

海岸土壤動態特性與改良研究

執行單位 ： 大地工程組

群計畫召集人 ： 李延恭 研究員兼組長

第一子計畫主持人： 李豐博 研究員

第二子計畫主持人： 謝明志 副研究員

第三子計畫主持人： 陳圭璋 副研究員

第四子計畫主持人： 李延恭 研究員兼組長

Research on the Dynamic Properties of Soil and Ground Improvement Methods for The Coastal Regions of Taiwan

Geotechnical Engineering Division
Institute of Harbor & Marine Technology
Wuchi, Taichung District, Taiwan

摘 要

台灣位於環太平洋地震帶上，每年大小地震頻繁，因此工程設計時必須考慮地震因素，並設法克服其所造成的威脅。地震引起的災害損失程度往往隨著社會、經濟的成長而擴大加劇，社會愈進步，可能造成之生命財產損失也愈大。

近年來政府正積極推動六年國建計劃，各項重大工程陸續展開，沿海地區積極開發利用，於各項工程進行規劃、設計之際，針對地震所造成的危害程度之考量、評估，應為不可輕忽的重要環節，而在地震災害中，地層因地震所引起之土壤液化現象，亦可能造成相當嚴重的災害損失，如房屋、港灣結構設施、地下管線等發生沉陷，側傾與破壞等便是極明顯的例子。

台灣西部沿海地區之地層，多屬疏鬆之砂性土壤，為近期沖積形成或人工回填而成，其所具有之液化潛能頗高。因此，地震時各區土壤液化潛能之分析、評估，以及必要時，所宜採行之防治措施，應為重大工程設計工作必須考慮的重要因素。

本研究計畫預計二年完成，本(84)年度為期中報告，本計畫共分成四個子計畫進行，分別是：

〈一〉第一子計畫”海岸土層液化特性與改良方法研究”

本子研究計畫由李豐博研究員負責，進行一系列之室內動力試驗與現地土壤試驗，探討台灣西海岸砂土層之液化特性，建立室內試驗與現地試驗結果之相關性，並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測分析，建立預測模式，以供液化分析，同時對砂土層液化改良方法亦進行探討。

〈二〉第二子計畫”海岸土壤液化分析專家系統研究”

本子研究計畫由謝明志副研究員負責，主要在搜集，國內外海岸及相關液化地區之地震性質及現地土壤資料，探討引致液化的各種成因，評估液化的分析技巧，試驗方法及經驗法則，配合適當的智慧型專家系統建構工具，建立一個診斷型的液化分析專家系統。

〈三〉第三子計畫”液化潛能區調查”

本子研究計畫由陳圭璋副研究員負責，利用現地震測錐試驗，研判土層之液化潛能，將台灣西海岸重要港區或具經濟開發潛能地區其基礎土層具有高液化潛能之分佈資料建檔，做為重大工程投資規劃之參考。

〈四〉第四子計畫”台灣西部海岸土壤動態性質資料建檔研究”

本子研究計畫由李延恭研究員負責，本研究廣泛的搜集台灣西部海岸地區土壤之動態性質試驗資料，包括試驗室動態性質試驗及現地震測試驗等結果加以綜合分析，分別求出台灣西部代表性地區土壤動態性質，研究結果可供初步工程規劃之參考。

Research on The Dynamic Properties of Soil and Ground Improvement Methods for The Coastal Regions of Taiwan

Abstract

Since Taiwan is located on the Pacific ocean seismic zone, many earthquakes occur in this area each year. It is therefore very important for engineers to design and build structures more resistant to earthquakes and associated phenomena.

In recently years, Taiwan has conducted many civil constructions, and many coastal regions are under development. As we know some earthquakes have occurred around the world which have caused severe damages to buildings and facilities. Liquefaction is one of major problem caused by an earthquake. Liquefaction induced by earthquake ground motion in sandy or silty deposits may cause settlement, tilt, and or collapse of harbor structures and other utilities. Therefore an evaluation of structures damage from earthquake is needed during design in civil construction.

The soil stratum in the west coastal area of Taiwan is formed by recently deposited soil or by losely filled hydraulic materials, so that the liquefaction potential is very high. As a result, the evaluation of the liquefaction potential and the development of the anti-liquefaction methods for a saturated sand deposit under earthquake loading must be considered for planning and design of foundation systems for harbor structures.

This research is divided into four main aspects, all limited to the West Coastal region of Taiwan;

- (1) Research on the liquefaction potential and anti-liquefaction methods.
- (2) The development of the liquefaction analysis expert system for the strata of the sea shore.
- (3) The investigation of the high liquefaction potential zones.
- (4) Research on the soil dynamic properties analysis and establishment of a data processing system for the west coast of Taiwan.

海岸砂土層液化特性與改良方法研究 期中報告

台灣省政府交通處
港灣技術研究所

台中 梧棲

中華民國八十四年六月

海岸砂土層液化特性與改良方法研究 期中報告

執行單位：大地工程組

計畫主持人：李豐博 研究員

協同主持人：賴聖耀 副研究員

參與人員：蘇吉立 助理

陳志芳 助理

陳義松 技術員

張阿平 技術員

李春榮 技術員

摘 要

台灣西海岸之地質多屬沖積砂土層，新開發之海埔新生地亦多為細砂與沉泥質細砂所組成，土層之地質年代短，密度不高，在強烈地震作用下，極有發生液化而造成海岸與港灣設施、房屋、地下管線等發生沉陷、傾側與破壞等災害之虞，因此對於沖積砂土層與海埔新生地液化特性之研究與評估，甚為重要，藉以研擬地質改良方法，確保沿岸土地與海埔新生地之開發與工程安全。

在地震作用下砂土之孔隙水壓反應是評估液化特性重要資料，利用試驗室動力試驗結果，雖可建立分析模式以推估孔隙水壓之變化，惟極需實地之量測資料以資佐證。

本研究計畫進行一系列之室內動力試驗與現地試驗（包括 SCPT 法），探討台灣西海岸砂土層之液化特性，建立室內試驗與現地試驗結果之相關性。並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測分析，建立預測模式，以供液化分析。另配合砂土層之液化特性，研提適當之地質改良方法，作為擬訂砂土液化問題防治對策之依據。

ABSTRACT

A series of laboratory dynamic tests and in-situ tests including CPT and SCPT are to be conducted in this study to evaluate the liquefaction characteristics of sandy soils in western coastal area of Taiwan . Correlations are to be established for the evaluation of liquefaction potential of soils based on the CPT and SCPT data . A set of piezometers have been embedded in sand deposits at Taichung Harbor area to monitor in-situ pore water pressures during earthquake which will be compared with the laboratory dynamic test data. Methods of improvement of potentially liquefiable sand deposits are to be summarized and analysed.

海岸砂土層液化特性與改良方法研究

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
表目錄.....	IV
圖目錄.....	V
壹、前言.....	1
貳、相關文獻研討.....	3
一、土壤液化與評估方法.....	3
二、現地動態孔隙水壓之前人研究.....	7
參、動態孔隙水壓量測.....	18
一、概說.....	18
二、量測站之地質狀況.....	18
三、水壓計與地震計之配置及安裝.....	22
四、孔隙水壓自動量測系統.....	24
五、孔隙水壓之量測.....	28
肆、液化特性試驗.....	30
一、概說.....	30
二、動力三軸試驗.....	30
三、試驗初步結果.....	36
伍、地質改良方法.....	41
一、概說.....	41
二、地質改良方法.....	41
三、改良方法之評估與選擇.....	46
參攷文獻.....	49

表目錄

表 2-1	土壤液化特性評估方法摘要.....	6
表 4-1	動力三軸試驗結果摘要.....	37
表 5-1	防治液化之地質改良方法及相關特性比較.....	42

圖目錄

圖 2-1	反復荷重作用下之孔隙水壓上升機制·····	4
圖 2-2	1980 年 9 月 25 日地震於 Owi 島所量測之加速度及水壓歷時···	8
圖 2-3	1985 年 10 月 4 日地震於 Owi 島所量測之加速度及水壓歷時···	9
圖 2-4	1987 年 10 月 17 日地震於 Sunamachi 測站所量測之加速度及水 壓歷時·····	10
圖 2-5	1987 年 11 月 24 日地震於帝王谷測站所量測之孔隙水壓····	11
圖 2-6	羅東模型基地 1986 年 7 月 31 日地震 FA2-2 測站之加速度及速 度歷時曲線·····	13
圖 2-7	羅東模型基地 1986 年 7 月 31 日地震 PN3-1 水壓計之水壓變化··	14
圖 2-8	羅東模型基地 1986 年 11 月 15 日地震 FA2-2 測站之加速度及 速度歷時曲線·····	15
圖 2-9	羅東模型基地 1986 年 11 月 15 日地震 PN3-1 水壓計之水壓變 化·····	16
圖 2-10	羅東模型基地 1986 年 7 月地震 FA2-2 測站地震速度及 PN3-1 孔隙水壓歷時曲線在-1 至 4 秒間之比較·····	17
圖 2-11	羅東模型基地 1986 年 11 月地震 FA2-2 測站地震速度及 PN3-1 孔隙水壓歷時曲線在 4 至 14 秒間之比較·····	17
圖 3-1	量測站位置示意圖·····	19
圖 3-2	量測站之土層狀況·····	20
圖 3-3	量測站水壓計與地震計埋設配置圖·····	23
圖 3-4	地震計埋設安裝圖·····	25
圖 3-5	水壓計裝設圖·····	26
圖 3-6	孔隙水壓自動監測系統示意圖·····	27
圖 3-7	孔隙水壓計內部構造圖·····	29
圖 4-1	地震作用下之理想化現地應力狀況·····	31
圖 4-2	動力三軸試驗之理想操作應力狀況·····	32
圖 4-3	動力三軸試驗之實際操作應力狀況·····	32
圖 4-4	自動三軸試驗系統示意圖·····	35
圖 4-5	代表性動力三軸驗軸向荷重、變形與孔隙水壓變化·····	38
圖 4-6	動力三軸試驗結果 (孔號 SH-1) ·····	39

圖 4-7	動力三軸試驗結果(孔號 SH-3)	40
圖 5-1	壓實砂樁改良示意圖	43
圖 5-2	振動揚實法	43
圖 5-3	深層攪拌法	47

壹、前言

近年來由於台灣經濟建設蓬勃發展，沿海地區積極開發利用，有如港灣之擴建與新建、臨海工業區之開發、以及其他重大工程設施之規劃與興建等，積極展開進行。

台灣西海岸地區之地質多屬沖積砂土層，新開發之海埔新生地亦多為砂性土壤所構成，土層之地質年代短，密度不高；而台灣恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震相當頻繁。在強烈地震作用下，沖積砂土層與海埔新生地極有可能發生液化現象，造成海岸與港灣設施、房屋、地下管線等發生沉陷、傾側與破壞等災害之虞。

最近(1995年1月)同處太平洋地震帶西環之日本發生阪神大地震，造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓，即是港區新生地發生液化所造成之災害。因此進行沿岸土地與海埔新生地之開發建設，顧及工程安全，對於土層液化特性之研究與評估，甚為重要。

土層之液化特性可進行室內動力試驗與現地試驗研究之。室內試驗可利用動力三軸試驗或動力單剪試驗來模擬地震力作用下之土壤液化現象。現地試驗方面，除利用 SPT-N 值或 CPT- q_c 值評估土層液化特性外，近年來有兩項重要研究發展，其一是 Robertson(1986)發展震測圓錐試驗(SCPT)，結合 CPT 並作震測試驗，以剪力波速作為評估土壤液化特性之指標；其二是 Arulmoli(1985)發展現地電性法(electrical method)，利用構造因素量化砂土之異向性、孔隙率、形狀等因素，據以評估砂土層之液化特性。兩者皆為新穎可行之方法，國內有待積極引進研究與發展。

因此本研究計畫進行一系列室內動力試驗與現地試驗(包括 SCPT)，探討台灣西海岸砂土層之液化特性，並建立室內試驗與現地試驗結果之相關性，提供液化評估之依據。

土壤在地震作用下之孔隙水壓反應是評估液化特性重要資料，利用試驗室動力試驗結果，雖可建立分析模式以推估孔隙水壓之變化，惟極需實地之量測資料以資佐證。因此本研究計畫並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測與分析。

本研究計畫並配合砂土層之液化特性，研提適當之地質改良方法，提供擬訂砂土液化問題防治對策之依據。

貳、相關文獻研討

一、土壤液化與評估方法

(一) 液化現象

自 1964 年日本新潟地震以及同年美國阿拉斯加地震之後，吾人對於地震所引致之土壤液化現象，液化災害以及液化潛能之分析與評估方法等，有了相當之認識與了解。及至今日，液化問題仍是工程界與學術界相當關切與持續研究之課題。

飽和砂性土壤在地震等反復荷重作用下，土壤顆粒有緊密化之傾向，由於孔隙水不能及時排出，導致超額孔隙水壓逐漸上升，土壤有效應力相對地逐漸減低，孔隙水壓上升機制如圖 2-1 所示。當超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時，土壤之有效應力為零，即稱土壤達到初始液化狀態 (Initial liquefaction)，開始產生較大明顯之應變。在後續之反復荷重作用下，隨著土壤密度狀態不同，可能產生兩種不同之變形反應。對於密度低之疏鬆砂土，其後續之變形量快速增大，僅具有微弱甚或不具有應變抵抗，這種現象即為液化 (Liquefaction)；對於中等密度以上 (孔隙比在臨界狀態下) 之砂土，其在後續反復荷重作用下之膨脹特性 (Dilatancy)，使其變形量僅作有限之增大，是為反復流動現象 (Cyclic Mobility)。土層發生液化現象或反復流動現象皆可能引致不同程度之沉陷、側向位移或砂潰等現象，使其上承之構造物、建築設施、基礎、地下管線等發生不同之沉陷或上浮、傾側甚至毀損等災害。廣義之土壤液化現象即包含上述兩種現象。

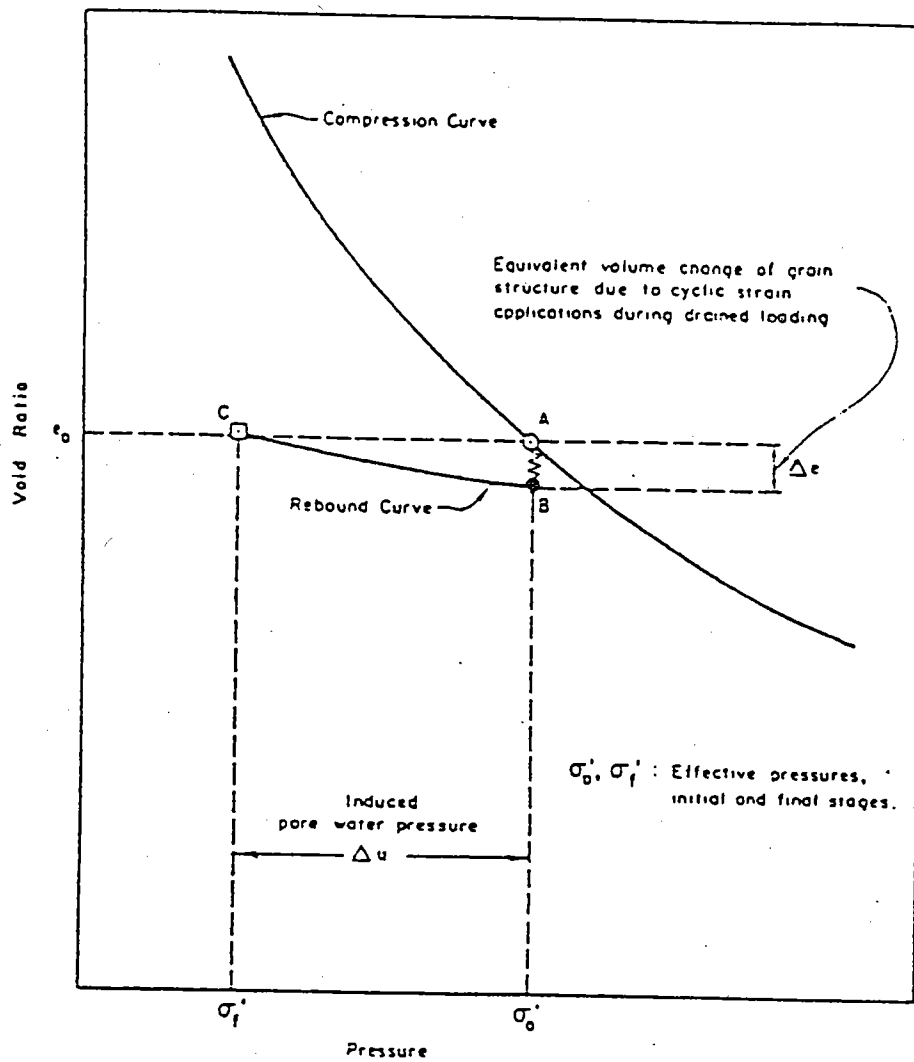


圖 2-1 反復荷重作用下之孔隙水壓上升機制

(二) 液化特性評估方法

土層在地震時主要受到向上傳播之剪力波應力作用，因此土層在地震荷重作用下之反復特性可以反復應力比 (Cyclic stress ratio)， $\tau/\bar{\sigma}_0$ ，表示之，其中 τ = 地震荷重在土層內所引致之反復剪應力， $\bar{\sigma}_0$ = 該土層之初始有效垂直應力，上項參數包含了土層之深度、地下水位深度以及地震強度等因素之考慮。地震荷重在土層內所引致之剪應力可依據 Seed & Idriss(1971) 所提議之簡易法計算，或嚴謹地進行土層反應分析，利用單向度相當線性動力反應程式如 SHAKE II，或非線性動力反應分析程式計算。

將地震在土層內所引致之平均剪應力比， $\tau_b/\bar{\sigma}_0$ ，與引致土層液化所需之平均剪應力比， $\tau_l/\bar{\sigma}_0$ 比較之，可據以評估土層之液化潛能。一般評估液化潛能方法多考慮土層受地震荷重期間不及排水情況，忽略孔隙水壓消散之影響。

土層液化所需之剪應力比，即土層液化特性之評估方法可歸為兩類：(1) 根據試驗室之試驗結果評估，及 (2) 利用現地試驗結果評估。表 2-1 摘列土層液化特性之評估方法及其優劣比較。

本計畫擬分別進行試驗室試驗與現地試驗探討砂土層之液化特性，其中試驗室試驗為動力三軸試驗，現地試驗為荷式錐貫入試驗 (CPTU) 及震測圓錐試驗 (SCPT)，同時建立各項試驗結果之相關性，提供砂土液化潛能分析之依據。各項試驗於後詳述。

表 2-1 土壤液化特性評估方法摘要

評估方法	優點	缺點
1. 試驗室試驗 動力三軸試驗 動力單剪試驗 動力扭剪試驗	不擾動土樣可受模擬之設計地震荷重作用。	土樣擾動影響不易評估。
2. 現地試驗 標準貫入試驗 (SPT)	大量之歷史資料。	設備不一，試驗能量變化大。
圓錐貫入試驗 (CPT)	設備與試驗標準化、連續、快速。	歷史資料不多，土樣取得不易。
剪力波速測定	可用於其他方法不易施行者。	缺乏歷史資料，不能取得土樣
自鑽式側壓試驗 (SBPT)	不擾動土壤之現地試驗	缺乏歷史資料，試驗資料不易闡釋
平鈹膨脹儀試驗 (DMT)	試驗標準化、近乎連續性、經濟。	缺乏歷史資料。
導電度測定	不擾動土壤之現地試驗。	缺乏歷史資料。

二、現地動態孔隙水壓之前人研究

基於土壤力學有效應力原理，土壤中之孔隙水壓變化為研究土層在地震作用下之動態反應與液化行為相當重要之資料，因此，孔隙水壓之動態反應為近代土壤動力學中重要之研究領域。目前在試驗室試驗方面已有很多的試驗資料與研究成果發表；相對地，在實際地震作用下現地孔隙水壓之變化情形則甚少量測資料可供參考。此乃由於地震反應試驗站之設置不多，除了昂貴之經費與良好之技術外，還需要有地震活動頻繁、液化潛能高之地區加以配合。茲簡述現有之現地量測與分析資料如下：

(1) 日本東京灣之現地孔隙水壓資料 (Ishihara et al., 1981, 1987, 1989)

在東京市政府的資助下，Ishihara 於 1977 年開始在東京灣 Owi No.1 人造島上進行現地孔隙水壓量測計畫，直到 1980 年 9 月 25 日發生之 Mid-Chiba 地震與 1985 年 10 月 4 日發生之 Chiba-Ibaragi 地震，各量測到二組地震時之孔隙水壓變化資料，分別如圖 2-2 及 2-3 所示。另外，1986 年 Ishihara 又在東京灣之 Sunamachi 裝設量測儀器，於 1987 年 12 月 17 日發生之 Chiba-Toho-Okai 地震時量測到四組孔隙水壓變化資料，如圖 2-4 所示。

(2) 美國加州帝王谷之現地孔隙水壓資料 (Holzer et al., 1988)

1984 年美國在加州帝王谷 (Imperial valley) 進行現地孔隙水壓量測計畫，在試驗區內設有表面與沉埋式地震儀各一部以及水壓計六支，其中五支水壓計埋置於深度 2.9m 至 6.2m 的沉泥質砂土層，另外一支則埋置於深度 12m 之 1m 厚緊密沉泥層，地下水位約在地表下 1.8m。本試驗區於 1987 年 11 月 24 日 Superstition Hills 地震 ($M=6.6$) 時，量測到世界上第一組土壤液化過程之現地孔隙水壓變化資料，如圖 2-5 所示。地震時之地表及深度 7m 之最大水平加速度分別為 0.21g 及 0.16g。地震過後，試驗區到處都有砂湧與地裂的現象。

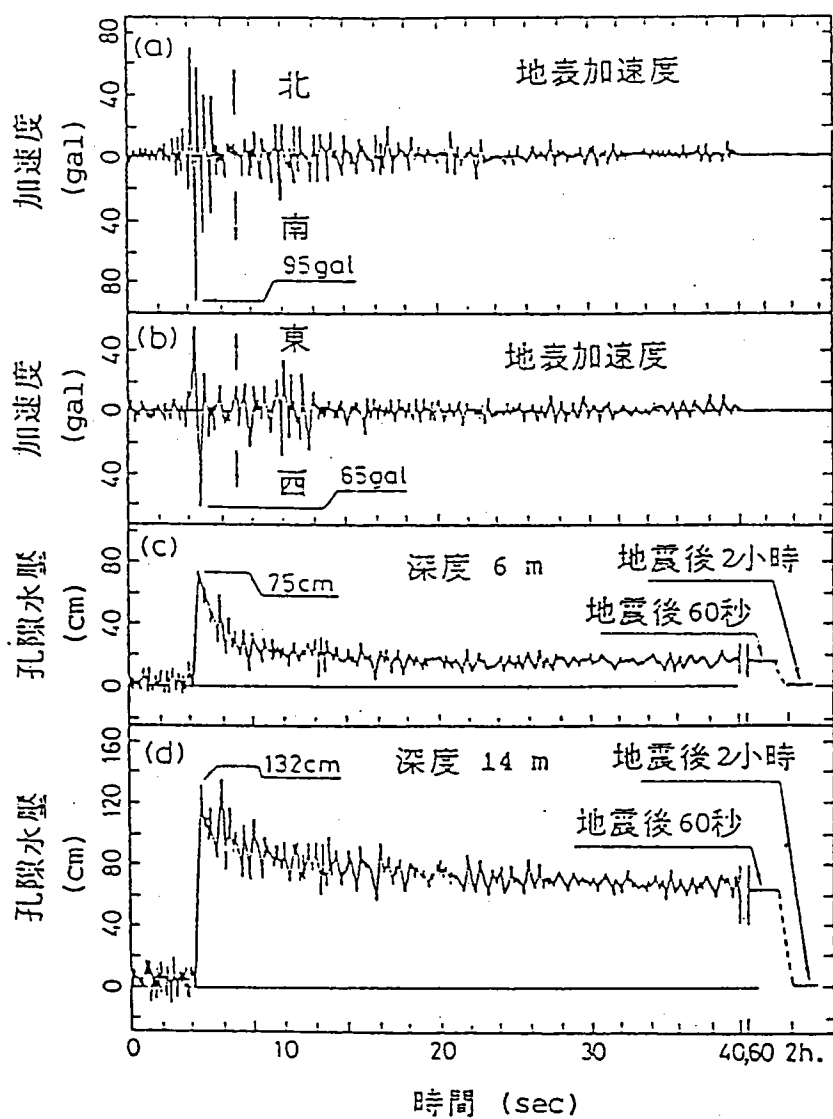


圖 2-2 1980 年 9 月 25 日地震於 Owi 島所量測之加速度及水壓歷時
(Ishihara et al., 1981)

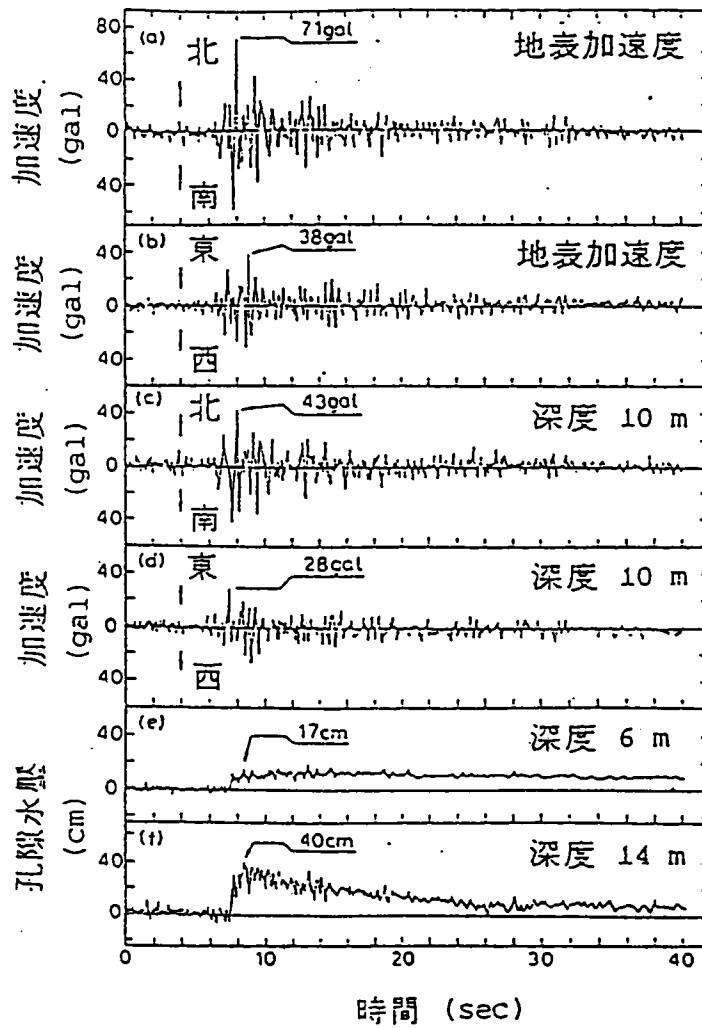


圖 2-3 1985 年 10 月 4 日地震於 Owi 島所量測之加速度及水壓歷時
(Ishihara et al., 1987)

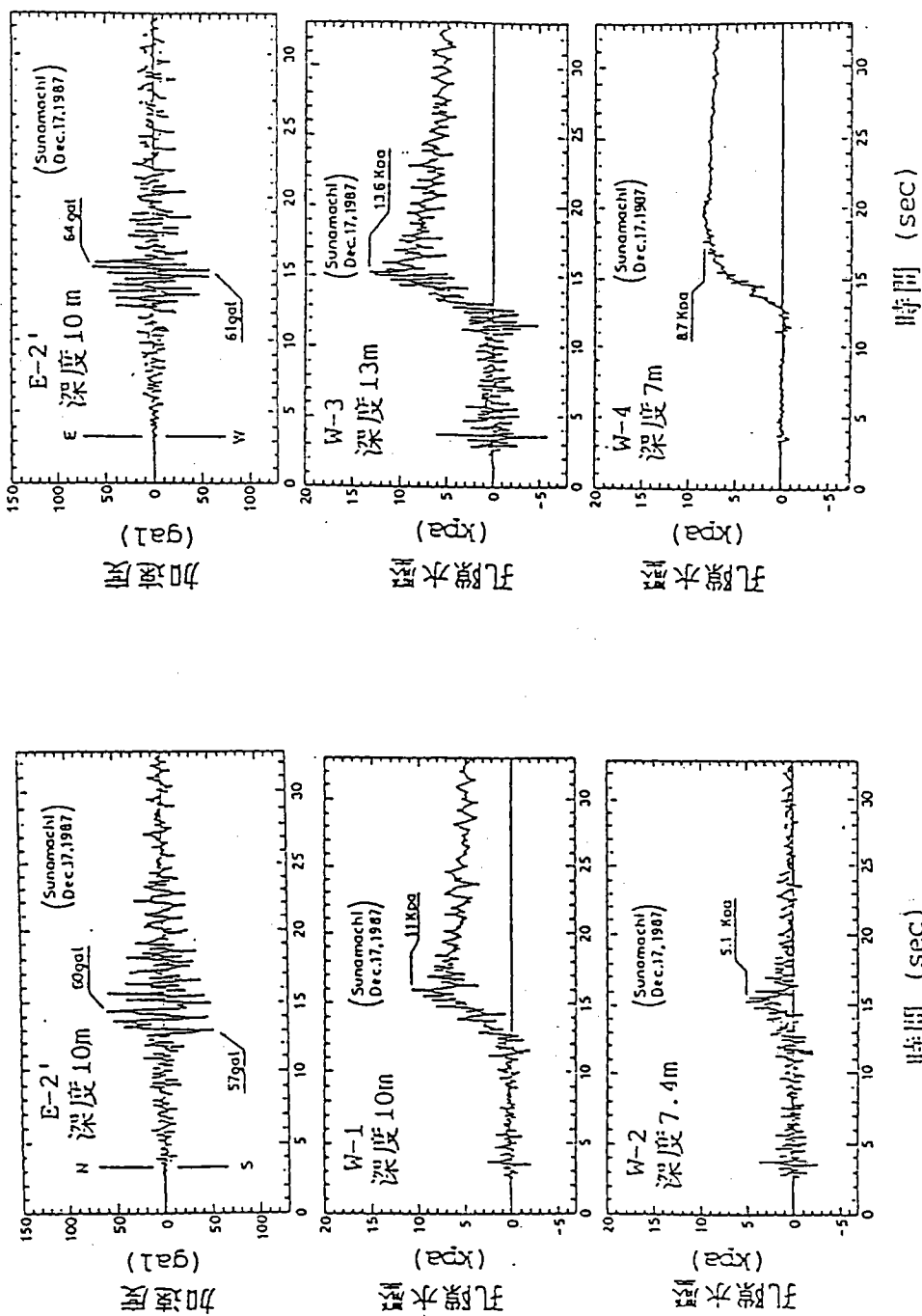
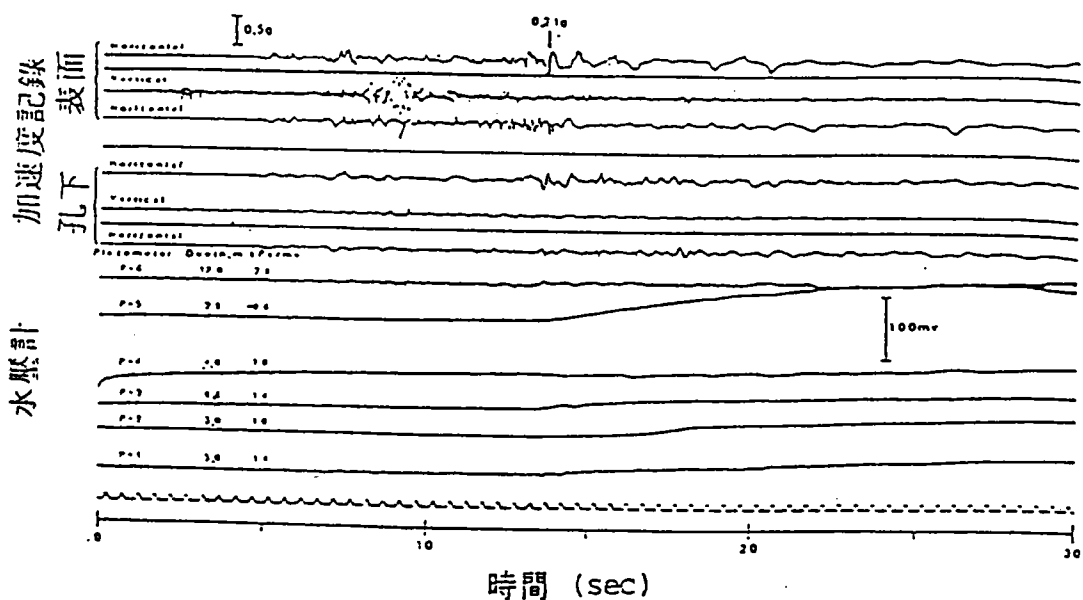
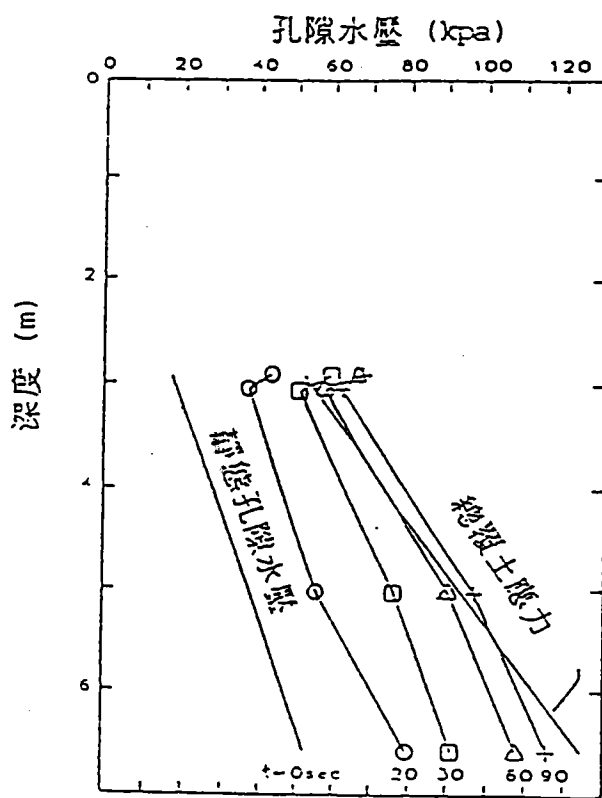


圖 2-4 1987 年 10 月 17 日地震於 Sunamachi 測站所量測之加速度及水壓歷時 (Ishihara et al., 1989)



(a) 加速度及水壓歷時

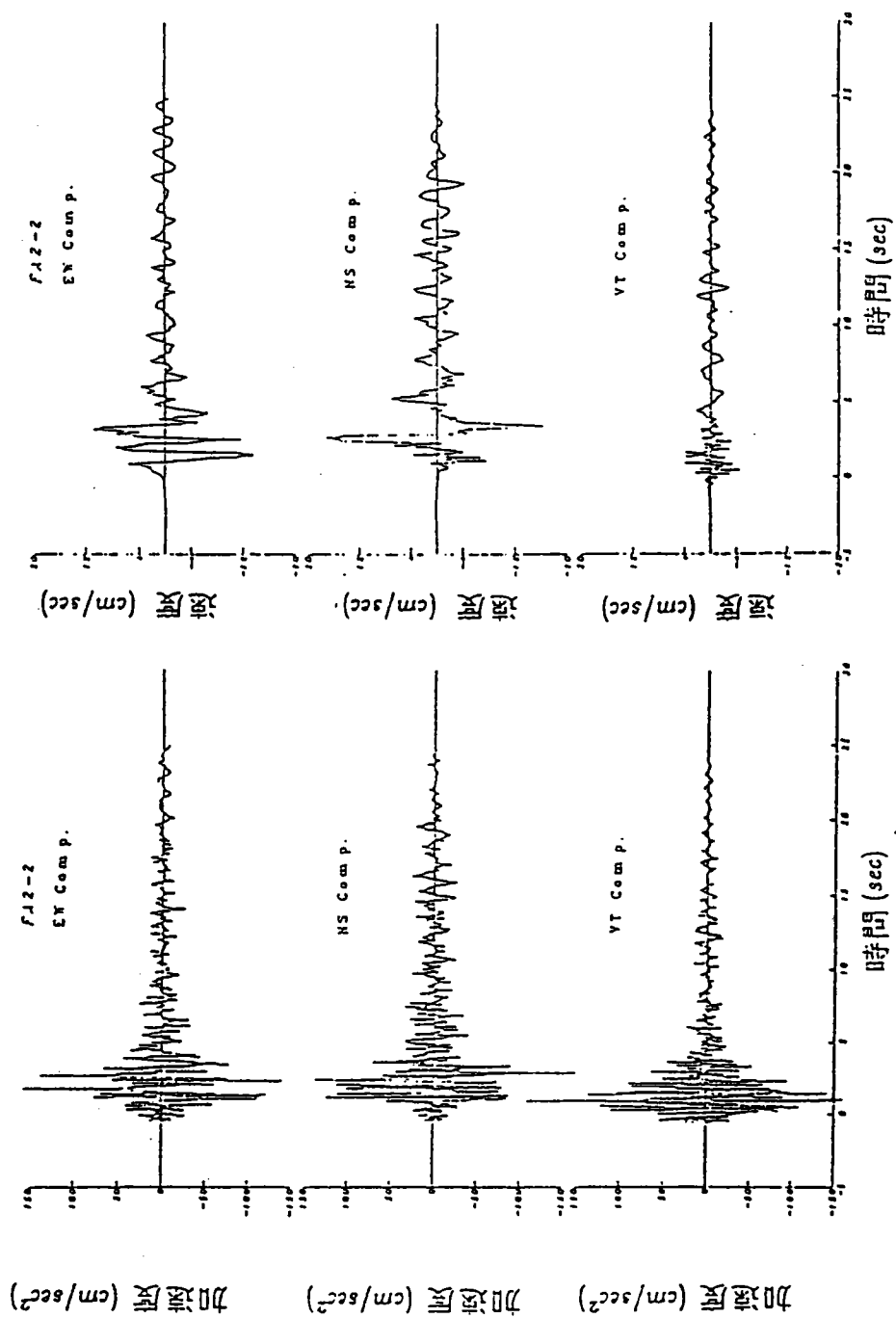


(b) 孔隙水壓隨深度及時間的變化

圖 2-5 1987 年 11 月 24 日地震於帝王谷測站所量測之孔隙水壓
(Hozer et al., 1988)

(3) 台灣東部羅東地區之現地孔隙水壓資料(陳正興,1989)

配合羅東核電廠模型地震試驗計畫,1986年台灣大學與美國加州大學戴維斯分校合作進行現地孔隙水壓量測計畫,總共在模型基地內埋置27支水壓計,埋設工作於1986年6月底完成。在裝設後,即有部分水壓計因防水處理不盡理想而失效,幸在1986年7月31日發生規模6.2之地震,其震央距圍阻體模型5.2公里,量測系統被地震啓動後,共記錄得11組孔隙水壓變化資料;同年11月15日又發生規模7.0之地震,震央距圍阻體模型77.9公里,共記錄有16組水壓資料。兩次地震之歷時曲線及代表性之孔隙水壓歷時曲線(PN3-1水壓計),如圖2-6至2-9所示,分析結果顯示孔隙水壓變化與地震引致之地盤垂直速度有相當好之相關性,如圖2-10與2-11所示。



(a) 加速度歷時曲線

(b) 速度歷時曲線

圖 2-6 羅東模型基地 1986 年 7 月 31 日地震 FA2-2 測站之加速度及速度歷時曲線

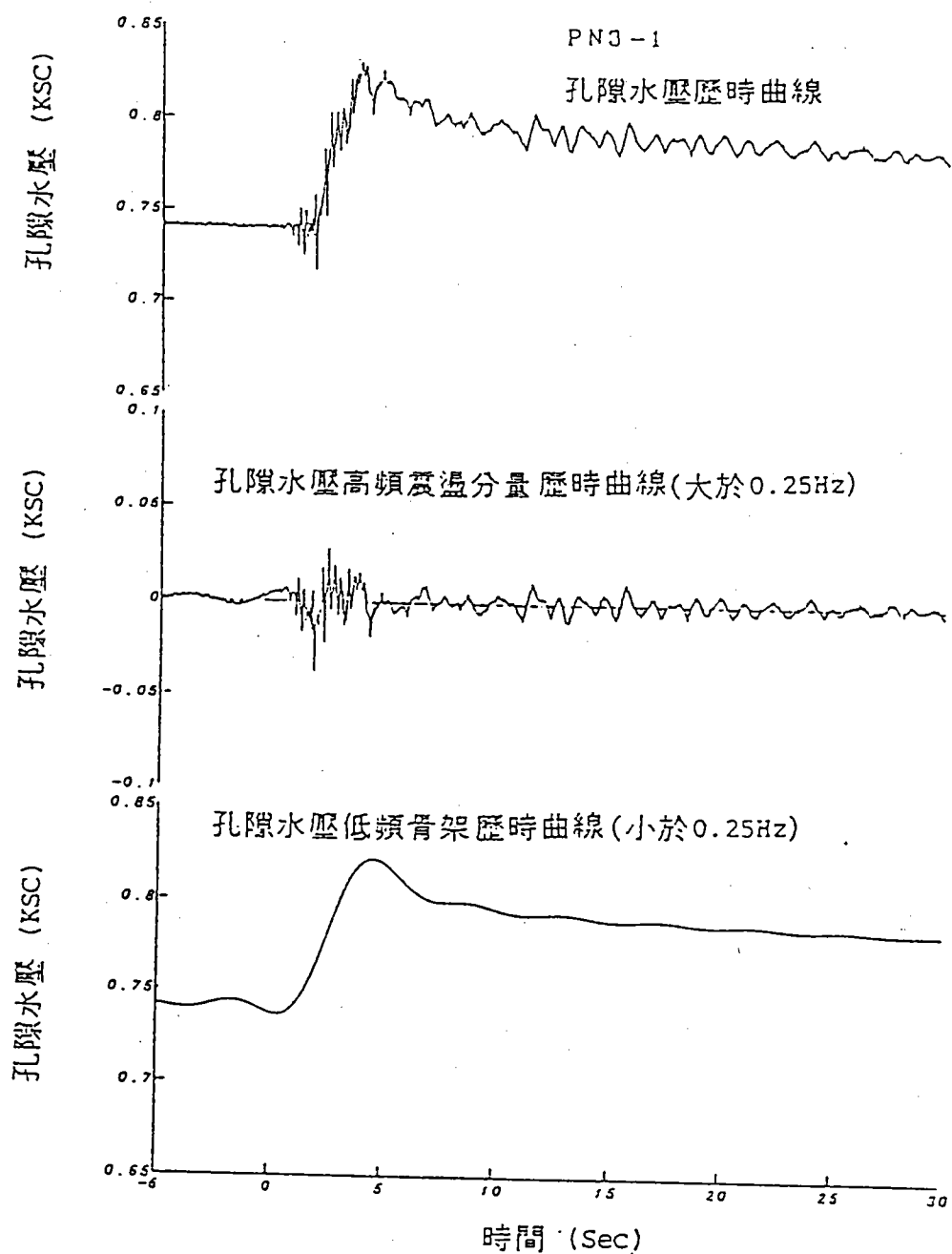
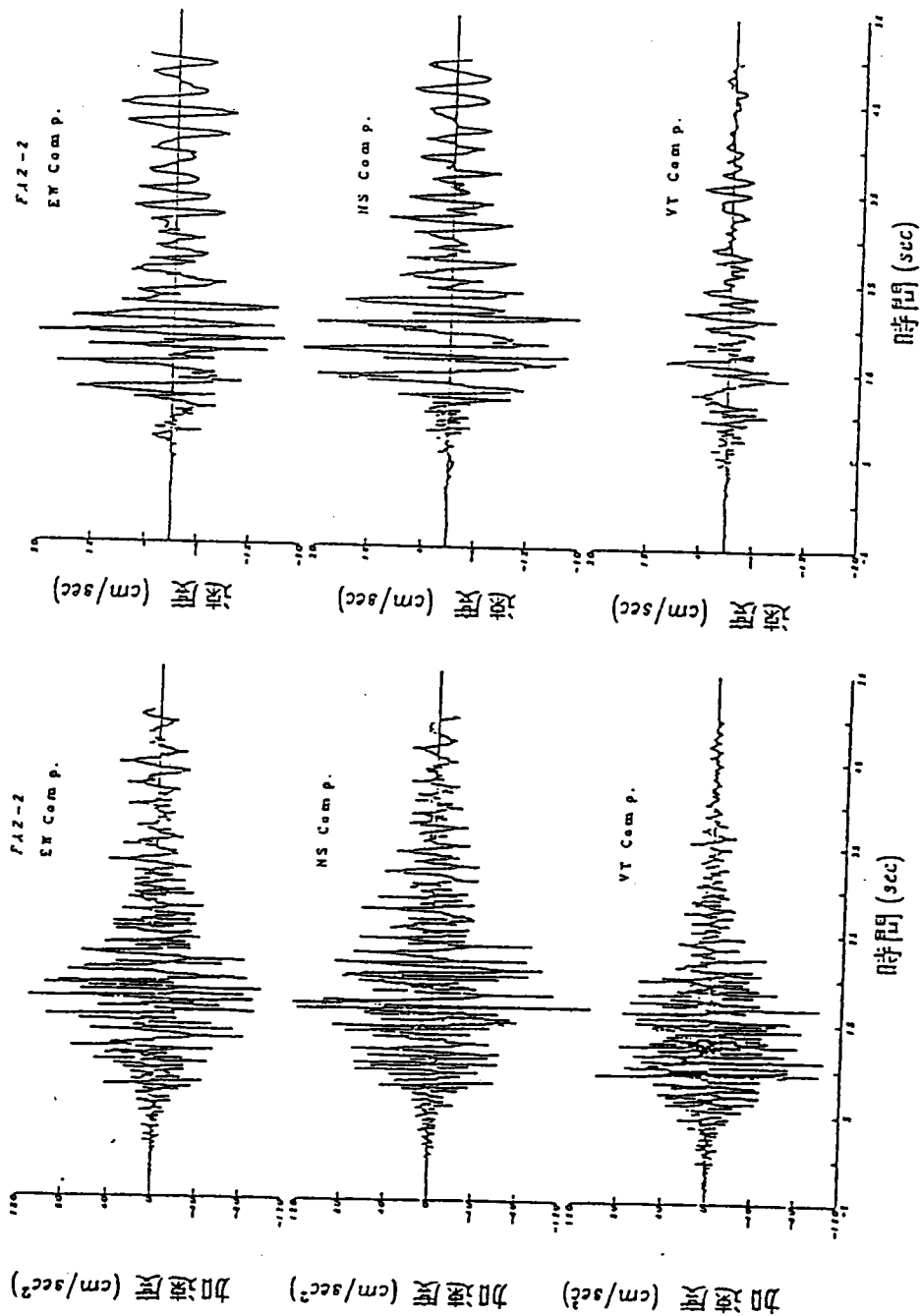


圖 2-7 羅東模型基地 1986 年 7 月 31 日地震 PN3-1 水壓計之水壓變化



(a) 加速度歷時曲線

(b) 速度歷時曲線

圖 2-8 羅東模型基地 1986 年 11 月 15 日 FA2-2 測站之加速度及速度歷時曲線

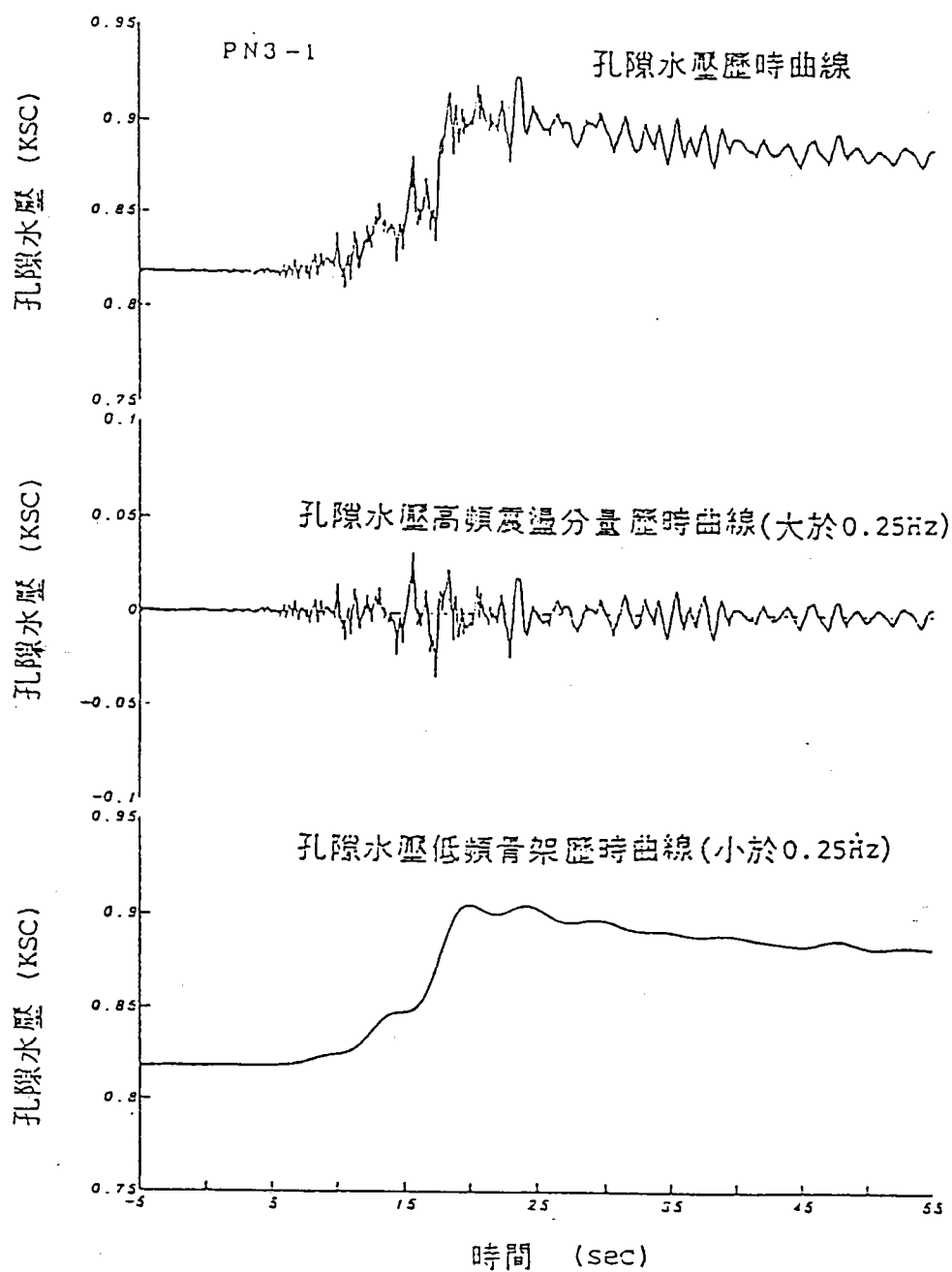


圖 2-9 羅東模型基地 1986 年 11 月 15 日地震 PN3-1 水壓計之水壓變化

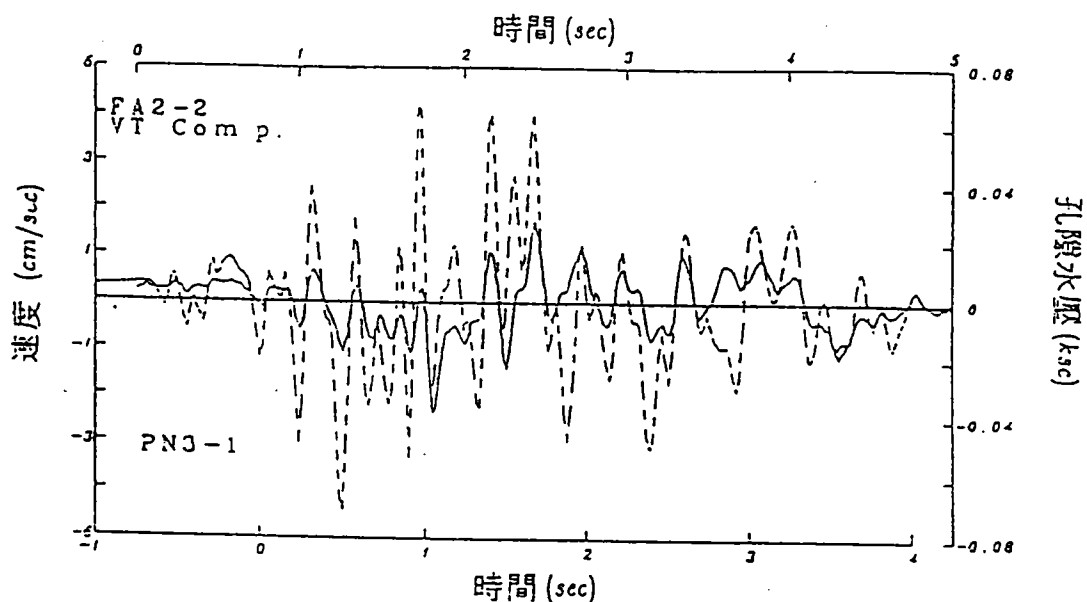


圖 2-10 羅東模型基地 1986 年 7 月地震 FA2-2 測站地震速度及 PN3-1 孔隙水壓歷時曲線在 -1 至 4 秒間之比較

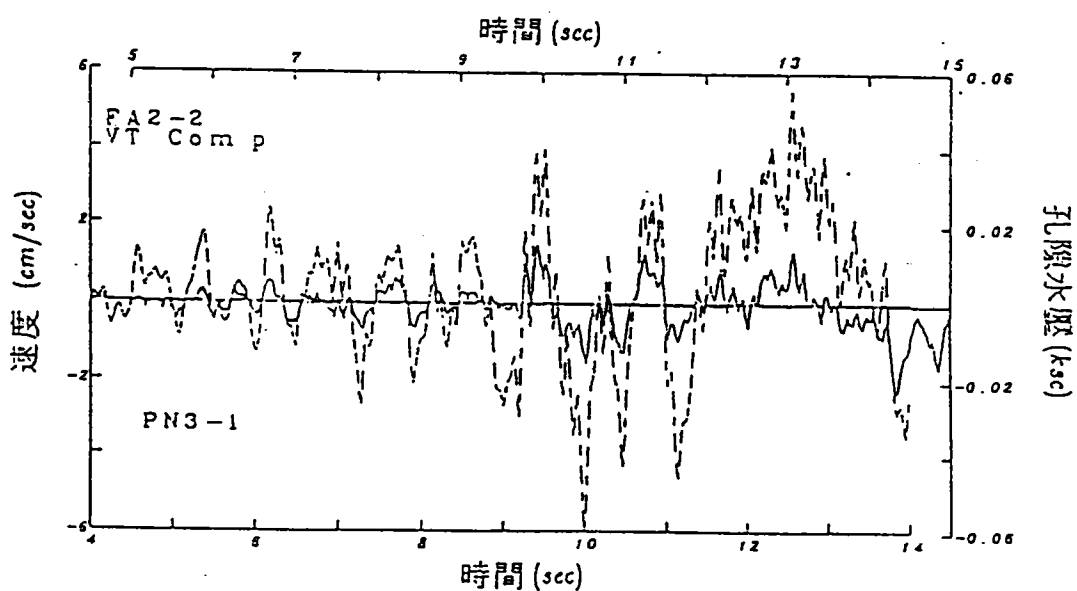


圖 2-11 羅東模型基地 1986 年 11 月地震 FA2-2 測站地震速度及 PN3-1 孔隙水壓歷時曲線在 4 至 14 秒間之比較

參、動態孔隙水壓量測

一、概說

動態孔隙水壓之變化是研究土層在地震作用下之動態反應及液化行為之重要資料，目前其在理論、試驗室試驗或經驗分析方面已有許多研究成果，但極需實際量測之數據，驗證現有之土壤動力學理論，以及驗證試驗室模擬方法及經驗分析之正確性。

目前國內研究地震引致土層內孔隙水壓之變化，大多依試驗室動力試驗分析或經驗預測，現場孔隙水壓之量測方面，僅有在本省東部之羅東模型地震試驗及宜蘭農工模型試驗兩試驗區，配合進行較大規模之現地孔隙水壓量測計畫，而西部地區則尚付之闕如。因此本計畫選擇本省西部台中港地區設立孔隙水壓量測站，建立一套現場孔隙水壓自動量測系統進行動態孔隙水壓之長期量測。

台中港位於台灣西部地震帶之中央區域，大小地震頻仍，1935年港區附近曾發生一次規模達7.1之強烈地震，造成嚴重災害。且台中港區地質屬於河川沖積層，主要土層為深厚之沉泥質砂土，在強震作用下，易激發動態孔隙水壓而可能造成液化災害，是現場動態孔隙水壓量測較理想地點。本計畫利用將來實際量測之現地孔隙水壓之地震反應資料，並配合試驗室動力三軸試驗之動態孔隙水壓分析，期能建立地震時土層內孔隙水壓之預測模式，提供土層動態分析、液化行為研究或結構物耐震設計之參攷，在學術及工程應用上甚有價值。

二、量測站之地質狀況

本計畫動態孔隙水壓量測站設置在港研所內，即位在台中港區中二路與中橫十一路交叉路口附近，其位置示意圖如圖3-1所示。根據現場之鑽探資料，量測站之土層狀況如圖3-2所示。大致而言，量測站在地表下深度30m以內土層，屬於中等緊密之砂土層間夾砂質沉泥及薄層粘土，其SPT-N值在8至30間，CPT- q_c 值在30 kg/cm²至110 kg/cm²間，地下水位深度約為2.8m，除表層0.6m回填層外，約可細分為七個層次（圖3-2），分別簡述如下：

1. 灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於地表下深度0.6-7.6m，其中0.6-3.8m為沉泥質細砂，SPT-N值平均約8左右，3.8-7.6m為沉泥質中細

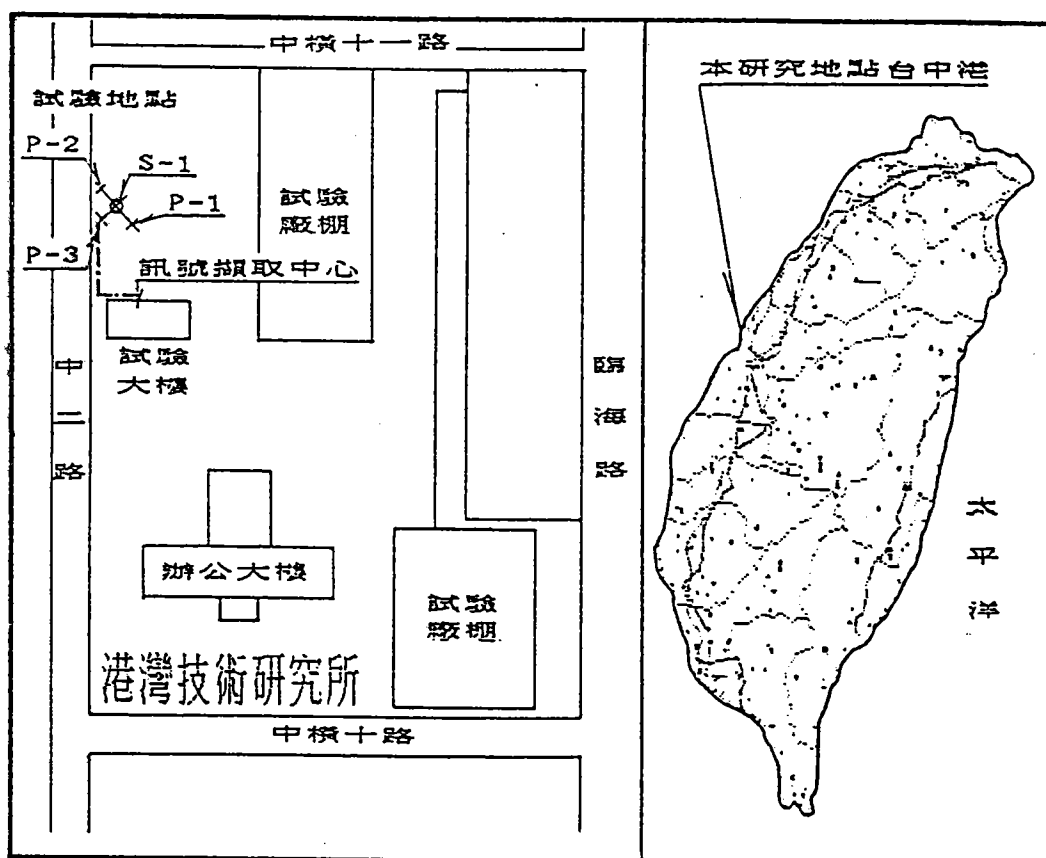


圖 3-1 量測站位置示意圖

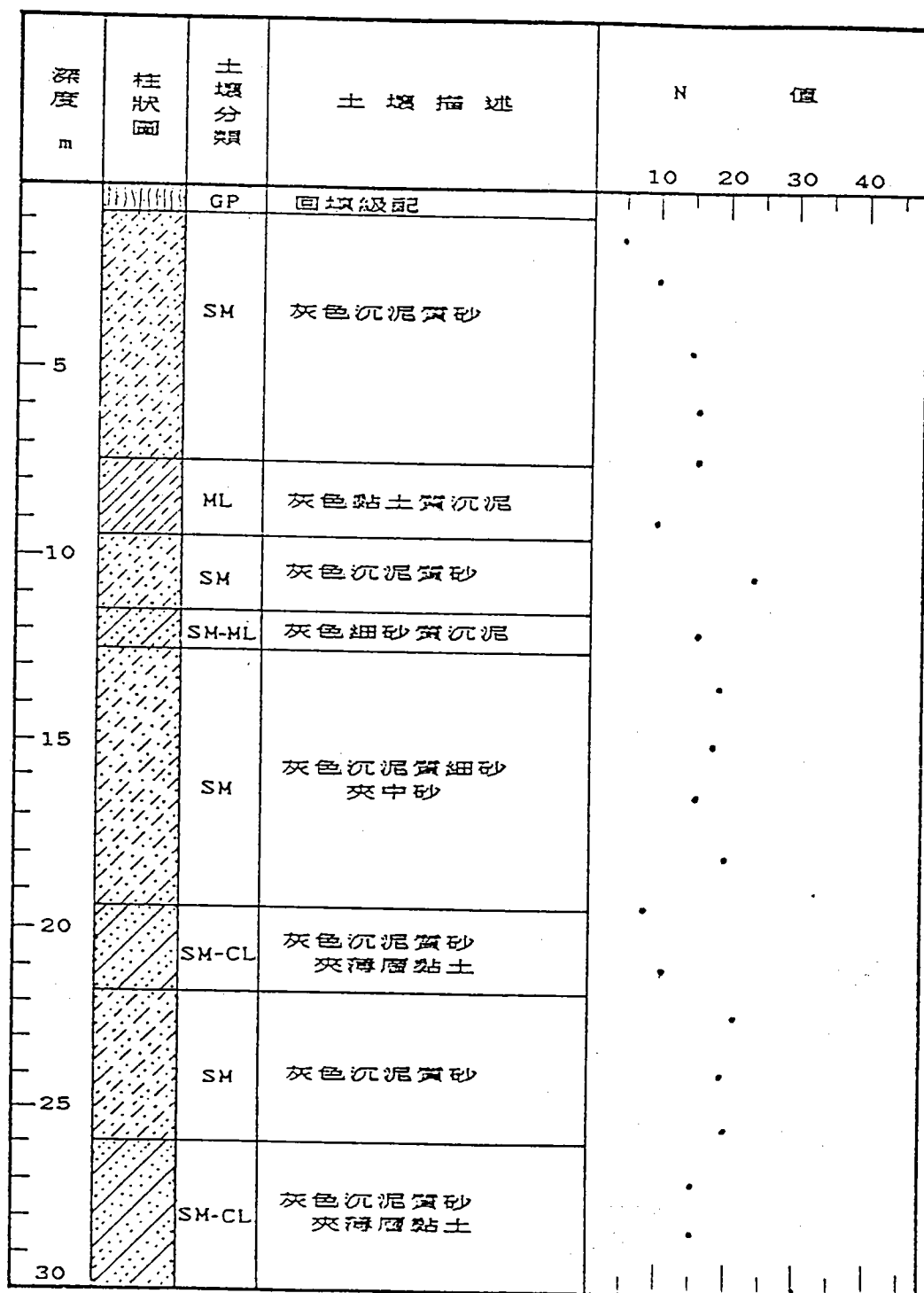


圖 3-2 量測站之土層狀況

砂，SPT-N 值平均約 16 左右，本層之排水性良好。

2. 灰色粘土質沉泥 (ML)：約分佈於地表下深度 7.6-9.5m 左右，主要為粘土質沉泥夾細砂質沉泥，透水性較低而壓縮性較大，其 SPT-N 值約為 10 左右。
3. 灰色沉泥質砂 (SM)：約分佈於地表下深度 9.5-11.4m，其中 9.5-10.2m 為沉泥質細砂，SPT-N 值約為 18 左右，10.2-11.4m 為沉泥質中細砂，SPT-N 值約為 24 左右。本層上下均有沉泥層，致排水性較差，略有受壓水層現象。
4. 灰色細砂質沉泥 (ML)：約分佈於 11.4-12.7m 左右，其 SPT-N 值約為 16 左右，透水性較低而壓縮性較大。
5. 灰色沉泥質砂 (SM)：約分佈於 12.7-19.5m，其 SPT-N 值平均約為 18 左右，排水性良好，亦略有受壓水層現象。
6. 灰色沉泥細砂夾薄粘土：約分佈於 19.5-23.1m，SPT-N 值約為 10 左右。
7. 灰色沉泥質砂 (SM)：約分佈於 23.1-30m，SPT-N 值平均約為 19 左右。

三、水壓計與地震計之配置及安裝

(一) 位置與深度

水壓計及地震計之埋設配置如圖 3-3 所示，其中地震計埋設於深度 8m 處，而水壓計分埋設於深度 6、8、9、11.7、15 及 30m 處。水壓計之埋設，除了考慮埋設於 6~15m 間之較易液化砂土層外，並考慮埋設於不同土層，以便量測各種土層之動態孔隙水壓特性。6m 之水壓計位於第 1 層之沉泥質中細砂處，8m 之水壓計位於第 2 層之粘土質沉泥處，9m 水壓計原計劃埋設於第 3 層 10m 處略有受壓水層現象之沉泥質細砂，但因埋設過程孔壁坍塌，而改埋於第 2 層 9 m 處，11.7m 水壓計位於第 4 層之細砂質沉泥處，15m 之水壓計位於第 5 層亦略有受壓水層現象之沉泥質砂處。至於 30m 之水壓計是爲了量測較深層之動態水壓特性。

(二) 安裝方法

1. 地震計埋設步驟

- (1) 地震計在埋設前先做安裝前測試檢查，以便確認地震計是否正常。
- (2) 鑽孔至埋設地震計的深度，隨即於鑽孔內安裝 4" ϕ PVC 套管，以備地震計之安裝。
- (3) 地震計接上不銹鋼索。
- (4) 地震計依預定的深度連接延長電纜線。
- (5) 地震計上方插入連桿，接上第一支連桿後再接上地下方位檢知器。
- (6) 將地震計裝入套管內，手持不銹鋼索將其緩慢放下，並將連桿一支支接上，一直放到裝設的位置。
- (7) 調整地震計的方向，利用地下及地上方位計，調整確認方向。
- (8) 孔內填入細砂至與地震計同高（約 50 cm），利用連桿調整垂直度，依輸出波形，檢測其垂直情形。
- (9) 檢測垂直性良好後，在最下端 1m 以下之孔內緩慢填入細砂，使

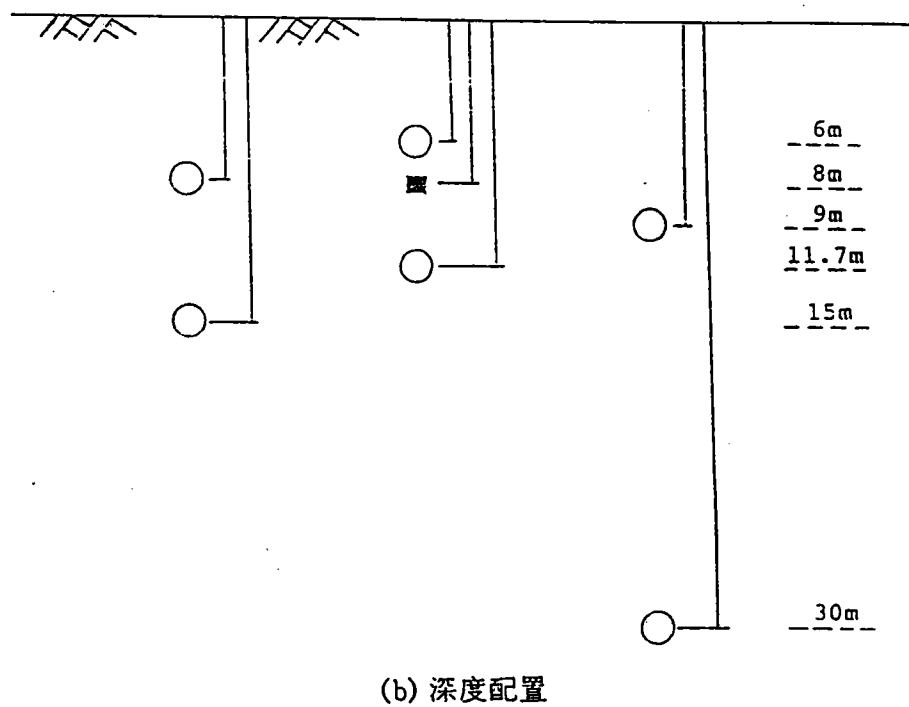
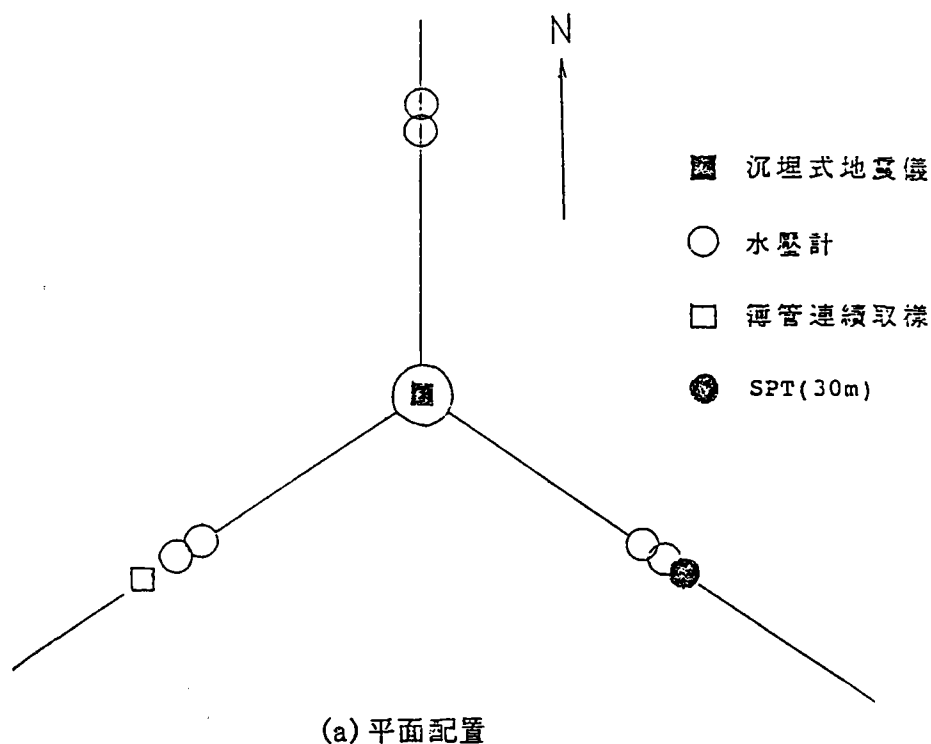


圖 3-3 量測站水壓計與地震計埋設配置圖

地震計固定。

- (10) 地震計固定後，再次檢查及測試。
- (11) 將連桿一支支拔出，至全部拔出為止。
- (12) 再將孔內全部填入細砂至地面上。（孔內裝有套管時，不需全部回填）。
- (13) 地震計埋設完成後，電纜線穿入 PVC 管埋置地下，延長接到觀測室。
- (14) 考慮將來地震計的維修保養，孔內宜加設塑膠套管，同時細砂回填只需至地震計上方 1 m。地面上裝設保護措施。
- (15) 地震計安裝詳圖，如圖 3-4 所示。

2. 水壓計安裝步驟

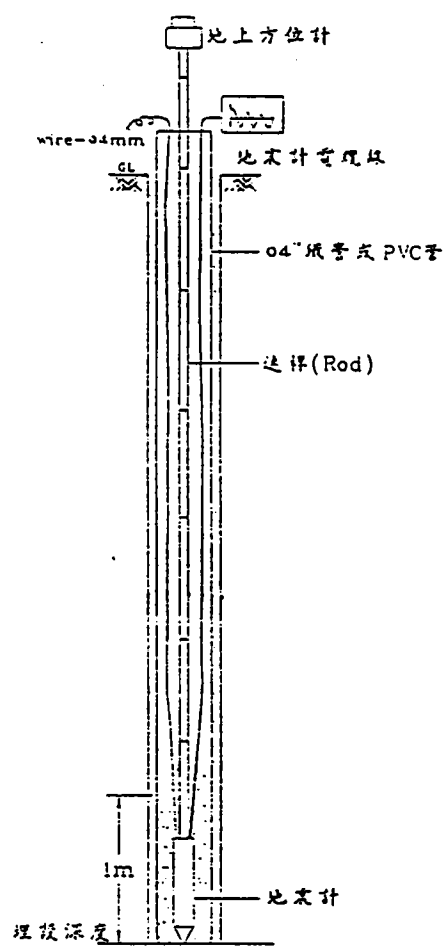
- (1) 水壓計在埋設前先做安裝前測試檢查，以便確認水壓計是否正常。
- (2) 鑽孔至預定深度，判定地質是否為最佳位置。
- (3) 確定位置後，水壓計放入孔內至預定位置。
- (4) 水壓計安裝後，逐段回填，並拔出套管。
- (5) 地表並做好保護措施。
- (6) 電纜線穿入 PVC 管，延長至端子箱觀測室內。
- (7) 安裝完成後，須測試靜水壓力。
- (8) 水壓計安裝詳圖，如圖 3-5 所示。

四、孔隙水壓自動量測系統

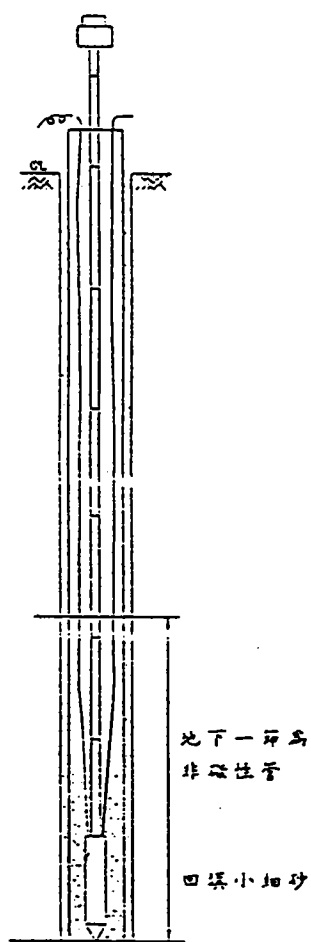
一般要量測動態水壓反應的資料擷取及記錄系統，必須具備有某些功能，才可快速及正確地量取資料，這些功能包括足夠的量測頻道數、快速的資料擷取速率、足夠的記憶容量、高穩定性及高程式設計能力等。

本計畫使用之孔隙水壓量測系統是日本 Tokyo Sokashin 公司所發展之自動監測系統，其示意圖如圖 3-6 所示，主要設備包括：數位資料記錄器、高感度應力放大器、水壓計、地震計及和式軟體，茲分別簡述其功能如下：

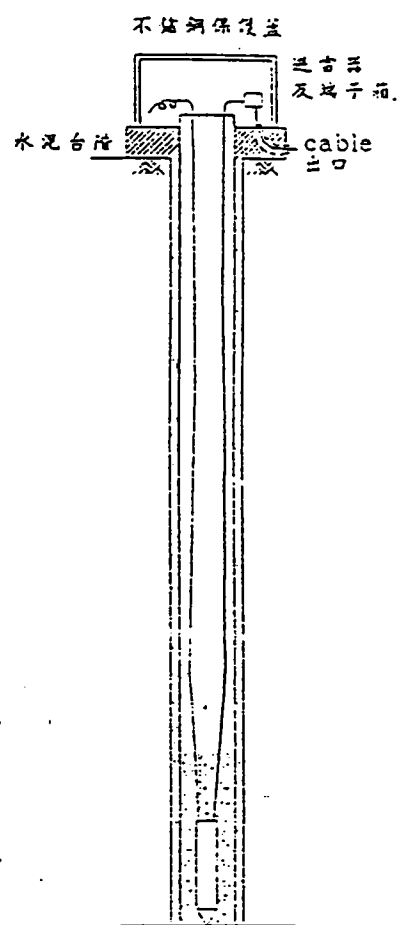
1. 數位資料記錄器：用以擷取儲存地震及水位變化資料，所有資料皆



第一圖



第二圖



第三圖

圖 3-4 地震計埋設安裝圖

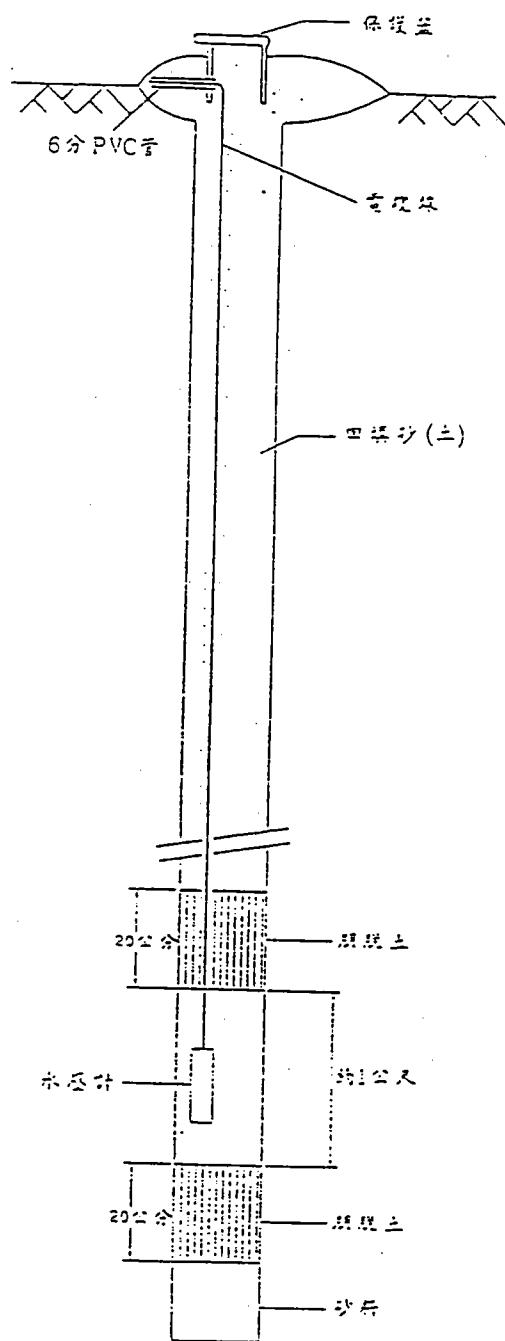


圖 3-5 水壓計裝設圖

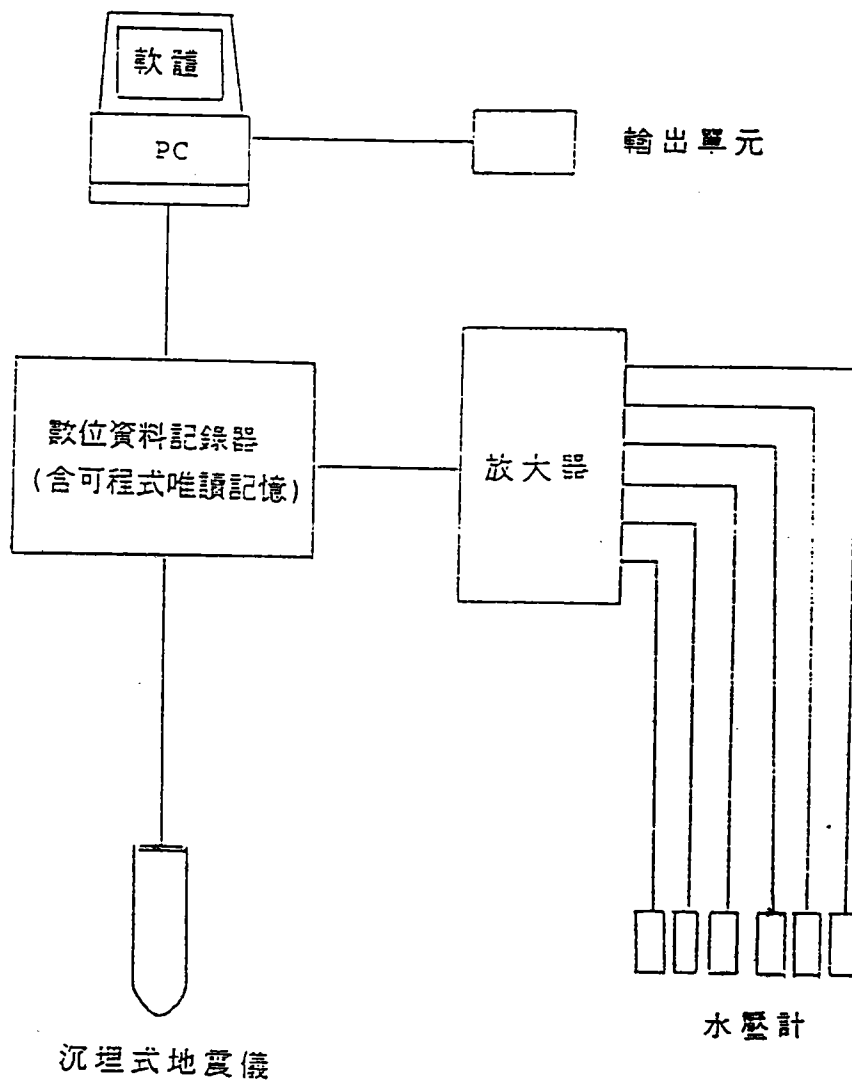


圖 3-6 孔隙水壓自動監測系統示意圖

以數位處理記錄。其中包括 A/D 轉換器，延遲用的 24K byte 記憶體，水晶時鐘（附有自動修正功能），起動回路，磁帶裝置等重要功能。共有 8 個頻道，資料擷取頻率之設定可從 20Hz 至 1000Hz，惟若 8 個頻道同時擷取資料，其最大擷取頻率為 200Hz。自動起動可依地震信號大小設定起動值，起動後，若地震信號低於設定值時，記錄持續約 1000 秒後自動停止。

