

桃園濱海地區垃圾填造擋風牆 預定建址地質調查研究

計劃主持人：李豐博

研究人員：賴聖耀 蘇吉立 陳志芳

助理人員：陳義松 張阿平 張惠華

委託單位：國立中央大學環境工程研究中心

受託單位：台灣省政府交通處港灣技術研究所

中 華 民 國 八 十 二 年 六 月

目 錄

第一章 前 言	1
第二章 現場概況	2
第三章 現場地質調查與試驗室試驗	3
3.1 現場概況	3
3.2 現場地質調查	3
3.2.1 鑽探與取樣	5
3.2.2 現場試驗	7
3.2.3 地下水位調查	14
3.3 試驗室土壤試驗	17
第四章 土層分析	29
4.1 區域地質概況	29
4.2 土層狀況	29
4.3 地下水位狀況	32
4.4 土層特性參數	32
第五章 基礎承載力分析	34
5.1 分析引用基本資料	34
5.2 基礎承載力分析	37
5.3 土壤液化潛能分析	39
5.3.1 地震分析	40
5.3.2 液化潛能分析	42
第六章 結論與建議	47
參考文獻	48

第一章 前 言

國立中央大學環境工程研究中心為執行研究計劃「桃園縣濱海地區試辦利用垃圾填造擋風牆之可行性研究」，委託台灣省交通處港灣技術研究所就該案中擋風牆預定建址之地質及其相關項目進行技術合作研究，其研究內容包括(1)地質調查(2)地下水位調查(3)試驗室土壤試驗以及(4)基礎承載力分析等四項。研究工作已全部完成，茲按合約規定提出本研究報告。

第二章 現場概況

本研究計劃預定在桃園縣觀音鄉濱海地區規劃利用垃圾填造擋風牆三公里。爲應實際需要，擋風牆規劃分南北兩段，北段位於塘尾村附近濱海地區，長度約一公里，南段位於小飯壠溪南側與新屋溪北側之濱海地區，長度約二公里，其中以北段爲先期規劃地區。

北段地區大致爲南北延展之窪地，其東西兩側地形較高，西側緊鄰海濱砂丘，其間有一寬約2.5公尺排水道，水潺潺南流，雨季時附近雨水匯集，水道水位漲升迅速。本區地形大致平緩，高度約4公尺，其縱寬(水道與海濱砂丘間寬度)約60~90公尺，目前生長著木麻黃或泡桐等防風林，部分似已枯死，防風籬建設其間以爲保護。西側海濱砂丘大致沿海岸線發育，略成東北西南向延展，略與本地冬季東北季風方向一致，其縱寬約100~120公尺，地形高度約在7.5至9公尺間，其間有約1.5至2公尺高差窪地。砂丘地形受季節風影響有甚大變化，目前有新近定砂植栽。圖3-1爲現場概況略圖。

南段地區之地形大致略似北段地區，但海濱砂丘高度及寬度均不及北段地區，部分砂丘外緣似有侵蝕現象。小飯壠溪出海口南側砂丘上建有一段海堤，長約500公尺。目前本區防風林緊鄰砂丘，生長良好。

第三章 現場地質調查與室內土壤試驗

3.1 現場概況

本研究計劃預定在桃園縣觀音鄉濱海地區規劃利用垃圾填造擋風牆三公里。爲應實際需要，擋風牆規劃分南北兩段，北段位於塘尾村附近濱海地區，長度約一公里，南段位於小飯壠溪南側與新屋溪北側之濱海地區，長度約二公里，其中以北段爲先期規劃地區。

北段地區大致爲南北延展之窪地，其東西兩側地形較高，西側緊鄰海濱砂丘，其間有一寬約2.5公尺排水道，水潺潺南流，雨季時附近雨水匯集，水道水位漲升迅速。本區地形大致平緩，高度約4公尺，其縱寬(水道與海濱砂丘間寬度)約60~90公尺，目前生長著木麻黃或泡桐等防風林，部分似已枯死，防風籬建設其間以爲保護。西側海濱砂丘大致沿海岸線發育，略成東北西南向延展，略與本地冬季東北季風方向一致，其縱寬約100~120公尺，地形高度約在7.5至9公尺間，其間有約1.5至2公尺高差窪地。砂丘地形受季節風影響有甚大變化，目前有新近定砂植栽。圖3-1爲現場概況略圖。

南段地區之地形大致略似北段地區，但海濱砂丘高度及寬度均不及北段地區，部分砂丘外緣似有侵蝕現象。小飯壠溪出海口南側砂丘上建有一段海堤，長約500公尺。目前本區防風林緊鄰砂丘，生長良好。

3.2 現場地質調查

本計劃現場地質調查工作包括鑽探與取樣、現場試驗以及地下水位調查等項。調查目的在於獲取垃圾填造擋風牆預定位址之土層與土壤性質概況，

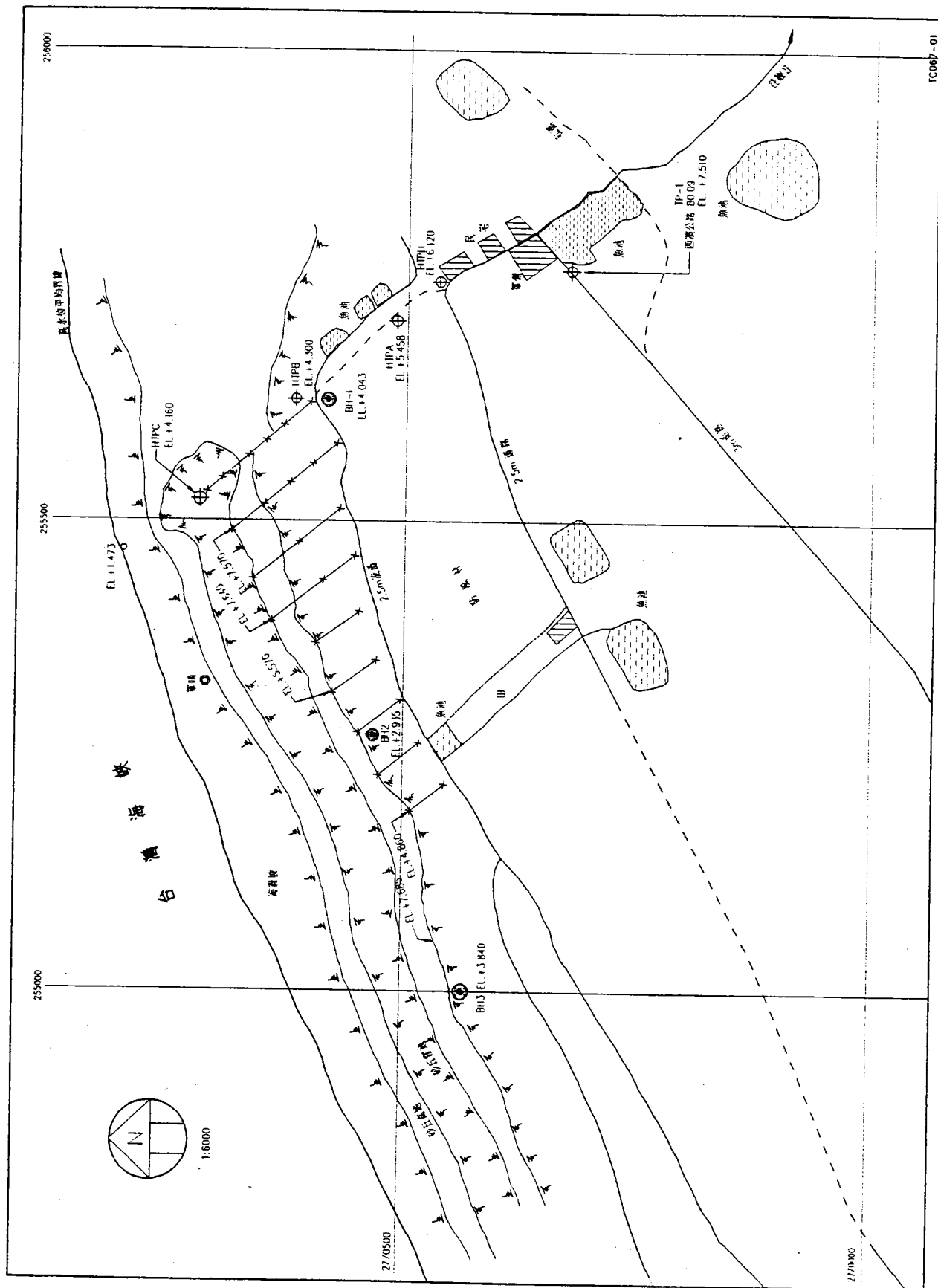


圖 3-1 現場概況略圖(北段)

以及地下水位變化等資料，以供擋風牆基礎及相關設施規劃設計之需要。茲將各項調查工作說明如下：

3.2.1 鑽探與取樣

本項鑽探工作係沿擋風牆規劃位址，大致沿現有砂丘內緣設置四個鑽探孔，其中配合擋風牆規劃先期需要，在擋風牆規劃位址北段設置三孔（孔號BH-1至BH-3），孔距300~350公尺，在南段設置一孔（孔號BH-4），其位置如圖3-1與圖3-2所示。鑽孔深度參酌附近地質資料與擋風牆規劃需要，除鑽探孔BH-1為30公尺外，其餘各鑽探孔皆為10公尺。茲將鑽探與取樣略述如下：

(1) 鑽探方法

鑽探工作採用傳統之油壓旋轉推進型鑽機及三腳架，利用水洗鑽探法(Wash boring)進行，在礫石層配合旋轉鑽探法(Rotary boring)。鑽探時使用直徑3.6寸套管以防止孔壁崩坍。

(2) 標準貫入試驗

在鑽探過程中，於砂土層每隔1.5~2.0公尺，礫石層每隔3~4公尺均進行標準貫入試驗(Standard penetration test, SPT)。本項試驗係以重140磅之夯錘，30英寸落高將符合ASTM D1586規定之標準劈管取樣器(Split spoon sampler)貫入土層12英寸，其所需之錘擊數，即為SPT-N值，由SPT-N值之大小，初步研判土層大致之緊密度與強度。表3-1所示可供參考。

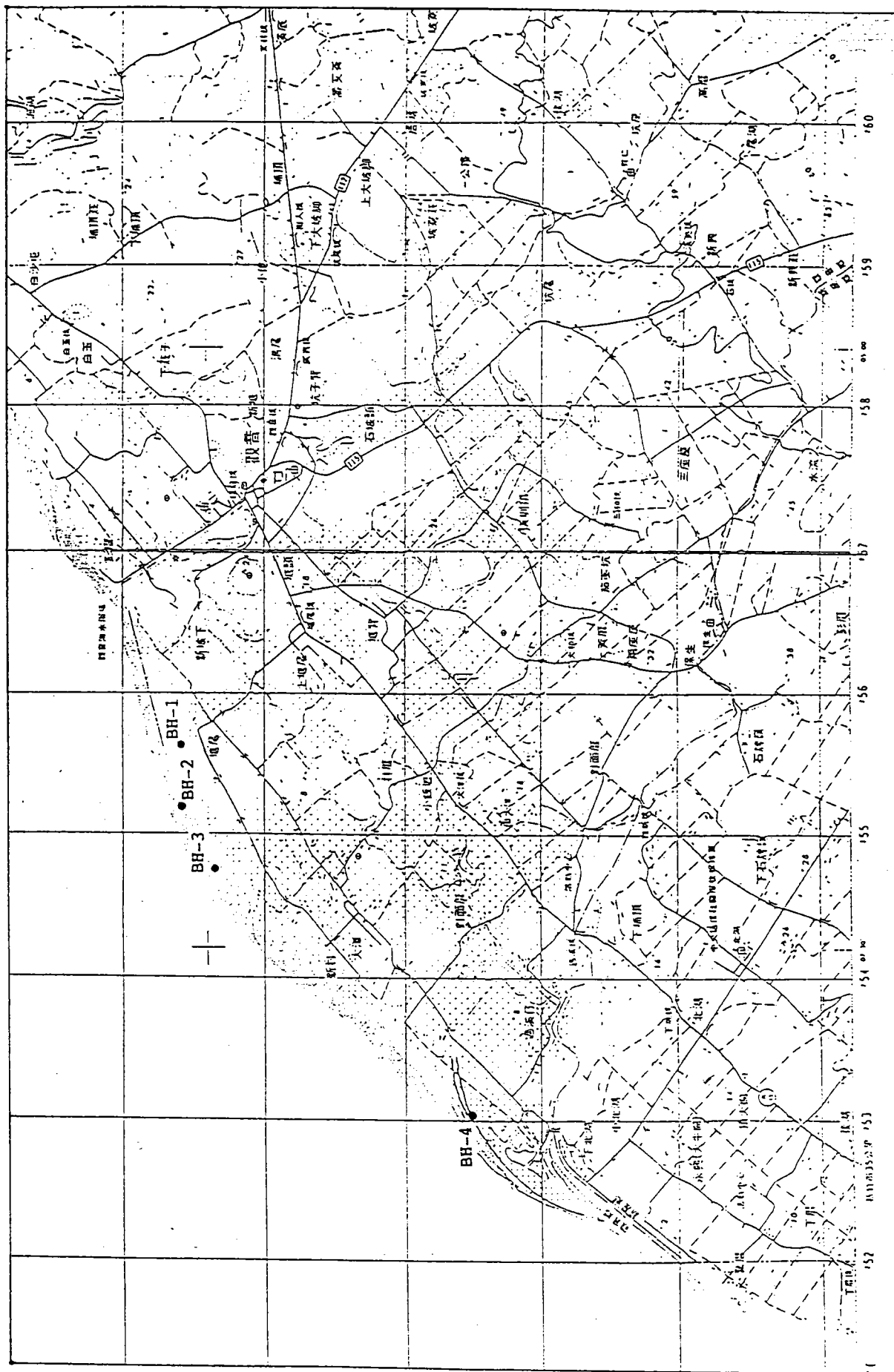


圖3-2 鑽探孔位置圖

表3-1 SPT-N值與砂土緊密度與強度

說 明	極疏鬆	疏 鬆	中等緊密	緊 密	極緊密	
相對密度， D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
SPT-N值		4	10	30	50	
內摩擦角， ϕ	25-30	27-32	30-35	35-40	38-43	

