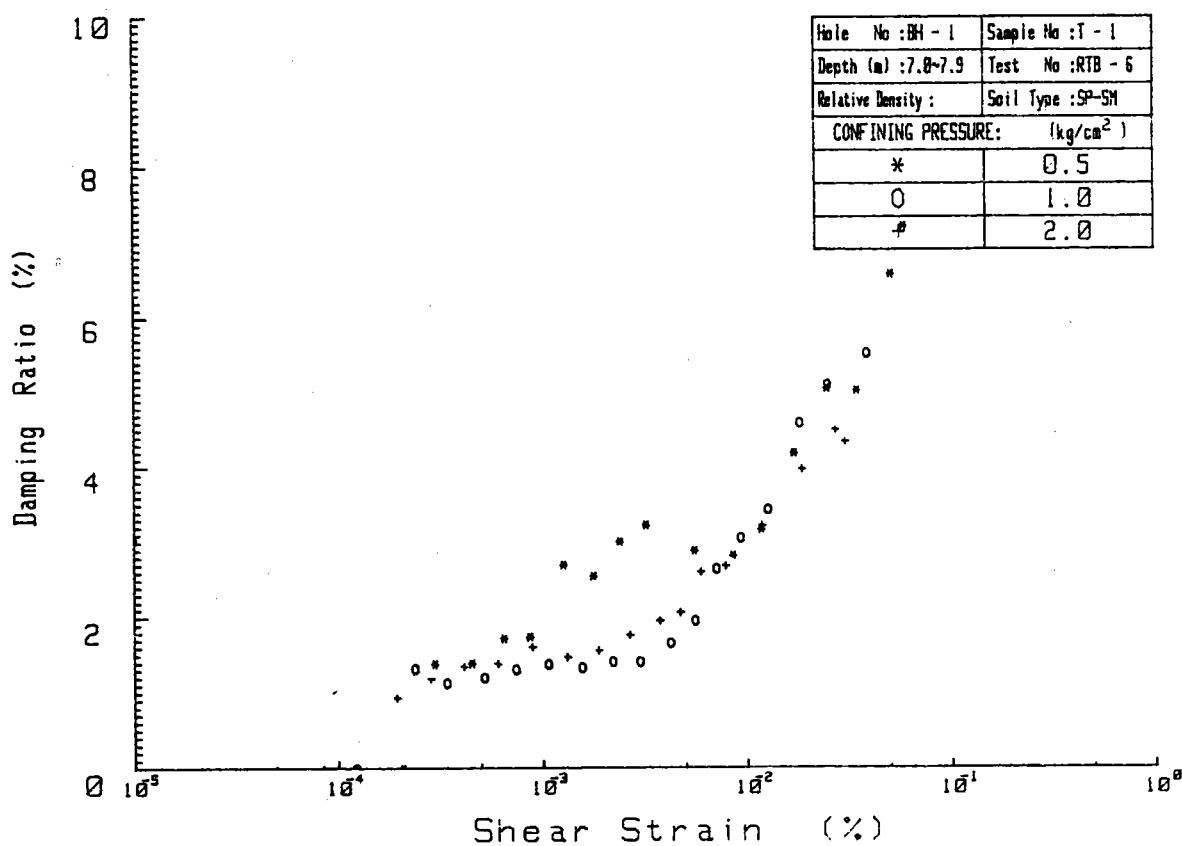
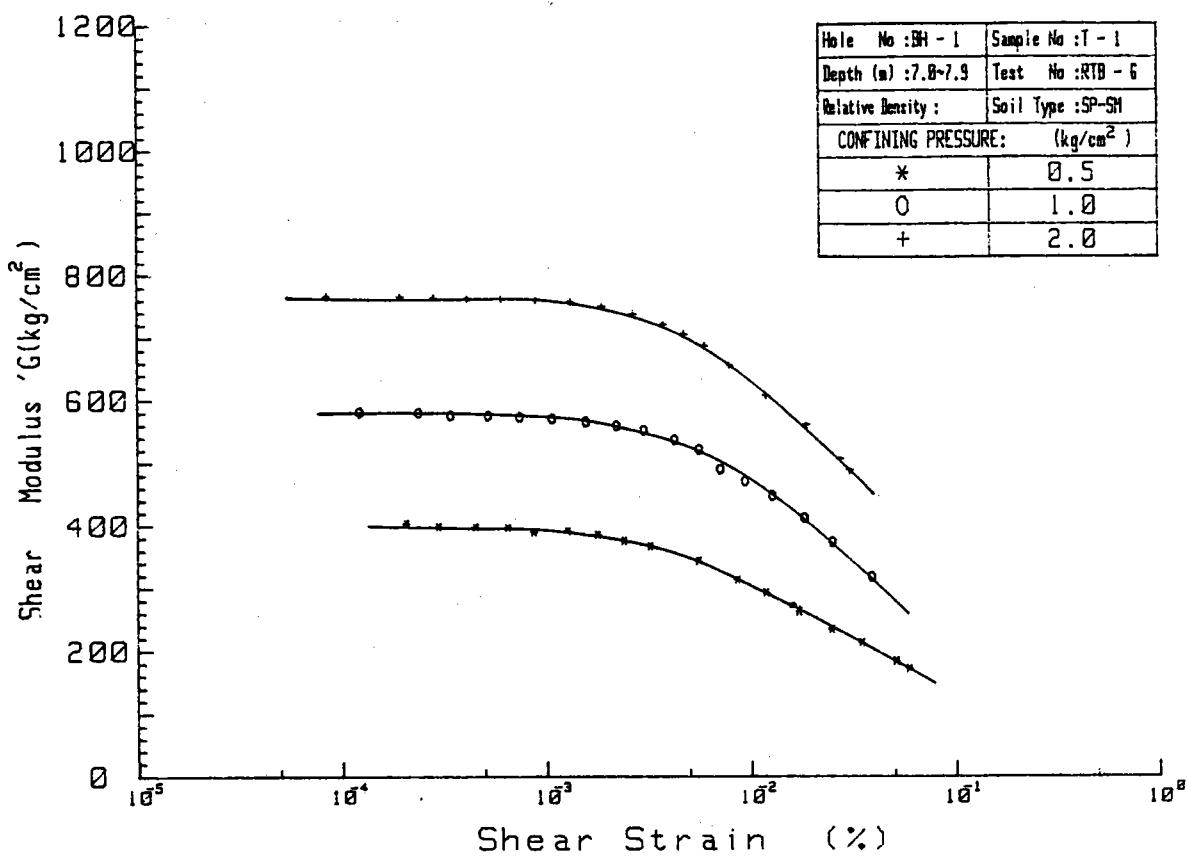


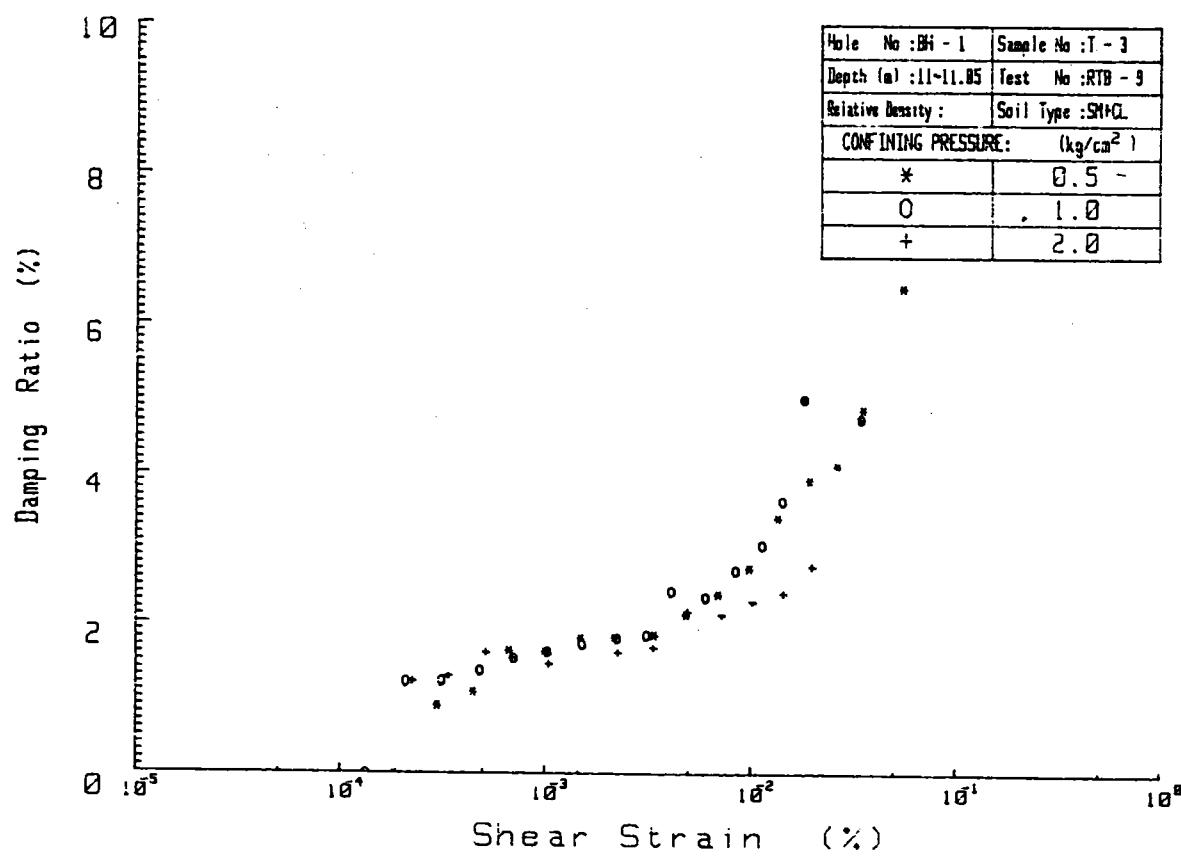
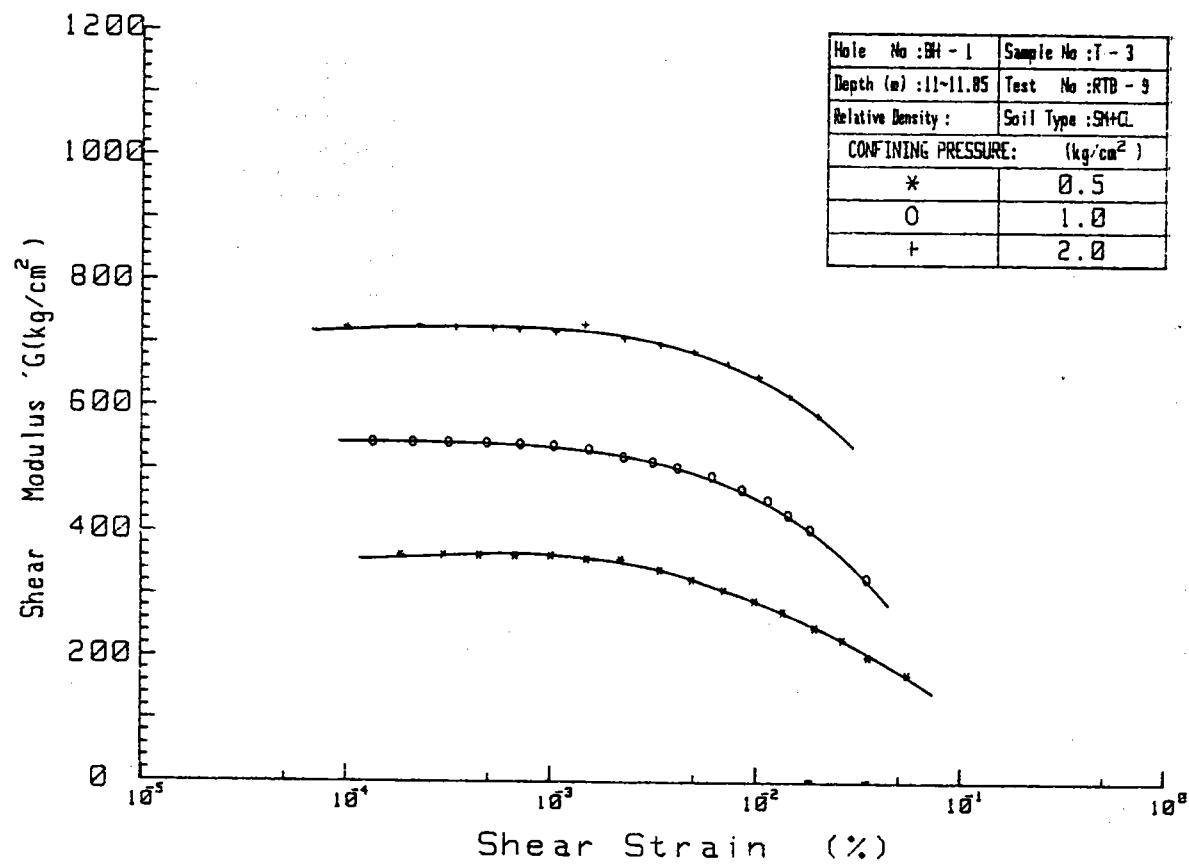