2. 高感度應力放大器：用以測定孔隙水壓之放大器，可作感度校正，亦可選擇作動態或靜態測定。
3. 水壓計：以薄膜半導體製成，其構造如圖 3-7 所示。水壓計埋設前須先經飽和作用而充滿水，水壓可經由前端透水濾石直接傳遞至壓力感應器，再由感應器內之惠斯登電橋反應孔隙水壓之變化，其輸出之電壓經由電纜線及放大器送至資料擷取系統，其中電纜線接頭部分，須作多層防水保護，以防止雨水或地下水侵入。
4. 地震計：為可埋入土層中之沉埋式地震計，可監測 E-W、N-S 兩方向震動。
5. 程式軟體：可分為兩部分：
 - (1) 電子可程式唯讀記憶 (EPROM): 此部分程式寫於記錄器之 ROM，主要在控制整個系統之即時操作程序如計時、多頻道記錄之擷取、資料儲存、啟動、控制等等。
 - (2) 電腦磁片程式：主要在透過微電腦對整體系統做裝機前檢查、資料讀取及繪圖等工作。

五、動態孔隙水壓之量測

動態孔隙水壓需進行長期之量測工作，至目前為止，本計畫量測站雖曾感受數個地震，但其強度皆小，尚不足以激發土層內之動態孔隙水壓。

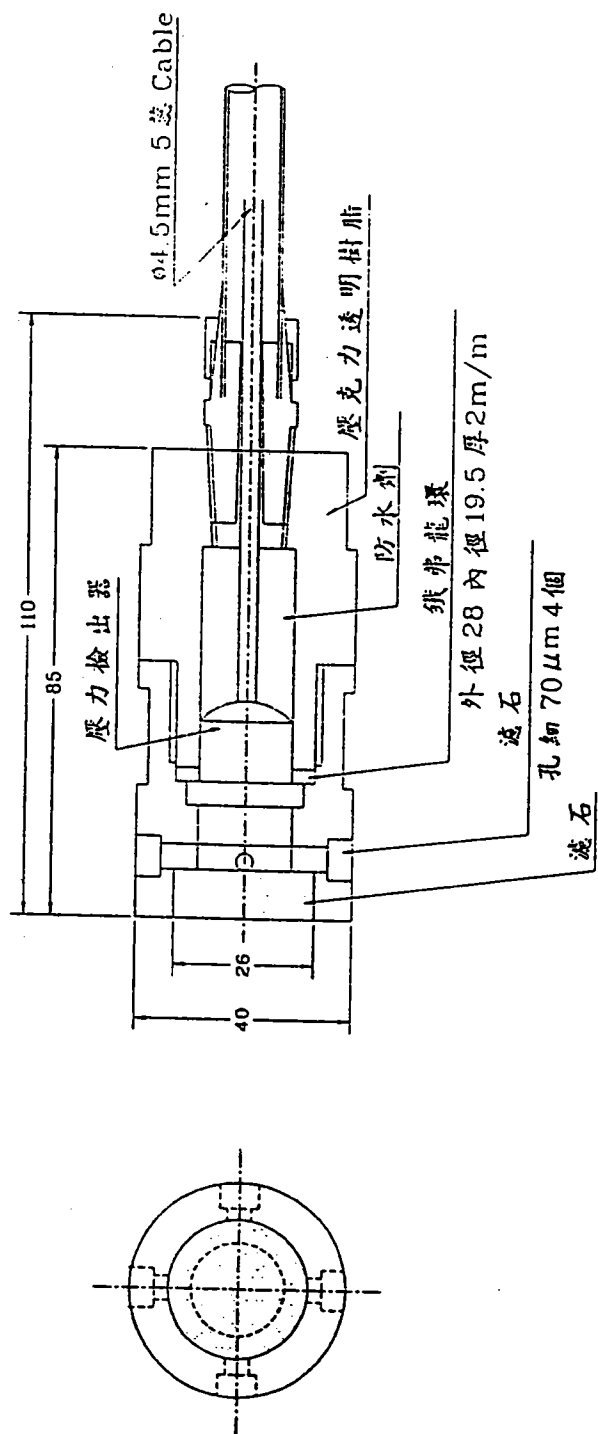


圖 3-7 孔隙水壓計內部構造圖

肆、液化特性試驗

一、概說

本計畫進行試驗室動力三軸試驗及現地荷式錐試驗(CPT)與震測圓錐試驗(SCPT)等三種試驗方法,探討砂土之液化特性。動力三軸試驗是目前國內外最常用以評估土壤液化特性之室內試驗方法, CPT近年來在國內已日漸採行,利用 CPT- q_c 值評估土壤之工程特性, SCPT係進行 CPT 同時兼作震測試驗,利用 SCPT- V_s 值作為評估液化特性之指標,但尚需進一步研究發展。三種試驗結果之相關性有待建立,俾供液化分析之依據。各項試驗分別於下節詳述之。

二、動力三軸試驗

(一) 現地應力狀況之模擬

動力三軸試驗可模擬土層承受反復剪應力作用之現地應力狀況,略作說明如下。在水平土層內靜止狀態下之土壤元素,其最大主應力為垂直有效覆土壓力 $\bar{\sigma}_v$, 水平有效應力為 $K_0/\bar{\sigma}_v$, 其中 K_0 =靜止土壓力係數,應力狀況如圖 4-1(a) 所示。在地震作用下,該土層承受剪力波上傳所產生之剪應力作用,土壤元素應力狀況如圖 4-1(b) 所示。實際上地震引致之剪應力極不規則,但本質上仍是往復性的。

圖 4-2 表示土壤動力三軸試驗之理想應力狀況,圖中表示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 $\sigma_{d/2}$, 各階段之摩爾應力圖及 45° 傾斜面上之應力狀況亦示於圖中。圖 4-2 顯示 45° 傾斜面上之應力狀況與水平土層承受反復應力之情況(圖 4-1) 相似。

理想動力三軸試驗必須軸向應力與側向應力均能同時變化,由於

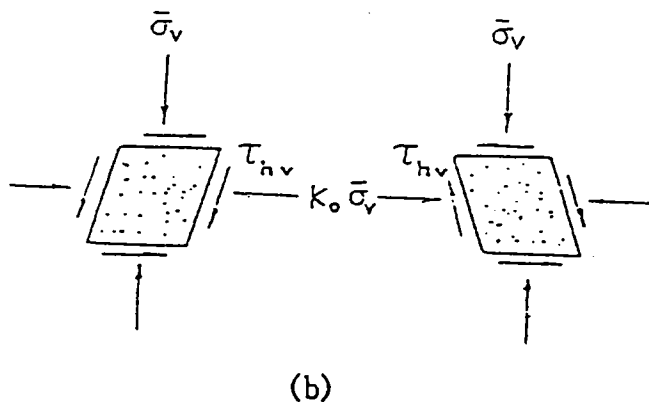
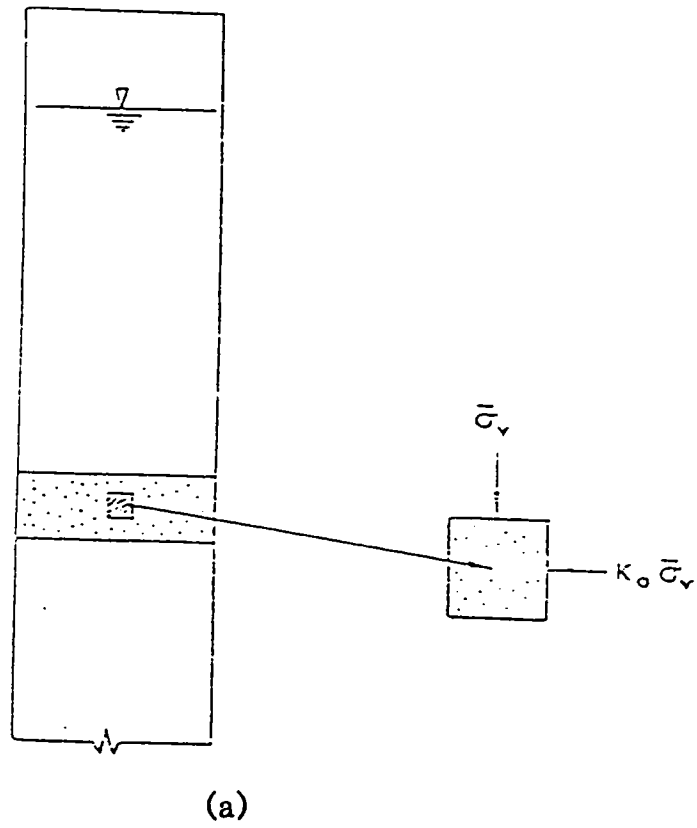


圖 4-1 地震作用下之理想化現地應力狀況

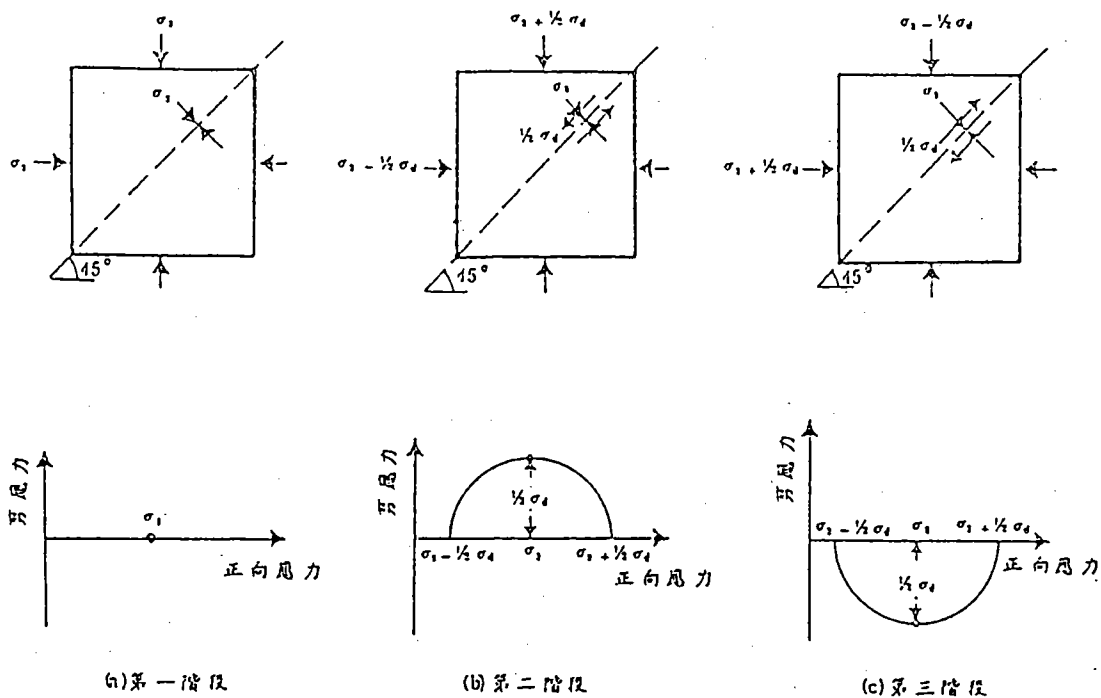


圖 4-2 動力三軸試驗之理想操作應力狀況

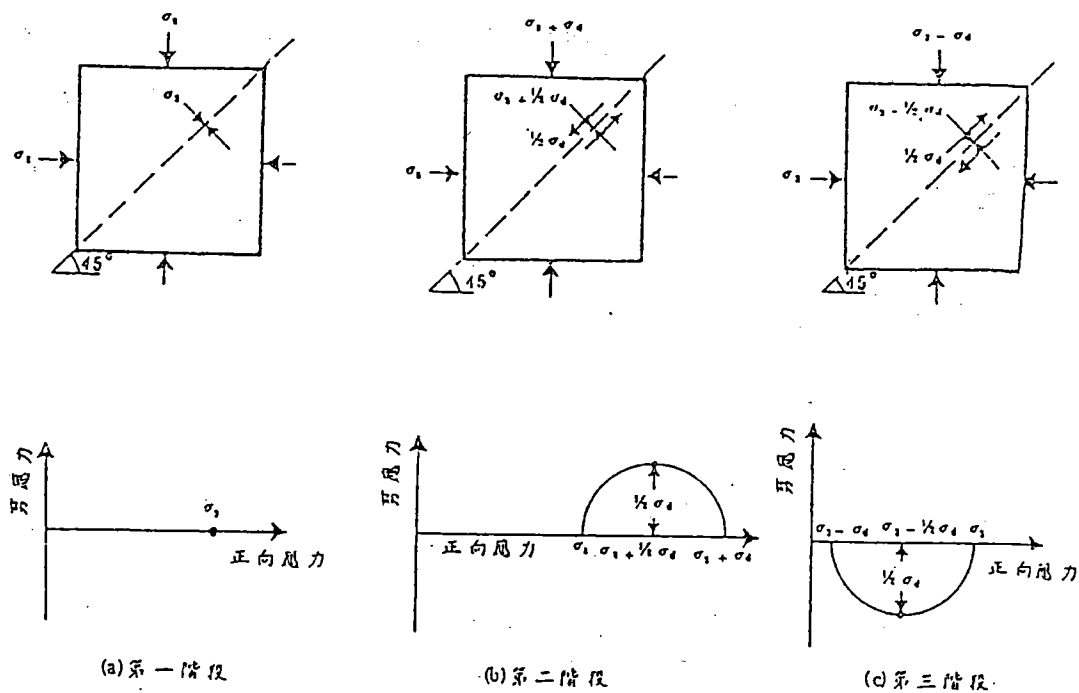


圖 4-3 動力三軸試驗之實際操作應力狀況

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 4-3 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，各階段之摩爾應力圖及 45° 傾斜面之應力狀況亦示於圖中。比較圖 4-2 與圖 4-3 所示之應力狀況，顯示第二及第三階段之 45° 傾斜面上之正應力有 $\pm \sigma_{d/2}$ 之變化差異。惟實際上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。因此，在動力三軸試驗下，土壤可表現其在承受反復應力作用下之應力應變關係以及動態行為。

(二) 試驗設備及試驗步驟

1. 試驗設備

本研究所採用之動力三軸設備為電腦控制式自動三軸試驗系統 (Automated Triaxial Testing System)，由美國加州大學柏克萊分校 C.K.Chan 和 J.P.Mulilis 所設計並經多次改良者，可進行靜力及動力三軸試驗，並兼具有應力控制式、應變控制式及應力路徑控制式之功能。本系統主要設備包括：

- (1) 荷重控制器 (Controller)：電空控制式，具有兩個閉環回授控制頻道，可獨立或同步控制軸向荷重與側壓。
- (2) 界面處理器 (Process interface)：電腦數位訊號與感應器類比訊號之界面轉換。
- (3) 加載器 (Load actuator)：複動式，活塞桿以雙轉鑲接頭與三軸室加壓桿連接。
- (4) 三軸室 (Triaxial cell)：最大室壓 350psi，可容納 2.8" ϕ 試體。
- (5) 訊號調整器 (signal conditioning unit)：感應器訊號之調整放大。
- (6) 體積變化儀 (Volume change device)：以溼式差壓感應器測定。
- (7) 感應器 (Transducers)：包含銜盒、差壓感應器及 LVDT。

本系統之組合示意圖如圖 4-4 所示。

2. 試驗步驟

本研究之動力三軸試驗採用應力控制式，試驗由電腦自動控制，其試驗步驟如下所述：

(1) 試體準備

自冷凍櫃取出原狀土樣薄管（冷凍溫度約 -15°C ），裁切成長約 15 cm 短管，再頂出其中土樣並修裁之，試體直徑約 7.1 cm，高約 15 cm。

(2) 三軸室安裝與試體飽和

① 將冷凍試體移至三軸室底座上，其上下均置放濾紙及透水石，再套上橡皮膜並用油圈封束於底座上。

② 將與加壓桿相連接之試體頂板，套入橡皮膜內至輕觸試體頂部，並用油圈將橡皮膜封束在頂板上，再連接頂板上之排水（氣）管。

③ 套上三軸室外罩，並予栓緊固定。打開底部進水閥門，將水通入三軸室內，部分注滿之，然後施加室壓至 0.15 kg/cm^2 冷凍試體在此接觸壓力下解凍約 1-2 小時。

④ 自試體底部通入二氧化碳約 30 分鐘，再緩緩通入除氣水，直至上排水（氣）管不再出現氣泡，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。

⑤ 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。

(3) 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。

(4) 施加反復荷重

① 試體壓密完成後，關閉排水閥。

② 施加頻率 1.0 Hz 之正弦反復荷重，直至試體破壞為止。在反復荷重過程中，室壓保持不變，同時紀錄軸向荷重，變形以及孔隙水壓變化。

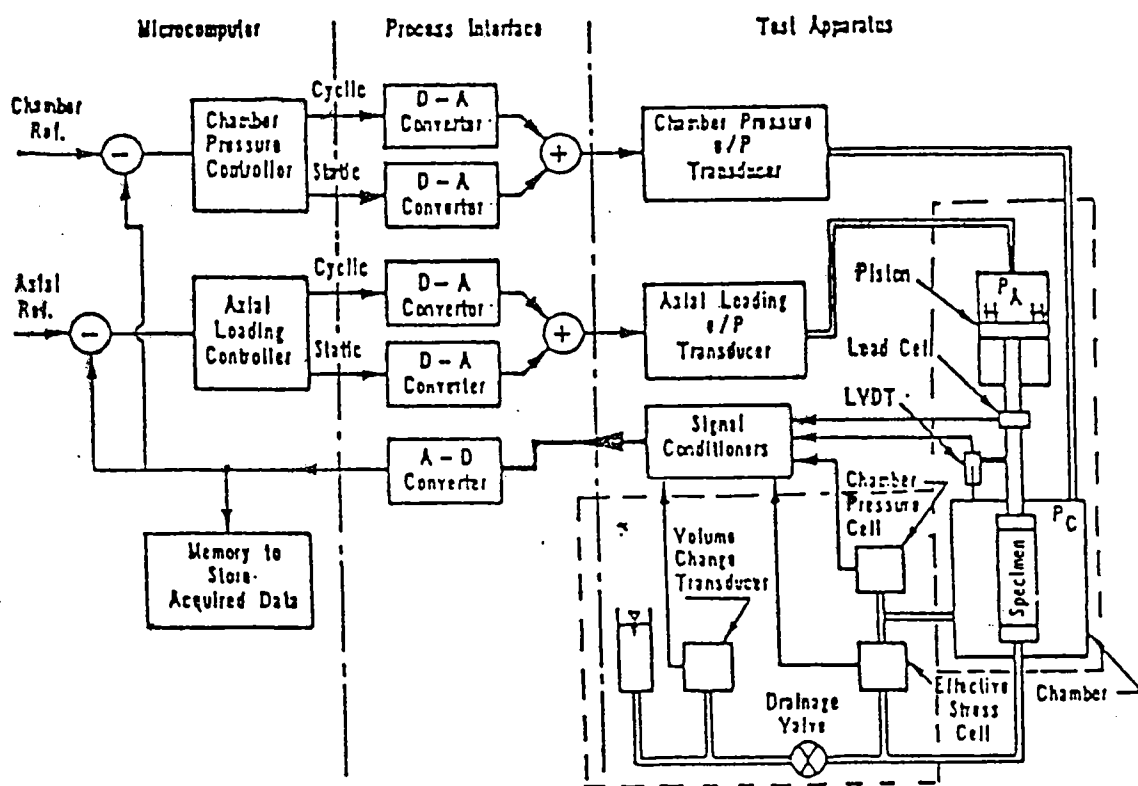


圖 4-4 自動三軸試驗系統示意圖

三、試驗初步結果

圖 4-5 所示為代表性動力三軸試驗之軸向荷重、軸向變形以及孔隙水壓時間歷程變化。該圖顯示，在一定之反復荷重作用下，試體內之孔隙水壓逐漸上升，在第十七荷重循環時達到初始圍壓，即發生初始液化。軸向應變直到第十四荷重循環才漸產生，而在液化後顯著增加，同時顯示伸張應變量與壓縮應變量並不對稱，伸張應變量較大，即伸張應變模數低於壓縮模數。該圖亦顯示，產生 5% 雙振幅應變量 (Double amplitude strain) 所需之荷重往復次數與產生液化之荷重往復次數大致相當。

每一動力三軸試驗之試驗結果均繪製試體達到液化或達到某一特定雙振幅應變量所需之荷重往復次數， N ，與往復應力比 (Cyclic stress ratio, SR) 之關係曲線 (SR- N 曲線)，即液化強度曲線，其中往復應力比以下式表示：

$$SR = \frac{\sigma_{ac}}{2 \sigma_a}$$

式中， σ_{ac} = 往復軸差應力， σ_a = 初始有效圍壓。由液化強度曲線可獲得不同土壤在特定次數之往復荷重作用下發生液化之剪應力比，即抗液化強度。

表 4-1 摘列動力三軸試驗之部分試驗結果，其液化曲線如圖 4-6 與 4-7 所示。試驗土樣係取自台中港第十六至十八碼頭預定地。

動力三軸試驗之試驗土樣除取自台中港區外，另已自高雄港第五貨櫃中心取得不擾動薄管土樣 90 支。本試驗持續進行中，試驗結果尚待進一步分析。

表 4-1 動力三軸試驗結果摘要

Borehole No.	Depth (m)	Soil Type	Grain Size D_{50} (mm)	Dry Unit Weight (t/m^3)	Stress Ratio $\frac{\sigma_{de}}{2\sigma_a}$ (6)	Number of Cycles for		
						Initial Liquefaction (7)	5% Double Strain (8)	10% Double Strain (9)
SH-1	5.0	SP	0.18	1.538	0.20	23	24	30
		SP	0.15	1.559	0.23	22	21	-
	8.2	SP	0.18	1.513	0.25	7	6	10
		SM	0.16	1.536	0.20	56	66	-
			0.15	1.474	0.25	10	25	11
	10.0		0.11	1.515	0.28	6	6	15
		SP-SM	0.22	1.492	0.20	17	16	21
			0.25	1.537	0.25	11	13	-
	12.2	SP-SM	0.18	1.467	0.20	48	51	-
			0.22	1.472	0.22	23	23	33
SH-3	16.7		0.19	1.520	0.25	8	6	10
		SM	0.12	1.504	0.25	36	40	-
	6.4	SM	0.11	1.596	0.30	5	7	19
			0.22	1.574	0.22	35	39	-
	10.4		0.20	1.575	0.25	10	13	-
			0.25	1.574	0.28	5	4	-
		SM	0.16	1.501	0.18	60	64	8
	15.3		0.10	1.417	0.22	5	5	-
		SM	0.10	1.429	0.25	2	2	7
	20.5		0.12	1.530	0.22	15	15	5
			0.12	1.520	0.26	7	5	33
		SP-SM	0.25	1.360	0.20	26	28	10
			0.25	1.493	0.22	14	12	19

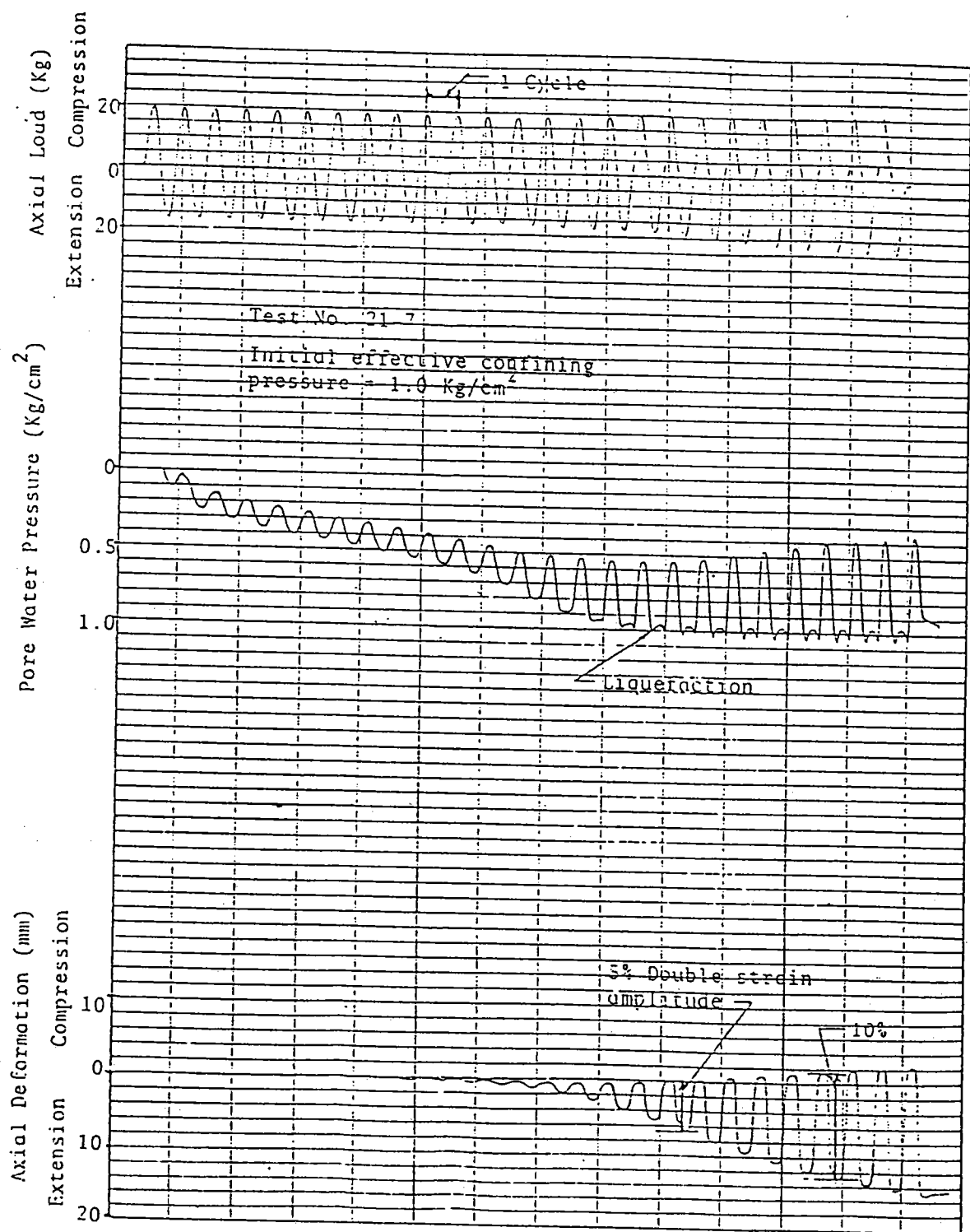


圖 4-5 代表性動力三軸試驗軸向荷重、變形與孔隙水壓變化

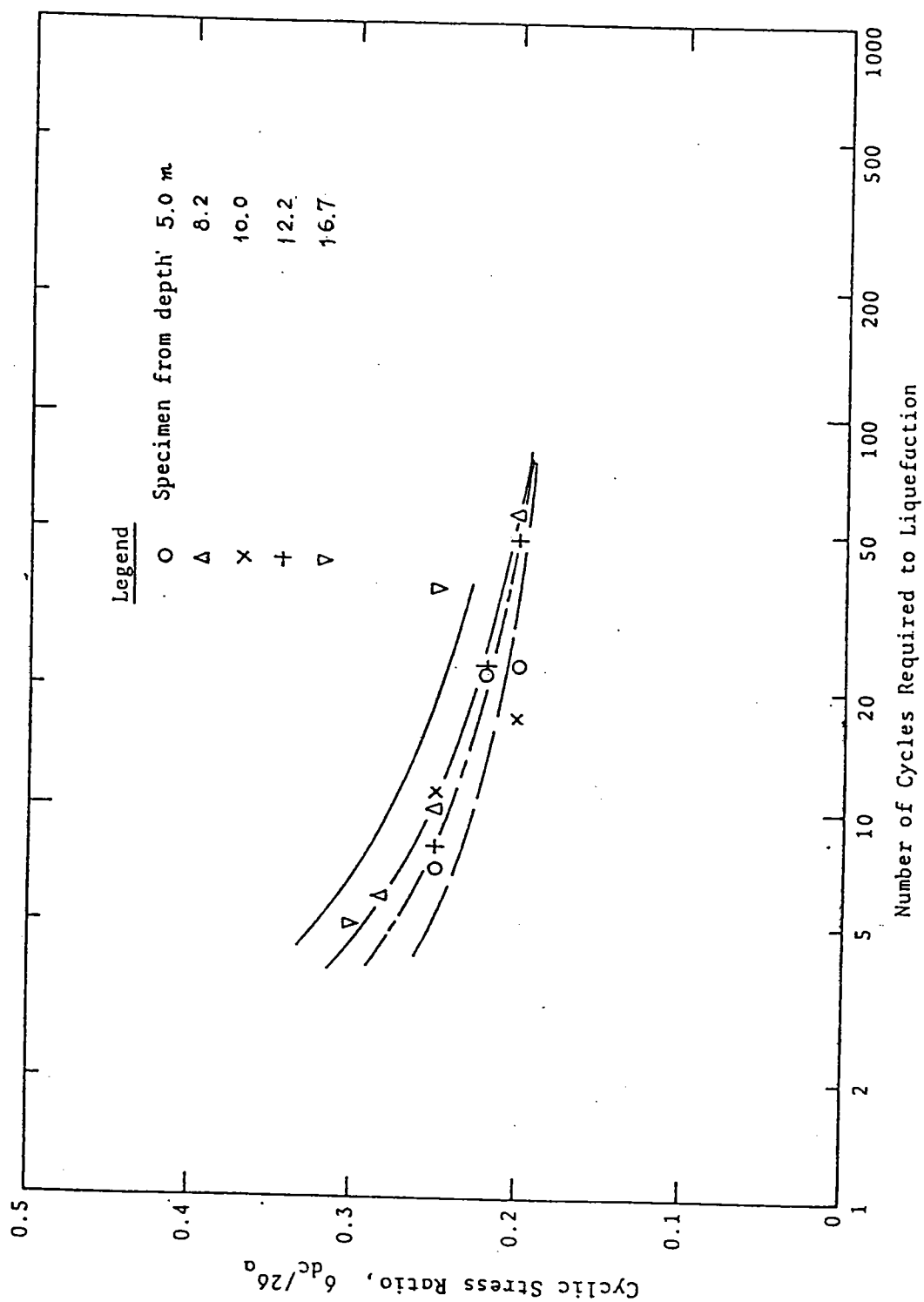


圖 4-6 動力三軸試驗結果 (孔號 SH-1)

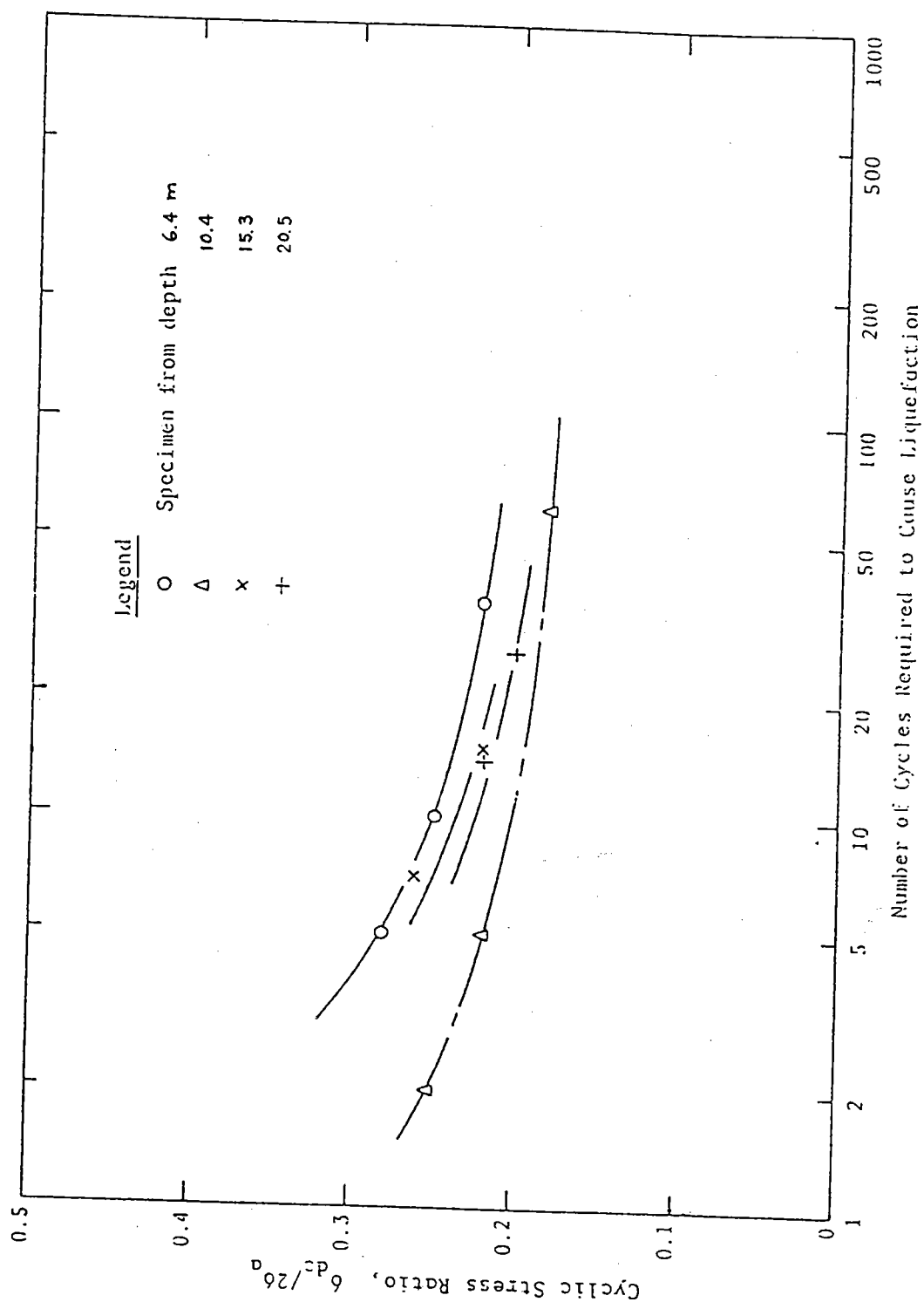


圖 4-7 動力三軸試驗結果 (孔號 SH-3)

伍、地質改良方法

一、概說

砂性土層經液化分析評估，具有液化潛能者，需進行地質改良 (Soil improvement)，改善其動態特性、增強其承载力以及對液化之抵抗能力，以防治液化之發生。砂土層液化防治之地質改良方法很多，其目標不外增加砂土層之密度、有效應力、或微結構之穩定性，從而增強其液化抵抗能力，因此改良方法大致可歸為三類方式，即

- (1) 夯實法：提高土層之密度
- (2) 排水法：提高土層之密度與有效應力
- (3) 化學固結法：增加砂土顆粒間之膠結穩定

此三類之各種常用改良方法及其相關特性摘列如表 5-1 所示，可供方法選擇之參攷。各種改良方法於下節詳述。

二、地質改良方法

(一) 夯實法

此類方法係利用衝擊或振動作用，使砂土顆粒之配列趨於密實與穩定，增強砂土強度之方式。

1. 壓實砂樁法 (compaction sand pile method)

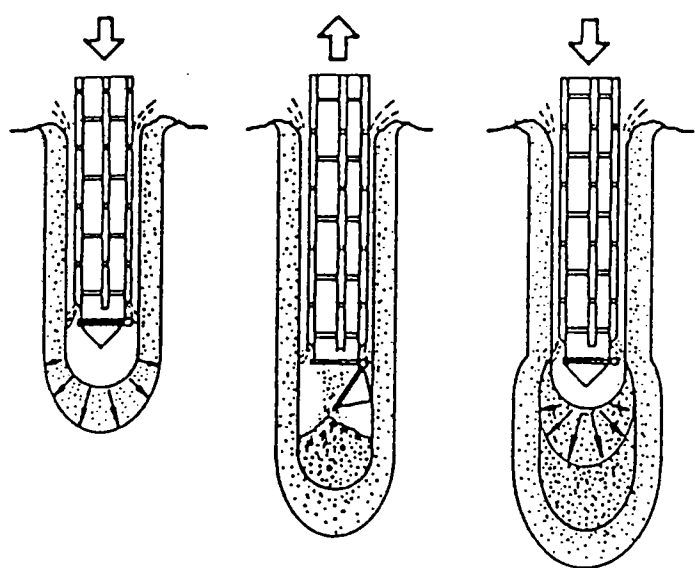
本法係利用振動或高壓空氣將鋼套管壓入砂土層中，鋼管內投入砂料，再藉鋼管反復提拔及振動作用，將砂料擠壓並夯實成密實樁體，同時也使樁體周圍土壤擠壓與震實。圖 5-1 為壓實砂樁改良示意圖。

壓實砂樁法結合夯實與排水之地質改良機制，藉由砂樁對周圍土壤擠壓及機械夯實作用，使原有土層密度與強度增加，而砂樁本身具有相當之強度，地震引致之超額孔隙水壓亦可迅速消散，達到防治液化之目的。

本法為常用之砂土層地質改良方法之一，但由於本法採用衝擊與

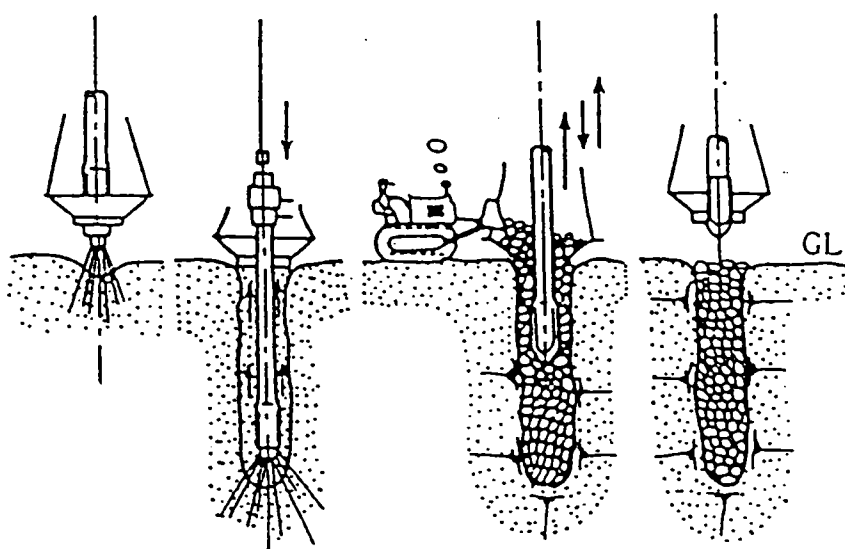
表 5-1 防治液化之地質改良方法及相關特性比較

原 理	改良方法	最大改良深度	適用土壤範圍	特 點	相對費用
排水	降低地下水位法	可視需要增加	淨砂或沉泥質砂	造成過壓密效果	因工程而異
	礫石柱法	約 30m	一般沖積土	透水率高，兼具夯實與排水作用	中等
夯 實	壓實砂樁法	25m	鬆砂或黏性土	施工容易，惟對緊密層效果有限	中等
	動力壓密法	30m	鬆砂或黏性土	操作簡易迅速，震動大，適用於大區域	低等
	振動揚實法	33m	鬆砂	低噪音震動，改良深度大	中等
	震爆法	大於 30m	淨砂或沉泥	施工迅速，對環境影響大	最低
化學固結	深層攪拌法	大於 20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，使用原地土壤拌合	中至高
	生石灰樁法	大於 20m	軟弱黏土或鬆砂	低噪音震動，吸水發生膨脹擠壓作用	中至高



(i)鋼管貫入擠壓 (ii)投入砂料 (iii)反覆振動擠壓
夯實

圖 5-1 壓實砂樁改良示意圖



(1) 貫入開始 (2) 貫入終了 (3) 填料充填夯實 (4) 夯實終了

圖 5-2 振動揚實法

振動方式，施工時產生之噪音與震動對周圍環境有不利影響，樁體四周之隆起現象，亦需預先考慮處理對策。

2. 振動揚實法 (Vibroflotation method)

本法係利用揚實錐 (Vibroflot) 之水平振動與噴水作用，使原有土層與回填料之顆粒級配重新調整，並由於振動夯實，使回填樁體兼具強度與排水功能。本法施工示意圖如圖 5-2 所示。

本法回填料可使用細砂、粗砂、礫石或碎石等，打設間隔一般在 1.2~2.2m 間，成正方形或正三角形配列。根據施工經驗，本法對砂土層之細料含量低於 15% 者改良效果良好，惟若細料含量超過 40%，則很難達到改良效果。

本法之震動及噪音公害低。

3. 動力壓密法 (dynamic consolidation method)

本法係利用特殊吊車懸吊重量 10~40t 之重錘，自 5~40m 高處自由落下，反復對土層施加衝擊力，利用重錘之衝擊能量使土層產生壓縮與壓密作用，而致夯實土層，改良其工程特性。

本法係於 1970 年由法國 Louis Menard 發展出來，原應用於碎石填方或砂礫土層之改良，稱為重錘搗實法 (Heavy tamping method) 或動力夯實法 (Dynamic compaction method)，其後經研發改良，逐漸推廣引用於飽和粘土層或沖積土層之地質改良，易名為動力壓密法 (Dynamic consolidation method)。

本法改良機制在於重錘之衝擊作用在土層內產生強大應力波，其蓄含之巨大能量壓縮土層，未飽和土層經壓縮後達到更緊密之效果；對飽和土層則造成孔隙水壓之急劇上升，砂土層會導致局部液化，而將孔隙水迅速排出，對粘土層會在衝擊點周圍產生剪力破裂面，使孔隙水得以順利排出，如此導致土壤之組織結構重新排列而趨於緊密，達到壓實土層之作用。

本法之改良效果與錘擊能量之關係已累積不少經驗，其改良深度一般以 Menard 公式 (如下式) 初步概算：

$$D = \alpha (W \cdot H)^{1/2}$$

式中

D = 改良深度 (m)

W = 錘重 (t)

α = 土壤係數 (0.3~0.7, 砂質土壤 $\alpha = 0.4\sim 0.6$)

本法施工簡易迅速，尤適用於大區域之地質改良，惟應考慮施工造成之震動對附近之影響。

4. 震爆法 (Blasting method)

本法係利用炸藥引爆產生高壓震波，迅速傳遞至土層深處，震波能量在土層內產生超額孔隙水壓，導致飽和砂土層液化，孔隙水迅速排出後，土壤顆粒重新排列而趨於緊密，因而達到地質改良效果。

本法費用低，惟其改良效果不均，對深層緊密土層可能造成反效果，並且爆炸產生震動、噪音與安全問題。

(二) 排水法

此類方法或利用排水降低砂土層地下水位，增加土層之有效應力；或提高土層之透水性，使地震引致之超額孔隙水壓能迅速排除，以增強土層之抗液化能力。

1. 降低地下水位法

利用排水降低地下水位，可使原有土層之有效應力增加，並使其地下水位以上之飽和度降低，其液化抵抗能力因而提高。降低地下水位亦略使土層產生壓密作用，惟其效果當遠不如動態夯實作用。

暫時性之地下水位降低，可造成土層之過壓密效果，有助其對液化之抵抗力。

2. 礫石柱法 (Gravel drain method)

本法係以振動方式將套管打入砂土層中，再以礫石回填震實，使形成礫石柱體。施工過程之振動作用，使砂土層趨於緊密，而礫石柱體具有良好之排水功能。本法係結合排水與夯實兩種方法之地質改良

方法，防治液化效果較之壓實砂樁法為佳。

(三) 化學固結法

此類方法係在土壤內添加固結材料，使土壤與固結材料發生固結化學反應，或在土層內填注硬化性材料固化土壤，以改善土層之工程特性。

1. 深層攪拌法 (Deep mixing pile method)

本法係將粉末狀或漿液狀之改良材料與原有土層之土壤攪拌混合，藉由化學固結作用而改良土層。本法依混合作業方式不同，可分為以化學安定液或粉狀安定劑為主之攪拌混合法，及以高壓噴射為主之噴射混合法，如圖 5-3 所示。

本法於施工中不產生噪音或振動，惟其費用高，且需考慮改良材料對周圍環境污染之影響。

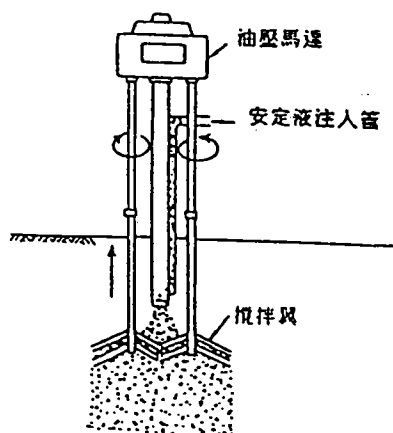
2. 生石灰樁法 (Lime pile method)

本法係將特殊生石灰或生石灰與砂土混合料，打入地下水位以下之砂土層中，形成石灰樁體。樁體吸水後之膨脹反應產生膨脹壓力，將樁體間之土層壓實，而樁體本身亦由凝結作用產生相當之強度。本法以靜態方式改良土層，施工時不產生振動與噪音，對地下水之污染問題，則需預作評估與防治。

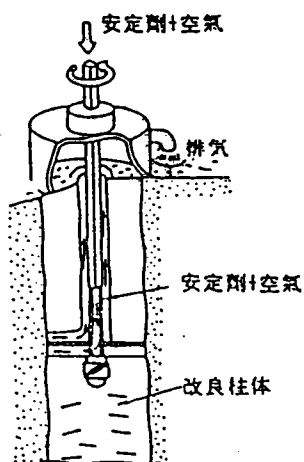
三、改良方法之評估與選擇

防治砂土層液化所可採行之地質改良方法很多，已如上節所述。各種改良方法分別具有不同之特性、限制與優劣條件，其優劣之評估與選擇並不能單憑處理改良效果加以評斷，尚需考量許多因素。如何選擇適當之方法，以較低之經費，在合理之工期內達到較佳之改良效果，必需就下列諸因素審慎評估比較：

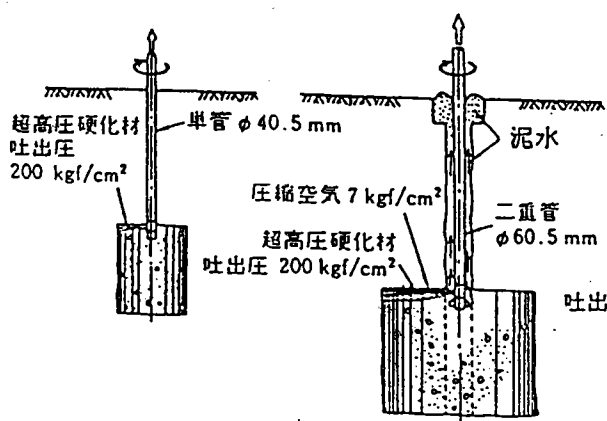
- (1) 原有土層之土質狀況
- (2) 計劃改良之區域範圍與深度



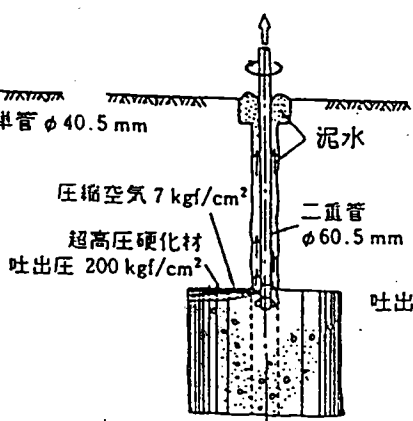
安定液之混合處理



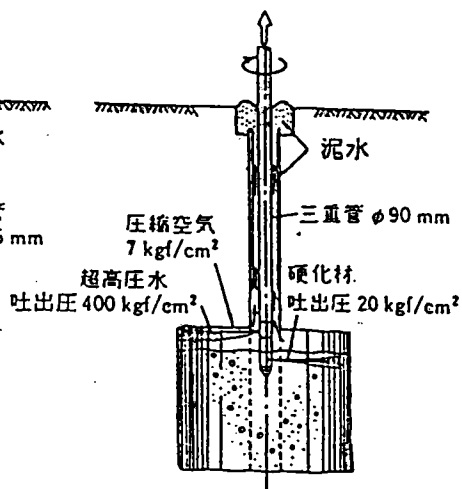
安定粉劑之混合處理



單管硬化劑噴射



二重管硬化劑噴射



三重管硬化劑噴射

圖 5-3 深層攪拌法

- (3) 所需之改良程度及檢核方法
- (4) 廠商之施工能力及以往之工程施工經驗
- (5) 環境限制因素之考量
- (6) 工期之配合與經費。

參考文獻

- (1) 江志俊，「超額孔隙水壓與地盤運動之相關性研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，台北（1989）
- (2) 陳正興、吳偉特、蔣繼忠、黃俊鴻、陳立言、江志俊，「羅東核能廠模型基地土壤地震反應之量測（一）」，國科會防災科技研究報告 77-61 號，台北（1989）。
- (3) 陳正興、吳偉特、蔣繼忠、黃俊鴻、陳立言、江志俊，「羅東核能廠模型基地土壤地震反應之量測（二）」，國科會防災科技研究報告 78-28 號，台北（1989）。
- (4) Ishihara, K., Shimizu, K., and Yamada, Y., "Pore Water Pressure Measured in Sand Deposits During an Earthquake," Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4 (1981).
- (5) Ishihara, K., Anazawa, Y. and Kuwano, J., "Pore Water Pressure and Ground Motions Monitored during the 1985 Chiba-Ibaragi Earthquake," Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3 (1987).
- (6) Ishihara, K., "Measurement of Insitu Pore Water Pressure During Earthquakes," Proc. Intl. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Missouri Vol. No. 1 (1981).
- (7) Shen, C. K. et al., "Insitu Pore Pressure Measurements During Earthquakes," The Second Int. Sym. of Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Japan (1987a).
- (8) Shen, C. K. et al., "Insitu Pore Pressure Measurements at Lotung Site," Workshop on Validation of Seismic Soil-structure Interaction Analysis Techniques Using Lotung Experiment Data, Palo Alto, California, U.S.A. (1987b).
- (9) Seed, H. B. and Lee, K. L., "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading," JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM 6 (1966).
- (10) Seed, H. B., "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. GT2 (1979).
- (11) Arulmoli, K. and Arulanadan, K., "New Method for Evaluating Liquefac-

tion Potential",ASCE,Journal of Geotechnical Engineering,Vol. 111.No.1 (1985).

- (12)Robertson,P.K.,Woeller,D.J.,and Finn,W.D.L., "Seismic CPT for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading, "Canadian Geotechnical Journal, August(1992).

海岸土壤液化分析專家系統

第一年計劃報告

執行單位：大地工程組
計畫主持人：謝明志 副研究員
參與人員：賴聖耀 副研究員
：陳志芳 助理
：張惠華 技術員

海岸土壤動態特性研究第二子計劃

海岸土壤液化分析專家系統

第一年計劃報告

摘 要

本計劃嘗試搜集國內外海岸及相關液化發生地區之地震性質及現地土壤資料，探討引致液化的各種成因，評估液化的分析技巧、試驗方法及經驗法則，配合適當的智慧型專家系統建構工具，進行資料擷取，知識庫建立及推論機分析，以建立一個診斷型的液化分析專家系統。

海岸土壤液化分析專家系統

目 錄

摘要	I
目錄	II
表目錄	III
圖目錄	IV
壹、前言	1
貳、前人研究—土壤液化	2
一、土壤液化之成因	3
二、土壤液化之影響因素	4
三、土壤液化之分析方法	6
參、分析工具—專家系統	18
一、專家系統之定義	18
二、專家系統之需求	19
三、專家系統之架構	19
四、專家系統如何運作	20
五、專家系統之建構工具	21
六、類神經網路式專家系統	22
七、使用專家系統之優缺點	24
八、專家系統在大地工程之應用	25
肆、分析討論	27
一、可行性評估	27
二、建構工具	29
三、雛型系統之建構	31
伍、結論及建議	41
參考文獻	43
附圖	47

表目錄

表 2-1	$\bar{N}$ 與地表最大水平加速度之關係.....	9
表 2-2	液化機率各種邏輯迴歸模式.....	15
表 3-1	專家系統在大地工程方面可應用之範圍.....	26
表 4-1	專家系統專案評估項目加權值.....	28
表 4-2	專家系統專案評估結果分等表.....	27
表 4-3	液化分析專家系統專案評估項目確信值.....	29

圖目錄

圖 2-1	最大剪應力之決定.....	48
圖 2-2	折減係數 r_d 與深度之關係.....	48
圖 2-3	地震剪應力之時間歷程.....	49
圖 2-4	C_N 與有效覆土壓力之關係.....	49
圖 2-5	標準貫入試驗 N 值, 相對密度與有效覆土壓力之關係.....	50
圖 2-6	N_1 與引致液化所需應力比之關係.....	50
圖 2-7	砂土之液化標準貫入試驗 N 值與荷蘭錐式貫入阻力之關係...	51
圖 2-8	評估液化潛能之方法.....	52
圖 2-9	地震規模與等量均勻週期數之關係.....	52
圖 3-1	人工智慧研究組成要素之圖示.....	53
圖 3-2	專家系統架構.....	53
圖 3-3	生物神經元模型.....	54
圖 3-4	人工神經元模型.....	54
圖 3-5	類神經網路模型: 以倒傳遞網路為例.....	55
圖 3-6	具歸納學習能力之專家系統架構.....	55
圖 4-1	NeuralWorks Professional II/Plus 架構.....	56
圖 4-2	NeuralWorks Professional II/Plus 建立網路的基本步驟.....	57
圖 4-3	InstaNet / Back-propagation 對話盒.....	57
圖 4-4	NeuralWorks Professional II/Plus 內的四種轉換函數.....	58
圖 4-5	IO / Parameters 對話盒.....	58

壹、 前言

近幾年許多液化災害，都發生在海岸地區，如 1989、1994 美國加州烈震及今年(1995)日本板神烈震等，許多港灣設施均因液化而遭受嚴重破壞，此因海岸土層大都為沉積層，且因應工程開發而產生了許多的新生地，這些都是液化潛能極高的地區，且為人類活動地帶，若遇烈震而引發土層液化，常造成重大禍害，這類問題一再地向港灣工程界發出嚴厲的警訊，國內各相關單位也需要審慎地來謀求因應對策。

傳統上對土層液化的分析，有兩種主要方法：(1)相關經驗法，(2)試驗分析法。不論那一種分析方法，都存有極大的不確定範圍。此類問題，非常適合用專家系統的方式，將各個影響因子納入，歸納出各種不同經驗知識法則，建立一綜合性的推論研判系統。

貳、 前人研究——土壤液化

一、土壤液化的成因

土壤液化 (Soil liquefaction) 係指土壤由平常的彈塑性行為狀態，轉變為液性行為狀態，此種土壤狀態的快速變化，常帶來極嚴重的災害。對土壤因承受荷重而引致液化之現象，早在1920年，Hazan⁽¹⁾即曾對美國加州 Calaveras 壩的破壞情形有所論述，而 Casagrande⁽²⁾ 在1936年亦對蒙坦那州 Fort Peck 堤因基礎土壤液化而坍塌一事作過探討，但此時期之土壤力學正值啓蒙階段，有關液化的研究均侷限於靜力破壞方面——即土壤在單一方向荷重下造成之液態化破壞，直至1964年，美國阿拉斯加 (Alaska) 安可拉提 (Anchorage) 發生規模8.3的強震，造成阿拉斯加地區大規模的山崩，及日本新潟 (Niigata) 發生規模7.5的強震，造成了該地區極戲劇性的液化破壞，這兩個強烈地震在一年內震撼了整個工程界，促使學者專家積極地投入動力作用引致土壤液化之研究，其中以美國加州大學 H.B. Seed 等人之研究最具系統與成就。飽和砂質土壤遭受強大地震因密度不同而產生液化之過程與變形不盡相同。Seed 特就土壤液化不同情況提出各別定義如下⁽³⁾：

(一) 液化 (Liquefaction)：

由於靜態或動態荷重之作用下，引致土壤內部之孔隙水壓力增高而導致有效周圍應力 (Effective confining stress) 變為極小發生連續性變形狀態，稱為液化。

(二) 初始液化 (Initial liquefaction)：

飽和砂土層在強烈地震反覆荷重作用下，由於其體積有收縮傾向所引起之過剩孔隙水壓 (Residual pore water pressure) 逐漸升高，相對地使其有效壓力減小，至過剩孔隙水壓等於其周圍壓力 (Confining pressure) 時亦即孔隙水壓比 (Pore pressure ratio) 等於100%稱之。飽和低密度砂土層遭受強大地震在震動開始瞬間無任何顯著形變，稍後驟然達到初始液化發生巨大變形，在後續地震作用下，此種變形無限制增加迄震動停止為止。

(三) 有限應變潛能之初始液化 (Initial liquefaction with limited strain potential) 或稱週期動率 (Cyclic mobility)。

飽和中至高密度砂層 (Dense sand) 受地震荷重達到初始液化時產生變形，其變形量雖隨後續剪應力作用有限增加，但因其膨脹性質 (Dilatancy) 而產生對後續剪應力之抵抗其變形，最後趨於一穩定值故稱之。

不論砂土層發生液化或週期動率，均對土壤工程或建築物產生不同程度之危害。鬆砂土層發生液化時會引致邊坡滑動，崩坍或建築基礎土層喪失承載力，發生嚴重之沉陷，上浮、側移、傾倒及破壞；中高密度砂土層若發生週期率，而其變形量超出工程特定允許範圍，必仍造成相當之損害，且在地震停止時，土層內極高之殘留過剩孔隙水壓可能形成一極高之向上水力坡降，引致液化土層水壓向上面滲流，產生上層砂潰現象 (boiling)，使支承於上層之建築物沉陷，傾側或破壞。因此就工程觀點而言，週期動率仍可視為土壤液化，亦即土壤液化應含週期動率在內⁽⁴⁾。

有關土壤的液化行為及影響，雖經大地工程師三十年來的努至今仍無法完全掌握，但大致來說土壤液化的現象可以解釋為當地震發生時，岩盤受震動將震波傳送至表面層的土壤，此時表面層中的土壤，因受震波影響有趨於更緊密狀態的運動趨勢，在此土壤顆粒結構調整的同時，因瞬間排水的不可能性，導致孔隙水接納應力並造成孔隙水壓的上升，上升的孔隙水壓降低了土壤的有效應力，更甚者將低消了全部的有效應力，而使土壤降低了承受荷重能力或呈現液狀型態。這種土壤破壞型態將在地震後極短時間內發生，其結果則因地盤喪失其承載能力，而使其上原本十分牢固的結構物產生移動造成傷害，由於區域性地層狀況大同小異，故液化現象發生時其破壞之規模幾乎是全面的，人員的損傷亦可能是相當大的，此為液化損壞的特徵之一⁽⁵⁾。

在文獻中目前所能找到最早的土壤液化記錄，是在日本 1872 年發生的 Hamada 地震造成的破壞，Kuribayashi 及 Tatsuoka(1975)⁽⁶⁾ 把 1872 年至 1968 年間日本境內因地震造成液化破壞的案例收集並整理，發現造成液化破壞的地震規模絕大多數均在六、七以上，因區域性液化損壞造成之人員死亡數目十分可怕，1923 年 9 月 1 日在日本 Kanto 發生的 7.9 級地震有將近十萬條人命死亡，土壤液化問題研究在人口密集地區的重要性，由此可見一斑⁽⁵⁾。

二、 土壤液化之影響因素

地盤遭受地震力侵襲時，並非所有的土壤都會液化，乃須滿足某些因素，才有可能發生液化，而這些因素大致可分為內在及外在兩類，分述如下⁽⁷⁾：

(一) 外在因素：

外在因素通常包含震動種類，震動強度及震動延時等三項。Florin 與 Ivanov⁽⁸⁾ 於 1961 年將震動類型分為 (A) 衝擊荷重：其特性為整個土壤在同一時刻發生液化。(B) 穩態荷重：其特性為液化從頂部發生並逐漸向下延伸。當發生地震時，並非所有的土壤皆會發生液化，因其往往取決於地震所引起的應力與應變大小，即由震動強度所決定。一般而言，地震規模愈大，所造成的液化災害愈大。另外，地震所引起的反覆震動次數，其直接與地震之頻率及持續時間有關，因此，地震延時較地震強度對液化之影響為大。

(二) 內在因素：

內在因素則指土壤本身之物理特性而言，其包含土壤密度、顆粒特性、土壤的結構方式、土壤的飽和度、荷重歷史、應變歷史、土壤側壓係數、初拘束壓力、排水等，下面就分別對各因素做一討論。

(1) 相對密度

一般而言，同樣的土壤在相同條件下，相對密度較低者較相對密度高者易液化。依據吳偉特⁽⁹⁾之研究，當 $Dr > 80\%$ 時，極少會發生液化；而 $Dr = 0 \sim 70\%$ 之間的土壤，其導致初始液化所需之剪應力比則隨相對密度之增加而增加。

(2) 顆粒特性

對於無凝聚性土壤而言，土壤顆粒特性為影響液化的主要因素。包含顆粒形狀、顆粒大小和顆粒均勻度等三項。由試驗中得知：愈接近圓形的顆粒，具有愈高的液化潛能；均勻級配土壤較優良級配土壤易液化；均勻級配中，細粒砂土較粗粒砂土、淤泥、黏土易液化，其

原因是粗砂的滲透性比細砂大，所以震動時所產生的孔隙水壓在粗砂中比細砂易於消散。

(3) 土壤的結構方式

Seed⁽¹⁰⁾曾以不同的製造方法使試體有相同的密度，但因土壤的結構方式不同而導致不同的液化特性。Mulilis et 等⁽¹¹⁾人則採用不同的準備方式，而得到土樣抵抗液化能力之大小，其中以震降法最弱而濕濡法最強。Ladd 採用三種不同的砂土，使其由中緊密度至高緊密度不等，並以乾振動及濕濡夯實兩種方法來準備試體，由其試驗結果，濕濡夯實法其抵抗液化之剪應力比約為乾振動法的兩倍。吳偉特⁽¹³⁾亦曾針對此一因素做一探討，得知下列結果：(1) 濕濡夯實法所得之強度高於未擾動試體之強度，(2) 震降法所得之強度較未擾動式體之強度低，並隨密度增加而使其強度遞增，針對此兩結果，吳偉特之解釋為：因濕濡夯實法中所施加的搗固壓力會導致靜止土壓力的增加及顆粒間結合力的增加；另外，因重塑試體會破壞原有土壤顆粒間的結合力，及會喪失地質年代，持續壓密時間，微小地震效應等因素影響。

(4) 土壤的飽和度

首先研究此一因素者為Rocker⁽¹⁴⁾，其以動力三軸對 Moda 3 砂和 Wing-beach 砂進行試驗，得知飽和度減少時，會促使液化之反覆荷重次數增加。Sherif 等人⁽¹⁵⁾以中空扭轉剪力盒試驗疏鬆 ($D_r=35\%$) 的 Ottawa 砂，得知土壤在低飽和度時亦會產生液化現象，而飽和度愈低則愈難液化，其原因為當飽和度減低時，土壤內部的庫倫摩擦力會增加，而減少轉移至土壤孔隙水的應力，故會降低其液化潛能。

(5) 荷重歷史

年代愈久的土層，因顆粒間產生一種膠結現象，而具有較高的抵抗液化的能力，亦即年代較近的土層，將具有較高的液化潛能。

(6) 應變歷史

Seed 等人⁽¹⁰⁾認為是由於早期的應變歷史，其造成結構間的內鎖狀況，因此曾受過小規模地震的土體會呈現出較大的液化抵抗能力。

(7) 土壤側壓係數或過壓密

Seed 和 Peacock⁽¹⁶⁾曾使飽和砂在承受不同程度的過壓密下，產生了不同的 K_0 值，並對其進行單剪試驗，而由結果而知，其引起初始

液化所需的反覆剪應力比會隨 K_0 的增加而增加。Ishihara⁽¹⁷⁾ 亦曾得知，當 K_0 為定值時，於一定反覆作用次數下，其反覆剪應力比將隨過壓密比的增加而增加；相同的，當過壓密比一定時，其反覆剪應力比將隨 K_0 的增加而增加，而依據 Ishihara 的解釋為：因過壓密而導致土壤產生硬化效應使其強度增強。

(8) 初始圍壓

在地震荷重條件下，若增加初始圍壓則會降低土壤液化的可能生。依據 Mulilis⁽¹⁸⁾ 或 Castro 和 Poulos⁽¹⁹⁾ 的研究得知，其發生液化所需的反覆剪應力比將隨初始圍壓的增加而增加。Lee 和 Seed⁽²⁰⁾ 的試驗結果亦顯示，在一定的反覆荷重次數下，其發生液化所需的反覆剪應力比與初始圍壓成線性的增加。

(9) 排水情形

孔隙水壓的消散速率與液化的發生有密切關係，較厚的土層因排水路徑的較長，會增高液化的可能性。

(10) 細粒土壤含量

Ishihara 等人⁽¹⁷⁾ 發現，過壓密所增加的動力強度會隨著細粒含量的增加或平均顆粒大小的減少而增加。

三、 土壤液化之分析方法

至目前為止，分析土壤液化的方法已不下數十多種，而大部份方法都是針對地表及土層為水平橫向無限延伸之狀況，且假設液化係由地震所產生之剪力波，傳至土土層而造成之水平剪應力，反覆作用於土體，使孔隙水壓不斷增加所致。故土體對剪力之抵抗可作判定其是否液化之依據⁽²¹⁾。而此分析方法大約可分成兩大類，即相關經驗法與試驗分析法。

(一) 相關經驗法

相關經驗法係根據過去地震時現場液化區與非液化區觀察所得之土壤情況，以及各區現地土壤標準貫入試驗錘擊數 (SPT-N 值) 或圓錐貫入試驗錐尖阻力值 (CPT- q_c 值) 等資料，予以歸納統計分析，獲得一種直接由試驗值判斷地震時土壤是否有液化可能的方法。茲舉幾種最常用的方法如下：

(1)Seed 簡易計算法

地震時，各土層所受之剪應力，主要係由於岩盤之剪力波向上傳播之影響而產生，各土層之土壤性質不同，所引起之剪應力，亦隨之而異。Seed 等人⁽²²⁾於1971年對地震引起之剪應力，提出簡易分析步驟。首先，假設一柱狀土壤（深度 h ）為一剛性體（Rigid body），如圖 2-1(a) 所示，最大地表加速度為 A_{max} ，則地震時所產生之最大剪應力為

$$(\tau_{max})_R = \frac{\gamma h}{g} A_{max} \dots\dots\dots(2-1)$$

γ ：為土壤單位重。

但此一柱狀土壤，實際上為一柔性體（Deformable body），因此在深度 h 處所產生之真實剪應力 $(\tau_{max})_D$ ，將較 $(\tau_{max})_R$ 為小，如圖 2-1(b) 所示，即

$$(\tau_{max})_D = r_d (\tau_{max})_R \dots\dots\dots(2-2)$$

上式中， r_d 為應力折減係數（Stress reduction Coefficient），在地面時，其值等 1，深度愈大，其值愈小，如圖 2-1(c) 所示。同時 r_d 值隨土質與深度而異，深度愈大， r_d 愈分散，惟土層深度在 12 公尺以內變化不大，可取其平均值計算，如圖 2-2 所示，因此地震時，土壤之最大剪應力為

$$\tau_{max} = \frac{\gamma h}{g} A_{max} \cdot r_d \dots\dots\dots(2-3)$$

但地震實際所產生之剪應力時間歷程（Time-history），為一不規則性，如圖 2-3，因此必須決定其等量均勻之平均剪應力（Equivalent uniform average shear stress），依據實驗室所獲得之試驗資料，等量均勻之平均剪應力，約為最大剪應力之 65%，即

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{\gamma h}{g} A_{max} \cdot r_d \dots\dots\dots(2-4)$$

在相關經驗中，所使用之標準貫入 N 值，因鑽探時受土層有效應力之影響須加以修正，計算標準貫入修正值 N_1 。

Seed 等人依據美國水道試驗中心 (WES) Marcuson & Bieganousky 兩先生之試驗資料平均值並參考 R.B. Peck 等研究，提出標準貫入修正 N_1 值，其公式如下：

$$N_1 = C_N N \dots \dots \dots (2-5)$$

N 為現地土層深度之標準貫入值， N_1 值係在有效土壓力 $1\text{kg/cm}^2 = 10\text{t/m}^2$ 覆蓋下之標準貫入值，式中 C_N 為修正係數，其值可由圖 2-4 中查得。圖中 D_r 值在 60% 以上及以下其修正係數不同，可使用 Gibbsd Holtz (1957) 之圖如圖 2-5，標準貫入試驗 N 值，相對密度 D_r 與有效覆土壓力之關係曲線求得 D_r 約值，以供抉擇。而式 (2-5) 係適用於平均粒徑 $D_{50} > 0.25\text{mm}$ 時之砂土層，若對於 $D_{50} < 0.25\text{mm}$ 之沉泥質砂土層，則須將 N_1 值增加 7.5。

Seed 曾廣泛蒐集世界不同地區過去之地震資料及其現地土壤液化行為反應狀況，加以歸納統計分析，並以 DeAlba 試驗資料修正補充獲致修正標準貫入值 N_1 ，地震規模，土層發生液化之剪應力比三者之關係，劃分出土層可能液化之剪應力比之下限範圍，如圖 2-6 所示，Seed 又將中國大陸地震及其土壤液化資料與圖 2-6 作一比較，發現與圖中地震規模 7.5 之下限曲線極為接近，以證明圖 2-6 可使用於世界各地區。已知土層之修正標準貫入值 N_1 及地震規模 M ，由該圖可推求土層發生液化之下限值，以研判其液化潛能。其詳細步驟如下：

1. 根據過去地震資料統計分析，推估當地預期地震之規模 M 及地面最大加速度 $A_{\max}$ 。

2. 依據 1971 年 Seed 及 Idriss 所建議之簡易法，分析預期地震引致之土層剪應力比及地震平均剪應力：

$$\tau_{av} = 0.65 \frac{A_{\max}}{g} \sigma_{n,rd} \dots \dots \dots (2-6)$$

3. 根據土層之修正標準貫入值 N_1 及預期之地震規模 M ，由圖 2-5 推求其發生液化之剪應力比 τ/σ'_v 及土壤抵抗剪應力。

4. 比較上述 2.3. 兩驟之剪應力值，計算土層發生液化之安全係數，以下式表示：

$$\text{安全係數 (SF)}_t = \frac{\text{土層液化之剪應力 } \tau}{\text{地震引致之土層剪應力 } \tau_{av}}$$

若安全係數小於 1，則初步研判該土層有液化之可能。

(2) 中國大陸耐震設計規範

中國大陸學者歸納以往的地震資料，而提出一經驗公式，適用於深度 15 公尺內飽和砂土層或沉泥質砂土層，此經驗式如下所示⁽²³⁾：

$$N_{cr} = \bar{N} \cdot [1 + 0.125 \cdot (d_s - 3) - 0.05 \cdot (d_w - 2)] \dots (2-7)$$

其中：

N_{cr} : 臨界標準貫入試驗 N 值

d_s : 砂土層的深度

d_w : 地下水位深度

$\bar{N}$: 地震強度函數，其值如下所示：

表 2-1. $\bar{N}$ 與地表最大水平加速度之關係

修正芮氏地震強度	地表最大水平加速度	$\bar{N}$
7	0.1 g	6
8	0.2 g	10
9	0.35g	15

若現場標準貫入試驗值 N 值低於 N_{cr} ，則該土層有液化的可能性。但因上式僅適合於土壤塑性指數 $PI < 3$ 之土壤，故一些學者紛紛提出些修正式，如下所示：

(A)Shi (1984)⁽²⁴⁾

$$N_{cr} = \bar{N} \cdot [1 + 0.125 \cdot (ds-3) - 0.05 \cdot (dw-2) - 0.1 \cdot (pc-3)] \dots (2-8)$$

或

$$N_{cr} = \bar{N} \cdot [1 + 0.125 \cdot (ds-3) - 0.05 \cdot (dw-2)] \cdot (3/pc)^{0.5} \dots (2-9)$$

(B)Taiping (1980)⁽²⁵⁾

$$N_{cr} = \bar{N} \cdot [1 + 0.125 \cdot (ds-3) - 0.05 \cdot (dw-2) - 0.07 \cdot Pc] \dots (2-10)$$

其中：

Pc: 土壤中的黏土含量，以百分比表示之。

以上三式皆為針對中國大陸耐震設計規範的缺失所做之修正，而其適用範圍為 $3 \leq PI \leq 10$ 。

(3) 圓錐貫入試驗結果之評估方法

在液化現地研判上，除了應用標準貫入試驗所得之 N 值進行分析研判外，亦可應用圓錐貫入試驗 (Cone Penetration Test 或 CPT) 結果來進行液化研判⁽⁵⁾。圓錐貫入試驗仍將一直徑 1.4in(35.6mm) 之圓錐壓入土中，量測錐頭在貫入時所受的阻力。使用 CPT 法具有下列優點：(1) 較 SPT 更迅速。(2) 在任何鑽孔中可連續的量測各深度之強度，(3) 操作時因不受人為因素影響可避免大差誤之發生。但因 CPT 之使用不如 SPT 普遍，因此採用 CPT 評估液化潛能時，必須建立 CPT 量測結果 q_c (貫入阻力) 與 SPT 試驗 N 值間之關係，再加以轉換；根據研究，Schmertmann (1976)⁽²⁶⁾ 認為砂土之 $q_c \cong 4 \sim 5N(kg/cm^2)$ ，沉泥質砂則 $q_c \cong 3.5 \sim 4.5N(kg/cm^2)$ ，而 q_c 受有效覆土壓力之影響仍須作一修正，如下式所示：

$$q_{cl} = q_c \cdot C_N \dots (2-11)$$

式中 C_N 可由圖 2-4 求得。Seed (1983)⁽²³⁾ 採用上述 Schmertmann 所建立之 q_c 和 N 之關係，將其所訂之液化界限轉換成如圖 2-7 所示之評估圖，該圖亦可用來對 CPT 試驗結果，進行砂土和沉泥質砂的液化潛能評估。

(4) 利用統計分類法所建立的評估模式

由於傳統方法所推尋之相關經驗式或相關經驗圖在數據上常顯得較不足，而且推尋的方法也偏重於經驗判斷，較缺少統計上的根據，容易產生偏差，因此，有些學者就運用機率統計方法進行分析，以建立較合理的判別模式，國內在這方面的研究，學者賴聖耀有一系列的成果發表，其中較重要的模式有：

(A) 利用多變數統計之判別分析方法所建立的判別模式⁽²⁷⁾：

此模式又依細粒料含量 (FC) 之多寡再細分為三個小模式

模式一：淨砂 ($FC \leq 12\%$) 之判別模式

現地資料之篩選分析所得 47 組淨砂調查資料，進行判別分析得淨砂之判別模式，如下式：

$$V_p = 0.22868(N_1)_{60} - 4.22419 \ln\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) - 10.31333 - C(P) \dots\dots\dots (2-12a)$$

其誤差機率函數 $C(P)$ ，如下式：

$$C(P) = 1.8479 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P) - 0.29419 \dots\dots\dots (2-12b)$$

若誤差機率 P 取 0.05 則

$$V_p = 0.2289(N_1)_{60} - 4.22419 \ln\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) - 11.2809 \dots\dots\dots (2-12c)$$

模式二：泥砂 ($FC > 12\%$) 之判別模式

經篩選分析所得 57 組泥砂調查資料，進行判別分析得泥砂之判別模式，如下式：

$$V_p = 0.13336(N_1)_{60} - 1.87629 \ln \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) - 4.35956 - C(P) \dots (2-13a)$$

其誤差機率函數 $C(P)$ ，如下式：

$$C(P) = 0.93363 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P) - 0.21792 \dots (2-13b)$$

若誤差機率 P 取 0.05，則

$$V_p = 0.1334(N_1)_{60} - 1.8763 \ln \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) - 5.2276 \dots (2-13c)$$

模式三：淨砂 / 泥砂 ($FC \leq 12\%$ & $FC > 12\%$) 之判別模式

經篩選分所得 111 組淨砂 / 泥砂調查資料，進行判別分析
得淨砂 / 泥砂之判別模式，如下式：

$$V_p = 0.14684(N_1)_{60} - 2.48958 \ln \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) - 5.81104 - C(P) \dots (2-14a)$$

其誤差機率函數 $C(P)$ ，如下式：

$$C(P) = 0.95794 \operatorname{erf}^{-1}(1-2P) - 0.22941 \dots (2-14b)$$

若誤差機率 P 取 0.05，則

$$V_p = 0.14684(N_1)_{60} - 2.48958 \ln \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) - 0.88477 \dots (2-14c)$$

此模式中

FC ：表土壤篩分析時，通過 200 號篩之細粒料含量自百分比。

P ：表誤差機率

$(N_1)_{60}$ ：表修正至落錘能量為 60% 之正規化標準貫入試驗之貫入值
，其計算式如下：

$$(N_1)_{60} = N_m N_1 = N_m C_n N = N_m \sqrt[1]{\frac{1}{\sigma'_0}} \cdot N \dots (2-15)$$

上式中

N_1 ：修正至有效覆土壓力為 1 kg / cm^2 之正規化貫入

C_n ：有效覆土壓力之修正係數

N ：標準貫入試驗值

σ'_0 ：有效覆土壓力， kg / cm^2

N_m : 落錘能量之修正係數

τ : 表土層因地震作用引起的平均剪應力, 本模式所採用之反覆剪應力比 τ/σ'_0 之計算公式依據 seed 等人⁽²⁸⁾ 之方法, 公式係, 如下:

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.65 \frac{r_d}{r_m} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \dots\dots\dots(2-16)$$

其中

a_{max} : 地表最大水平加速度, g

g : 重力加速度, m/sec^2

r_d : 應力折減因數

r_m : 地震規模修正係數

此判別模式在使用上, 建議誤差機率 P 取 0.05 (即有 95% 之正判機率), 若 $V_p < 0$, 表該地點易發生液化, 若 $V_p \geq 0$, 表該地點不易發生液化。

(B) 以最小錯誤分類法所建立之判別模⁽²⁹⁾

利用「樣本辨識」概念所發展之「最小錯誤分類法, 來建立標準貫入試驗值與土壤抗液化強度之理想關係, 在應用上加入「安全邊際」之觀念, 將液化/非液化之分界線由理想分界線降低一個標準偏差, 此界線極接近液化資料的臨界值, 為液化評估較合理又安全的分界線, 此模式仍依細粒料含量 (FC) 的多寡分為三個小模式如下:

模式一: 淨砂 ($FC \leq 12\%$) 之關係模式

$$V_p = 0.8285 \cdot \exp[-2.3558 + 0.0488(N_1)_{60}] - \frac{\tau}{\sigma'_0} \dots\dots\dots(2-17)$$

模式二: 泥砂 ($FC > 12\%$) 之關係模式

$$V_p = 0.7379 \cdot \exp[-1.9285 + 0.01111(N_1)_{60} + 0.00171(N_1)_{60}^2] - \left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) \dots\dots\dots(2-18)$$

模式三: 淨砂/泥砂之關係模式

$$V_p = 0.7325 \cdot \exp[-1.9665 + 0.0159(N_1)_{60} + 0.000825(N_1)_{60}^2] - \left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) \dots\dots\dots(2-19)$$

(C) 以邏輯迴歸分析法所建立的判別模式⁽³⁰⁾

利用邏輯迴歸之分析方法，建立以 CPT 之錐端阻抗估算土壤液化機率之迴歸模式。其中有關土壤液化之特性，以無因次之反復應力比 (τ/σ'_0) 與錐端阻抗 (q_c) 兩參數表示，地震引致現地土層之反復應力比 (τ/σ'_0) 計算乃根據 Tokimatsu & Yoshimi(1983) 所推導之公式：

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1(M-1) \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} (1-0.015z) \dots\dots\dots (2-20a)$$

$$SR = \frac{\tau}{\sigma'_0} \dots\dots\dots (2-20b)$$

其中： τ ：地震引致土層之相當剪應力， kg/cm^2

σ'_0 ：最初有效覆土壓力， kg/cm^2

σ_0 ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2

M ：芮氏地震規模

g ：重力加速度， m/sec^2

$a_{\max}$ ：地表最大水平加速度， g

Z ：土層深度， m

SR ：反復應力比， (τ/σ'_0)

而荷式錐貫入試驗(CPT)之錐端阻抗 q_c 值，因受有效覆土壓力之影響，以 Baldi et al.(1982) 方法修正，至有效覆土壓力為 $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ，以正規化之錐端阻抗(q_{c1})表示

$$q_{c1} = C_1 \cdot q_c = \left(\frac{1.7 \cdot q_c}{\sigma'_0 + 0.7} \right) \dots\dots\dots (2-21a)$$