(取自Bowles, 1977)

(3) 取 樣

各鑽探孔於進行標準貫入試驗之同時兼取劈管土樣，以供進行室內土壤一般物理性質試驗，另在砂土層(BH-2 與BH-4) 以靜力方式採取三英寸直徑之薄管土樣，以供進行各項土壤工程特性試驗。由於礫石層鑽探取樣有其困難，大部分土樣僅在砂土層中取得。

各鑽探孔之鑽探結果如圖3-3 至圖3-6 所示。

3.2.2 現場試驗

為推求砂土層之變形特性，於鑽探進行時利用鑽探孔BH-1進行現場孔內側壓試驗(Borehole lateral load test)，試驗深度在1.35~2.10公尺間，為中等緊密砂土層，其SPT-N 值約在8~20 間。

本項試驗所使用之設備為日本 OYO公司製造之側壓試驗儀(LLT , typeM,model 4165),其配置如圖3-7 所示。試驗進行時係於欲測深度之鑽孔中放入探測器(橡皮膜管)，此探測器藉高壓之氮氣所輸送之水而受壓膨脹，由其膨脹量與壓力大小之關係即可推求土層之變形特性，如水平地基反力

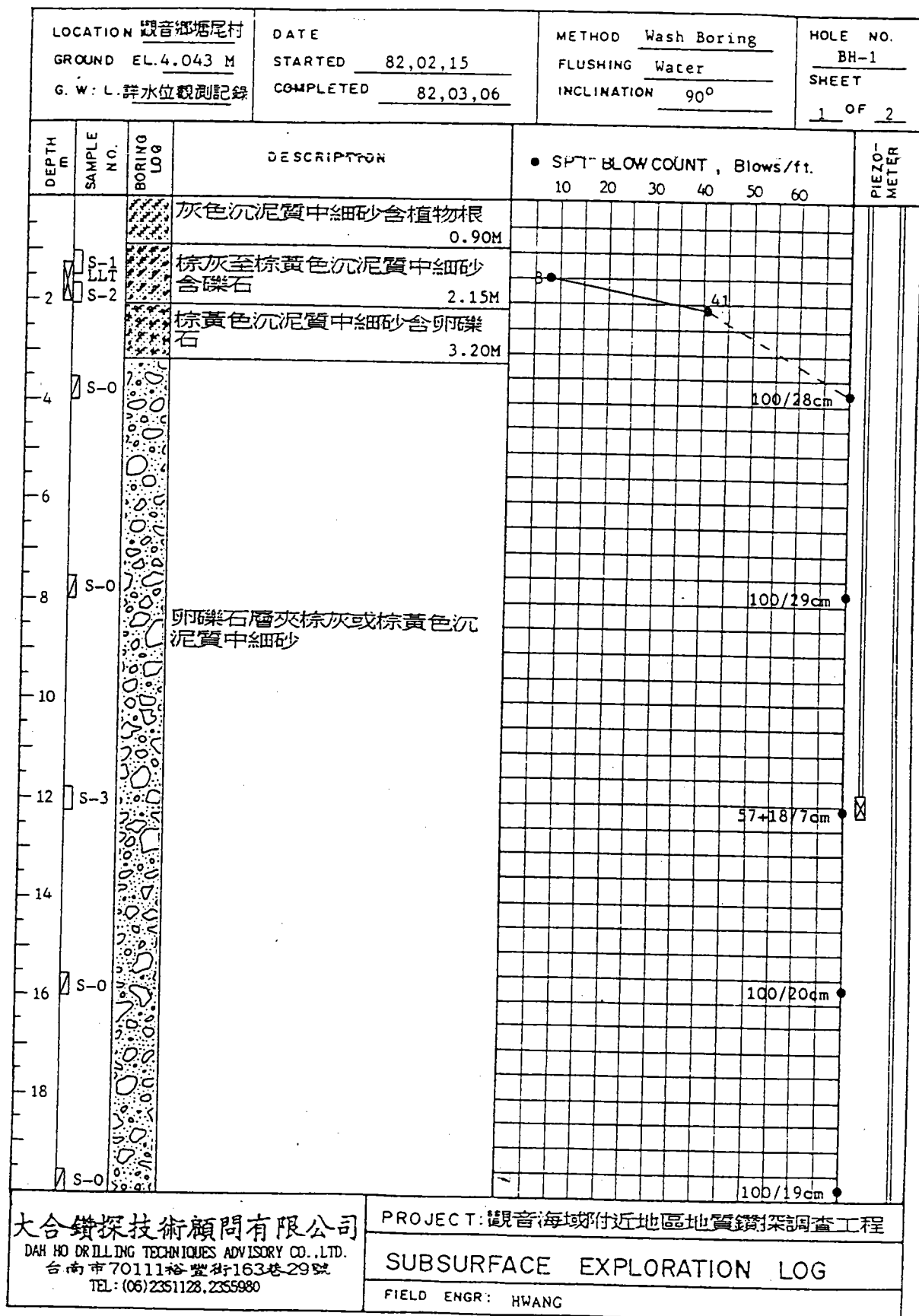


圖 3-3 鑽探孔地質柱狀圖 (孔號 BH-1)

圖3-3-1 鑽探孔地質柱狀圖(孔號BH-1)

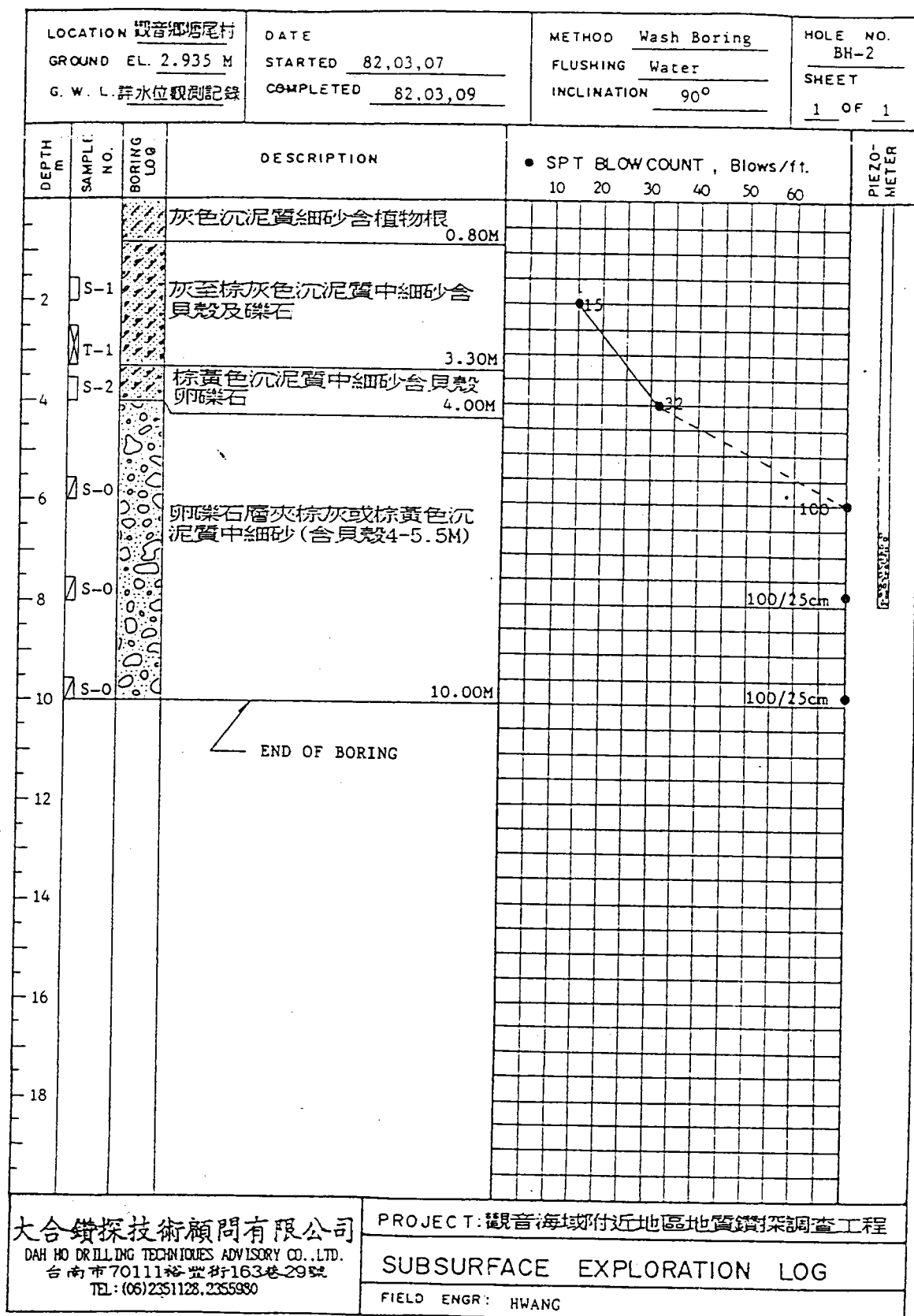


圖3-4 鑽探孔地質柱狀圖(孔號BH-2)

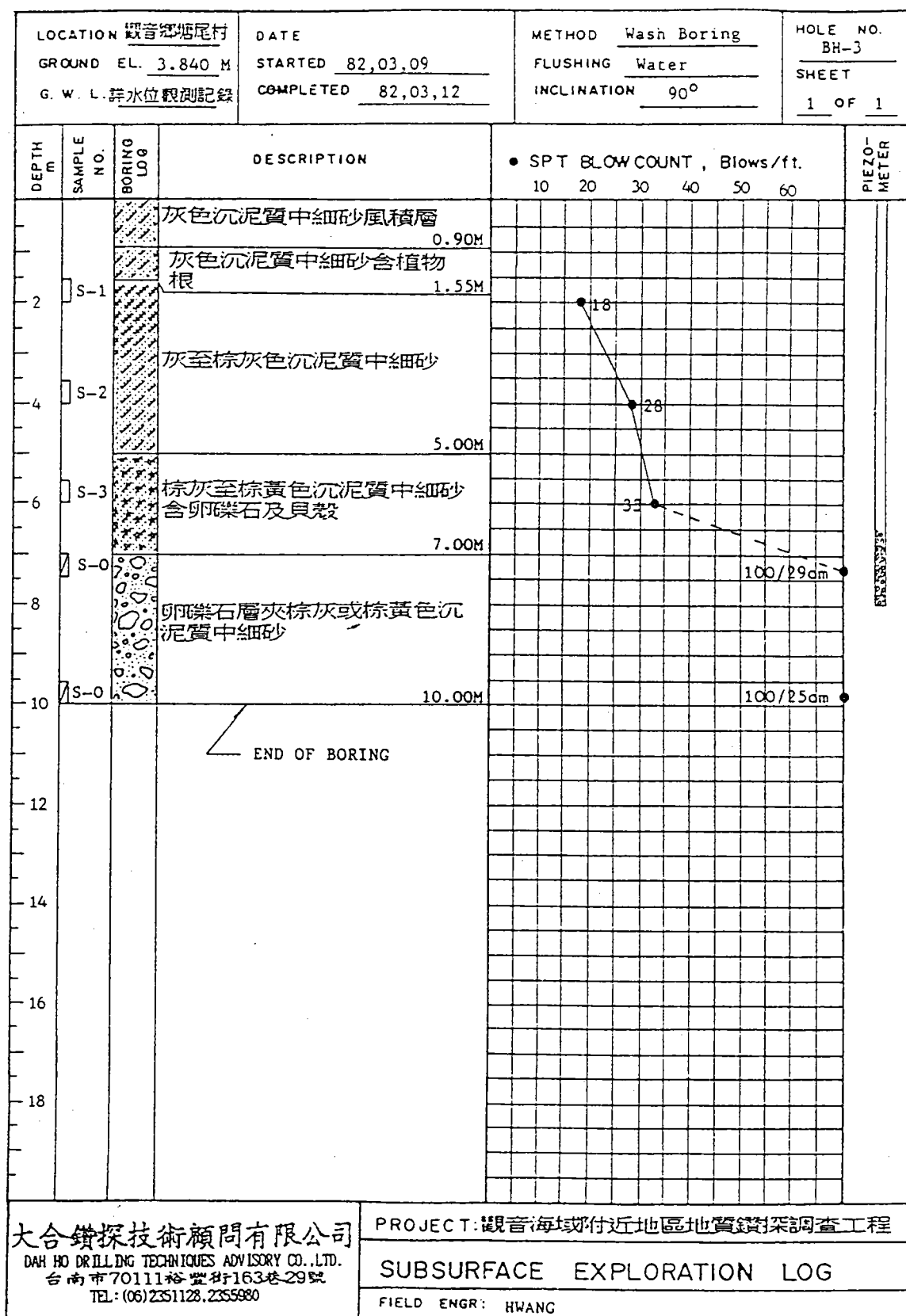


圖3-5 鑽探孔地質柱狀圖(孔號BH-3)

LOCATION _____		DATE _____		METHOD <u>Wash Boring</u>		HOLE NO. <u>BH-4</u>	
GROUND EL. _____		STARTED <u>82.03.12</u>		FLUSHING <u>Water</u>		SHEET _____	
G. W. L. _____		COMPLETED <u>82.03.14</u>		INCLINATION <u>90°</u>		1 OF 1	

DEPTH M	SAMPLE NO.	BORING LOG	DESCRIPTION	SPT BLOW COUNT, Blows/ft.							PIEZO- METER			
				10	20	30	40	50	60					
			灰色沉泥質細砂 1.00M											
2	S-1		灰至棕灰色沉泥質中細砂 含貝殼及礫石 5.50M											
	T-1													
4	S-2													
6	S-0		卵礫石層夾棕黃色沉泥質 中細砂 10.00M										100/29cm	
8	S-0												100/27cm	
10	S-0												100/25cm	
			END OF BORING											
12														
14														
16														
18														