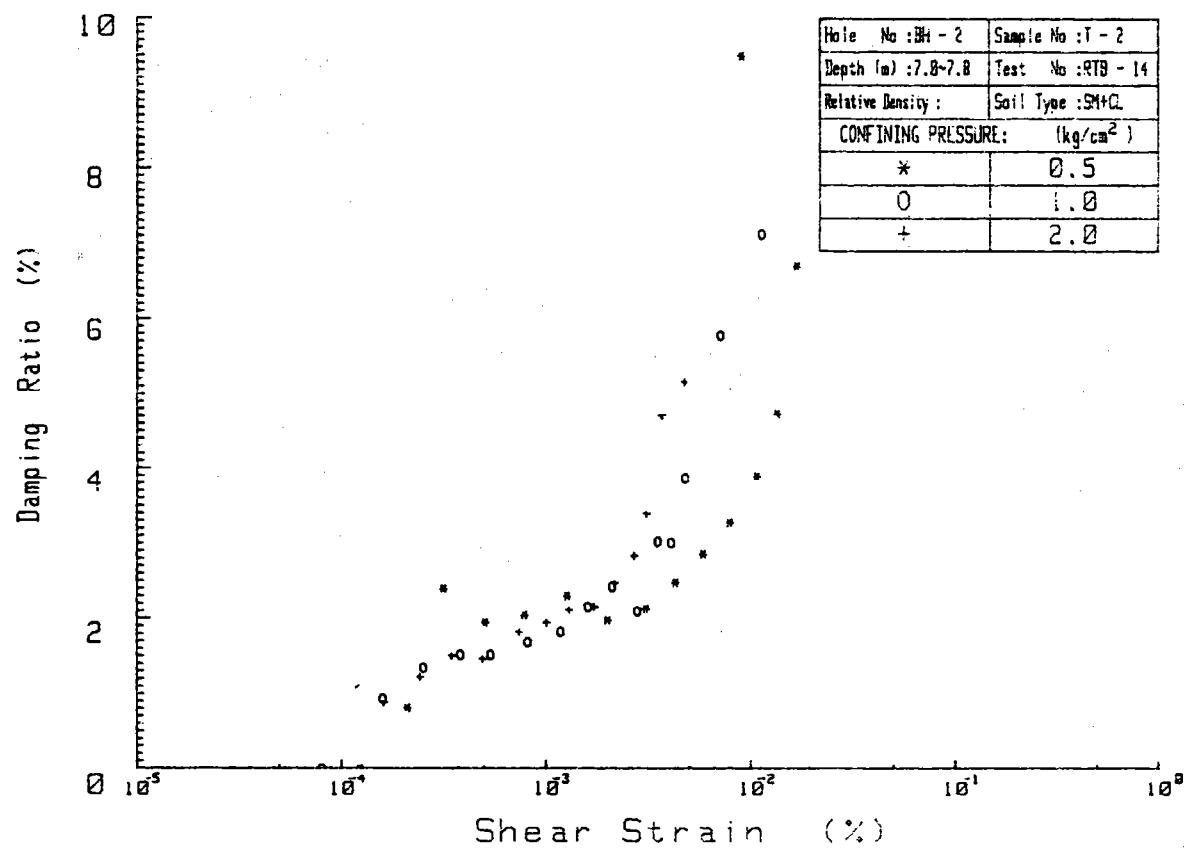
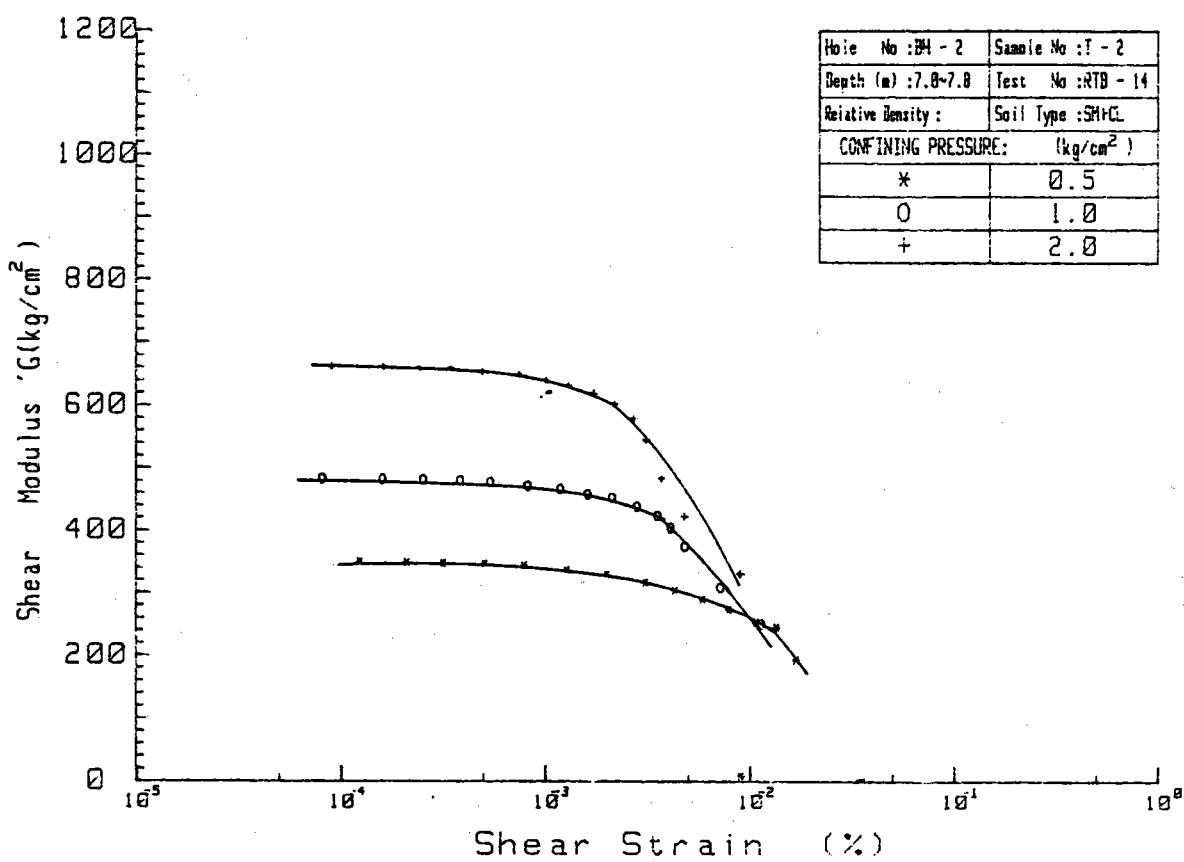