其中， C_1 ：有效覆土壓力之修正係數

q_{c1} ：修正至有效覆土壓力為 $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 之正規化錐端阻抗， kg/cm^2

q_c ：錐端阻抗， kg/cm^2

由於土壤平均粒徑 D_{50} 之大小亦影響其抗液化強度，續再以 Shibata & Teparakasa(1988) 方法將 q_{c1} 加以修正為式(2-21b)：

$$q_{c2} = C_2 \cdot q_{c1} \dots (2-21b)$$

當 $D_{50} < 0.25\text{mm}$ 時， $C_2 = 0.25/D_{50}$

當 $D_{50} \geq 0.25\text{mm}$ 時， $C_2 = 1.0$

其中， q_{c2} : 經有效覆土壓力與平均粒徑修正之正規代錐端阻抗，
 kg/cm^2

C_2 : 平均粒徑之修正係數

D_{50} : 平均粒徑， mm

若以液化機率 $P_l = 0.5$ 為判別液化與非液化之分界，可得邏輯迴歸模式如表 2-2 所示：

表 2-2 液化機率各種邏輯迴歸模式之比較

模 式	土 壤 分 類	邏 輯 之 迴 歸 式
$q_{c1} \sim \ln(\text{SR})$	純淨砂 ($D_{50} \geq 0.25\text{mm}$)	$Q_L = 26.32 + 6.6391 \ln(\text{SR}) - 0.1260 q_{c1}$
	沉泥質砂 ($D_{50} < 0.25\text{mm}$)	$Q_L = 6.3547 + 1.0645 \ln(\text{SR}) - 0.05378 q_{c1}$
	沉泥質砂至純淨砂	$Q_L = 6.288 + 1.089 \ln(\text{SR}) - 0.04237 q_{c1}$
$q_{c2} \sim \ln(\text{SR})$	純淨砂 ($D_{50} \geq 0.25\text{mm}$)	$Q_L = 26.32 + 6.6391 \ln(\text{SR}) - 0.1260 q_{c2}$
	沉泥質砂 ($D_{50} < 0.25\text{mm}$)	$Q_L = 9.816 + 2.5104 \ln(\text{SR}) - 0.03803 q_{c2}$
	沉泥質砂至純淨砂	$Q_L = 14.028 + 4.1731 \ln(\text{SR}) - 0.05255 q_{c2}$

表中 $\text{SR} = \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)$ ，推算結果若 $Q_L \geq 0$ 表示該地點易發生液化；若 $Q_L < 0$ ，則表示該地點不易發生液化。

(二) 試驗分析法

相關經驗法對地震強度包括地震規模、地表加速度，雖有估算，惟對地震持續時間未加詳細考慮，且標準貫入值為本法關鍵因素，但在地質鑽探時貫入值側定常由於人為因素發生差錯，為使土壤液化潛能評估更確實可靠，實有以較精密之試驗分析法校核之必要。本方法係根據現地土樣之試驗分析，研判其液化潛能，包含兩部份：其一為推算地震所引致之土層剪應力，其二為分析現地代表性土壤試體發生液化時之剪應力，兩者比較以研判土層液化之可潛能，如圖 2-8 所示。試驗分析法首由 H.B.Seed 及 Kenneth L. Lee 於 1966 至 1967 年提出採用動力三軸進行試驗，其後對土層應力分析及土壤試驗分析又經

Seed、Castro等學者研究改進，簡述步驟如下：

1. 土層狀況調查分析，包含土壤顆粒狀況，相對密度，側向土壓力係數 K_0 ，過壓密比(OCR)及岩盤深度等。

2. 地震分析，選定試驗地區之代表性地震，包括地震規模及地震加速度歷程(Time history of acceleration)。

3. 土層反應分析(Ground responses analysis)，分析預期地震引致之土層剪應力歷程(time history of shear stress)，可根據1972年 Schnabel, Lysmer 及 Seed 所設計之電腦程式SHEAKE分析。

4. 轉換土層剪應力歷程為一等量均勻剪應力(Equivalent uniform cyclic stress) τ_{av} 及其反覆作用次數 N_{eq} ，等量均勻剪應力採最大剪應力之65%，即 $\tau_{av} = 0.65 \tau_{max}$ ，其反覆作用次數按1975年Seed建議之加權法(Weighting Procedure)或其統計圖，如圖2-9分析評估之。另地震引致之各土層平均剪應力 τ_{av} 可使用公式(2-6)或電腦程式SHAKE來推算。

5. 以動力三軸儀(Cyclic triaxial testing system)就現地代表性土壤試體作試驗分析，在有效周圍壓應力 σ'_0 下($\sigma'_3 = \sigma'_0$ 即考慮 $K_0=1$ 情況)以不同軸差應力，重覆試驗獲致 N_{eq} 次數，發生液化之軸差應力亦即土壤之最大抵抗剪應力(Cyclic deviator stress)。

試驗用之土壤試體有採不擾動及重塑者兩種，因砂性土壤採取不擾動試樣發生困難，以使用重塑試體為宜，重塑方法採實降。(Pluvial compaction method)及濕搗(Moist tamping method)法兩種進行。

動力三軸試樣之破壞面與現地情況之水平面情況不盡相同，抵抗剪力亦互異，須加修正，Seed建議之修正式如下：

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_0}\right)_{field} = Cr \left(\frac{\sigma_{de}}{2\sigma'_3}\right)_{triaxial} \dots\dots\dots (式 2-22)$$

修正係數 Cr 與土壤過壓密比(OCR)或側向土壓力係數(K_0)，多向震動作用等因素有關，其值由

至

$$\begin{aligned} Cr &= 0.57 (K_0=0.4 \text{ 或 } OCR=1) \\ Cr &= 0.9 \sim 1 (K_0=1 \text{ 或 } OCR=6 \sim 8) \end{aligned}$$

6. 比較上述 4. 及 5. 兩步驟之剪應力，計算土壤液化之安全係素(SF) 安全係素(SF) $a = \tau / \tau_{av}$ 。

在進行液化分析時若是採用第一類經驗方法，將較簡易而迅速，但由於到目前為止，液化分析中仍存有很多未能確定或定量之因素，故在時間及經費許可之情況下，亦宜同時採用第二類分析方法，以能比較其分析結果。此外，不論是採用何種方法，亦需對該法之弱點加以留意。在第一類方法中，最需留意的就是 N 值的問題，根據近期美國的研究顯示，在美國本土以繫索架法進行標準貫入試驗時，由於操作手、錘具、繩索繞圈數等之不同，落錘傳至鑽桿之能量，分佈在理論能量(4,200 呎/磅)的 30% 到 80% 之間，最大差異幾近三倍，由於 N 值與能量之乘積，在 N 值介乎 5 到 50 時為一定值，則 N 值之差異亦與所用能量之差異相同，故現場取得 N 值時所用之能量，最好亦能一併加以量測以為分析液化時之用，美國 ASTM 亦醞釀將能量測定列為規範，以將標貫入試驗真正「標準」化。在施行第二類方法時，最需注意的就是不擾動試體之取得及試體試驗時之正確性，在現場鑽取薄管土樣時，必須留意取樣器與取樣方法，務使試體受擾動之情況減至最輕，而在試驗室進行試驗前，土樣之準備工作亦需小心留意，務使所測試之試體為最能代表現場土壤之試體 (21)。

參、分析工具－專家系統

一、專家系統之定義

目前，人工智慧 (Artificial Intelligence) 的發展領域內，專家系統 (Expert System) 可說是應用最廣泛也最具商業價值的一支。若要瞭解專家系統，應先探明何謂人工智慧。Rich⁽³¹⁾ 簡要地定義人工智慧為一門「研究如何使電腦所做的能和人類一樣好」的科學。人工智慧的技術是以符號處理 (Symbolic Processing) 為核心，基本的技術包括搜尋 (Search)、型配 (Pattern Matching)、知識表示 (Knowledge Representation)、及推論 (Inference) 等。相關的應用領域則包括專家系統、機器人、自然語言處理、機器視覺、程式製作自動化、機器翻譯、語音辨認及機器學習等，如圖 3-1 所示。早期人工智慧的研究是希望能建立一些方法以解決各種不同類型的問題，但後來領悟到這種一般性問題的解決太過複雜而很難做到。因此，將研究的範圍縮小於專門領域問題的解決，最後終於發展出具有實用價值的專家系統⁽³²⁾。

專家系統是由專業知識與電腦科技兩者結合發展而成，可形容為一個強化知識 (Knowledge-intensive) 的電腦軟體，其發展目標乃在於使該軟體能扮演專家的角色，比如能夠代替醫生從事疾病診斷，或者取代化學研究學者發現化學結構式等這種專業性系統就稱為專家系統。因此，專家系統就是能夠替代專家從事各種諮詢及服務的系統，也因此專家系統又可稱為諮詢系統⁽³³⁾ (consultation-system)，而其定義及特色各學者專家均有不同的詮釋，歸納各種看法，可發現「專家系統就是一種藉所貯存的專家智慧，以推理的過程來解決專業問題的電腦系統」，其特色大致如下⁽³²⁾：

1. 能處理現實生活中特定領域的複雜問題，且具有專家的水準及高度的效能。
2. 其運作基本上在於知識表示與推理方式的策略應用，而其知識往往是專家的經驗和判斷而非全用理論證明的。
3. 有一套合理的推理及解釋規則。
4. 大部份都具有能夠處理定義不完整和不精確知識的能力。

二、專家系統之需求

今日電腦的應用已非常普遍，由於具備對大量資料快速存取及快速計算的能力，電腦已深入各行各業且獲得許多成功的應用。但是現實環境中仍存在許多的變數甚為複雜的問題，如疾病的診斷與處方，作業的排程與規劃等，都不容易以傳統的電腦工作模式來解決，仍須依賴該領域的專家以其豐富的學養與經驗來處理問題。然而，一位專家的養成，常須長年累月的培育，且養成後，也常因調動退休等因素，導致所累積的經驗知識有流失之虞，若要將知識經驗以文獻保存或傳授給新人，也須耗費大量時日。面對這些問題，專家系統乃是一個可行的解決方案。

三、專家系統之架構

專家系統的主要架構包含知識庫、推理機置、工作記憶區三大部份，而完整的架構尚須包含人機介面及操作之人，即知識擷取介面和使用此介面的領域專家與知識工程師，以及使用者介面與使用者⁽³⁴⁾，如圖 3-2 所示。

1. 知識庫 (Knowledge Base)

知識庫是專家系統內部用來儲存領域專家經驗知識的地方，知識工程師依照專家系統本身所規定的格式，將領域專家的知識輸入而儲存於知識庫內。

2. 推理機置 (Inference Mechanism)

推理機置是專家系統內執行推理的單元，它會依據知識庫內所儲存的知識，去修改並增加工作記憶區內的資料，再利用這些資訊繼續推論，直到問題解決或無法再做進一步的推論為止。

3. 工作記憶區 (Working Memory)

專家系統在執行時，專家的經驗知識是儲存在知識庫內，而經由諮詢所建立的資料以及推論過程中所產生的新知識，均暫時儲存在系統內的工作記憶區裡面，這些內容會隨著推論的進行而改變，而且系

統中止使用後，這些資料可能會全部消失。

4. 知識擷取介面 (Knowledge Acquisition Interface)

專家系統可透過知識擷取介面，向外界取得知識，存入知識庫內。而知識的來源通常為領域專家所提供，經由知識工程師編輯成專家系統可接受的知識表現格式，再輸入知識庫中。

5. 使用者介面 (User Interface)

使用者介面是使用者和專家系統溝通的介面。大部份的系統皆設計出交談式的使用者介面，方便使用者輸入資訊、諮詢問題，系統並透過該介面提供問題的解釋。

四、專家系統如何運作：

專家系統的運作方式如下⁽³⁴⁾：

1. 將領域專家的知識，以專家系統所能存取，理解，與推論的表現方式，儲存在專家系統的知識庫內。
2. 使用者在使用此系統時，通常是透過使用文字、圖形、聲音等和專家系統進行交談，即專家系統扮演人類領域專家的角色，和使用者之間以一問一答的方式進行交談，以輸入需要的資料。
3. 專家系統利用邏輯推理的原則，配合知識庫內的知識導出適當的解答。

從上述的運作方式可知，在建立專家系統的過程中，有三個主要課題：

1. 知識擷取 (Knowledge acquisition)：將專家的知識擷取出來。知識擷取方法分成：人際溝通式，人機交談式，機器學習式三種。
2. 知識表現 (Knowledge representation)：將擷取出來的知識轉變成專家系統所能處理的型式，存入知識庫。目前最常用的知識表現方式為法則 (Rule)，框架 (Frame)，邏輯 (Logic)，物體 (Object) 等。
3. 知識推論 (Knowledge inference)：建立適合解決問題的推理機構，以控制推理過程。目前最常用的知識推論方式為前向推理，後向推理，繼承推理等。

以目前專家系統的發展趨勢來看，知識擷取是最困難的一個課題，甚至有所謂知識擷取是專家系統“發展瓶頸”的說法。原因在於傳統上，知識擷取均利用交談法，即由知識工程師及專家一起對所要解決之問題加以討論與分析，逐步將知識萃取出來。然而通常專家不易把他們的知識法則說明清楚，讓知識工程師完全了解，造成知識擷取耗時費力，又常參雜許多誤解，使取得之知識法則品質未能滿足需求。

五、專家系統之建構工具

建構一個應用程式的基本工具是程式語言，而專家系統也是一種應用程式，因此，建構專家系統的基本工具也是程式語言。一般的高階語言如 C、PASCAL、FORTRAN 等或低階組合語言皆可用來建構專家系統，但此類語言擅長處理數值計算，對於須要處理符號推理的專家系統較不適用，因此，擅長處理符號字串的 LISP 語言，或本身語法即為推理方式的 Prolog 語言，為較適用的專家系統建構語言。

利用程式語言來發展專家系統，雖然可建構自己的推論模式及知識結構，但因專家系統常具高度的複雜性，如果要從最基本的程式語言逐步發展出一可用的成熟系統，不僅費時耗日，也不符合經濟效益。因此，某些學術機構與私人公司便使用程式語言或其它工具開發了一些專家系統建構工具，提供予發展者來使用。而這些建構工具大約可分成二類，即

1. 建構外殼(Shell)：

建構外殼是一種小型的專家系統發展軟體，功能有限，通常只具簡單的知識表示能力、推理能力及人機介面，使用這類工具只需建構知識庫，因此易學易用，可在短期內建立一個雛型系統。但因推論機、解釋系統、工作記憶區等工作已被設定，在建構專家系統時發展者的自主權很受限制。因此在選用外殼工具時，必須依所欲處理的問題性質審慎評選。

2. 建構環境(Environment)

建構環境是一種大型的專家系統發展軟體，功能比建構外殼強大，通常提供多樣化的知識表示能力、推論方法及人機介面，建構發展較具彈性，可應用於不同性質的問題領域，發展者的自主權也很

大，但須較長時間的學習才能靈活運用。建構環境的性質介於建構外殼與建構語言之間，通常也使用在較大型的電腦上。

六、類神經網路式專家系統

以類神經網路 (Artificial Neural Network) 來作為專家系統的架構，可使系統具備有學習能力。這一種資訊外理系統乃是科學家模仿生物神經網路而研發出來的一種資訊處理技術，生物神經網路是由許多個神經細胞 (Neuron) —— 或稱神經元 —— 所組成，圖 3-3 是一個生物神經元的模型⁽³⁵⁾ (Howard 等 1988) 在人腦中約有 1000 億個神經元 N (Neuron)，每個神經元約有 1000 根輸入及輸出之連結 (Connection)，輸入的結構呈樹枝狀的組織束稱為樹突 (Dendrite)，可以透過突觸 (Synapse)，而其它神經元輸入訊號。神經元的輸出也是透過類似的纖維束，稱為軸索 (Axon) 傳送到其它神經元，當一個神經元被輸入的訊號所激發時，神經元會產生一串脈衝列 (Pulse) 延著軸索傳遞，若是激發是在興奮突觸 (Excitatory synapse)，則會增加脈衝列的速率 (Pulse rate)，若是激發是在抑制突觸 (Inhibitory synapse)，則會減少脈衝列的速率，因此脈衝列的速率是同時取決於輸入信號的強弱與突觸的強度 (Strength)。

圖 3-4 是一個人工神經元模型⁽³⁵⁾ (Artificial neuron) (Howard 等 1988, Hecht-Nielsen 1988, Maren 1989)。這些人工神經元又稱為處理單元 (processing unit)，每一個處理單元的輸出以扇狀送出，成為其它許多處理單元的輸入。處理單元其輸出值與輸入值的關係式，一般可用輸入值的加權乘積和之函數來表示：

$$Y_j = f(\sum W_{ij} \cdot X_i) \dots \dots \dots (3-1)$$

其中

Y_j = 模仿生物神經元的模型的輸出訊號。

f = 模仿生物神經元的模型的轉換函數 (transfer function)，是一個用以將從其它處理單元輸入的輸入值之加權乘積和，轉換成處理單元輸出值的數學公式。

W_{ij} = 模仿生物神經元的模型的突觸強度。

X_i = 模仿生物神經元的模型的輸入訊號。

介於處理單元間的訊號傳遞路徑稱為連結 (Connection)，每一個連結上有一個數值的加權值 W_{ij} ，用以表元第 i 處理單元對第 j 個處理單元之影響強度。

一個類神經網路是由許多個人工神經元與其連結所組成，並且可以組成各種網路模式 (Network model)，或稱網路典範 (Network paradigm)。其中以倒傳遞網路 (Back-propagation network, 簡稱 BPN) 應用最為普遍。一個 BPN (如圖 3-5 所示) 包含許多層，每一層包含若干個處理單元，輸入層處理單元用以輸入外在環境的訊息，輸出層處理單元用以輸出訊息給外在環境，此外，一個層狀類神經網路經常包含若干層隱藏層 (Hidden layer)，隱藏層的存在提供類神經網路表現處理單元間的交互作用，與問題的內在結構的能力。通常每一層處理單元均有連結與相鄰層的處理單元連接⁽³⁶⁾。

類神經網路可說是一種範例式歸納學習模式⁽³⁴⁾ 其學習方式乃是從一組已分類的特殊性訓練範例中，加以普遍化，導出普遍性的知識法則，最常見的處理方式，是先依據某一特定觀念，將相關資料整理成兩類訓練範例，即正範例 (Positive examples) 及反範例 (Negative examples)，再從這兩類範例中導出一個敘述，這個敘述必需涵蓋所有正範例，但不包括任何反範例。顯然，如果這個敘述太普遍化 (Generalized) 雖然可以涵蓋所有正範例，但也包括許多反範例；反之，如果這個敘述太過特殊化 (Specialized)，則雖然可以排除所有反範例，但也遺漏許多正範例。因此，歸納學習的重點即：如何應用普遍化與特殊化的運作，從敘述空間中取得到適當的敘述，以涵蓋所有正範例，並排除所有反範例。圖 3-6 顯示一個具歸納學習能力的專家系統架構，此架構比傳統的專家系統架構多出二個部份：

1. 範例庫 (Example Base): 用以儲存問題之已有解答的案例。
2. 學習機置 (Learning Mechanism): 執行學習的機置，即將範例庫案例加以消化，導出知識，存入知識庫。

目前著名的類神經網路模式不下數十種，大約可分成四類⁽³⁶⁾：

1. 監督式學習網路 (Supervised learning network)

從問題領域中取得訓練範例 (有輸入變數值，也有輸出變數)，

並從中學習輸入變數與輸出變數的內在對映規則，以應用於新的案例（只有輸入變數值，而需推論輸出變數值的應用）。

2. 無監督式學習網路(Unsupervised learning network)

從問題領域中取得訓練範例（只有輸入變數值），並從中學習範例的內在聚類規則，以應用於新的案例（有輸入變數值，而需推論它與那些訓練範例屬同一聚類的應用）。

3. 聯想式學習網路(Associate learning network)

從問題領域中取得訓練範（狀態變數值），並從中學習範例的內在記憶規則，以應用於新的案例（只有不完整的狀態變數值，而需推論其完整的狀態變數值的應用）。

4. 最適化應用網路(Optimization application network)

類神經網路除了「學習」應用外，還有一類特殊應用—最適化應用；對一問題決定其設計變數值，使其在滿足設計限制下，使設計目標達最佳狀態的應用。設計應用與排程應用屬之。此類應用的網路架構大都與聯想式學習網路的架構相似。

七、使用專家系統的優缺點⁽³⁷⁾

使用專家系統應有以下優點：

1. 專家系統是現有可得的非人類專家。當某一領域內的專家相當少而難得，或領域內因專家退休而有人事斷層虞慮時，利用專家系統留下某一領域內的專門知識相當有利。
2. 處理問題一致性。專家系統建立後可摒除人類專家在處理問題時，易受外在環境因素及體能等之影響，而在處理問題上有一致性的結果。
3. 專家系統內可包含許多人類專家的知識，而它的推理法則易於了解及接受。

專家系統雖有上述的優點，但是在發展上仍有以下的問題：

1. 選擇及定義一個適當的領域來發展相關系統是專家系統發展上所面臨的第一個大問題。
2. 所設計之專家系統，使用者是否可以接受？使用者是否信賴電腦推理的結果？人類是否因工作權受到侵害而排斥電腦？這些問題尚待解決。

3. 人類在解決問題中遭遇無數的不確定因素，電腦在處理這方面上更顯不足及不成熟。
4. 專家系統在發展上，受到人類專家的排斥，甚至使用者輸入超出系統所能處理的範圍時，而限制了專家系統的發展。
5. 專家系統所面臨最嚴重的問題是如何正確及廣泛獲得領域專家的知識以轉換成知識庫系統。

八、專家系統在大地工程方面之應用⁽³²⁾

專家系統在大地工程方面可應用之範圍很廣，且正不斷的擴大發展中，現僅將目前可應用之範圍，整理說明如表 3-1 所示。但截至目前為止，專家系統在大地工程方面之研發使用並不多，較著名者如下所示：

1. "CONE" 是以 OPS-5 專家系統建構工具（亦有人稱 OPS-5 為語言）發展出來的系統，主要用途是利用圓錐貫入試驗的結果進行土壤分類並估算土壤的強度參數。
2. "PILE" 是用 LISP 語言寫成幫助使用者選擇基樁種類的專家系統。
3. "RETWALL" 是以專家系統建構工具發展出來做為選擇擋土結構專家系統。
4. "SOILCON" 是利用 M.I. 專家系統建構工具所發展出來，其根據結構物的特性以及已有的土層資料，來規劃需要進行的工地調查。

在國內，目前亦有針對建築管理⁽³⁸⁾、隧道施工應用⁽³⁹⁾、基樁損壞研判⁽⁴⁰⁾、土壤分層分類⁽⁴¹⁾、土壤改良方法之規劃、斜坡穩定性評估 等方面之研究。

表 3-1 專家系統在大地工程方面可應用之範圍⁽³²⁾

應用範圍	範 例 說 明
1. 分類	土壤分類及分層
2. 設計	基礎結構設計
3. 診斷	破壞原因診斷
4. 解釋	設計規範之解釋
5. 監督	基礎開挖安全監督、施工進度監督
6. 規劃	工址調查之規劃 土壤改良方法之規劃
7. 評估	施工安全評估、地震風險評估、地質鑽探資料之評估、邊坡穩定性之評估、液化潛能評估
8. 教學	學校教學、新進人員訓練
9. 選擇	基礎型式選擇、擋土結構選擇

肆、 分析討論

一、可行性評估

目前專家意統的技術，尚未達到完全成熟的階段。在此狀況下，土壤液化的研判分析，是否適合採用專家系統的方式來建構判別模式，以及開發所需的成本及可能達到的效益，都須謹慎地來評估。對專家系統方案是否可行，通常可分四個主題來評估，即(1)問題適全性，(2)技術可行性，(3)環境支持性，(4)效益可用性，各個主題的評估項目如表4-1⁽³⁴⁾所示，每一項目均依問題的影響程度付予一個加權值，該值的範圍在+1至+10之間，評估者可依現階段所擁有的資料及需求，對每一評估項目提供一個確信值，確信值的範圍在-10至+10之間，再依下列加權平均公式計算其評估值：

$$\text{評估值} = \frac{\sum (\text{第} i \text{項確信值}) \cdot (\text{第} i \text{項加權值})}{\sum (\text{第} i \text{項加權值})} \dots\dots\dots(4-1)$$

• 評估值 = [-10， +10] 間之整數，評估值越大，表示專家系統專案可行性越高(參考表4-2)。

確信值 = [-10， +10] 間整數，-10表絕對否定，+10表絕對肯定。

加權值 = [1~10] 間整數，加權值越大，表示越大，表示越重要，各項評估項目之加權值如表4-1所示。

以計算所得之評估值，參照評估結果分等表(如表4-2所示)，可得

表4-2 評估結果分等⁽³⁴⁾

評估值	專案可行性
-10~-7	非常不可行
-7~-4	不可行
-4~-2	可能不可行
-2~+2	無法判定
+2~+4	可能可行
+4~+7	可行
+7~+10	非常可行

表 4-1 專家系統專案評估項目加權值 (34)

問題適合性評估	加 權 值
1. 問題的達成目標與成功之定義是明確的。	8
2. 問題的解決，使用專家系統是很有價值的。	10
3. 問題的解決方法，使用專家系統是適合的。	10
4. 問題的解決所需之知識是權威的，可靠的，穩定的。	5
5. 問題有許多資料與個案可供應用。	3
6. 問題的的解決過程中，所需的殊入資料是最容易取得的。	5
7. 問題的複雜程度適中，使用專家系統是適合的。	8
技術可行性評估	加 權 值
1. 問題有充份的知識源。	10
2. 有適當的知識擷取方法，可以獲取此問題的知識。	6
3. 有適當的知識推理方法，可以處理此問題的知識。	8
4. 有適當的知識表現方法，可以表達此問題的知識。	8
5. 有適當的軟體工具可以解決此問題。	6
6. 有適當的硬體設備可以解決問題。	6
7. 系統測試工作有系統開發者與業主皆同意的標準可循。	5
8. 問題已有相似問題用專家系統成功解決的案例。	5
環境支持性評估	加 權 值
1. 使用者支持用專家系統解決此問題。	10
2. 領域專家支持用專家系統解決此問題。	8
3. 管理階層支持用專家系統解決此問題。	6
4. 建立此專家系統不會引起敏感的人際關係問題。	6
5. 業主給予專案充份的授權。	5
6. 業主給予專案充份的時間。	6
7. 業主給予專案充份的經費。	8
效益可用性評估	加 權 值
1. 開發專家系統解決此種問題有很高的效益成本比。	10
2. 開發專家系統解決此種問題所需成本在容許範圍內。	6
3. 開發專家系統解決此種問題有相當的成功機率。	8

表 4-3 液化分析專家系統專案評估項目確信值

問題適合性評估	確信值
1. 問題的達成目標與成功之定義是明確的。	+5
2. 問題的解決，使用專家系統是很有價值的。	+3
3. 問題的解決方法，使用專家系統是適合的。	+2
4. 問題的解決所需之知識是權威的，可靠的，穩定的。	+5
5. 問題有許多資料與個案可供應用。	+2
6. 問題的解決過程中，所需的輸入資料是容易取得的。	+2
7. 問題的複雜程度適中，使用專家系統是適合的。	+5
技術可行性評估	確信值
1. 問題有充份的知識源。	+2
2. 有適當的知識擷取方法，可以獲取此問題的知識。	0
3. 有適當的知識推理方法，可以處理此問題的知識。	+2
4. 有適當的知識表現方法，可以處理此問題的知識。	0
5. 有適當的硬體工具可以解決此問題。	+2
6. 有適當的硬體設備可以解決此問題。	+5
7. 系統測試工作有系統開發者與業主皆同意的標準可循。	0
8. 問題已有相似問題用專家系統成功解決的案例。	+5
環境支持性評估	確信值
1. 使用者支持用專家系統解決此問題。	+10
2. 領域專家支持用專家系統解決此問題。	0
3. 管理階層支持用專家系統解決上問題。	+1
4. 建立此專家系統不會引起敏感的人際關係問題。	+10
5. 業主給予專案充份的授權。	+10
6. 業主給予專案充份的時間。	-5
7. 業主給予專案充份的經費。	+5
效益可用性評估	確信值
1. 開發專家系統解決此種問題有很高的效期成本比。	+2
2. 開發專家系統解決此種問題所需成本在容許範圍內。	+5
3. 開發專家系統解決此種問題有相當的成功機率。	+2

知該方案之可能性程度。

專家系統是否適用在液化問題的分析上？本計劃在研究初期對液化專家系統之可行性曾做評估，針對各評估項目給予的確信如表 4-3 所示，確信值與加權值的乘積總合為 +556，各項加權值的總合為 176，相除之後得到評估值為 +3，評估結果為可能可行。

二、建構工具

本研究採用 NeuralWorks Professional II /plus(簡稱 NW2) 來建構液化分析系統，NeuralWorks Professional II/Plus 是一套類神經網路建構工具，適合用來發展實際的應用，也適合用來發展新穎的網路。它的特色包括⁽³⁵⁾：

1. 多樣的網路模式：

提供多種著名的類神經網路模式，使用者只要透過功能表即可產生所需的網路，適合用以快速發展實際的應用。

2. 效率的發展環境：

提供多種稱為「儀表」(Instrument)的繪圖視窗，可在螢幕上以圖形方式顯示網路學習過程中誤差及連結加權值等之變化情形，以及「修剪」(Purge)網路連結等功能，使用者可藉此有效率地改進網路品質，達到發展最有效率地網路的目的。

3. 開放網路 IO:

除了可用檔案與鍵盤作網路 I/O 外，還提供更具威力的「使用者輸出入程式」(User IO Program)方式作網路 I/O，可作前處理 (Pre-process)，後處理 (Post-process)，傳遞訊息給使用者控制程式 (User Control Program)，從儀器入資料，讀寫到輸出入埠等，使用者可選寫應用 C 程式，連結它所提供的 C 程式庫，達到這些目的。

4. 實用的系統整合：

提供介面將網路轉換成標準 C 語言程式能力，以便將網路嵌入應用系統中。

5. 豐富的應用實例：

在國內外工商界／學術界已有很多個成功應用案例。

NeuralWorks Professional II/Plus 的架構如圖 4-1 所示。

用 Neural Works Professional II/Plus 建立網路的基本步驟如圖 4-2 所示，分述如下⁽³⁵⁾：

1. 建立網路：用以設定網路的網路種類、層數、處理單元數、網路連接，以及網路參數，包括
 - a. 控制策略 (Control Strategy): 控制網路學習／回想程序，即網路的演算法。
 - b. 學習／回想時間表 (L/R Schedule): 控制學習過程中，學習參數的變化過程。
 - c. 網路風格 (Display Sheet): 控制網路的表現，如顏色，尺度等。
 - d. 最小最大表 (MinMax Table): 儲存訓練檔／測試檔各資料的最小值與最大值，以便將資料規格化 (scaling)。
2. 設定儀表：用以設定監視網路學習過程的繪圖視窗。
3. 設定網路 IO：用以設定網路輸出入，如訓練範例來源等。
4. 網路初始化：用以將網路連結加權值初始化為隨機亂數。
5. 網路學習：用以將學習案例交由網路學習，調整網路連結加權值。
6. 網路測試：用以將測試案例交由網路測試，探討網路精確性。

三、雛型系統之建構

(一) 資料收集整理

本計劃收集國內外液化發生地區地震及土壤相關資料，經過篩選後，共整理出數據較為完整的 227 筆液化／非液化資料，依據 Neural Works Professional II /Plus 的需求列成範例，範例分正反兩型，正範例指液化資料，計有 78 筆；反範例指非液化資料，計有 149 筆。全部 227 筆資料劃分為訓練範例及測試範例兩部份，其中訓練範例 123 筆，含正範例 48 筆，反範例 75 筆；測試範例有 104 筆，含正範例 30 筆，反範例 74 筆。

(二) 資料表現

資料須表現成建構工具能接受的樣式，如此才能進入資料之學習程序以建構模式，NeuralWorks Professional II /plus 所接受的資料須分為輸入及輸出兩部份，輸入部通常指事件成因，輸出部份通常指事件結果。本計劃所整理出的每筆範例，包含八項輸入變數及兩項輸出變數，如下所述：

(1) 輸入變數：

1. 地震規模 (Megnitude): 採用目前世界通用的芮氏地震規模 M 。
2. 礫石含量 (Gravel contents): 依據 ASTM 規定，指土壤作篩分析時，未通過 4 號篩 (4.75mm) 之顆粒含量。
3. 砂土含量 (Somd contents): 依據 ASTM 規定，指土壤作篩分析時，通過 4 號篩但未通過 200 號篩 (0.075mm) 之顆粒含量。
4. 沉泥含量 (Silt contentts): 依據 ASTM 規定土壤粒徑介於 0.074mm 到 0.005mm 之顆粒含量。
5. 粘土含量 (Clay contents): 依據 ASTM 規定，土壤粒徑小於 0.005mm 之顆粒含量。
6. 地下水位 (Water level): 地下水位距地表面的距離，單位為公尺。
7. 土層深度 (Depth): 試驗位置距地表面的距離，單位為公尺。
8. 標準貫入試驗值 (SPT-N): 採用未經修正的標準貫入試驗錘擊數。

以上八項變數都採用實數數值變數，單神經元編碼，共需八個神經元。

(2) 輸出變數：

液化預測為分類研判模式，結果可分為兩類，即

1. 液化 (Liquefaction)
2. 非液化 (Non-liquefaction)

輸出變數採用有序分類變數，多神經元編碼，分 2 類，共需 2 個

神經元(或稱處理單元)，編碼方式為：

處理單元 #1= 液化

處理單元 #2= 非液化

而輸出表示方式如下：

處理單元	#1	#2
發生液化	1.0	0.0
不發生液化	0.0	1.0

輸入之八項變數皆為非模糊性變數，全部以真實數據來表示；而輸出之變為模糊性變數，具有表達程度輕重之意味，0.0表最輕微，1.0表最嚴重。

(三)網路建立

在 NeuralWorks Professional II /plus 的網路選用建議順序中⁽³⁵⁾，無論是數值型問題或分類型問題，都優先建議選用倒傳遞網路(Back-Propagation Network，簡稱BPN)，本計劃也嘗試採用倒傳遞網路來建構雛型系統。

如何建立倒遞網路？首先，啟動建構工具NW2，按滑鼠右鍵，隨即出現主功能表，再以滑鼠左鍵點選InstaNet(典範網路)項，此時會出現一個對話盒，如圖4-3所示，其中必須設定的參數包括：

- (1) 層數(Layer): 分 Input(輸入層)，Hid1(第一隱藏層)，Hid2(第二隱藏層)，Hid3(第三隱藏層)及 Output(輸出層)。若不選用某一叢，只要在該層的#PE(處理單元數目)欄內填註0即可。
- (2) 每層處理單元數目(#PE): 輸入層與輸出層之處理單元整目即為問題的輸出入變數數量。隱藏層通常只選一層，其處理單元數目一般建議與輸入單元數目相同。本研究 Input=8，Hid1=8，Hid2=0，Hid3=0，Output=2
- (3) 學習速率(LCoef): 學習速率每層不同，分成 Hid1、Hid2、Hid3、

Output 等四層學習速率。通常學習速率初始值在 0.1~1.0 範圍之間，若遇「數值型」問題，則適宜用較大的學習速率:1~10。

慣性因子 (Momentum): 慣性因子通常界定在 0.0~0.9 之間，內定值為 0.4。

遞減間隔 (1st Trans. Pt.): 用以控制學習速率的遞減間隔，當學習速率在學習計數 (Learn count, 每學一個範例一次，學習計數加一)，達到此間隔的 1, 3, 7, 15, 31 倍時會減小。

遞減比率 (LCoef Ratio): 用以控制學習速率的遞減比率。

上述之學習參數，本研究全部選用內定值如下：

	LCoef	Mometum
		0.400
Hid1	0.300	1st Trans. Pt.
Hid2	0.250	10000
Hid3	0.200	LCoef Ratio
Output	0.150	0.500

(4) 學習法則 (Learning rule): 有六種可選：

- Delta-Rule (每學習一個範例，網路連結加權值更新一次)
- Norm-Cum-Delta-Rule (學習範例之累計數量每達到一個週期之倍數，網路連結加權值即更新一次)
- Ext DBD
- QuickProp
- MaxProp
- Delta-Bar-Delta

本研究選用 Delta-Rule

(5) 轉換函數 (Transfer function): 有四種可選：

- 線性 (Linear) 函數
- 雙彎曲 (Sigmoid) 函數
- Tanh 函數
- Sin 函數

各函數之曲線圖形及界定範圍圖如圖 4-4 所示，本研究選用雙彎曲 Sigmoid 函數。

- (6) 學習 / 測試檔案 (Learning/Testing file): 選擇學習範例與測試範例檔名。本研究學習範例檔名為 LQ1_TRA.NNA，測試範例檔名為 LQ1_TES.NNA。著目前之窗無法呈現所需之檔名，則可經由主功能表選擇 File/Current Directory 去更換現行目錄。
- (7) 其它可以設定的參數 (位於左下的檢查箱): 通常會選 MinMax Table 與 Bipolar Inputs 二項 (這也是內定者)，其餘檢查箱較少用。本研就全部採用內定值，即選 MinMax Table 與 Bipolar Inputs 二項。
- (8) 邏輯投影網路 (Logicon Projection Network) 檢查箱: 如果選用之則將產生特殊倒傳遞網路: Logicon Prokjection Network (LPN)，此種網路對一些傳統倒傳遞網路不能解的問題能有效解之，選用後會產生二次對話盒，含一些特殊參數，可按 Enter 選擇內定值。LPN 係在傳統倒傳遞網路不能解時選用之，本研究未選用。
- (9) 由檔案設定週期 (Set Epoch From File) 作用鍵:
週期 (epoch) 之功用有二: (a) 控制儀儀繪圖的週期，越大繪圖週期越久。 (b) 控制 Norm-Cum-Delta-Rule 學習過程中累積範例數。若選用此作用鍵，則週期將設為學習範例檔案之範例數，本研究選用此作用鍵。各參數設定完後，用滑鼠左鍵點選確定鈕 (OK Buttom)，將產生一個「儀儀」選用對話盒，包括四種儀儀：
 - a. 均方根 (RMS): 期望輸出與網路輸出之差的均方根，用以判定收斂，通常必選此儀儀。
 - b. 加權值直方圖 (Weight Histogram): 用以判定連結加權值之變化，與處理單元「飽和」問題。
 - c. 混亂矩陣 (Confusion Matrix): 類似統計散佈圖，每個輸出單元會有一對應混亂矩陣，橫軸代表目標輸出值，縱軸代表推論輸出值，方塊大小代表落在該區的範例之數

目，理想狀態是大塊呈 45 度角分佈，代表範例的目標輸出值同推論輸出值。圖上數字意義類似相關係數，1 表完全正相關，0 表不相關，通常此數字會在執行過程中由 0 遞增至一穩定數值，數值型問題宜選用本儀表。

- d. 分類率矩陣 (Classification Rate): 一個具 N 個輸出單元的網路具有一個 $N \times N$ 的分類率矩陣，矩陣每縱行代表一種分類之各推論分類比率，1.00 表完全正判，理想狀態是矩陣內 45 度角上各元素值接近 1.00，通常此數字會在執行過程中由小遞增至一穩定數值，分類型問題宜選用本儀表。

液化分析為分類型問題，因此本研究採用均方根、加權值直方圖及分類率矩陣三種儀表。儀表設定完後，再選 OK 作用鍵，結束網路建立參數之設定。

(四) 網路輸出入設定

從 NW2 之主功能表選擇 IO/Parameters，會開啓一個對話盒，如圖 4-5 所示，其中必須設定的參數包括：

(1) Lrn 與 Rcl/Test 部份：

收音機鍵：■ Keyboard：以鍵盤作輸入。

■ User IO：以使用者輸出入程式作輸入。

■ File Seq：以檔案作輸入，且依序入每個範例。

■ File Rand：以檔案作輸入，且隨機讀入每個範例。

按照既有之內定鍵，本研究 Lrn 選 File Rand，鍵 Rcl/Test 選 File Seq. 鍵

檢查箱：■ Binary：選擇 Binary 檔作輸入。

■ Load to RAM：選擇將檔案載入 RAM 中。

此二選擇鈕本研究全部選用，用以加快網路輸出入速度。

(2)Result File 檢查箱：

- Append：選擇將測試結果列在現存 Result File 之末。
- Header：選擇將標頭資訊列在 Result File 中。
- Input：選擇將原始未規格化的輸入／輸出列在 Result File 中。
- Desired O/P：選擇將"期望結果"與"網路結果"併列在 Result File 中。

本研究選用 Desired O/P 鍵。

(3)Select Filenames 部份

捲動窗：捲動選擇檔名。

文字框：直接鍵入檔名。

收音機鍵：■ NNA：選擇將所有 ASCII 檔(附加名 *.nna)列於捲動窗中。

■ NNB：選擇將所有 Binary 檔(附加名 *.nnb)列於捲動窗中。

■ UIO：選擇將所有使用者輸出入程式檔列於捲動窗中。

本研究選用 NNA 鍵。

(4)Epoch Size(週期)文字框：

(a)控制儀表繪圖的週期，越大繪圖週期越久。

(b)控制 Norm-Cum-Delta-Rule 學習過程累積範例數。

一般建議選用「訓練範例」數，本研究之訓練範例數為 123。

(5)Start Field 文字框：檔案中輸入單元輸入值，與輸出單元輸出值各從第幾個變數讀起。本研究輸入變數有八個，輸出變數有二個，故輸入部份須從第一個讀起，輸出部份須從第九個讀起。因此，輸入起始欄鍵入 1，輸出起始欄鍵入 9。

(6)Network Ranges 文字框：在網路中輸入單元輸入值與輸出單元輸出值的規格化範圍。通常建議，選用 Sigmoid 轉換函數時，輸入

單元規格化範圍設定為 0.0~1.0 之間，輸出單元設定為 0.2~0.8 之間。若選用 Tanh 轉換函數時，輸入單元規格化範圍設定為 -1.0~+1.0 之間。輸出單元設定為 -0.8~+.08 之間，本研究因造用 Sigmoid 轉換函數，輸入單元之規格化範圍仍按照上述之建議值。

(7)MinMax Table 捲動窗：選擇 MinMax Table 檔。

(8)Quick Gen 作用鍵：可產生 MinMax Table 檔。

參數設定完後，再選 OK 作用鍵，結束輸出入參數之設定。

(五) 網路學習與測試

網路學習所需讀取的學習範例檔案以及網路測試所需讀取的測試範例檔案，已在選用倒傳遞網路時所產生的對話盒內設過，目前只須啟動學習及測試功能，設定相關收音機鍵，即可進入網路的學習及測試程序，其步驟如下：

(1) 網路初始化：在網路學習之先，須先將網路初始化，只要由主功能表選 Run/Initialize Network 功能項，就會將網路上所有的聯結加權值初始化，使網路得以重新開始學習。

(2) 網路學習：打開主功能表選擇 Run/Learn 後會開啓一個對話盒，其中包含五個收音機鍵，中功能如下：

收音機鍵：■ For: 從學習範例檔學習若干個範例次（在文字框中設定）。

■ One Pass/All: 所有學習範例檔中的範例學習一次。

■ One : 一個學習範例檔中的範例學習一次。

■ Now : 學習從網路直接輸入學習範例。

■ Until : 從學習範例檔學習若干個範例次，直到總次數達到文字框中設定之值。

本研究選 For 收音機鍵，其文字框須鍵入學習次數，一般建議為

100 倍學習範例數。本研究之學習範例有 123 筆，所以鍵入 12300 次，再選 OK 作用鍵，即開始執行學習過程。

(3) 網路測試：當選擇 Run/Test 後會開啓一個對話，盒其中包含三個收音機鍵，功能如下：

收音機鍵：■ For : 從測試範例檔測試若干個範例次 (在文字框中設定)。

■ One Pass/All: 所有測試範例檔中的範例測試一次。

■ One : 一個測試範例檔中的範例測試一次。

本研究選 One Pass/All 收音機鍵，再選 Ok 作用鍵，開始執行測試過程。

(4) 儲存網路：學習及測試完成後，可打開主功能表，選 File/Save As 功能項，鍵入檔名，本就研用之網路檔名為 LQ1_NET.NND，鍵入後再選 OK 作用鍵，完成網路檔案之儲存。此儲存的網路檔案可提供系統執行回想 (Recall) 過程。

(六) 回想應用

範例經過學習測試之後，所產生的網路檔案，可利用系統內的回想功能來研判新的資料，實施步驟如下：

(1) 打開主功能表，選 File/Open，選網路檔案 LQ1_NET.NND，產生網路畫面。

(2) 打開主功能表，選 IO/Parameters，打開對話盒。

在對話盒 (1) 左上角 Rcl/test，選 keyboard

(2) 選 OK 作用鍵。

(3) 打開主功能表，選 Run/Recall，打開對話盒，選 One Pass/All 項，選 OK 作用鍵，開始執行回想過程。

(4) 回到網路畫面，在畫面最下方依序輸入八個輸入變數值 (參照 4-3-2 節之輸入變數)，系統會顯示兩個輸出變數網路值。

(5) 可不斷輸入，如想停止則按 Esc 鍵。

(七) 學習及測試結果

本研究之學習範例，經過 100 倍之學習後，均方根誤差 (RMS error) 由 0.3 降至 0.2 而趨於平緩，另分類率矩陣顯示如下：

0.25	0.85
0.75	0.15

此矩陣表示：倒傳遞網路學習結果對發生液化之正判率有 75%，誤判率有 25%；而對不發生液化之正判率有 85%，誤判率有 15%。平均之正判率為 80%。

而測試範例之全部範例經過一次測試之後，分類率矩陣顯示如下：

0.40	0.91
0.60	0.09

此矩陣表示：網路測試結果對發生液化之正判率有 60%，誤判率有 40%；而對不發生液化之正判有率 91%，誤判率有 9%。平均之正判率為 75%。

伍、結論及建議

綜合上述的分析討論，本研究有以下幾點結論和建議：

1. 本計劃在研究初期進行可行性評估，獲知此一研究計劃為可能可行之方案（見 4-1 節），爾後運用所整理出的 227 筆液化 / 非液化範例，建構了一套雛型系統，此結果顯示，建構液化分析類神經網路式專家系統為一可行之方案，值得再深入研究以發展出一套具實用價值的系統。
2. 本研究之訓練範例經網路學習後，分類率為 80%，其中液化之正判率為 75%，非液化之正判率為 85%；而測試範例經測試後得分類率為 75%，其中液化之正判率僅 60%，非液化之正判率高達 91%。此結果顯示，對非液化的研判成功率極高，對液化的研判成功率反而偏低，造成此結果的原因之一，可能是訓練範例內液化範例的數量偏低，無法與非液化範例的訓練量相抗衡，導致研判的結果易偏向數據較多的一方。改進的辦法乃須收集更多的液化資料，使液化與非液化的範例數量相當，所得的結果會更可靠。
3. 著名的中國大陸液化研判經驗公式 (2-7 式)，對液化的預測有 81% 的成功率，但對非液化的預測只有 65% 的成功率。本研究液化正判率有 60%~75%，非液化的正判率有 85%~91%，在目前試用階段上，此二模式應可相互支援，如液化的預測可大陸經驗公式為主要依據，非液化的預可以本研究模式為主要依據，以求取一較佳的研判結論。
4. 範例檔案的輸入變數有八項，其中七項為影響液化的內在因素，只有地震規模一項為影響液化的外在因素。只用此單項變數實在無法對外來力量的特性作出完善的描述，應進一步收集地震延時及當地加速度等重要資料，整理納入訓練及測試範例中，才能建立起成熟的分析系統。
5. 砂土層在地下水位以上也會發生液化，有些是因上層受一細顆粒的土層所拘限。這一類的知識應如何表現在知識庫上，有待進一步研究解決。
6. 某些範例之變數都很接近，但結論卻相反，這種資訊衝突的問題，很可能是某一關鍵因素沒有被考慮進去。須從基本資料著手，進行

更詳細的分析。

7. 本研究只試用倒傳遞網路來建構分析模式，但分類問題尚有許多優良的網路模式可供建構，如邏輯投影網路(LPN)，學習向量量化網路(LVQ)、機率神經網路(PPN)等，可分別建立各型網路，再按分類率之高低評選出一個最佳網路模式來使用。

參考文獻

- (1) Hazen, A. (1920) "Hydraulic Fill Dams", ASCE Transactions, Vol.83, PP.1713-1745.
- (2) Casagrande, A. (1936) "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", Journal of Boston Society of Civil Engineers, January.
- (3) Seed, H.B. (1976) "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes," State of the Art paper, Liquefaction problems in Geotechnical Engineering, pp. 1-104 and in a paper presented at the ASCE Annual Convention, Philadelphia, Pa., 27 Sep.- 1 Oct.1976.
- (4) 台中港務局 (1981) 「台中港區土壤液化研究初步報告」
- (5) 鄭文隆, 吳偉康 (1985) 「土壤液化之災害型態與現地研判」, 地工技術雜誌, 第九期, PP.90~103.
- (6) Kuribayashi, E. and Tatsuoka, F. (1975) "Brief Review of Liquefaction During Earthquakes in Japan", Soils and Foundations, Vol.15, No.4.
- (7) 何啓誠 (1992) 「土壤液化潛能之評估方法研究」, 中原大學土木工程研究所碩士論文。
- (8) Fiorin, V.A. and P.L.Ivanov, (1979) "Liquefaction of Sands During Earthquakes", Ph.D. Thesis. University of Roorkee, India.
- (9) 吳偉特 (1979) 「台灣地區砂性土壤液化潛能之初步分析」, 土木水利, 第六卷, 第二期。
- (10) Seed, H.B., K.Mori and C.K.Chan, (1977) "Influence of Seismic History on Liquefaction of Sand", ASCE, Vol.103, No.GT4, pp 246-270.
- (11) Mulilis, J.P., H.B.Seed, C.K.Chan, J.K.Mitchell and K. Arulanandan, (1977) "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, PP 1-108.
- (12) Ladd, R.S., (1974) "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.100, No GT10, PP.1180-1184.
- (13) 吳偉特, 陳卓然, 胡德欽, (1984) 「不同程度前期微震與過壓密

對臺灣現場沉積性砂土液化特性之研究」，中國土木水利工程學會七十三年年會論文集，pp 111-135.

- (14) Rocker , K.J. , (1968) " The Liquefaction Behavior of Sands Subjected to Cyclic Loading " , Soils Publication No .221 . M.I.T.
- (15) Sherif , M.A. , I.Ishibashi and C.Tsuchiga , (1977)" Satur- ation Effects on Initial Soil Liquefaction " , Journal of the Geotechnical Engineering Division , ASCE , pp 914-917 .
- (16) Seed , H.B. and W.H.Peacock (1971) " Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics " , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE , Vol.97 , No.SM8 , pp 1099 -1119 .
- (17) Ishihara , k. , M.Sodekawa and Y.Tanaka , (1978) " Effect of Over-consolidation on Liquefaction Characteristics of Sand Containing Fine " , Dynamic Geotechnical Test, ASCE STP 654 , American Society for Testing and Materials , pp 246-264 .
- (18) Mulilis , J.P. ,C.k.Chan and H.B.Seed ,(1975) " The Effect of Method of Sample Preparation Sands ",Report No. EERC 75 -18 , U.C.Berkeley , Earthquake Engineering Research Center , July .
- (19) Castro , G. , J.Poules , (1976) " Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering " , Session on Soil Dynamics Committee of the Geotechnical Engineering Division , ASCE , pp.105-137 .
- (20) Lee, K.L. and H.B. Seed , 1967 " Cyclic stress Conditions Causing Liquefaction of sands " , Journal of Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE , vol. 93 , No. SMI , pp47-70 .
- (21) 郭漢興 (1985) 「判別土壤液化的基本方法及其應用之考慮」，地工技術雜誌，第九期，pp.1168.
- (22) Seed , H.B. and Idriss , I.M.(1971) "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" , Journal of SMFE, ASCE, Vol. 97 , No. SM9 , pp. 1249-1273.
- (23) Seed , H. Bolton , Idriss. I.M. and Aranro.I.(1983) "Evalua- tion of Liquefaction Potential Using Field Performance Data" ,Journal of the Geotechnical Engineering Division,ASCE, Vol. 109, No.3.

- (24) Shi , Zhaoji , (1984) " Formula for Identifying Liquefiability of Clayey Sands " .
- (25) Taiping , Q. , Chenchun , W. Lunian , W. and Hoishan , L. (1980) " Liquefaction Risk Evaluation During Earthquakes " , Proc. of International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering , St.Louis , Vol.1 .
- (26) Schmertmann, J.H. (1976) "Predicting the qc/N Ratio Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test" , University of Florida, October, 1967.
- (27) 賴聖耀 (1990) 「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」 , 中國土木水利工程學刊, 第二卷, 第四期, pp.301-311.
- (28) Seed, H.b, K. Yokimatsu, L.F. Harder, and R.M. Chung (1985)" Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," J. of Geot. Engr., ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425 ~ 1445 .
- (29) 賴聖耀 (1991) 「以最小錯誤分類法統計震災地區土壤坑液化強度與SPT調查結果之關係」 , 土木水利季刊, 第十八卷, 第一期, pp.29-44.
- (30) 賴聖耀, 李豐博, 謝明志, (1989) 「利用荷式錐貫入試驗評估土壤液化機率之邏輯迴歸模式」 , 土木水利季刊, 第十六卷, 第四期, pp.577-591.
- (31) Elaine Rich, (1983) "Artificial Intelligence" .
- (32) 林亦朗 (1991) 「專家系統在深開挖安全監督之研究」 , 國立台灣工業技術學院工程技術研究所碩士論文。
- (33) 歐陽渭城編譯 (1992) 「圖解人工智慧入門」 , 全華科技圖書公司。
- (34) 葉怡成, 郭耀煌, (1995) 「專家系統方法應用與實作」 , 全欣資圖書公司。
- (35) 中網科技公司 (1995) 「類神經網路建構工具 NeuralWorks Professional II plus 中文教材」
- (36) 葉怡成 (1994) 「類神經網路模式實作與應用」 , 儒林圖書有限公司。
- (37) 湛淵源 (1989) 「專家系統在混凝土病變診斷雛型系統之研究」 ,

國立台灣工程技術研究所碩士論文。

- (38) 王明德(1992)「建築管理雛型專家系統之初步研究」，中華民國建築學會。
- (39) 馮世墩，馬昆平，(1993)「專家系統在墜道施工工程之應用」，第四屆專家系統在產業上的應用研討會。
- (40) 葉怡成，徐德修，(1989)「預力混凝土基樁施工時基樁破壞診斷專家系統之研究」，七十八年電子計算機於土木水利工程應用論文研討會。
- (41) 李咸亨，林玉斌，(1989)「專家系統在土層剖面圖之運用研究」，台灣營建研究中心研究報告。
- (42) Neural Ware， Inc. (1993) " Using NeuralWorks " .

附 圖

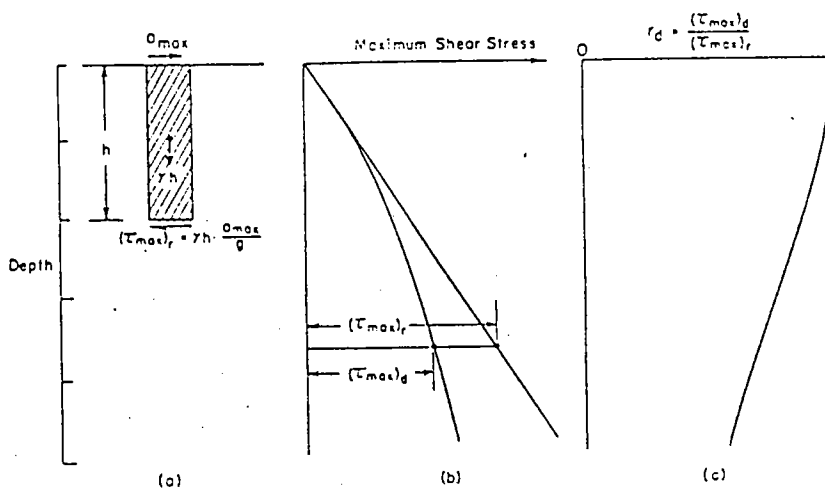


圖 2-1 最大剪應力之決定⁽²²⁾

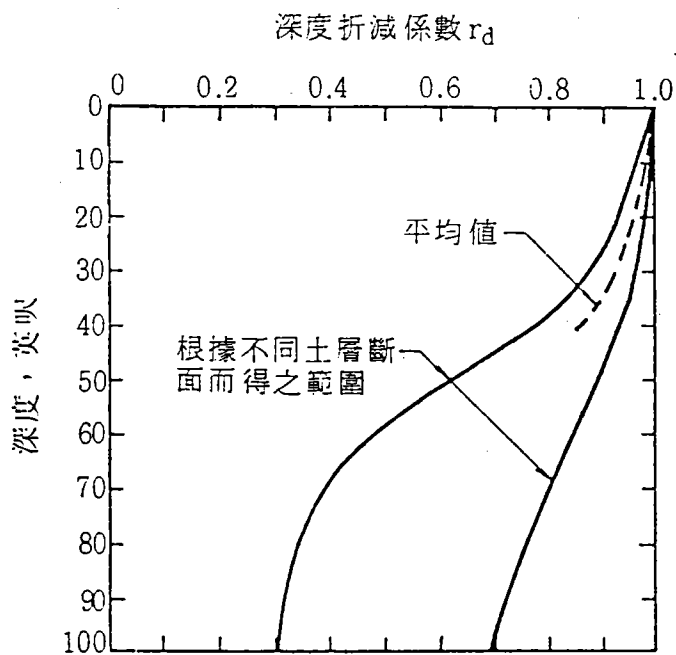


圖 2-2 折減係數 r_d 與深度之關係⁽²²⁾

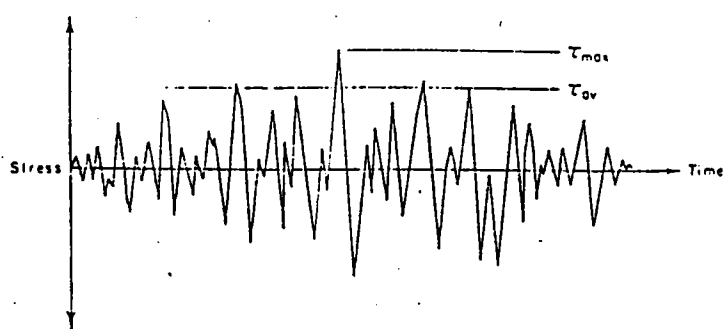


圖 2-3 地震剪應力之時間歷程 (22)

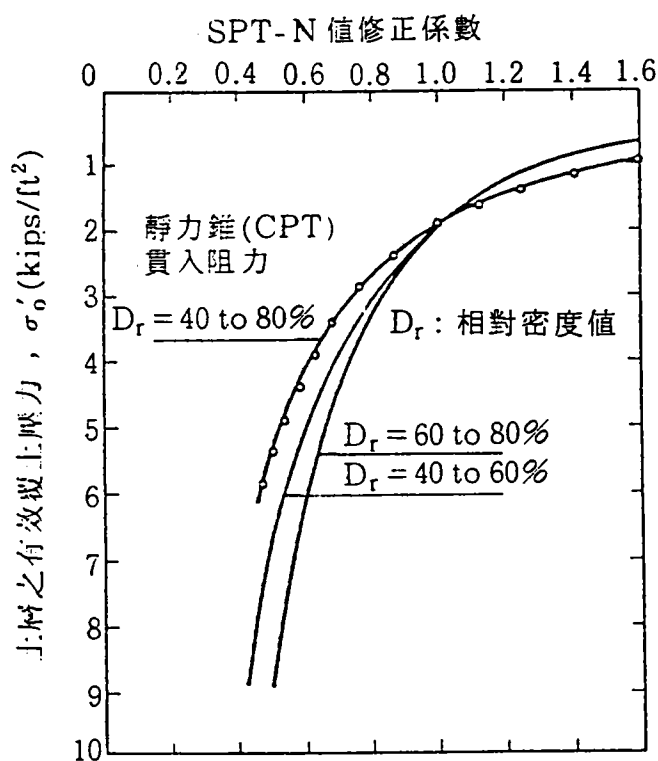


圖 2-4 C_N 與有效覆土壓力之關係 (23)

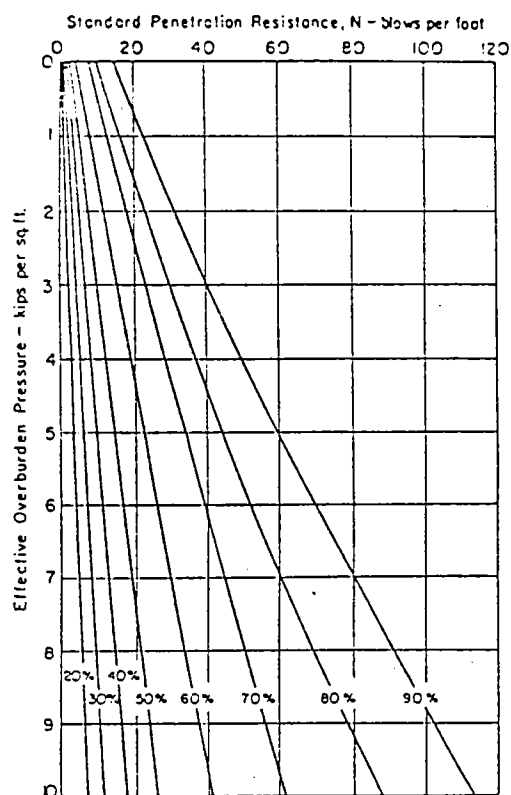


圖 2-5 標準貫入試驗N值,相對密度與有效覆土壓力之關係 (22)

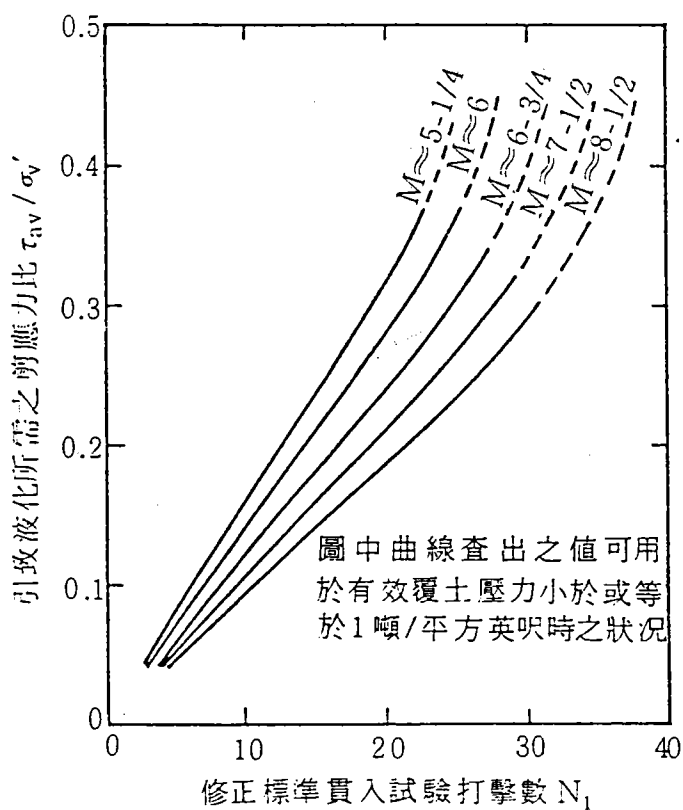


圖 2-6 N_1 與引致液化所需應力比之關係

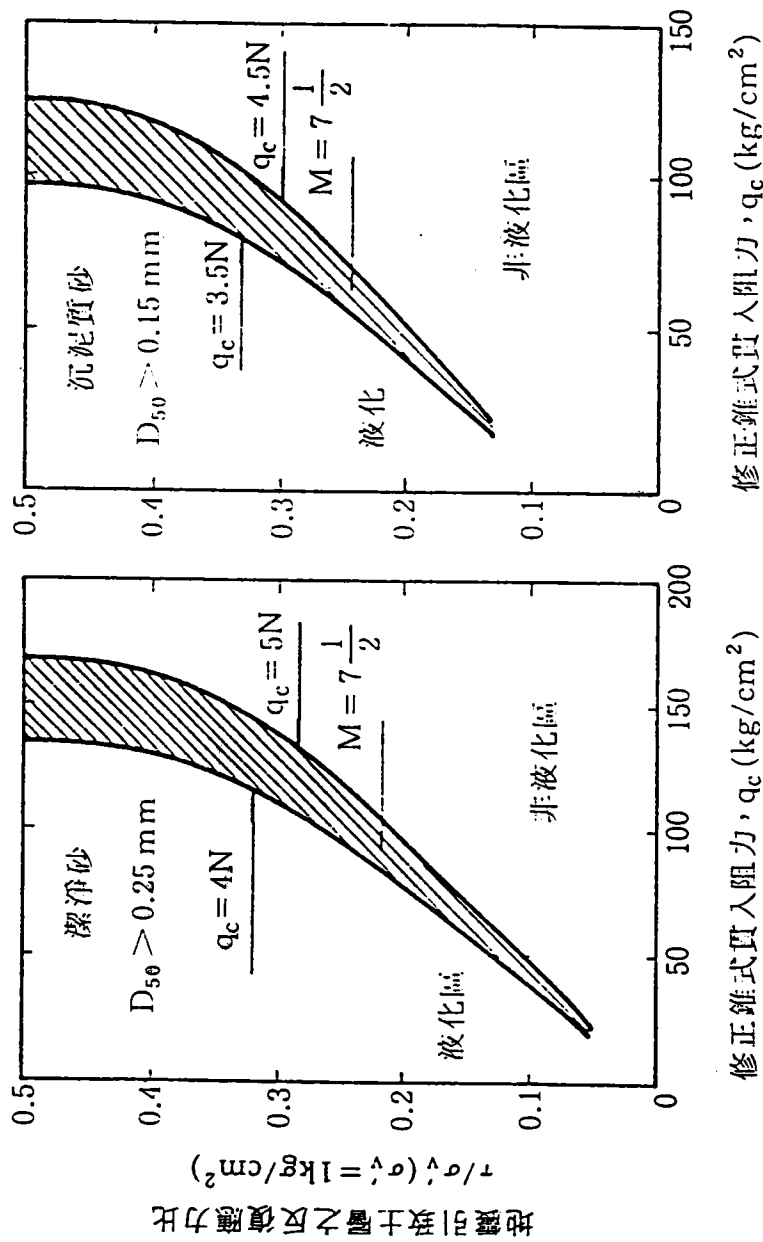


圖 2-7 砂土之液化標準貫入試驗 N 值與荷蘭錐式貫入阻力之關係(20)

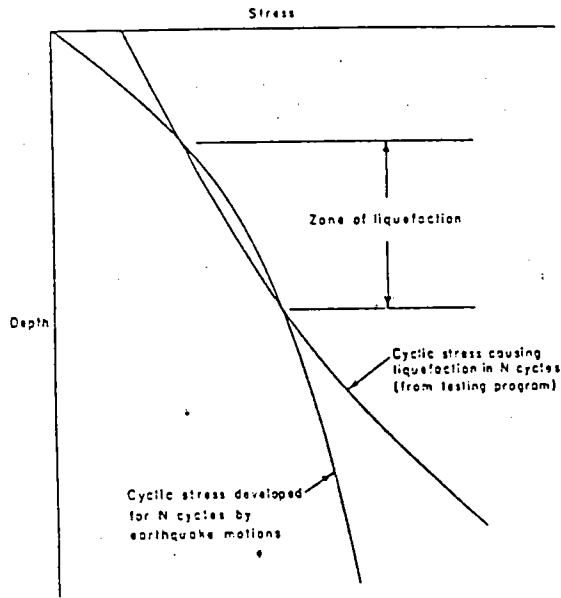


圖 2-8 評估液化潛能之方法 (22)

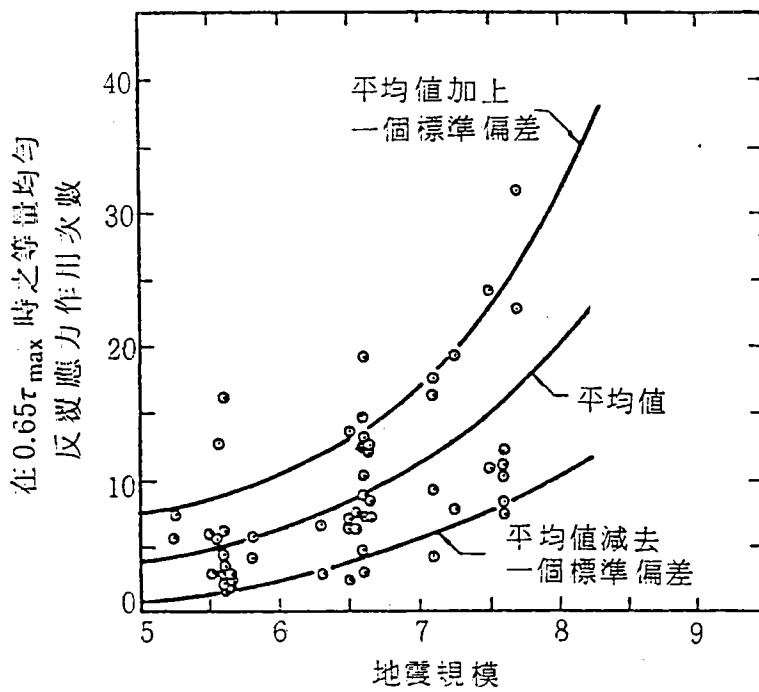


圖 2-9 地震規模與等量均勻週期數之關係

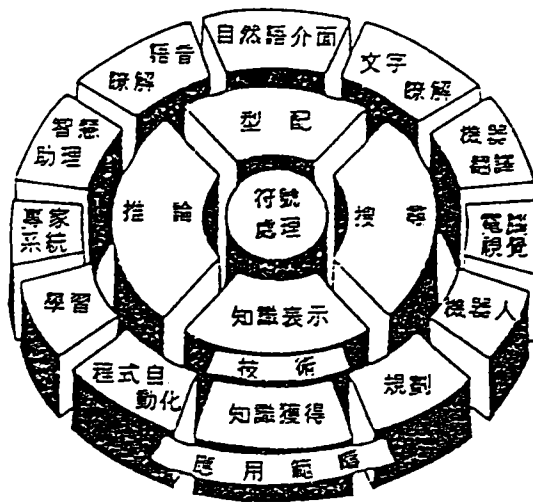


圖 3-1 人工智慧研究組成要素之圖示⁽³²⁾

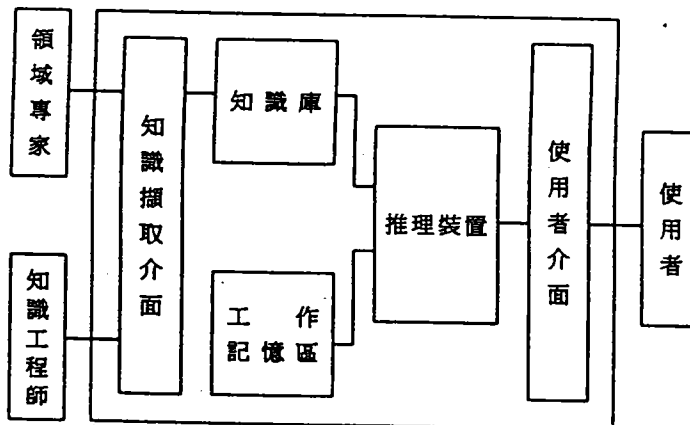


圖 3-2 專家系統架構⁽³⁴⁾

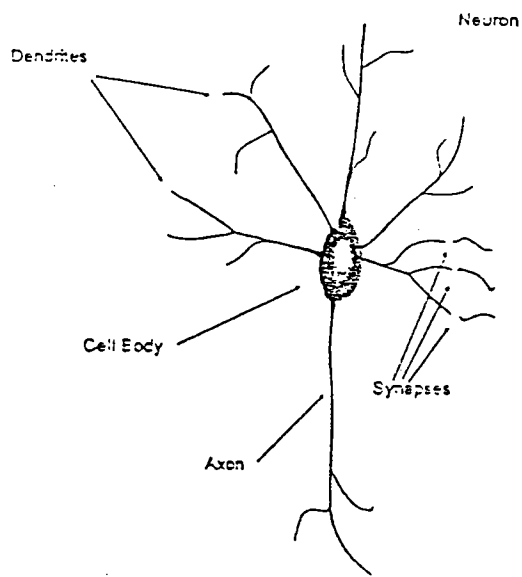


圖 3-3 生物神經元模型 (35)

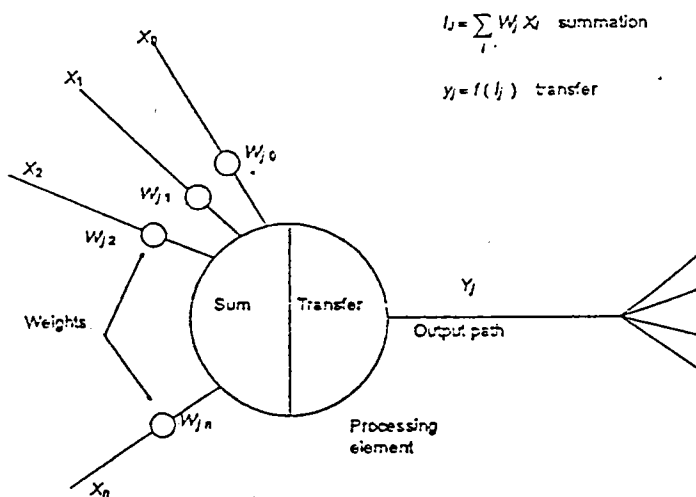


圖 3-4 人工神經元模型 (35)

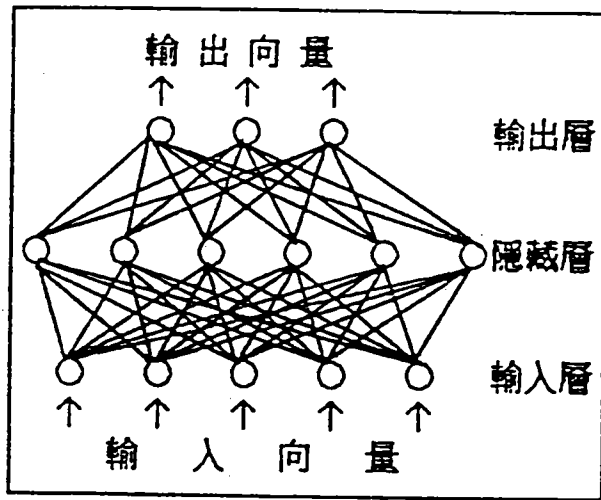


圖 3-5 類神經網路模型：以倒傳遞網路為例⁽³³⁾

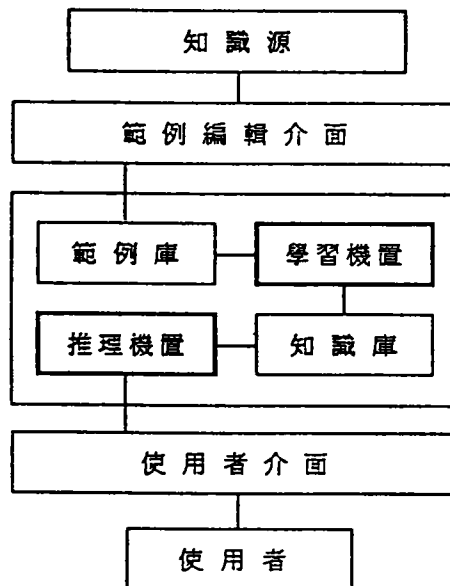


圖 3-6 具歸納學習能力之專家系統架構⁽³⁴⁾

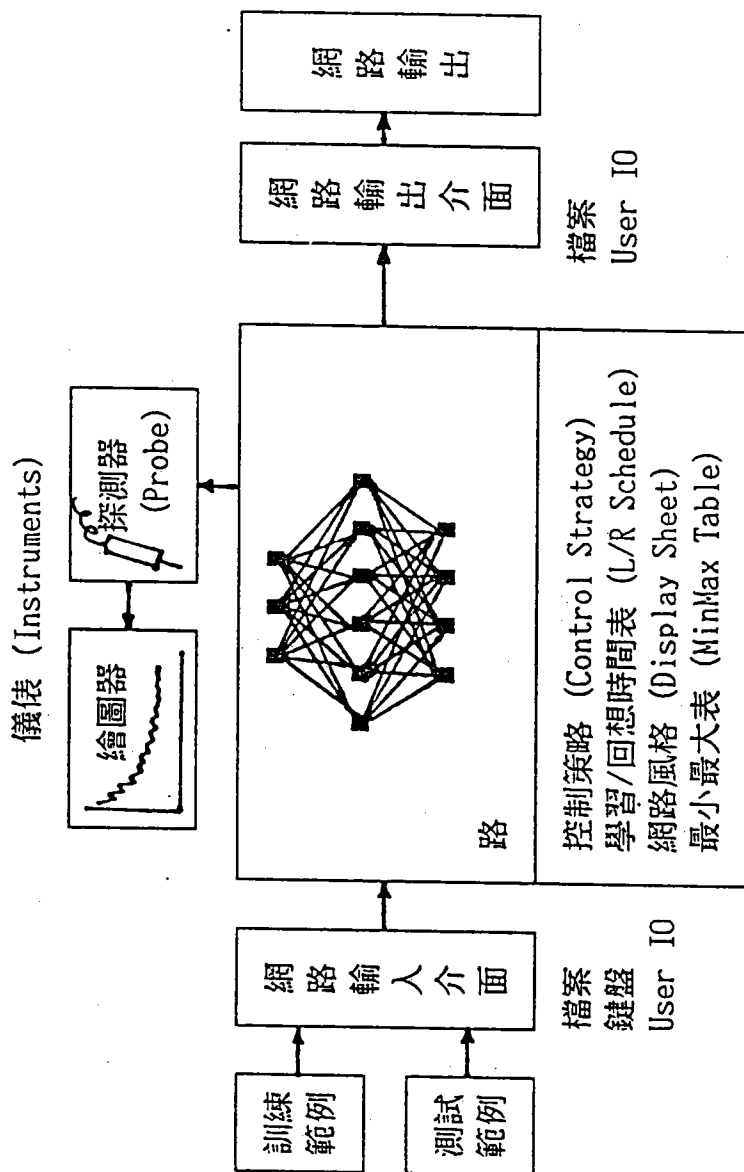


圖 4-1 NeuralWorks Professional II/Plus 架構 (35)

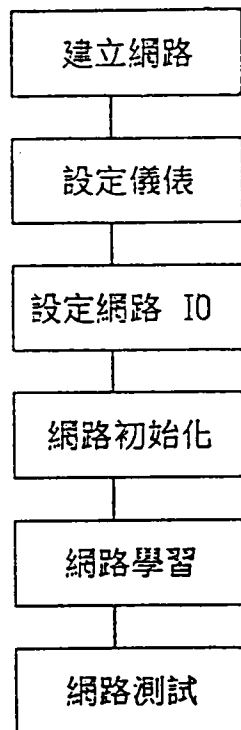


圖 4-2 NeuralWorks Professional II/Plus
建立網路的基本步驟(35)

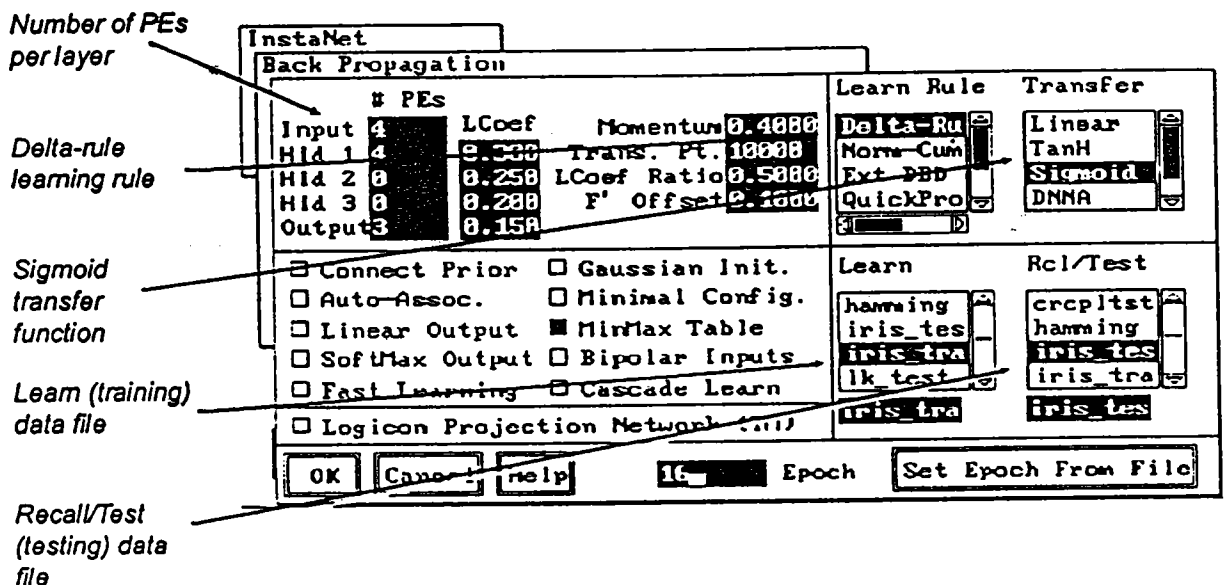


圖 4-3 InstaNet/Back-propagation 對話盒(42)

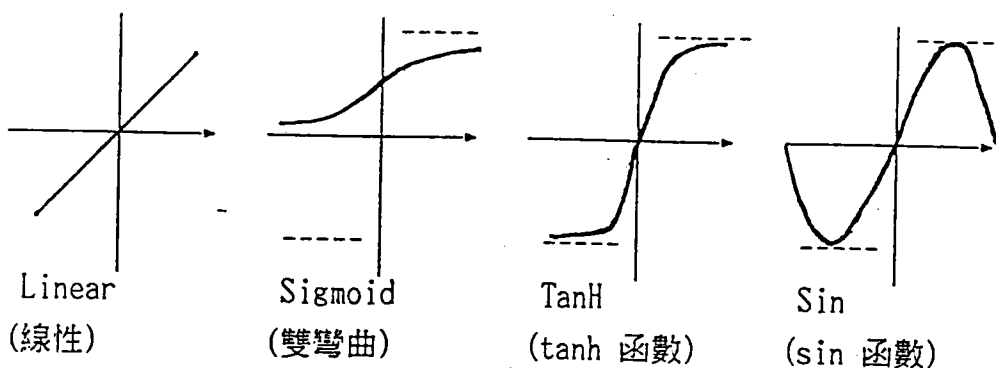


圖 4-4 NeuralWorks Professional II/Plus 內的四種轉換函數 (35)