大合鑽探技術顧問有限公司 DAH HO DRILLING TECHNIQUES ADVISORY CO., LTD. 台南市 70111 裕豐街 163 巷 29 號 TEL: (06) 2351128, 2355980	PROJECT: 觀音海域附近地區地質鑽探調查工程 SUBSURFACE EXPLORATION LOG FIELD ENGR: HWANG
---	--

圖3-6 鑽探孔地質柱狀圖(孔號BH-4)

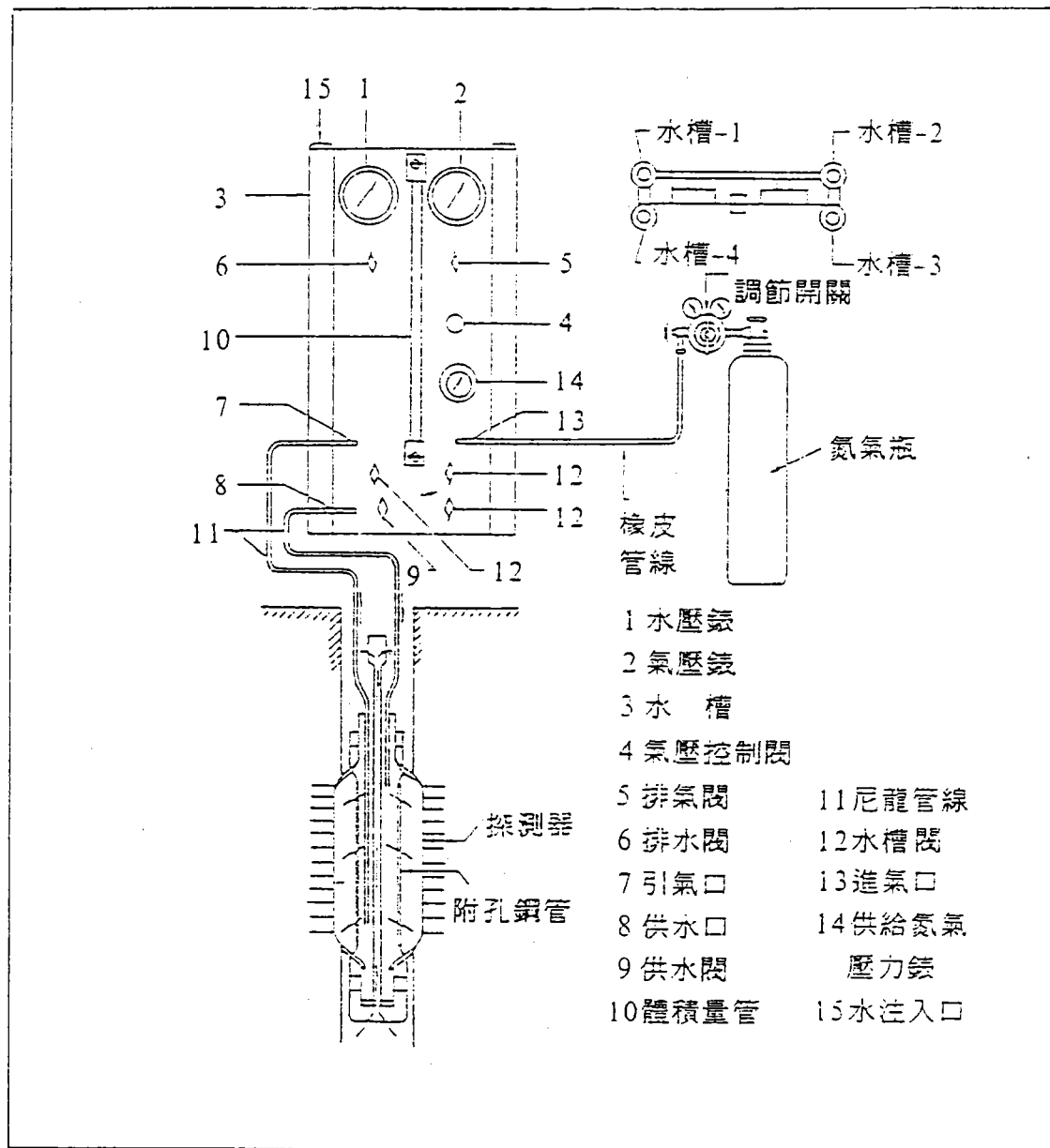


圖3-7 LLT配置示意圖

係數及彈性模數等，提供推算基礎承载力與沉陷量之參考資料。

圖3-8 為試驗之結果。

3.2.3 地下水位調查

本項工作係調查垃圾填造擋風牆規劃位址之地下水位及其變化情況，以供基礎及污水收集系統規劃設計之需。地下水位之觀測常利用鑽探孔於每天鑽探開始前量測鑽探孔內之水位，但此法所量得之水位通常為棲止水位 (Perched water table)，而非真正靜止地下水位，其間常有很大差異。本工作為求其精確性，在各鑽探孔中埋設水位觀測井，長期觀測地下水位之變化。觀測井之構造如圖3-9 所示。各鑽探孔觀測井除BH-1孔設置2 支，深度在12公尺與22公尺外，其餘各鑽探孔設置1 支，深度約在8 公尺，皆位於礫石層。

水位觀測自81年 3月開始，可長期觀測，綜合至 4月止兩個月期間之觀測結果，各鑽探孔地下水位及其變化如表3-2 所示。

表3-2 各鑽探孔地下水位

孔 號	BH-1	BH-2	BH-3	BH-4
孔位標高(m)	+4.043	+2.935	+3.840	+3.758
地下水位(m)	+3.06~+3.73	+1.89~+2.60	+1.86~+1.93	+2.95~+3.06
距地面深(m)	0.31~0.98	0.33~1.04	1.91~1.98	0.69~0.80

從觀測結果顯示，擋風牆規劃位址北段之地下水位頗受地區性雨季之影響，在鑽探孔BH-1與BH-2附近尤其顯著，其地下水位在雨後明顯上升，

Test No. <u>LLT-1</u>			Location <u>塘尾村</u>		
Hole No. <u>BH-1</u>			Depth <u>1.35~2.10m</u>		
Soil Classification <u>SP</u>			N Value <u>8~20</u>		
Earth Pressure At Rest P_0 (Kg/cm ²)	Yield Pressure P_y (Kg/cm ²)	Failure Pressure P_f (Kg/cm ²)	Coefficient of Soil Reaction K_m (Kg/cm ²)	Elastic Coefficient E_m (Kg/cm ²)	Mean Radius of K Value Calculation Curve, r_m (cm)
0.95	2.25	6.15	5.92	34.56	4.49

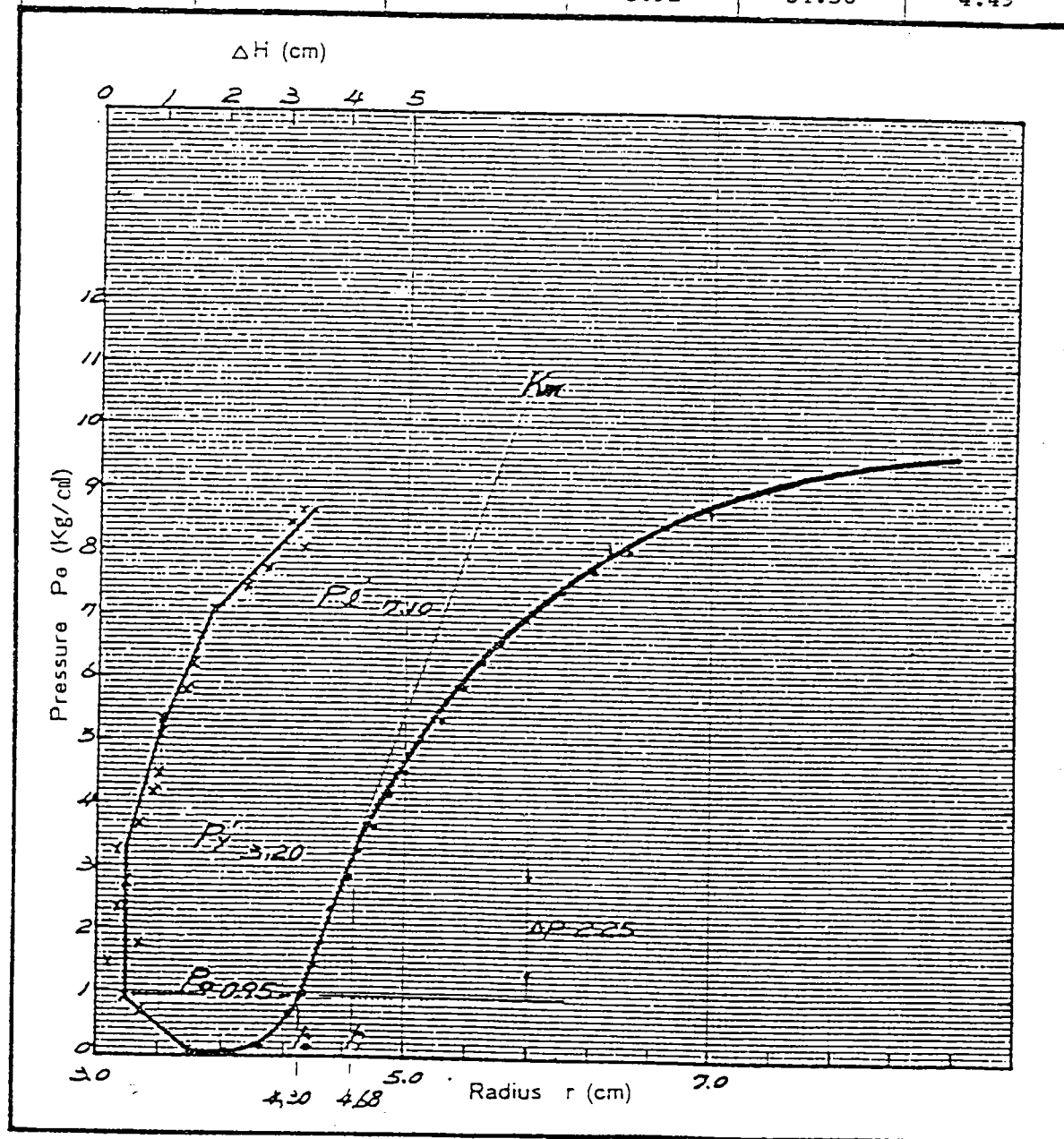


圖3-8 LLT試驗結果

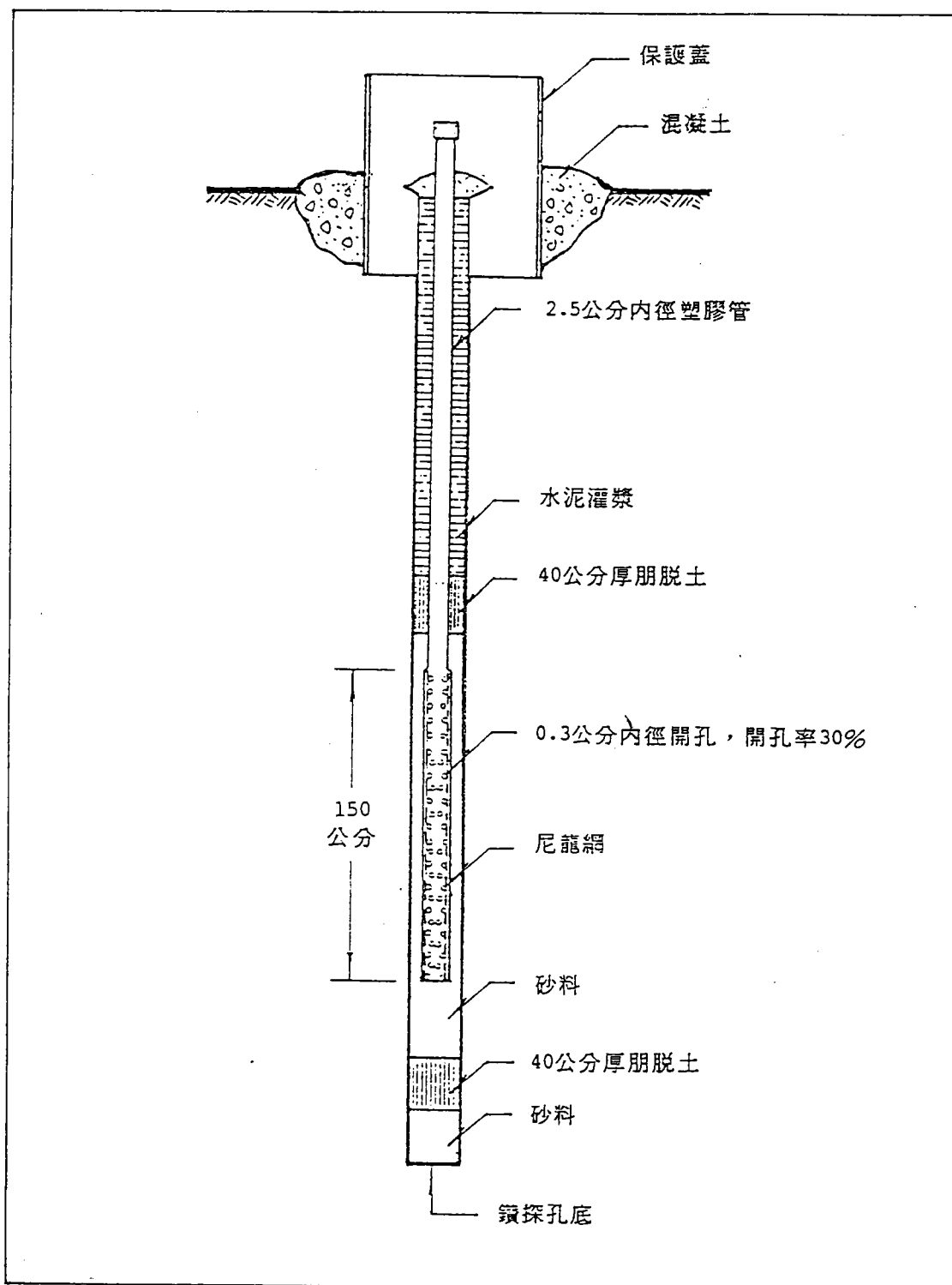


圖3-9 觀測井埋設詳圖

甚至接近現在地面。比較同一時間各鑽探孔之地下水位，其有向南下降之趨勢，如圖3-10所示，大致與附近水道之流向相當。各鑽探孔距海約150~200公尺，惟其地下水位受海水漲落影響並不明顯。