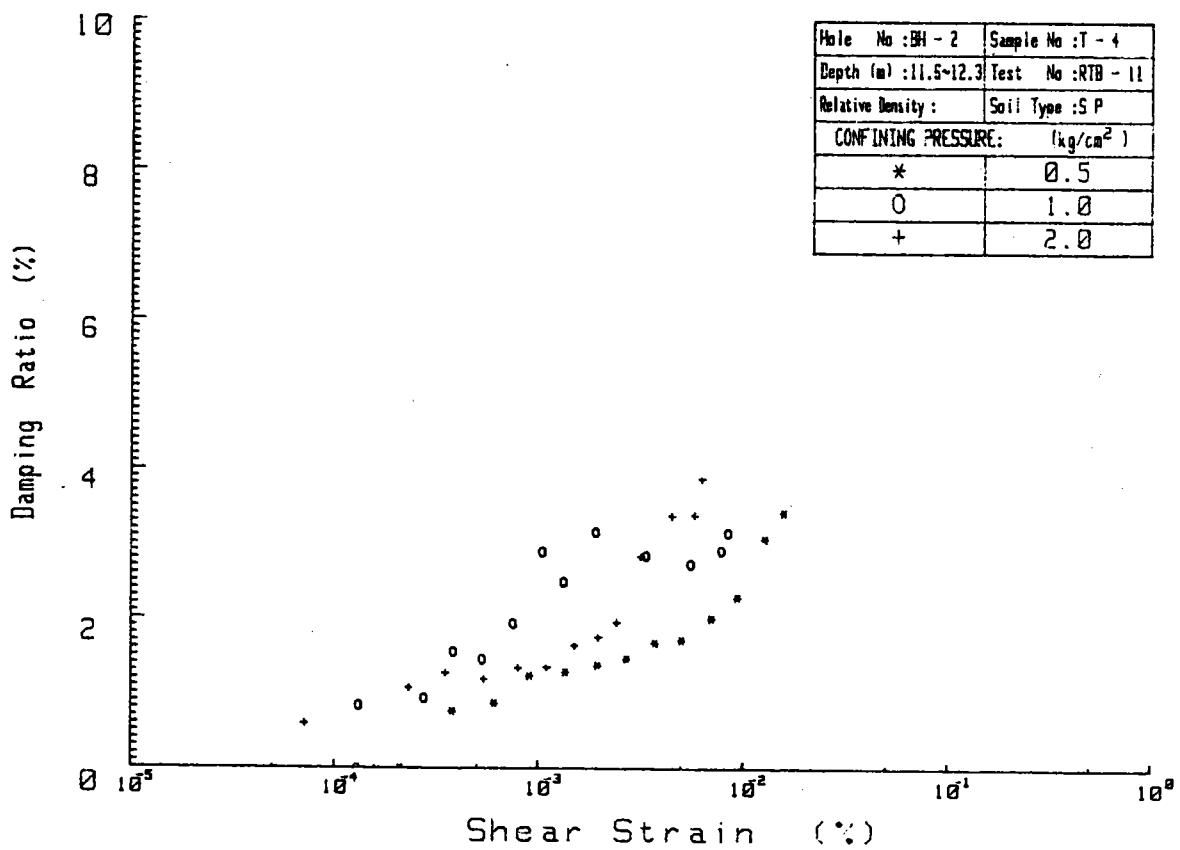
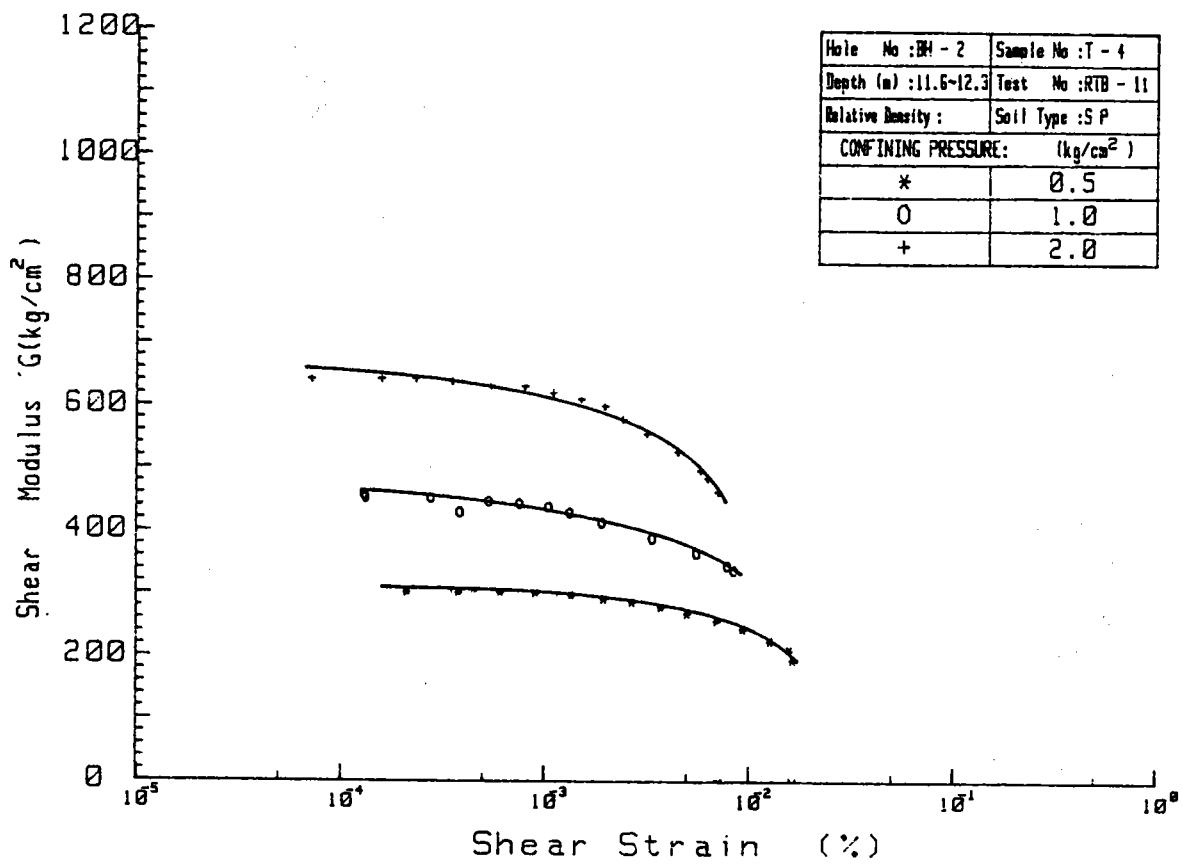


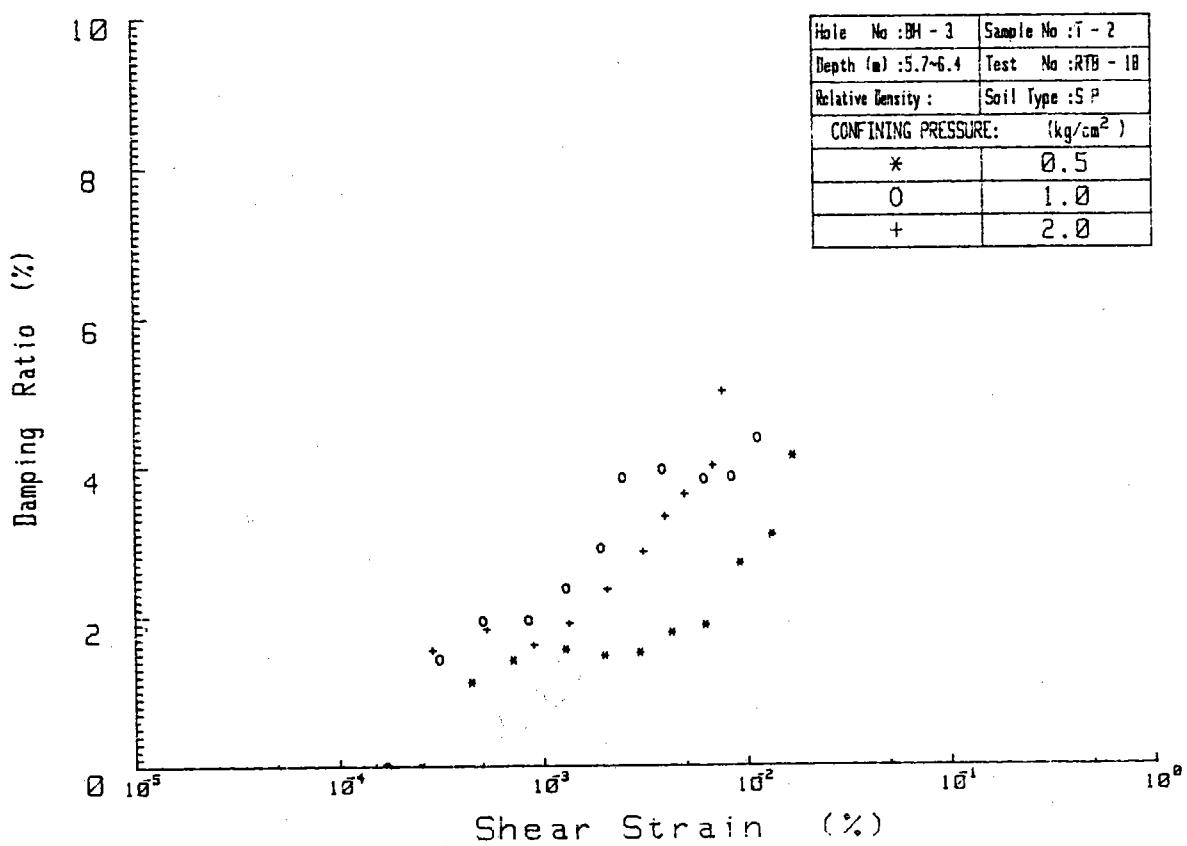
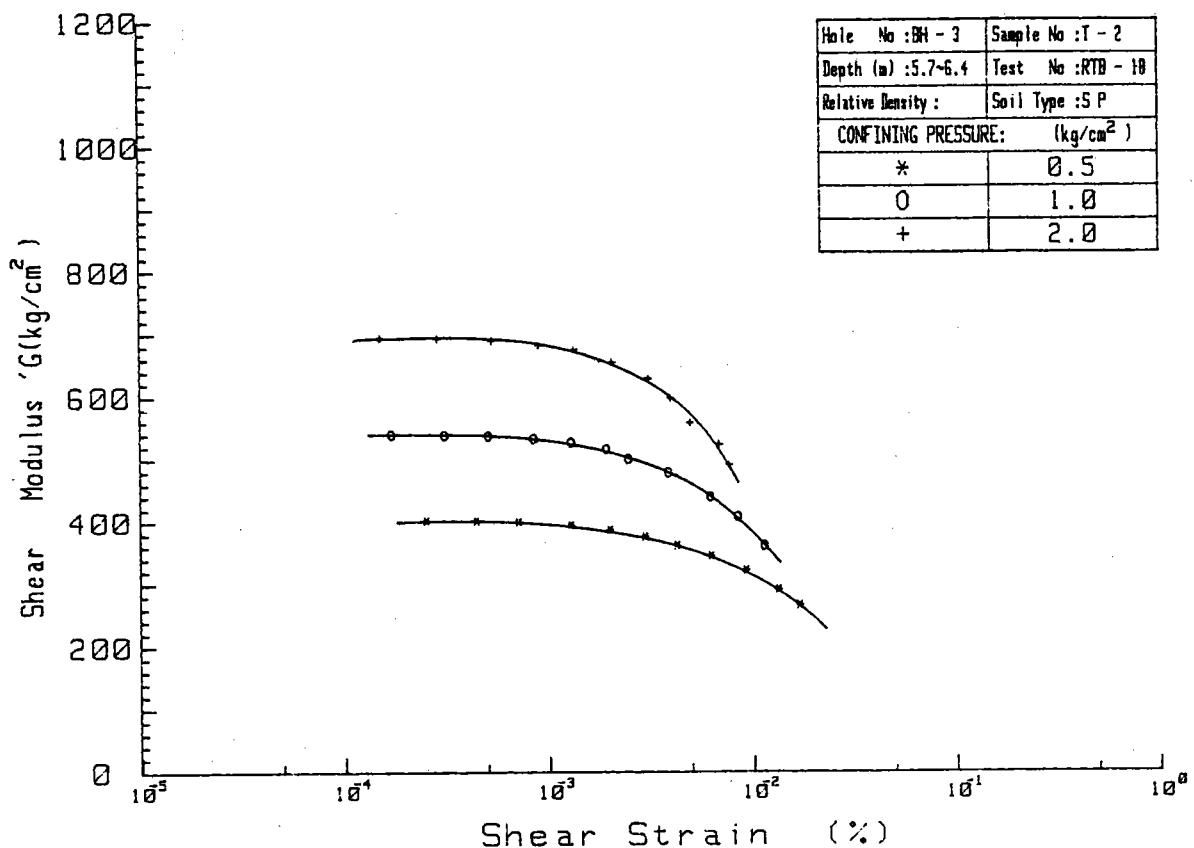