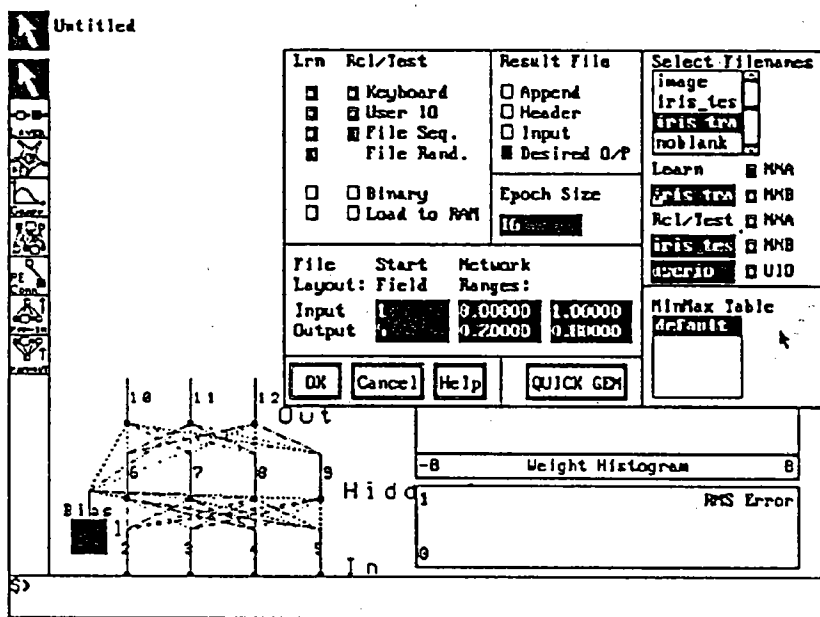


圖 4-5 IO/Parameters 對話盒 (42)

台灣西海岸土壤液化潛能調查研究 期中報告

計劃主持人	陳圭璋
研究人員	蘇吉立
	陳志芳
技術員	陳義松
	張阿平
	李春榮

目 錄

- 一、緒 論
- 二、土壤液化潛能之決定
- 三、以震測錐試驗評估土壤液化潛能
- 四、現地震測錐試驗
- 五、附 圖

一、緒論

台灣位於環太平洋地震帶之西環，大小地震頻繁，地震引致之動態性荷重，對飽和鬆砂性基礎土層，可能引致土壤液化現象，土壤發生液化現象時，地盤承载力頓時減小，其所承载之結構物，可能產生沉陷、傾斜或破壞，地下結構物可能因水壓太高而浮出地面，地底下之砂水混合物可能往上噴出地面，引致地盤下陷，產生裂縫或側移，穿過土壤液化區之管線常因此遭受破壞。每當強烈地震發生時，地下水位較高之沖積砂土層極可能發生液化現象，尤其靠近海邊之地區，該現象更是可能發生。今年初日本阪神大地震，亦造成人工填築海埔地發生土壤液化現象，使神戶商港嚴重受創。

台灣歷年來之地震亦曾有土壤液化之報導，惟均屬局部液化，並未造成大災害，但我們不能因此輕視地震引致土壤液化災害之嚴重性。台灣過去亦曾發生類似阪神地震規模之地震，在1906年之嘉義烈震及1935年新竹台中烈震其規模均超過7級以上，因此我們相信台灣發生大地震之可能性很大，地震災害之預防我們須加以重視。

為避免地震造成重大工程設施之破壞，惟有於工程規畫階段，對工程地址作詳細之調查探測工作，以了解工程地址其基礎發生液化之可能性，而避免將工程結構設於高液化潛能地區，或者將該等土層改良，設法降低其液化潛能，以減少地震時發生土壤液化災害之產生。

目前國內為促進經濟發展，提高國民生活水準，正積極進行六年國家建設計畫，其中多項計畫如西部濱海公路，港灣工程及大型工業區之開發等，均位於台灣西部海岸地區，因此該等地區將成為政府從事重大經濟建設之處，台灣西海岸地區大都屬於沖積砂土層，很多開發區甚至是位於以水力回填築成之海埔新生地上，該等地區地震時發生土壤液化之可能性通常較大。對於海岸地區基礎土層若能有較詳盡之液化潛能資料，對各工程計畫在決定興建地址或評估工程經費將有甚大的助益。

二、土壤液化潛能之決定

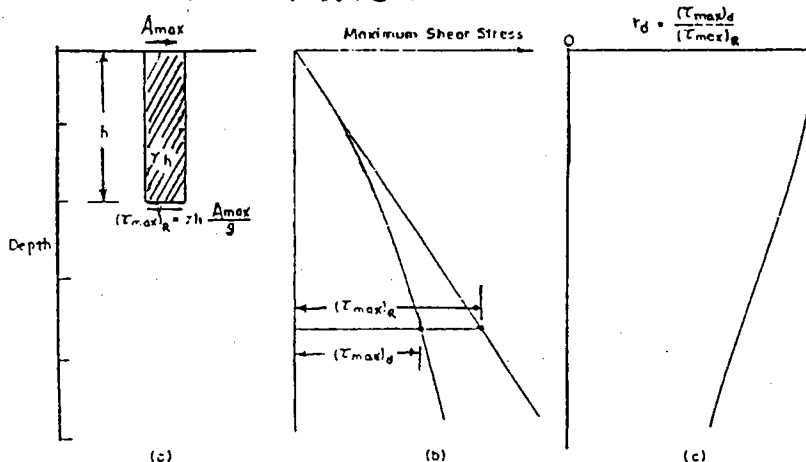
2.1 土壤液化

地震作用時，地盤中之疏鬆砂土層因振動而有體積減小之趨勢，引致其內孔隙水壓力上升，當孔隙水壓上升至與土壤之有效覆土壓力相等，此時土壤顆粒好像浮在水中一樣，稱為土壤液化。

飽和低密度砂土層遭受強大地震，在地震開始瞬間無任何顯著變形，稍後當其內孔隙水壓上升至與有效覆土壓力相等而稱為初始液化時，將驟然發生巨大變形，在後續地震作用下此種變形無限制增加迄地震停止為止。飽和中至高密度砂土層地震作用達到初始液化時產生變形，其變形量雖隨後續剪應力作有限增加，但其本身之膨脹特性將對後續剪應力具變形抵抗力，因之變形最後趨於一穩定值。

2.2 地震剪應力

地震時，各土層所受反復性剪應力，主要係由於岩盤振動時產生之剪應力波向上傳播所引致，各土層之土壤性質若不同，其引致之剪應力亦不相同，目前常用以分析地震引致之剪應力，有簡易手算法及電子計算機分析法兩種，後者分析時須有各地區土層之各種特性係數及強震紀錄作為輸入資料，惟該等資料不易取得，因之本研究將僅以簡易手算法分析各土層之地震剪應力。



DETERMINATION OF MAXIMUM SHEAR STRESS

圖 2-1 最大剪應力之決定

Seed & Idriss 1971 年對地震引致之剪應力提出如下之簡易分析步驟，首先假設柱狀土壤（深度為 H ）為一剛性體，如圖 2-1 所示，其地表之最大加速度若為 $A_{\max}$ ，則地震時所產生之最大剪應力為 $(\tau_{\max})_R = \gamma H/g \cdot A_{\max}$ ，適中 γ 為土壤單位重，但實際上土壤並非一純剛性體，而為一柔性體，因此土層內所產生之剪應力較 $(\tau_{\max})_R$ 為小，真實剪應力 $(\tau_{\max})_D$ 須由剛體剪應力修正而得，通常係以應力折減係數 r_d 來修正它，即 $(\tau_{\max})_D = (\tau_{\max})_R \cdot r_d$ ，應力折減係數 r_d 在地表面時其值為 1，隨深度之增加而變小，但其變化趨勢且因土層性質之不同而有差異，深度愈大時， r_d 值愈分散（如圖 2-2）惟土層深度在 12 公尺以內 r_d 值變化不大，可取其平均值計算，因此土層內引致之真實剪應力 $\tau_{\max} = \gamma H/g \cdot A_{\max} \cdot r_d$ 。地震時實際所產生之剪應力時間歷程 (Time History) 為一不規則性（如圖 2-3）所示，因此必須決定等量均勻之平均剪應力 (Equivalent uniform average shear stress)，根據實驗室獲得之試驗數據顯示，等量均勻之平均剪應力，約為最大剪應力之 65%。

$$\tau_{av} = 0.65 \cdot \frac{\gamma H}{g} A_{\max} \cdot r_d$$

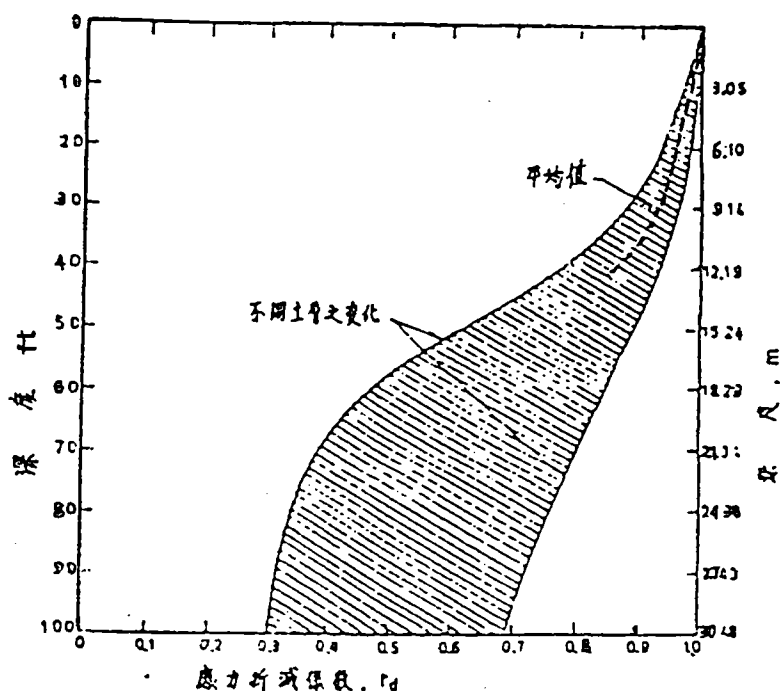


圖 2-2 應力折減係數 r_d 與深度之關係（取自 Seed & Idriss, 1971）

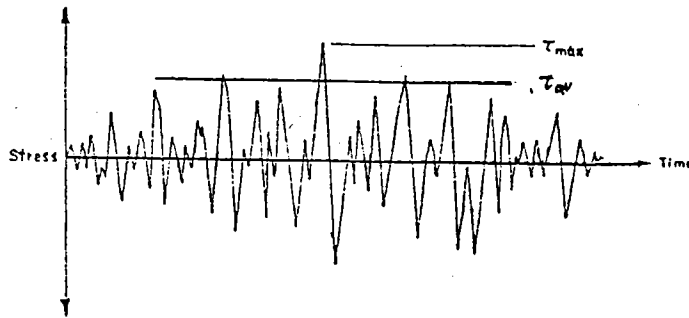


圖 2-3 地震剪應力之時間歷程

2.3 土壤液化強度

在設計地震之反復荷重下發生液化所需之平均反復應力比 τ/σ'_{v0} ，通常稱之為土壤之液化強度，欲決定各土層之土壤液化強度，目前常用之方法有二種，(1) 相關經驗法 (2) 試驗分析法，前者根據現地土層在過去地震作用下之液化行為反應與現地試驗資料 (如 SPT，CPT) 之關係圖來加以求取，圖 2-4 為 SPT-N 值與液化強度之關係圖。試驗分析法則須採取現地不受擾動之土樣送至試驗室進行試驗分析，該方法受現地狀況模擬之真實性，試驗設備系統之可靠性，均勻剪應力之施加不易，不擾動試樣之難以獲取及試驗誤差等多種因素之影響，本研究是採用相關經驗法來決定土壤液化強度。

2.4 土壤液化潛能

根據前述之地震剪應力 τ_{av} 與土壤液化強度 τ ，則可計算土層發生液化之安全因素 SF。

$$SF = \frac{\text{土層之液化強度 } \tau}{\text{地震引致之土層剪應力 } \tau_{av}}$$

當安全因素 SF 小於 1 時，表示該土層在設計地震作用下具有液化潛能，SF 愈小則土層之液化潛能愈大。

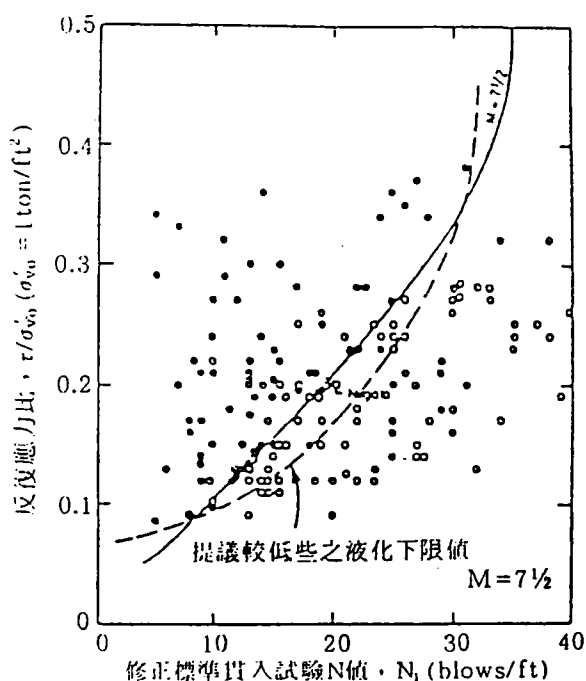


圖 2-4 SPT-N 值與液化強度關係 (取自 Robertson & Campanella, 1985)

三、以震測錐試驗評估土壤液化潛能

本研究採用相關經驗法分析土壤之液化潛能，該法所使用之現地試驗，過去最常用者是標準貫入試驗 SPT-N 值，雖然建立有很多經驗法則，而且其應用情形也不錯，惟該試驗在設備及人員操作上甚難有一致之標準，因之有時造成試驗結果之未具代表性，進而影響液化潛能之評估結果。

荷式錐貫入試驗 CPT 在過去數十年經學者專家之研究發展與改進，使 CPT 由最初僅能量測錐頭阻力 (Cone resistance)，而逐漸演變成能同時量測錐頭阻力、摩擦阻力 (Local friction)、孔隙水壓、垂直度及溫度等之水壓錐 (Piezocone)，利用水壓錐試驗結果詮釋評估土壤液化潛能之方法近年亦逐漸發展成熟，加上 CPT 試驗大都由機械操作，且其設備與試驗過程都有標準規範，因之可將人為之錯誤減至最

低，目前有逐漸取代 SPT 之趨勢。Robertson 等學者為改進水壓錐評估固結性 (Cemented) 砂土或過壓密粘土工程性質之能力，於水壓錐內部增設量測土層剪力波速之波動接收器 (Geophone)，該貫入錐頭我們稱之為震測錐 (Seismic cone) 圖 3-1 為其結構示意圖，而剪力波速亦為一種評估土壤液化潛能之重要參數。

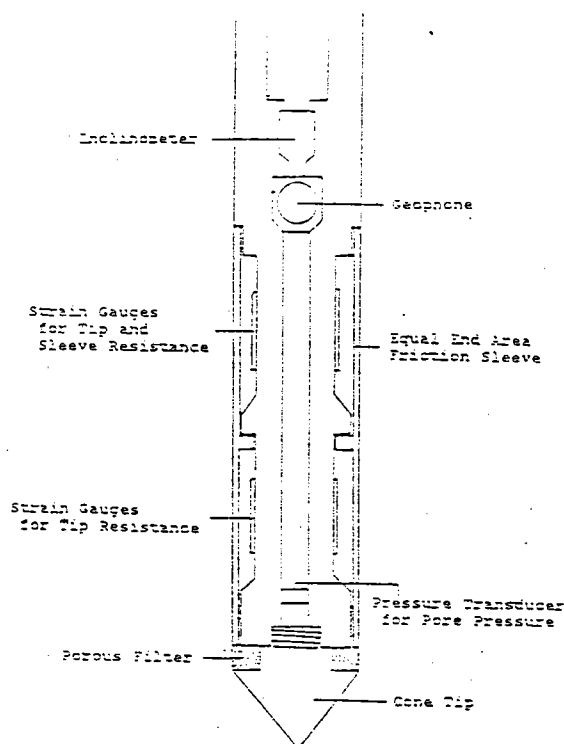


圖 3-1 震測錐結構示意圖

3.1 根據錐頭阻力評估土壤液化潛能

Seed 等多位學者曾建立由 SPT-N 值評估土壤液化潛能之方法，該方法是根據觀察地震前後現地土壤反應行為所訂出 N 值與臨界反復應力比 (CSR) τ_{av}/σ'_0 之關係圖如圖 3-2 所示，圖中 $(N_1)_{60}$ 為現地量測 N 值經正規化成 60% 自由落錘能力之修正值，該圖為根據淨砂土 (Clean sand) 之行為所建立之關係。Seed 研究土壤液化問題時，發現飽和疏鬆砂土承受反復荷重後，孔隙水壓將逐漸增加，當孔隙水壓等於土壤之總應力而達到液化時，會產生無限量之變形，但隨砂土緊密

程度之增加，其液化時之應變量將逐漸變小，亦即僅會引致有限量之變形，在工程規畫階段，若以基礎土層其液化潛能如何來選定結構物地址時，便須視結構物能忍受之變形量而定，只要液化時土層之應變量不超過結構物能忍受之程度，該土層便可視為合適之施設地址。Seed 為便於工程上之應用，於圖 3-2 內更建立一組曲線供研判土層承受反復荷重產生液化時應變量之大小，該圖顯示當淨砂土 ($D_{50}=0.25\text{mm}$) 且 $(N_1)_{60}$ 小於 10~15 時，土壤液化將產生有限之變形量，通常其應變量將小於 20%。

Douglas, Seed, Robertson 等學者於從事研究錐頭阻力 q_c 與 SPT-N 值之關係時，發現各種土壤其 $q_{cl}/(N_1)_{60}$ 比值雖然不同，但同種類之土壤其比值常為定值，且比值是隨土壤顆粒平均粒徑之增大而逐漸增加，其比值之分佈情形如圖 3-3 所示，為工程應用安全起見，Robertson 建議淨砂土其 $q_{cl}/(N_1)_{60}$ 比值選用 5， q_{cl} 為錐頭阻力經有效覆土壓力正規化之數值、 $q_{cl}=q_c \cdot (\sigma'_v)^{-0.5}$ ，Robertson 根據 $q_{cl}/(N_1)_{60}$ 之比值，將圖 3-2 內之橫軸由 $(N_1)_{60}$ ，轉換成 q_{cl} ，因之該圖亦能顯示修正錐頭阻力與臨界反復應力比 (CSR) 之關係，Robertson 認為圖 3-2 僅適於有效覆土壓力小於 1.5kg/cm^2 時發生之液化現象，若土層有效覆土液壓力大於 1.5kg/cm^2 時，於評估土層之液化潛能，須將該關係圖之剪應力比作適量之減小。圖 3-2 為根據地震規模 $M=7.5$ 及土壤為乾淨砂土所建立評估土壤液化潛能之關係圖，若地震規模不是 7.5 或砂土含有細料，則該關係圖須加以修正才能適用。

(1) 地震規模之修正

Seed 認為從液化觀點而言，若考慮地震之作用力為 $0.65 \tau_{\max}$ 時，不同規模之地震其主要不同在於其所產生反復剪應力之作用次數，根據 Seed 統計分析結果顯示不同地震規模其對應之作用次數如表 1 所示，若以地震規模 $M=7.5$ 之作用次數選定為參考標準，則不同地震規模其將產生液化現象之作用次數與反復應力比之比值 τ/τ_1 之關係圖如圖 3-4 所示，欲將圖 3-2 地震規模為 7.5 之關係圖修正成適用於各種不同地震規模，則須利用圖 3-4 內所顯示各種地震規模所對應之

CORRELATION FOR "CLEAN SANDS"

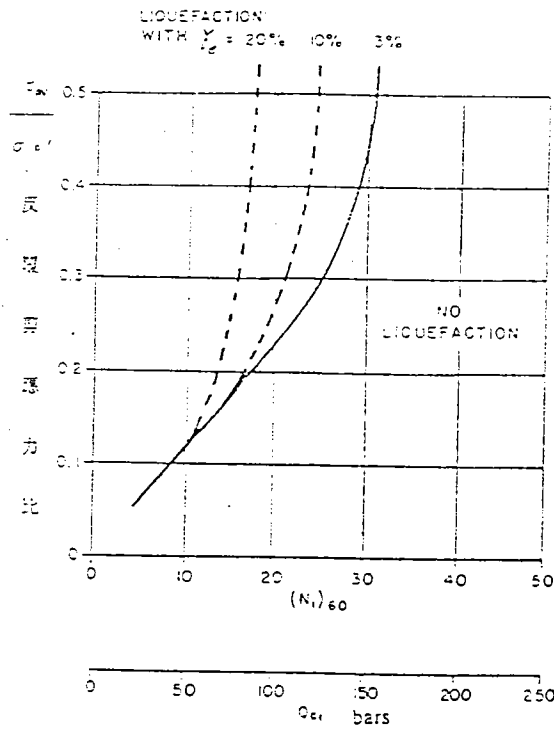


圖 3-2 以 SPT-N 值或錐頭阻力 Q_{cl} 評估淨砂土之液化潛能

BASED ON ENERGY RATIO OF 60% (N_{60})

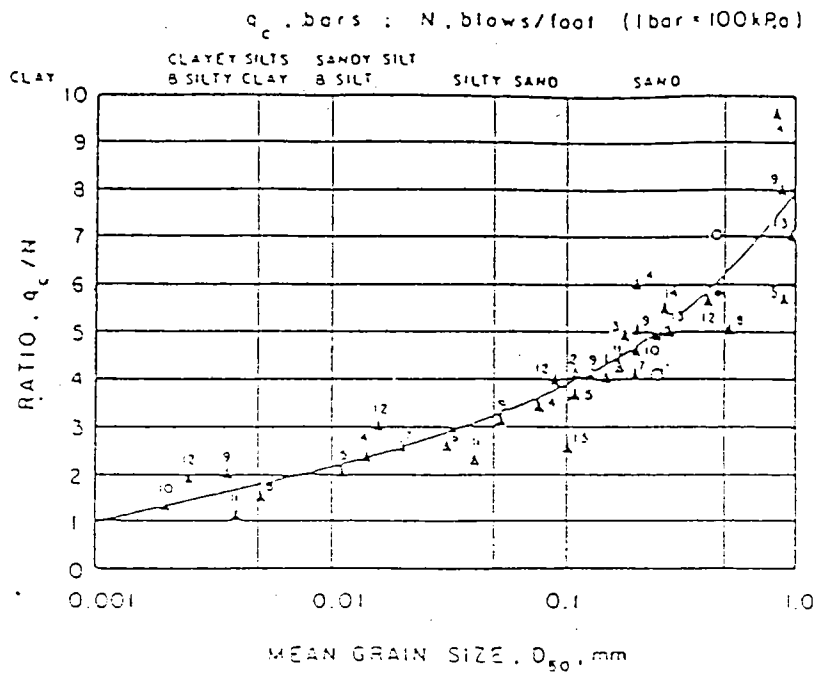


圖 3-3 q_c/N 隨顆粒平均粒徑變化圖

縱座標與圖 3-2 內之縱作標 (反復應力以 τ_{av}/σ'_0) 相乘而得新反復應力比，因此可獲得各種不同地震規模之錐頭阻力 q_{cl} 與臨界反復應力比 τ_{av}/σ'_0 之關係圖。

表 1 不同地震規模反復應力作用次數

地震規模	地震作用力為 $0.65 \tau_{max}$
	之代表作用次數
$8 \frac{1}{2}$	26
$7 \frac{1}{2}$	15
$6 \frac{3}{4}$	10
6	5-6
$5 \frac{1}{4}$	2-3

(2) 細料含量之修正

細料含量 (Fines content) FC 之定義是通過 #200 篩 (0.075mm) 之重量百分比，某種砂土其細料含量若增加，則其壓縮性 (Compressibility) 將增加，在產生大應變 (Large strains) 時該現象特別明顯，錐頭阻力為一種大應變情形下之量測結果，因此當土壤之細料含量增加時，將使得土壤之壓縮性改變，也使量測之錐頭阻力有減低之情形，Kuerbins 認為砂土所含細料若為非塑性 (Non-plastic) 則對液化之抵抗 (Liquefaction resistance) 將維持不變。

Robertson 根據 Seed 之資料建議錐頭阻力 q_{cl} 因細料含量之修正量 Δq_{cl} ，圖 3-5 為各種 q_{cl} 值在不同細料含量 FC 狀況下之修正量 Δq_{cl} 之變化圖形，該圖形顯示在 $FC < 40\%$ 時修正量 Δq_{cl} 隨 FC 之增加而增加，但該圖在 $FC > 40\%$ 以上時，因土壤之排水性質完全改變，亦即貫入試驗過程將因細料含量之增加而由排水狀況逐漸變為不排水狀況，因此對高細料含量之砂土，其錐頭阻力不再適合用來評估不排水反復荷重作用下之液化抵抗。

決定土壤之細料含量，除採取試樣分析外，由 CPT 量測結果來估量亦是一種可行之方法，圖 3-6 為根據 CPT 試驗結果研判土壤分

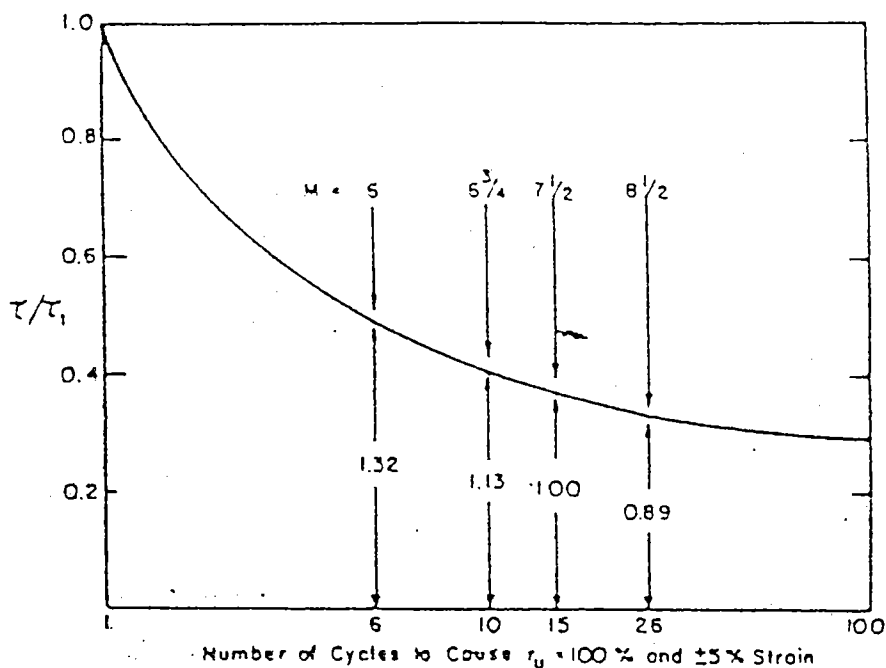


圖 3-4 各種地震規模產生液化時應力比值與作用次數之關係

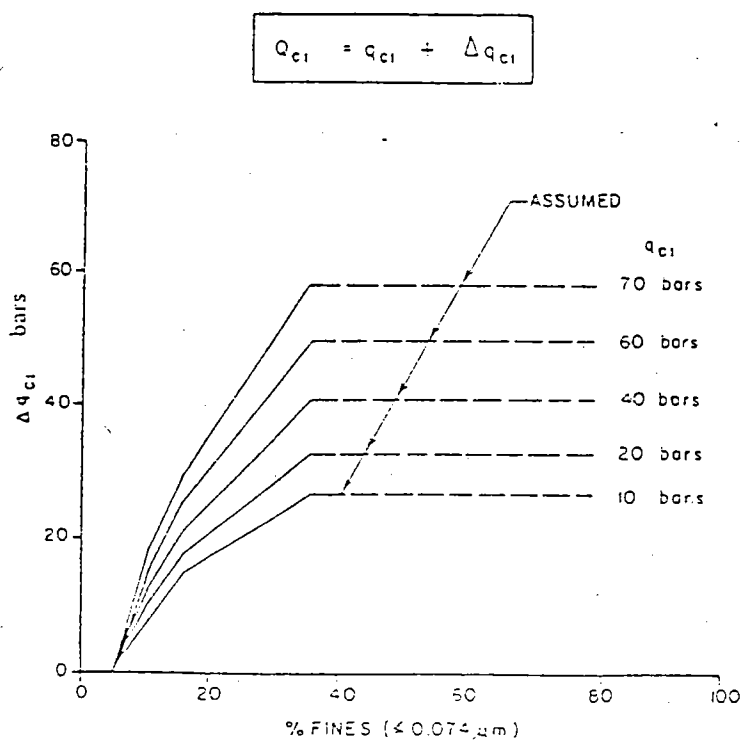


圖 3-5 不同細料含量之錐頭阻力修正量

類之圖表，於第6區通常是淨砂或含小量細料之沉泥質砂，若在第5區則為沉泥質砂或砂質沉泥而其細料含量均大於15%，隨著區數之減少而細料含量是逐漸增加。

Woeller 根據 CPT 之現場試驗資料指出細料含量與 CPT 試驗時超額孔隙水壓消散 50% 之時間有良好關係存在如圖 3-7 所示，該圖通常僅適用於消散 50% 時間 $T_{50} > 50$ 秒且細料含量大於 40% 之情況下，當 T_{50} 介於 10 秒與 50 秒時，則因錐頭之貫入過程是屬於部份排水狀況，細料含量與 T_{50} 之間將不再有良好的關係存在。

前面所述細料含量之修正僅涉及錐頭阻力之修正量 Δq_{cl} ，分析時仍然使用淨砂土情況之反復應力比與錐頭阻力間之關係圖。Seed 根據現地土壤反應情形，建議一組不同細料含量之 τ_{av}/σ'_0 與 q_{cl} 之關係圖如圖 3-8 所示。日本學者 Shibata 等研究細料含量之影響時，是依土壤不同之顆粒平均粒徑而建議一組關係曲線如圖 3-9，以供分析土壤之液化潛能，圖內 $(q_{cl})_{cr}$ 為錐頭阻力 q_c 經有效覆土壓力及顆粒平均粒徑正規化之數值。

$$(q_{cl})_{cr} = C_1 \cdot C_2 \cdot q_c$$

式中

$$C_1 : \text{因有效覆土壓力之修正係數} \quad C_1 = \frac{1.7}{\sigma'_0 + 0.7}$$

σ'_0 : 垂直有效應力

$$C_2 : \text{平均粒徑修正係數}, \quad C_2 = \frac{D_{50}}{0.25}$$

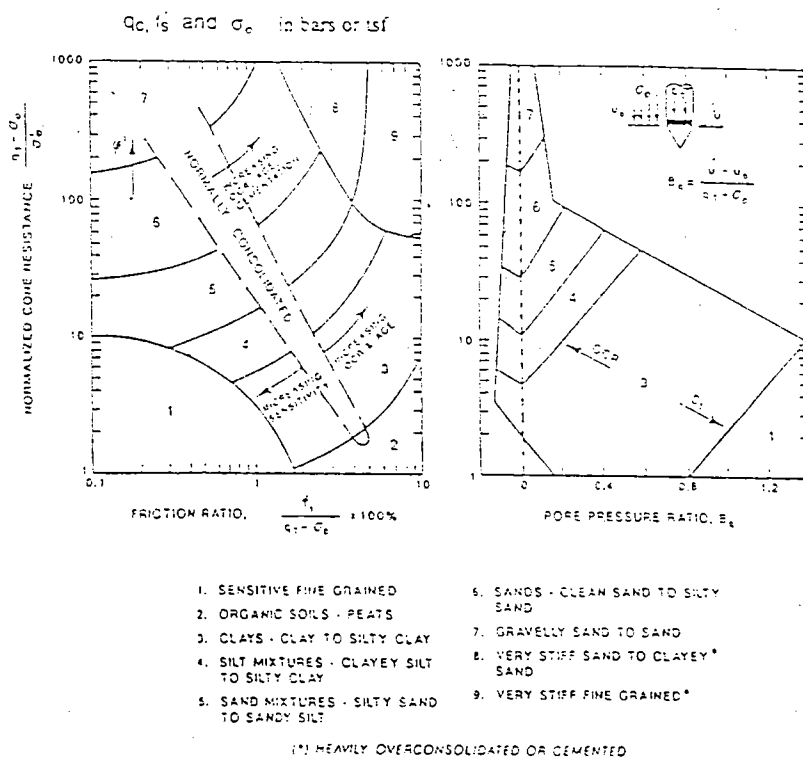


圖 3-6 依 CPT 試驗結果之土壤分類圖

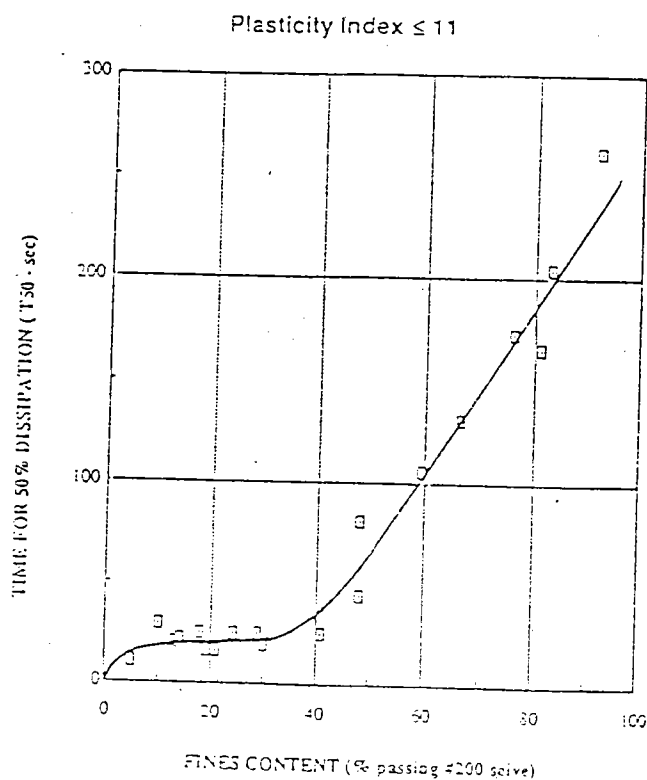


圖 3-7 細料含量與 50% 消散時間關係圖

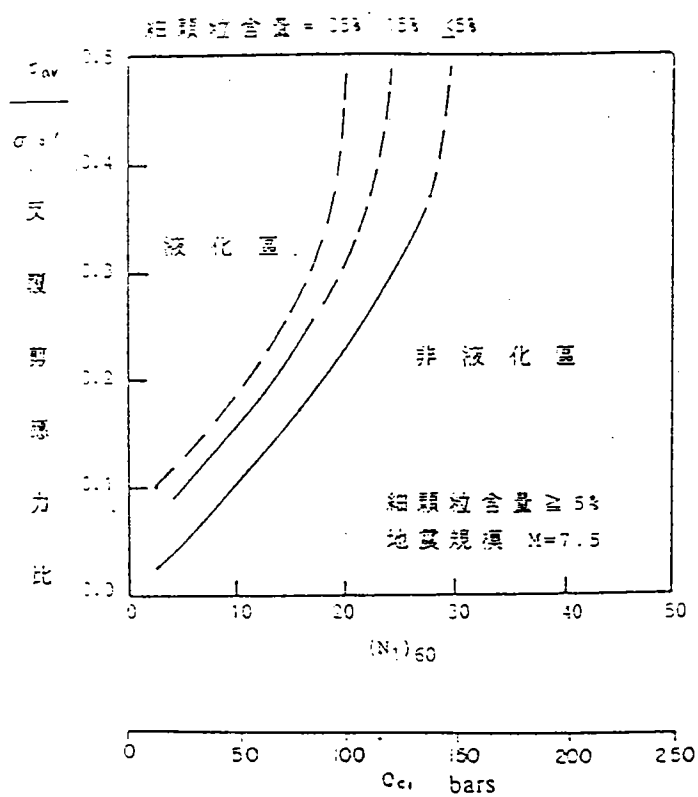


圖 3-8 不同細料含量情況之液化潛能評估

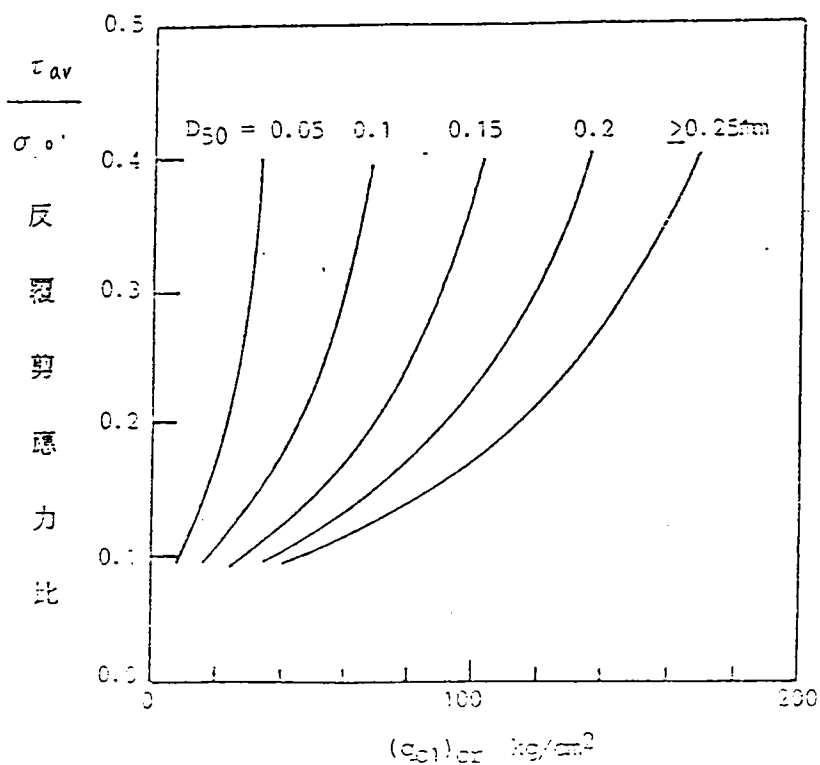


圖 3-9 不同土壤顆粒平均粒徑之液化潛能評估

3.2 根據剪力波速研判土壤液化潛能

針對一定強度(Intensity)及延期(Duration)之震動欲給剪力波速一界限值以判別某地區是否液化，通常須根據現地之量測資料，到目前為止，雖然有關之量測數據仍然十分有限，但很多事實均清楚顯示剪力波速能作為研判液化潛能之有效指數。

Robertson 根據加州 Imperial Valley 地區之現地資料，曾建議剪力波速之界限值為 140m/sec 以判別液化及非液化區，剪力波速是孔隙比(Void ratio)與有效圍壓之函數，對某一定孔隙比之砂土(即固定密度)，其剪力波速將隨深度而增加，因之欲訂出剪力波速 V_s 與臨界應力比 CSR 之關係圖以研判土層之液化潛能，其剪力波速須先經有效覆土壓力正規化再進行相關性分析。Hardin 及 Drnevich 曾明白指出剪力波速為有效覆土壓力之函數，通常正規化之剪力波速可以下式求取。

$$V_{se} = V \left(\frac{1}{\sigma'_0} \right)^{0.25}$$

V_s : 剪力波速

式中 V_{se} : 正規化剪力波速

σ'_0 : 有效覆土壓力

圖 3-10 為 Robertson 所建議用以研判土壤液化潛能之正規化剪力波速與臨界應力比關係圖，Robertson 研究發現細料含量對正規化剪力波速與臨界應力比 CSR 僅有些微影響，甚至無影響，此點為以剪力波速來分析液化潛能較以 SPT-N 值或錐頭阻力 q_c 來分析為佳之處。

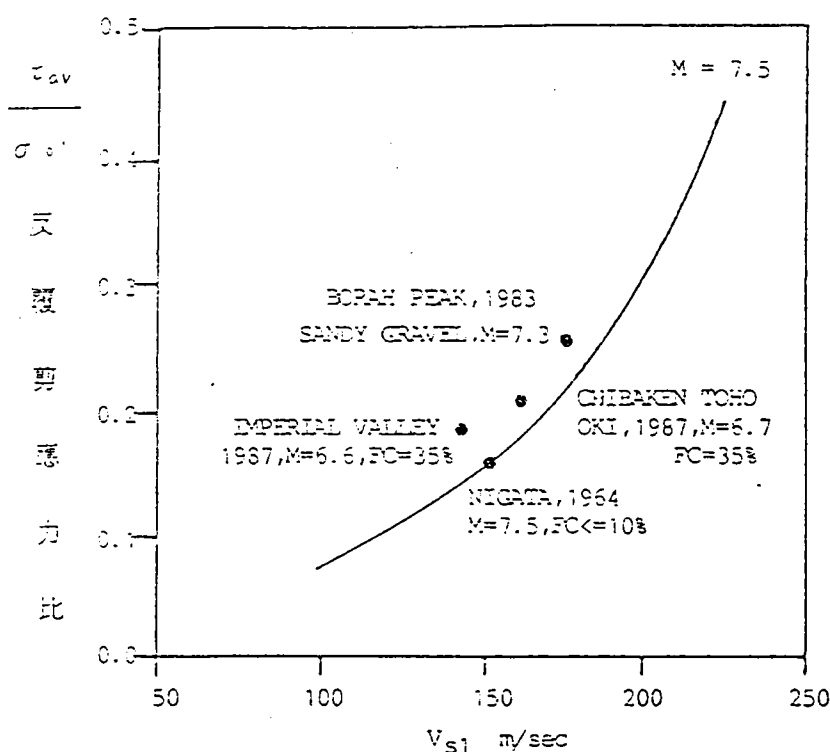


圖 3-10 剪力波速與臨界反復剪應力關係圖

四、現地震測錐試驗

本研究為兩年之計畫，本第一年度針對台中港及高雄港地區進行震測錐試驗以探討該等地區土壤之液化潛能，台中港地區計進行 22 孔之 CPT 試驗，其中 6 孔位於台中港西碼頭區之中油油庫附近，另 16 孔則位於 16 號碼頭預定區，於高雄港區之試驗計進行 23 孔之 CPT，均位於高雄港第五貨櫃中心興建基地，現僅附本年度震測錐試驗結果如后，至於各孔土層之液化潛能分析，將於下年度之期末報告再行提出。

五、附 圖

IHM-T

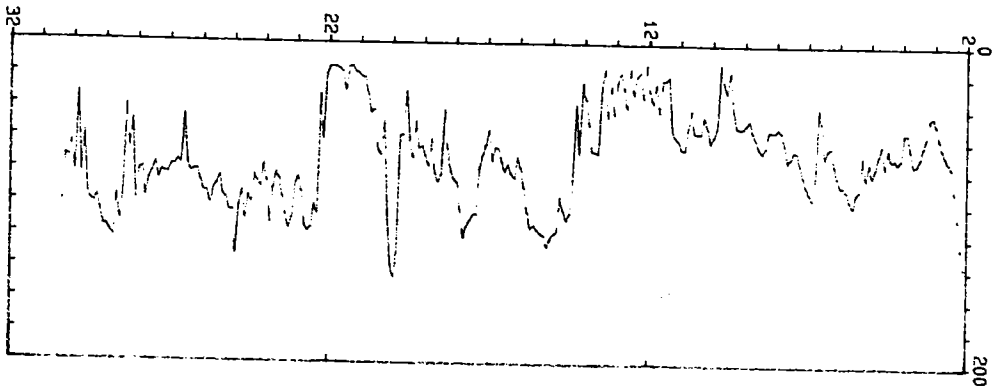
Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 12-19-94 09:19
Cone Used : 436TC

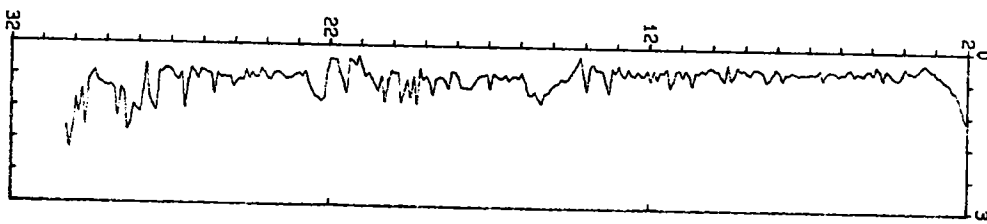
Sounding : CPT001 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P1

DEPTH (meters)

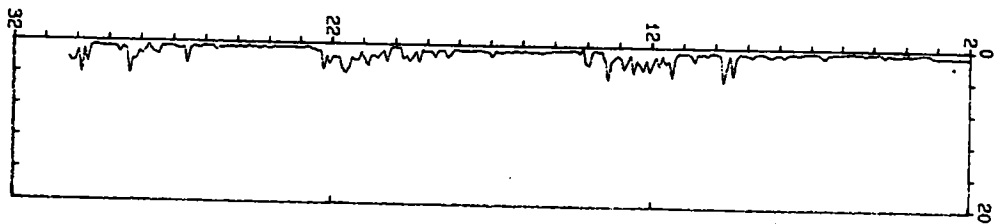
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



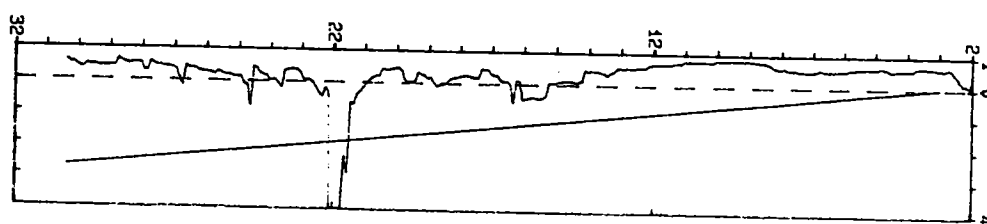
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.40 m

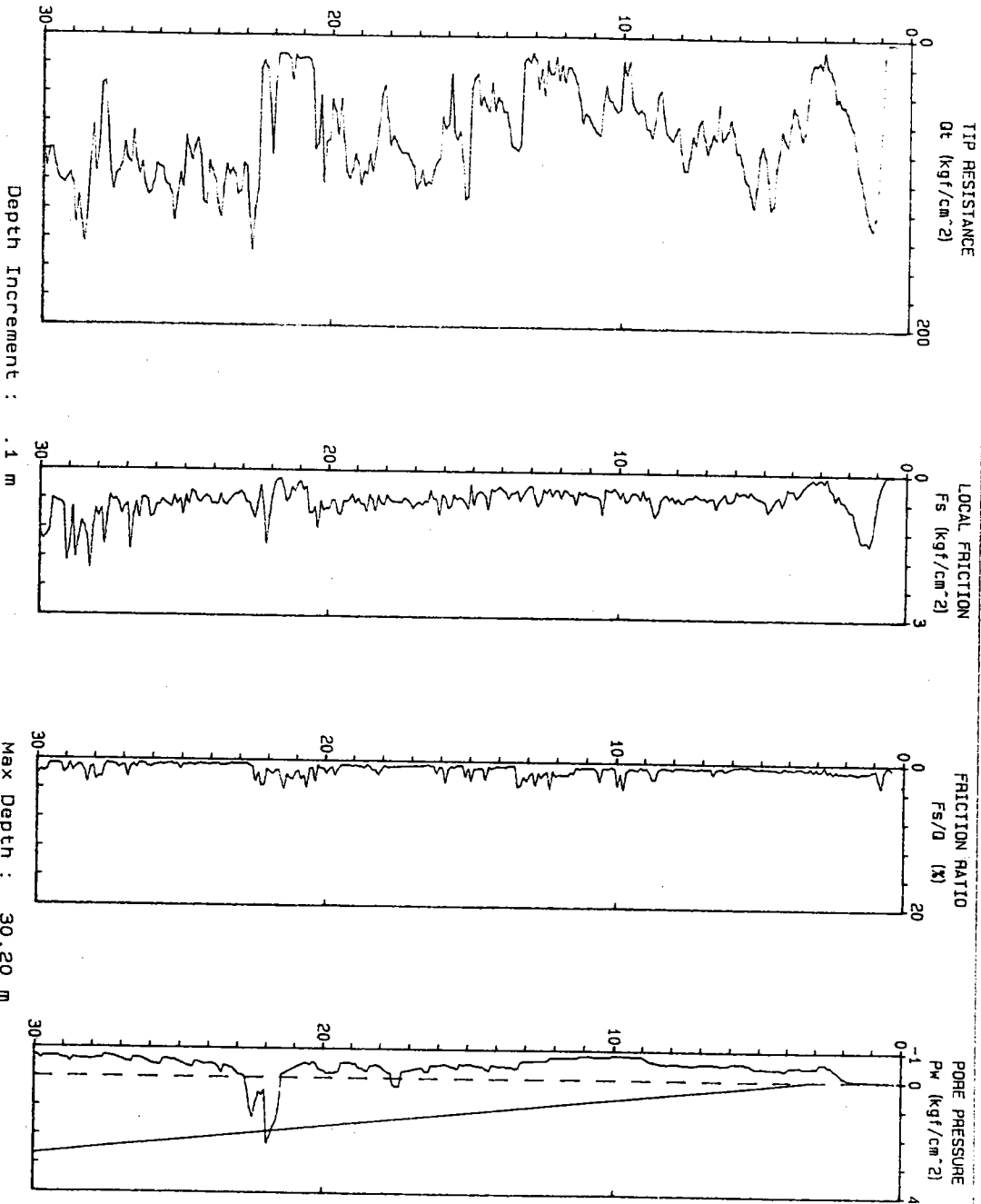
IHM T

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 12-15-94 09:41
Cone Used : 436TC

Sounding : CPTP02 Pg 1 / 2
Job No. : CPT-P02

DEPTH (meters)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.20 m

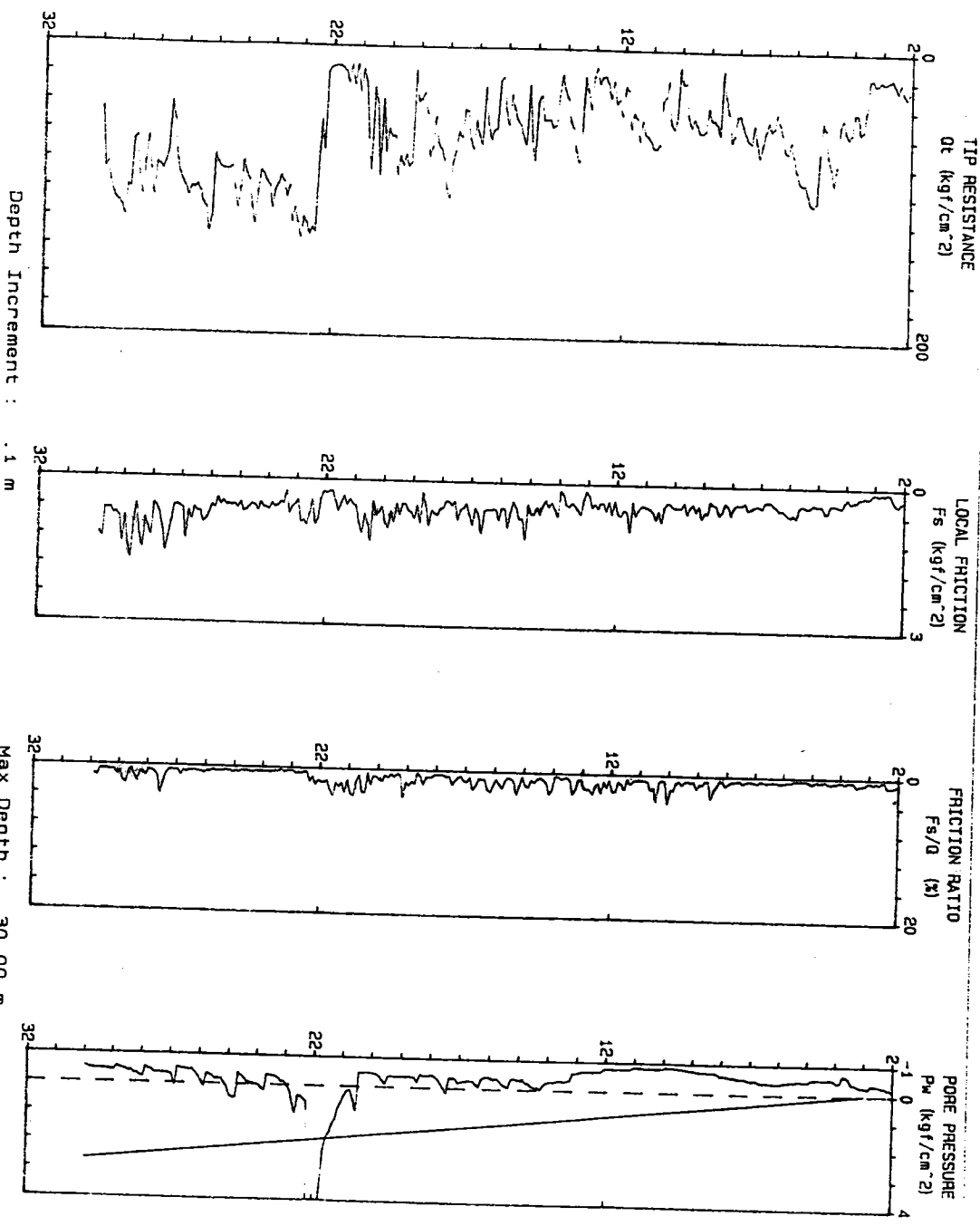
IHM T

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 12-13-94 10:03
Cone Used : 436TC

Sounding : CPT03 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P3

DEPTH (meters)



I H M T

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 12-09-94 10:09
Cone Used : 436TC

Sounding : CPTP04 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P04

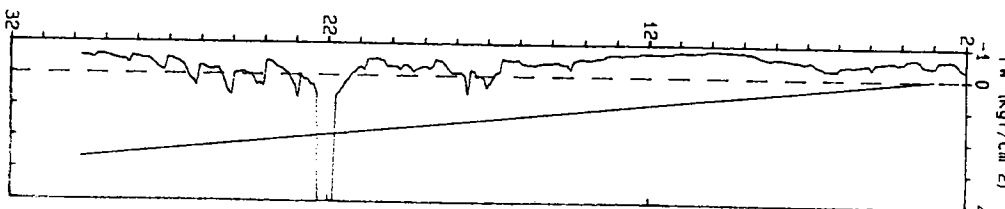
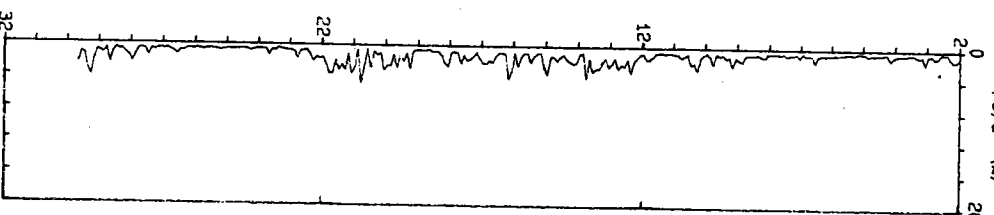
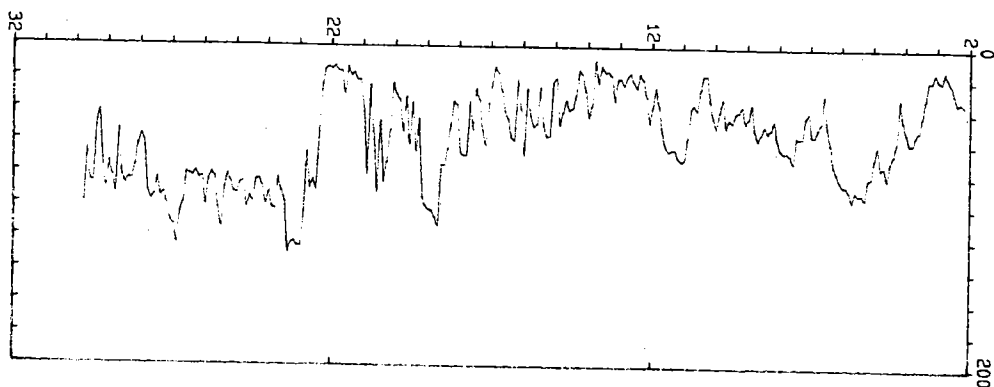
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)

LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)

FRICTION RATIO
Fs/Q (X)

PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)

DEPTH (meters)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 29.80 m

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

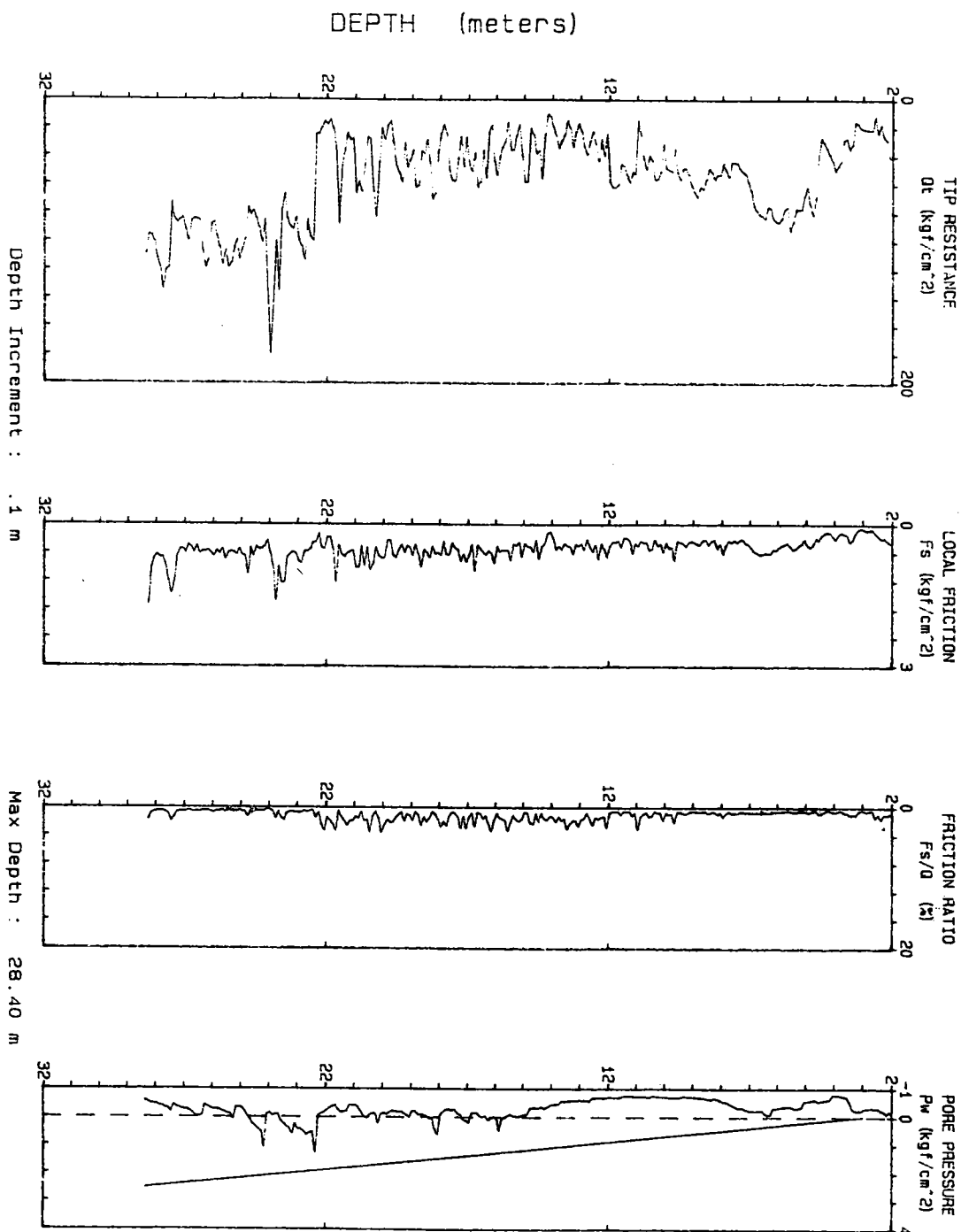
CPT Date : 12-08-94 09:55
Cone Used : 436TC

Sounding : CPTP05 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P5

Location : NO 16 WHARF

Cone Used : 436TC

Job No. : CPT-PS



IHM T

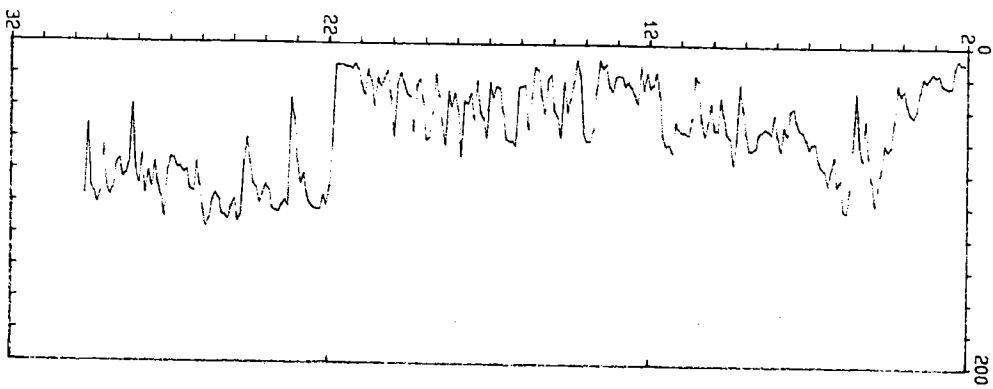
Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 12-07-94 09:44
Cone Used : 436TC

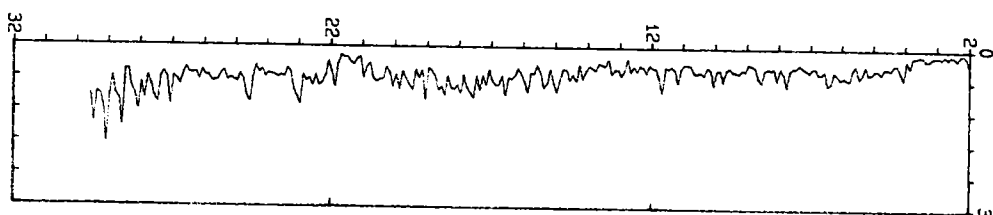
Sounding : CPT06 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P06

DEPTH (meters)

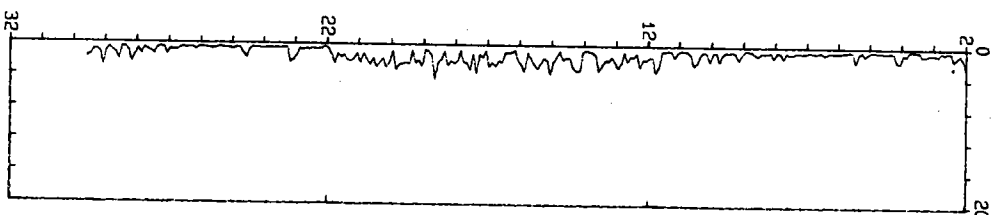
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



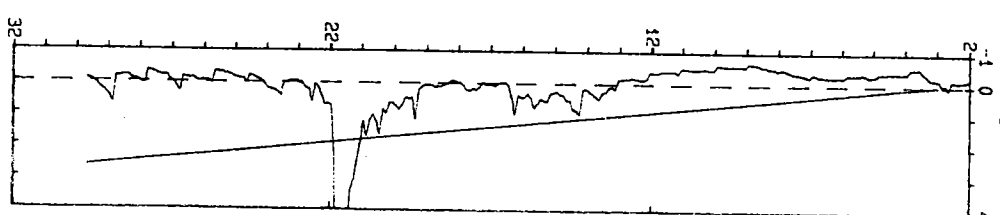
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



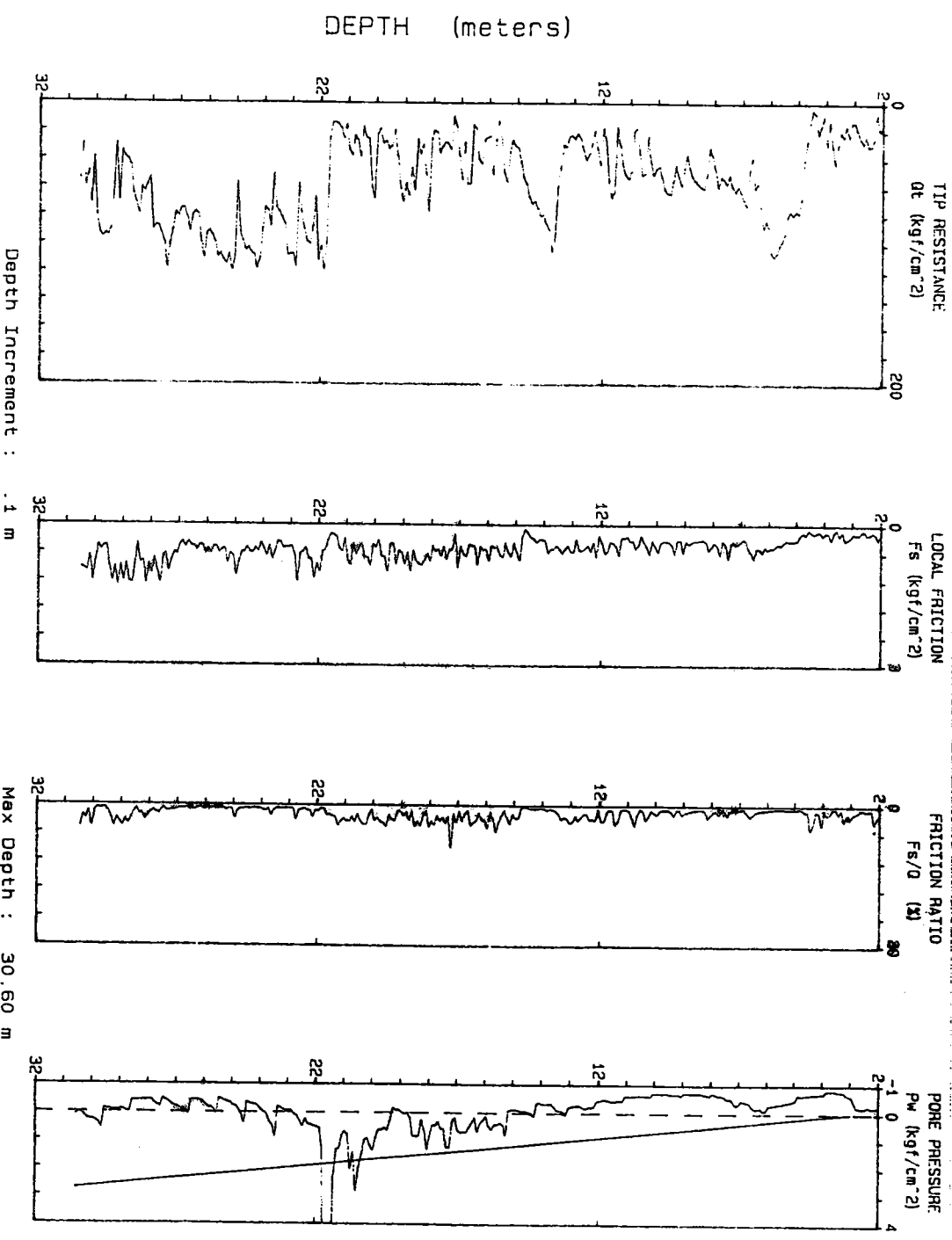
PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 29.70 m

Operator : CHIN & SU CPT Date : 12-05-94 10: 14 Sounding : CPTP07 Pg 1 / 1
Location : NO 16 WHARF Cone Used : 436TC Job No. : CPT-P07



Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

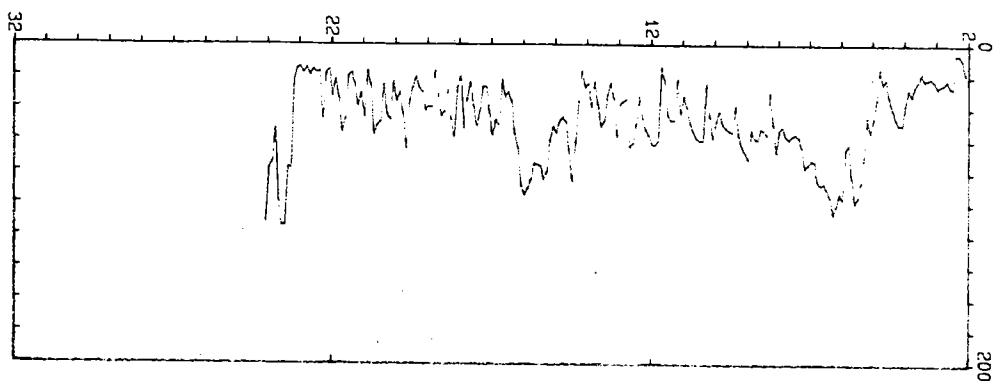
CPT Date : 11-29-94 10:15
Cone Used : 436TC

Sounding : CPTP08 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P08

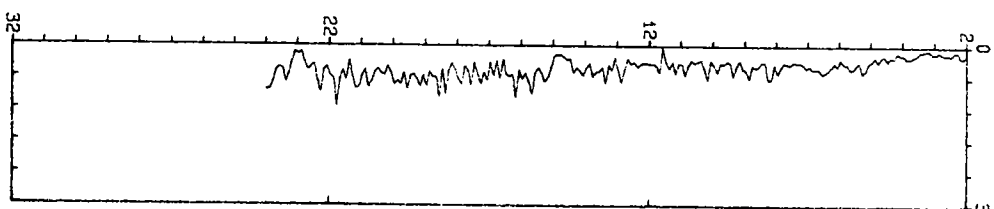
I H M T

DEPTH (meters)

TIP RESISTANCE
 Q_t (kgf/cm²)



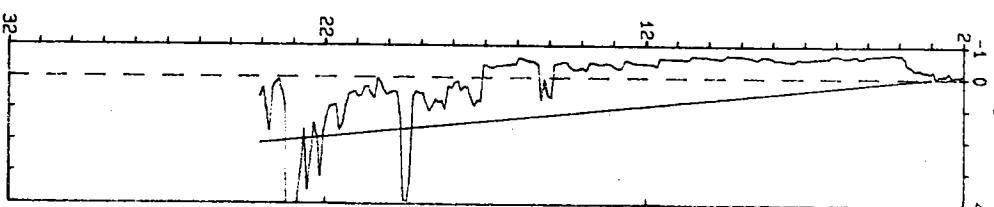
LOCAL FRICTION
 F_s (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
 F_s/Q (%)



PORE PRESSURE
 P_w (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 24.10 m

Operator : CHINGSU
Location : NO: 16 HARBOR

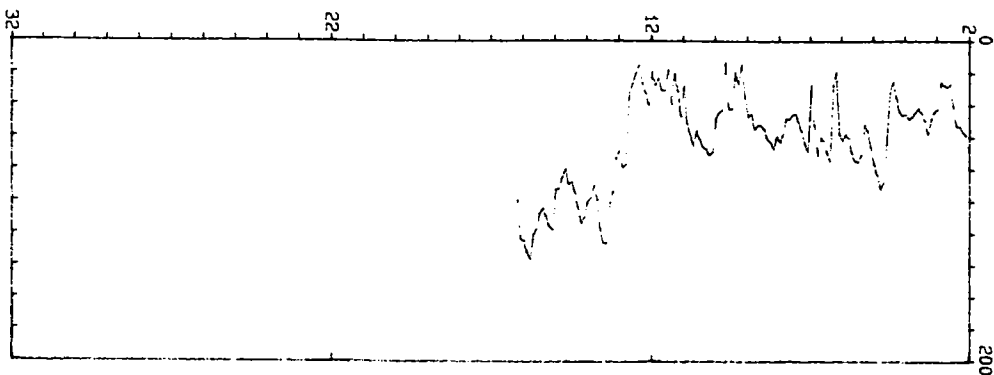
CPT Date : 11-10-94 10:20
Cone Used : 396

Sounding : CPTP9 Pg 1 / 1
Job No. : CPTP9

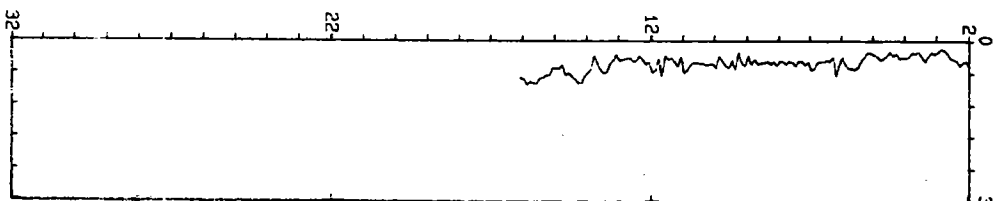
CHINMT

DEPTH (meters)

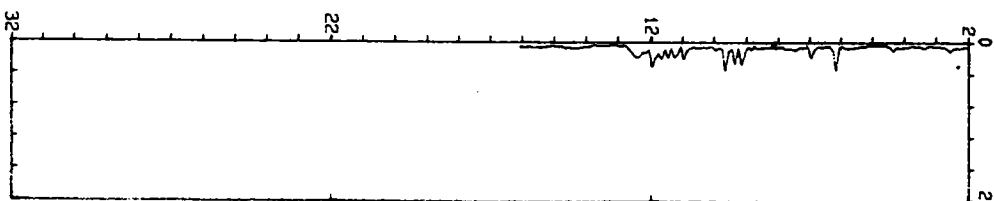
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



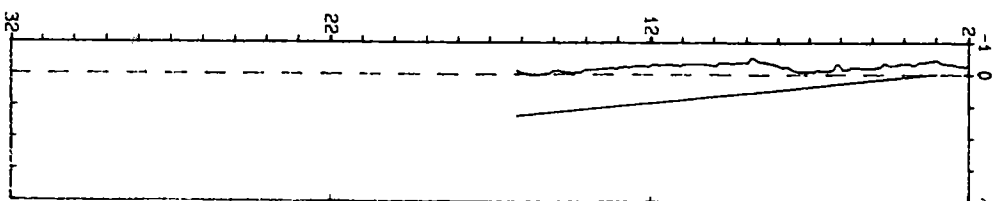
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 16.20 m

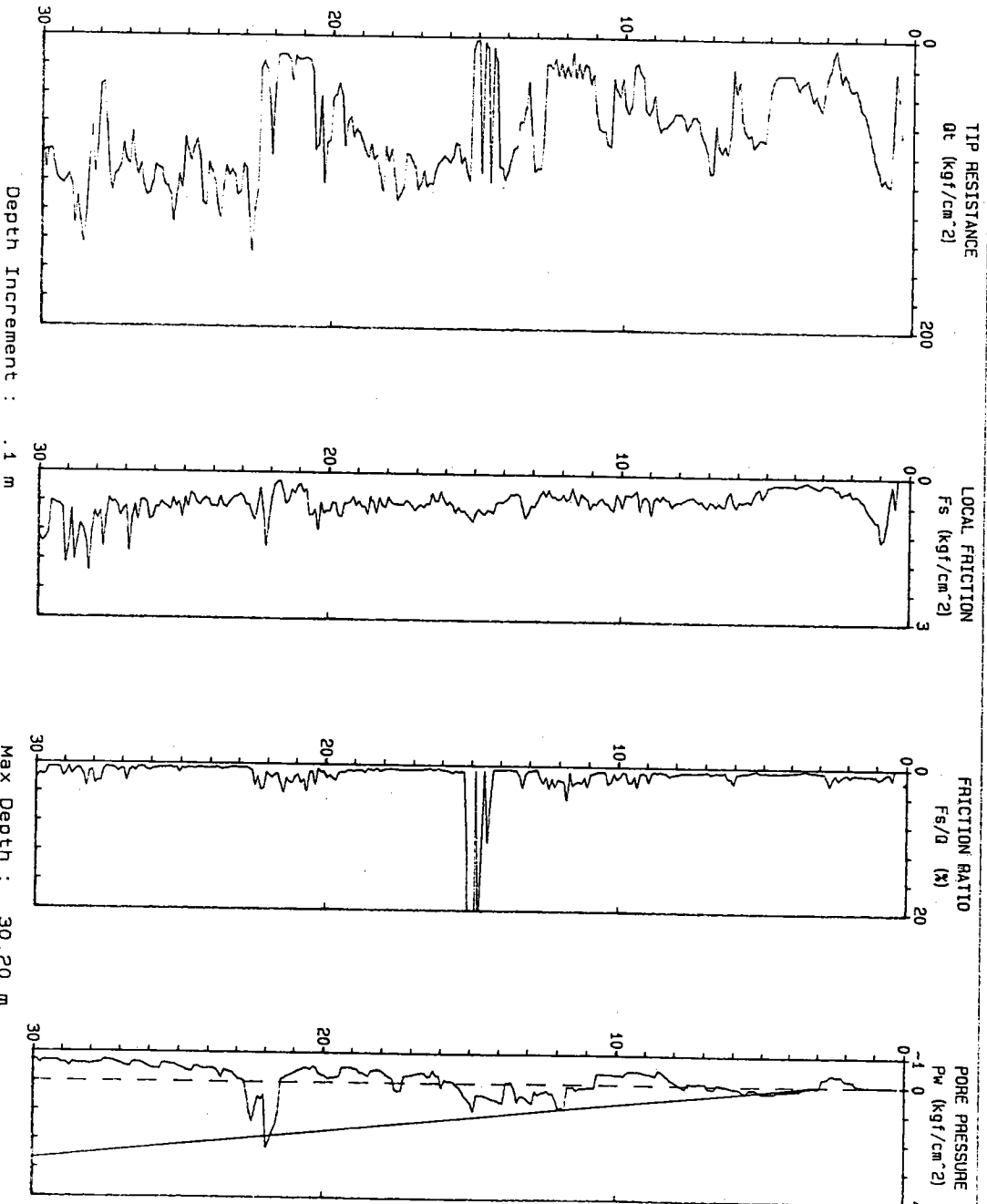
IHM T

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 11-14-94 09:41
Cone Used : 396

Sounding : CPTP10 Pg 1 / 2
Job No. : CPT-P10

DEPTH (meters)



II-M-T

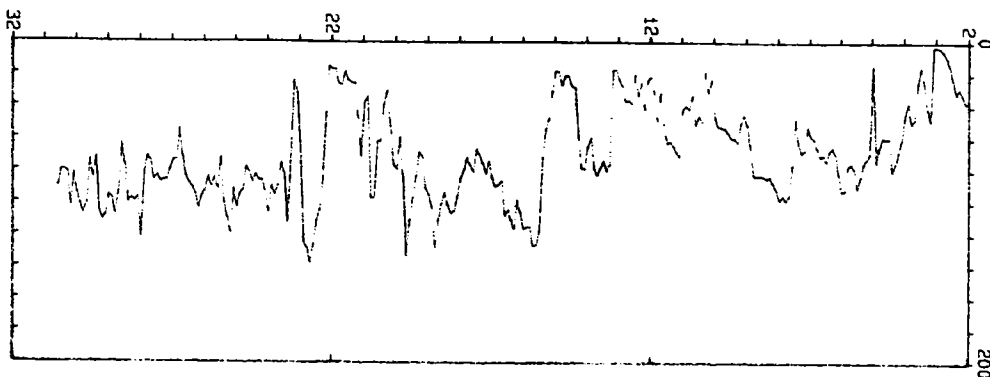
Operator : CHIN&SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 11-15-94 09:56
Cone Used : 396

Sounding : CPTP11 Pg 1 / 1
Job No. : CPTP11

DEPTH (meters)

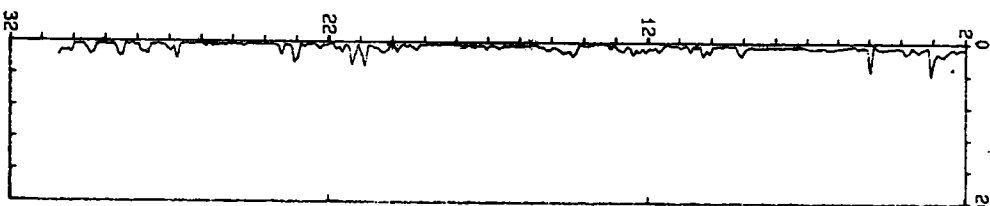
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



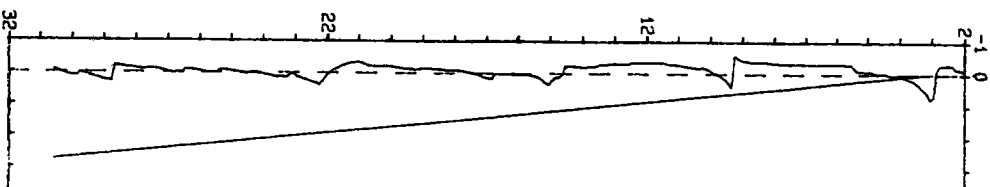
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.60 m

IHM-T

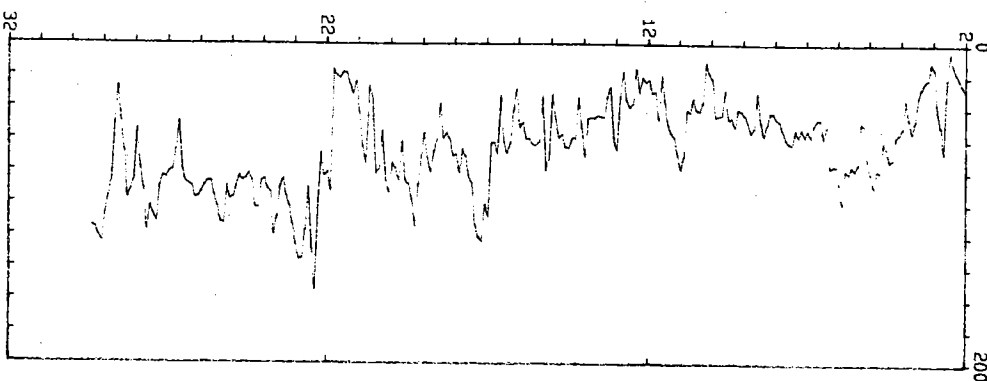
Operator : CHINSU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 11-17-94 10:20
Cone Used : 396