3.3 試驗室土壤試驗

鑽探時所採取之劈管土樣及薄管土樣經妥善裝運至土壤試驗室進行各項試驗，以了解土壤之各種物理性質及工程性質。試驗項目包括：一般物理性質試驗、直接剪力試驗、三軸壓縮試驗與單向度壓密試驗等項，試驗方法大致參照美國材料試驗協會 (ASTM) 相關標準之規定實施。茲略述各項試驗及其試驗結果如下：

3.3.1 一般物理性質試驗

本試驗包括土壤之自然含水量、單位重、比重、粒徑分佈以及塑、液限等性質之測定。土壤分類參照ASTM之統一分類法。

綜合土壤一般物理性質試驗結果如表3-3 所示。粒徑分佈如圖3-11至圖3-14所示。

3.3.2 直接剪力試驗

本試驗係測定土壤之強度參數 C 、 ϕ 值。供試驗之試體直徑63.5mm，厚度20mm，每一組試驗取三個試體分別施加不同之垂直應力，水平剪力施加採應變控制（剪變形速率0.1 mm/min），直至破壞為止。

本項試驗結果如圖3-15所示。

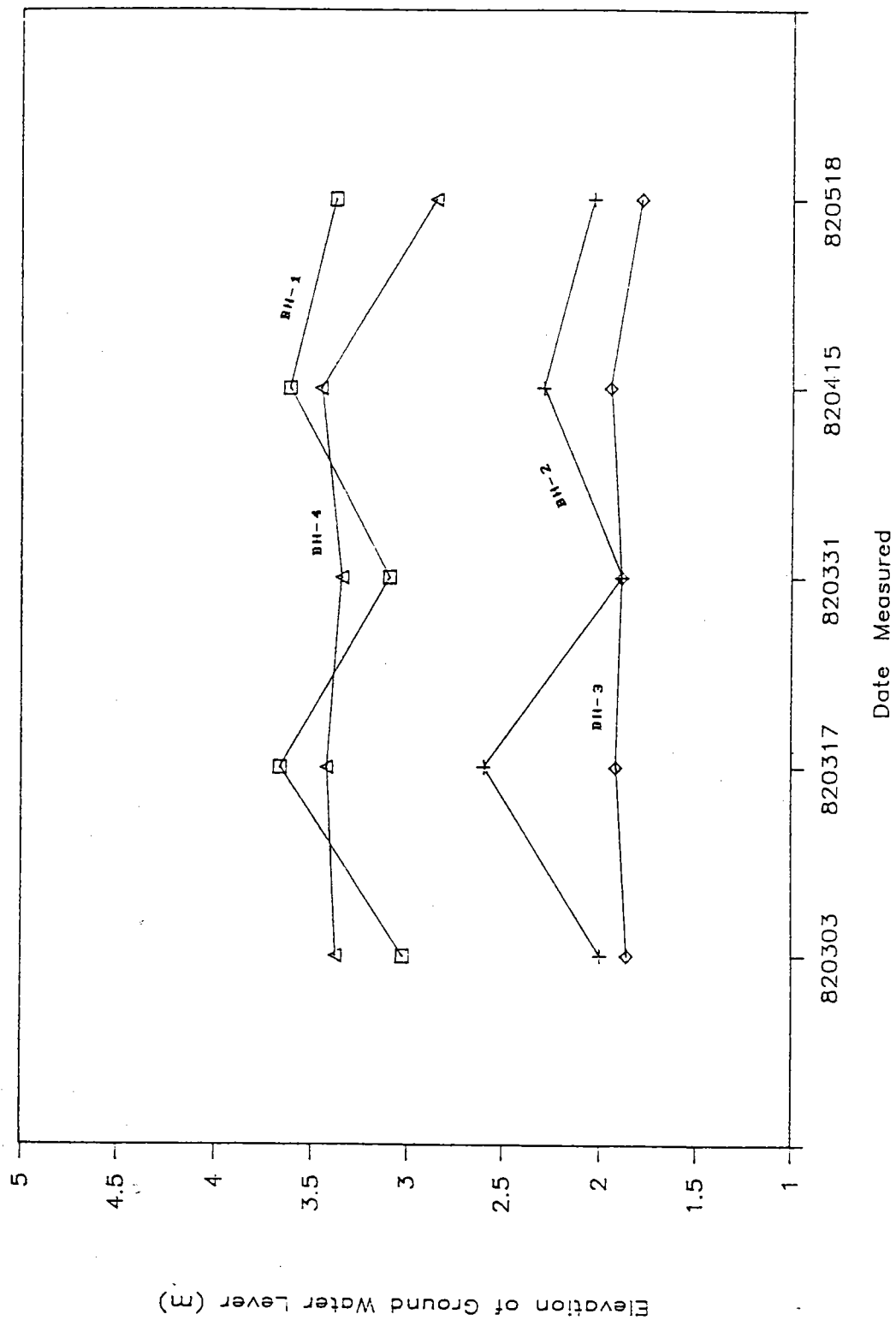


圖3-10 地下水位測量

表3-3 一般物理性質試驗結果表

孔號	樣號	深度 (m)	單位重 γ_t (g/cm ³)	含水量 w (%)	比重 G_s	土壤粒徑分佈百分比 (%)				液限 (%)	塑限指數	土 分 類
						礫石	砂	沉泥	粘土			
BH-1	S-1	1.05~1.50	1.95	21.0	2.62	0	96	4	0		NP	SP
	S-2	1.70~2.15	2.30	9.5	2.64	45	52	3	0		NP	SP
	S-3	11.78~12.15	2.35	6.0	2.61	52	43	5	0		NP	GP-GM
	S-4	23.55~24.00	1.87	22.0	2.62	0	93	7	0		NP	SP-SM
	S-5	27.55~28.00	1.92	23.5	2.63	0	94	6	0		NP	SP-SM
BH-2	S-1	1.55~2.00	1.94	23.0	2.55	2	82	16	0		NP	SM
	T-1	2.50~3.30	1.99	24.4	2.69	6	91	3	0		NP	SP
	S-2	3.55~4.00	1.70	31.0	2.63	6	90	4	0		NP	SP
BH-3	S-1	1.55~2.00	1.98	22.5	2.62	0	96	4	0		NP	SP
	S-2	3.55~4.00	2.02	21.0	2.58	0	93	7	0		NP	SP-SM
	S-3	5.55~6.00	2.19	17.5	2.64	9	79	12	0		NP	SP-SM
BH-4	S-1	1.55~2.00	1.93	29.0	2.59	27	65	8	0		NP	SP-SM
	T-1	2.60~3.35	1.98	51.2	2.76	9	82	9	0		NP	SP-SM
	S-2	3.55~4.00	2.03	26.0	2.60	39	52	9	0		NP	SP-SM

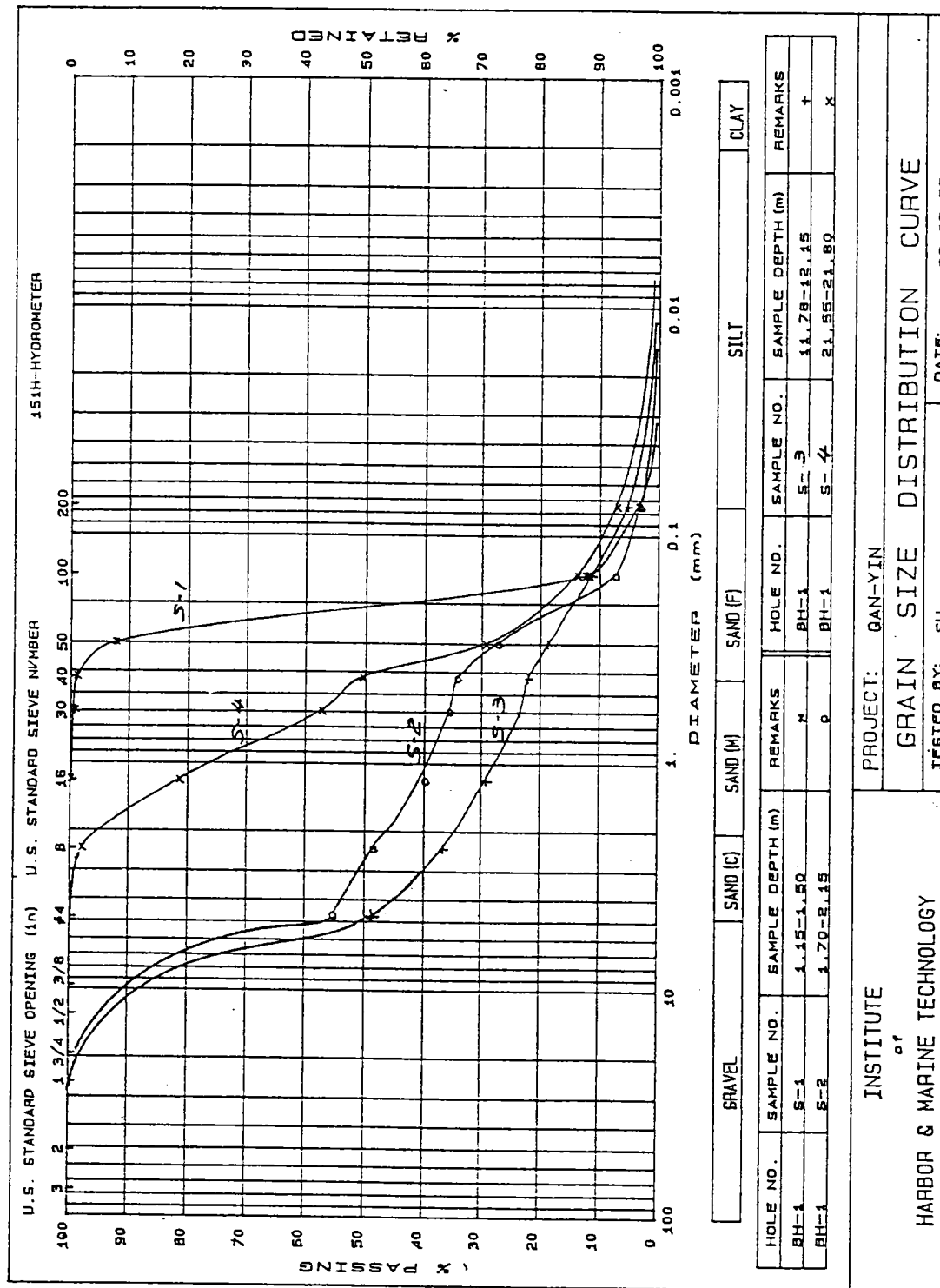


圖 3-11 粒徑分佈圖(孔號BH-1)

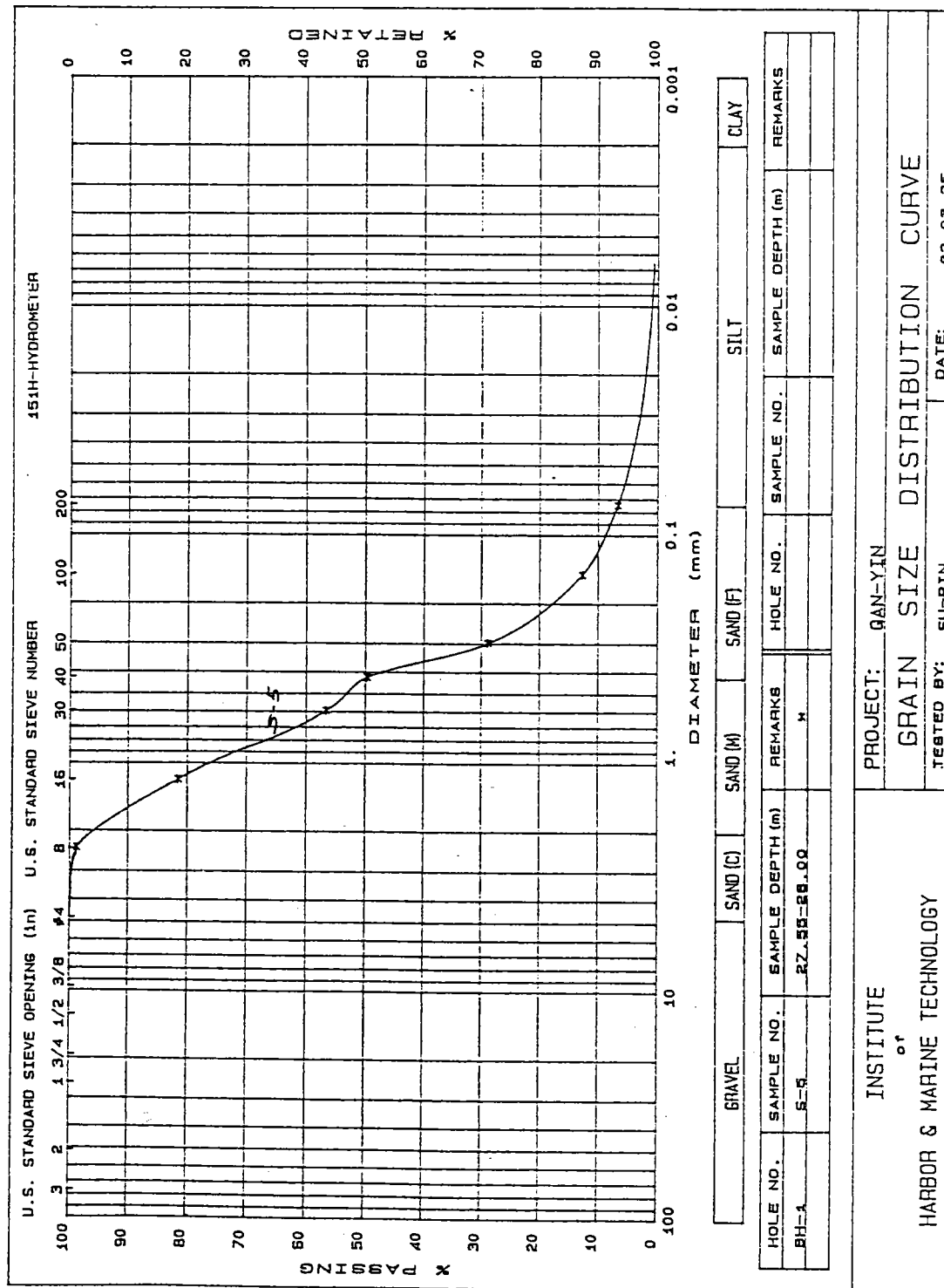


圖 3-11-1 粒徑分佈圖 (孔號BH-1)