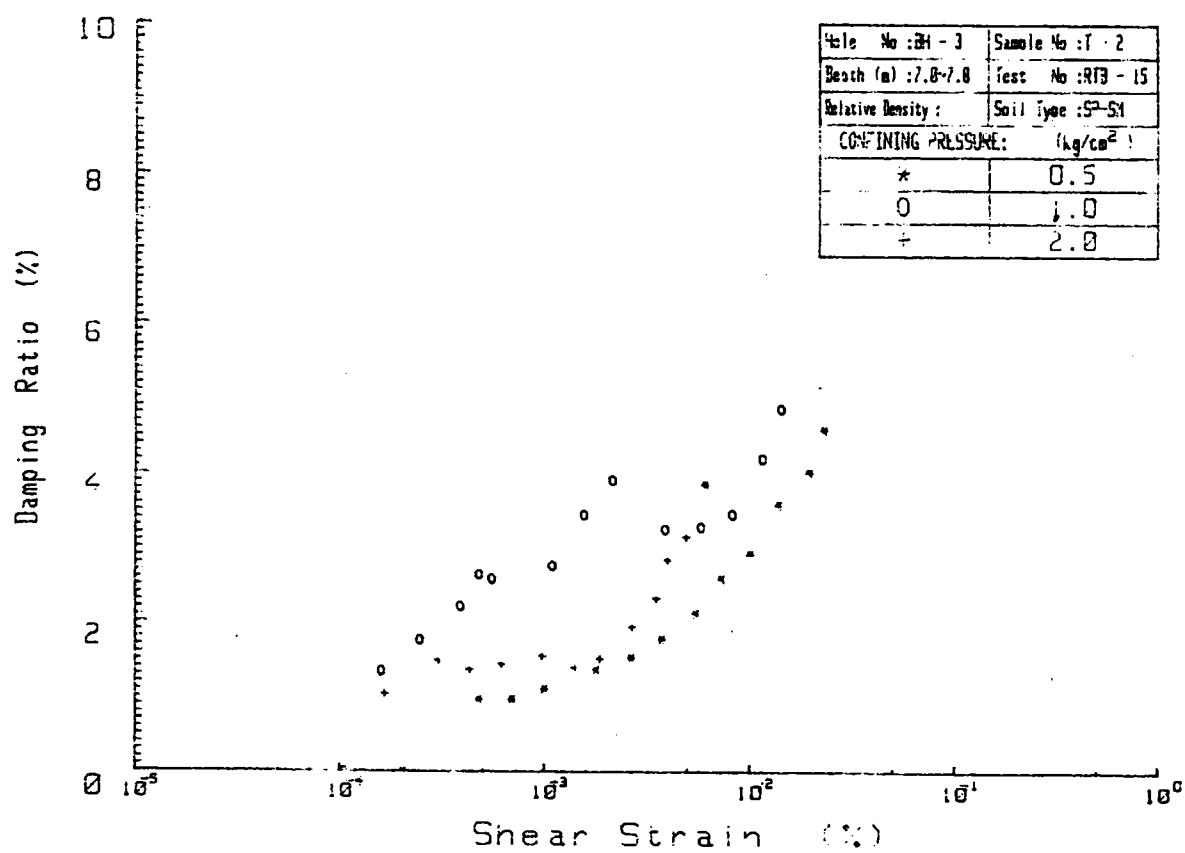
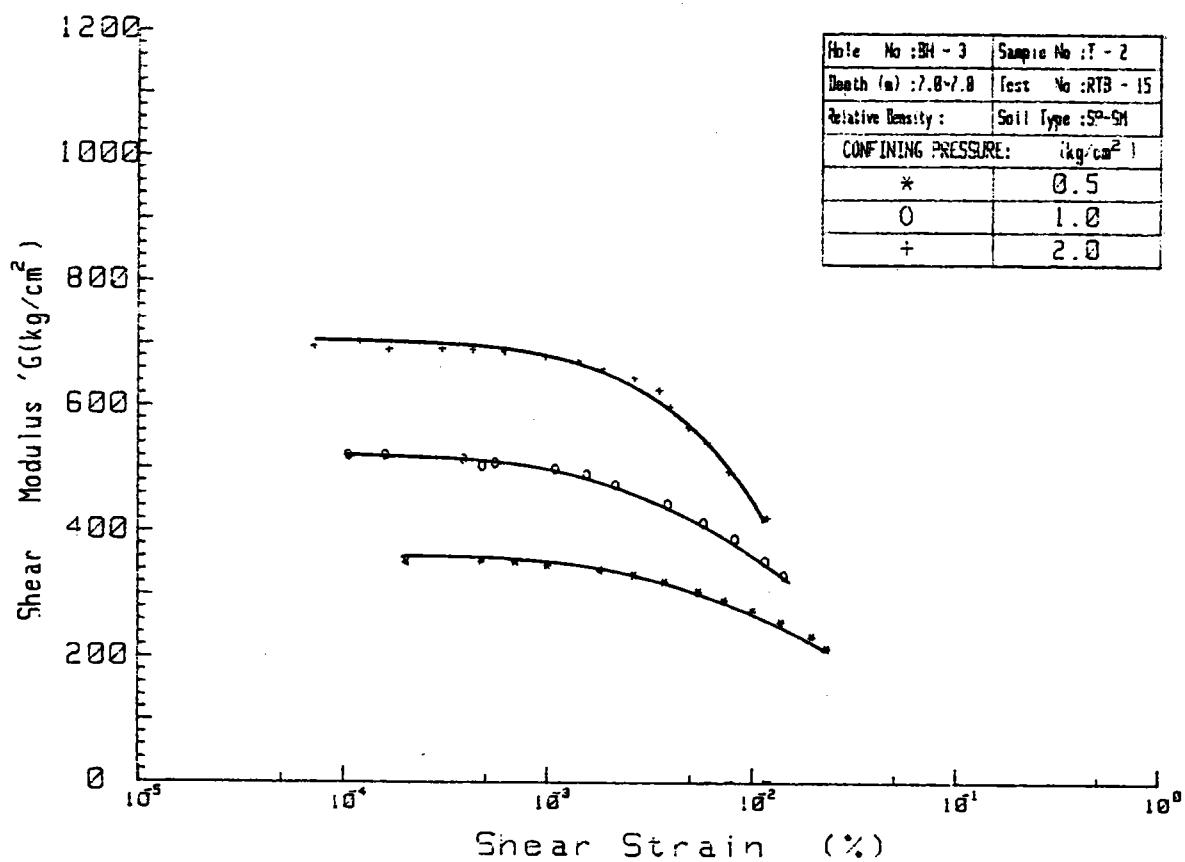


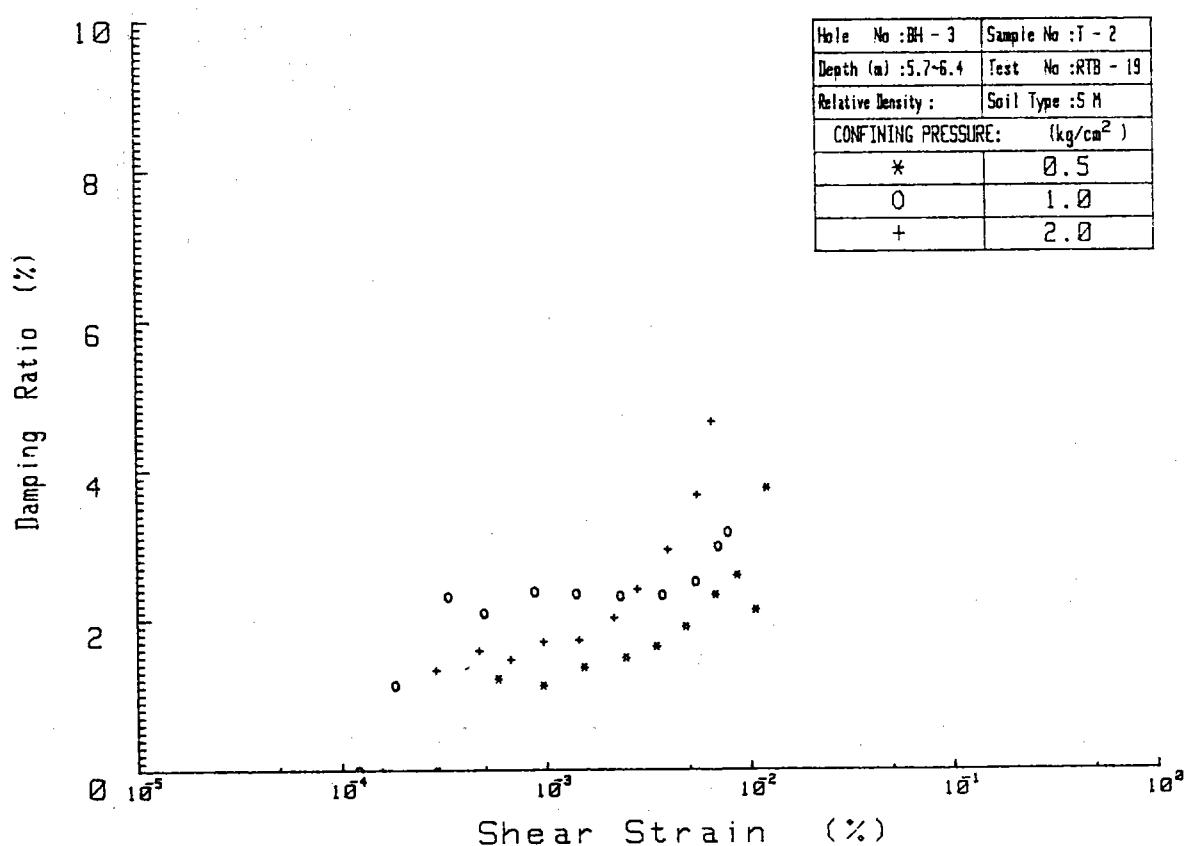
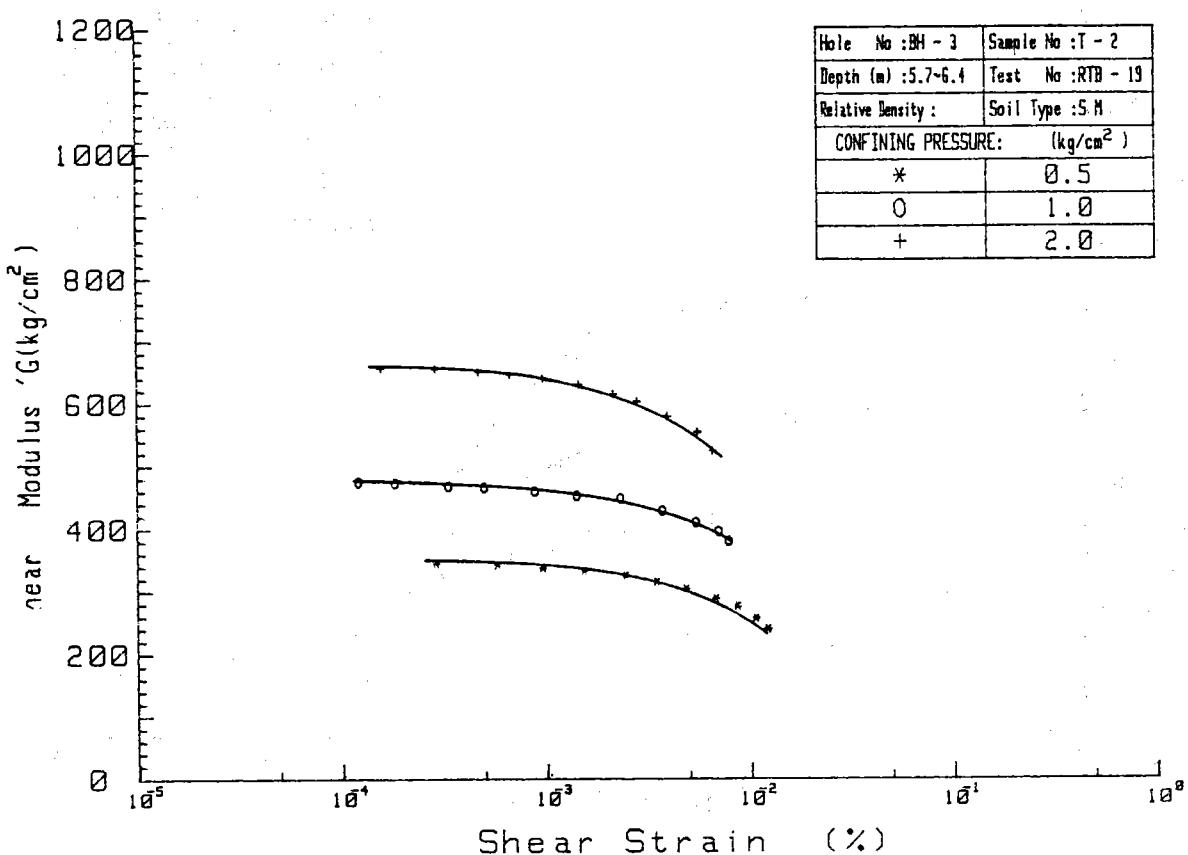