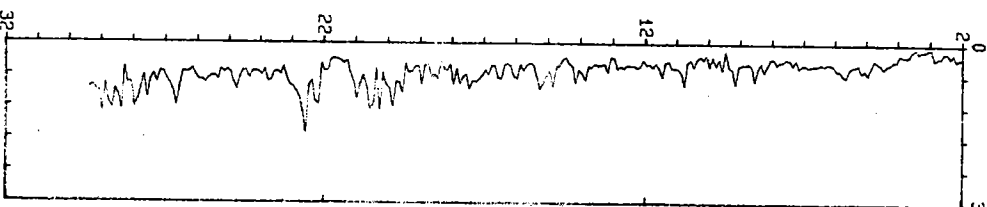
Sounding : CPTP52 Pg 1 / 1
Job No. : CPTP12

DEPTH (meters)

TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



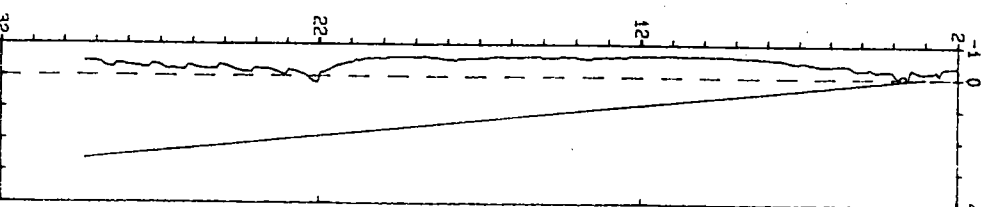
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 29.40 m

Sounding : CPTP13 Pg 1 / 1
Job No. : CPTP13

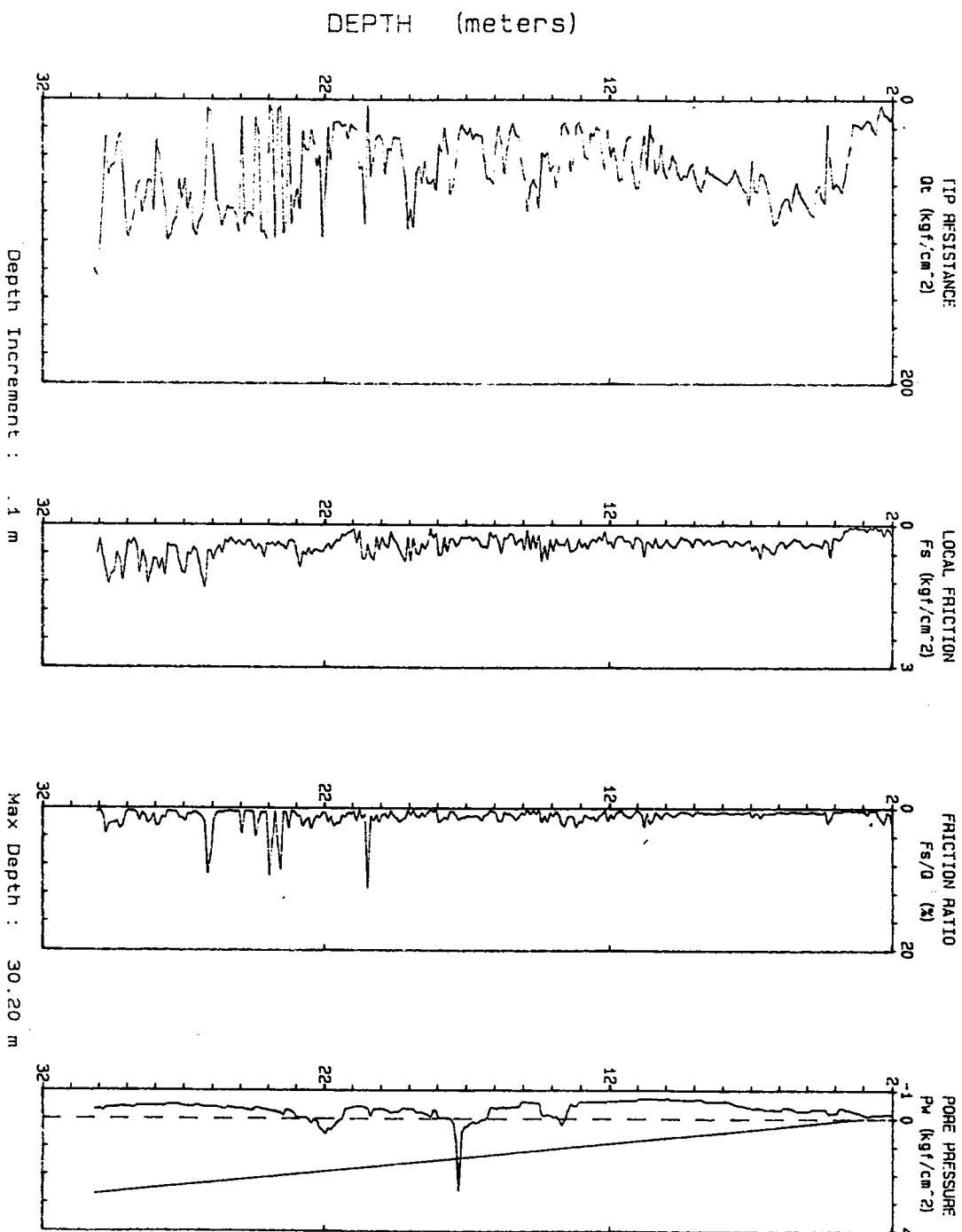


Sounding : CPTP14 Pg 1 / 1
Job No. : CPT--P14



Sounding : CPTP15 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P15

HI 34



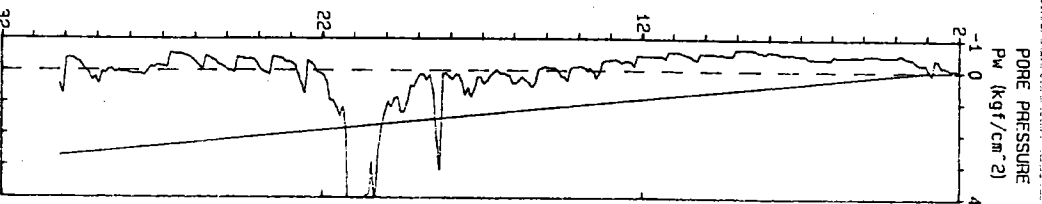
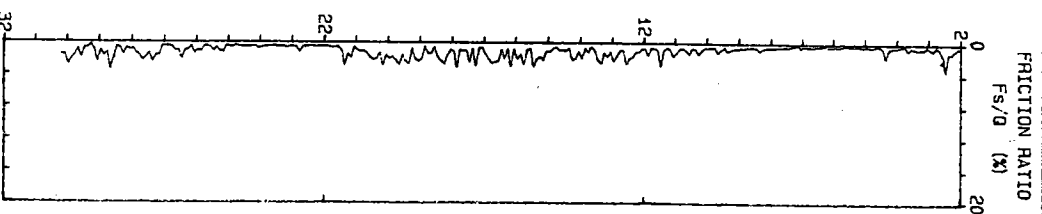
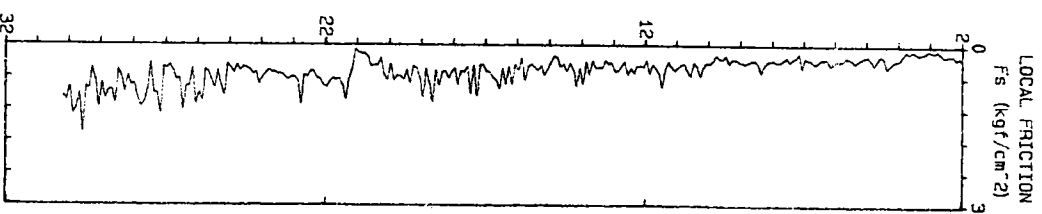
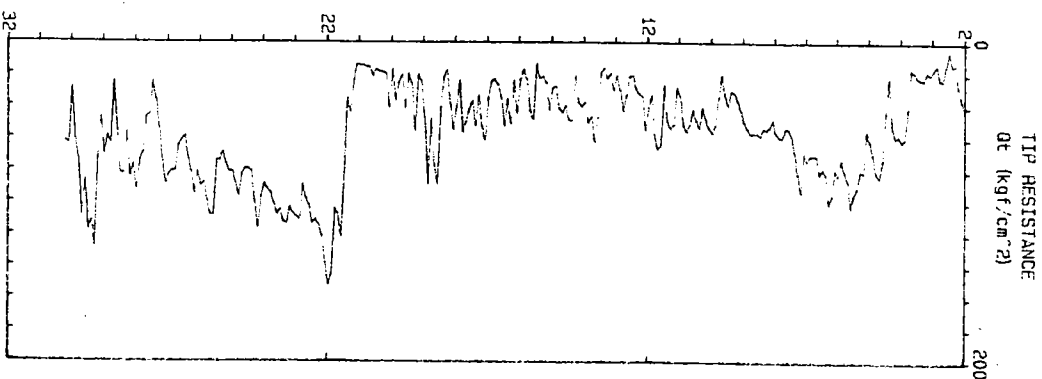
IHM-T

Operator : CHIN & SU
Location : NO 16 WHARF

CPT Date : 11-28-94 09:26
Cone Used : 436TC

Sounding : CPTP16 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-P16

DEPTH (meters)



Depth Increment : .1 m

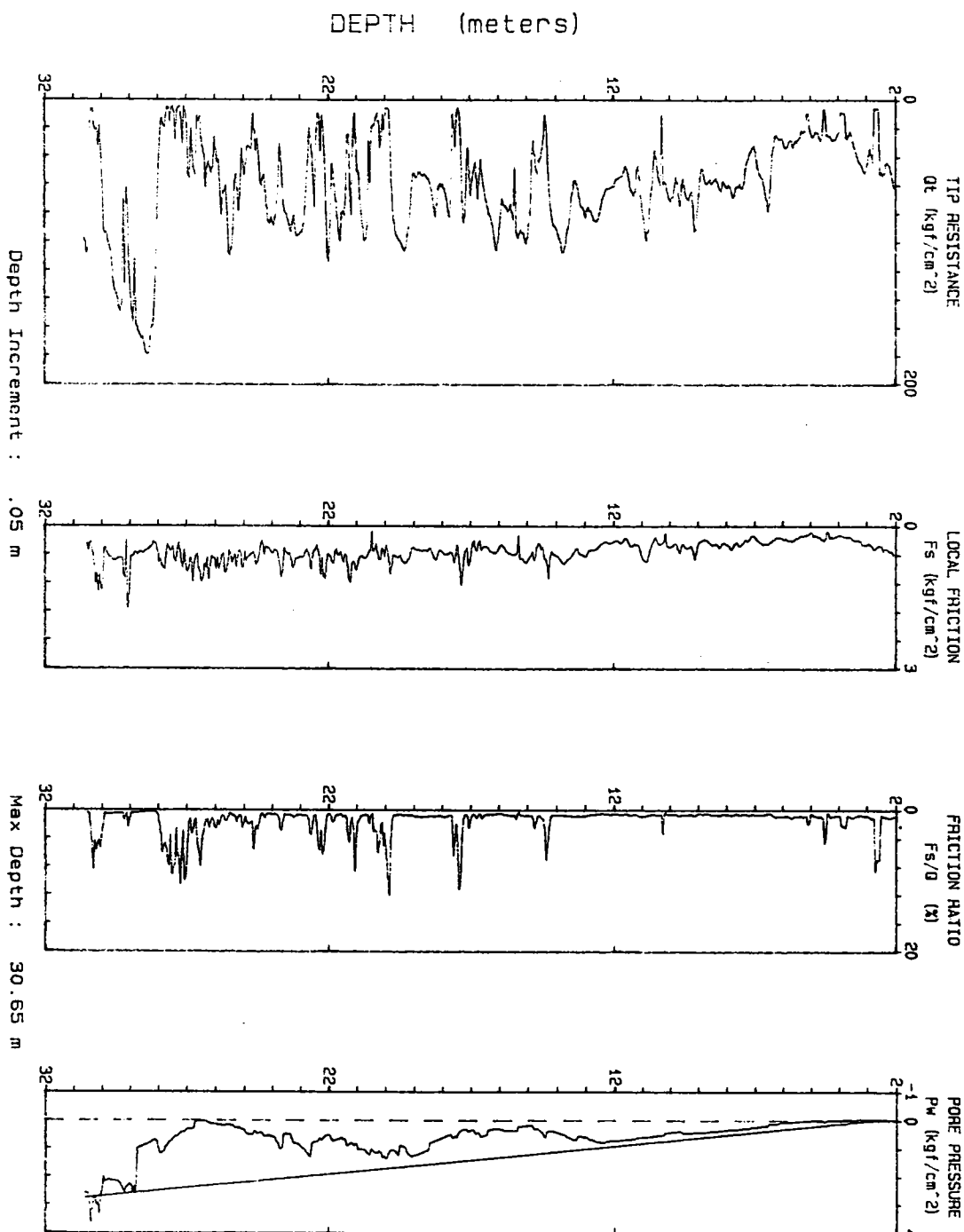
Max Depth : 30.20 m

I H M T

Operator : SU
Location : W. HARBOR

CPT Date : 10-21-94 10:52
Cone Used : 396

Sounding : CPTC1 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-C1



IHM7

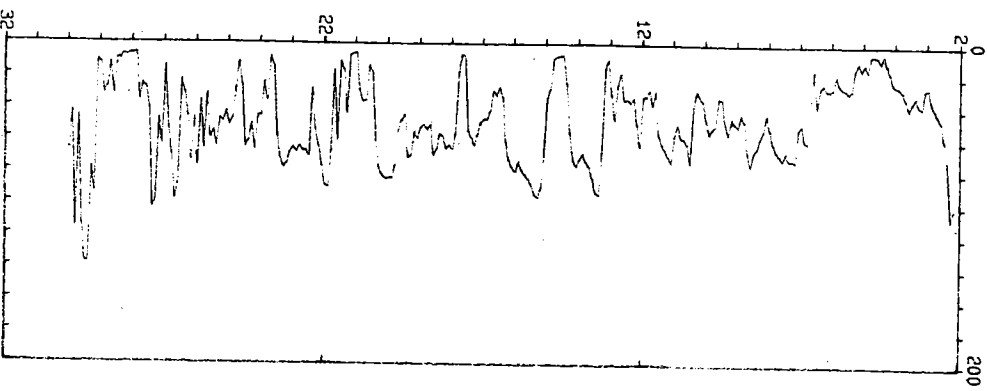
Operator : CHEN
Location : W. HARBOR

CPT Date : 10-20-94 12:20
Cone Used : 396

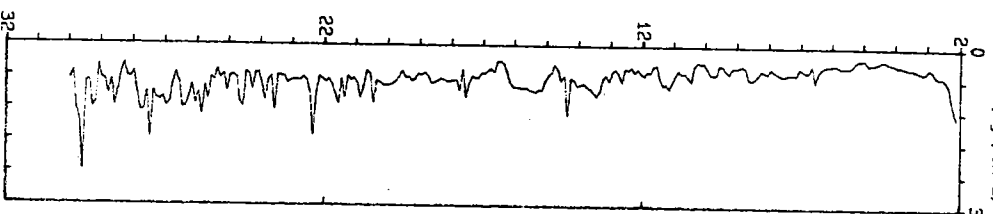
Sounding : CPTK25 Pg 1 / 1
Job No. : CPT-C2

DEPTH (meters)

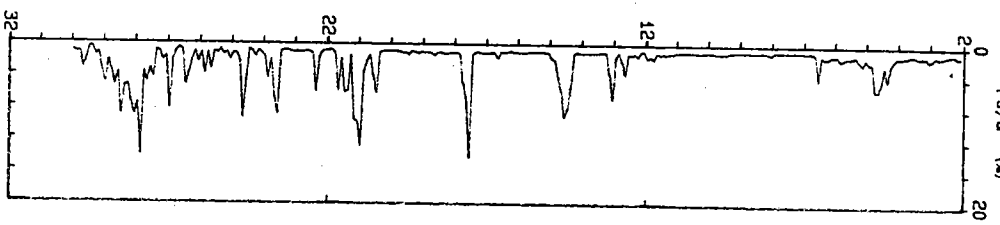
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



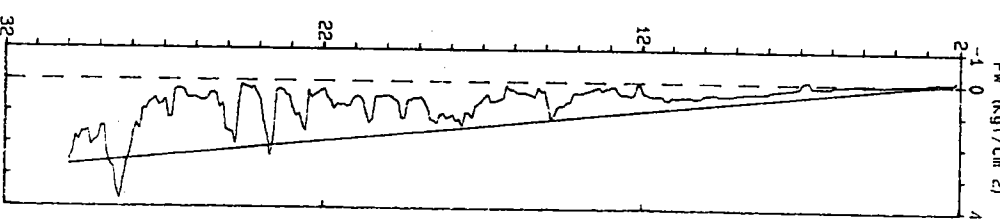
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Qt (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.00 m

Operator : SU
Location : W. HARBOR

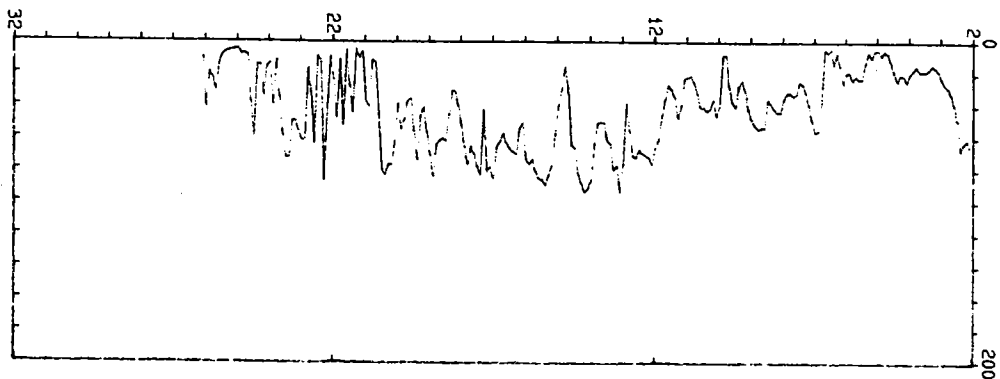
CPT Date : 10-26-94 10:35
Cone Used : 396

Sounding : CPTC3 Pg 1 / 1
Job No. : CPTC-3

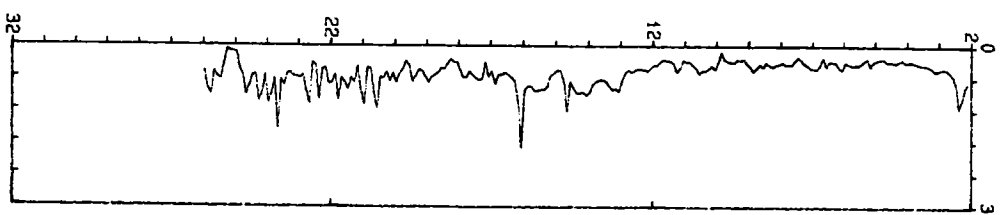
I-H-M-T

DEPTH (meters)

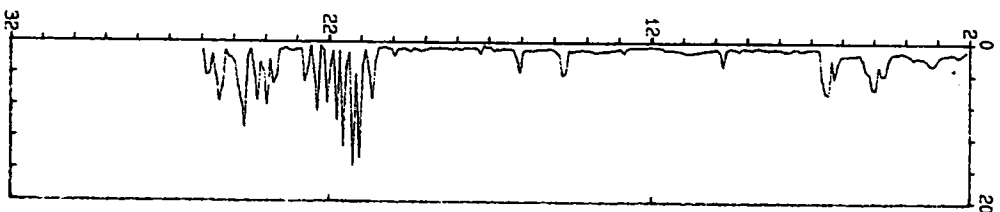
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



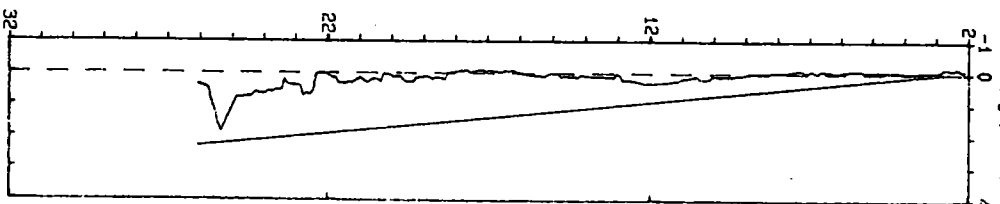
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 26.10 m

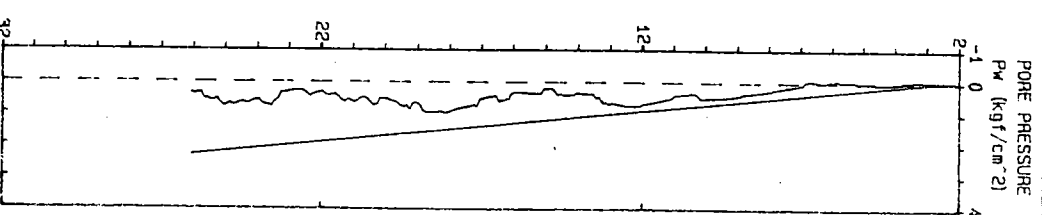
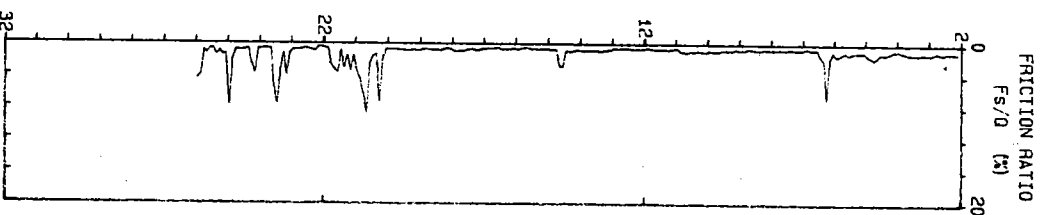
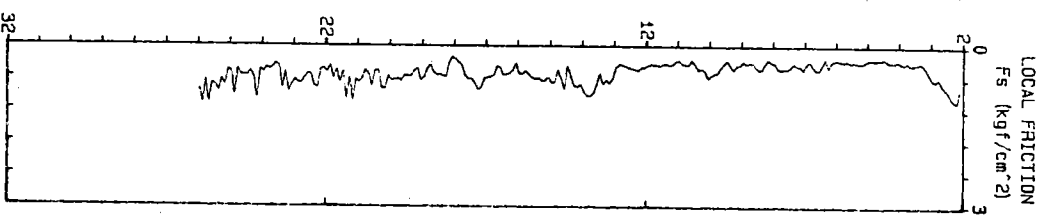
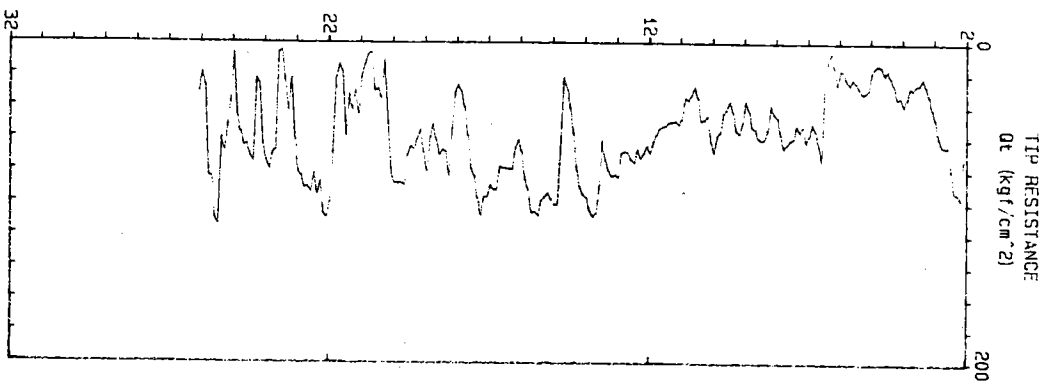
IHM T

Operator : SU
Location : W. HARBOR

CPT Date : 10-24-94 11:11
Cone Used : 396

Sounding : CPTC4 Pg 1 / 1
Job No. : CPTC-4

DEPTH (meters)



Depth Increment : .1 m

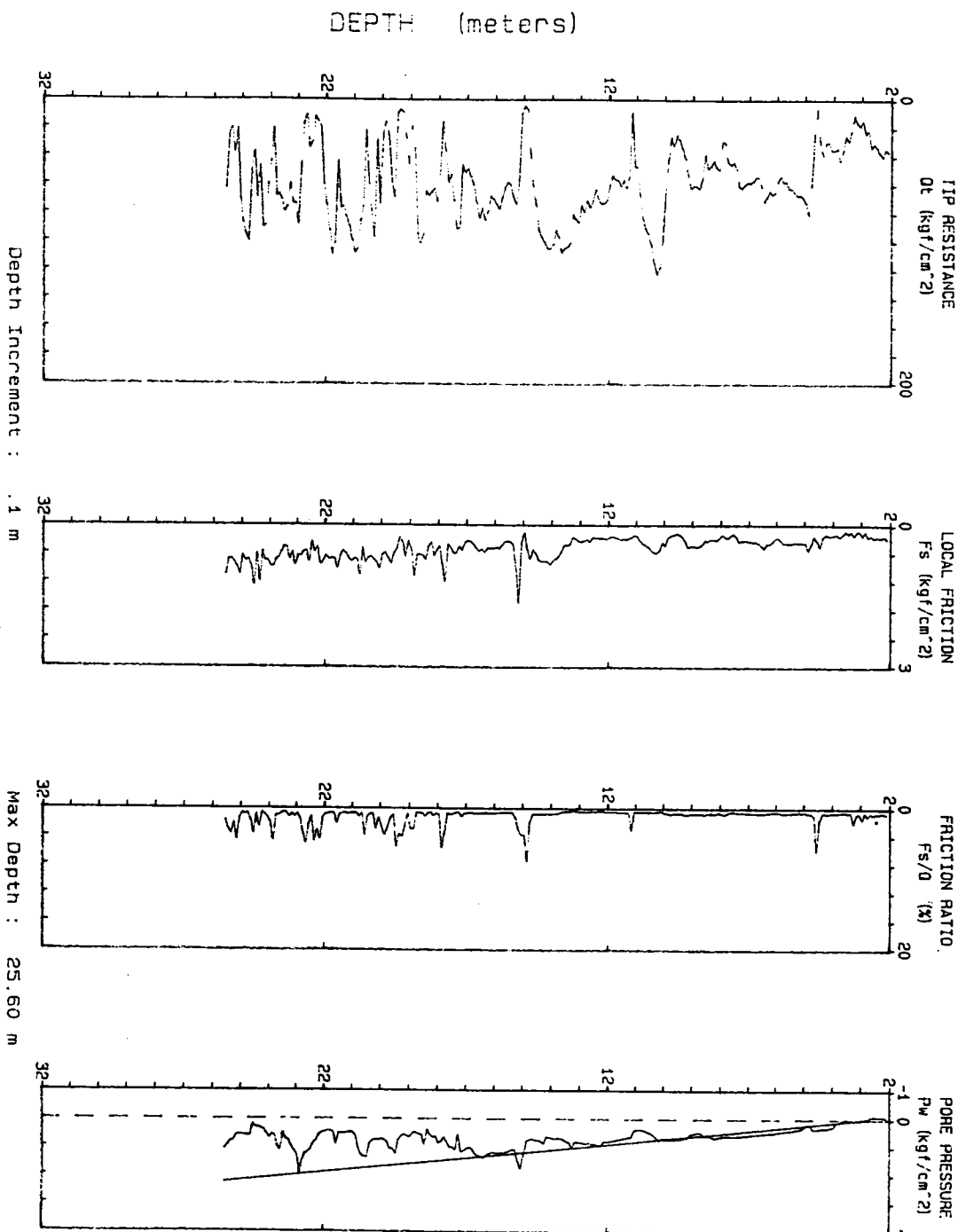
Max Depth : 26.10 m

Operator : CHINGSU
Location : W. HARBOR

CPT Date : 10-27-94 11:05
Cone Used : 396

Sounding : CPTCS Pg 1 / 1
Job No. : CPT--CS

DEPTH



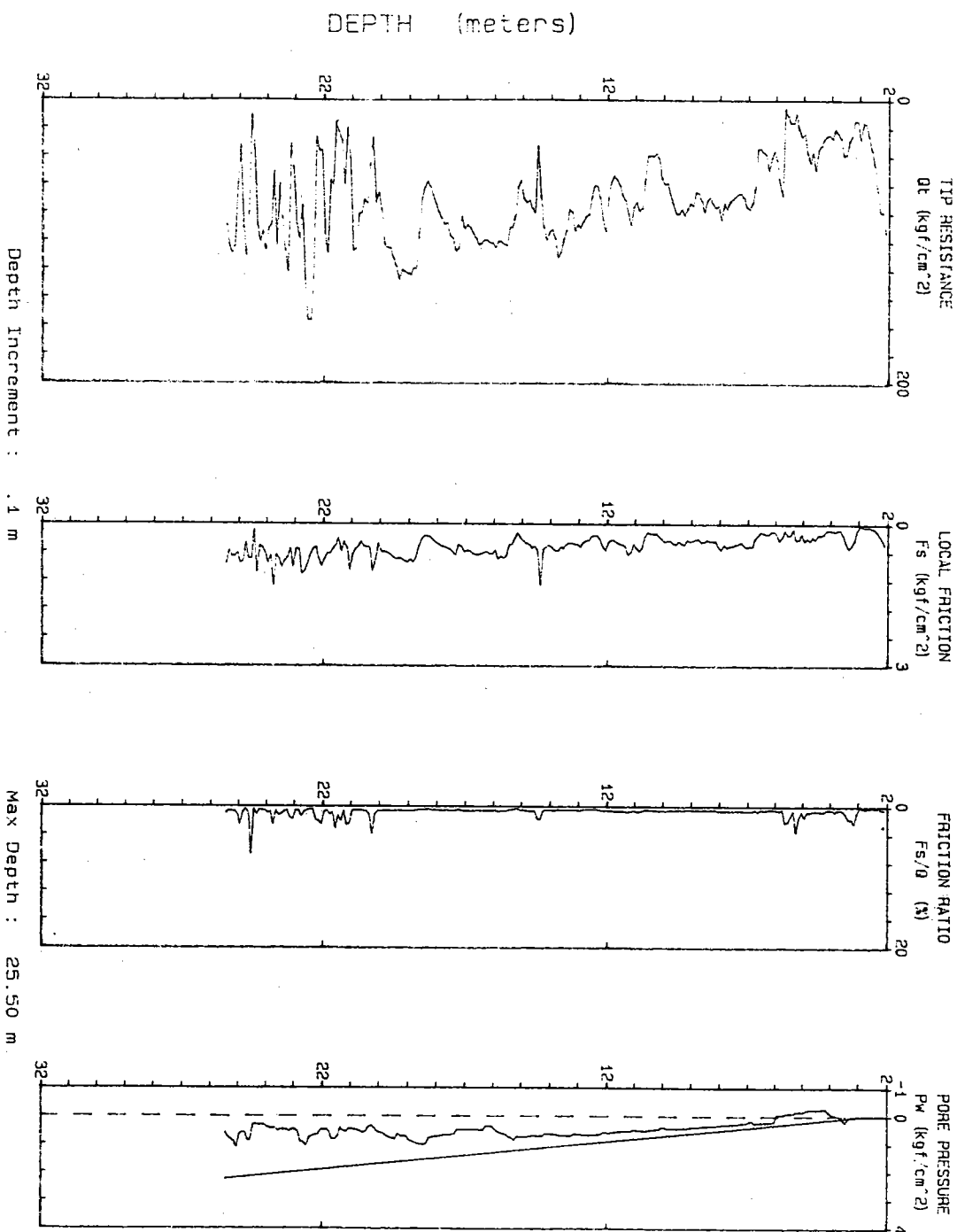
IHM-T

Operator : CHINSU
Location : W.HARBOR

CPT Date : 10-28-94 13:04
Cone Used : 396

Sounding : CPTC6
Job No. : CPT-C6

Pg 1 / 1

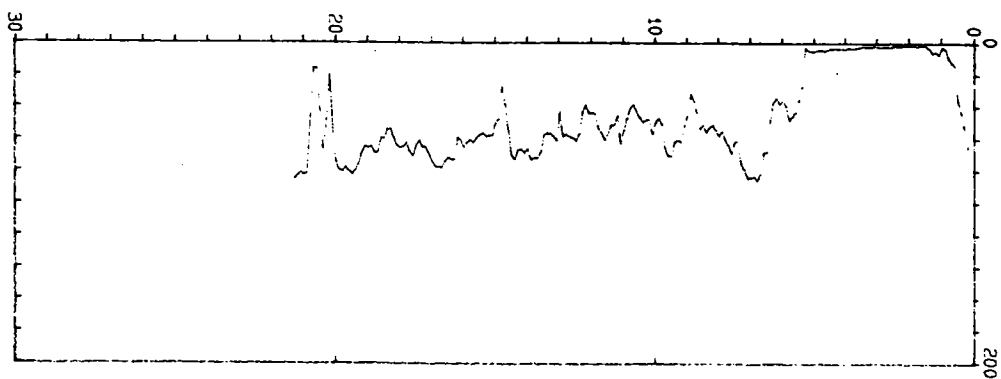


I-H-M-T

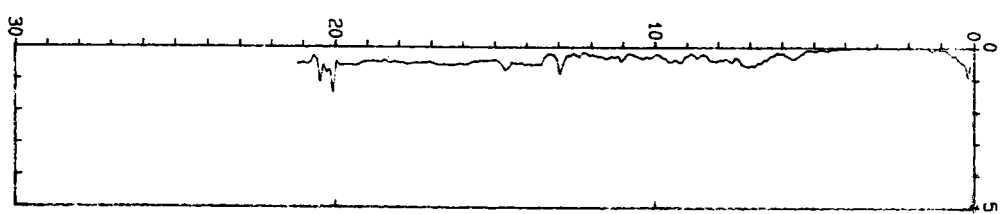
Operator : CH&SU
 Location : K.H.HARBOR
 CPT Date : 06-07-95 10:12
 Cone Used : 436TC
 Sounding : KH-H01 Pg 1 / 1
 Job No. : NO.5 CON. CENTER

DEPTH (meters)

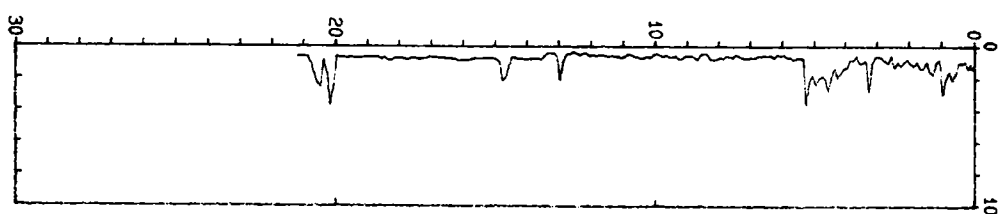
TIP RESISTANCE
 q_t (kgf/cm²)



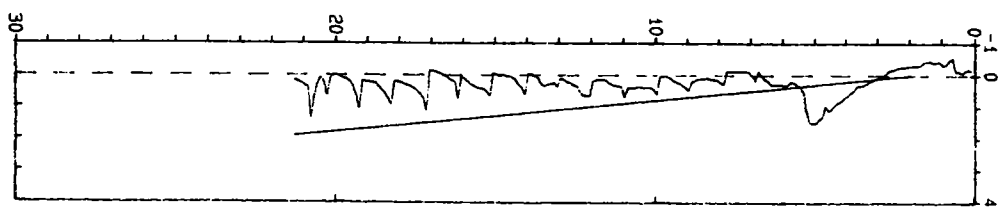
LOCAL FRICTION
 f_s (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
 f_s/q (%)



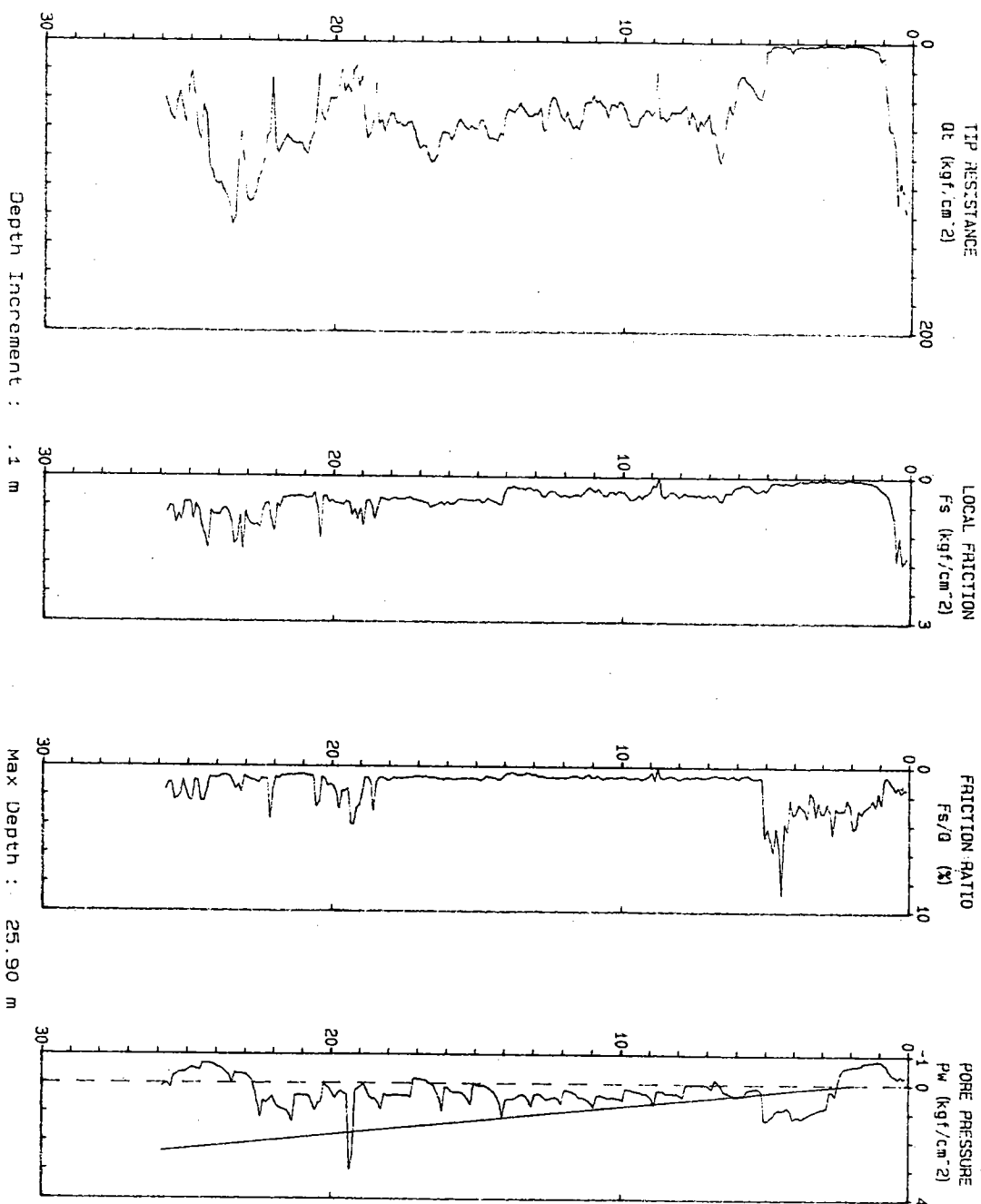
PORE PRESSURE
 u_w (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 21.30 m

Sounding : KH-H02 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER



I-H-M-T

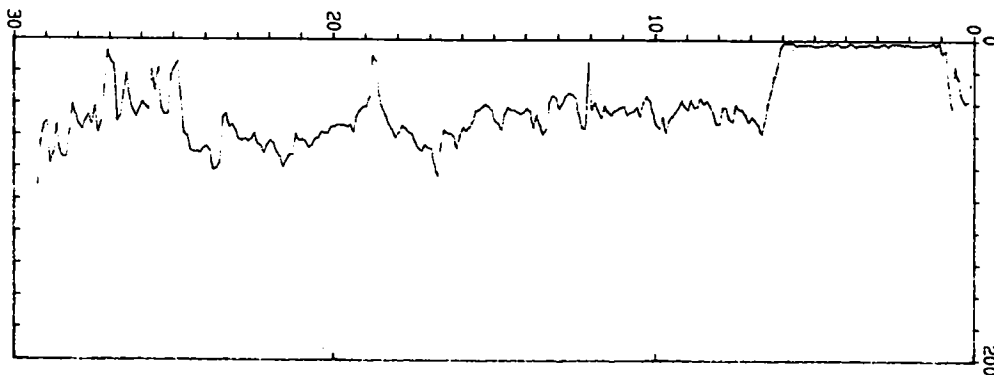
Operator : CH&SU
Location : K.H. HARBOR

CPT Date : 06-06-95 10:44
Cone Used : 436TC

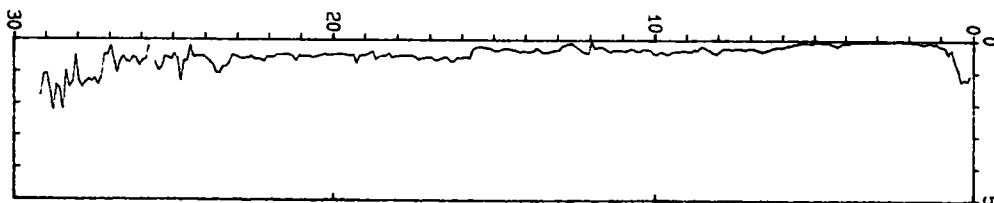
Sounding : KH-H03 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON. CENTER

DEPTH (meters)

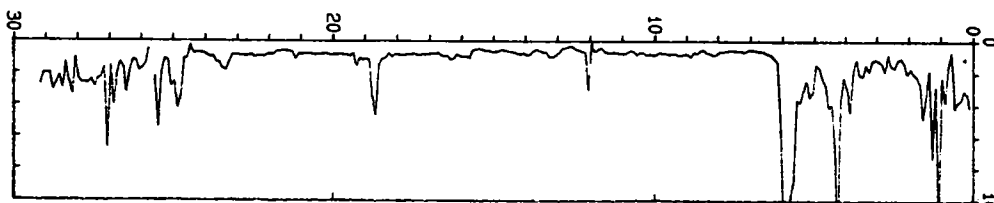
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



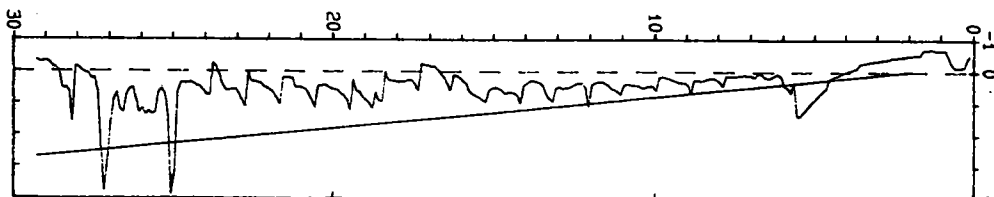
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 29.30 m

IHM7

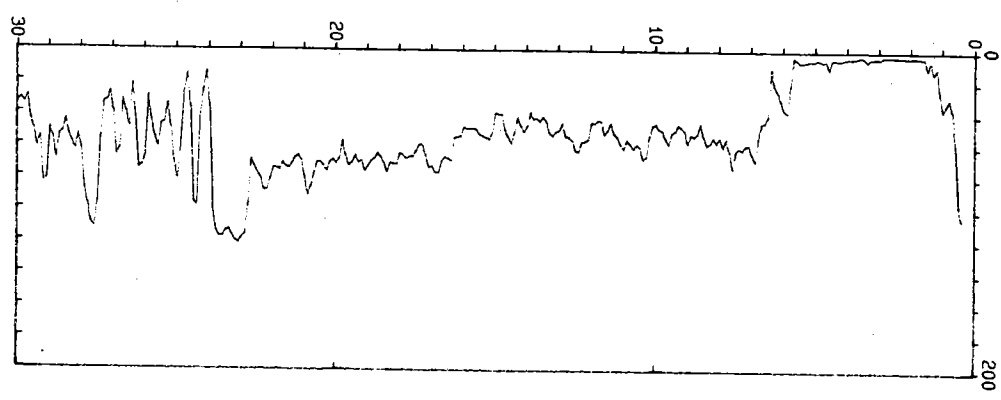
Operator : CH8SU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-23-95 12:37
Cone Used : 436TC

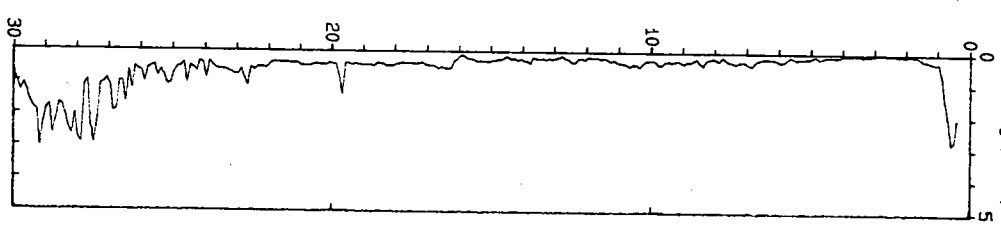
Sounding : KH-H4 Pg 1 / 2
Job No. : NO.5 CON.CENTER

DEPTH (meters)

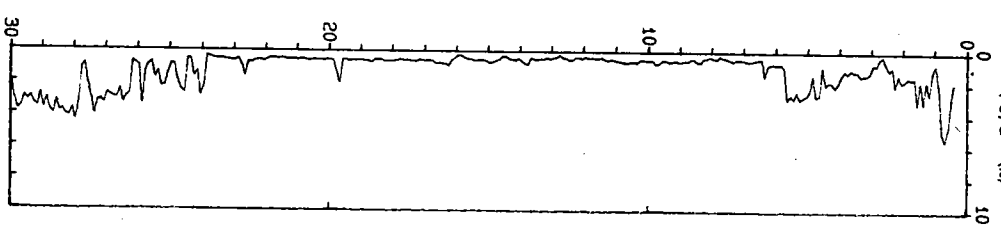
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



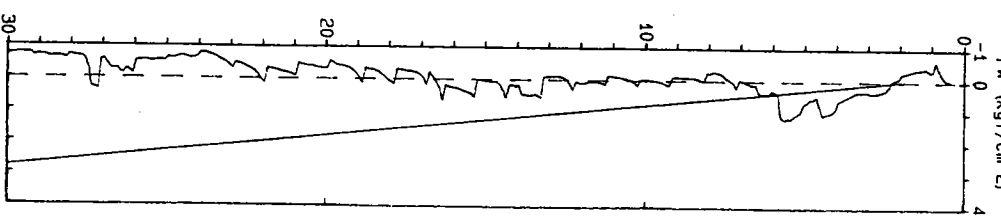
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Qt (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



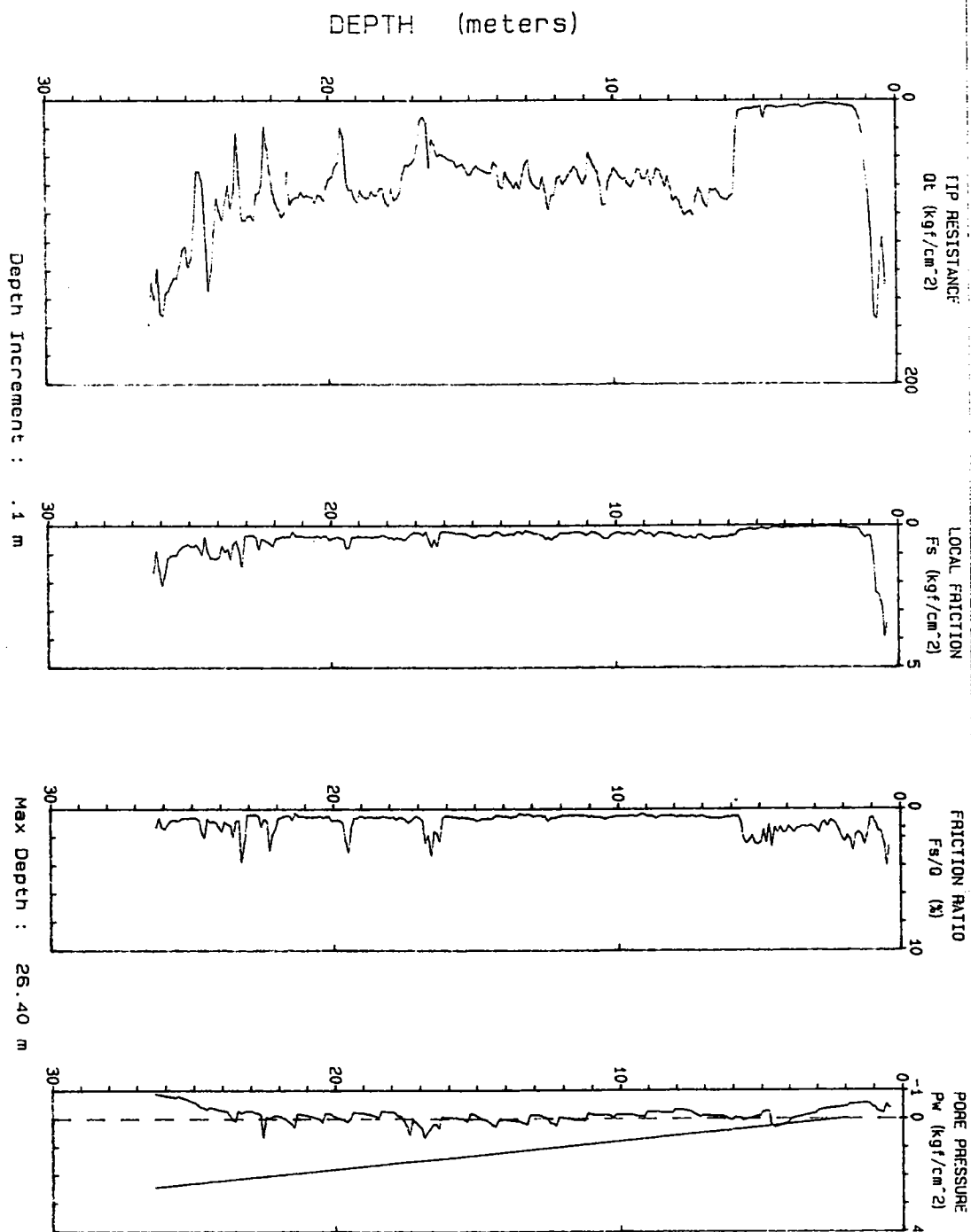
Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.20 m

Operator : CHSSU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-23-95 09:05
Cone Used : 436TC

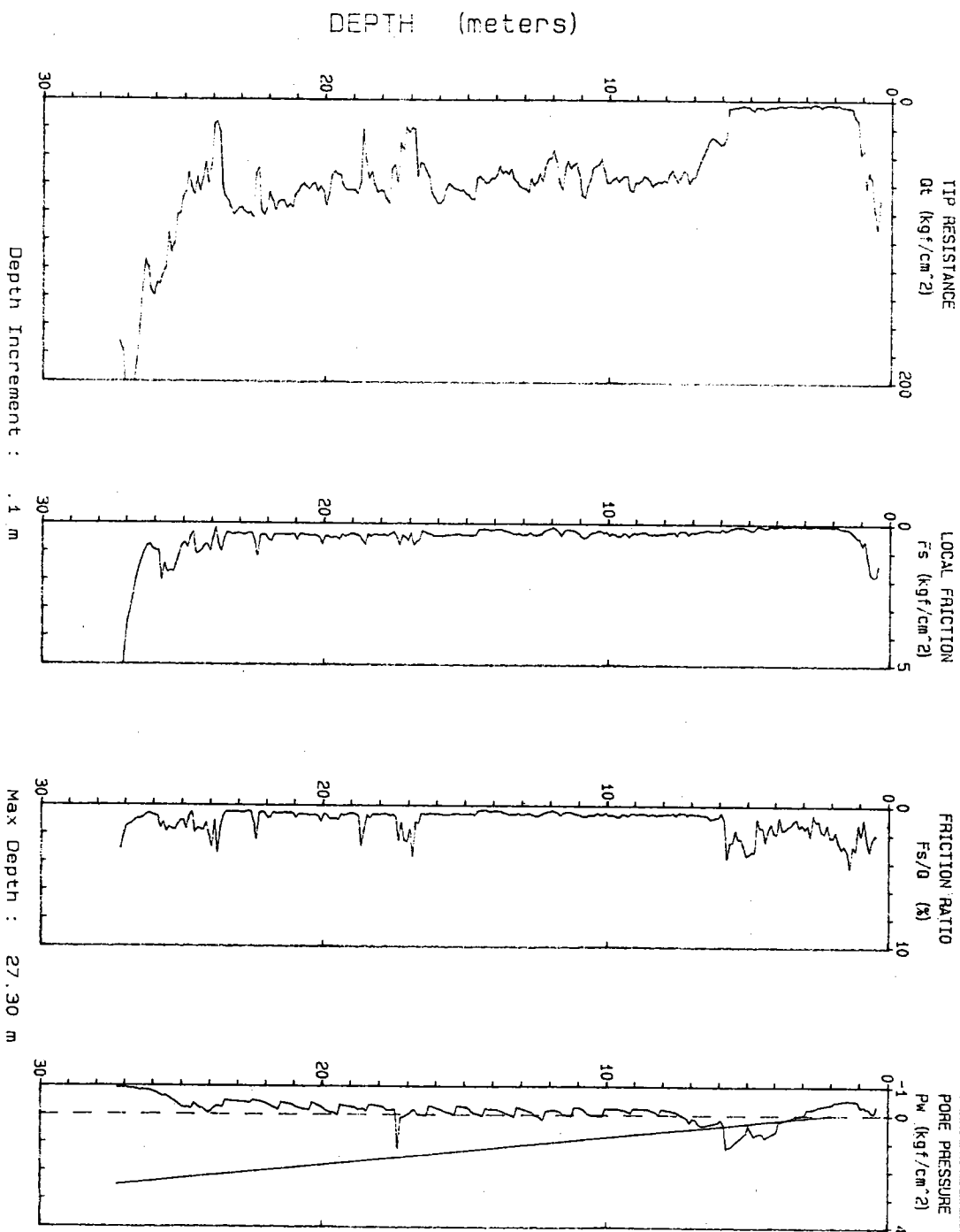
Sounding : KH-H5 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER



Operator : CHASU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-22-95 12:23
Cone Used : 436TC

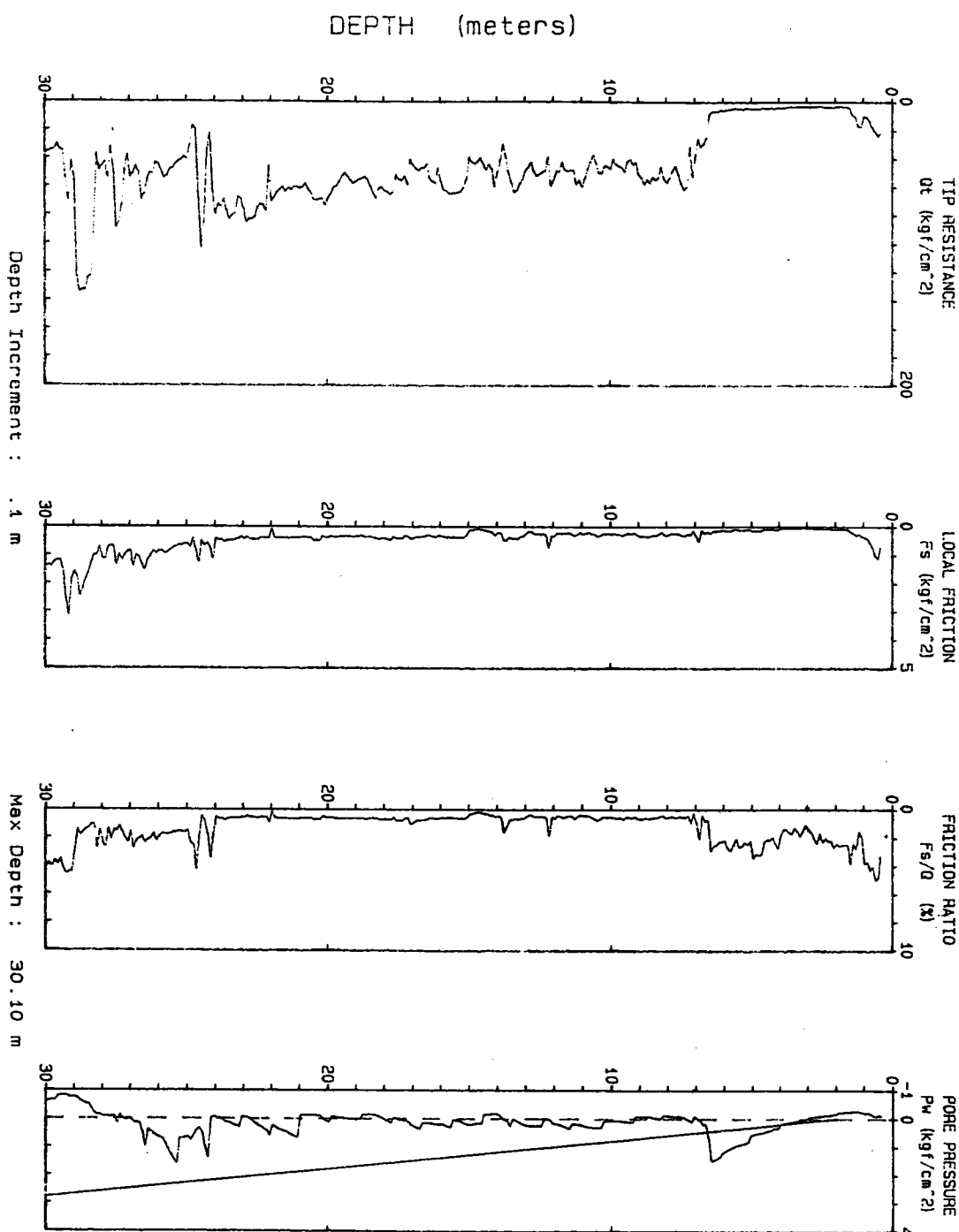
Sounding : KH-H6 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER



Operator : CH6SU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-22-95 08: 46
Cone Used : 436TC

Sounding : KH-H7 Pg 1 / 2
Job No. : NO.5 CON.CENTER



CHMT

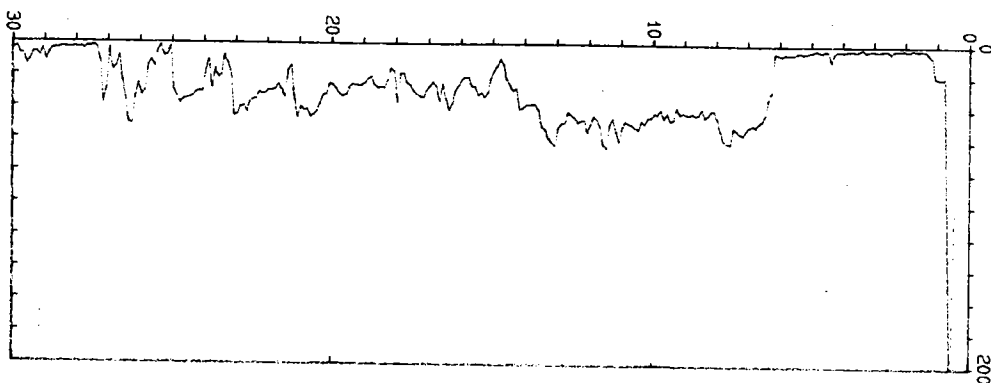
Operator : SU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-21-95 10:17
Cone Used : 436TC

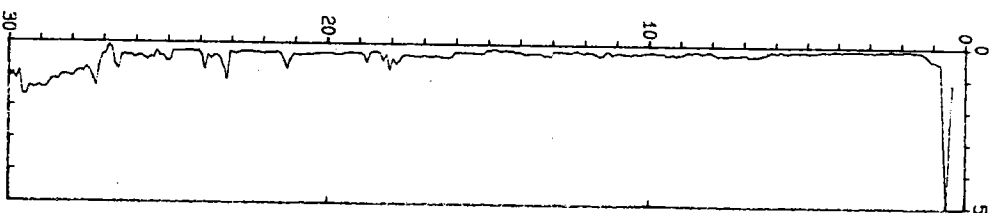
Sounding : KH-H8 Pg 1 / 2
Job No. : NO.5 CON.CENTER

DEPTH (meters)

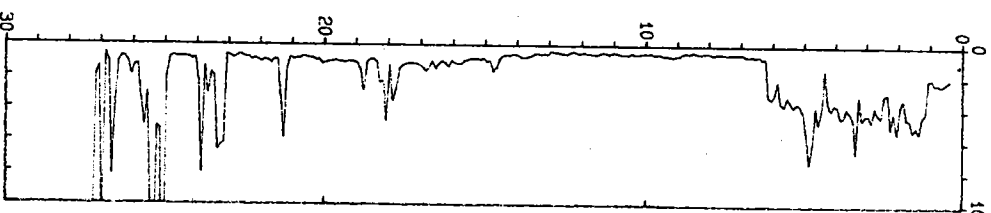
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



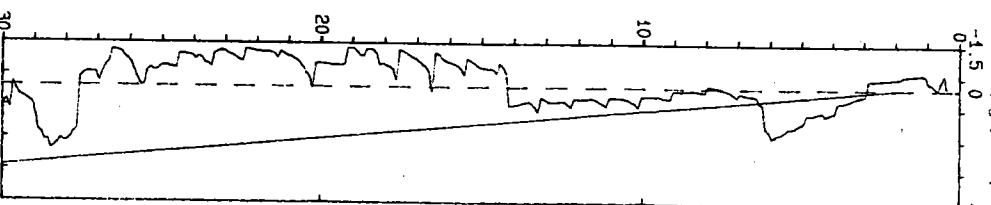
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 30.50 m

#

IHM T

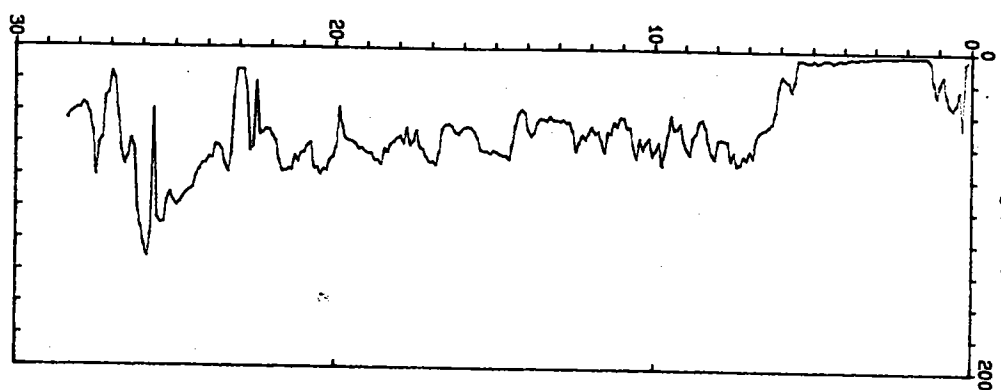
Operator : CH&SU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 03-24-95 08:56
Cone Used : 436TC

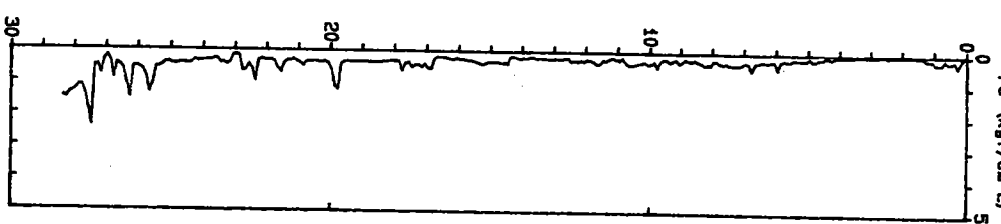
Sounding : KH-H10 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON. CENTER

DEPTH (meters)

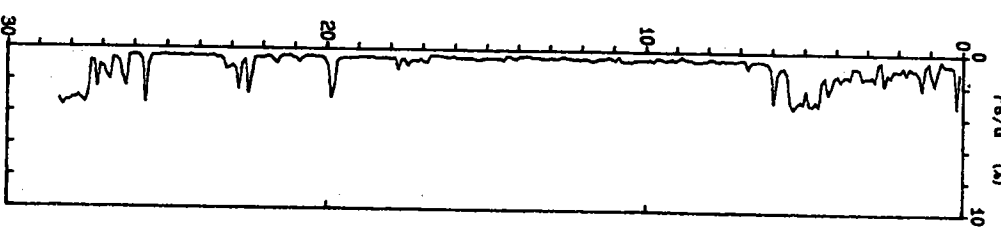
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



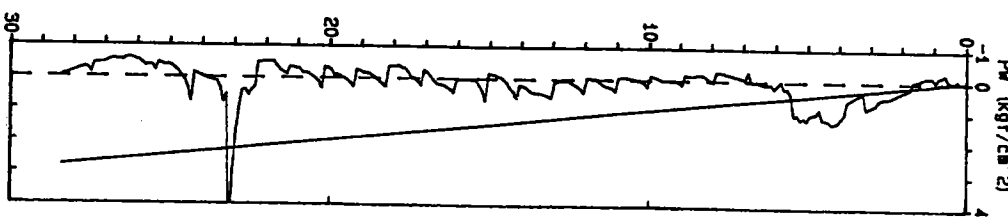
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (X)



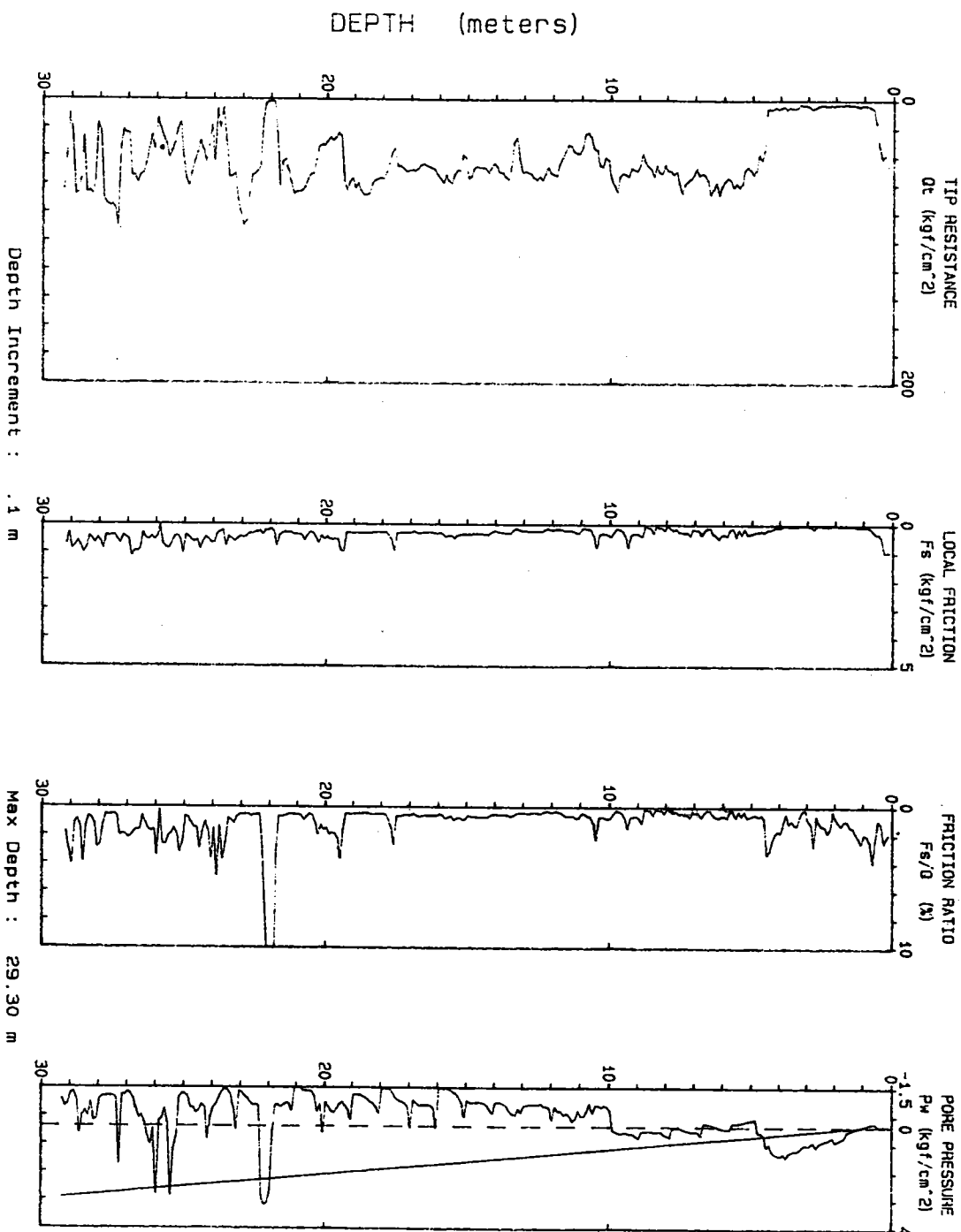
PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .1 m

Max Depth : 28.40 m

Sounding : KH-H11 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER



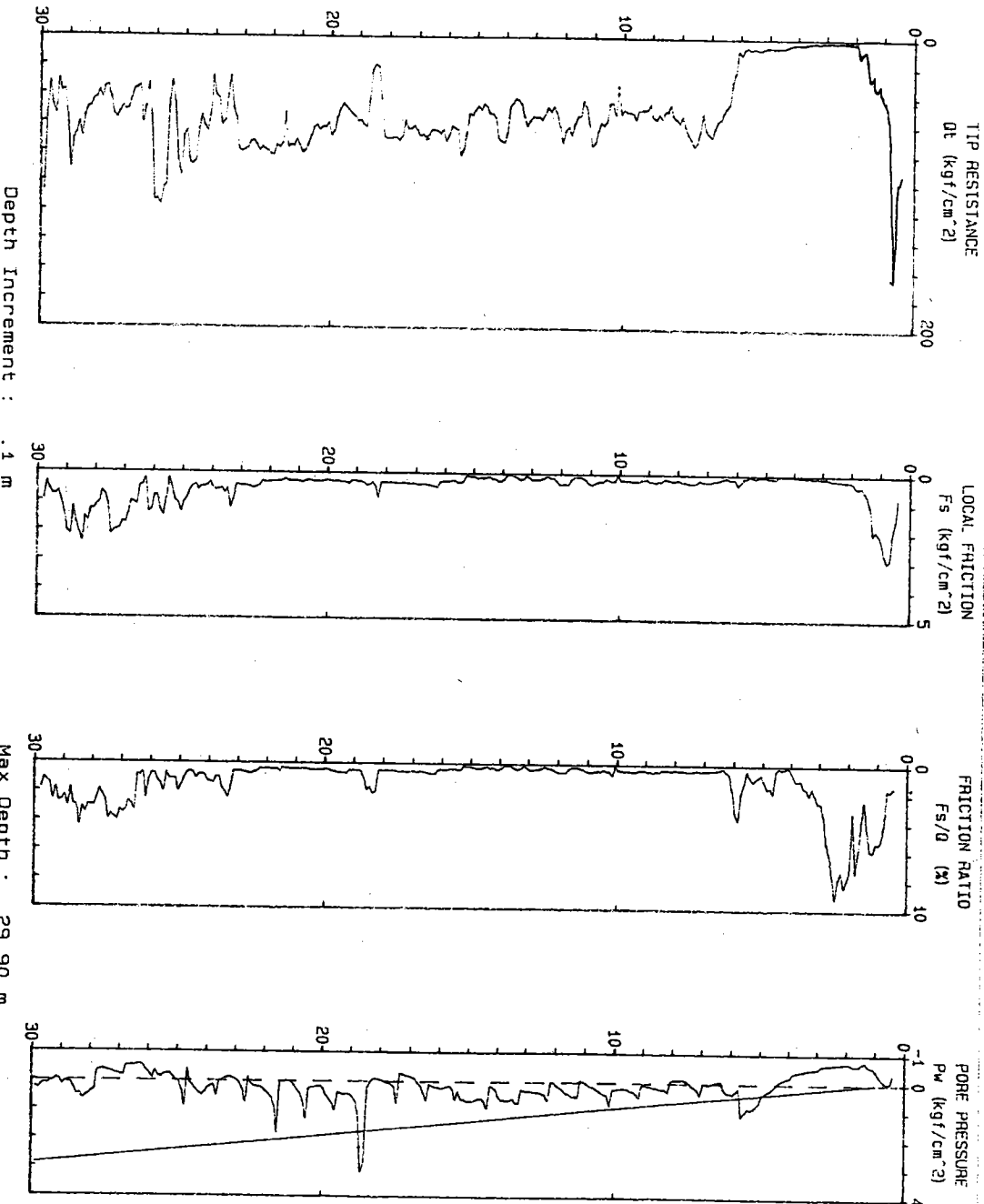
IMT

Operator : CHASU
Location : K.H.HARBOR

CPT Date : 06-08-95 10:36
Cone Used : 396

Sounding : KH-H42 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER

DEPTH (meters)



Depth Increment : .1 m

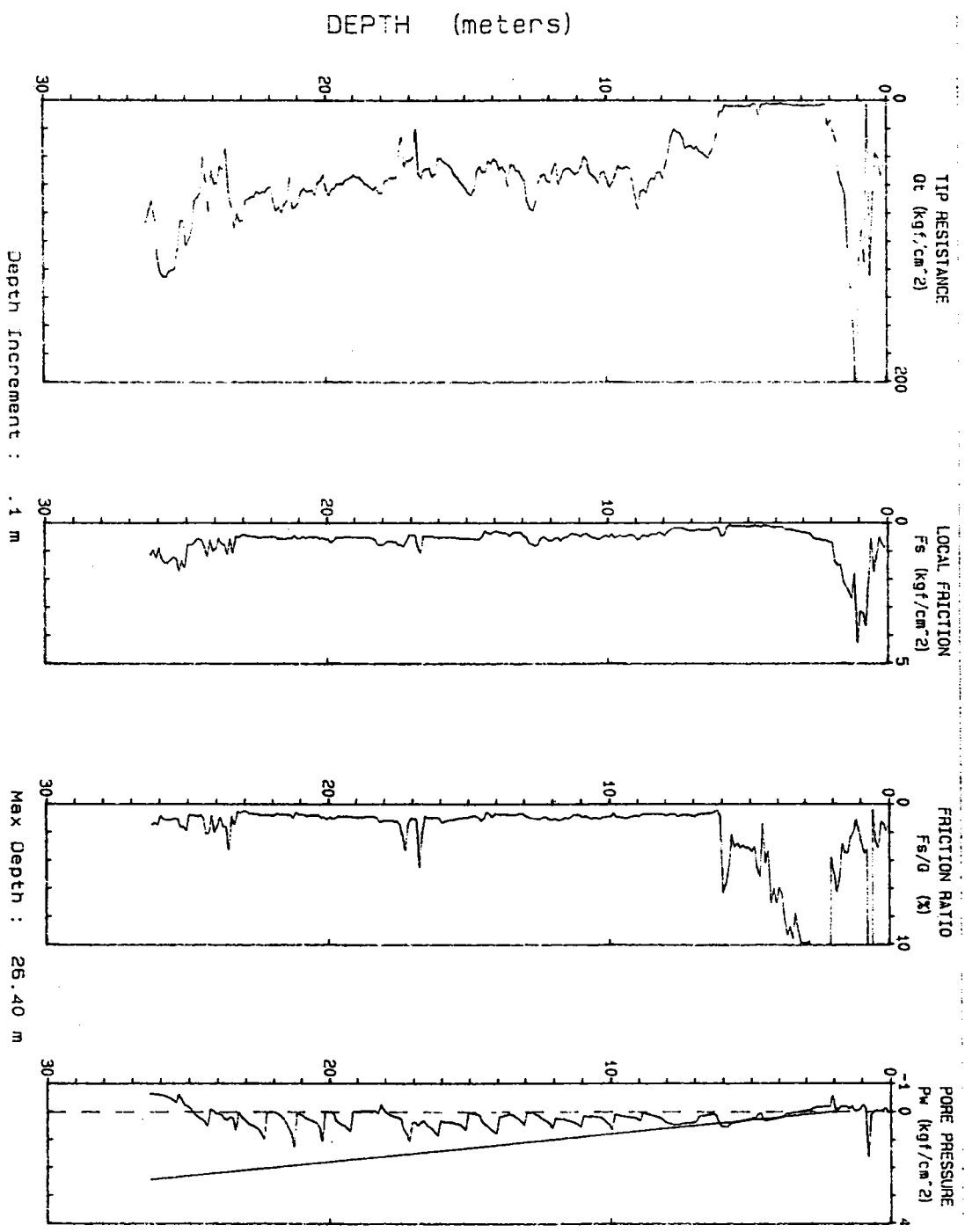
Max Depth : 29.90 m

THMT

Operator : CH&SU
Location : K.H. HARBOR

CPT Date : 06-09-95 14:43
Cone Used : 396

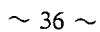
Sounding : KH-H13 Pg 1 / 1
Job No. : NO.5 CON.CENTER



Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-20-95 10: 46
Cone Used : 417

Sounding : CPTK49 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-14

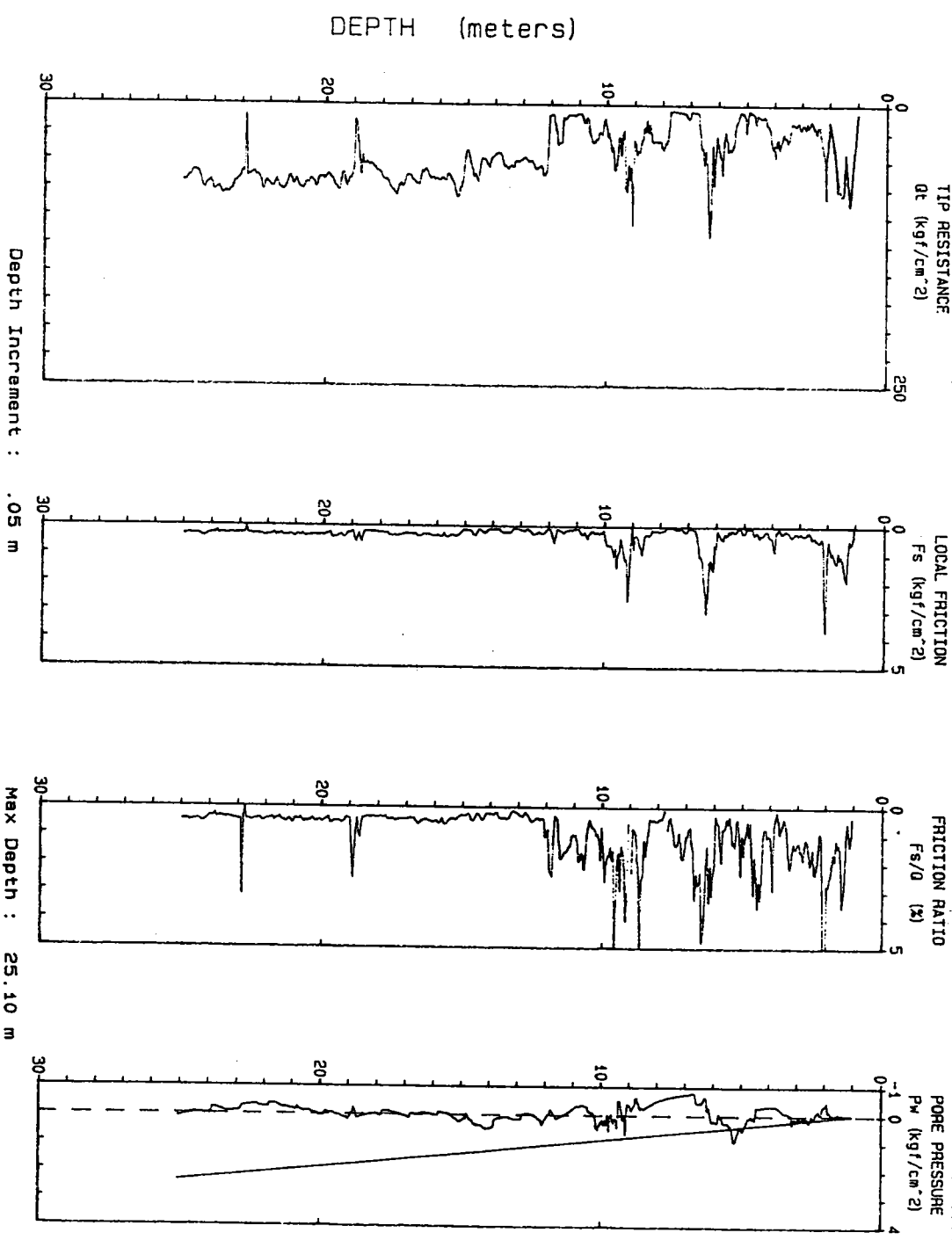


I H M T

Operator : YU & CHEN
 Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-20-95 11:40
 Cone Used : 417