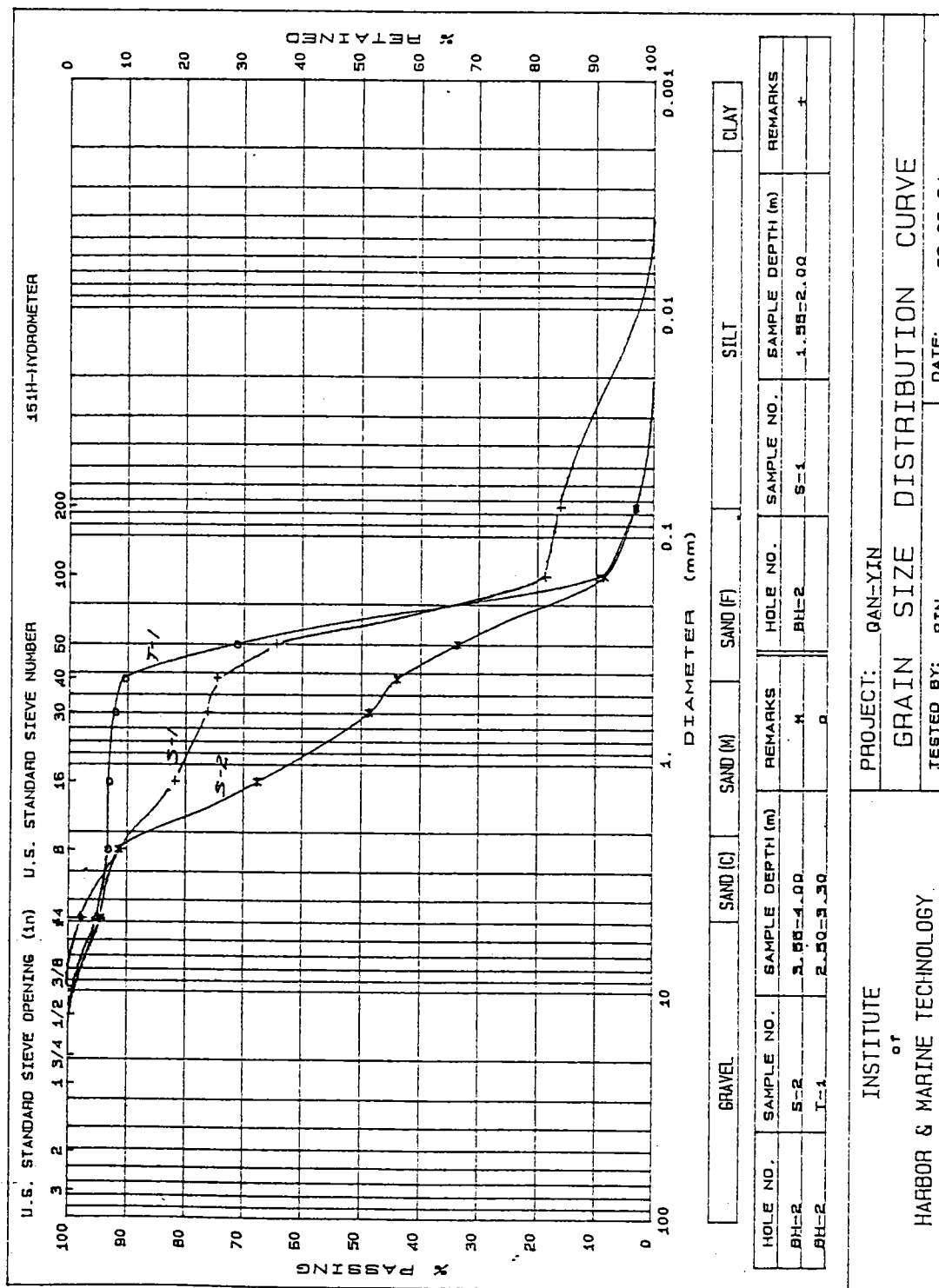


圖 3-12 粒徑分佈圖 (孔號BH-2)

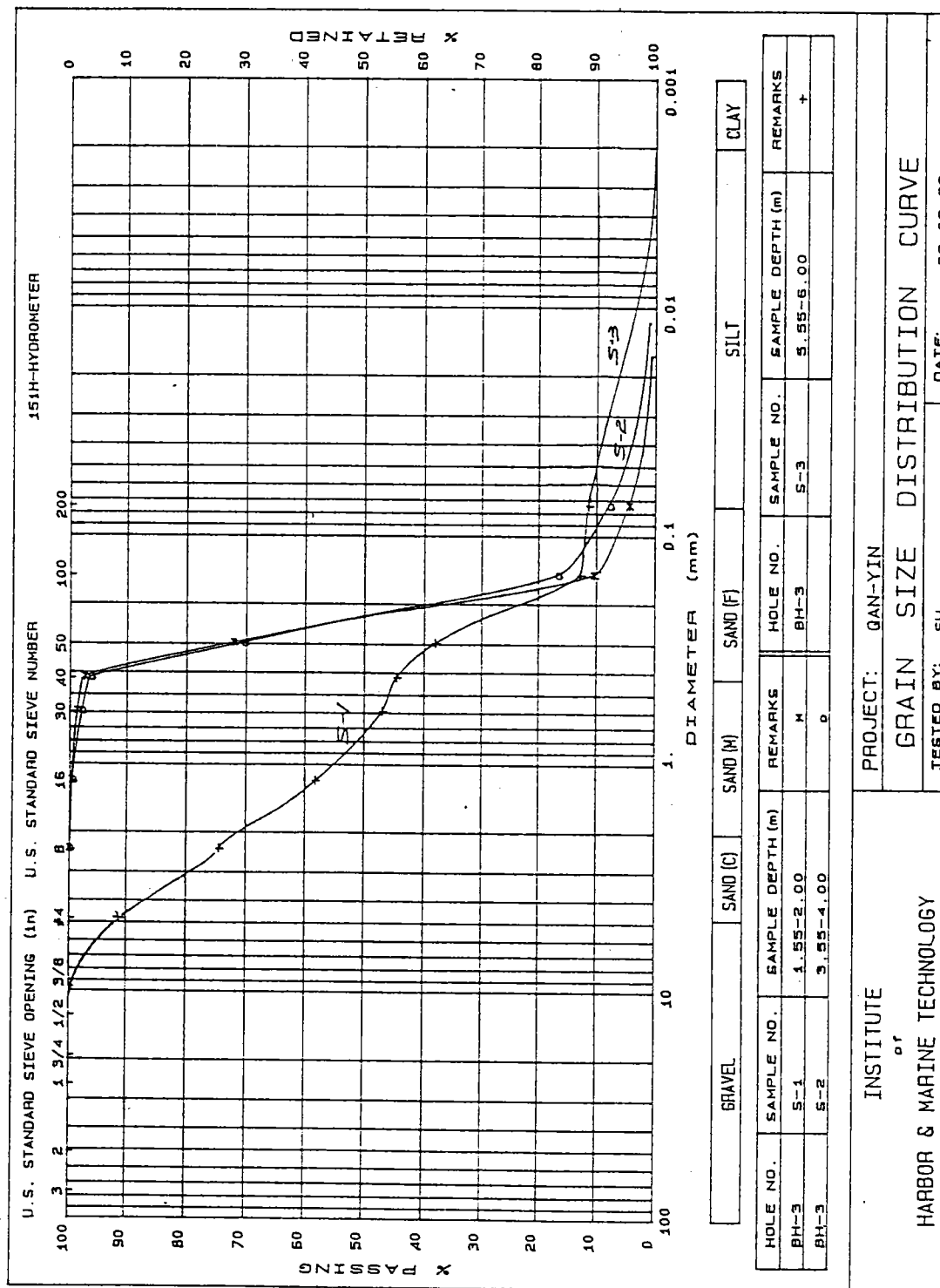


圖 3-13 粒徑分佈圖(孔號BH-3)

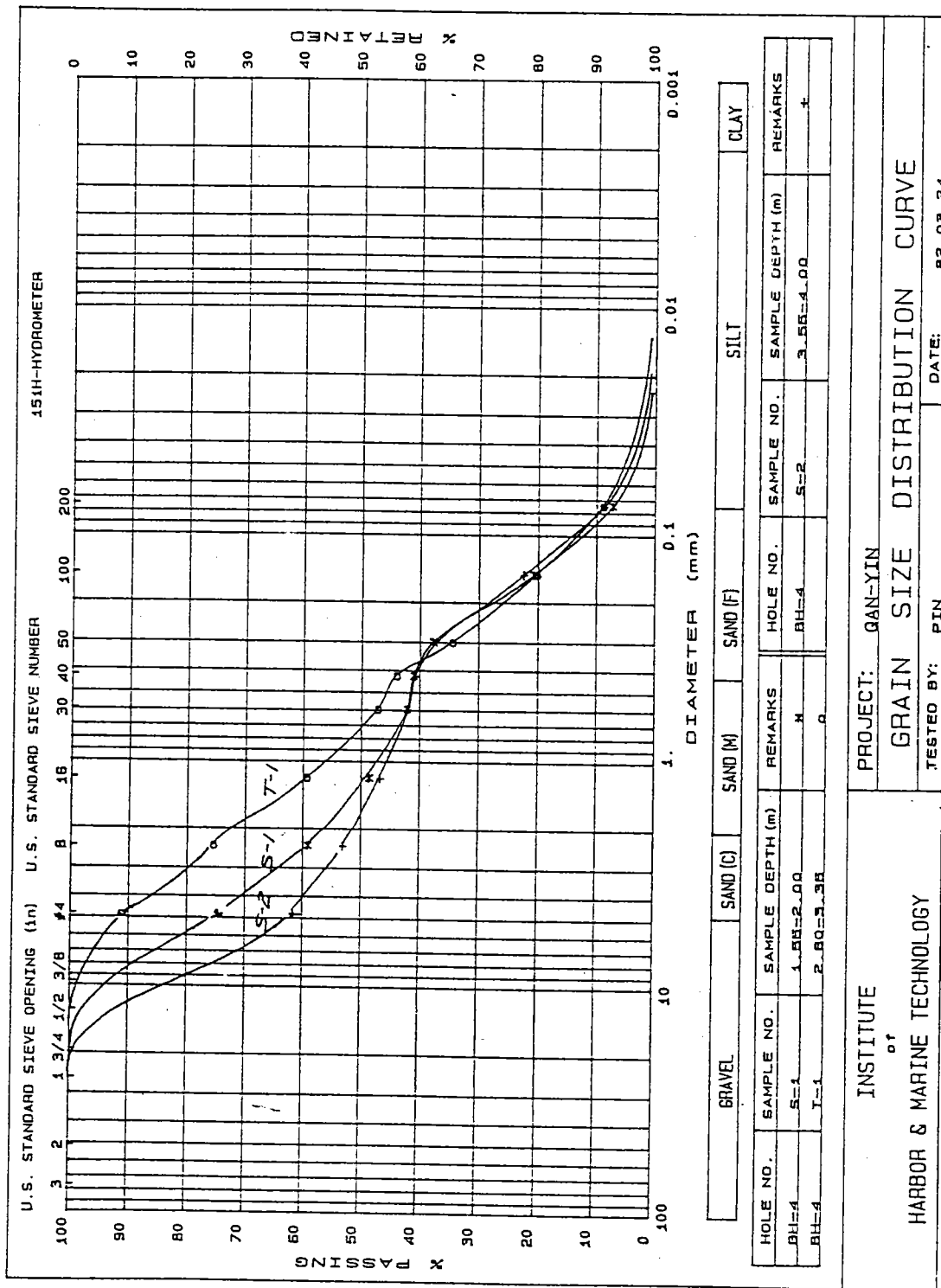
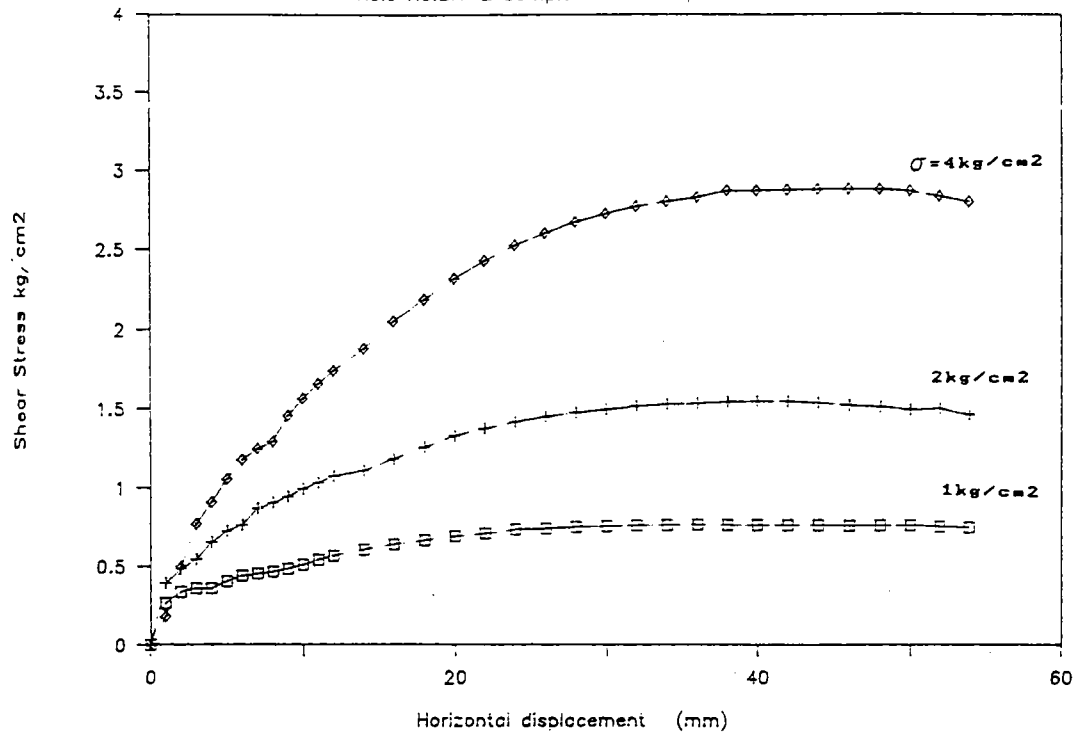