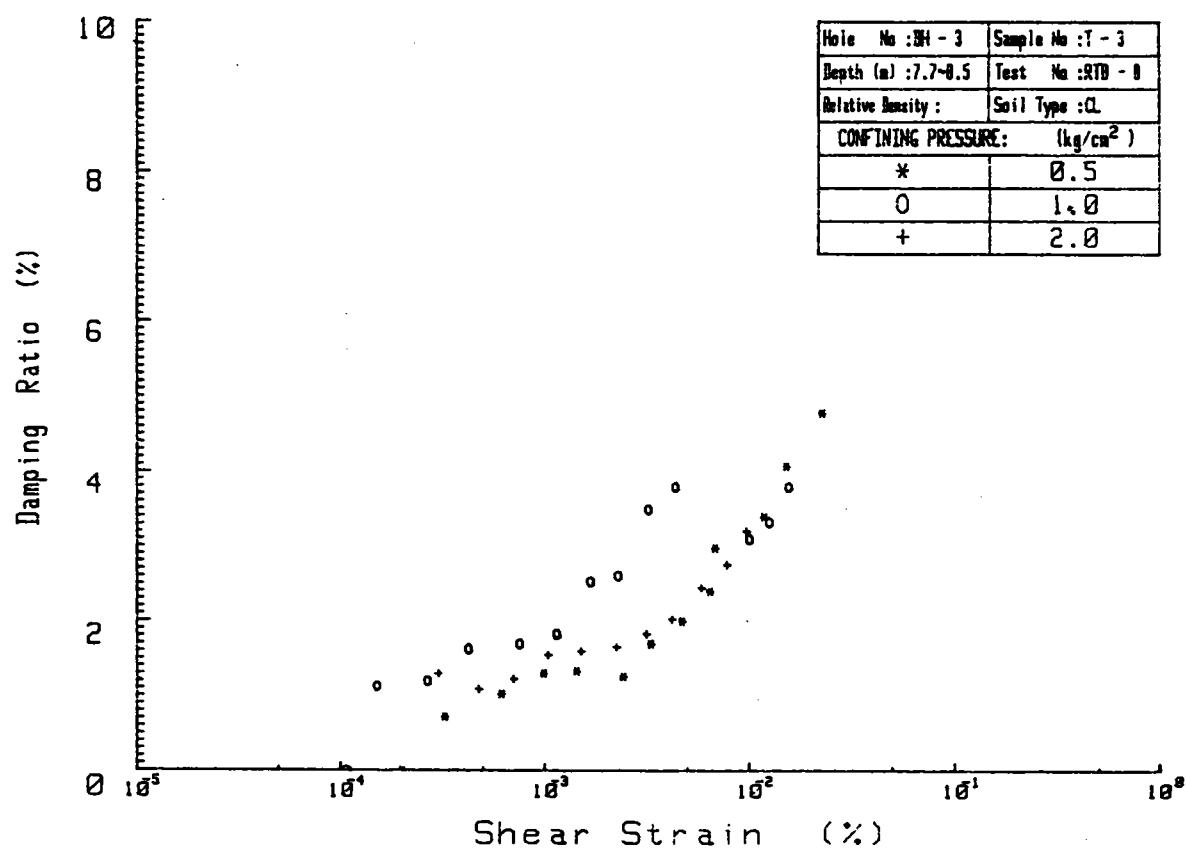
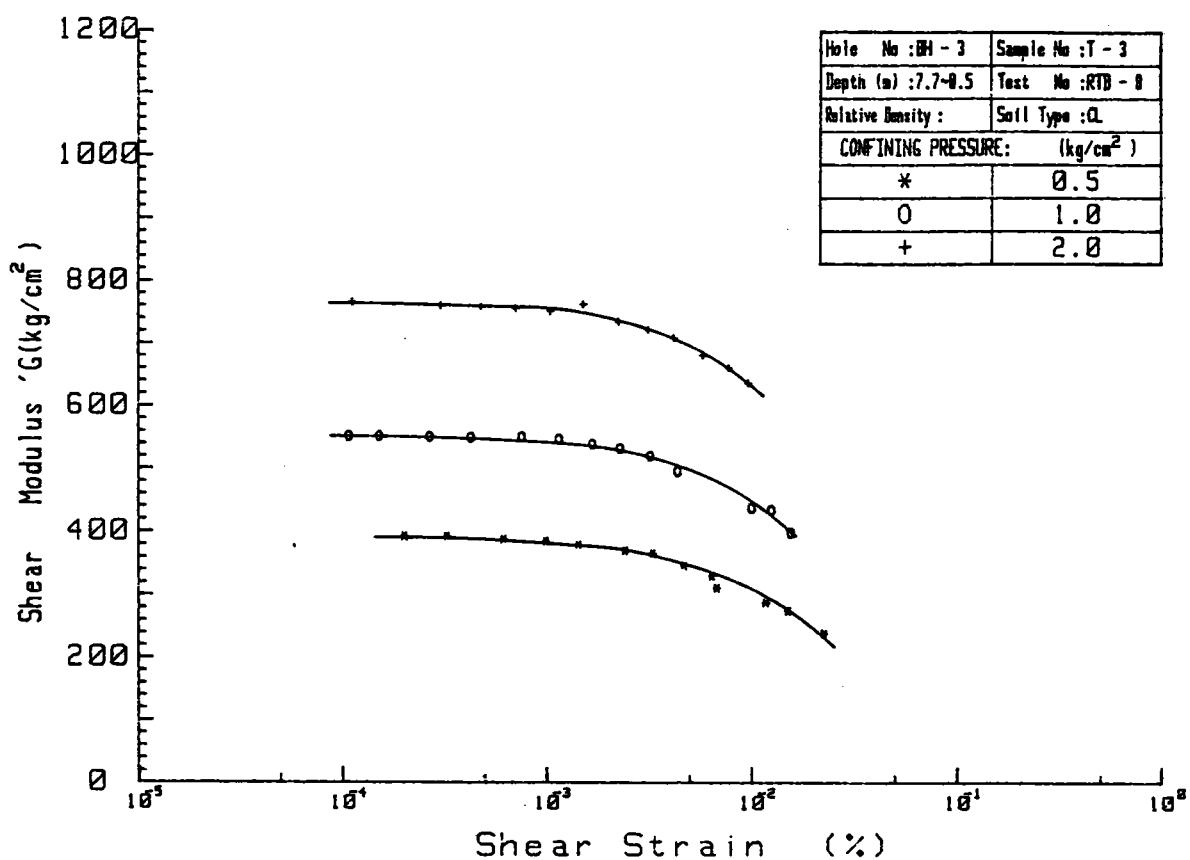