Sounding : CPTK50 Pg 1 / 1
 Job No. : BORE-15



#

IHM T

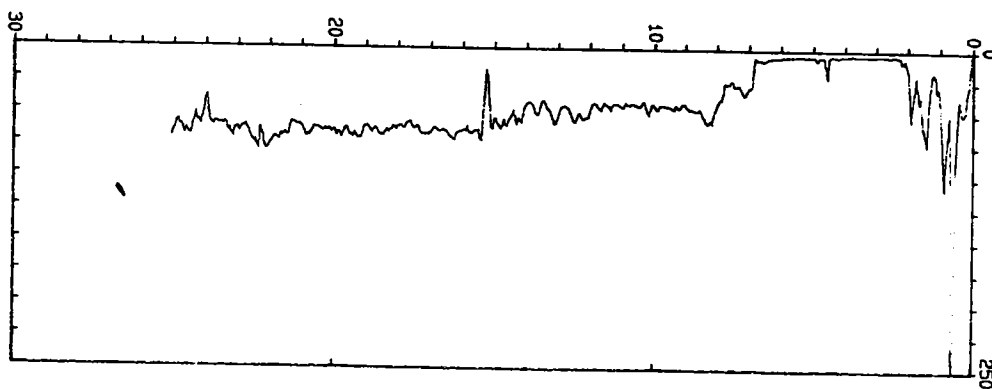
Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-20-95 14:16
Cone Used : 417

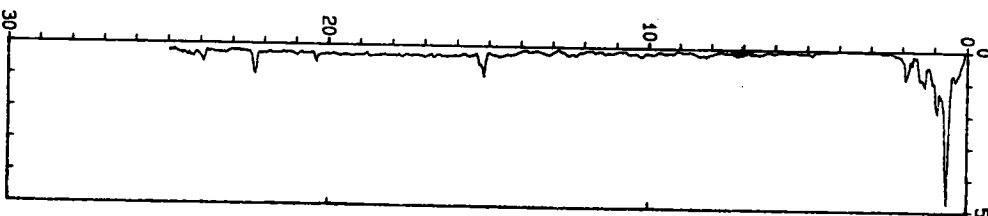
Sounding : CPTK54 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-17

DEPTH (meters)

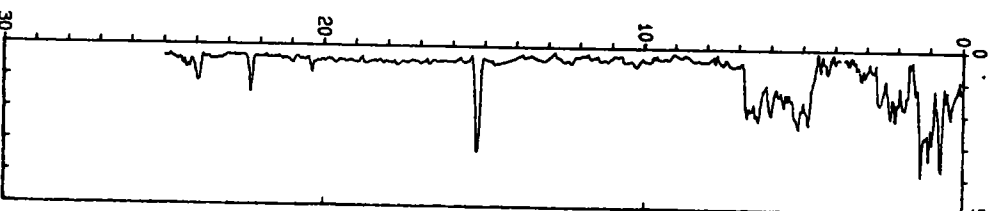
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



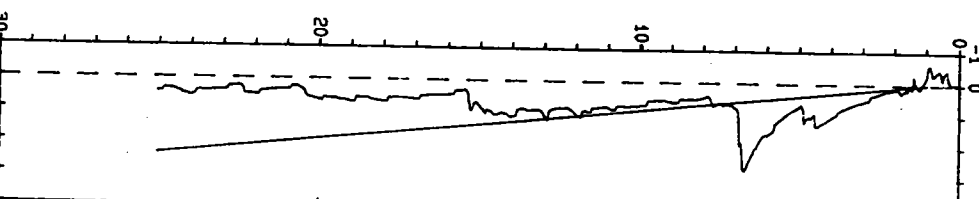
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Qt (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .05 m

Max Depth : 25.10 m

I H M T

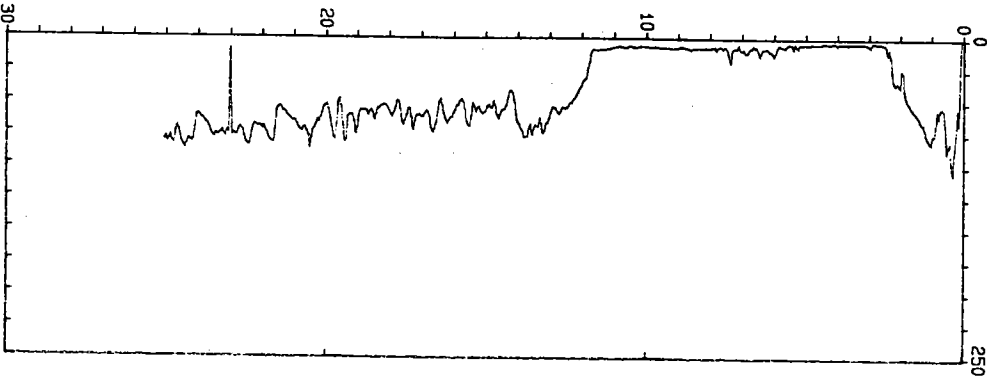
Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-20-95 15:18
Cone Used : 417

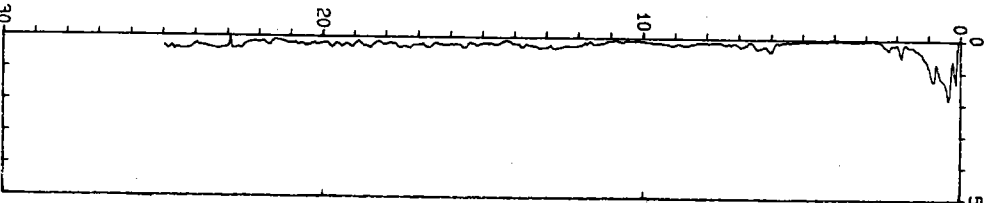
Sounding : CPTK55 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-18

DEPTH (meters)

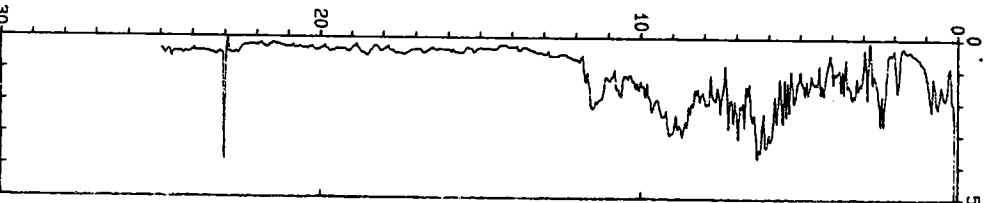
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



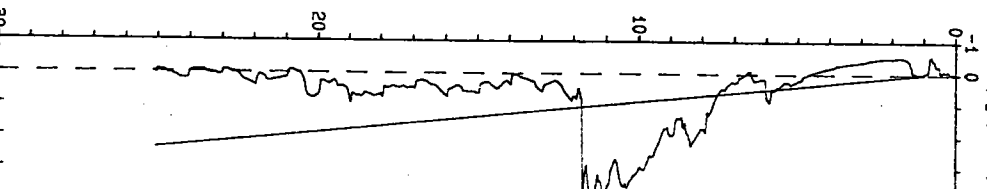
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (X)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



Depth Increment : .05 m

Max Depth : 25.10 m

Sounding : CPTK56 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-19



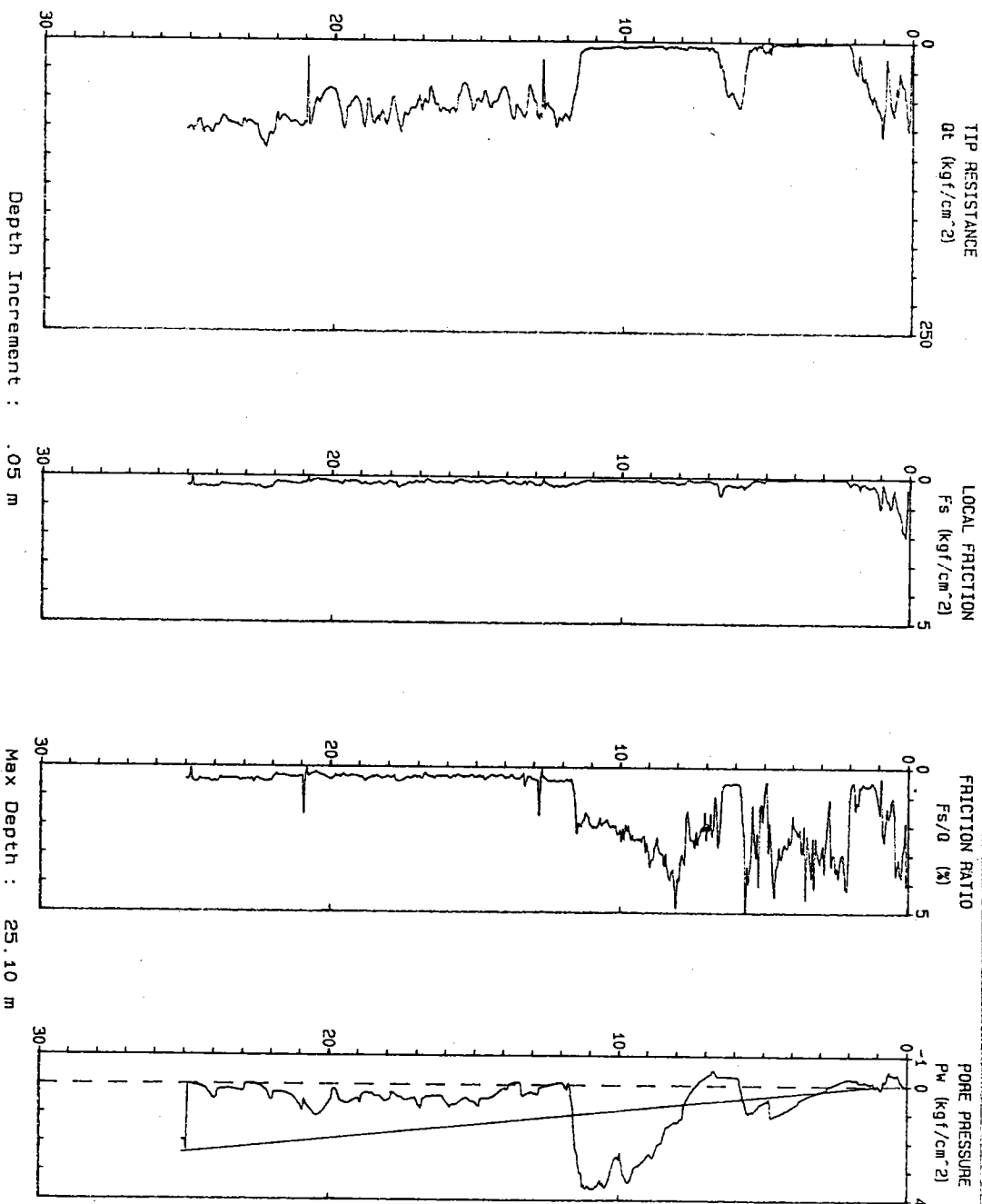
I H M T

Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-20-95 18:21
Cone Used : 417

Sounding : CPTK58 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-20

DEPTH (meters)



I H M T

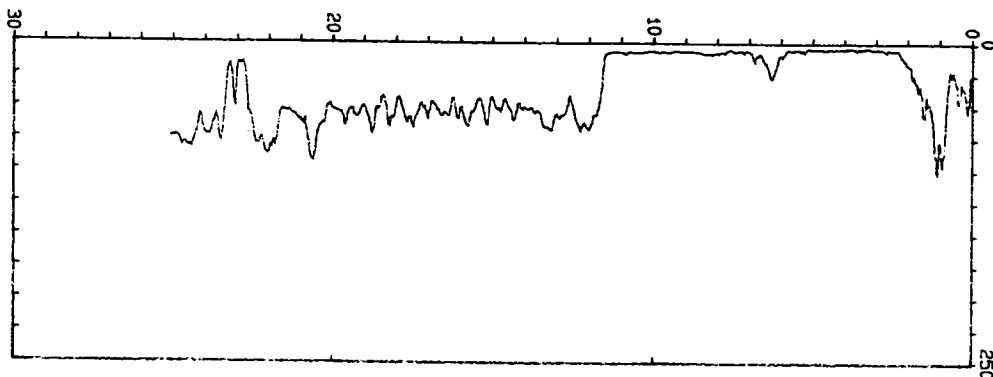
Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUIIG

CPT Date : 06-21-95 08:57
Cone Used : 417

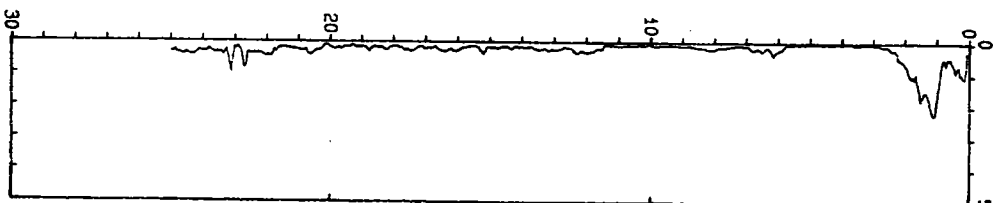
Sounding : CPTK59 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-21

DEPTH (meters)

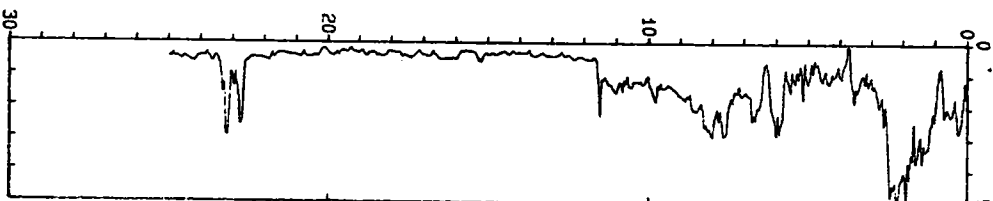
TIP RESISTANCE
Qt (kgf/cm²)



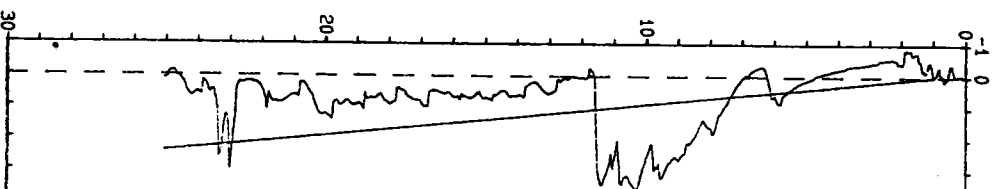
LOCAL FRICTION
Fs (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
Fs/Q (%)



PORE PRESSURE
Pw (kgf/cm²)



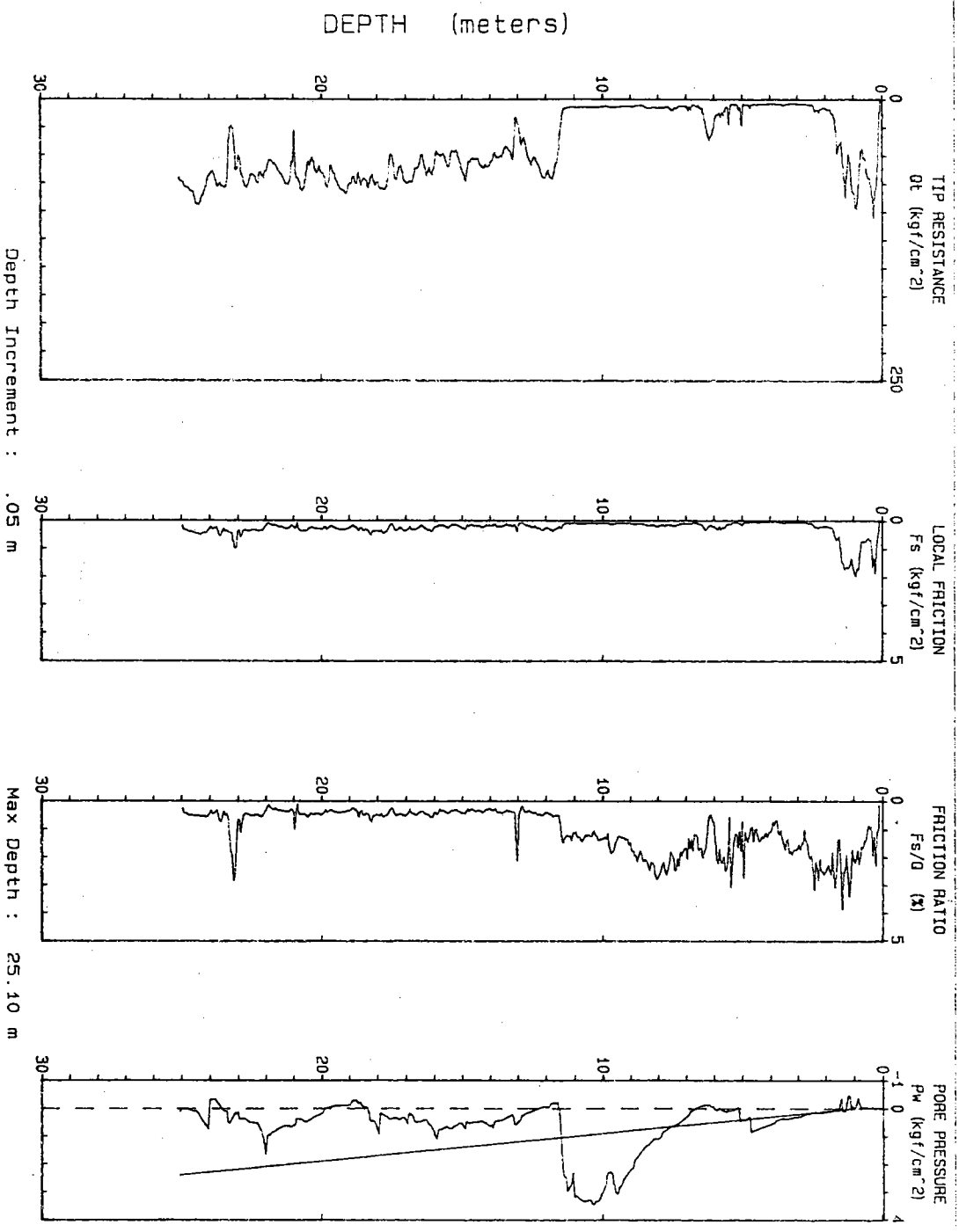
Depth Increment : .05 m

Max Depth : 25.10 m

Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-21-95 09:52
Cone Used : 417

Sounding : CPTK62 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-22



I H M T

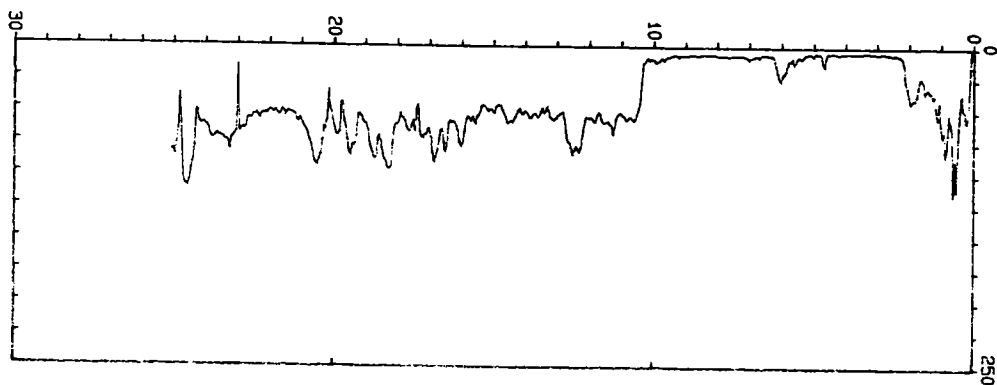
Operator : YU & CHEN
Location : KAO-SHUNG

CPT Date : 06-21-95 10:50
Cone Used : 417

Sounding : CPTK63 Pg 1 / 1
Job No. : BORE-23

DEPTH (meters)

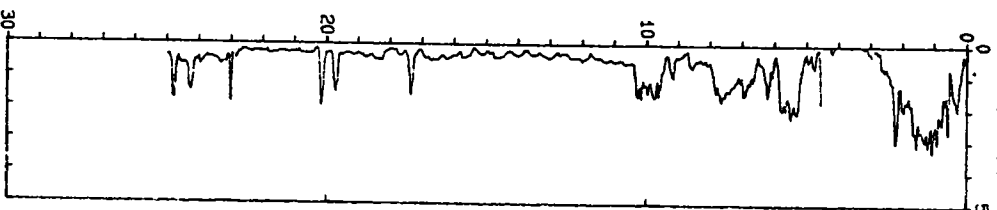
TIP RESISTANCE
 Q_t (kgf/cm²)



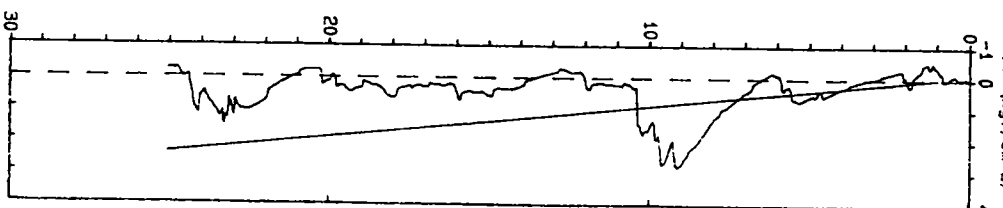
LOCAL FRICTION
 F_s (kgf/cm²)



FRICTION RATIO
 F_s/Q (%)



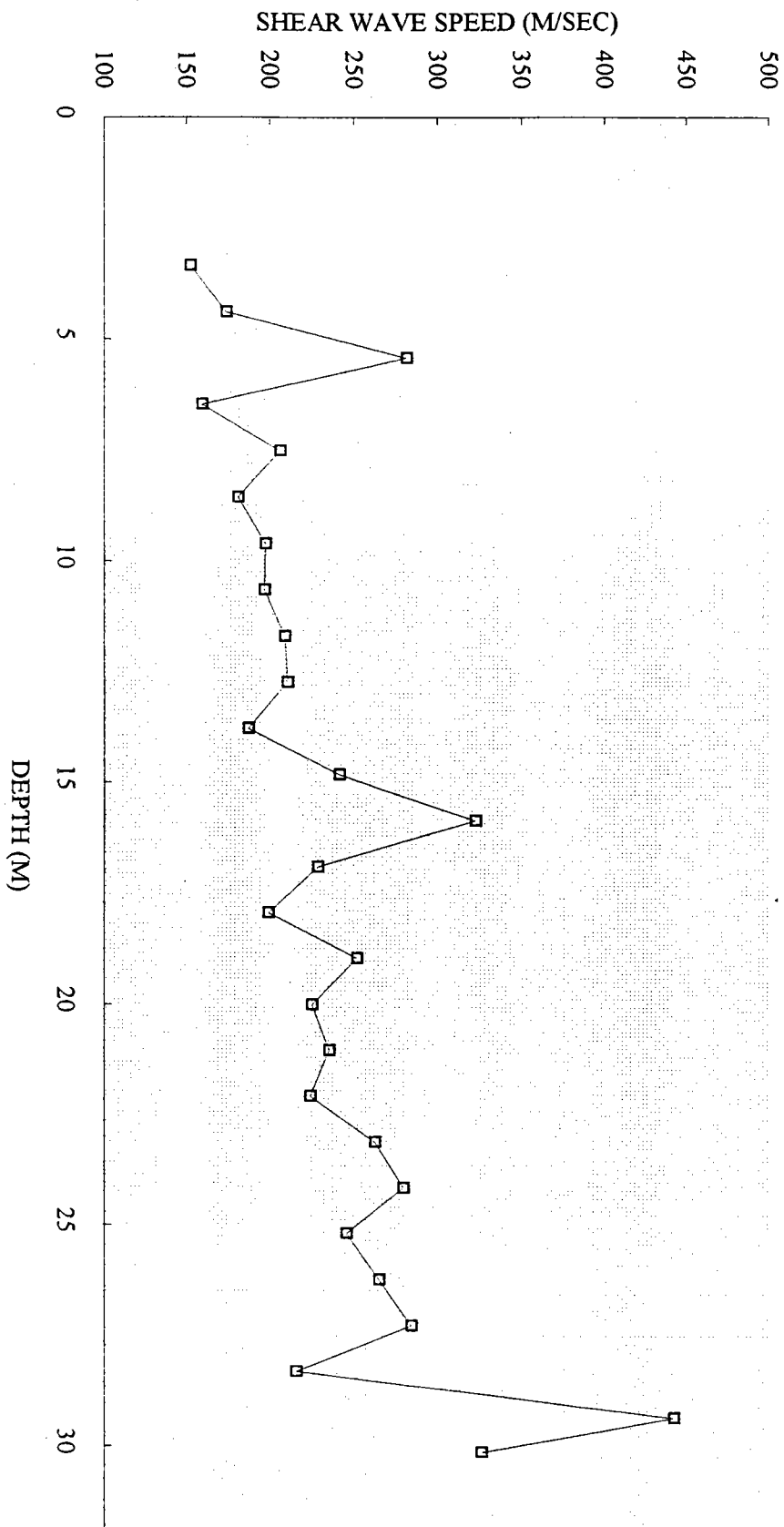
PORE PRESSURE
 P_w (kgf/cm²)



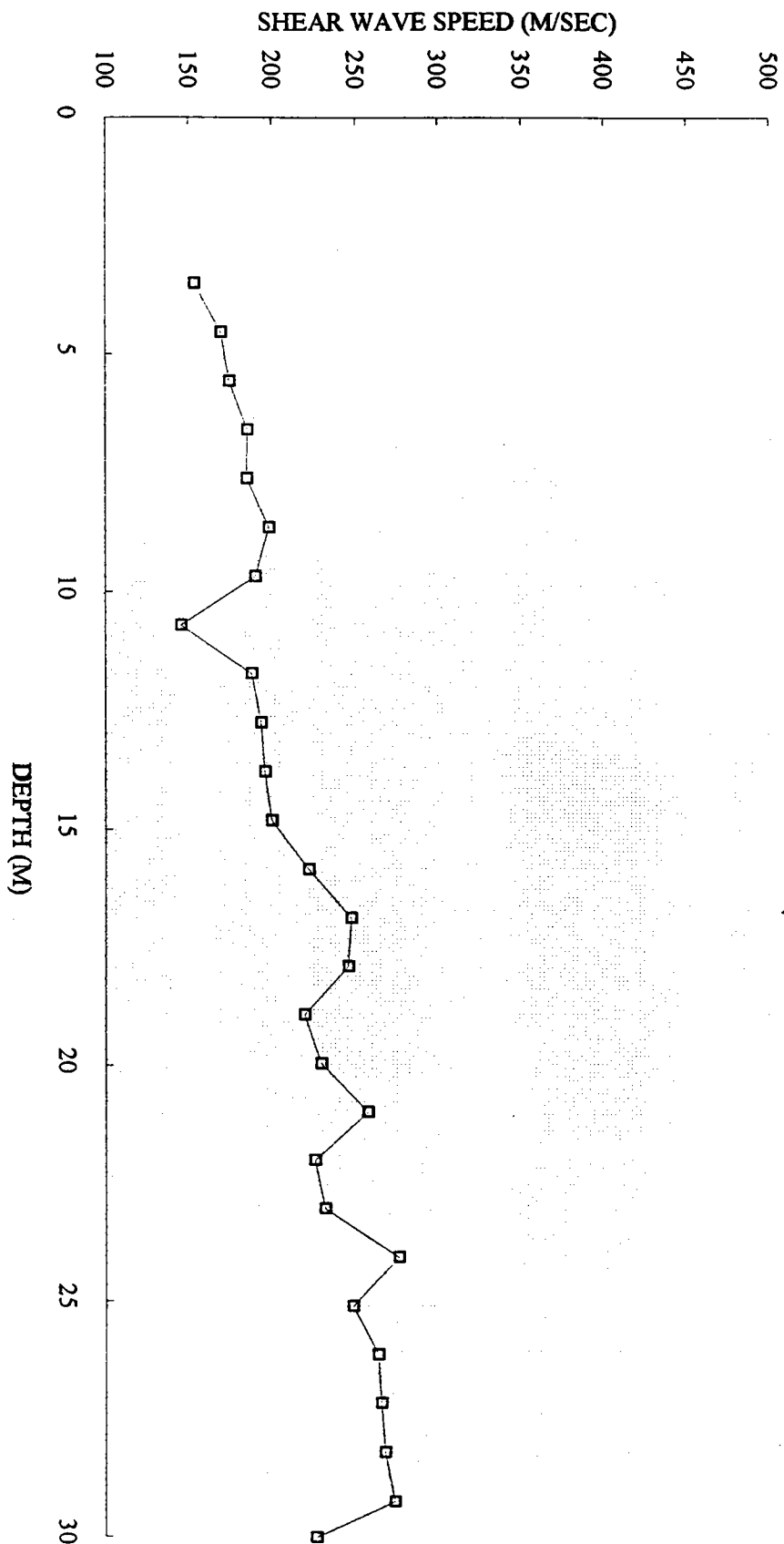
Depth Increment : .05 m

Max Depth : 25.10 m

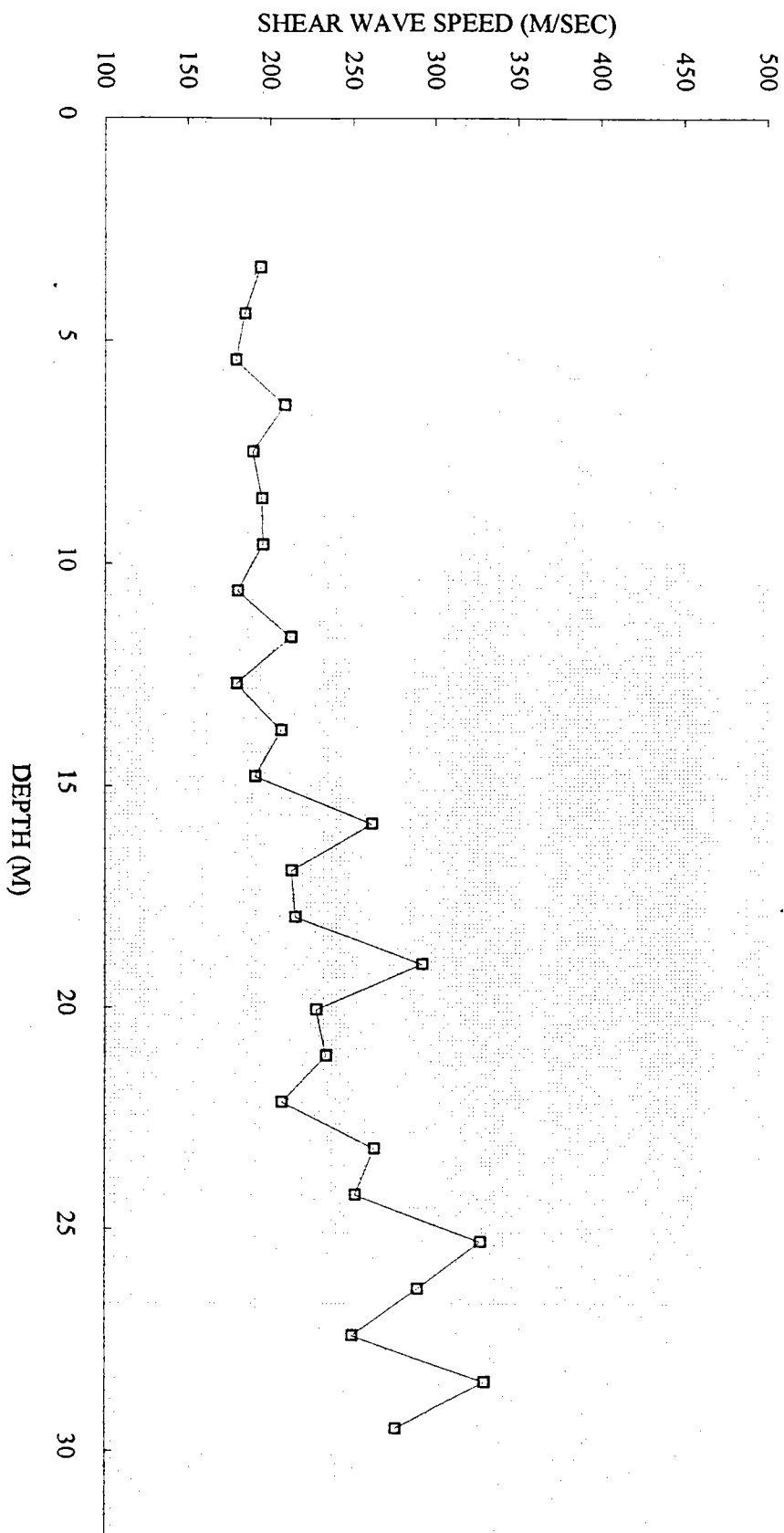
TAICHUNG HARBOR NO 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP01



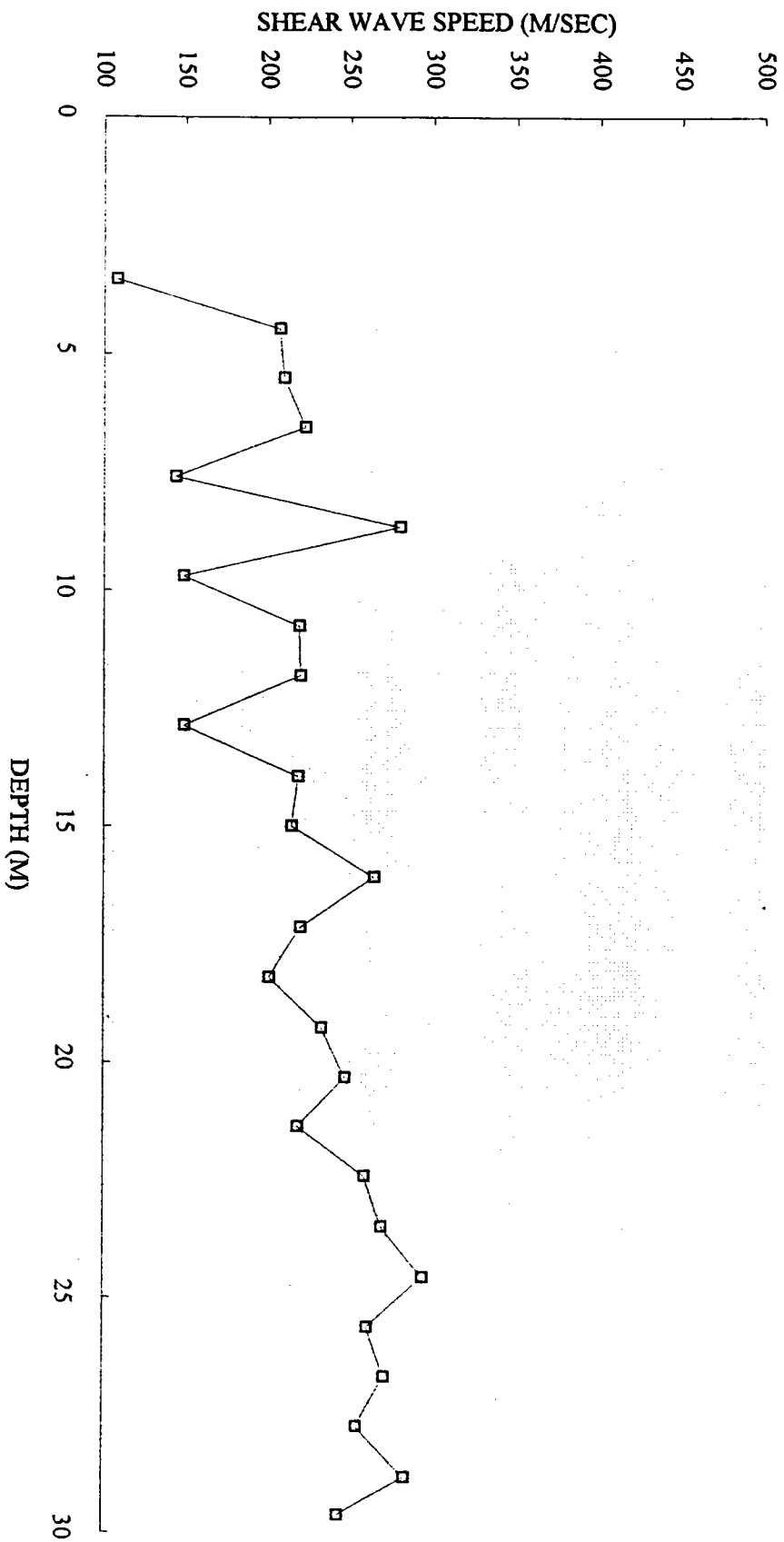
TAICHUNG HARBOR NO 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP02



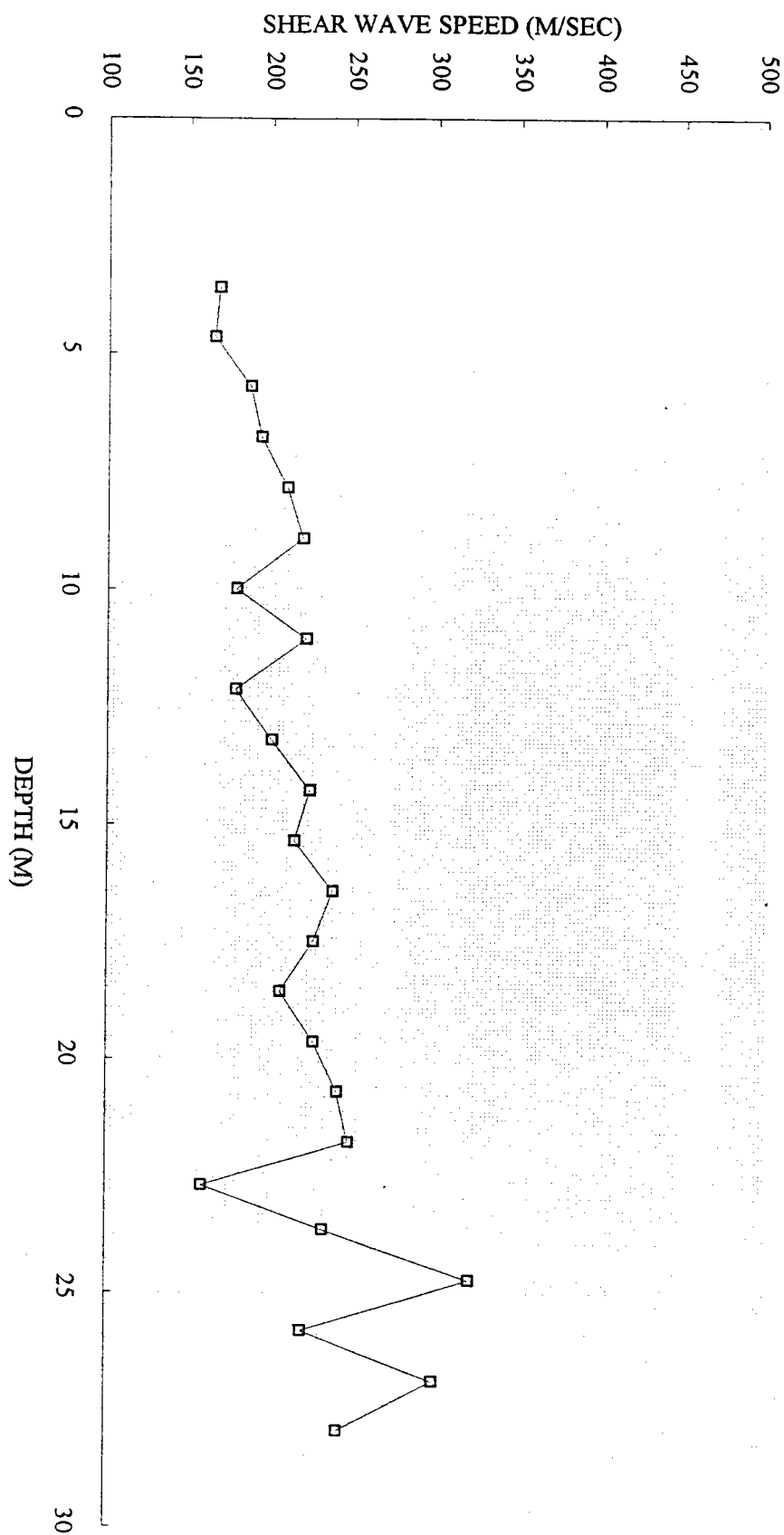
TAICHUNG HARBOR NO.16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP03



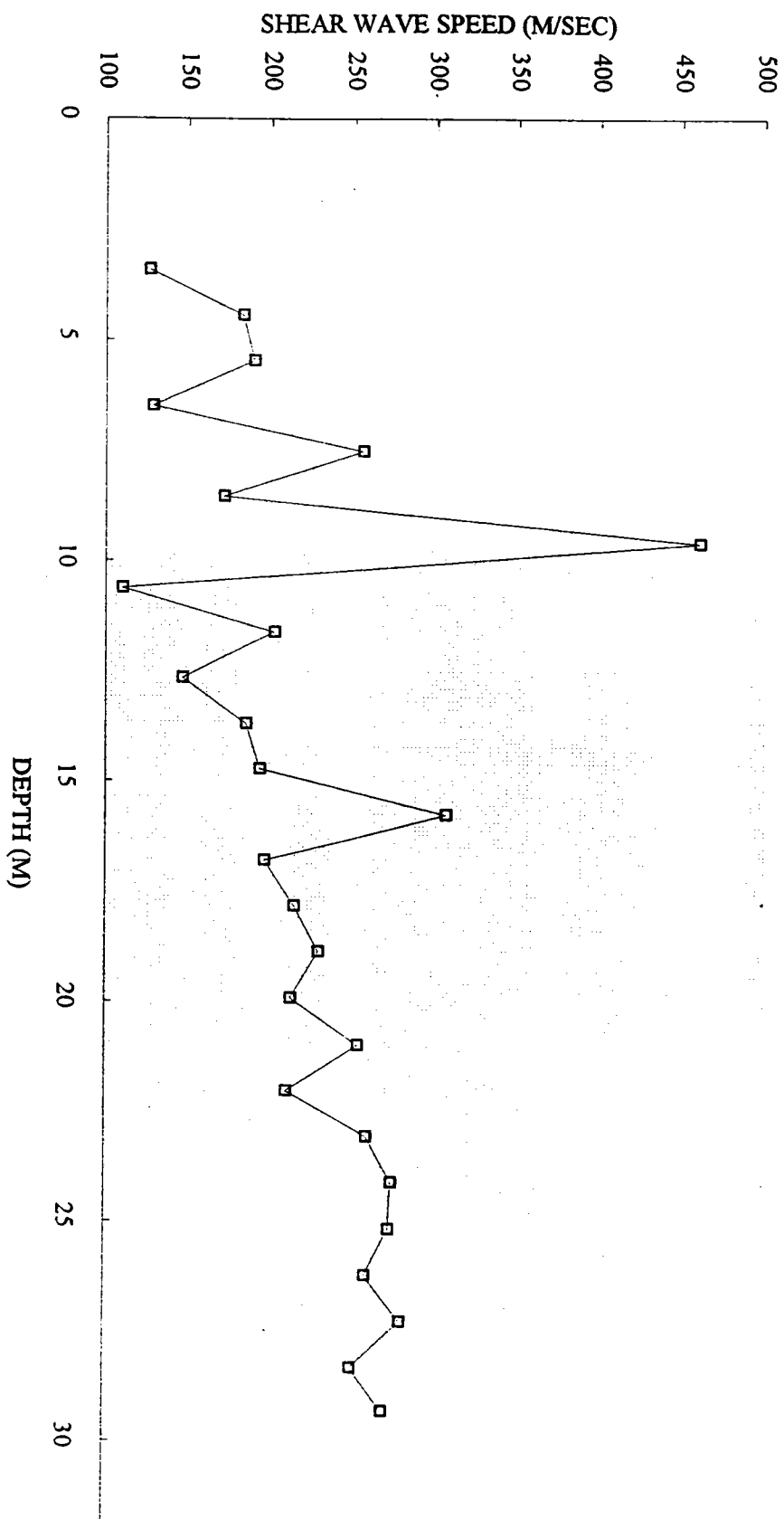
TAICHUNG HARBOR NO.16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP04



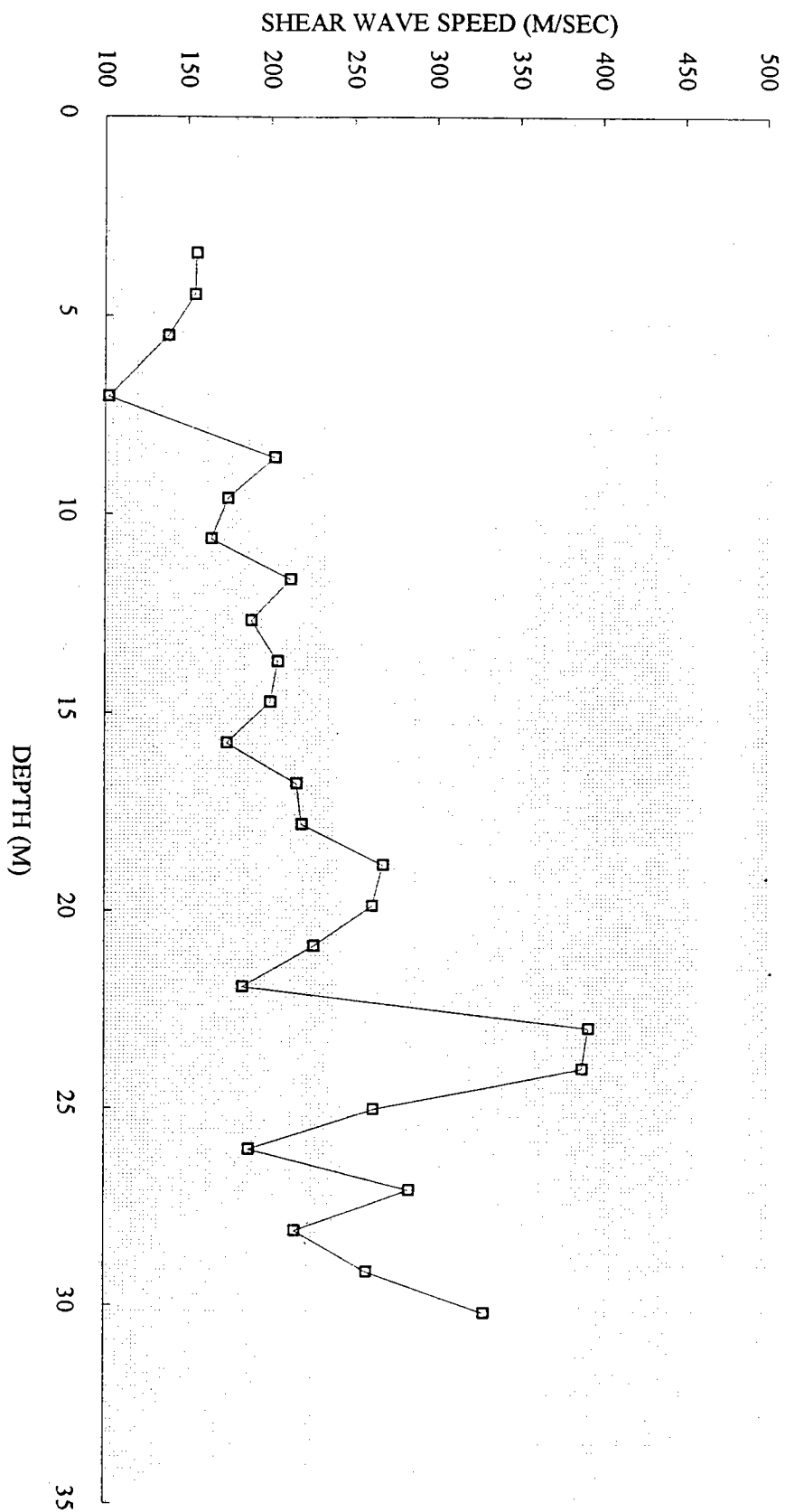
TAICHUNG HARBOR NO 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP05



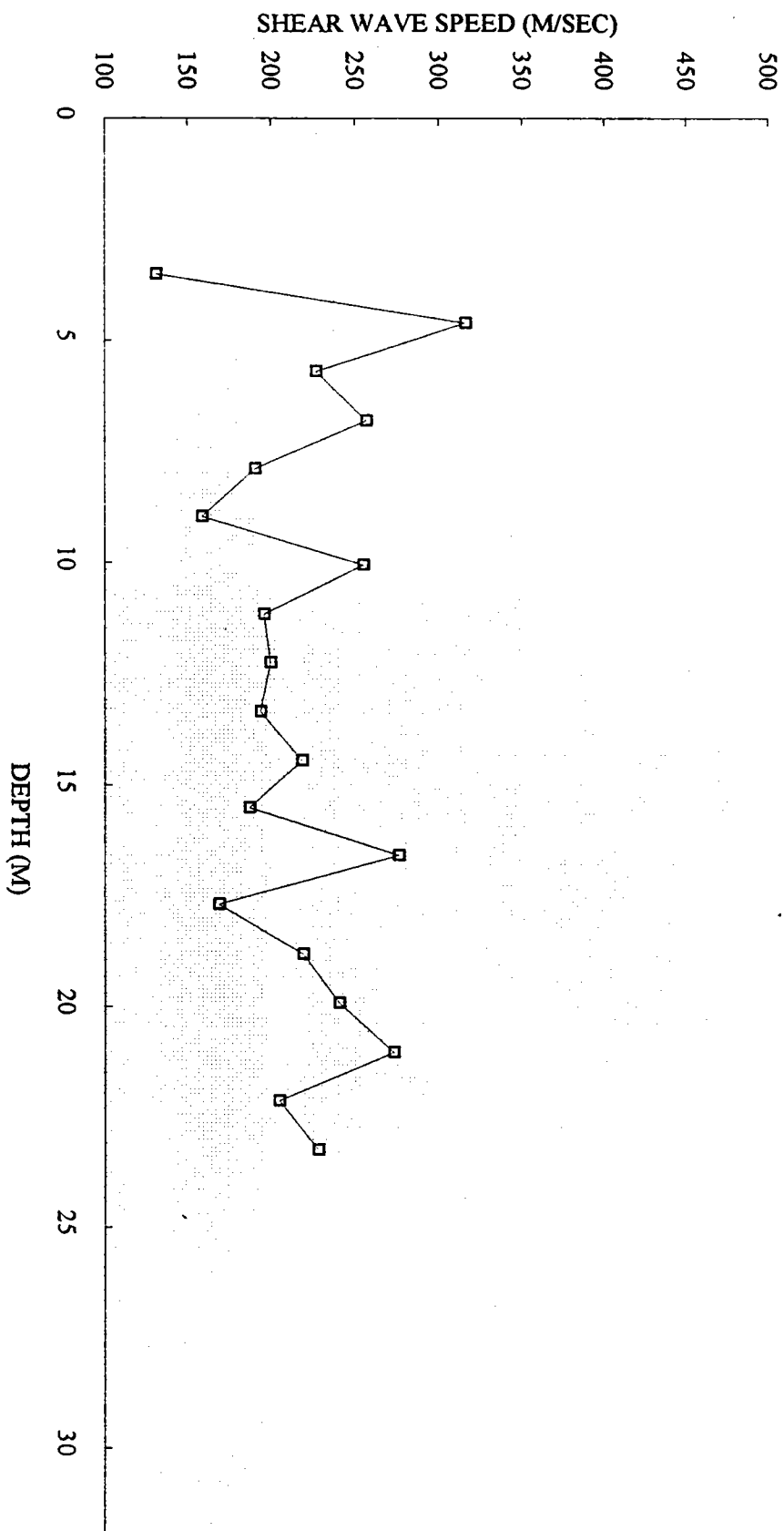
TAICHUNG HARBOR NO.16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP06



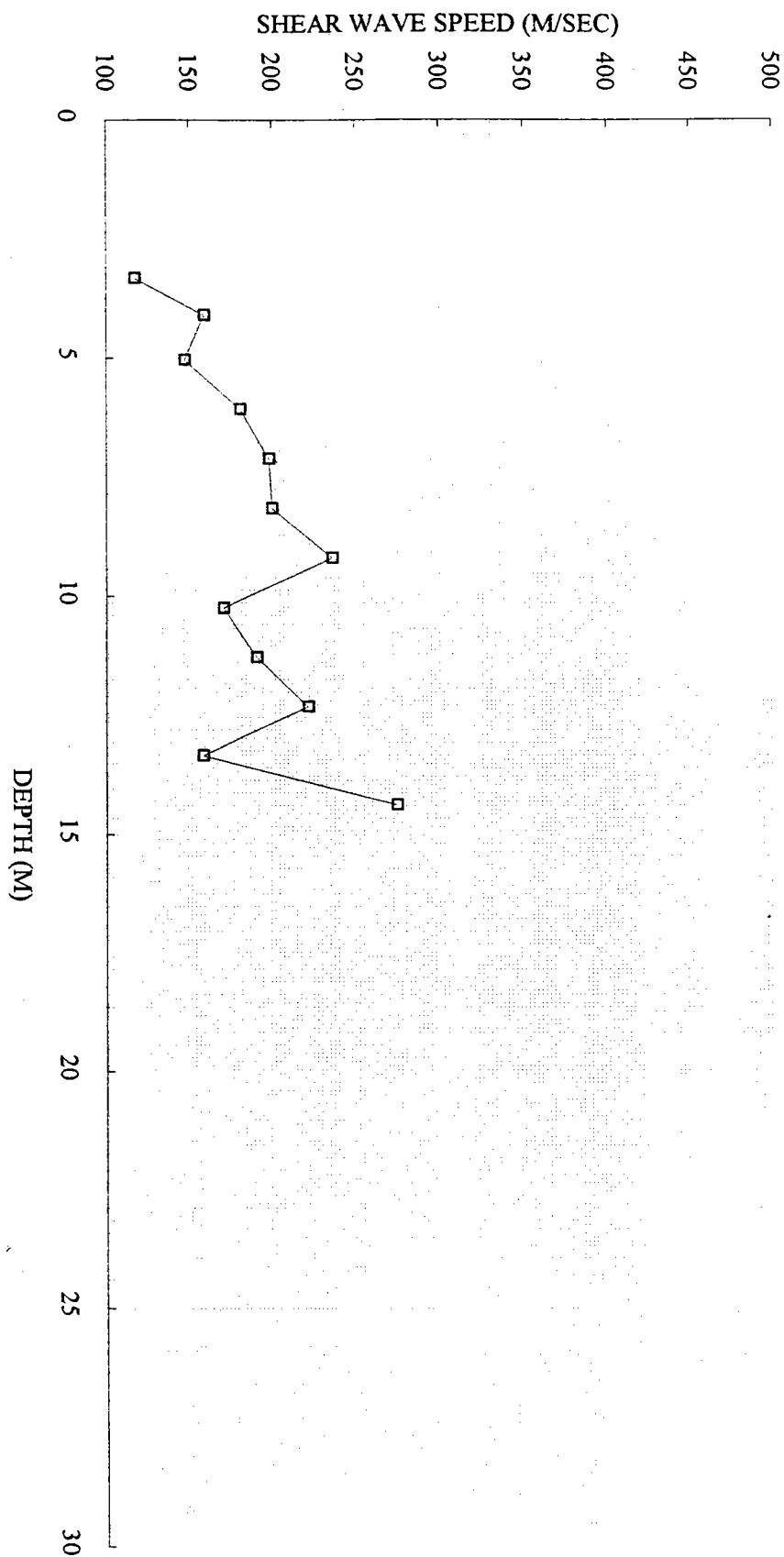
TAICHUNG HARBOR NO 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP07



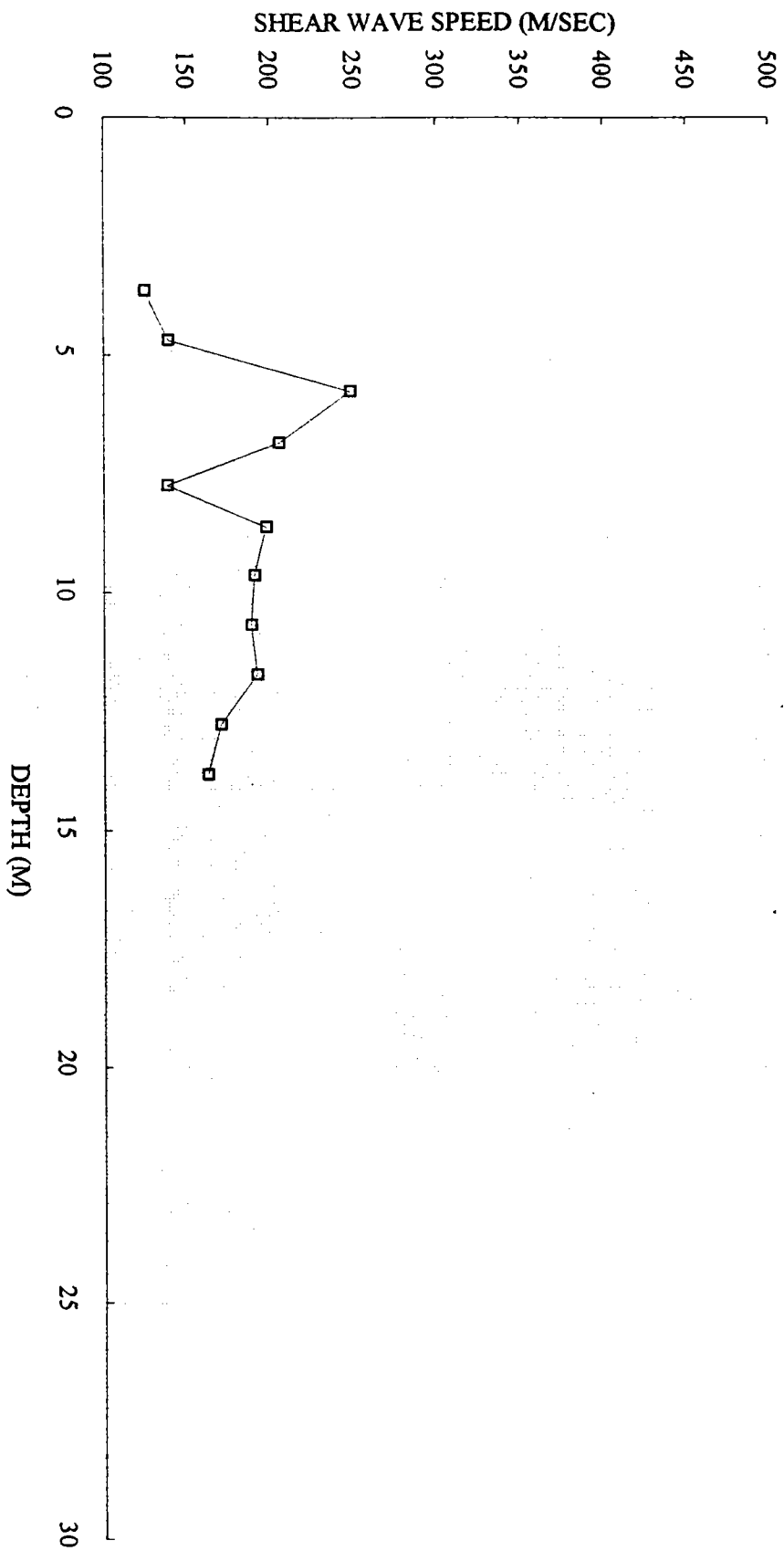
TAICHUNG HARBOR NO. 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP08



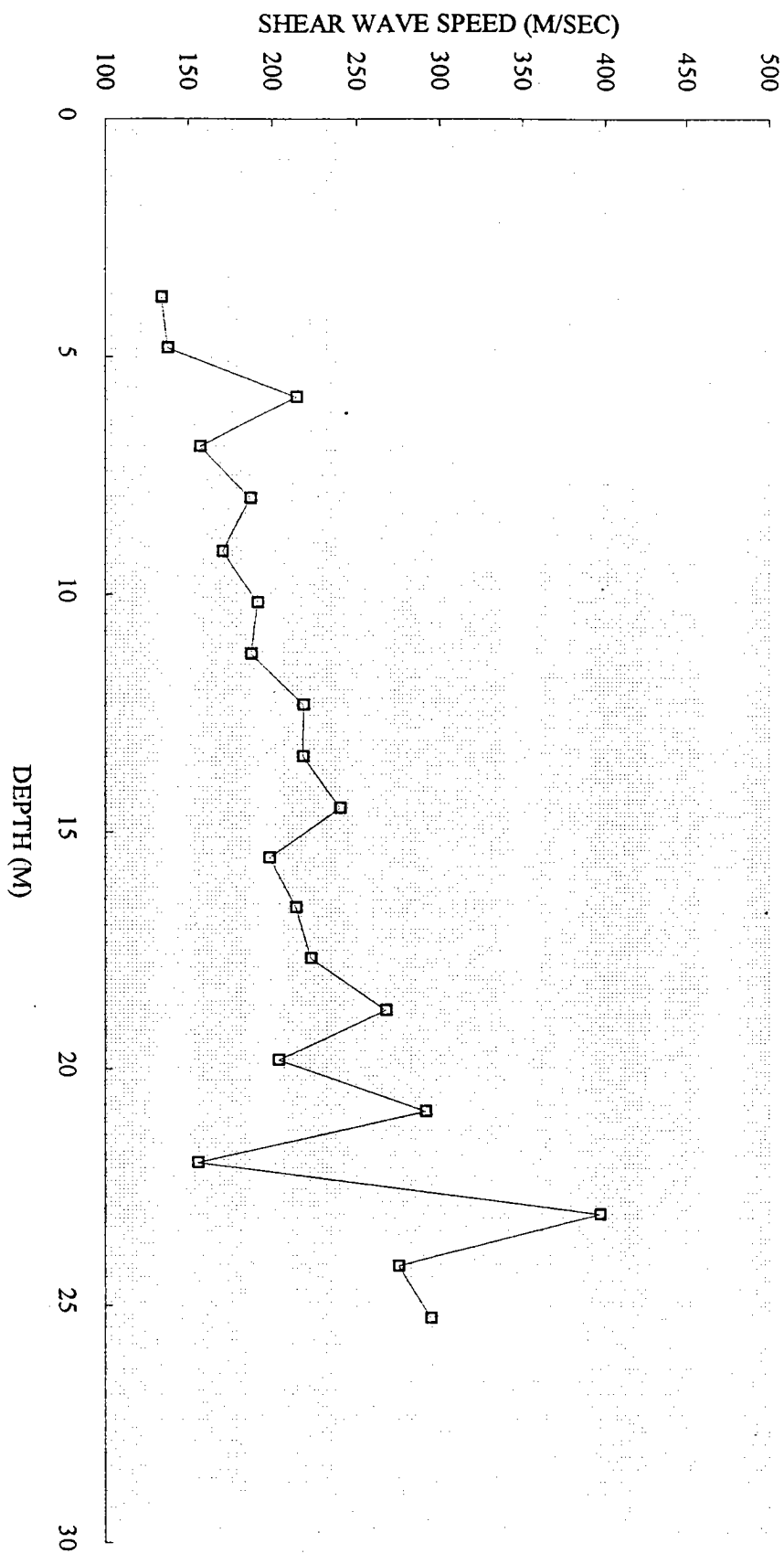
TAICHUNG HARBOR NO. 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP10



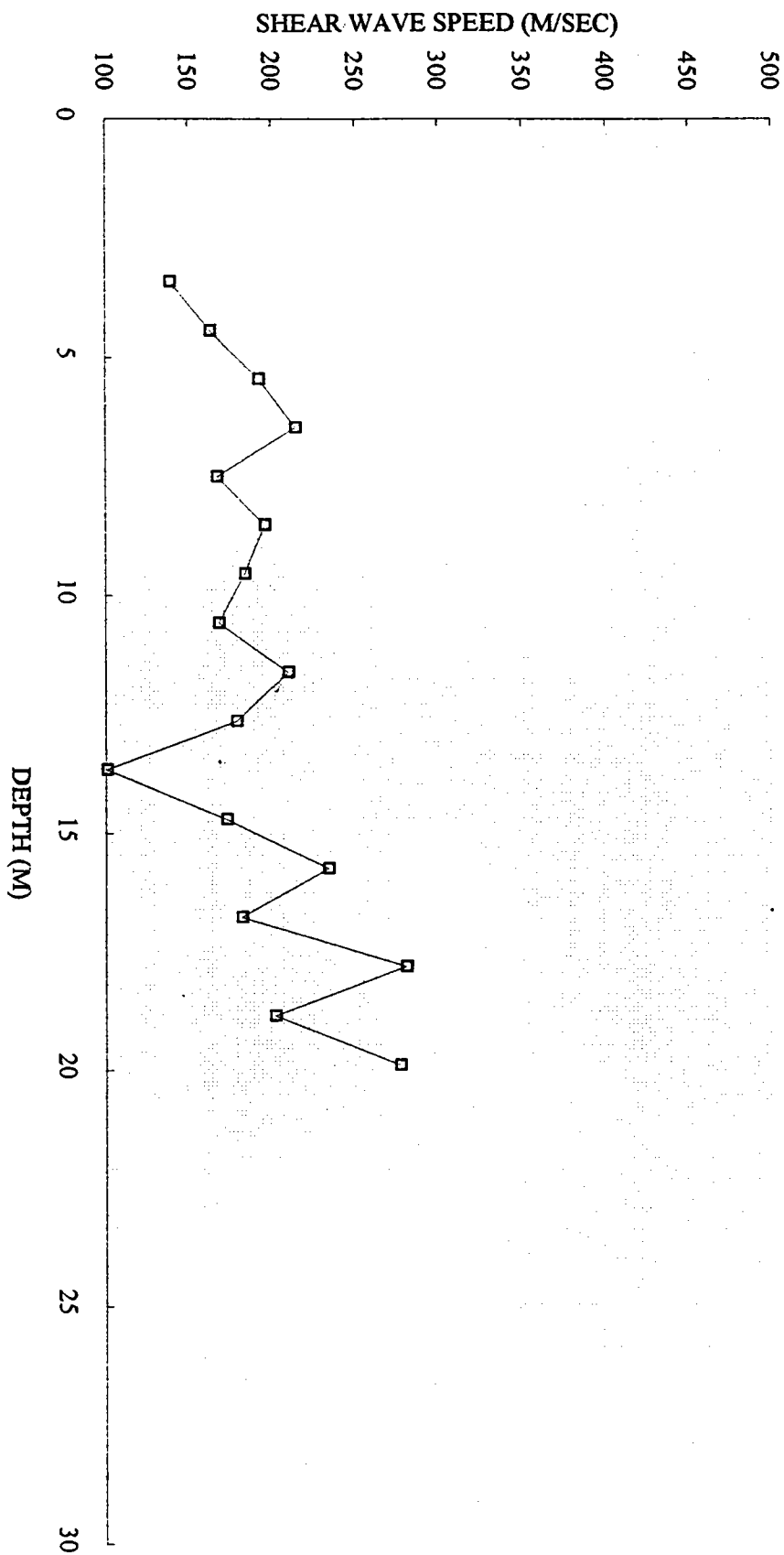
TAICHUNG HARBOR NO. 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP13



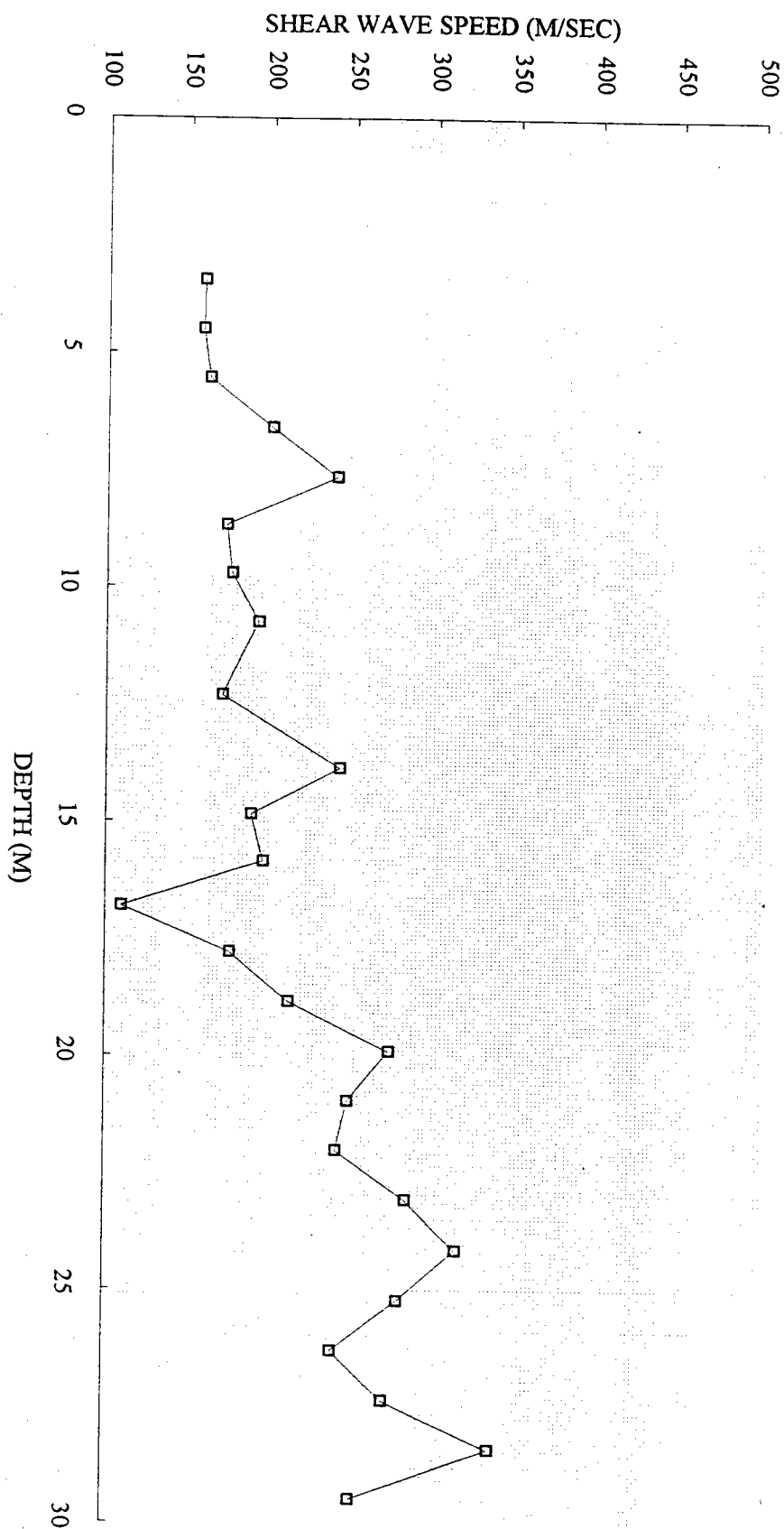
TAICHUNG HARBOR NO.16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP14



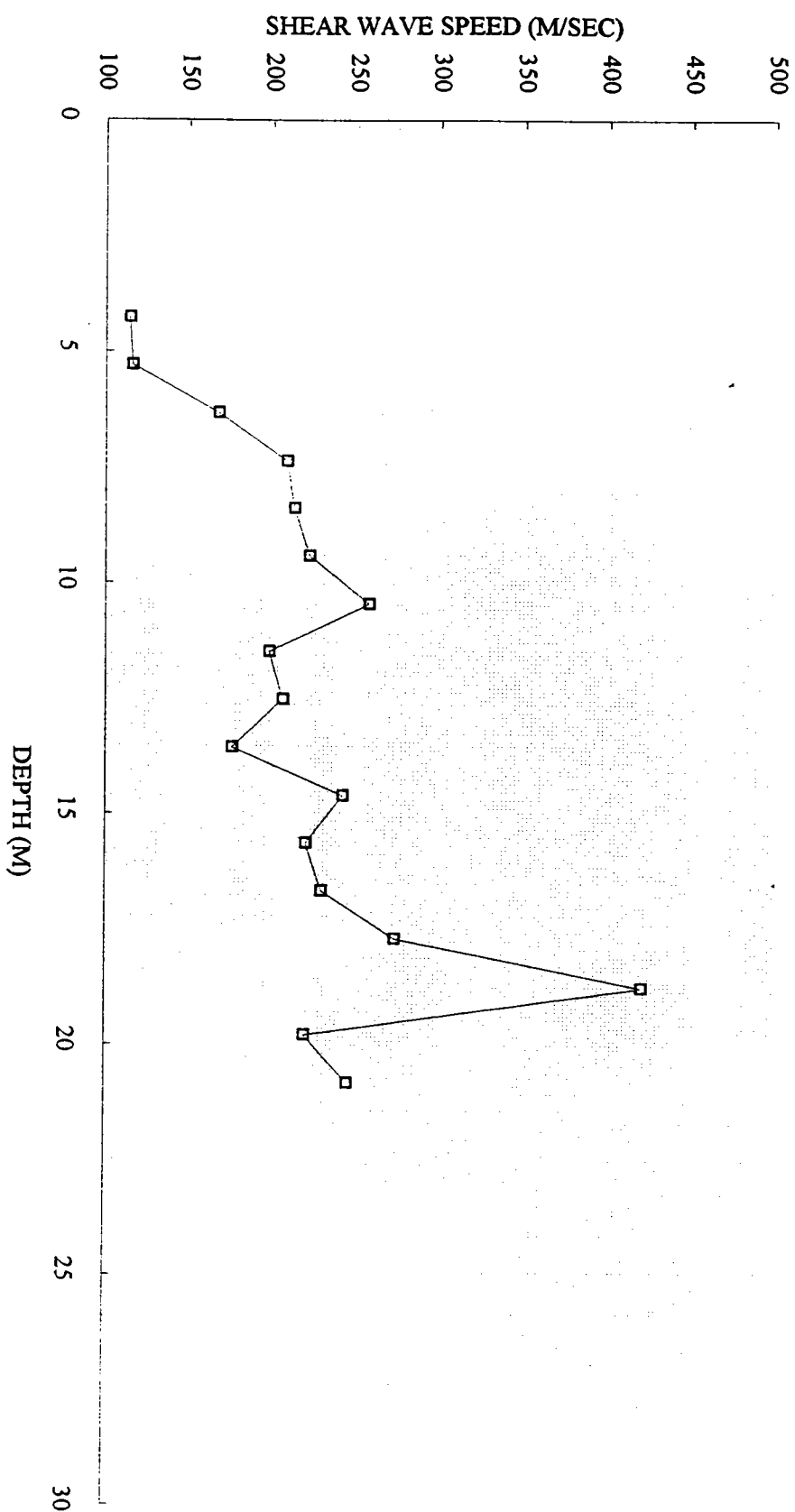
TAICHUNG HARBOR NO. 16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP15



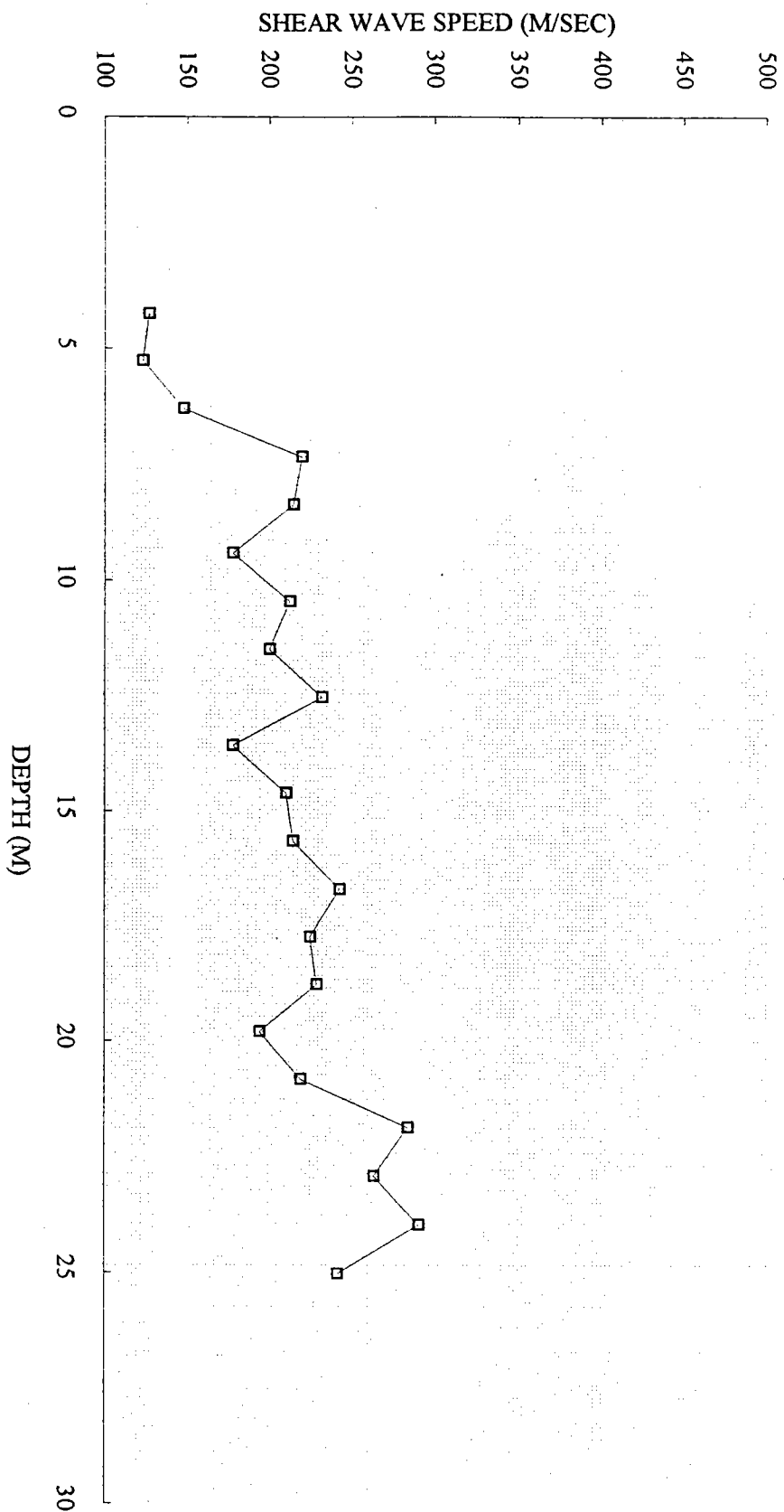
TAICHUNG HARBOR NO.16 WHARF
TEST HOLE NO : CPTP16



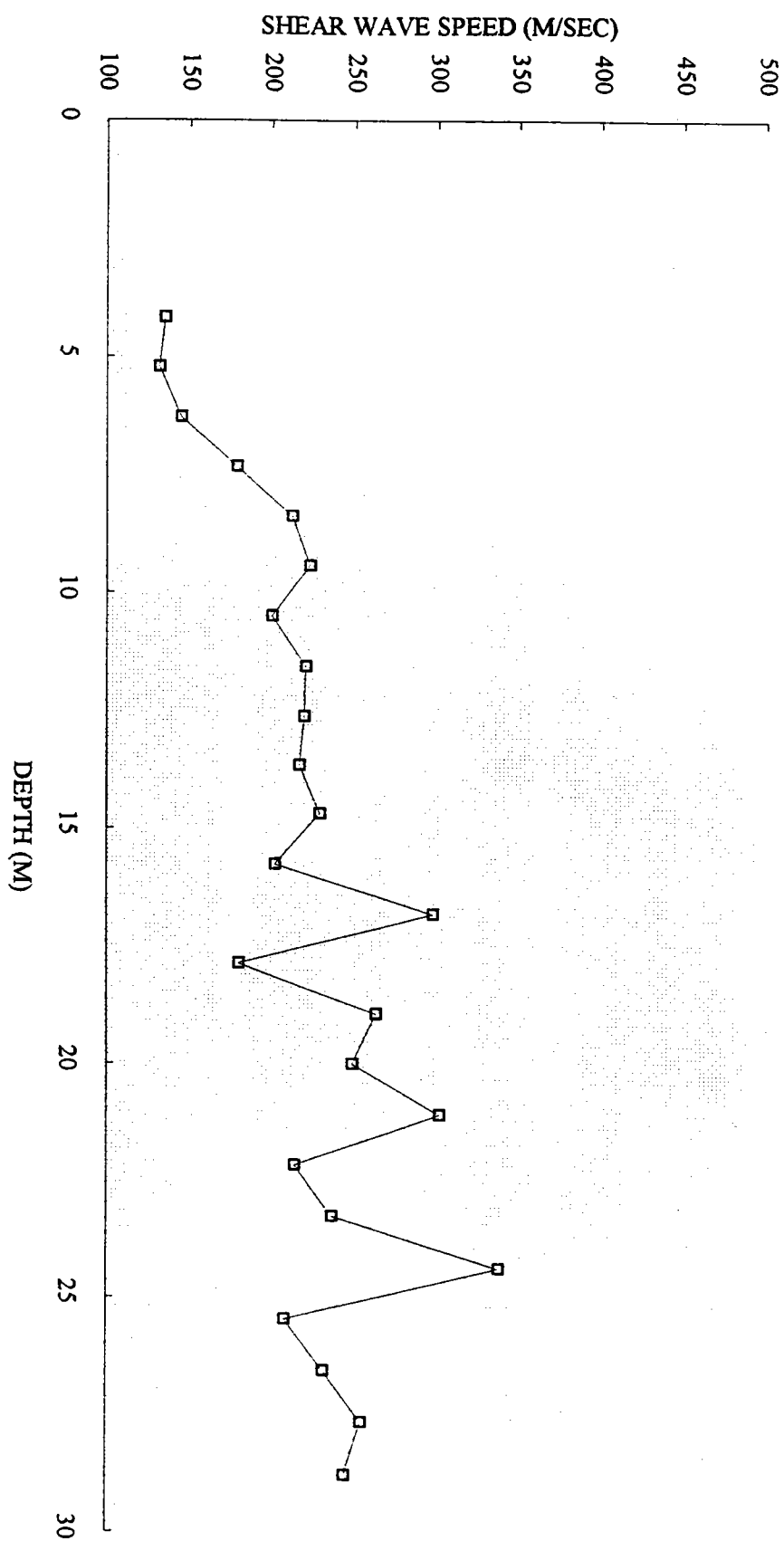
KAO-HSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H01