圖3-14 粒徑分佈圖 (孔號BH-4)

DIRECT SHEAR TEST

Hole No: BH-2 Sample No: T-1 Depth: 3.05m



DIRECT SHEAR TEST

Hole No: BH-2 Sample No: T-1 Depth: 3.05m

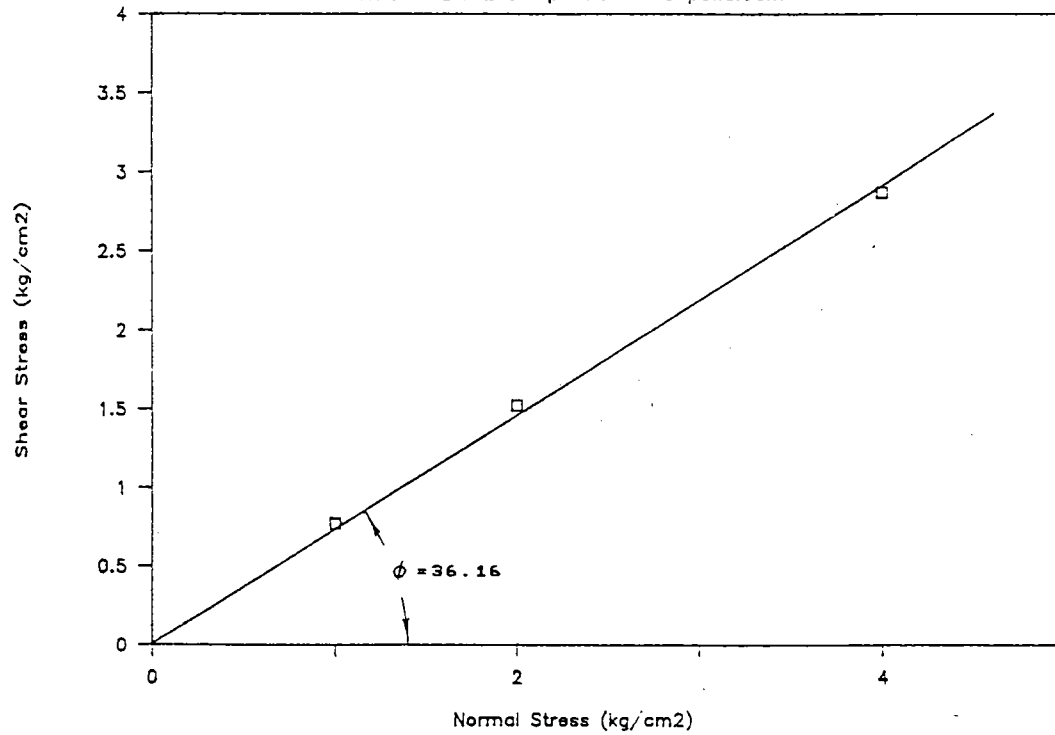


圖3-15 直接剪力試驗結果

3.3.3 三軸壓縮試驗

本項試驗係測定土壤在三軸壓密與排水情況下之強度與壓縮特性，進行三軸CID 試驗。試驗使用挪威NGI 發展之三軸試驗系統，採用油壓式定壓系統控制三軸室之室壓及反水壓，由電腦控制測試與分析。供試驗之試體直徑50mm，長度100 mm，每一組試驗取四個試體分別施加不同之壓密壓力，再分別進行應變控制式加壓試驗，加壓速率為1.0 mm/min，直至軸差應力下降或軸向應變量達20%為止。

本項試驗結果如圖3-16所示。

3.3.4 單向度壓密試驗

本試驗係測定土壤之壓密性質。試驗儀器使用定環式壓密儀，加壓系統為平衡槓桿式。供試驗之試體直徑63.5mm，厚度20mm，置於壓密環內分階段施加壓密荷重，至最大荷重16kg/cm²壓密完成後反順序逐級解壓。每一組試驗繪製 e (孔隙比) $\sim \log p$ (壓密壓力)、 $\log C_v$ (壓密係數) $\sim \log \bar{p}$ (平均壓密壓力) 以及 $\log M_v$ (體積壓縮係數) $\sim \log \bar{p}$ (平均壓密壓力) 等曲線關係。

本項試驗結果如圖3-17所示。

TRIAXIAL CID TEST

Project	: QAN-YIN	$c' = 0.4 \text{ kg/cm}^2$
Hole No.	: BH-2	$\phi' = 35.2^\circ$
Sample No.	: T-1	* : confining 1.00 kg/cm^2
Depth (m)	: 2.9 - 3.3	o : confining 2.14 kg/cm^2
Soil Type	: SP-SM	x : confining 4.14 kg/cm^2
		+ : confining 6.14 kg/cm^2

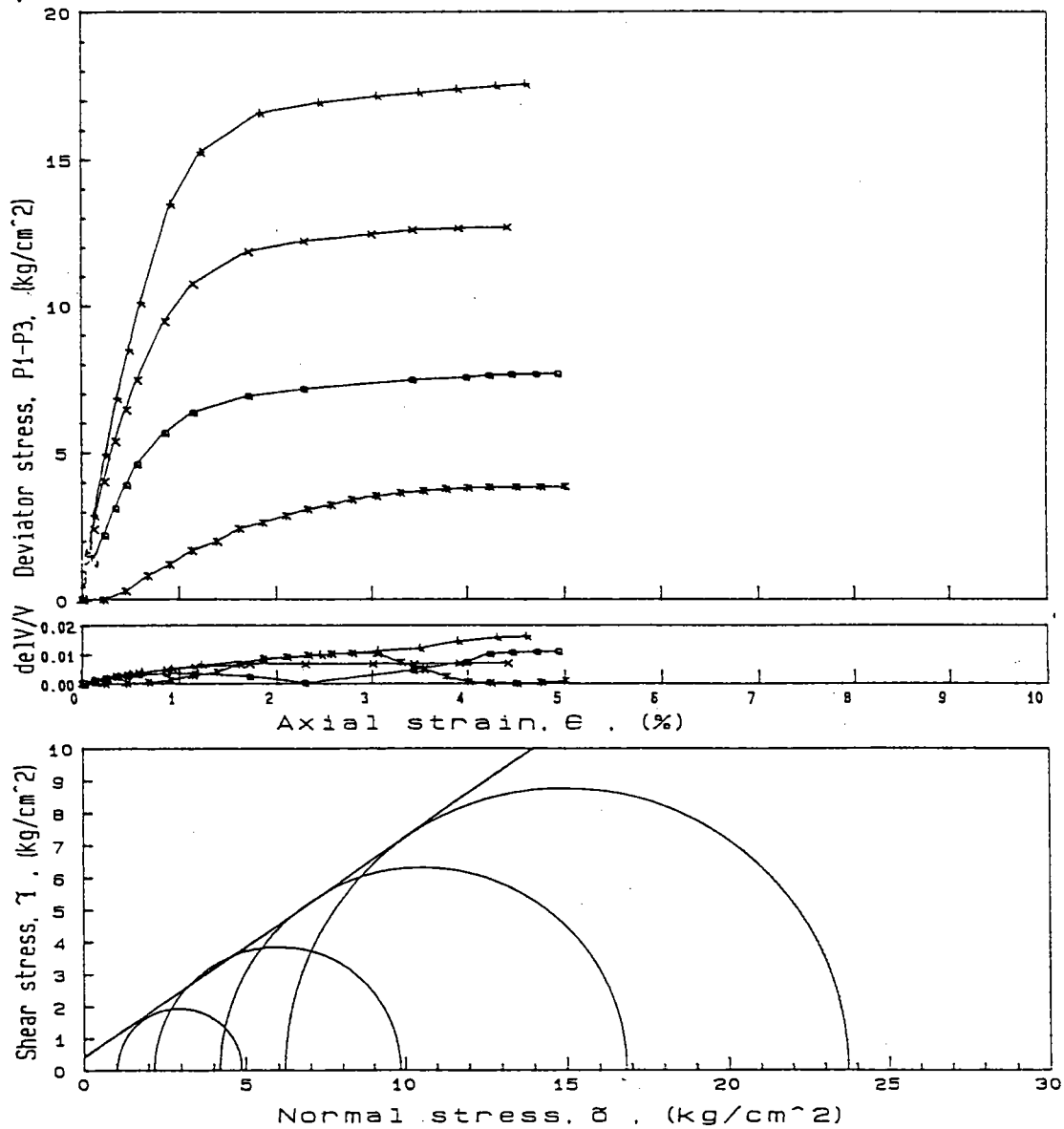
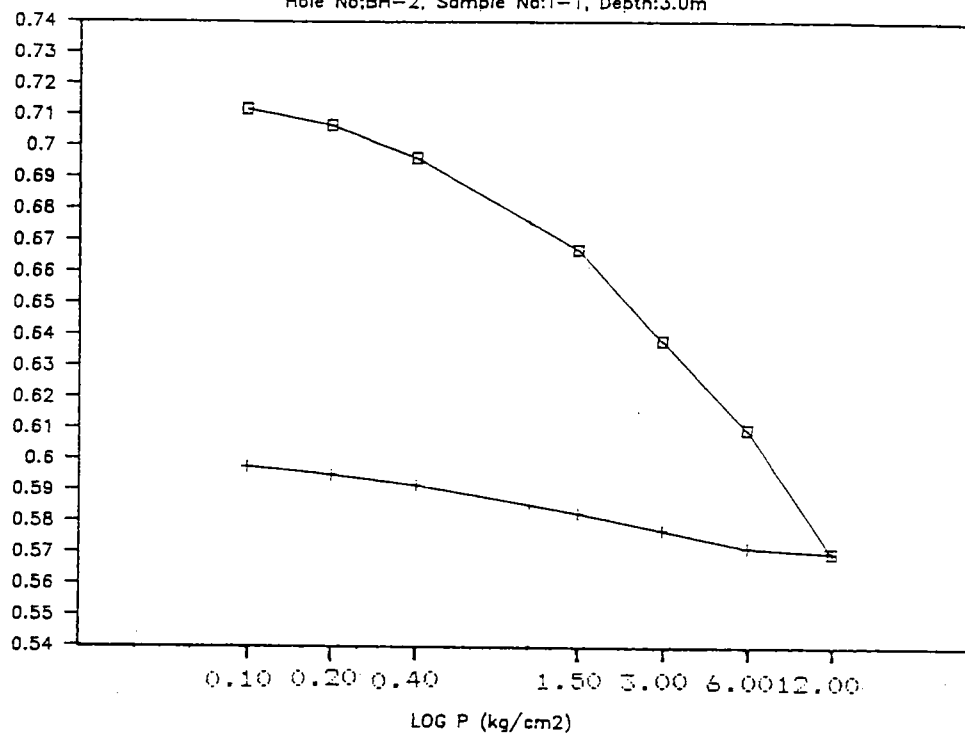


圖3-16 三軸試驗結果

CONSOLIDATION TEST

Hole No: BH-2, Sample No: T-1, Depth: 3.0m



CONSOLIDATION TEST

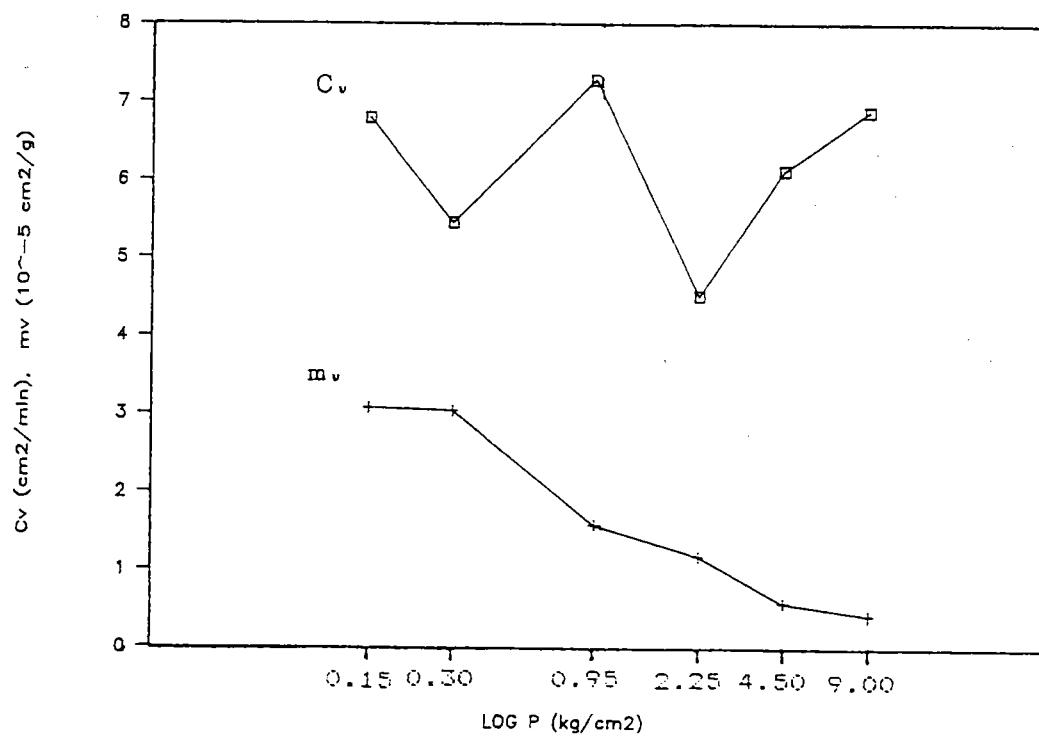


圖3-17 壓密試驗結果

第四章 土層分析

4.1 區域地質概況

本計劃研究區域位處中壠台地西緣，地層分布為全新世之沖積層與砂丘，地質概況如圖4-1所示。

中壠台地為更新世之紅土礫石台地堆積層，原為一廣大古沖積扇之一部分，沖積扇形成後地盤尚間歇上升，經河流侵蝕形成台地或階地(徐鐵良，1960)。礫石層呈土黃色，礫石淘選不良，主要為砂質砂岩，部分為雜砂岩，膠結及充填物為泥砂。