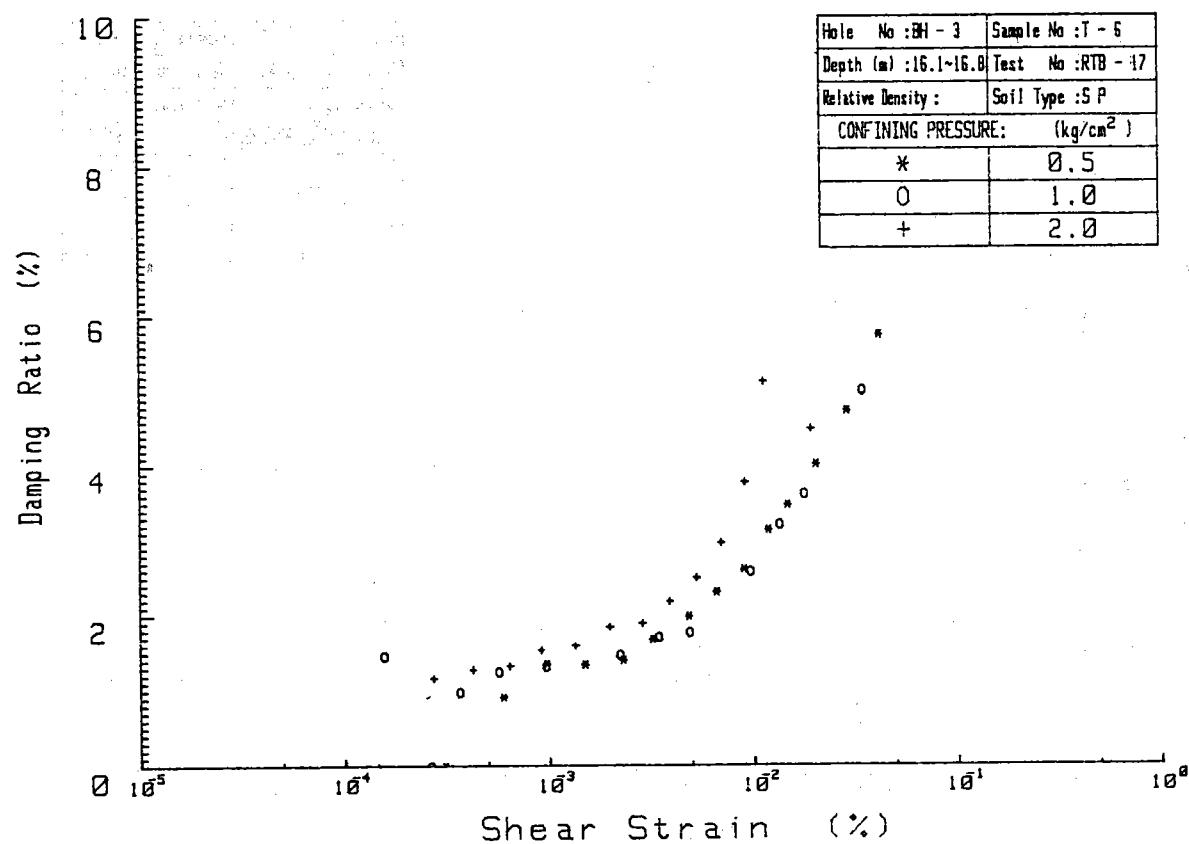
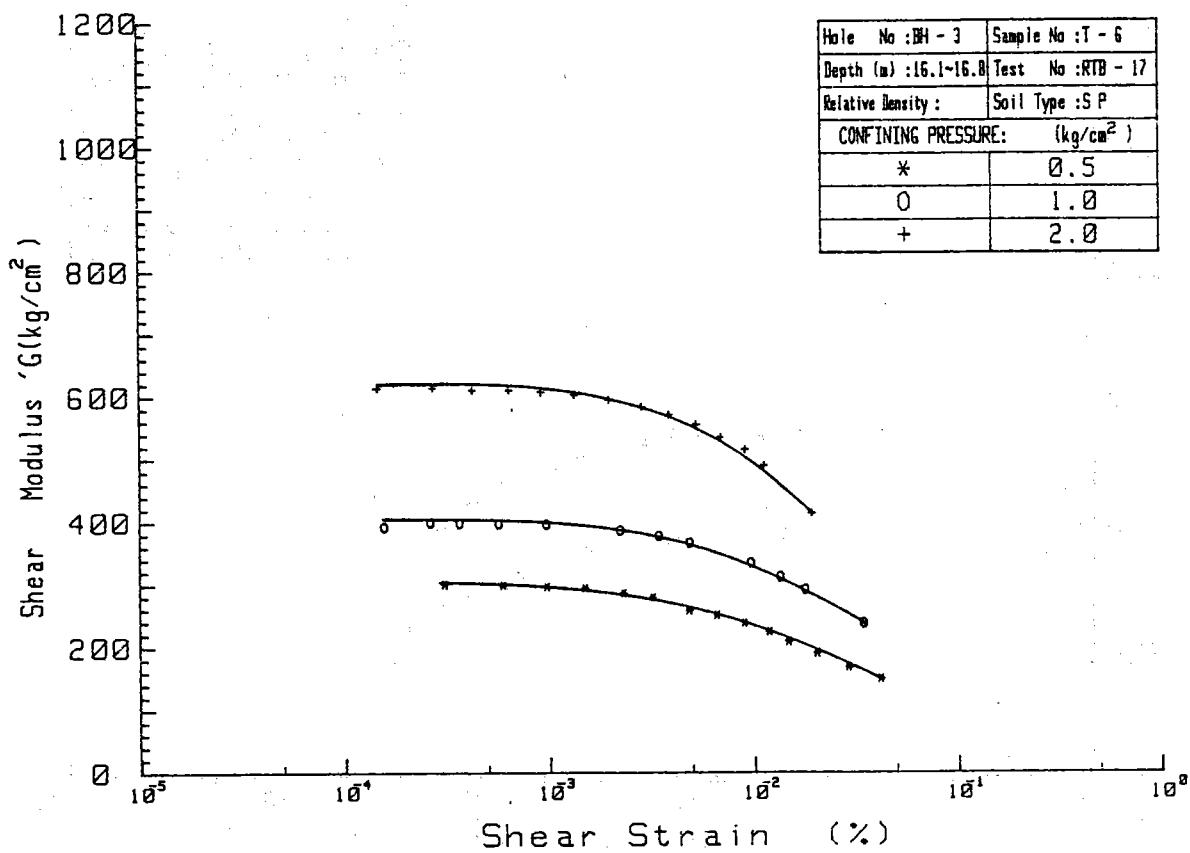


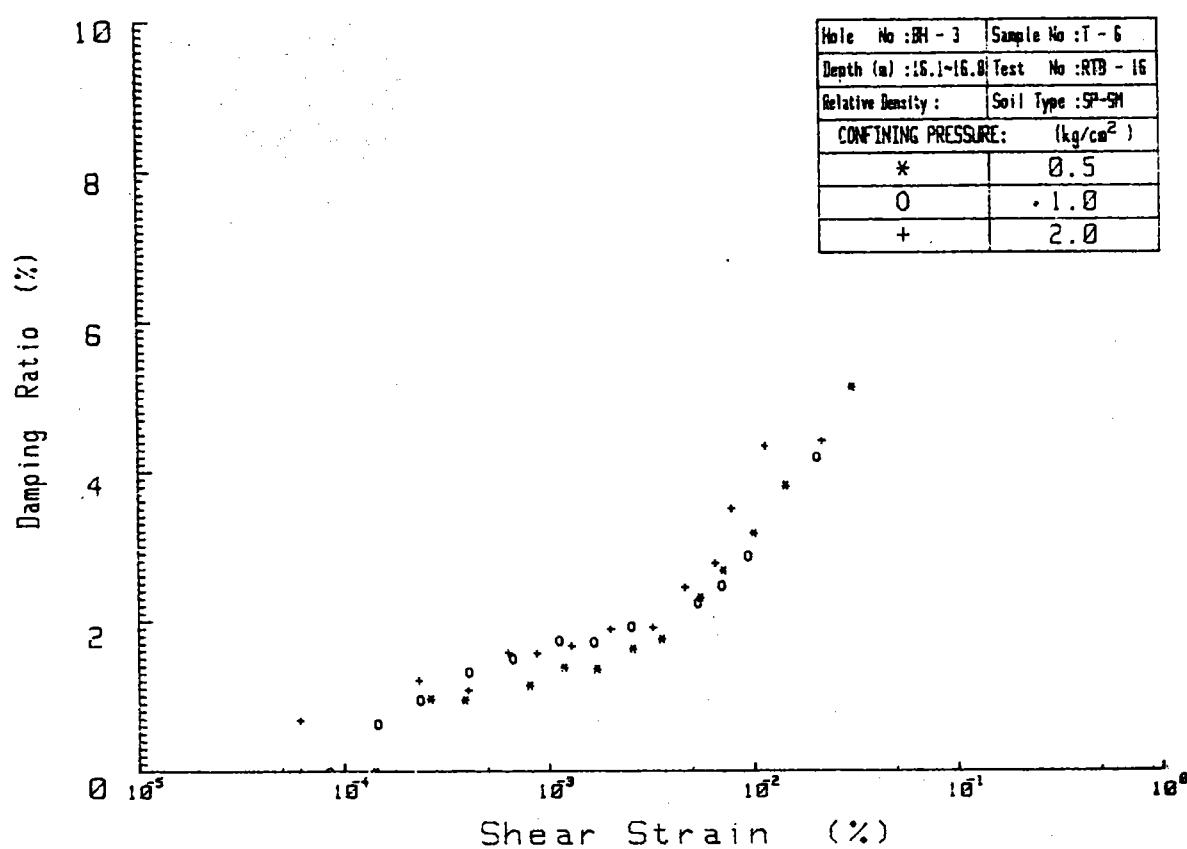
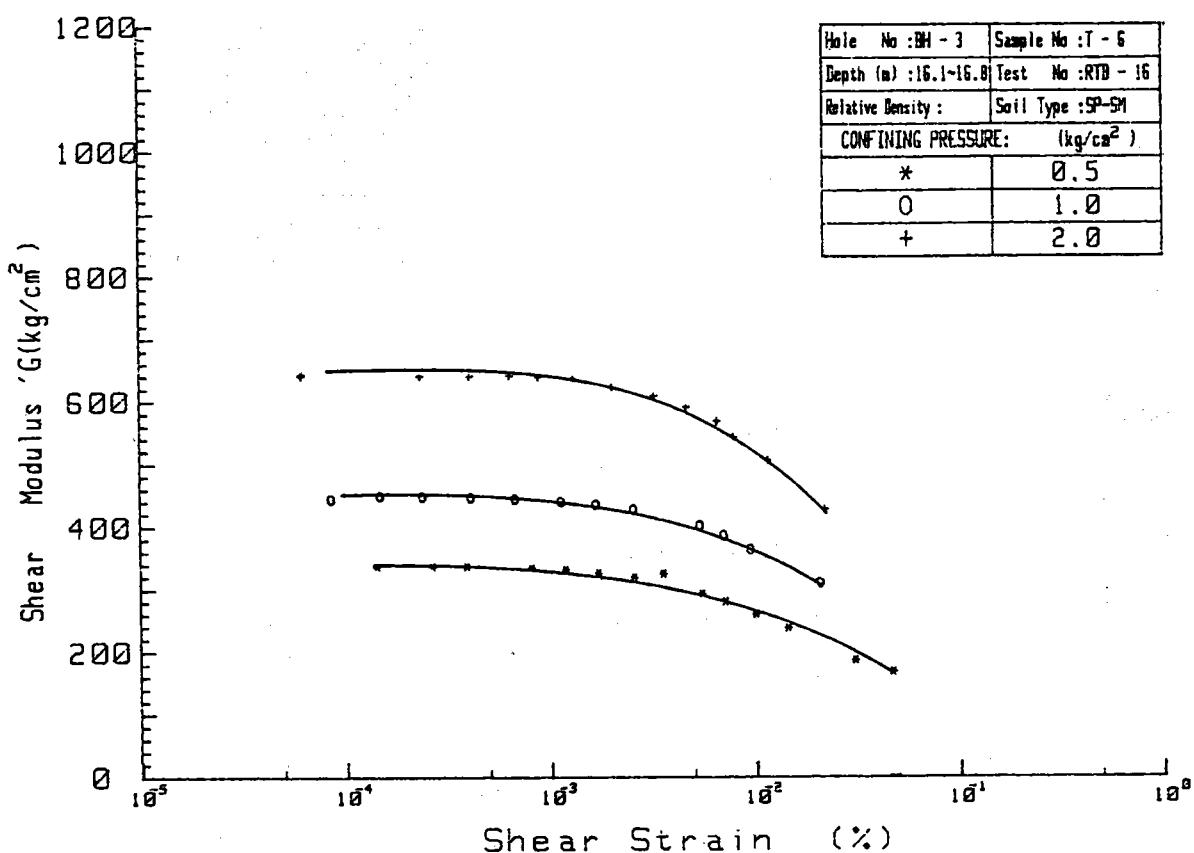