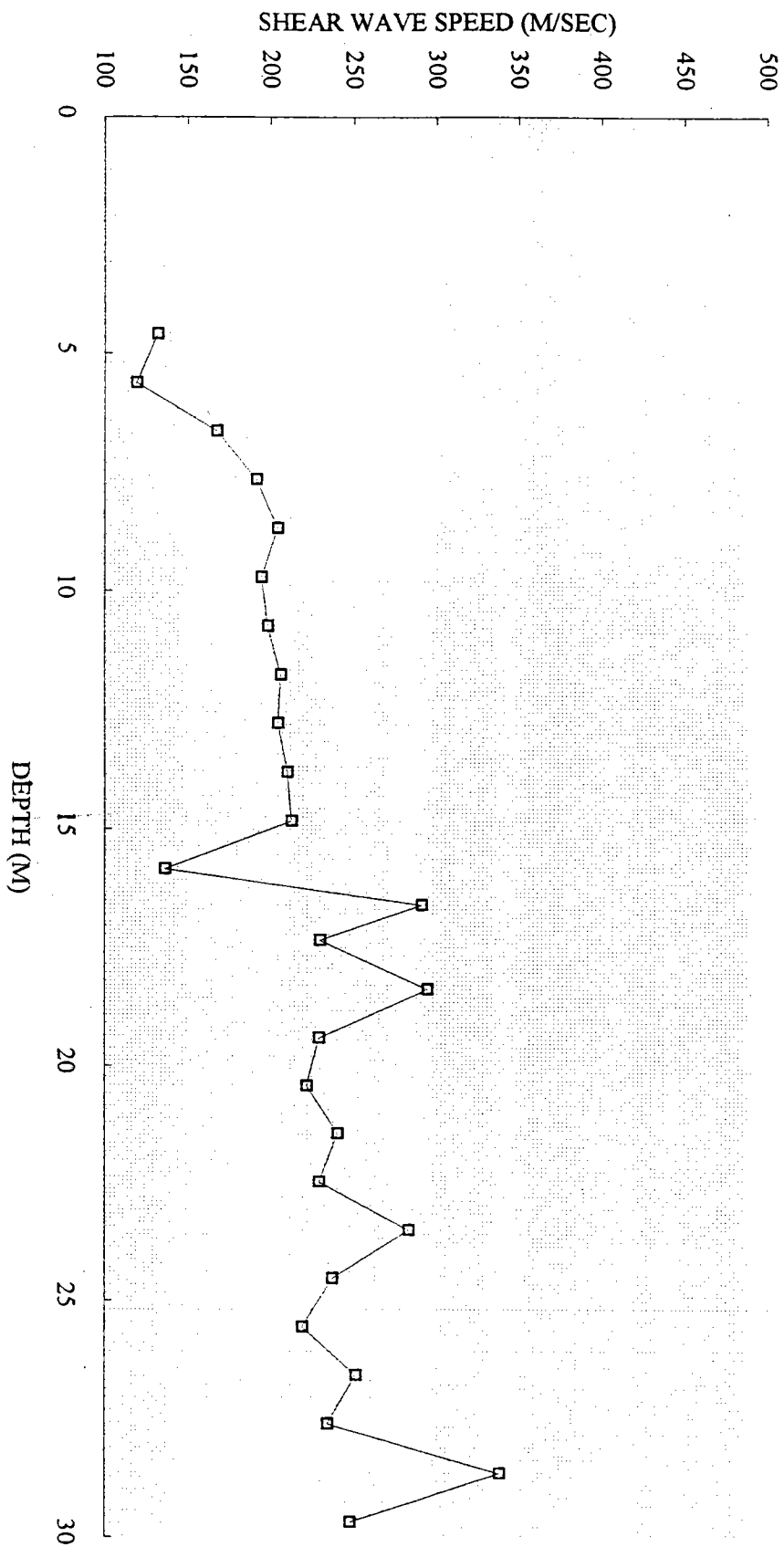
KAO-HSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H02



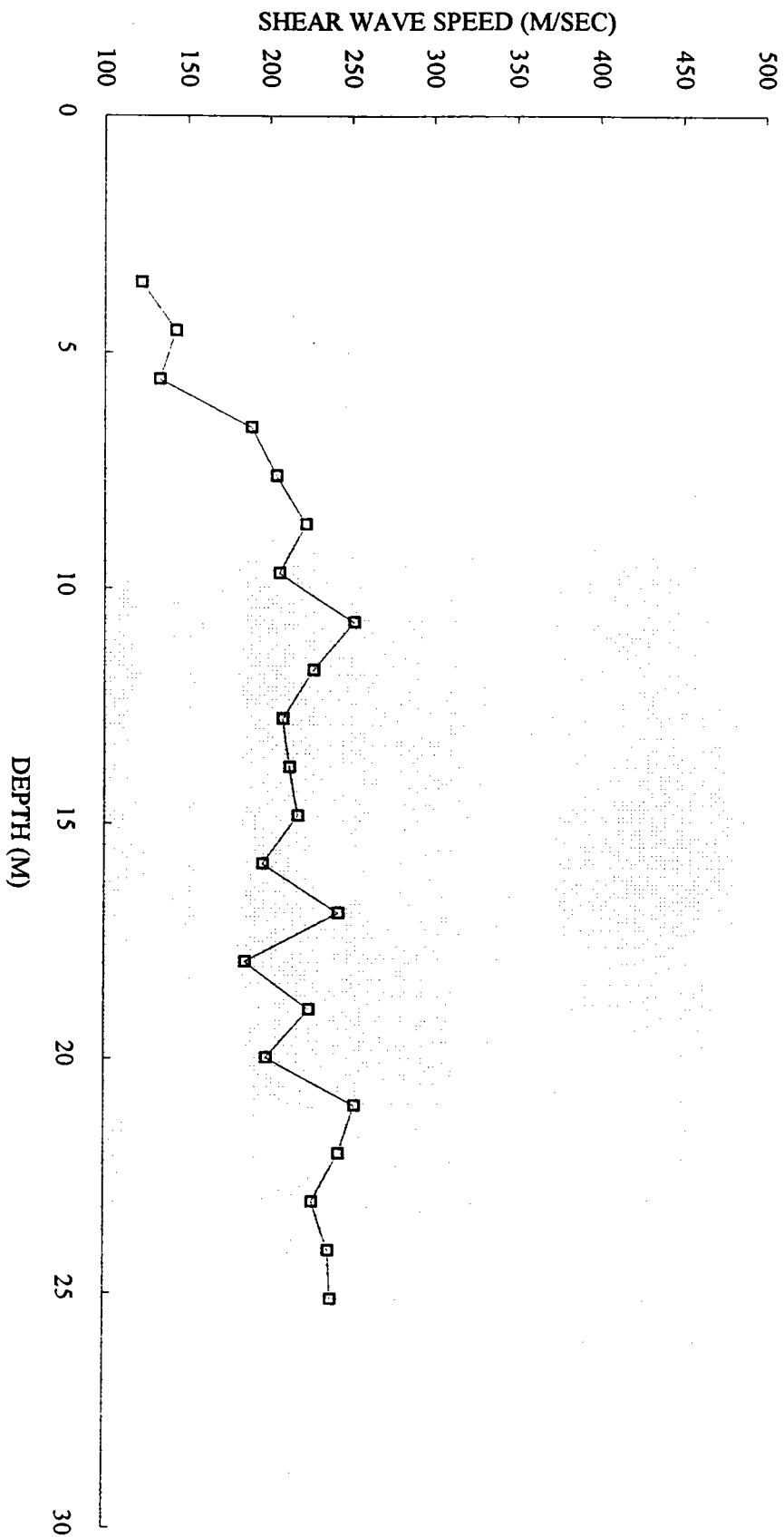
KAO-HSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H03



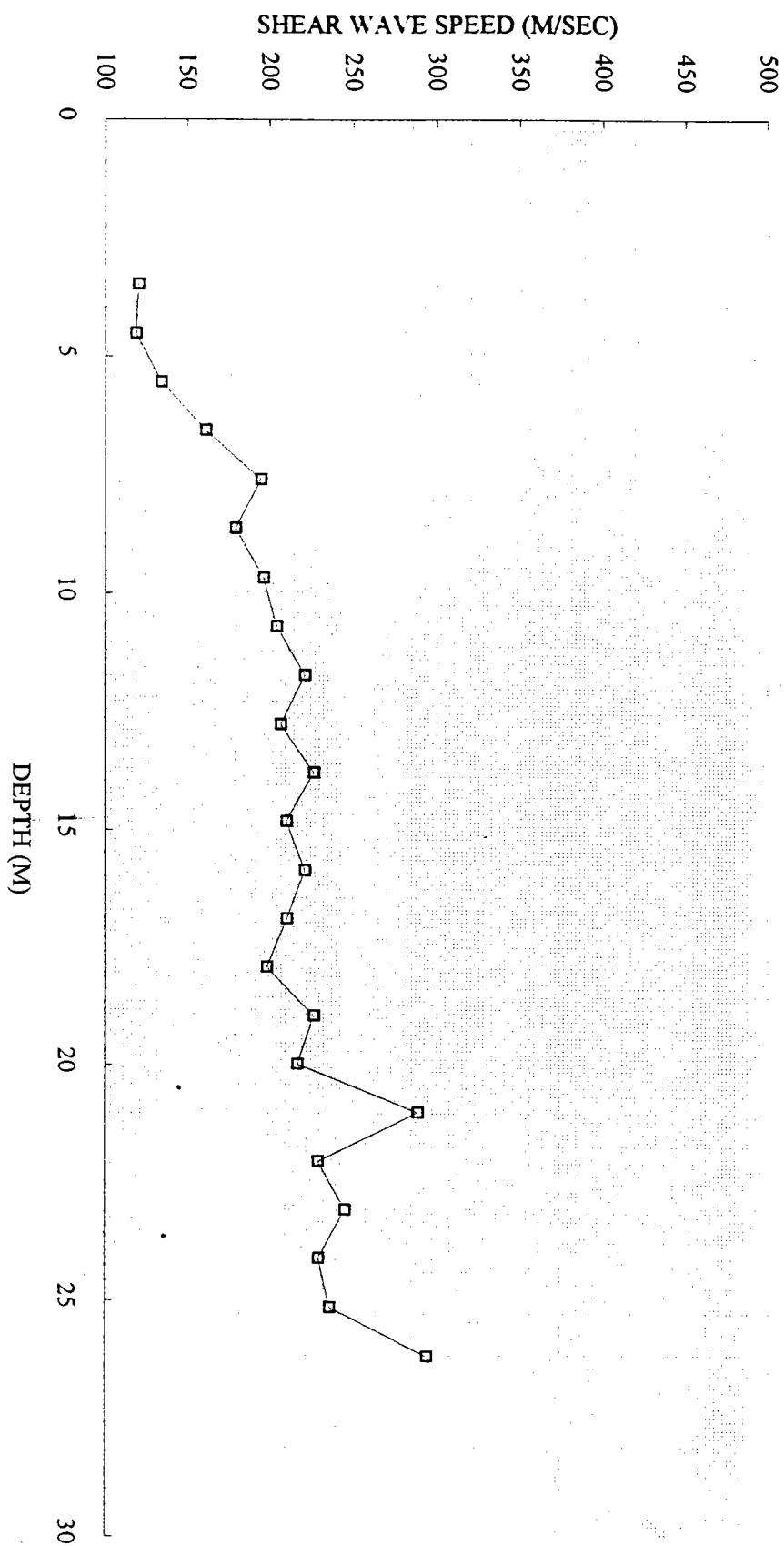
KAO-HSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H04



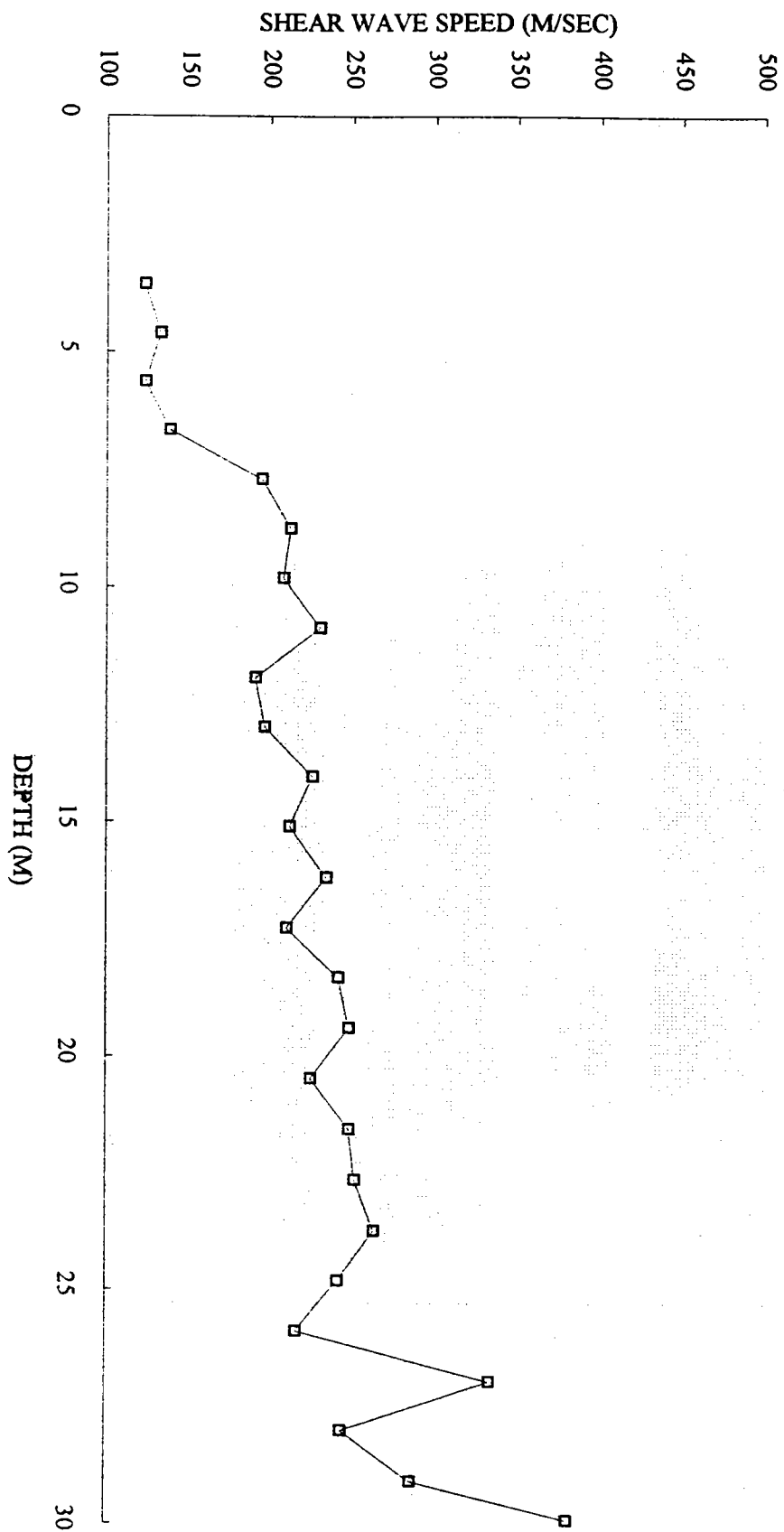
KAO-HSUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H05



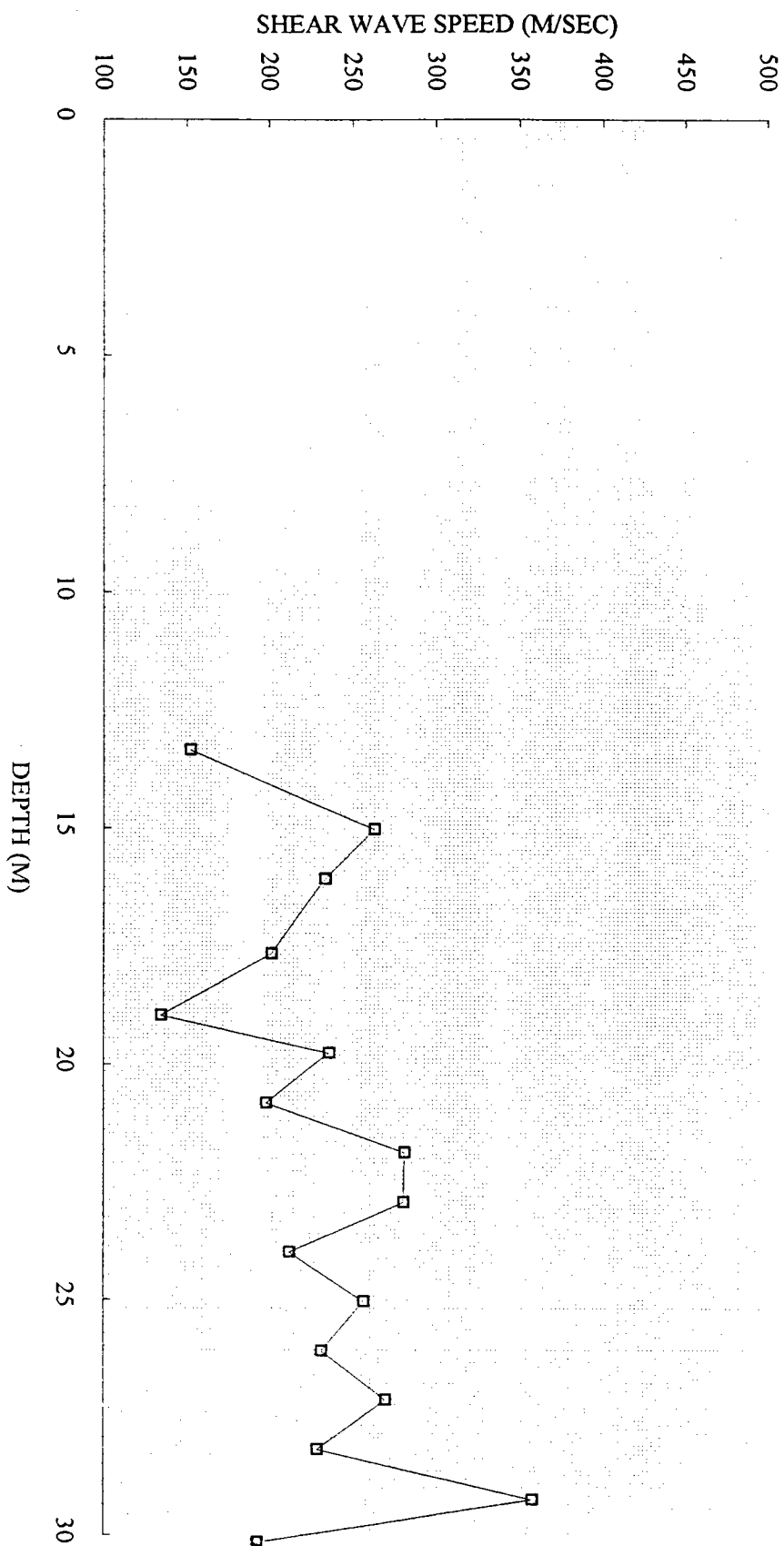
KAO-HSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H06



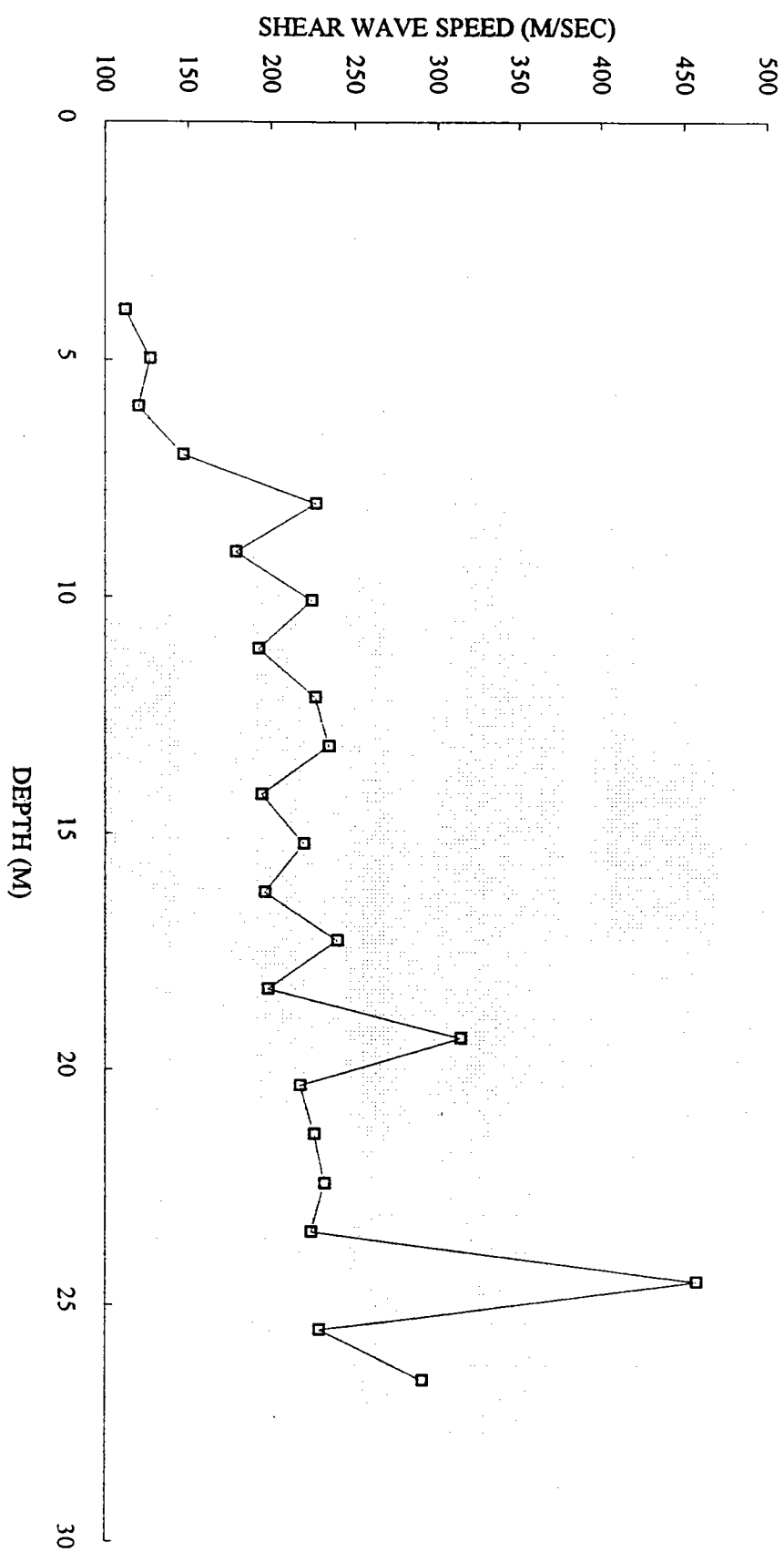
KAOSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H07



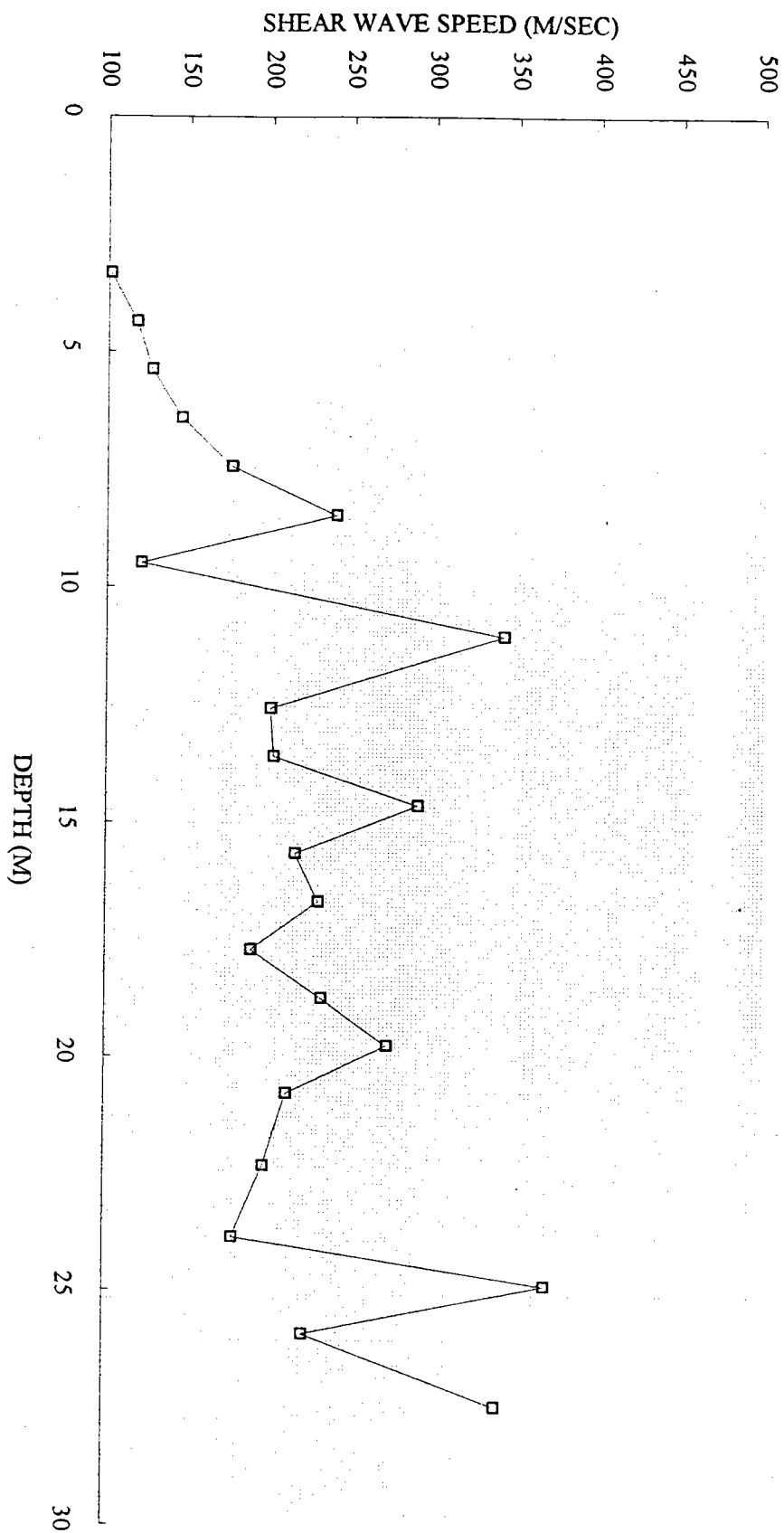
KAOHSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H08



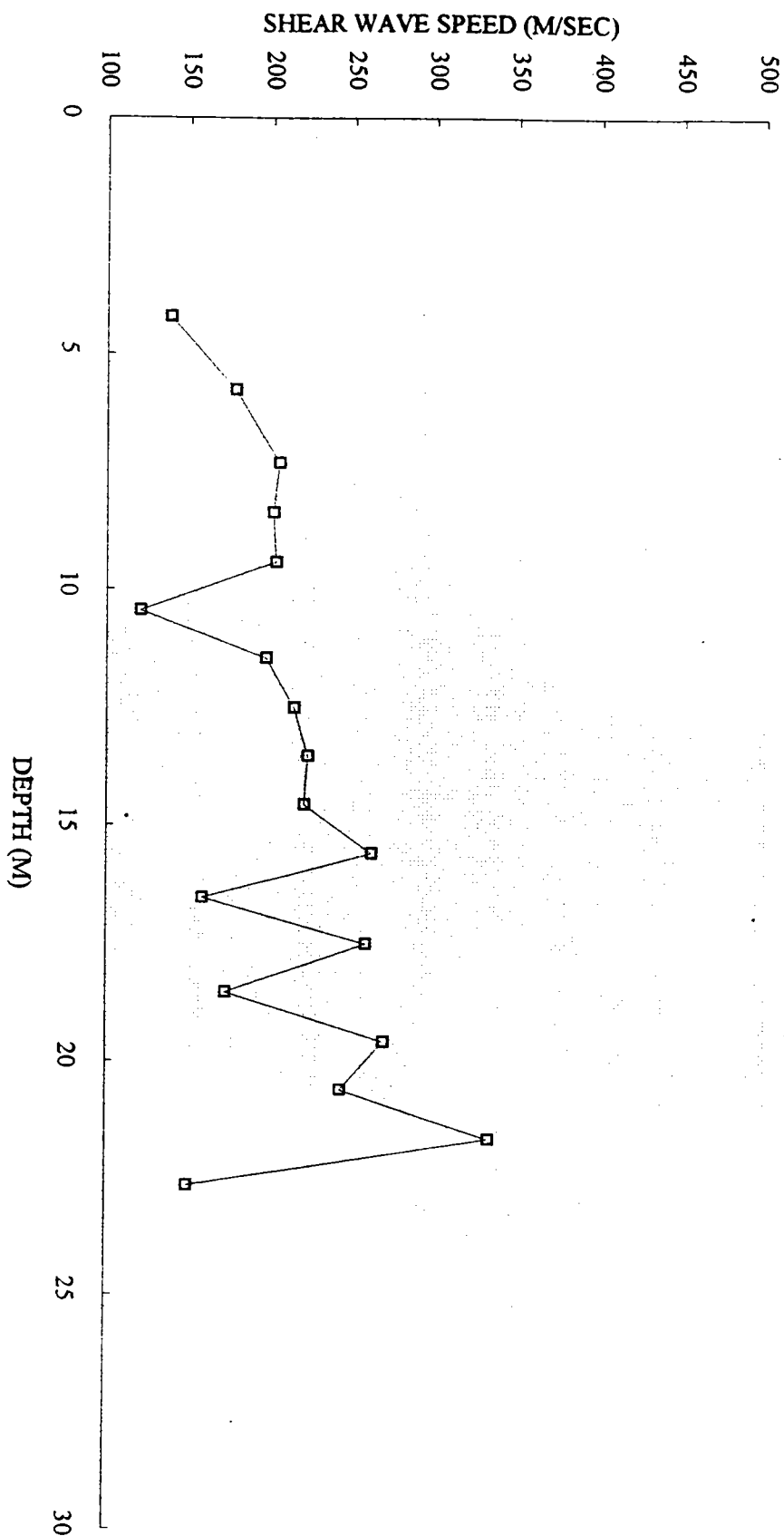
KAHSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H09



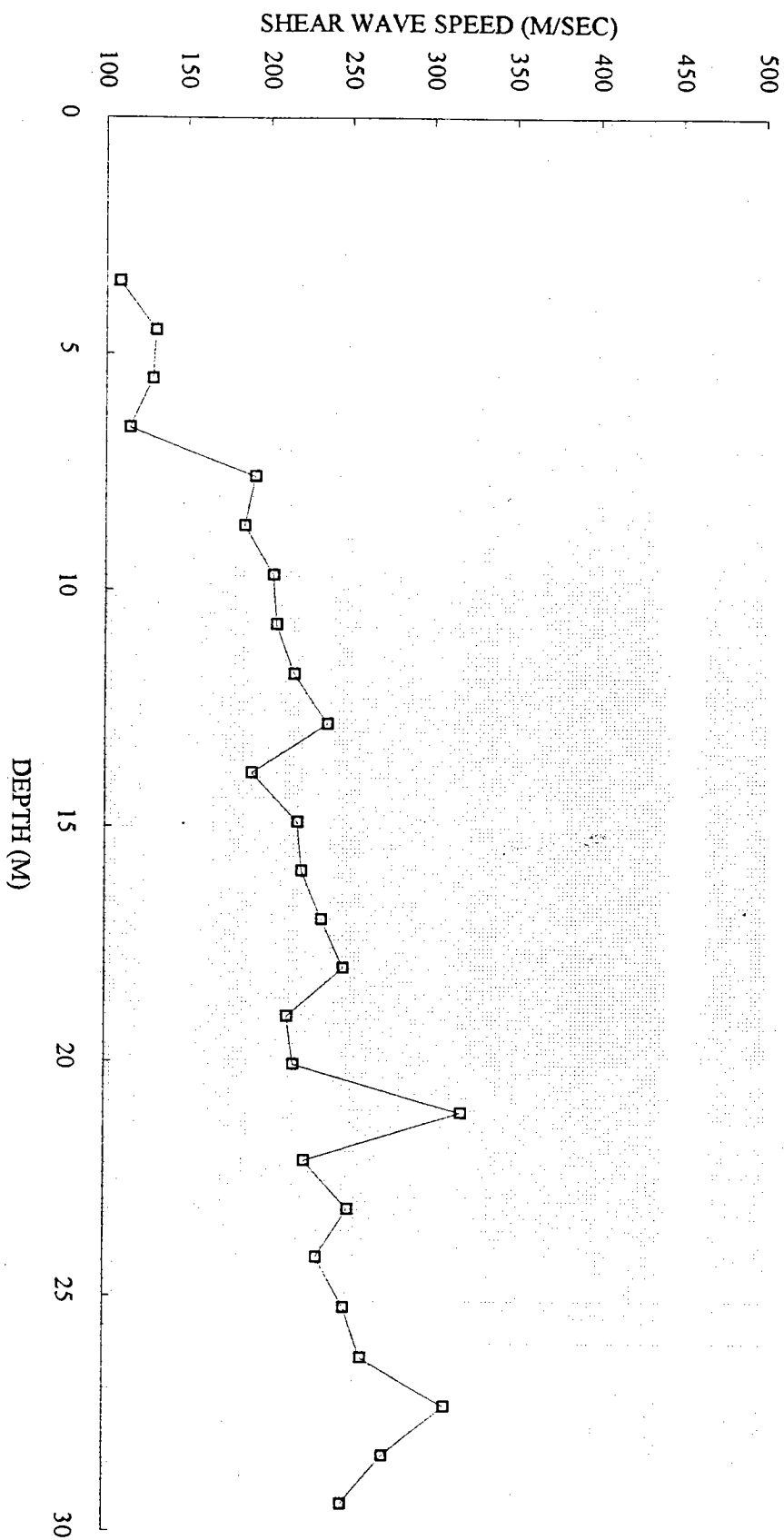
KAOSIUNG HARBOR NO. 5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H10



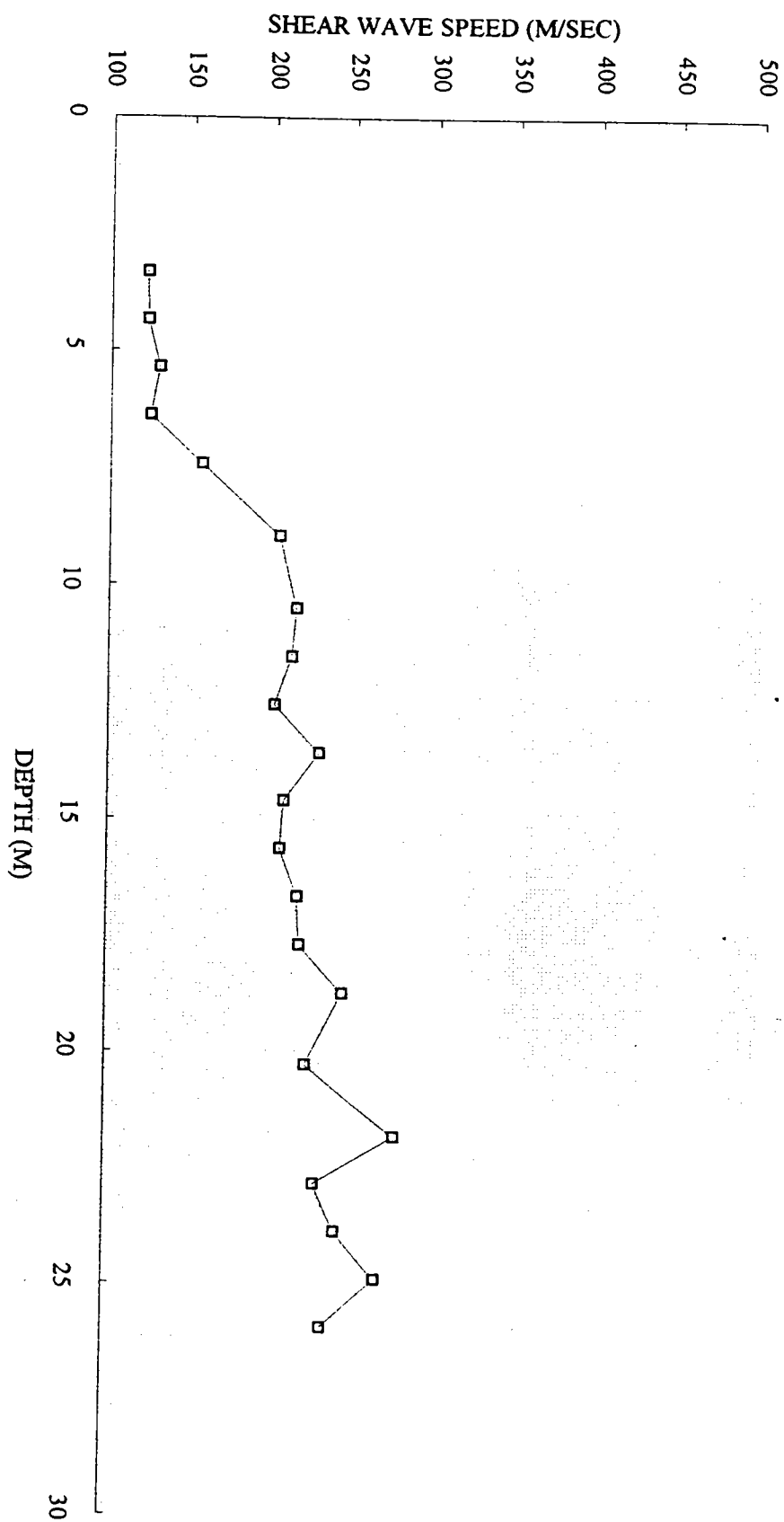
KAOSHIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO.: KH-H11



KAOHSIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H12



KAOSHIUNG HARBOR NO.5 CONTAINER CENTER
TEST HOLE NO : KH-H13



台灣西部海岸土壤動態性質資料建檔研究

執行單位：大地工程組

計劃主持人：李延恭 研究員兼組長

參與人員：張惠華 行政助理

Research on the Dynamic Properties Analysis and
Establishment of a Data Processing System for
Sandy Soils of the West Coast of Taiwan

Yen-Kung Lee

Geotechnical Engineering Division
Institute of Harbor & Marine Technology

摘 要

本研究計劃係廣泛的搜集台灣西部海岸地區土壤之動態性質試驗資料，包括試驗室試驗如共振柱試驗、動三軸試驗等及現場震測試驗等結果加以綜合整理分析，分別求出台灣西部代表性地區土壤動剪力模數、阻尼比，壓縮波速度和剪力波速度等之範圍，研究結果可供初步工程規劃之參考。

台灣地區土壤有關動力作用之特性研究，目前十分缺乏，故本研究搜集的資料極為有限，尤其台灣西部海岸地區相關的土壤動力特性資料更少，為使土木工程師在進行機器之基礎振動、地震土層反應分析或結構物地震反應等問題之設計與分析時能對土壤動力性質有最初之參考依據，本研究儘量就台灣西部海岸地區土壤現有之動態性質資料加以整理分析，惟將來仍須更多的現地與試驗室試驗資料補充，以求得土壤動態性質更完善的適用程度範圍。

根據已搜集的資料整理結果，台中港區砂性土壤剪力模數和阻尼比較高雄港區和興達港區之砂性土壤高，剪力波速度和壓縮波速度一般亦以台中港區之土層較其他地區稍高，因可供比較的動態性質資料極為有限，此種比較僅能供初步參考。

ABSTRACT

A large number of laboratory test results including the resonant column test, dynamic triaxial compression test and field seismic test are all collected in this paper. these results are summaried in this paper to present the dynamic characterictics of sandy soils in the west coast of Taiwan.

Based on the test results analysis, we find that the soil dynamic properties is higher in the Taichung harbor area than in the Kaohsiung harbor area.

Due to the lack of soil dynamic test results that can be collected, it is very difficult to establish a representative dynamic characteristic of sandy soils for the west coast of Taiwan. Further research is needed to improve the prediction accuracy.

The Map and Image processing system (MIPS) version 3.3 was utilized as the computer program for the major processing system, all the soil dynamic test results were put into this programme. It is very convenient programme often used by civil engineers.

台灣西部海岸土壤動態性質資料建檔研究

目 錄

摘要.....	i
目錄.....	iii
附圖目錄.....	iv
附表目錄.....	v
壹、前言.....	1
貳、土壤動態性質之推求.....	3
參、台灣西部海岸土壤動態性質資料分析.....	6
一、現有土壤動態性質調查資料檢討.....	6
二、高雄港區土壤動態性質資料研討.....	6
三、台中港區土壤動態性質資料研討.....	19
四、興達港區土壤動態性質資料研討.....	32
肆、土壤動態性質資料建檔.....	40
伍、結論及建議.....	41
參考文獻.....	42

附圖目錄

- 圖 2.1 現地與試驗室測定土壤動力性質之剪應變振幅範圍
- 圖 3.1 高雄港區砂性土壤剪力模數受不同圍壓影響
- 圖 3.2 高雄港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響
- 圖 3.3 高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥剪力模數受不同圍壓影響
- 圖 3.4 高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥阻尼比受圍壓之影響
- 圖 3.5 高雄港區砂性土壤(圍壓為 1kg/cm^2)之剪力模數與剪應變關係曲線
- 圖 3.6 台北盆地砂性土壤剪力模數與國外研究結果之比較
- 圖 3.7 高雄港區砂性土壤 $G/G_{\max}$ 與剪壓變之關係
- 圖 3.8 高雄港區砂性土壤阻尼比與剪應變之關係
- 圖 3.9 高雄港區砂性土壤動力三軸試驗結果
- 圖 3.10 高雄港地震最大加速度與回復週期之關係
- 圖 3.11 適用於高雄港之地震加速度反應譜
- 圖 3.12 台中港區砂性土壤剪力模數受不同圍壓影響
- 圖 3.13 台中港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響
- 圖 3.14 台中港區砂性土壤動力三軸試驗結果
- 圖 3.15 台中港區沉泥質砂性土壤 $G/G_{\max}$ 與剪應變之關係
- 圖 3.16 台中港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係
- 圖 3.17 台中港區與高雄港區砂性土壤剪力模數比較結果
- 圖 3.18 台中港區與高雄港區砂性土壤阻尼比比比較結果
- 圖 3.19 台中港區土壤動力三軸試驗結果
- 圖 3.20 台中港區土壤 SPT-N 值與剪力波速度及深度變化圖
- 圖 3.21 台中港區地震規模與回復週期之關係
- 圖 3.22 台中港區最大地震加速度與回復週期之關係
- 圖 3.23 興達港區砂性土壤動力三軸試驗結果
- 圖 3.24 興達港區土壤動力三軸試驗結果

附表目錄

表 3.1 各學者建議之土壤阻尼比

表 3.2 日本地區土壤動態性質經驗值

壹、前言

地質問題對港灣結構物之影響極大，尤其港灣結構物通常承受較強大的波浪力，使得基礎土壤承受不能忽視之反復荷重作用；再則台灣位於環太平洋地震帶之西環，每年大小地震頻繁，而台灣西部海岸土壤多屬沖積砂土層，故港灣工程規劃時對地震及波浪力等引致砂土層液化問題應特別重視。

工程師在進行港灣工程分析及設計時，其結果可說是一個預測。預測之準確與否和原始資料之週全及假設是否合乎實際狀況息息相關。尤其有關液化問題的預測較之一般土木工程更為困難，主要原因為：(1) 地層本身之變化多端、(2) 大部份時間無法搜集足夠及準確之資料。(3) 液化問題屬於大量資料之統計問題。

Seed(1974)認為經由地震所引起之土壤問題與行為，大致可分類如下：

- (1) 無凝聚性土壤之沉陷問題——差異沉陷；
- (2) 無凝聚性土壤之液化現象，導致邊坡土層大規模之滑動現象；回填土液化導致岸邊隄防，或碼頭之破壞；基礎土壤之液化導致樓房或設施物損壞；
- (3) 位於堅實基礎或軟弱基礎上填土工程之破壞；
- (4) 土層中因薄層砂性土壤之液化，導致黏性土層之滑動；
- (5) 因土層側向移動，導致橋墩或擋土牆破壞；
- (6) 土壩，蓄水庫與運河隄防之破壞。

由上述得之，無論經由何種動力作用引致之土壤問題與行為，皆直接反映到工程設施之損壞或失敗，尤其地震作用引致之破壞，危及人民生命與財產之損失更是鉅大，故研究有關動力作用，對於土壤之反應行為，以及振動波能量，在土層中傳遞時之現象，實屬必要。

土壤在動態荷動作用下所引發之問題遠較靜態荷重者複雜與重要。在分析砂土層之液化問題時，應對土壤之動態性質有相當程度的瞭解。而動態性質資料之週全與否對液化問題分析影響極大。

本研究計劃廣泛搜集台灣西海岸地區，現有地質土壤動態性質資

料作有系統的分析及建議，俾提供港灣工程分析及設計時之參考。

貳、土壤動態性質之推求

土壤承受之動力作用一般可分為機器廠房震動與地震或爆破作用之兩種動力荷重，前者對於工程設施之基礎或結構物，產生較小之應變振幅行為，後者則可能產生較小至甚大之應變振幅行為，由於產生之應變不同，故所得之土壤動力性質數據，亦有所不同。港灣結構所須考慮之外力荷重以波浪力和地震力為主，故均屬應變振幅較大之動力荷重。在分析基礎結構承受動力作用時，基礎土壤的動力反應行為所需採用之土壤動力性質參數大致如下：

1. 動力強度：包括液化潛能參數反覆應力比(cyclic shear stress ratio)，反覆剪應變(cyclic shear strain)，及動力荷重作用時孔隙水壓力變化關係，試體破壞時所需之反覆應力循環次數(Number of Cycles)與剪力強度等。
2. 動力性質：包括土層之顯著週期(Predominant period)，剪力模數(Shear modulus)，剪力波速率(Shear wave velocity)，阻尼比(Damping ratio)，包生比(Poisson ratio)等。

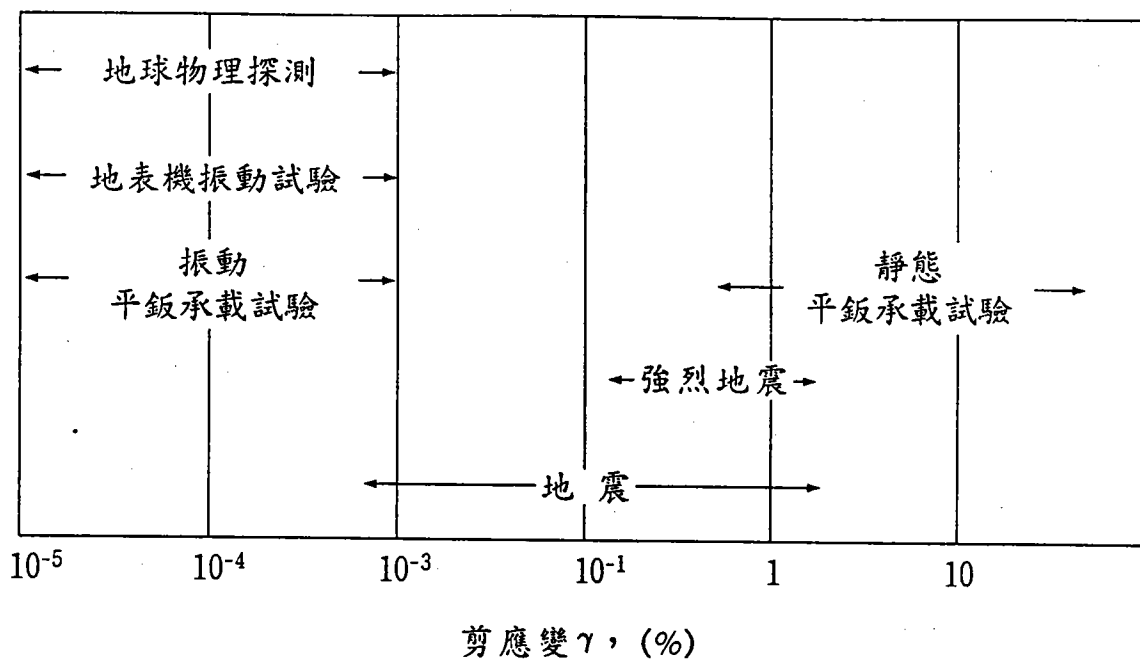
上述有關之土壤動力參數，目前皆可由試驗求出，由於試驗設備、方法與技術之限制，各試驗得出之動力性質參數皆有其適用範圍，而無法涵蓋低應變振幅至高應變振幅之所有數據，(詳圖 2.1)，且有的試驗僅能求出有關剪力模數，阻尼比等之動力性質，而無法求出動力強度，有的則兩者皆可求得。

一般而言，土壤承受動力荷重之應力—應變行為與強度特性，其可能影響之參數因素，如下列所述：

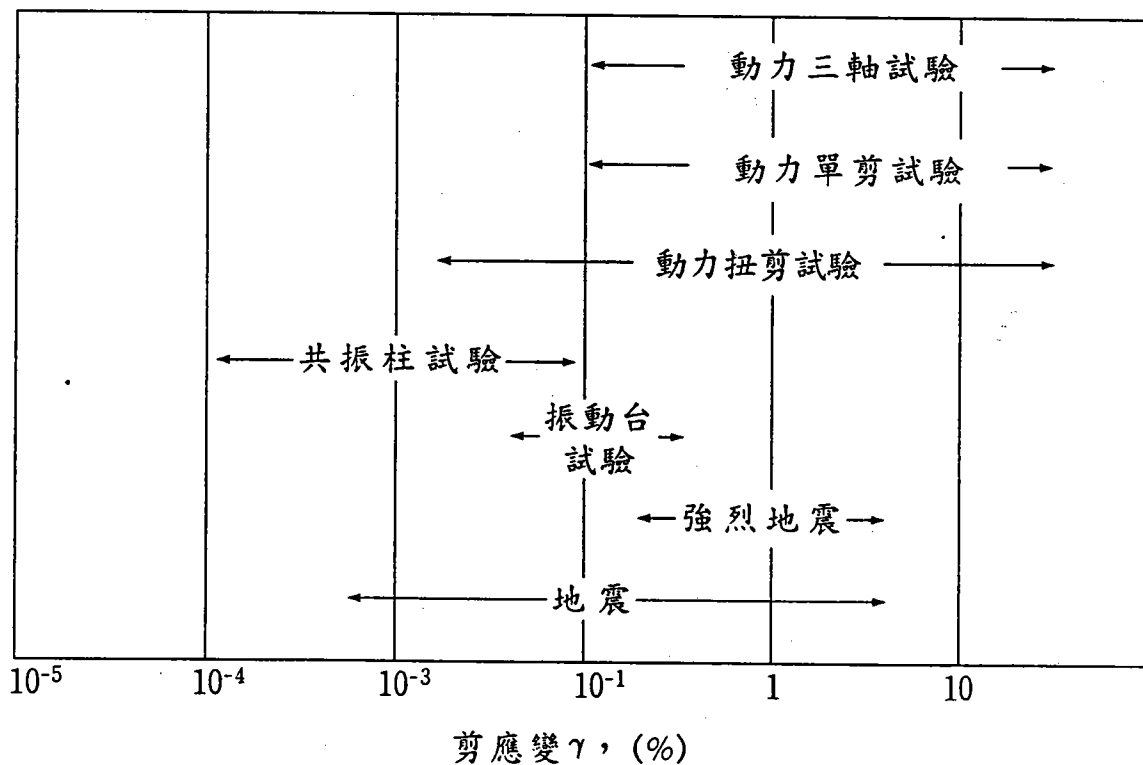
(1) 土壤之性質：包括土壤類型、含水量、孔隙比、飽和度、有效應力強度 c 與 ϕ 值、乾密度、滲透性、土壤之擾亂程度等。

(2) 土層之應力：包括最初之靜態應力情況、最初之有效圍壓、堆積土層之地質年代、側向土壓係數與過壓密特性等。

(3) 動力之作用：包括動力作用大小、荷重之重複次數、震動持續時間與強度、以往曾受微地震震動之程度、試驗室中動力荷重之波動形式、以及單向或雙向荷重作用方向等等。土壤動力特性之測定如下列所述：



(a) 野外試驗



(b) 試驗室試驗

圖 2.1 現地與試驗室測定土壤動力性質之剪應變振幅範圍

1. 野外震測試驗

震測法為地球物理探勘法之一種，其基本原理是利用人工震波在不同土層傳遞速度快慢的不同求取縱波（P波）與橫波（S波）之波速，計算得到土壤之動力模數；相對應之應變振幅範圍甚低，約為 $10^{-4} \sim 10^{-5} \%$ 左右，且本試驗方法無法求得土壤之阻尼比特性。

震動波在經過不同物質時，波傳播的速度由於各物質性能（包括密度、空隙比、含水量、彈性係數等）不同而相異，因此震波探測可用以測定土壤和岩石之物理性質及地層構造之厚度與變化。

2. 強制振動試驗 (Forced vibration test)

利用圓柱狀之土壤試體，於試驗室中施以縱向方向或兩端相對扭力方向之強制振動，藉著試體的共振頻率 (Resonant frequencies) 與試體尺寸，測定土壤之波速，動力模數與阻尼比特性，並可測知其他頻率作用之反應；此外利用振動台試驗之剪力振動，可求取層狀土壤之動力特性；此種強制振動試驗相對應之應變振幅範圍，從相當低至中等程度，約為 $10^{-4} \sim 10^{-2} \%$ 左右。

3. 自由振動試驗 (Free vibration Test)

藉著土壤試體或土層自由振動之衰減反應，求取土壤之動力模數與阻尼比特性；試驗情況與強制振動試驗相似；此種振動試驗之應變振幅範圍，從相當低至中高程度，約為 $10^{-3} \sim 1\%$ 左右。

4. 以土壤受動力作用之應力—應變關係直接求取

利用試體在動力三軸試驗，單純剪力試驗或扭矩剪力試驗中，承受反覆應力荷重之應力—應變關係，直接計算求取剪力模數與阻尼比特性；相對應之應變範圍從中等至相當高程度，約為 $10^{-2} \% \sim 5\%$ 左右。

此外，藉著測定地層中土壤承受地震作用之反應分析，可求相當於該地震應力作用下，產生與應變振幅範圍一致之有效剪力模數與阻尼比特性；此種分析方法可藉計算機分析法得之。上述有關之試驗方法，目前採用最普遍者，為野外震測法，共振柱試驗，動力三軸試驗與簡單剪力試驗等。

5. 經驗法

根據實驗室及野外試驗結果可推估土壤之動力模數，由各專家學者建議之經驗公式在使用時有其條件限制，應特別注意。

參、台灣西部海岸土壤動態性質資料分析

一、現有土壤動態性質調查資料檢討

國內有關土壤動態性質資料分析，地震資料研討及地盤地震反應分析等之研究，大都集中在都會區或從地質學上就台灣全島做廣域面積之探討，即使土壤動態性質分析也因限於經費，常以人工擾動砂樣為主，較少針對台灣西部海岸地區不擾動土壤之動態性質及地震資料進行一系列有系統的探討及分析。

根據本研究所搜集的資料顯示，台灣西部海岸地區土壤動態性質相關研究資料大致如下：

(1) 試驗室土壤動態性質試驗資料

一般試驗室土壤動態性質試驗包括循環動力三軸試驗，簡單剪力試驗，扭轉剪力試驗，振動桌剪力試驗及共振柱式試驗等，國內土壤動態性質試驗大都以共振柱式試驗和循環動力三軸試驗為主，根據所搜集的資料顯示，台灣西部海岸土壤動態性質試驗主要集中在新竹外海中國石油公司長康(CBK)海域油氣田，台中港區和高雄港區，惟數量不多，就學術研究需要而言仍嫌不足。

(2) 現地土壤動態性質試驗

現地土壤動態性質主要由震測試驗結果推求，一般震測法包括地表震測法和井內震測法兩種，後者又包括交叉井測法和直下井測法兩種，國內均普遍採用，台灣西部海岸地區亦以台中港區和高雄港區試驗數量較多。

二、高雄港區土壤動態性質資料研討

1. 高雄港區地質概況

高雄地區地質大多屬於第四紀中之沖積層，層位平鋪、未曾受過變動，此平坦海岸平原，大部份屬於潟湖及沼澤沉積環境，其位置在濱海沙洲之後，為較寧靜的沉積環境，沙洲外由於海浪潮汐影響，粘土、沉泥、細砂懸浮於海水中，一旦受潮汐海浪影響而進入潟湖或沼澤，細砂、沉泥及粘土即依次沉積下來。因此本區地質組成主要為沉

泥質砂或砂質沉泥或砂質粘土及沉泥質細砂交互而成。

高雄地區除前述平坦海岸平原外尚有隆起之珊瑚礁，其高約數公尺至數十公尺，其他石灰岩中之珊瑚石灰岩，在本區內最為普遍，如半屏山、萬壽山等均屬之，且底部多由珊瑚礁組成。此外還有小部份第三系之頁岩、砂質頁岩、砂岩等，因組織鬆軟、頗易風化而遭剝蝕。

2. 高雄港區地層分佈情況

高雄港區原屬於潟湖及沼澤沉積環境，由於受潮汐海浪影響，細砂、沉泥及粘土進入潟湖或沼澤即依次沉積下來，故本區地質組成爲砂，沉泥質砂、砂質沉泥或砂質粘土交互而成，各層次分佈厚度變化極大且極不均勻。

高雄港由於建港極早，港區經不斷的浚挖結果原地形已有很大的變化，而早期地質調查，鑽探孔位多無地面高程，加以港區遼闊，故港區的地層分佈無法整理出較具代表性的剖面。惟整體而言高雄港區土層分佈極厚，就已搜集之鑽探資料顯示，鑽探深度均未達礫石層或岩盤，推測沉積土層厚度應在 80 公尺以上，一般在鑽探深度內，其標準貫入試驗 N 值約在 10 至 30 之間屬疏鬆至中等緊密程度，並無明顯之承載層。

3. 土壤動態性質分析

高雄港區之土壤動態性質試驗主要以過港隧道之地質探測及地震調查分析（亞新工程顧問公司民國 67 年）時進行得較多，包括試驗室試驗及現地土壤試驗。前者以共振柱試驗和往復式動三軸試驗爲主，後者現地試驗包括震測探測試驗，P-S 波速度檢層及微地動調查等。茲就本研究所搜集高雄港區土壤動態性質試驗結果說明如下：

(1) 剪力模數與阻尼比特性

剪力模數與阻尼比特性，爲土壤之主要動力性質，根據 Hardin & Drnevich(1970) 之研究；砂性土壤之剪力模數與阻尼比大小，皆受土層土壤之包圍壓力，應變振幅與孔隙比（或相對密度）等之影響甚

大，而受土壤顆粒大小之影響較小，粘性土壤則受試體之軟硬程度，擾亂大小及應變振幅等變化之影響。

由於試驗設備之應變限制，剪力模數與阻尼比特性，僅能表示位於該應變振幅範圍之數據，故一般欲表示從相當低應變振幅至相當高應變振幅之土壤動力特性，須配合各種室內與野外試驗方法，始能得到設計所須適用範圍的數據。

圖 3.1 及圖 3.2 分別表示高雄港區砂性土壤共振柱試驗結果土壤剪力模數和阻尼比受不同圍壓的影響，圖 3.1 顯示剪力模數值隨剪應變之增加而遞減，隨圍壓的增加而增加，在低應變階段圍壓對剪力模數之影響較大，隨剪應變之增加，圍壓對剪力模數之影響程度逐漸減少。

圖 3.2 顯示共振柱試驗結果高雄港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響，阻尼比隨剪應變之增加而增加，圍壓增加亦會使阻尼比隨之增加，圖 3.1 及圖 3.2 均顯示在圍壓等於 2kg/cm^2 時無論剪力模數或阻尼比變化範圍均較大。

圖 3.3 及圖 3.4 分別表示高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥共振柱試驗結果，土壤剪力模數和阻尼比受不同圍壓的影響，由於各試驗間沉泥細料含量之變化甚大，是故圍壓對剪力模數和阻尼比的影響並不明顯，根據 Hardin & Drnevich (1970) 之研究，砂性土壤之剪力模數與阻尼比大小，皆受土層土壤之包圍壓力，應變振幅與孔隙比（或相對密度）影響甚大，而受土壤顆粒大小尺寸之影響較小；粘性土壤則受試體之軟硬程度，擾亂程度大小，應變振幅等之變化影響，此亦可說明圖 3.3 及圖 3.4 高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥受圍壓之影響不明顯之原因。

吳偉特 (1983) 將 Prakash & Puri (1981) 對印度境內不同地點土壤，使用不同現地試驗結果及 Seed & Idriss (1970) 有關砂性土壤室內試驗之結果放入同一圖中比較，雙方圖形之土壤材料地區代表性雖不相同，但卻有相當程度之符合性，如圖 3.5 所示，本研究將高雄港區砂性土壤共振柱試驗資料數據，與圖中之圖形、曲線加以分析比較（見圖 3.5），比較結果發現高雄港區砂性土壤之剪力模數值較前述學者整理出之範圍有偏低現象，並位於下限範圍之外，吳偉特 (1983) 對台北盆地進行共振柱試驗時亦得相同的結果（見圖 3.6）。

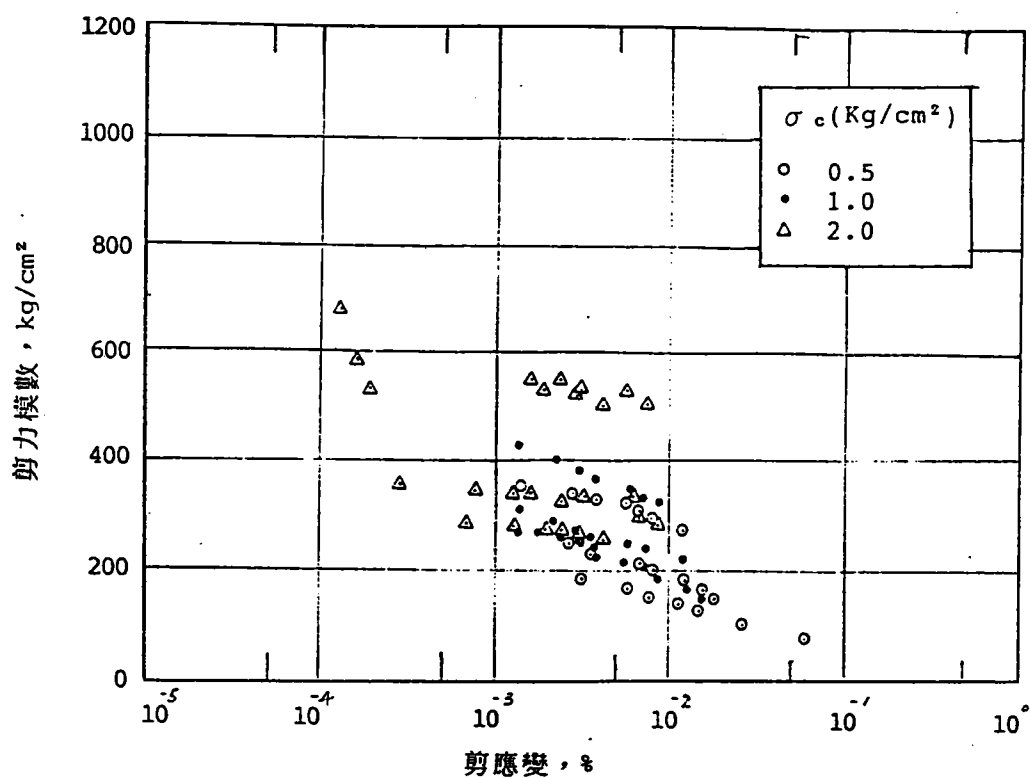


圖 3.1 高雄港區砂性土壤剪力模數受不同圍壓影響

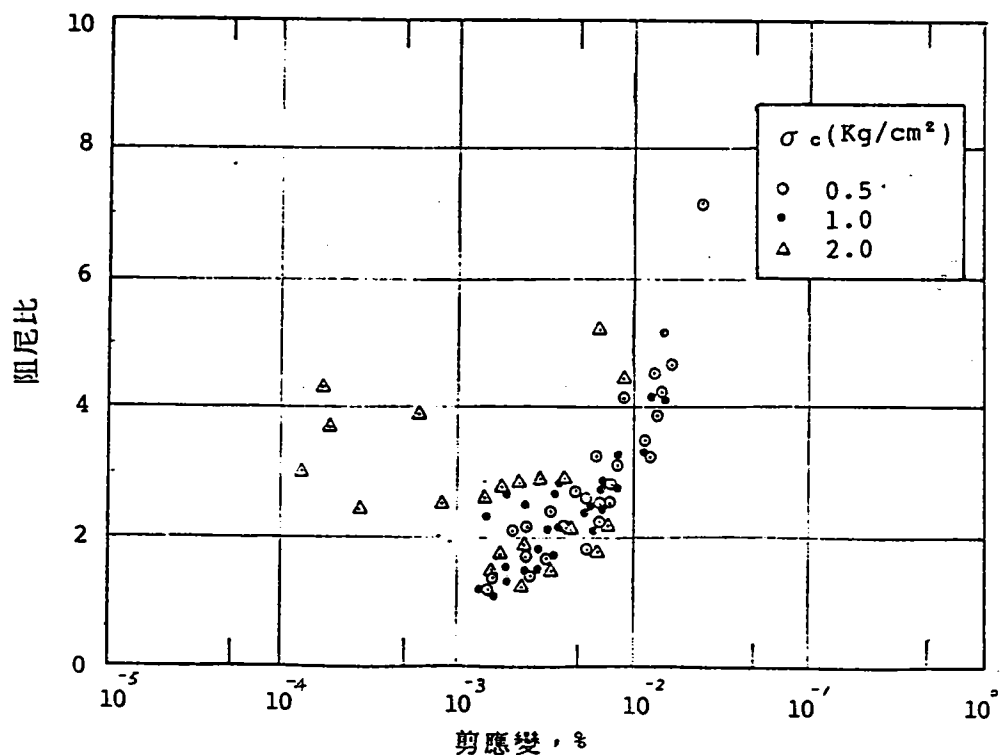


圖 3.2 高雄港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響

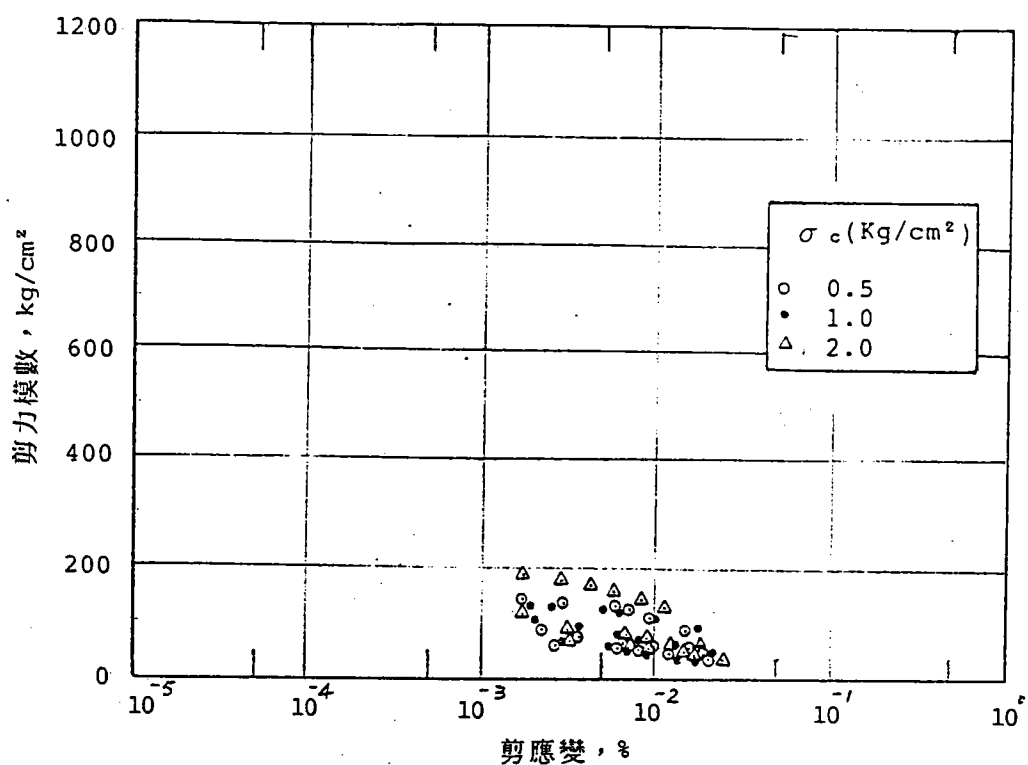


圖 3.3 高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥剪力模數受不同圍壓影響

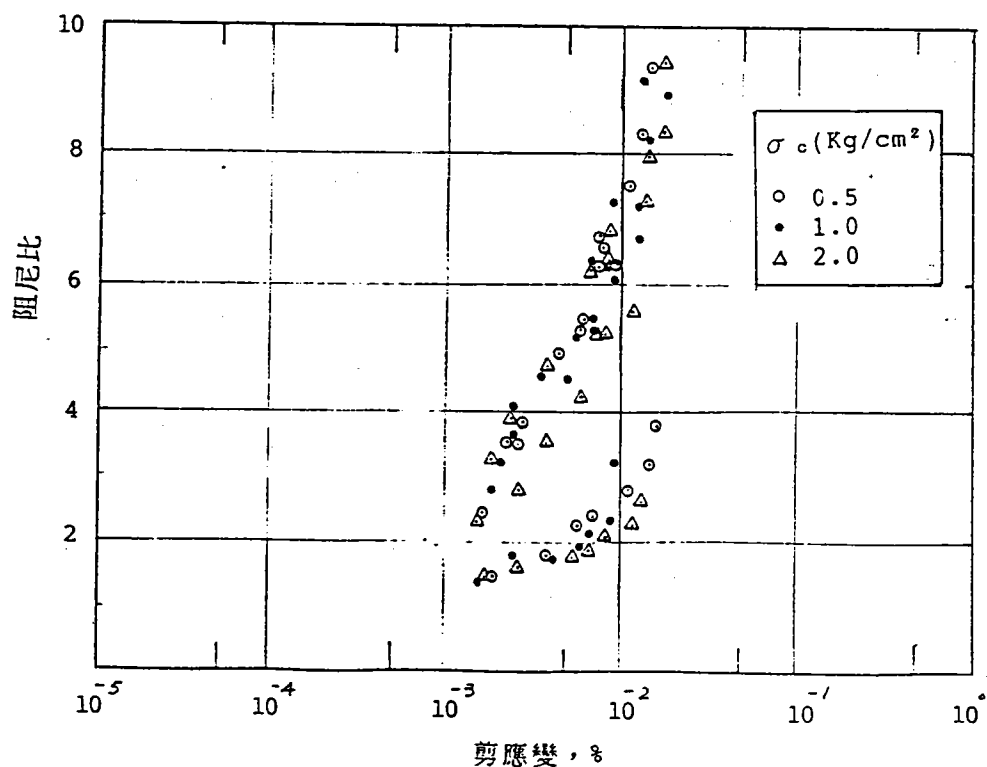


圖 3.4 高雄港區砂質沉泥或粘土質沉泥阻尼比受圍之影響

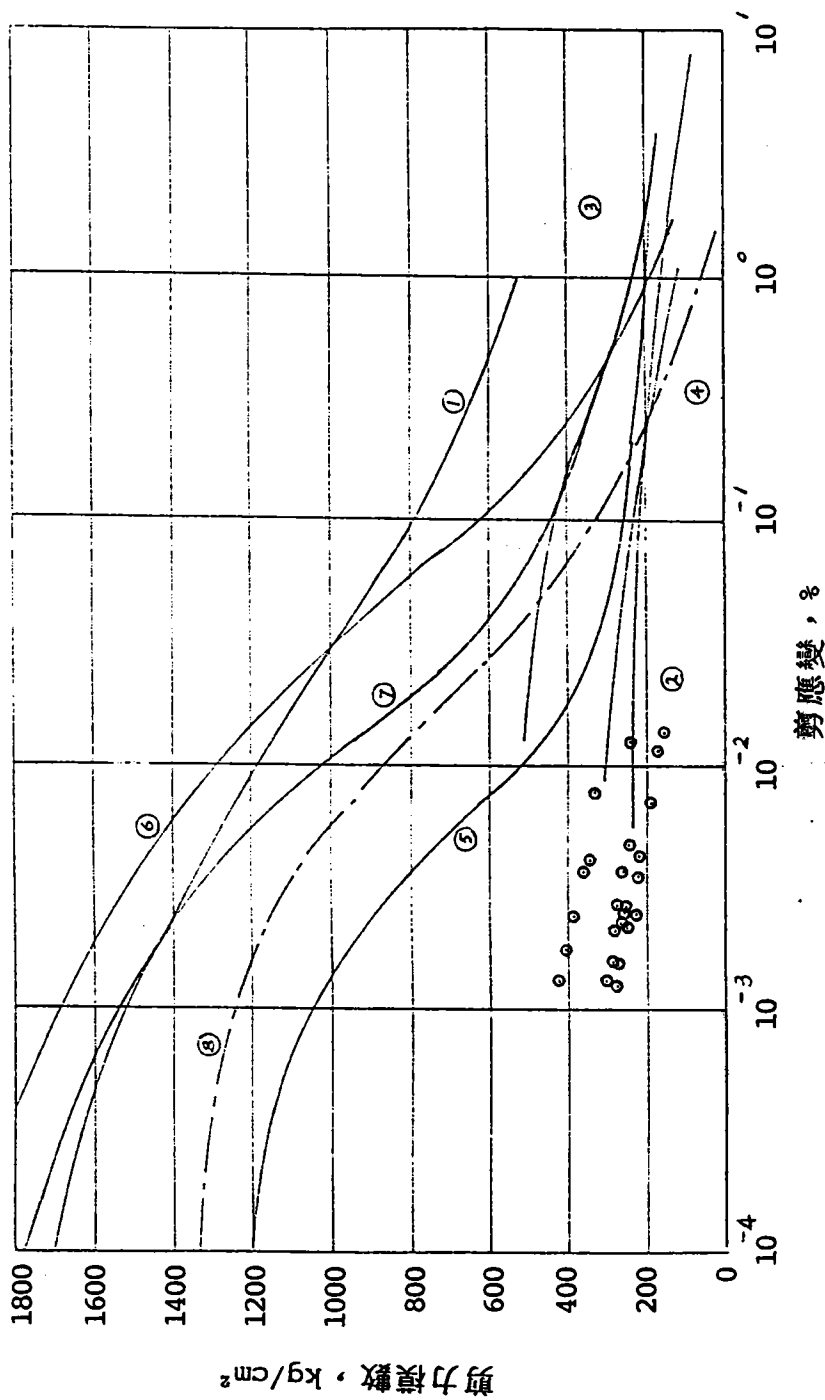


圖 3.5 高雄港區砂性土壤 (圍壓為 1 kg/cm^2) 之剪力模數與剪應變關係曲線

係曲線

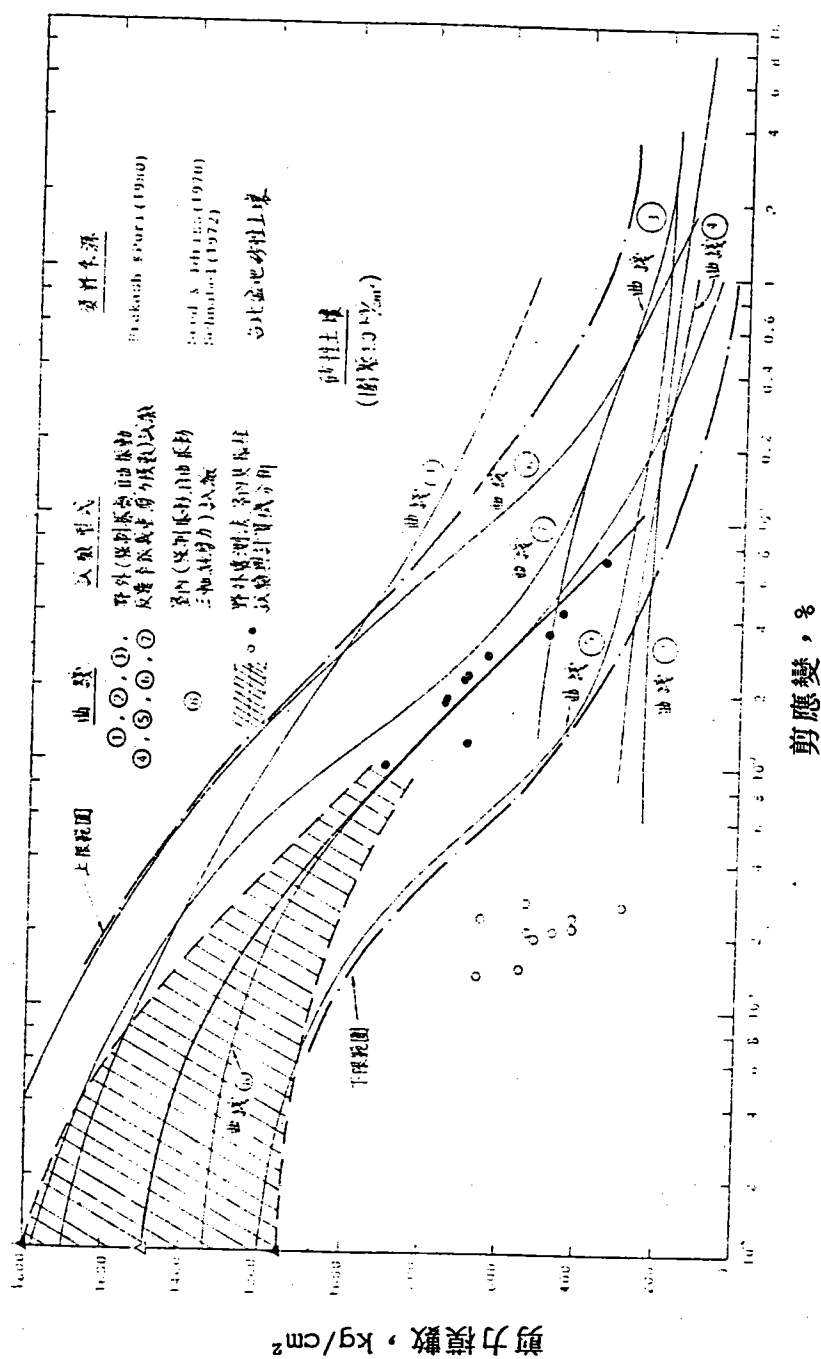


圖 3.6 台北盆地砂性土壤剪力模數與國外研究結果之比較 (吳偉特 1983)

若將全部砂質土壤之剪力模數試驗結果予以常態化 (Normalized)，即以 G/G_{max} 表示，則 G/G_{max} 隨剪應變之增加而減少，變化範圍如圖 3.7 所示，圖 3.7 顯示高雄港區砂性土壤之剪力模數經常態化以後之變化範圍與 Seed & Idriss (1970) 建議之範圍極為接近。

圖 3.8 為高雄港區砂性土壤阻尼比與剪應變之關係，試驗資料顯示阻尼比與剪應變的關係為 Seed & Idriss (1970) 之建議值相比較偏向其下限範圍。表 3.1 為各學者建議各種不同土壤之阻尼比，可供研究參考

表 3.1 各學者建議之土壤阻尼比

土 壤 種 類	阻 尼 比	建 議 學 者	備 註
乾 燥 砂 礫	0.03 ~ 0.07	Weissmann and Hart(1961)	取自日本 土質工學 會 (1972)
乾 燥 砂、飽 和 砂	0.01 ~ 0.03	Hall and Richart(1963)	
乾 燥 砂	0.03	Whitman(1963)	
乾 燥 砂 礫、飽 和 砂 礫	0.05 ~ 0.06	Barkan(1962)	
粘 土	0.02 ~ 0.05	Barkan(1962)	
沉 泥 質 砂	0.03 ~ 0.10	Stevens(1966)	
乾 燥 砂	0.01 ~ 0.03	Hardin(1965)	

(2) 動力強度

土壤動力強度包括分析液化潛能參數之反覆應力比，反覆剪應變及動力荷重時孔隙水壓力變化關係及試體破壞時所需之反覆應力循環次數與剪力強度等，一般土壤承受反復剪應力作用之應力狀況可利用動力三軸試驗模擬。

高雄港地區土層亦極少進行土壤動力三軸試驗，故有關土壤動力強度性質資料極為有限，較完整的僅有 1983 年過港隧道地質調查時由亞新工程顧問公司委託日本東京大學 Ishihara 教授進行若干組不擾動砂土樣之土壤動力三軸試驗，試驗結果如圖 3.9 所示。