全新世之沖積層為河流沉積物與海岸沉積物堆積形成，河流沖積層多由礫石、砂及粘土組成，陸地物質經岸流、波浪與風力作用之搬運、沉積於海岸附近，由於地盤上升形成海岸沖積層，其多由砂土組成，偶夾小礫石與貝殼。砂丘分布於沿岸海濱，為海浪與風成堆積物形成。

4.2 土層狀況

根據現場鑽探調查資料以及鄰近之鑽探資料分析，本研究計劃擋風牆規劃位址之土層剖面大致如圖4-2所示。茲概述土層之層次狀況如下：

1. 沉泥質砂層—第1層次

最上層為鬆至中等緊密沉泥質砂層，厚度約2至5公尺，呈灰色至棕灰色。其中表層厚約1.5公尺，較為疏鬆，其SPT-N值約在8~10間，其下為中等緊密度砂層，偶含礫石與貝殼，緊密度隨深度漸增，SPT-N值約在15~28間。

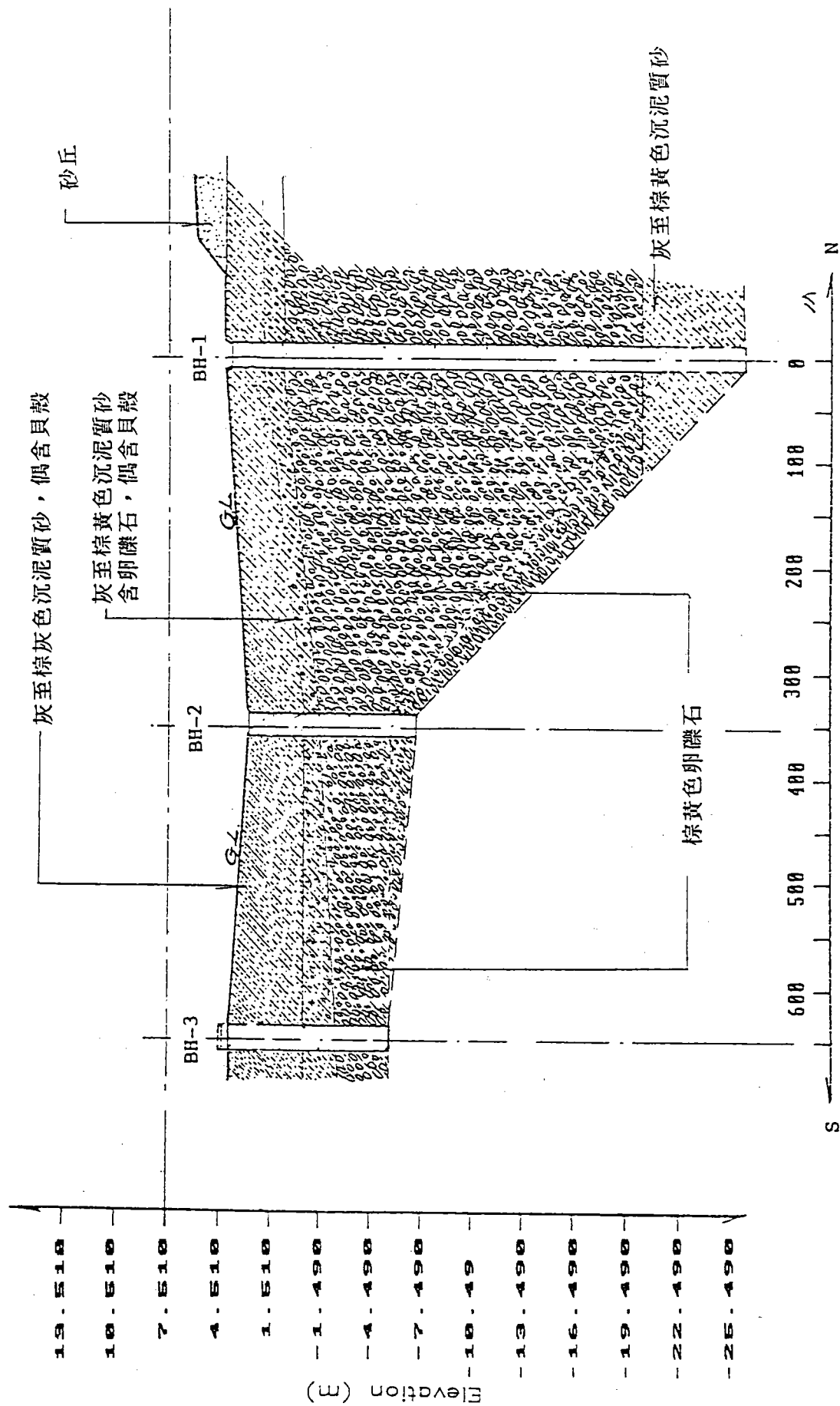


圖4-2 擋風牆規劃位址之土層剖面(北段)

2. 沉泥質砂層含礫石—第 2 層次

本層為中等緊密至緊密之沉泥質砂層含礫石，間含貝殼，厚度約在 0.7 至 2 公尺間，呈棕灰至棕黃色，其 SPT-N 值約在 32 至 40 間。

3. 卵礫石層—第 3 層次

本礫石層甚為緊密，厚度約在 15~22 公尺間，呈棕黃色，卵礫石主要為砂質砂岩，甚堅硬，其間由砂、粉土與粘土膠結充填。本礫石層之參考 SPT-N 值大於 100/20cm。

4. 極緊密沉泥質砂層—第 4 層次

礫石層下方為極緊密之沉泥質砂層，呈棕灰至棕黃色，其 SPT-N 值大於 50，確實厚度尚需進一步鑽探。

從上述土層狀況分析，擋風牆規劃位址之土層分布與變化情況尚稱簡明，除表層約 1.5 公尺厚之沉泥質砂質較為疏鬆外，並無軟弱土層存在。

4.3 地下水狀況

本計劃擋風牆之規劃位址大致在與海岸砂丘平行之窪地外緣，其地下水位之現地觀測得知(3.2.3 節)，地下水位大致順地勢向南趨降，地下水位高於海水平均高水位，受海水漲落影響不明顯，但易受地區性雨季影響而升高，北端甚或可能到達地面，進行擋風牆規劃時，需考慮升至地面之情況。

4.4 土層特性參數

綜合前述土層分布狀況及各項土壤試驗結果分析研判，本計劃擋風牆規劃位址之土層狀況及其特性參數列如表4-1 所示，可作為擋風牆設計與分析之依據。

表4-1 平均土層狀況與特性參數表

深 度 (m)	土層狀況說明	SPT-N 值	w_n (%)	γ_t (t/m ³)	$\bar{c}$ (t/m ²)	$\bar{\phi}$ (deg.)
0 ~ 1.5	沉泥質砂	8~10	20~23	1.95	0	30
1.5~ 6.0	沉泥質砂，含礫石	15~33	18~25	2.00	0	35
6.0~23.0	礫石層	-	-	2.30	-	-
23.0~ ?	沉泥質砂	>50	23	2.00	-	-

第五章 基礎承載力分析

5.1 分析引用基本資料

進行垃圾填造擋風牆設計時，需先初步規劃擋風牆可能型式，了解土層狀況、土壤以及垃圾性質等基本資料，以供進行土壓、垃圾壓以及擋風牆穩定性與基礎承載力等各項分析工作。茲概述所引用之基本資料如下：

(1) 擋風牆型式

參酌擋風牆之擋風需求、垃圾量與垃圾填埋方式、地形、地質狀況以及擋風牆穩定性等各項考慮，初步規劃之擋風牆型式為懸臂式，其最大牆高12公尺，基礎寬度7公尺，如圖5-1 所示。

(2) 土層狀況

表4-2 所示之平均土層狀況與土層特性參數為進行各項分析之依據。地下水位取位於地面情況。

(3) 垃圾性質

垃圾成分複雜、不均勻，且其力學特性試驗不易。有關垃圾力學性質，如強度特性(內摩擦角、凝聚力)等之試驗研究資料，目前國內尚付之闕如，國外可用資料亦不多。圖5-2 所示為Singh & Murphy(1990) 蒐集與綜合整理之美國垃圾強度特性資料。本研究參酌圖5-2 資料，採取下列保守數值進行分析。

內摩擦角， $\phi = 24^\circ$

凝聚力， $C = 1 \text{ T/m}^2$

國內一般垃圾之單位重經掩埋場推土機滾壓至數年後之自然壓密，

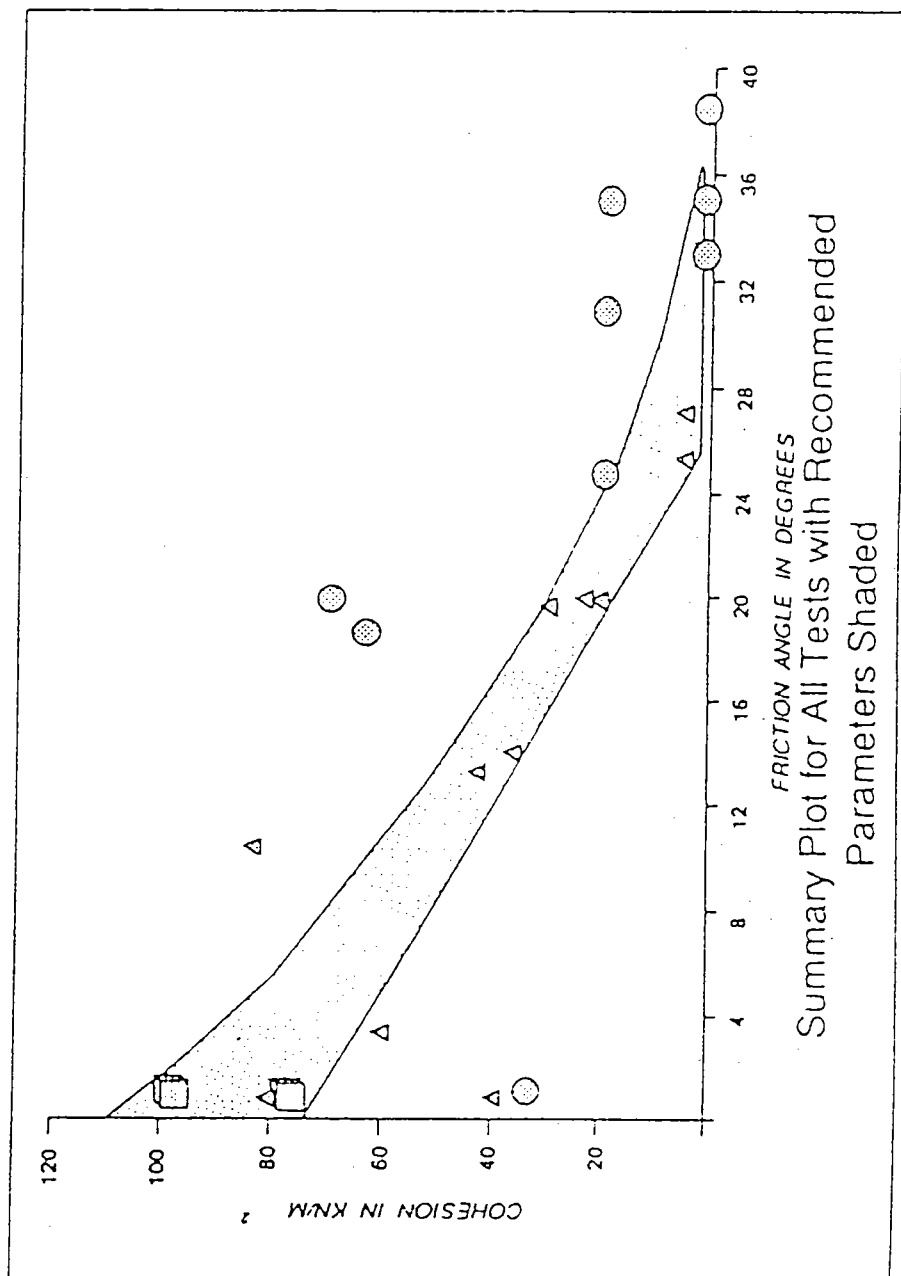


圖 5-2 垃圾強度特性 (取自 Singh & Murphy, 1990)

每立方公尺大約在 0.7至 0.9噸之間，本研究取單位重 $\gamma_t=1.0 \text{ T/m}^3$ 進行分析。

5.2 基礎承載力分析

基礎承載力之分析除需考慮基礎土層之工程特性外，尚與基礎型式、尺寸、埋置深度以及地下水狀況等有關。本節係根據5.1 節所述之擋風牆初步規劃之型式、尺寸以及基礎土層特性進行分析。

一般對於基礎允許承載力之考慮有下列兩則：

(1) 基礎土壤需不發生剪力破壞 (Shear failure)，剪力破壞可引起基礎急速之沉陷或側傾。

(2) 基礎承受荷重後所產生之均勻與不均勻沉陷需在允許範圍內。

就擋風牆基礎土層狀況而言，可以預測沉陷量小，第(2)項沉陷問題可不予考慮，僅需考慮基礎土壤(砂土層)對剪力破壞之抵抗力以分析承載力。

擋風牆基礎可視為承受側向與偏心荷重之淺基(Shallow foundation)，承受擋風牆自重、浮力等垂直荷重與側向垃圾壓力等水平荷重。茲就承載力公式與主要側向垃圾壓力之估算略述如下：

1. 承載力公式

淺基承載力常用Terzaghi承載力公式計算，但該公式所假設之破壞模式已經多位學者修正，且亦不適用於承受側向與偏心荷重情況。Hansen (1970) 根據修正之破壞模式，並考慮地層狀況以及基礎深度、形狀與傾斜或偏心荷重等因素，提出修正承載力公式(Bowels, 1977)。就砂性土壤與水平地層狀況而言，Hansen承載力公式可簡化如式(5-1)，利用式(5-1)進行擋風牆基礎承載力計算。

$$q_u = q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_r S_r d_r i_r \dots\dots\dots (5-1)$$