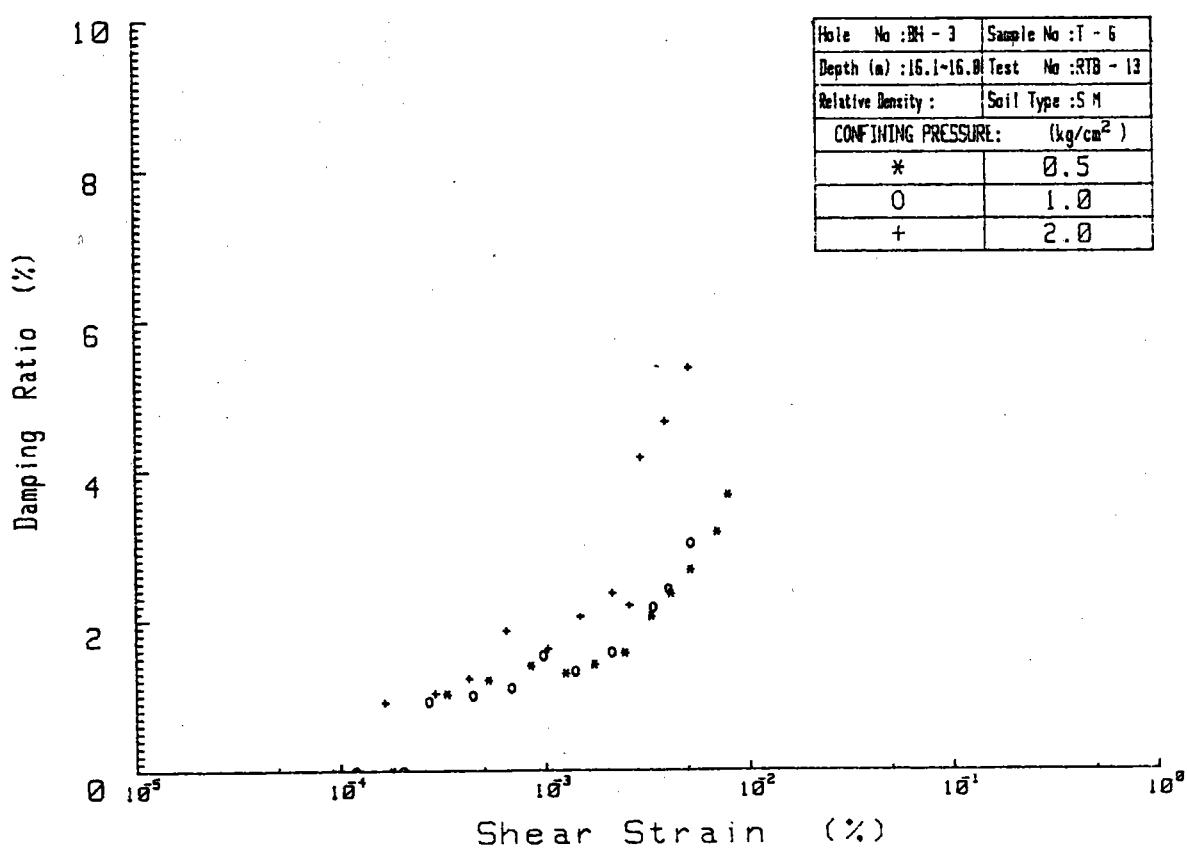
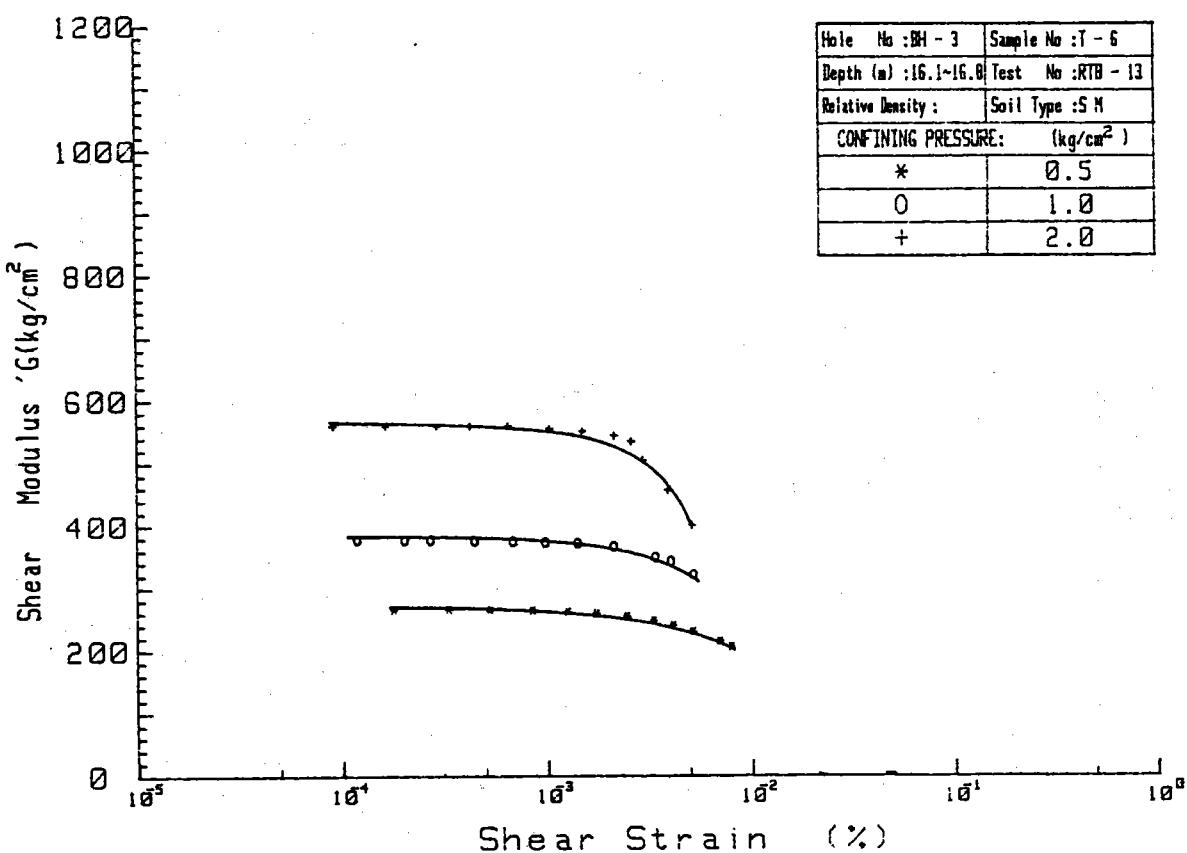