圖 3.9 係不同相對密度之砂性土樣進行動力三軸試驗結果，相對密度變化範圍在 65% 至 85% 間，試驗資料顯示對同一土壤當振動循

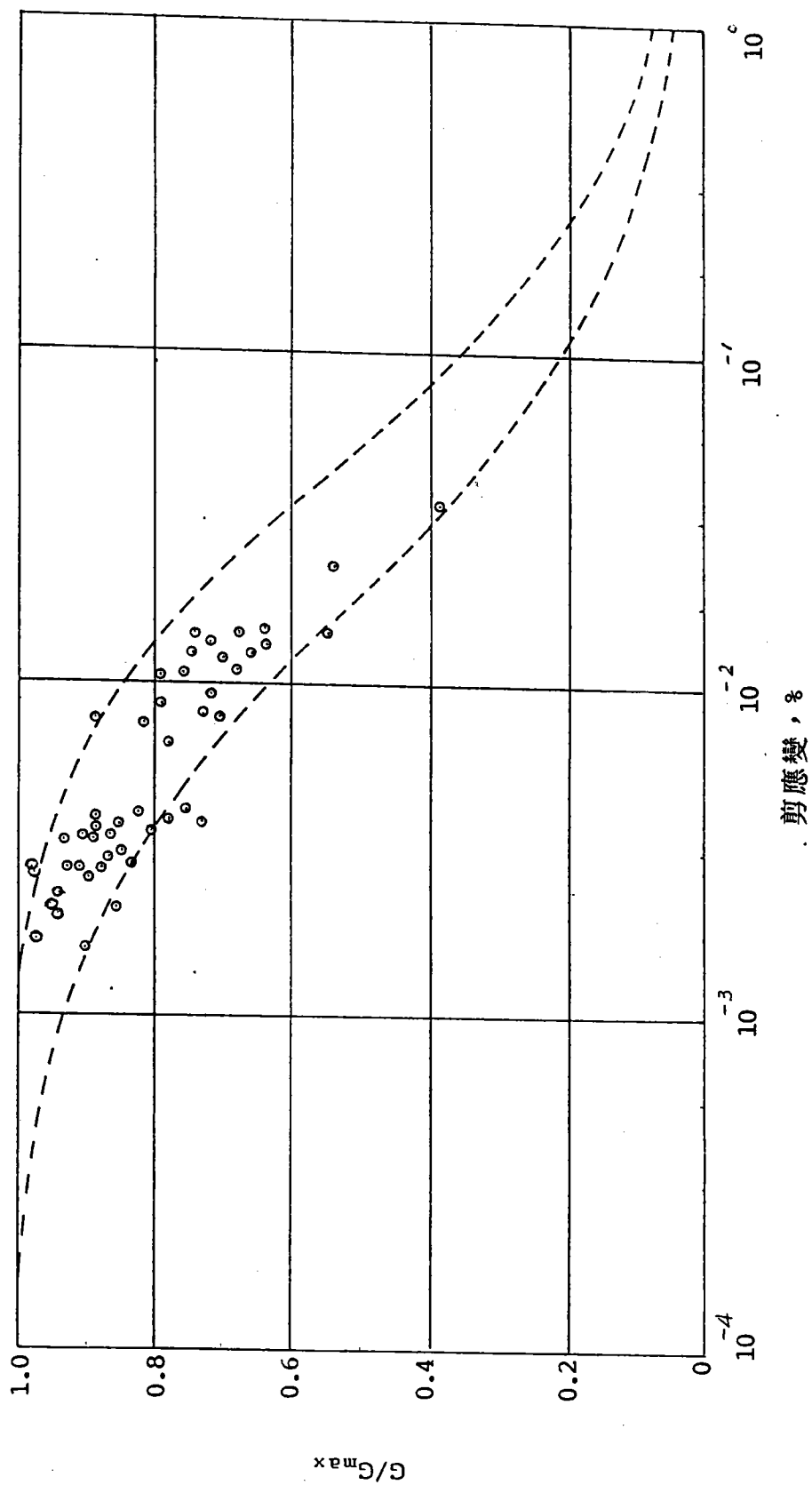


圖 3.7 高雄港區砂性土壤 $G/G_{\max}$ 與剪壓變之關係

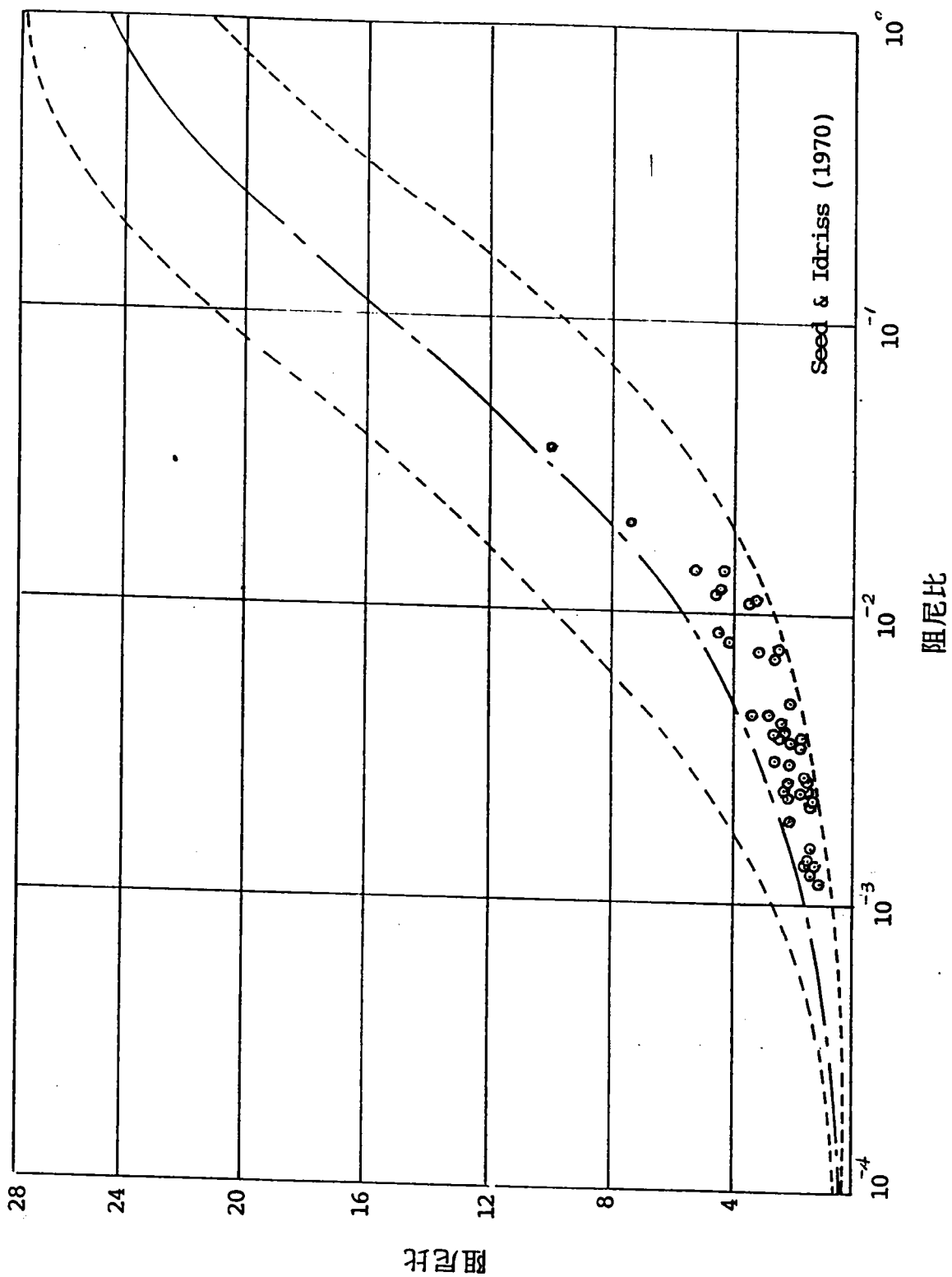


圖 3.8 高雄港區砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

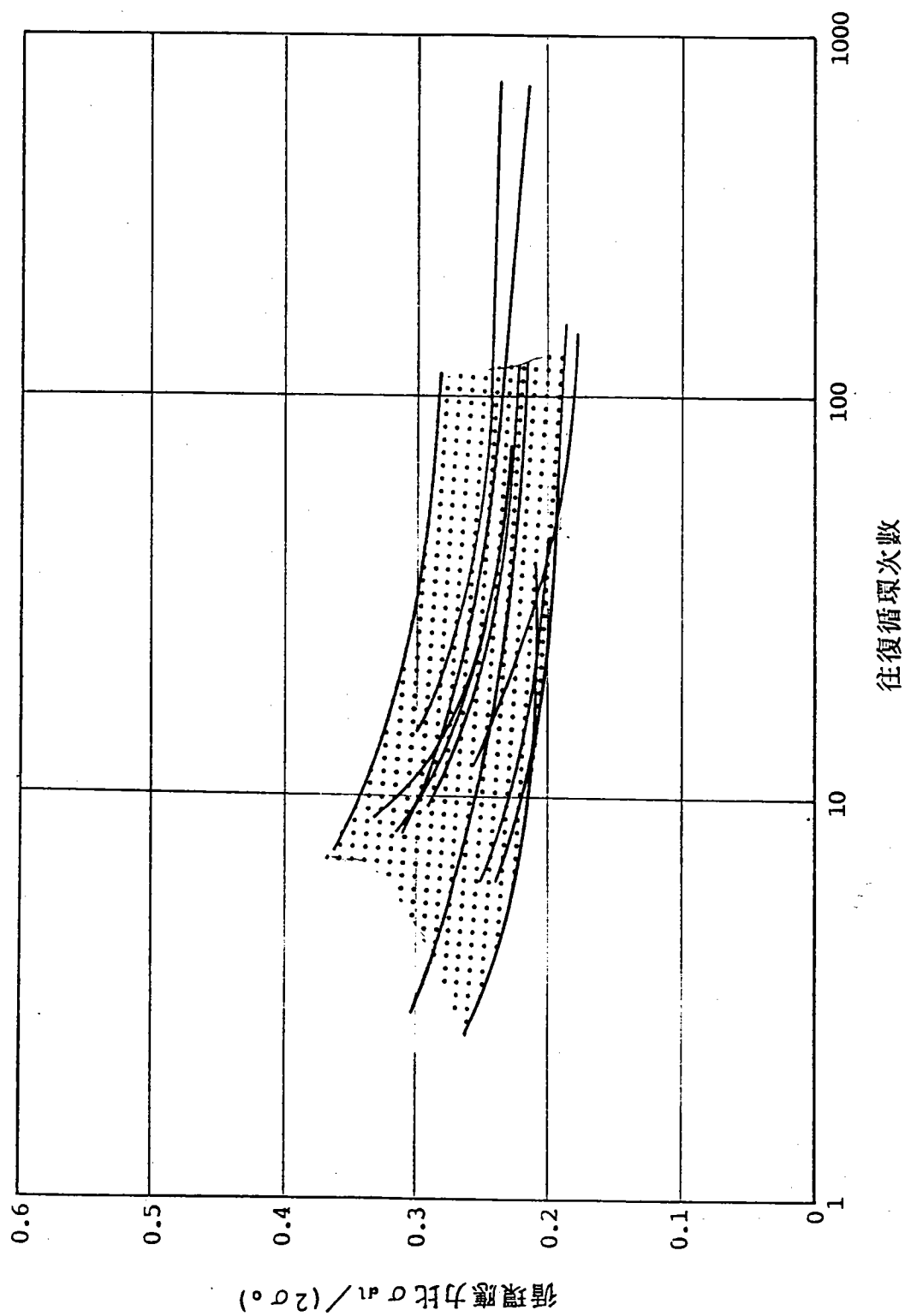


圖 3.9 高雄港區砂性土壤動力三軸試驗結果

環數固定時，循環應力比 (Cyclic stress ratio) 隨相對密度之增大而增大，當相對密度固定時，循環應力比隨振動循環數之增加而減少。大致而言，振動循環數在 20 週以後，循環應力比即趨於定值，是故 Ishihara 建議採用第 20 週的應力比做為液化分析的依據。

根據圖 3.9 資料，整理結果顯示，高雄港區砂性土壤第 20 週循環數以後之循環應力比變化範圍約在 0.2 至 0.3 之間。

(3) 土層之壓縮波速度與剪力波速度特性

土層之壓縮波 (P 波) 速度和剪力波 (S 波) 速度亦為獲得地層動態性質的基本資料，根據彈性波之傳播理論，各土層 P 波之速度 V_p 及 S 波速度 V_s 及土層密度 ρ 與各土層剪力模數之關係如下式

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} \dots\dots\dots(3.2)$$

式中：

G = 土壤之剪力模數

E = 土壤之楊氏模數

K = 土壤之體積模數

ρ = 土層密度

ν = 包松比

一般 V_p 和 V_s 可由震測法試驗求得，亦可根據標準貫入試驗 N 值由經驗公式推求，根據日本所做之研究報告顯示，P 波在軟弱地盤中與地層特性之對比性極小，Tsuneo Imai (1976) 之研究結果，認為 P 波速度與軟弱地盤之 N 值對比性極差。

另外根據日本地區沖積層中所測得之 P 波速度與地層之無圍壓縮強度 q_u ，土壤屈服壓力 P_y ，地盤反力係數 K_m ，最大前期覆土壓力 P_c 等均有關係，惟不易找出其間的對比性，但 S 波速度在軟弱地盤中，其與地層之特性可用下列各式表示

$$V_s = 89.8 N^{0.341} \dots\dots\dots(3.3)$$

$$V_s = 138.3 q_u^{0.417} \dots\dots\dots(3.4)$$

$$V_s = 104 P_c^{0.473} \dots\dots\dots (3.5)$$

$$V_s = 123 P_y^{0.395} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$V_s = 80.5 K_m^{0.375} \dots\dots\dots (3.7)$$

上式中 V_s 之單位為 m/sec，當然以上經驗公式僅適用於日本地區，可供初步工程規劃時的參考，台灣地區仍應進行更多的現地震測試驗才能導出合理的經驗公式。

前已述及，高雄港區沖積土層之標準貫入試驗 N 值一般約在 10 至 30 之間，若利用日本 Imai 建議之經驗公式推測土壤剪力波速度平均約在 190m/sec 至 290m/sec 之間。

壓縮波速度到目前為止並無較合理的經驗公式可資應用，根據亞新工程顧問公司委託新中光物理探測公司在高雄港務局聯合辦公大樓及中和國校，第二港口附近等之震測試驗結果顯示，在地表至深度 10m 間壓縮波速度 V_p 在 500m/sec 至 1650m/sec 間，剪力波速度 V_s 在 135m/sec 至 165m/sec 間。深度 10m 以下，壓縮波速度為 1650m/sec，剪力波速度 V_s 在 154m/sec 至 280m/sec 間。表 3.2 為 Imai (1976) 整理 244 個深孔（每孔平均深度 44 公尺）之震測探勘分析結果，並將日本之土壤大致分為沖積土層 (Alluvial) 和洪積土層 (Diluvial)，粘土、砂土等，表列數值可供研究參考：

表 3.2 日本地區土壤動態性質經驗值

土層別			剪力波速 V_s	縱波波速 V_p	剪力模數 G	包生比
			m/sec	m/sec	kg/c m ²	
沖積土	粘	土	100 ~ 170	500 ~ 1600	200 ~ 570	0.49
			(150)	(1200)	(450)	
	砂	土	100 ~ 280	500 ~ 1800	200 ~ 1600	0.485
洪積土			(200)	(1400)	(800)	
	粘	土	180 ~ 300	1100 ~ 2000	650 ~ 1800	0.485
	砂	土	(250)	(1600)	(1250)	
一般性土層			230 ~ 500	1400 ~ 2100	1050 ~ 5000	0.48
			(300)	(1700)	(1800)	
	粘	土	140 ~ 240	800 ~ 1800	400 ~ 1200	0.49
			(200)	(1400)	(800)	
	砂	土	170 ~ 390	950 ~ 1950	540 ~ 1700	0.48
			(250)	(1550)	(1240)	

(4) 高雄港地區地震資料分析

高雄港地區地震資料根據過去地震活動記錄，及各學者研究成果，歸納高雄港周圍地區之地震活動如下：

- (i) 在高雄港四周 20 公里半徑範圍內，沒有活性斷層存在之跡象，因此發生破壞性地震之可能性極微。
- (ii) 在距高雄港 20 至 60 公里半徑範圍內，1920 年曾發生過一次規模可能超過 7.0 之強烈地震，現有各種儀器觀測之地震資料均顯示該次地震之震央區至今仍頗活躍，該處距高雄港約為 50 公里，係屬西部地震帶之一部份，根據本世紀西部地震所發生之最大地震有三次規模均為 7.1，故推測該處可能發生之最大地震規模可達 7.1，另一距離較遠之可能震源區為位於高雄港西北方約 60 公里之曾文溪口附近，該處在 1661 年亦曾發生過一次規模可能超過 7.0 之強烈地震，而在 1975 年 7 月間曾出現一密集微震群。
- (iii) 在距高雄港 60 至 120 公里半徑範圍內主要震源區位於東部地震帶南端之台東及其以東之海域，該震源區過去所發生距高雄港最近之大地震規模為 7.3，距離約 80 公里。
- (iv) 根據以往之地震資料及徐明同 (1975) 之研究結果等加以分析，高雄港地區地表在 100 年內可能發生之地震水平加速度值約為 $0.09g$ ，最大終極加速度值可達 $0.15g$ ，此係指地面而言，地面下加速度應較地表為小。
- (v) 蔡義本 (1978) 建議高雄港地震最大加速度與回復週期之關係，及適用於高雄港之地震加速度反應譜如圖 3.10 及圖 3.11 所示。

三、台中港區土壤動態性質資料研討

1. 台中港區及其鄰近地區地質概況

台中港區原地形為由大甲溪和大肚溪沖積形成之西部海岸平原，基地地盤構造屬台灣新第三紀地槽盆地中之台西—台中構造盆地，地表為現代沖積層所覆蓋。

台中—台西構造盆地於第三紀早期原為兩個個別獨立之構造盆地，其間為北港高地所分離，漸新世晚期由於北港高地下陷，使台中、台西兩構造盆地合而為一，此後由於間歇性之海進、海退現象持

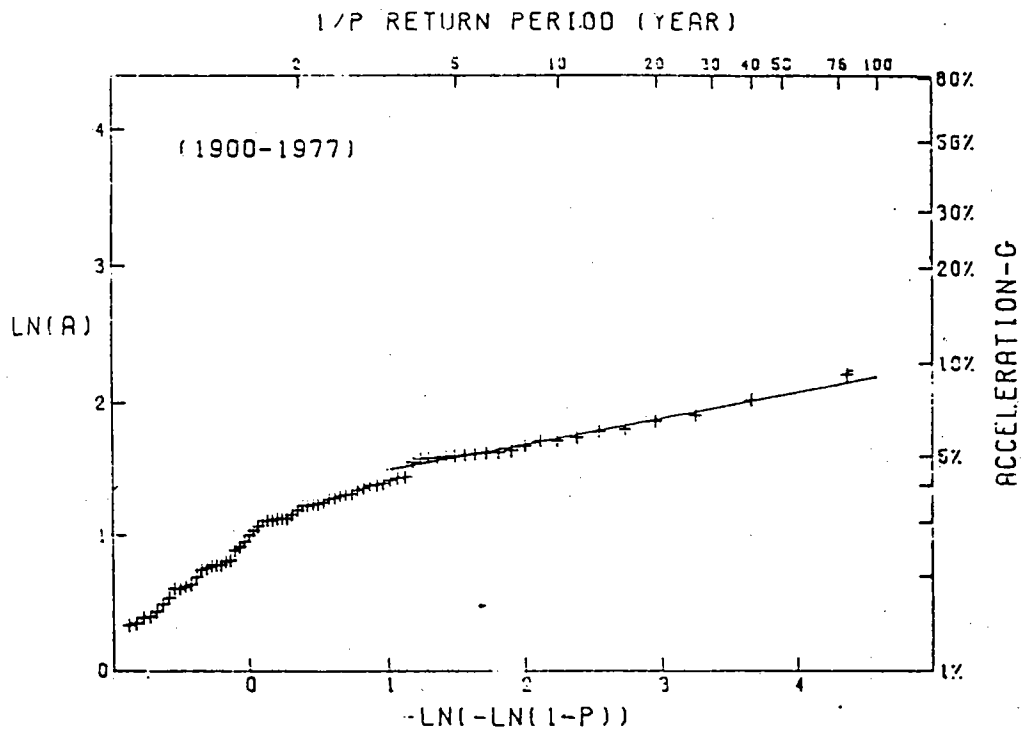


圖 3.10 高雄港地震最大加速度與回復週期之關係

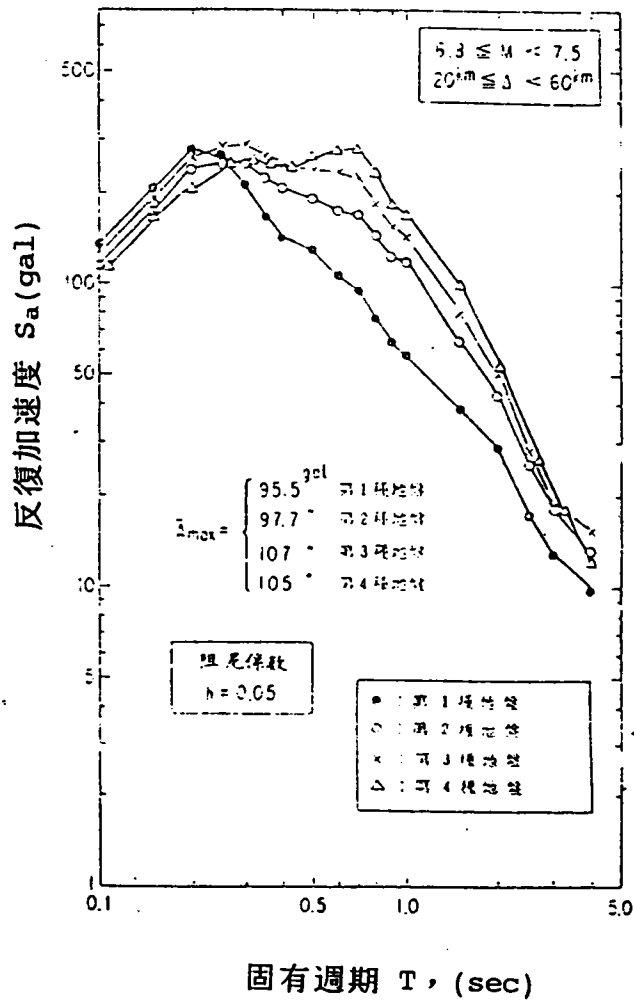


圖 3.11 適用於高雄港之地震加速度反應譜

續至上新世晚期，而使台西—台中構造盆地形成數個含煤相及海相互層之沉積，上新世晚期之造山運動，一直延續到現在為台灣最主要之造山運動，屬間歇性之造山運動並伴隨間歇性之海進及海退現象，致使本構造盆地中心軸由東向西漸移，而形成本構造盆地上部之第四紀沉積（更新世及全新世），由於海侵及海退現象，致使平均海水面因時而異，海侵時期平均海水面曾高於目前平均海水面約 180 公尺（大南灣海侵期），而 15000 年前之海退期平均海水面低於目前平均海水面約 140 公尺，顯示本基地之地層所經歷之沉積環境及應力過程極為複雜。

本基地近地表之地層為由河川沖積及海洋沖積雙重作用所形成之巨厚現代沖積層所覆蓋，其下依次為上新世及更新世未固結之頭嵛山層，上新世之卓蘭層及錦水頁岩層等，現代沖積層主要由粘土、沉泥、砂和礫石所組成，厚度甚厚，由鑽探結果顯示，地表下 100 至 130 公尺內大多為沉泥質砂層間夾沉泥或粘土薄層，其下始有礫石出現。

2. 台中港區地層分佈情況

台中港區地表地層為由河川沖積及海洋沖積雙重作用所形成之巨厚現代沖積層所覆蓋，主要為沉泥質砂，砂質沉泥，粘土質沉泥及沉泥質粘土等互相交雜而成。有關於沉積土層之厚度，根據台中港務局在台中港區內進行的鑽探資料顯示，鑽探深度至 60 公尺時仍為沉積砂土層，而根據台灣電力公司在台中火力電廠的地質調查資料顯示，鑽探深度在 150 公尺時，僅在深度 115 公尺處發現 0.6 公尺厚之卵礫石層，在深度 147 公尺至 150 公尺間，偶含礫石，礫石粒徑在 6 公分以下，故現代沖積層為厚層砂土層，其詳細厚度未知，惟根據鑽探資料可確定沖積層厚度應在 150 公尺以上。

根據已搜集之鑽探資料研判，台中港地區之土層層次變化在深度 150 公尺範圍內，大致可分為六個次層，茲自上而下說明如下：

(1) 細中砂、沉泥質砂 (SP、SM)

自地表至高程 - 10 公尺之間為灰色細中砂或沉泥質細砂，尤其靠近地表處大都屬不良級配中細砂，平均厚度約為 3 公尺，而自地表

3公尺以下至高層—10公尺間為沉泥質細砂偶夾砂質沉泥或粘土質沉泥薄層，惟數量不多。

根據現地標準貫入試驗結果，本層次標準貫入試驗N值變化甚大，在5至30間，屬疏鬆至中等緊密程度，土壤平均含水量23%至30%，土壤單位重在 1.90 至 2.0t/m^3 間。

(2) 沉泥質細砂夾粘土質沉泥或沉泥質粘土薄層(SM、ML、CL)。

本層次呈灰色，其分佈範圍在高程—10m至—22m之間為沉泥質細砂含粘土質沉泥或沉泥質粘土薄層，薄層厚約2公尺，大約分佈在高程—12m至—16m間，此層並非均勻分佈，大致斷斷續續出現，從一號碼頭到台中火力發電廠均有發現。

根據現地標準貫入試驗結果，本層砂性土壤N值變化平均在15至40之間，屬疏鬆至中等緊密程度，土壤單位重及含水量平均約為 $1.91 \pm 0.05\text{t/m}^3$ 及 $28 \pm 3\%$ ，沉泥質粘土薄層N值約在7至15間。土壤單位重 $1.90 \pm 0.07\text{t/m}^3$ ，自然含水量及液性限度分別為 $28 \pm 5\%$ 及 $30 \pm 4\%$ 。

(3) 沉泥質粘土及沉泥質細砂層(CL、SM)

高程-22m至-40m之間為灰色沉泥質粘土層及沉泥質細砂層，在台中港現有碼頭區此兩層次交互出現，平均厚度約在2至5公尺之間，而在火力發電廠區則幾乎全為厚層沉泥質粘土，僅在厚層粘土間夾一層厚1至3m之沉泥質細砂次層。

本層次砂性土壤標準貫入試驗N值在20至55間屬中等緊密至緊密程度，粘性土壤N值在6至32間屬中等堅實至極堅硬稠度，土壤一般物理性質試驗結果砂性土壤，土壤單位重 $1.97 \pm 0.05\text{t/m}^3$ ，自然含水量 $25 \pm 5\%$ ，粘性土壤、土壤單位重 $1.91 \pm 0.04\text{t/m}^3$ ，自然含水量 $29 \pm 4\%$ ，液性限度 $29 \pm 4\%$ 。

(4) 沉泥質砂層含砂質沉泥或沉泥質粘土薄層(SM、CL)

本層次呈灰色分佈高程約在-40m至-80m間，以沉泥質砂土層為主，夾有許多沉泥質粘土或粘土質沉泥薄層，薄層厚度約1m至2m，本層次特色為砂層標準貫入試驗N值平均在50至80間，屬極緊密程度，粘性土壤薄層N值，則顯著降低，約在8至30間。

一般物理性質試驗結果，砂性土壤土壤單位重 $2.04 \pm 0.05\text{t/m}^3$ ，自然含水量 $19 \pm 4\%$ ，粘土薄層土壤單位重 $1.99 \pm 0.04\text{t/m}^3$ ，自然含

水量及液性限度分別為 $24 \pm 5\%$ 及 $24 \pm 1\%$ 。

(5) 沉泥質粘土 (CL)

高程-80m 至-100m 間為灰色沉泥質粘土層，此層以厚層沉泥質粘土為主，間夾沉泥質細砂薄層，偶含有機質，標準貫入試驗 N 值變化範圍亦甚大，在 19 至 100 間，屬極堅硬稠度，平均自然含水量及土壤單位重分別為 $27 \pm 4\%$ 及 $1.98 \pm 0.03\text{t/m}^3$ 。

(6) 沉泥質細砂夾沉泥質粘土薄層 (SM、CL)

本層次大致分佈於高程-100m 至-150m 之間，呈灰色，並於高程-105m 至-105.6m 及-137m 至-140m 間偶夾卵礫石，最大粒徑約在 4 至 6cm 之間，本層次標準貫入試驗 N 值，大部份均大於 100，屬極緊密程度之砂土層，其自然含水量及土壤單位重約為 $19 \pm 3\%$ 及 $2.03 \pm 0.03\text{t/m}^3$ 。

本層次在鑽深過程發現含大量沉泥質粘土薄層，其厚度約在 1m 至 6m 之間，標準貫入試驗 N 值在 30 至 100 以上，屬極堅硬稠度，土壤自然含水量及單位重平均約為 $26 \pm 3\%$ 及 $1.96 \pm 0.03\text{t/m}^3$ 。

總結台中港區地層分佈以沉泥質砂土層為主，間夾有許多沉泥質粘土薄層或厚層，但常不延續而間斷出現，頗為複雜，鑽探資料顯示標準貫入試驗 N 值，在同一深度中分佈甚為散亂，可見本區土層有交錯沉積之現象，一般而言，大致在高程-25m 以下 N 值大多高於 30，屬中等緊密以上程度，而高程-80m 以下，其 N 值大都高於 100 為極緊密堅硬之層次，可提供比較可靠的承载力。

3. 台中港區土壤動態性質分析

(1) 剪力模數與阻尼比特性

根據本所進行的共振柱試驗結果，台中港區砂性土壤圍壓對剪力模數和阻尼比之影響如圖 3.12 和圖 3.13 所示，圖 3.12 顯示剪力模數隨剪應變的增加而遞減，隨圍壓的增加而增加，在低應變階段圍壓對剪力模數之影響較大，隨剪應變的增加圍壓對剪力模數之影響程度逐漸減少。

圖 3.1 和圖 3.2 相比較顯示台中港區砂性土壤之剪力模數較高雄港區砂性土壤之剪力模數高。

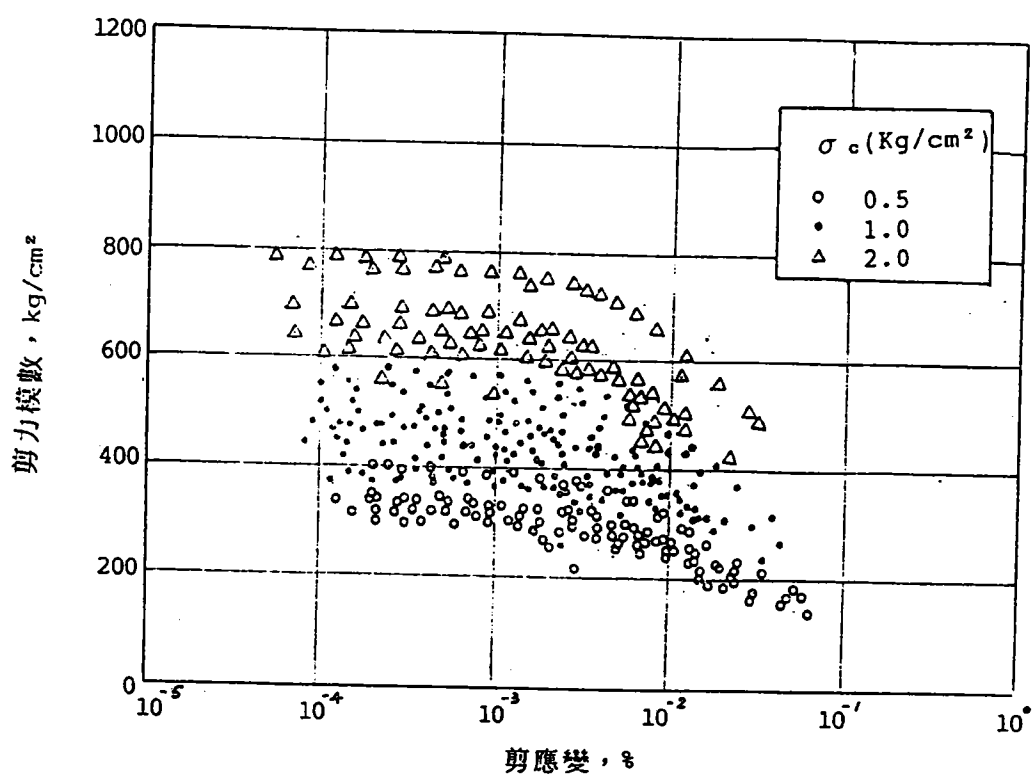


圖 3.12 台中港區砂性土壤剪力模數受不同圍壓影響

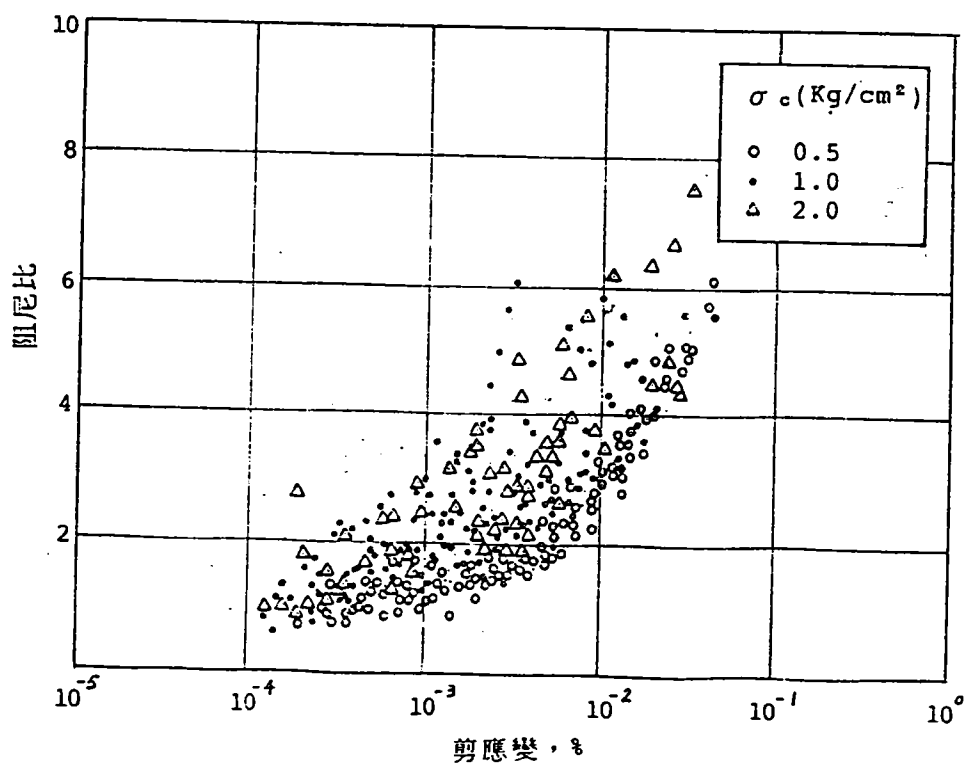


圖 3.13 台中港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響

圖 3.13 顯示共振柱試驗結果台中港區砂性土壤圍壓對阻尼比的影響，阻尼比隨剪應變之增加而增加，圍壓增加亦會使阻尼比隨之增加，但不明顯，與高雄港區砂性土壤比較，台中港區砂性土壤之阻尼比稍高。

圖 3.14 為台中港區砂性土壤動力三軸試驗結果楊氏模數，剪力模數及阻尼比與剪應變之關係，圍壓 1.8kg/cm^2 及 2.0kg/cm^2 ，試驗結果與共振柱試驗結果極接近。

若將砂性土壤之剪力模數予以常態化處理如圖 3.15 所示，其變化範圍與 Seed & Idriss(1970) 之建議值比較，台中港區砂性土壤 $G/G_{\max}$ 與剪應變關係偏向其上限範圍。

圖 3.16 顯示阻尼比與剪應變之關係，其變化關係在 Seed & Idriss (1970) 建議之範圍。

圖 3.17 及圖 3.18 為台中港區與高雄港區砂性土壤共振柱試驗結果比較。比較結果顯示，台中港區砂性土壤之剪力模數和阻尼比均較高雄港區砂性土壤為高。

(2) 土壤動力強度

台中港區土壤亦極少有土壤動力三軸試驗之資料，亞新工程顧問公司進行台中港火力發電廠之地質調查和分析曾完成若干組動力三軸試驗，圖 3.19 為綜合各組動力三軸試驗結果，由於取樣深度不同，各試驗細粒含量差異甚大，故圖 3.19 循環應力比與產生液化時循環次數之關係頗具分散性，惟大致而言，台中港區土壤之循環應力比較高雄港區為高，第 20 個循環數以後之循環應力比約在 0.35 至 0.7 之間。

(3) 震測法求土壤動態性質

震測法之基本原理是根據震波於彈性體內之傳遞速度為變形模數，波松比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，土層內震波速度之求取，通常採用下列兩種震測法：

(i) 地表震測法：一般可分為反射法和折射法。

(ii) 井內震測法：一般分為交叉井測法 (Crosshole Method) 與上 / 下井測法 (Uphole/downhole method) 等。

台中港區極少進行震測試驗求取土壤之動態性質，本所曾於民國 75 年間進行下井法震測試驗量測現地土層之剪力波速度及剪力模

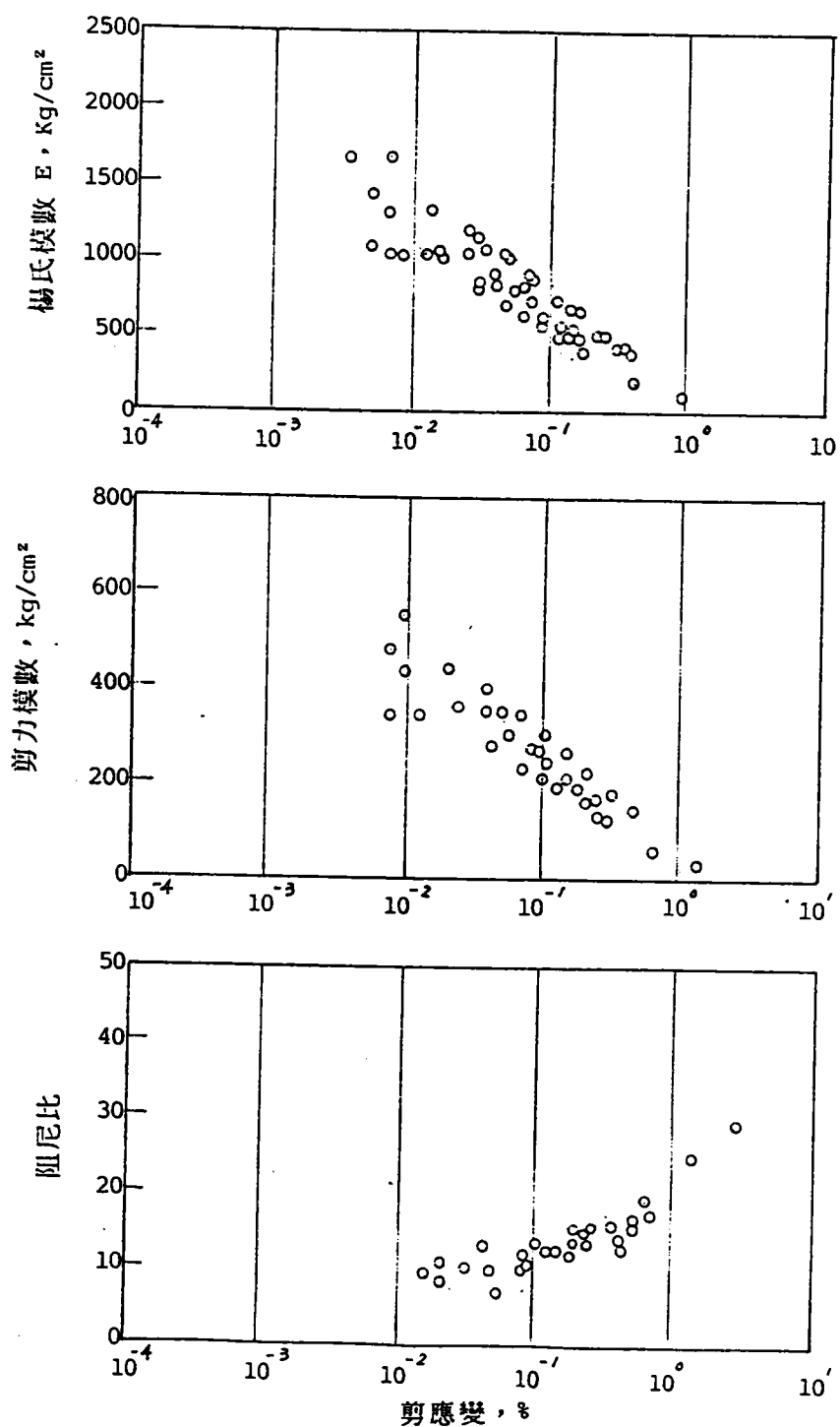


圖 3.14 台中港區砂性土壤動力三軸試驗結果

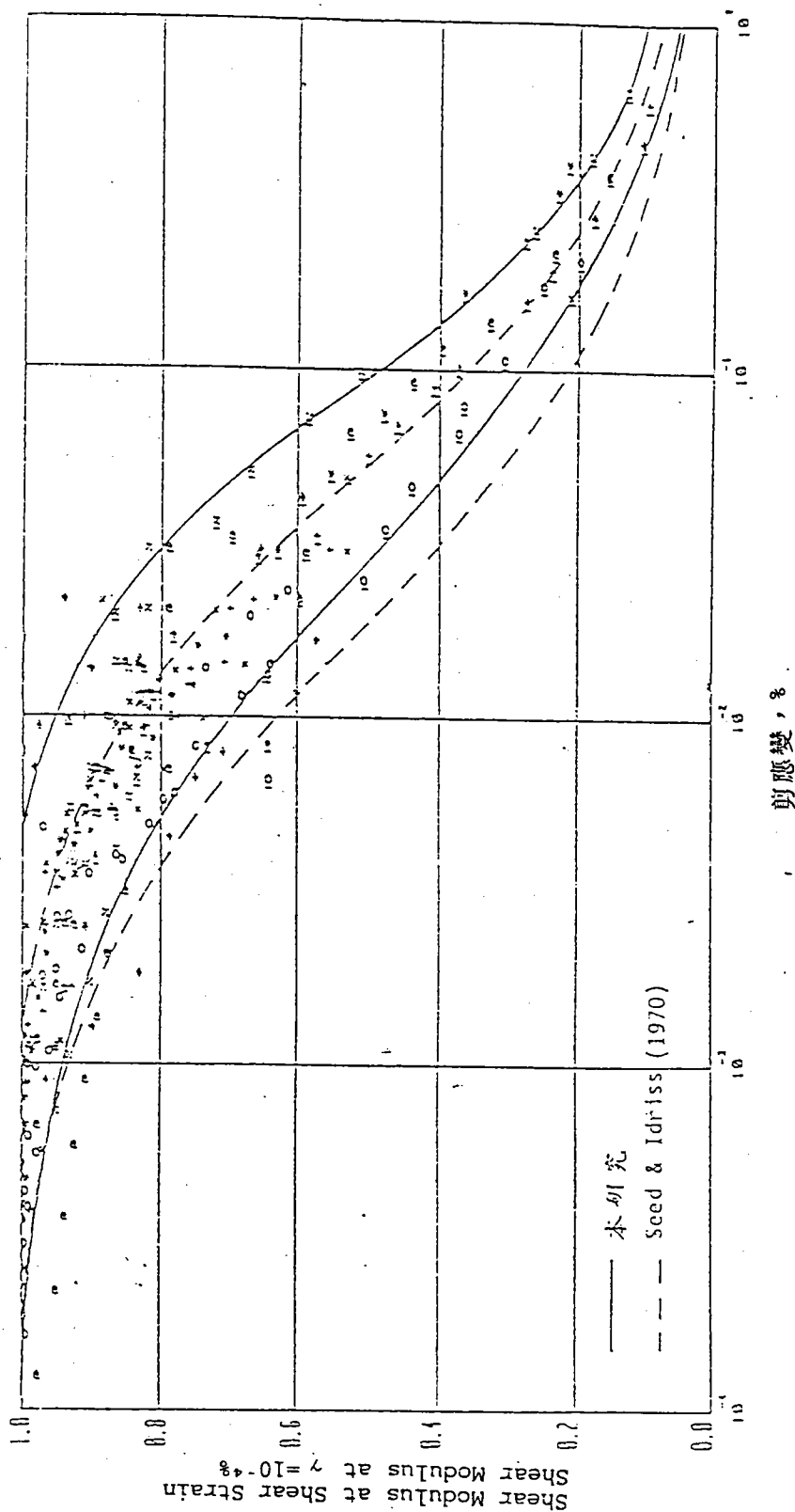


圖 3.15 台中港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

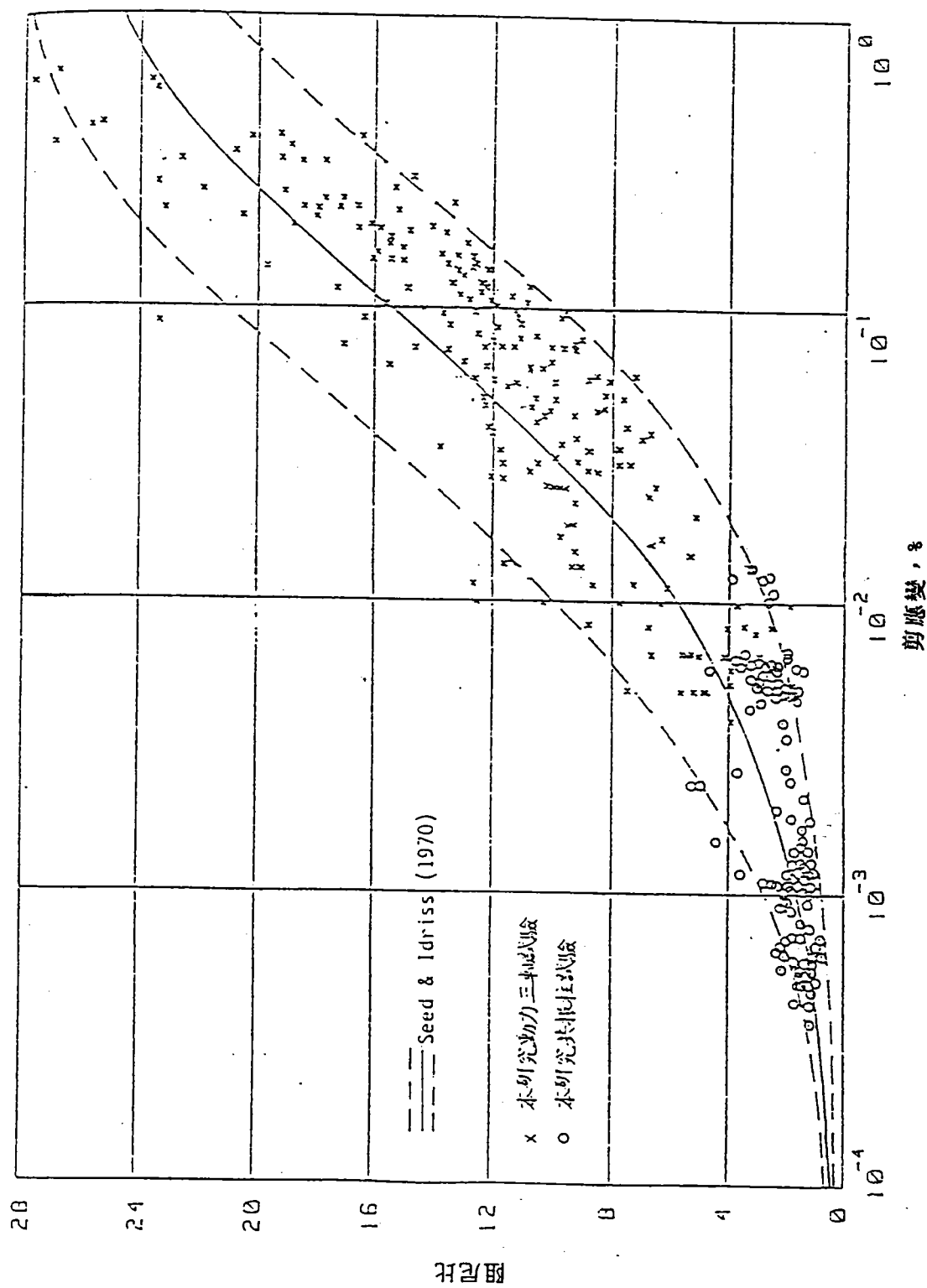


圖 3.16 台中港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

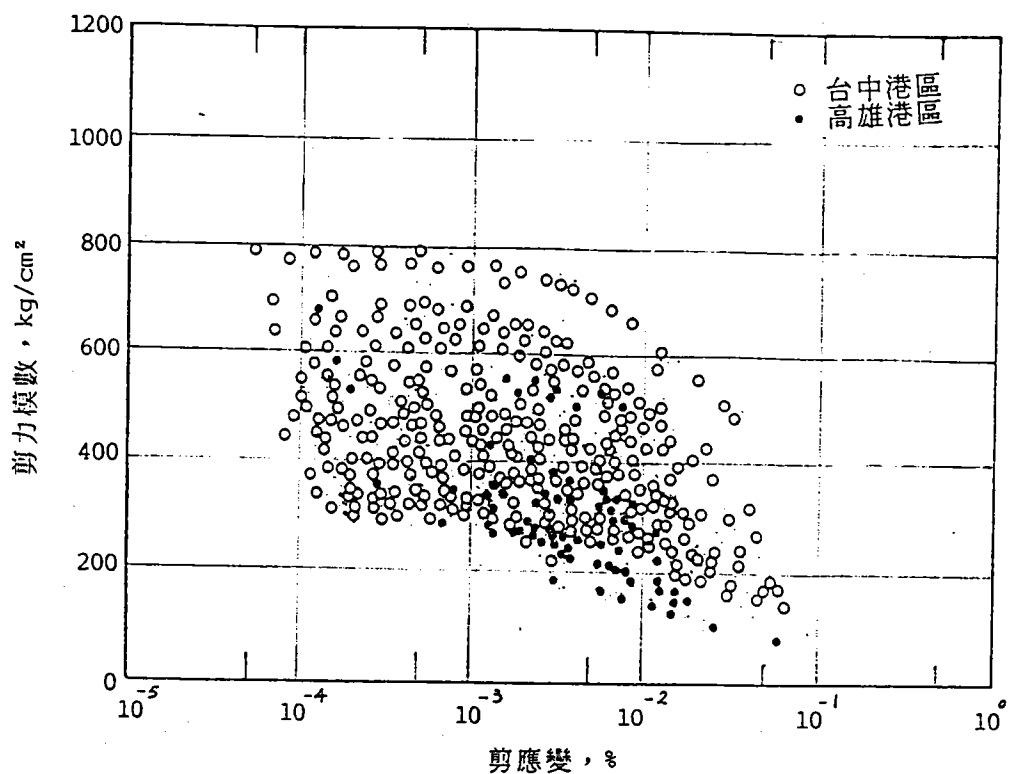


圖3.17 台中港區與高雄港區砂性土壤剪力模數比較結果

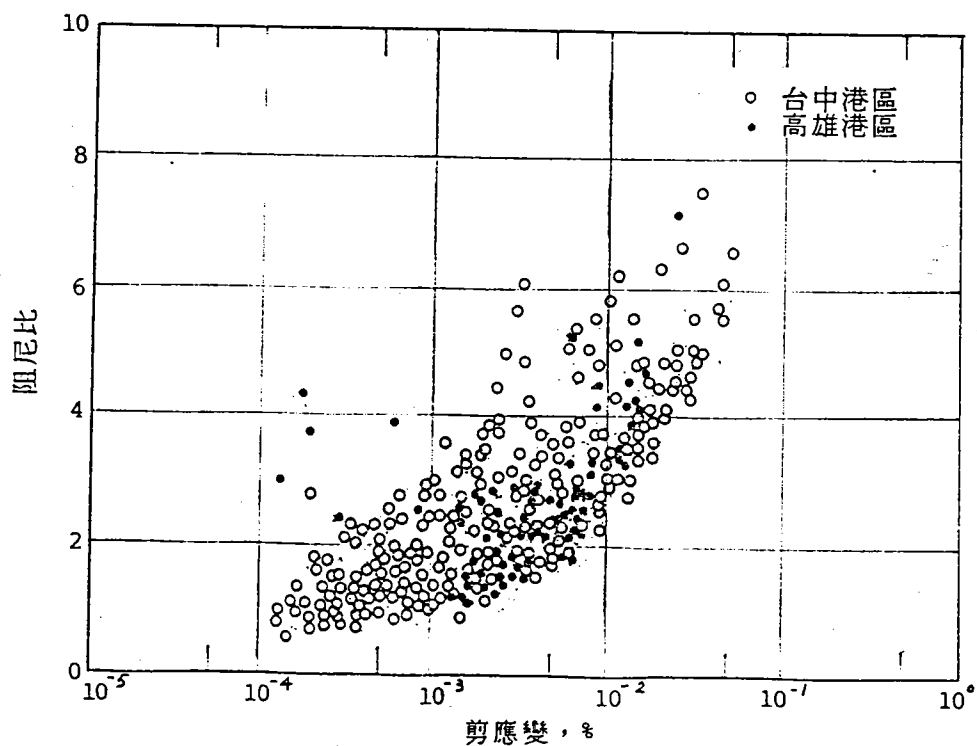


圖3.18 台中港區與高雄港區砂性土壤阻尼比比較結果

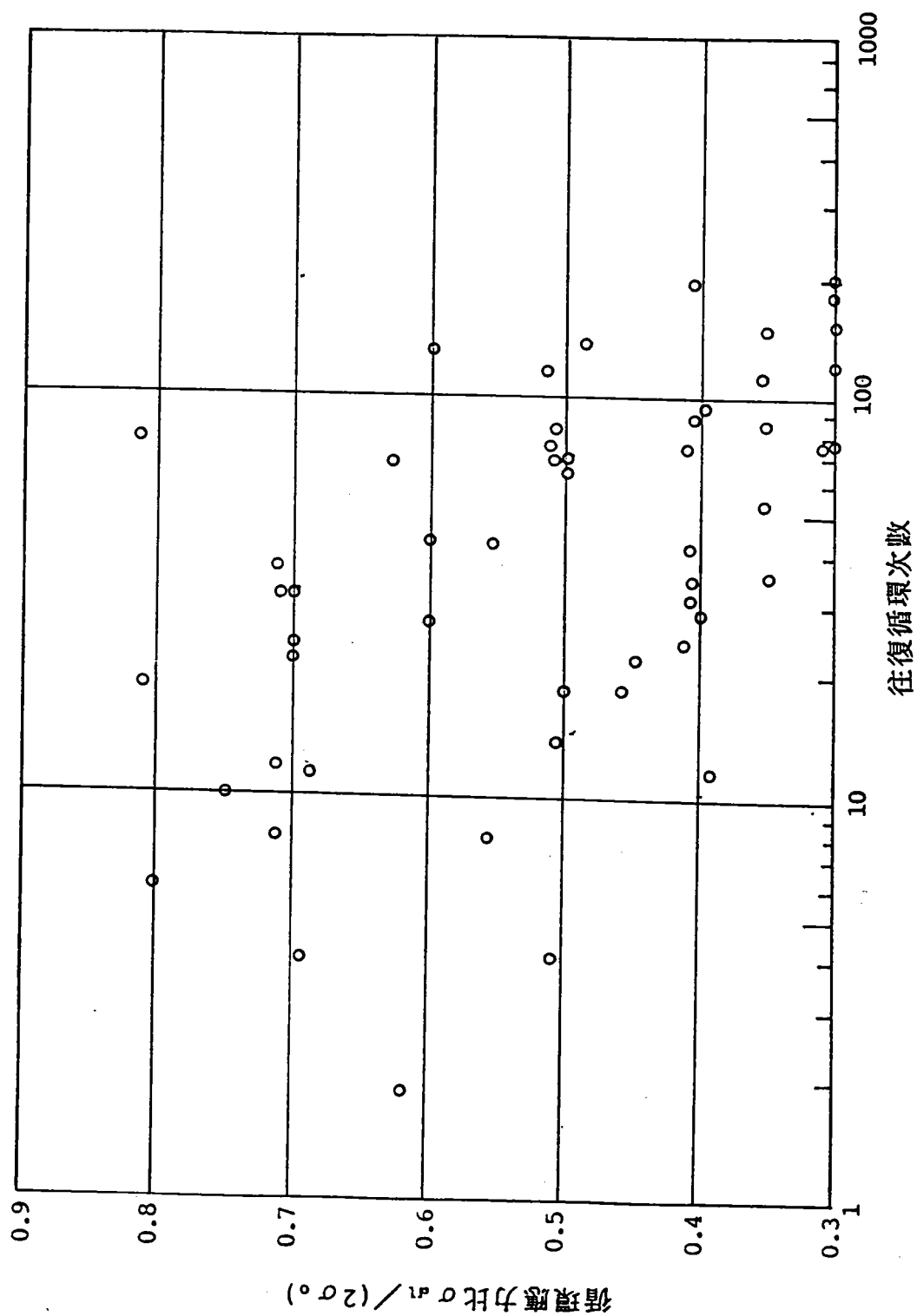


圖 3.19 台中港區土壤動力三軸試驗結果

數，試驗結果如圖3.20所示，亞新工程顧問公司在台中火力電廠之試驗結果亦示於圖3.20上，圖3.20顯示台中港區土層標準貫入試驗 N值，剪力波速度及剪力模數之關係，試驗深度22m，標準貫入試驗N值在10至30間，屬疏鬆至中等緊密程度，剪力波速度平均在100m/sec至200m/sec間，剪力模數200kg/cm²至800kg/cm²間，與試驗室共振柱試驗及動三軸試驗結果（參閱圖3.13及圖3.14）極接近，惟現地試驗局部深度剪力模數有高達1200kg/cm²以上者。

與高雄港區相比較，台中港區砂性土壤之剪力波速度或剪力模數均較高雄港區之砂性土壤為高。

(4) 台中港區地震資料分析

根據過去地震記錄及蔡義本等人(1977)之研究，台中港區位屬西部地震帶之中央區域，於1897至1978年間，地震規模大於7.0以上之震央有三處落在西部地震帶上，其中台灣有史以來地震最大的一次，距本基地約40公里，就中央研究院及中央氣象局之地震記錄，選取中部地區自1935年至1978年，地震規模大於5.0之強震資料，可發現后里、卓蘭地區附近，地震相當活躍，地震規模及加速度亦大，故威脅台中港區之地震可能來自該區，又由中央氣象局歷年地震記錄，分別就1900至1935至及1935至1977年之地震資料加以統計分析，繪製地震規模與回復周期關係如圖3.21所示，資料顯示台中港區50年回復週期之地震規模分別為7.0與6.5。

另根據蔡義本(1975)之分析統計，台中港區50年回復週期可能發生之最大地表加速為為0.15g如圖3.22所示。

四．興達港區土壤動態性質資料研討

1. 興達港區地質狀況

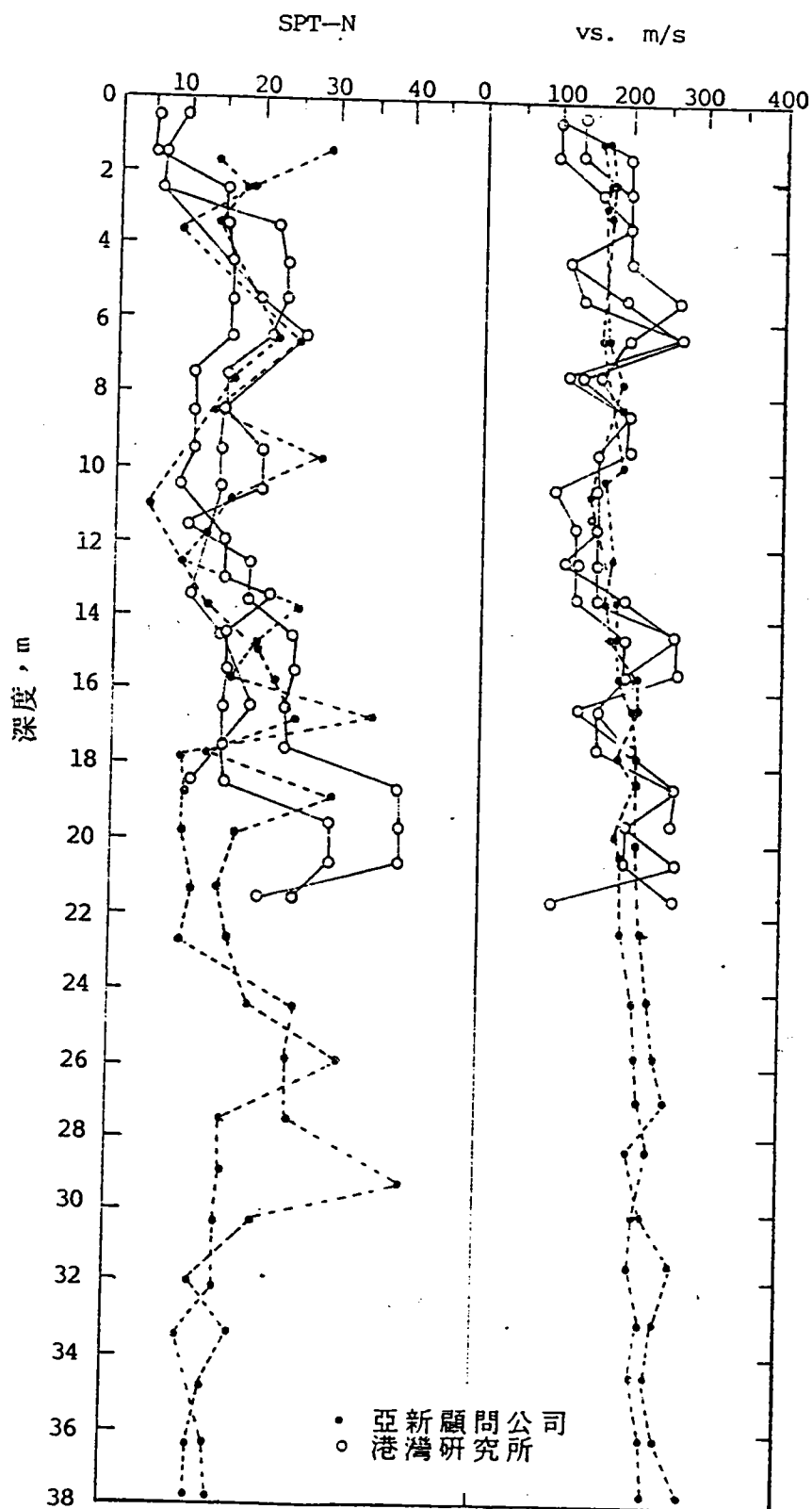


圖3.20 台中港區土壤SPT-N值與剪力波速度及深度變化圖

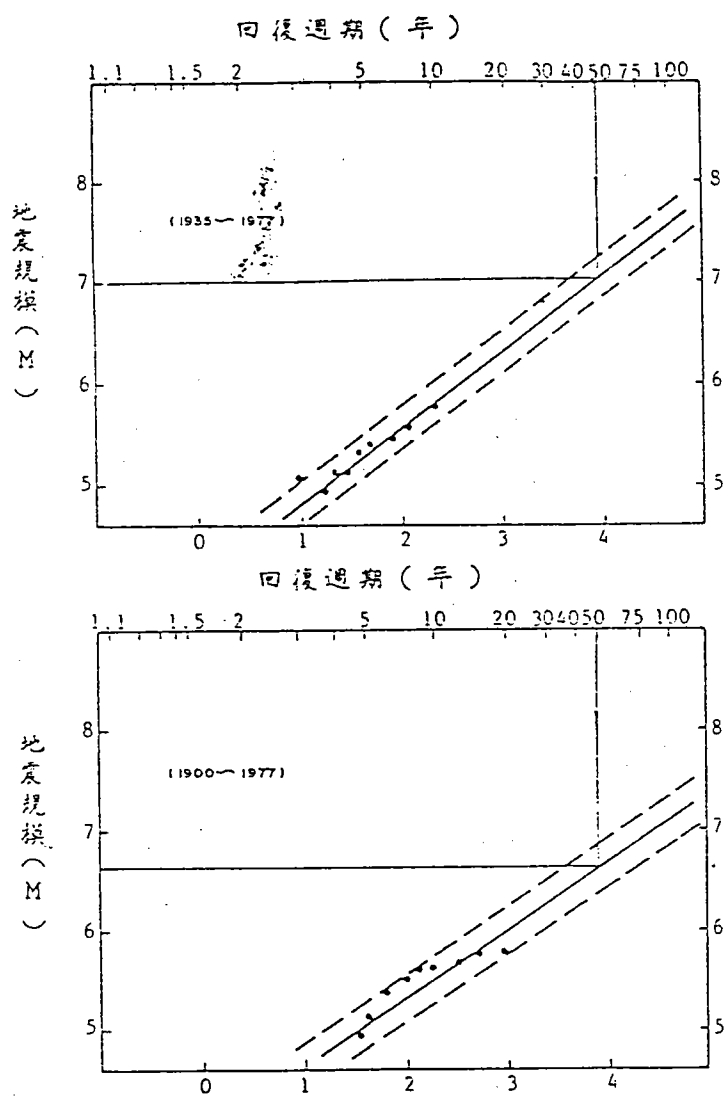


圖 3.21 台中港區地震規模與回復週期之關係

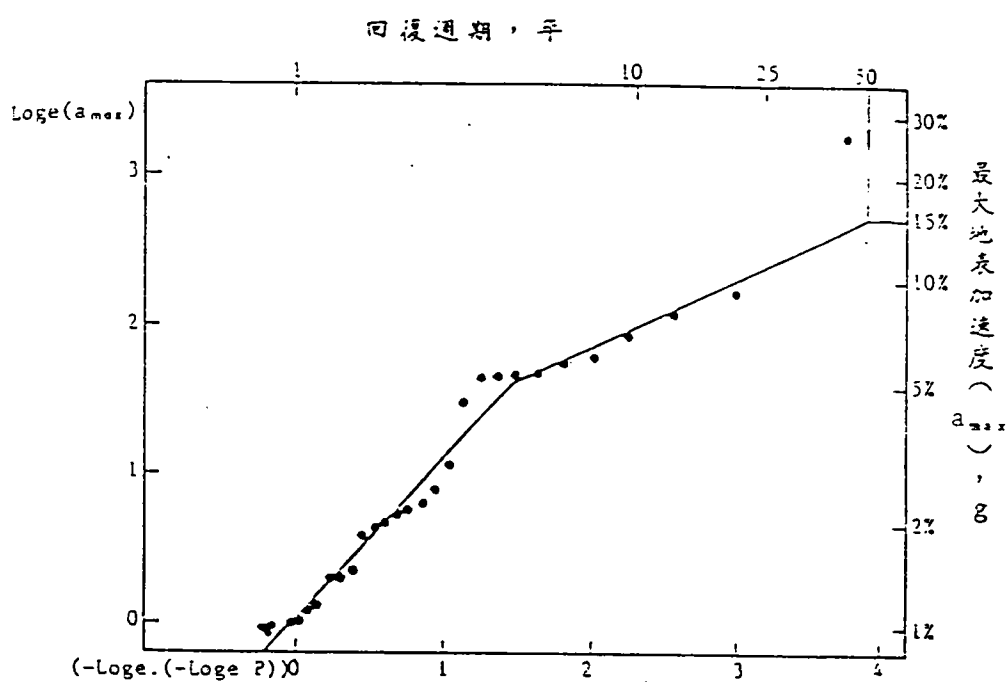


圖3.22 台中港區最大地震加速度與回復週期之關係

興達港區域為台灣西南部海岸平原的一部份，地勢平坦，屬於海岸平原幼年期，沿海砂州甚為發達，本區之地質組成主要為沉泥質砂，砂質沉泥及沉泥質黏土交互而成，為瀉湖沉積物質。沉泥質砂近地表處較為疏鬆，隨深度受覆土壓力影響而漸趨緊密，沉泥質粘土亦為近地表者較為軟弱，隨深度受覆土壓力影響而成堅實狀態。

2. 興達港區地層分佈情況

興達港地層除地表約有4公尺左右之人工抽砂回填層外，主要為自然沖積形成，大致由數層砂性土層與粘性土層交互出現，此沖積土層厚度未知，根據鑽探資料顯示，此層厚度在160公尺以上。

在高程-15公尺以上之砂性土層現地標準貫入試驗 N值在2至15間，屬疏鬆至中等緊密程度，粘性土層，平均 N值約為1或2屬極軟弱至軟弱稠度，高程-15公尺以下標準貫入試驗N值有明顯增高現象，平均N值在15至30以上，屬中等緊密至極緊密程度，粘性土層平均N值在10以上，屬極堅硬程度。

根據鑽探期間量測結果，興達港區地下水位大致在高程+0.5公尺至+1.5公尺間。

3. 興達港區土壤動態性質分析

圖3.23為本所對興達港區不擾動土樣進行動三軸試驗結果土壤剪力模數，阻尼比與剪應變之關係。圖3.24為亞新工程顧問公司委託日本Ishihara及台灣大學進行動三軸試驗結果。

根據中華工程公司委託聯合大地工程顧問公司在興達港區進行交叉井震測法測得剪力波速度大致在126m/sec至254m/sec之間，與其他台灣西部海岸地區砂土層剪力波速度極接近。

4.興達港區地震資料分析

興達港地區屬西部地震帶，根據過去地震資料、地震活動記錄，及各學者研究成果，在興達港半徑20公理範圍內有一活動斷層，西部地震帶最大地震規模7.1，距離本基地約60公里，若考慮地震週期50年則最大地震加速度為0.13g。

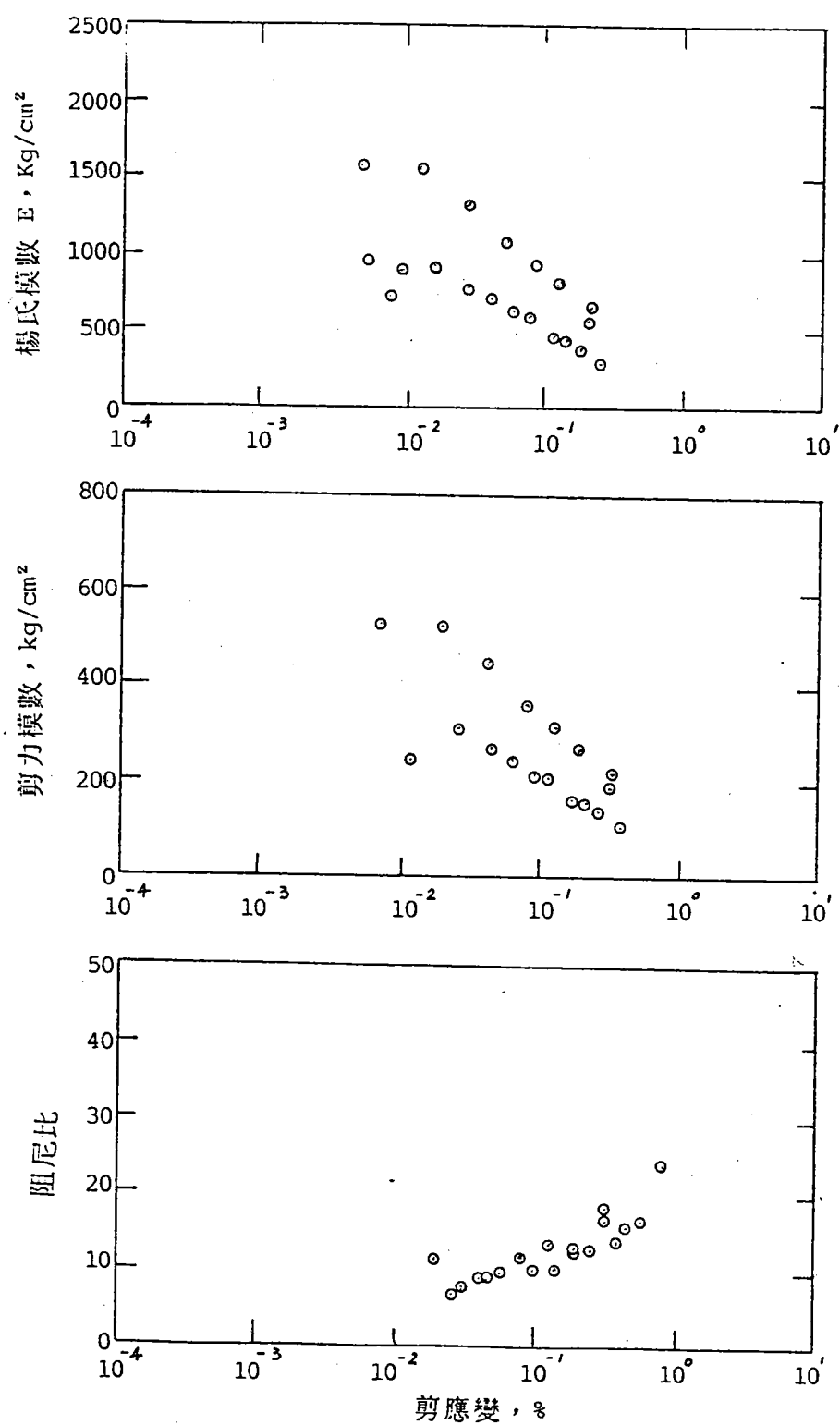


圖3.23 興達港區砂性土壤動力三軸試驗結果

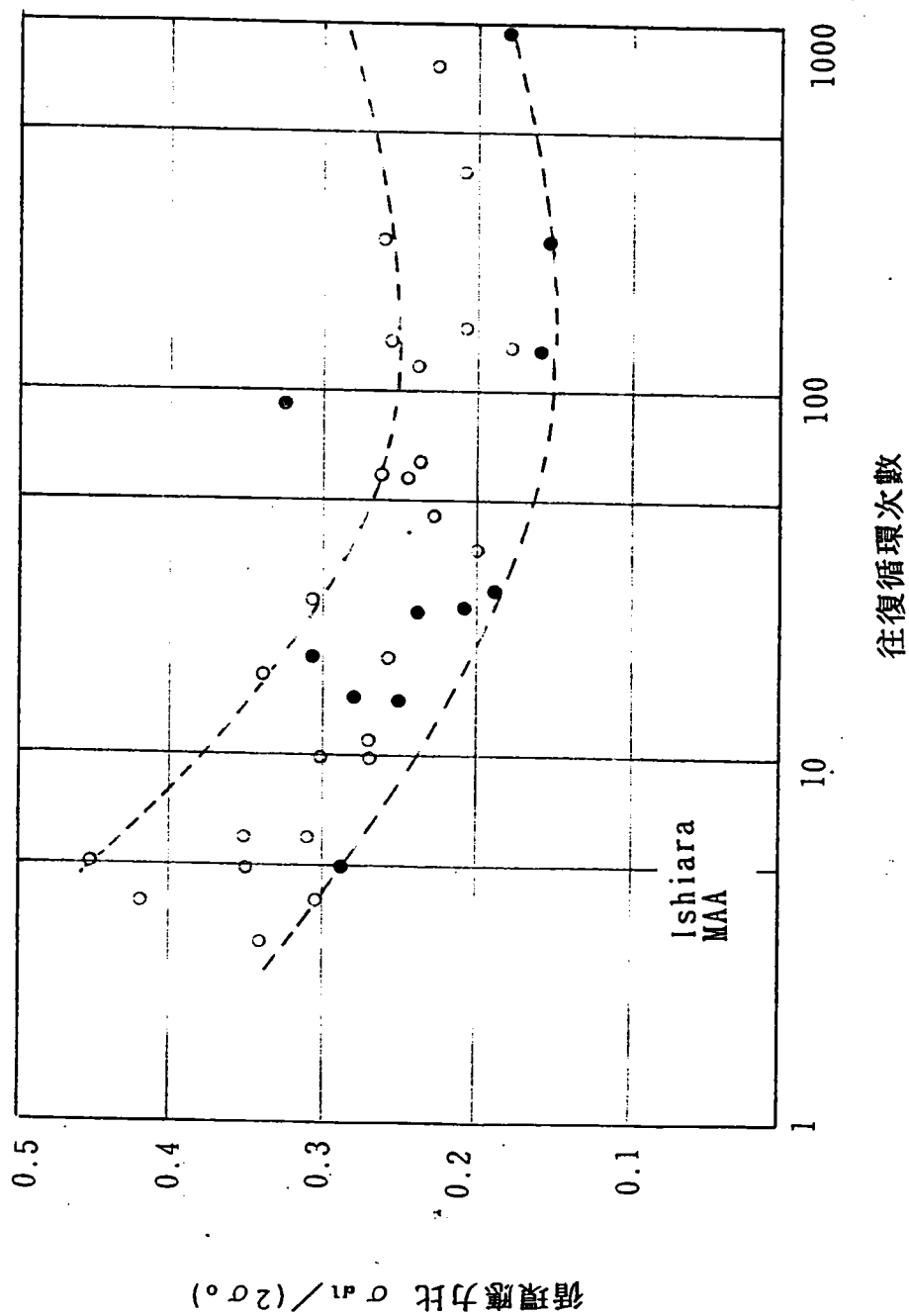


圖 3.24 興達港土壤區土壤動力三軸試驗結果

肆、土壤動態性質資料建檔

為避免因管理不善而造成資料的損毀或遺失，因此須有計劃的統整典藏各相關資料，電腦化的建檔方式能做大量而有系統的資料儲存工作，並可提供快速且有效的查詢作業服務，真正達到資料共用共享的益處，且未來新的地質動態性質資料又可迅速的補充，使資訊的流通更為便捷。

本所地質資料建檔採用美國 Micro Image 公司所發展的地圖及影像處理系統 (The Map and Image processing System, 簡稱 MIPS) 第 3.33 版來作為資料處理之主要軟體。本資料建檔軟體之基本功能包括：系統基本操作功能，圖形處理能力及地質調查資料圖文顯示功能等，本軟體主要特性及功能可參閱本所八十三年度研(九)基本研究“台灣各港區地質調查分析及資料建檔研究”在此不再贅述。

由於台灣西海岸可供搜集的土壤動態性質資料不多，且大多數資料均為試驗結果以曲線圖形表示無法查出取樣位置及深度，故無法建檔，本研究報告重點在將各動態性質試驗結果予以整理分析推求其變化範圍。對於位置及深度較明確的試驗結果則配合各港區地質資料建檔加以儲存。

伍、結論及建議

土壤之動態性質為結構物耐震設計之重要考慮因素，尤其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，地震時此飽和鬆軟砂性土層極可能發生液化現象，故對土壤動態性質之研究更為重要。

台灣西海岸土壤動態性質研究資料不多，到目前為止對土壤動態性質更無較系統化的整理與分析，本研究儘量搜集現有土壤動態性質研究成果，包括土壤共振柱試驗和動三軸試驗資料，現地震測試驗資料等，並整理出各地區土壤之動態剪力模數，阻尼比，壓縮波速度及剪力波速度等特性供工程設計之參考。

根據有限的土壤試驗資料整理結果，台中港區砂性土壤剪力模數和阻尼比較高雄港區和興達港區砂性土壤之剪力模數和阻尼比值高，剪力波速度和壓縮波速度一般亦以台中港區之砂性土壤較其它地區稍高，惟因可供比較的動態性質試驗資料極為有限，此種比較結果僅供初步參考。

由於土壤動態性質極為複雜，影響因素又多，而所能獲取的資料實在有限，本研究成果僅能提供初步工程規劃分析應用參考，將來仍須更多的現場與試驗室資料補充，同時因試驗資料結果之正確與否，影響因素甚多，目前仍有許多困難無法解決，故仍需更多的專家學者提供更多的研究成果，以求得台灣西海岸土壤動態性質有較完善的適用程度範圍及更安全可靠之設計參考數據。

參考文獻

- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1970) "Shear Modulus and Damping in Soils; I. Measurement and Parameter Effects, II Design Equations and Curves," Technical Reports UKY 27-70-CE 2 and 3, College of Engineering, Univ. of Kentucky, Lexington, Kentucky, July.
- Prakash, S. & Puri, V.K. (1981) "Dynamic properties of soils from in-situ Tests" JOGE, ASCE, vol.107, No. GT7 July pp.943 ~ 963
- Imai, T., Fumoto, H. & Yokota, K. (1976), "P and S wave Velocities in Subsurface Layers of Ground in Japan" URAWA Research Institute, OYO Corp., TOKYO, Japan.
- Seed, H.B. and Idriss I.M. (1970) "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Respones analysis" Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70-100, U.C. Berkeley, Dec.
- Seed, H.B. (1974) "Soil problems and soil Behavior" Earthquake Engineering, chapter I, prentice-Hall Co.
- 日本土質工學會 (1973) 土と構造物の動的相互作用
- 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, PP.69 ~ 88 民國 72 年 5 月
- 徐明同 (1975), 台灣地區地震危險度之研究, 氣象學報第 21 卷第 2 期 PP.33-40
- 蔡義本 (1976) 「宜蘭地區之地震研究」中央研究院地球物理研究所
- 亞新工程顧問公司 (1978) 高雄過港隧道地質探測與地震調查分析

結 論

本研究計畫期限二年，今年為第一年計畫，故有許多試驗包括現地及試驗室土壤動態性質試驗仍在進行中，無法在本期中報告中進行探討。

第一子研究計畫在本所附近埋設水壓計及地震計，並已開始進行量測，惟到目前止量測站雖曾感受到數個地震，但其強度較小，尚不足以激發土層內之孔隙水壓，由於所埋設之監測儀器情況良好，相信在強震作用下必可獲取寶貴的資料。

利用專家系統處理海岸土壤液化問題是未來研究趨勢，專家系統可以將解決液化問題的經驗和知識加以保存，根據本研究結果顯示，建構液化分析類神經網路式專家系統為一可行方案，值得再深入研究以發展出一套具實用價值的系統。

本研究針對台中港及高雄港地區進行震測錐試驗以探討該等地區土壤之液化潛能，台中港區共進行38孔CPT試驗，高雄港區共進行23孔CPT試驗，詳細的分析結果將於期末報告時再行提出。

根據本研究資料搜集結果，台灣西海岸土壤動態性質研究資料不多，到目前為止對土壤動態性質更無較系統化的整理與分析，由於台灣重要港口地地層大都屬現代沖積砂土層，碼頭設施因液化而損毀的可能性極大，故本研究除盡量搜集西部海岸砂土層之動態性質予以建檔儲存外，亦希望各學者能對各港口地區土壤動態性質及防震問題多進行研究。

海岸土壤動態特性與改良研究

編輯者:李延恭, 李豐博, 陳圭璋, 謝明志

發行人:張金機

發行所:台灣省政府交通處港灣技術研究所

打字排版:港灣技術研究所大地工程組

台中縣梧棲鎮臨海路83號

04-6564418

中華民國八十四年出版, 印製60本, 非賣品

海岸土壤動態特性與改良研究

編輯者:李延恭, 李豐博, 陳圭璋, 謝明志

發行人:張金機

發行所:台灣省政府交通處港灣技術研究所

打字排版:港灣技術研究所大地工程組

台中縣梧棲鎮臨海路83號

04-6564418

中華民國八十四年出版, 印製60本, 非賣品