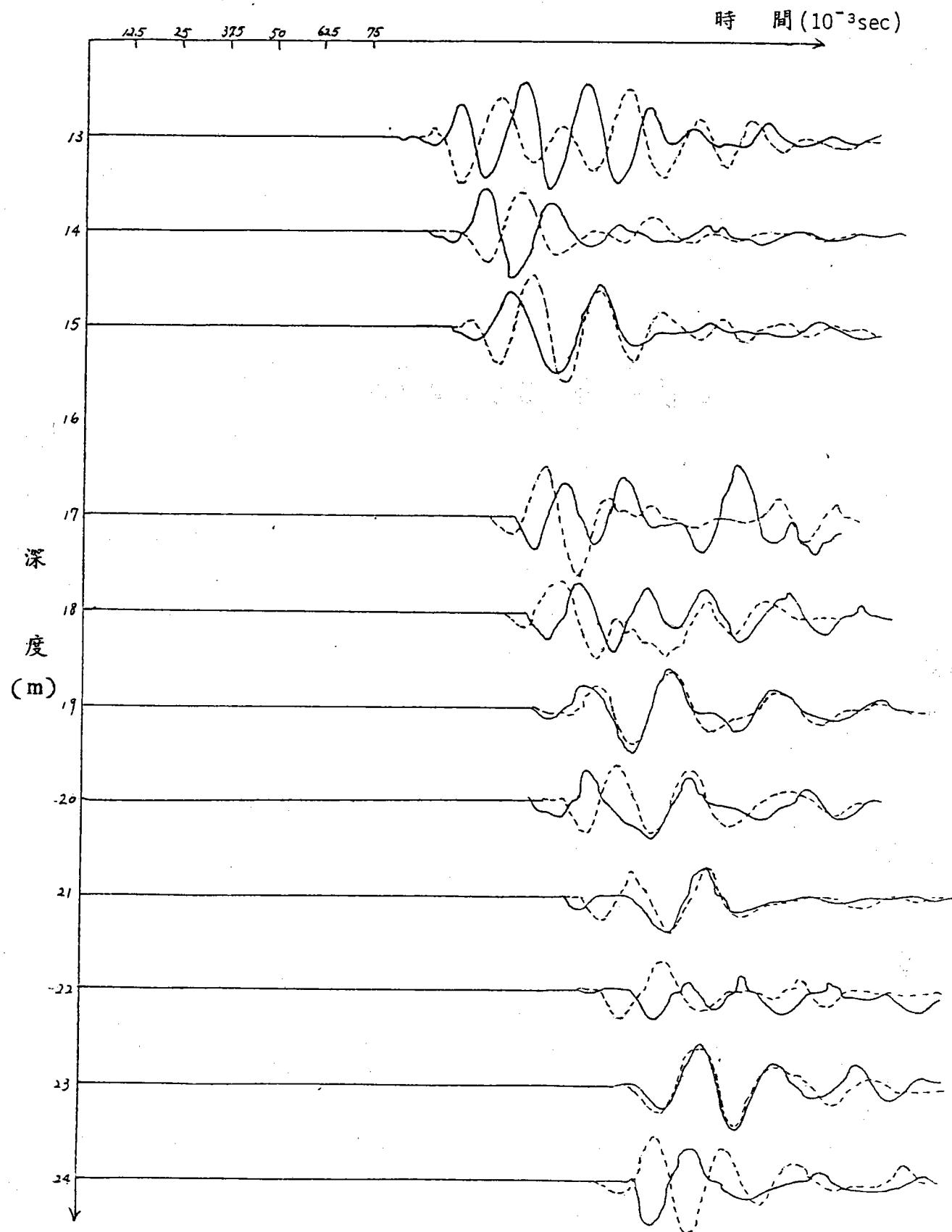




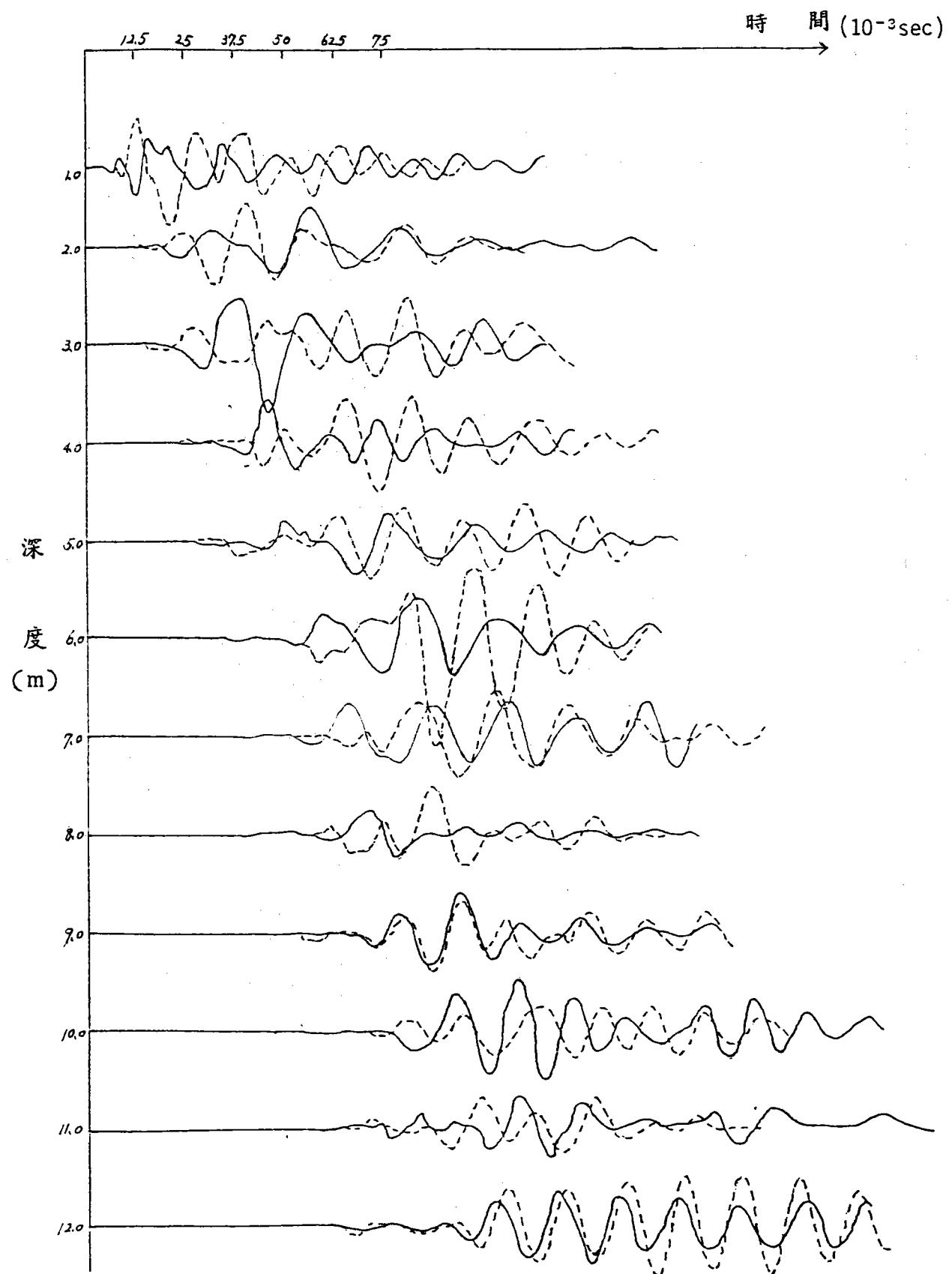


附錄 4 震測試驗紀錄資料

鑽孔 BH-1 剪力波下井測法震波紀錄

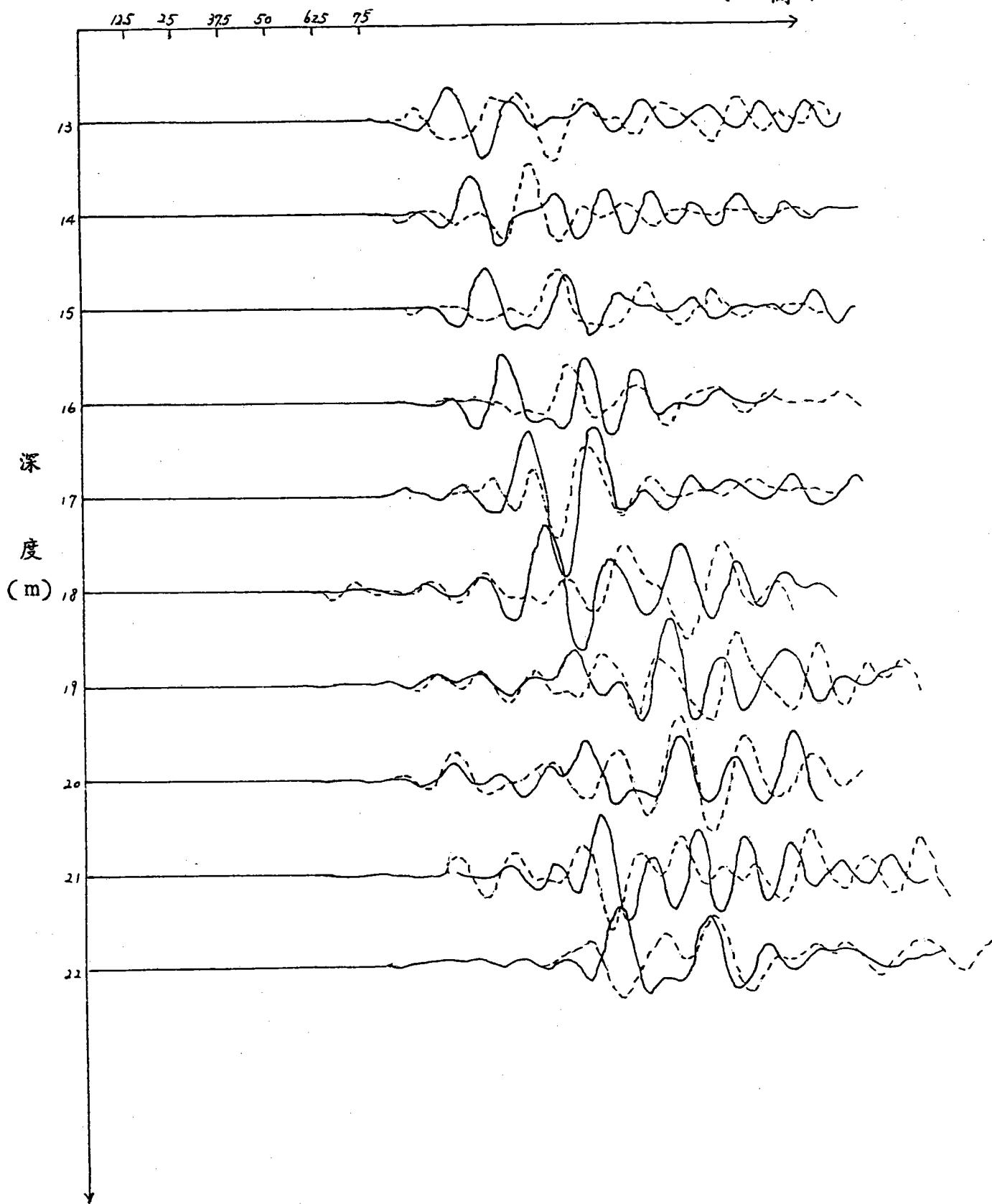


鑽孔 BH-2 剪力波下井測法震波紀錄

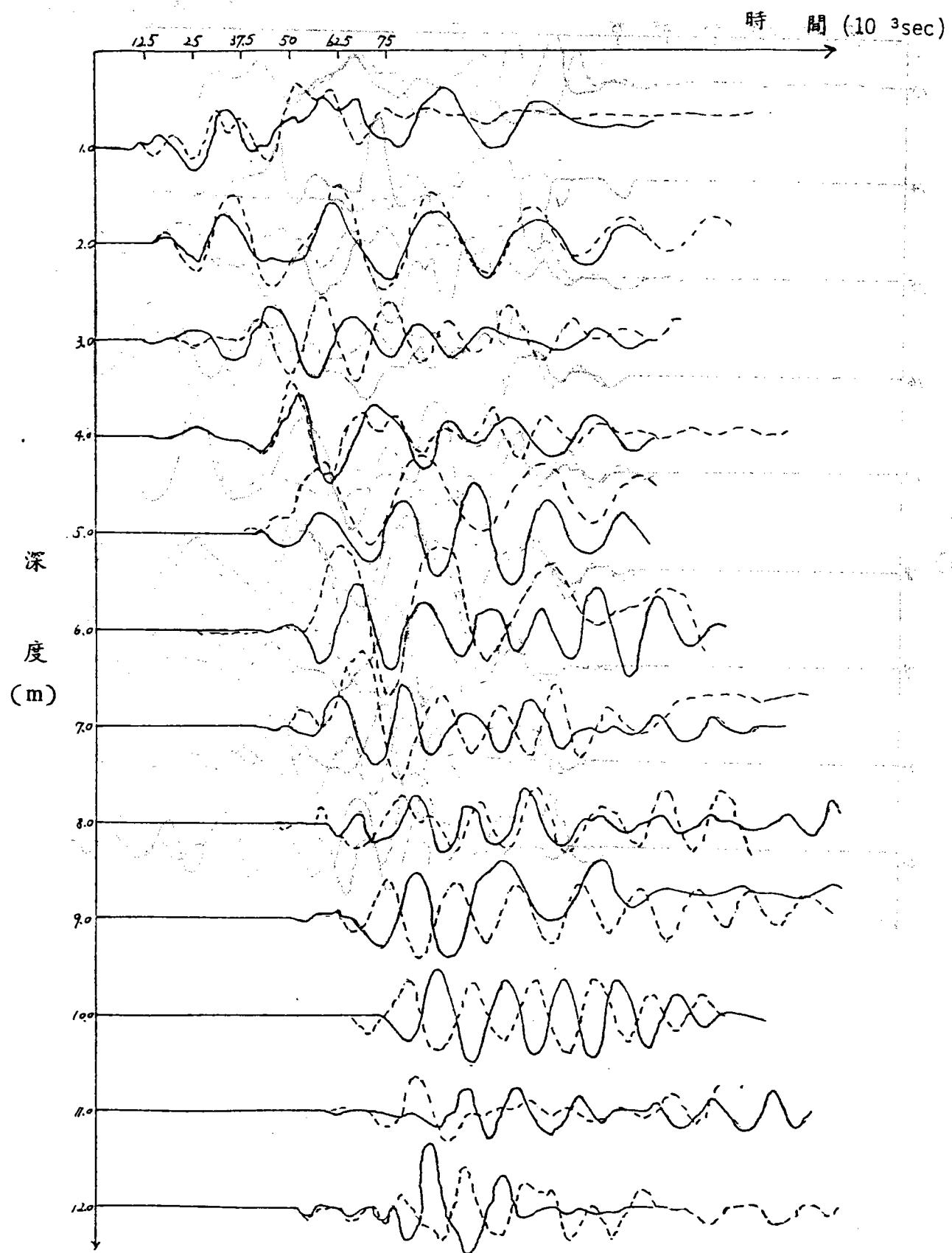


鑽孔BH-2 剪力波下井測法震波紀錄

時 間 (10^{-3} sec)



新潟震度計測記録
鉆孔BH-3 剪力波下井測法震波紀錄



鑽孔BH-3 剪力波下井測法震波紀錄