式中， q_u =極限承载力

q =有效加载壓力= γD

γ =土壤單位重

D =基礎深度

B =基礎寬度

B' =有效基礎寬度= $B-2e$

e =荷重偏心距

S_q, S_r =形狀因數，條形基礎 $S_q=S_r=1$

d_q, d_r =深度因數

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$d_r = 1.0$$

i_q, i_r =傾斜因數

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V} \right)^5$$

$$i_r = \left(1 - \frac{0.7H}{V} \right)^5$$

H, V =分別表示作用於基礎之水平與垂直荷重。

N_q, N_r =承载力因數

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi)$$

$$N_r = 1.50(N_q - 1) \tan \phi$$

ϕ = 土壤內摩擦角， ϕ 值採用 ϕ_{ps} ，而 $\phi_{ps} = 1.1 \phi_t$ ， ϕ_t 為三軸試驗所得 ϕ 角。

2. 垃圾壓力

垃圾側向壓力目前尚未有明確之分析方法，一般根據土壓力理論分析計算。本節根據 Rankine 土壓力公式如式(5-2) 計算垃圾壓力。

$$P_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a} \dots\dots\dots (5-2)$$

式中， P_a = 距牆頂 h 深處之主動垃圾壓力

γ = 垃圾單位重

C = 垃圾凝聚力

K_a = Rankine 主動壓力係數

$$= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = 垃圾內摩擦角

根據上述情況分析，在一般情況下，擋風牆基礎之極限承載力大致在 130 噸／平方公尺左右。對非凝聚性土壤而言，其容許承載力(q_a) 可取安全係數 $FS=2$ 計算之，即 $q_a = q_u / FS = 65$ 噸／平方公尺。

5.3 土壤液化潛能分析

飽和砂性土壤在強烈地震作用下可能發生液化現象(Liquefaction)，失

去承載能力，使其上承之結構物發生沉陷、側傾或破壞。依鑽探結果顯示，擋風牆規劃位址之地下水位高，上層土壤為厚度約2~5公尺之疏鬆至中等緊密度沉泥質砂土，其在地震作用下發生液化之可能性宜予分析評估。

5.3.1 地震分析

本研究計劃區域附近主要地質構造為東側之新莊斷層（又名金山斷層），是台灣北部地區之可能線性震源中最接近本計劃區域者。本斷層全長約55公里，約呈北60°東走向延伸，所穿越地區大多為火山區、沖積區或礫石區所掩覆。依據微震觀測資料顯示，本斷層淺震密集，為可能活動斷層（蔡義本，1977）。本斷層距本計劃區域最短距離約30公里，推測其為本計劃區域最大地震之可能震源。

若利用斷層長度與可能引發地震規模大小之正比關係，如圖5-3所示，並考慮可能有造成不準度之因素，可以推估上述斷層所能產生之最大地震規模大約在 $M=7.1$ 左右。根據下列最大地表加速度衰減率公式，可以推估本計劃區域可能遭受之最大地表加速度PGA (Peak ground acceleration)。

$$PGA=0.0054\exp 1.024M(R+0.0177\exp 0.875M)^{-1.05} \dots\dots(5-3)$$

$$PGA=0.184 \exp 0.725M(R+25)^{-1.35} \dots\dots\dots(5-4)$$

$$PGA=0.107 \exp 0.445M(R+1)^{-0.841} \dots\dots\dots(5-5)$$

上式中，PGA=最大地表加速度，單位為g

M=地震規模

R=震源至當地距離，單位為公里。

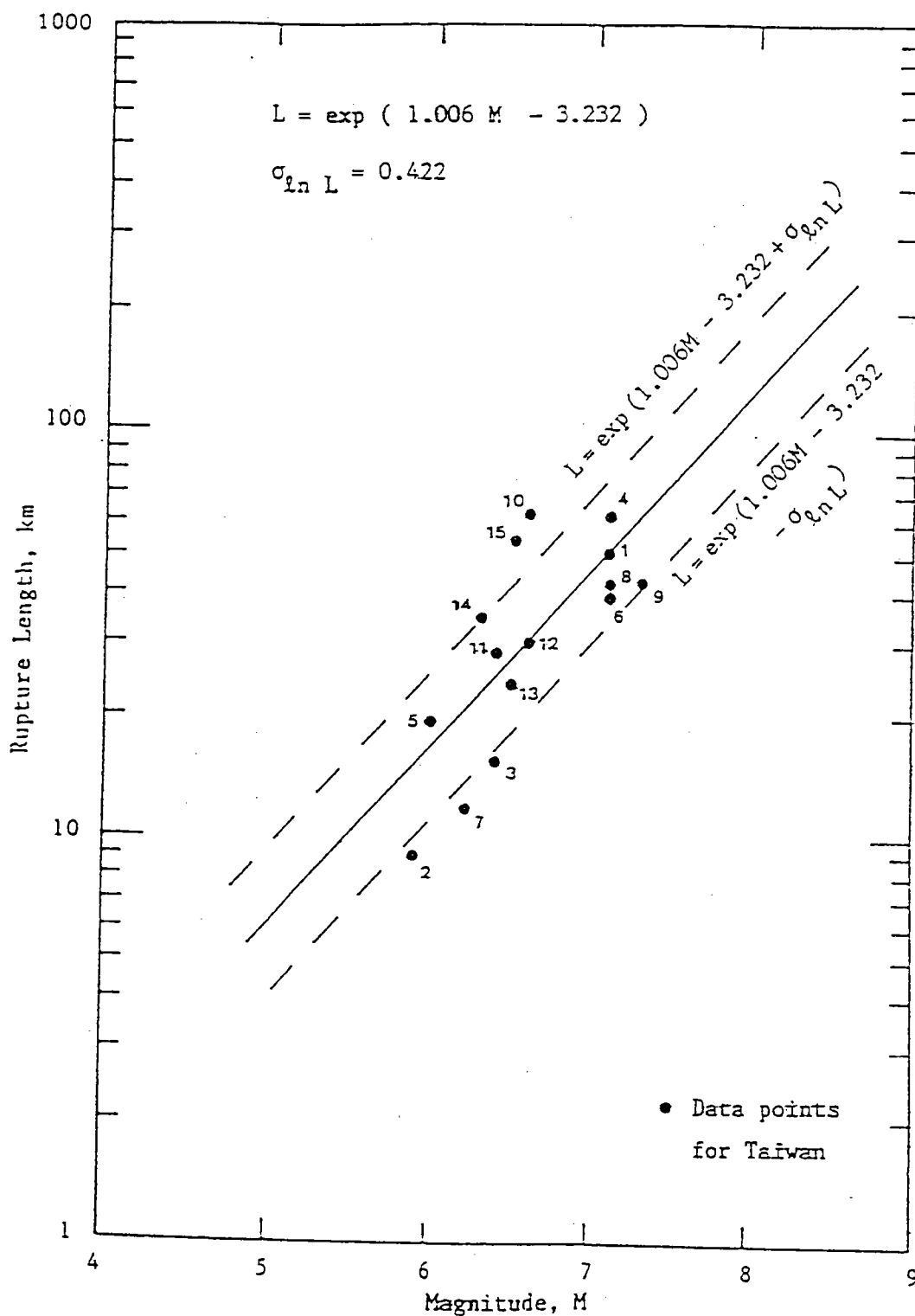


圖5-3 斷層長度與所能引發之地震大小關係
(取自葉義雄，1990)

上述三式係根據Campbell (式5-3)及Kanai(式5-4 及5-5)所建議之基本型式，再根據台灣地震紀錄求得最合適之係數而得，其中式5-3 及 5-4 中之係數為EIE(1984) 利用台灣1936至1984年間之地震資料而得，式5-5 中之係數則為IES(1985) 利用台灣1976至1982年間所錄得之SMA-1 資料而得。為求得較具代表性之PGA，本節採用上述三式所得各PGA 之平均值，其值為PGA=0.149g。

利用本分析所得之預期地震規模與PGA，進行下節液化潛能分析。

5.3.2 液化潛能分析

液化分析需分別分析預期地震在砂土層中產生之剪應力與砂土層抵抗液化之剪應力強度，再予比較研判。地震時，向上傳播之剪力波在砂土層中產生之剪應力，依Seed & Idriss(1971)提出之簡易分析法，以下式計算：

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{PGA}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \cdot \gamma_d \dots\dots\dots(5-6)$$

式中， τ_{av} =地震引致之平均剪應力

PGA =最大地表加速度，單位為g

σ_o, σ'_o =土層內考慮深度之總覆土壓力與有效覆土壓力

γ_d =應力折減係數

=1-0.015d， d=深度，單位為公尺(Iwasaki, 1981)

砂土層抵抗液化之剪應力強度由SPT-N 值與相關指數性質推估。圖5-4 所示為Seed等人(1984)根據以往世界各地之地震時現地液化或不液化之

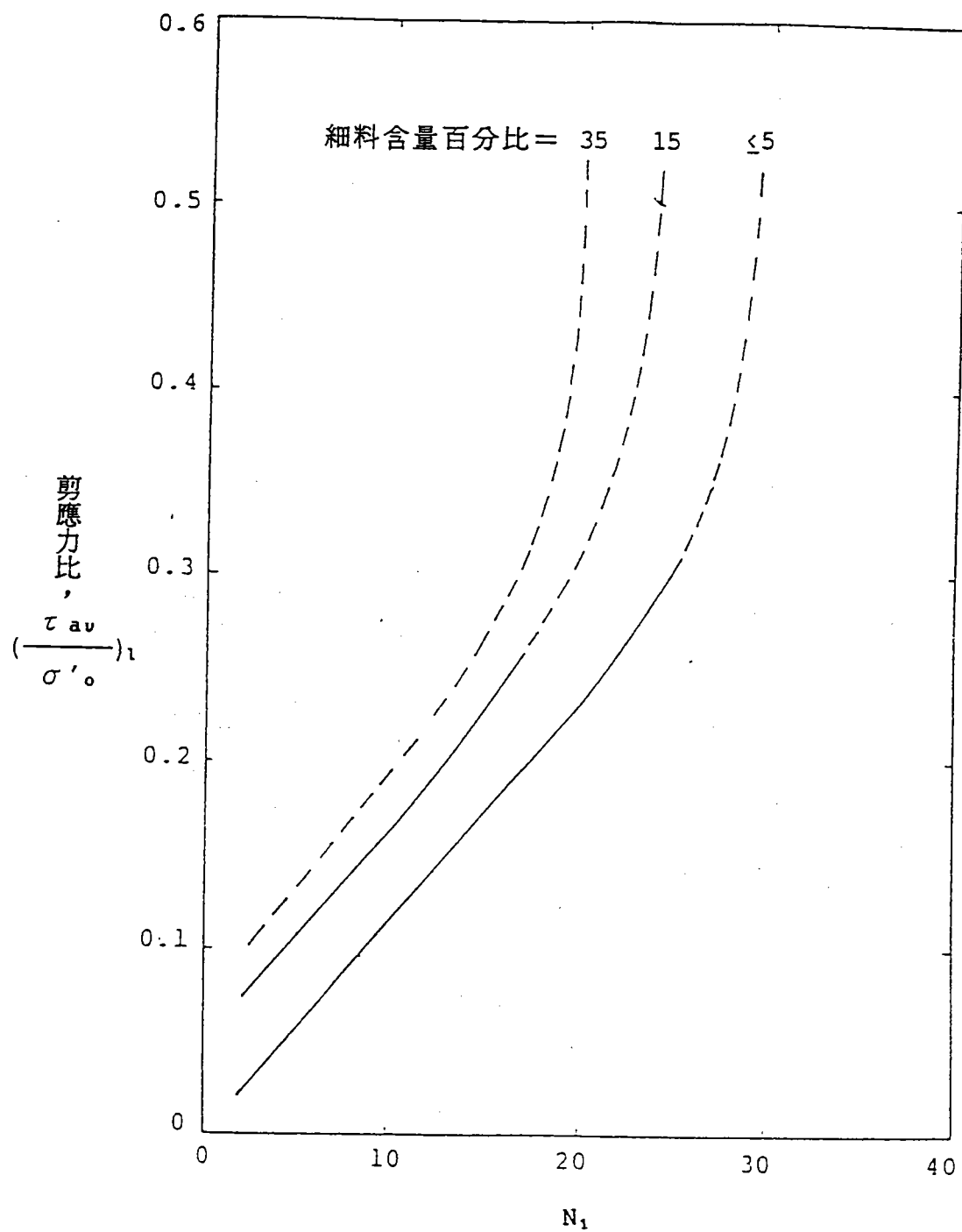


圖5-4 砂土層中引致液化所需剪應力比與 N_1 值之關係
(取自Seed et al., 1984)

土壤狀況以及現地SPT-N 值等資料經歸納統計分析，所建立之砂土液化所需剪應力比與SPT-N 值之關係，其中SPT 之N 值係修正為有效覆土壓力 1 噸／平方英尺之 N_1 值，以下式計算：

$$N_1 = C_n N \dots\dots\dots(5-7)$$

式中， C_n =考慮覆土壓力之修正係數，如圖5-5 所示。

利用圖5-4 可得地震規模 $M=7.5$ 下之不同SPT-N 值與細料含量之砂土發生液化所需剪應比強度之下限值。在 $M=7.1$ 地震下發生液化所需之剪應力比大致提高8% 。

由上述方法所求得之發生液化所需之剪應力比 $(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}})_l$ 與地震引

致之剪應力比 $(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}})_d$ 相比較，可求得砂土層抵抗液化之安全係數FS：

$$FS = \frac{(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}})_l}{(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{o}})_d}$$

表5-1 所示為擋風牆規劃位址砂土層(厚度2~5公尺)之液化潛能初步分析結果。由表5-1 顯示，僅最上層約1 公尺深度內之砂土層抵抗液化之安全係數略小於1，有液化潛能。若擋風牆基礎深度在1 公尺以上，則土壤液化問題即可不必顧慮了。

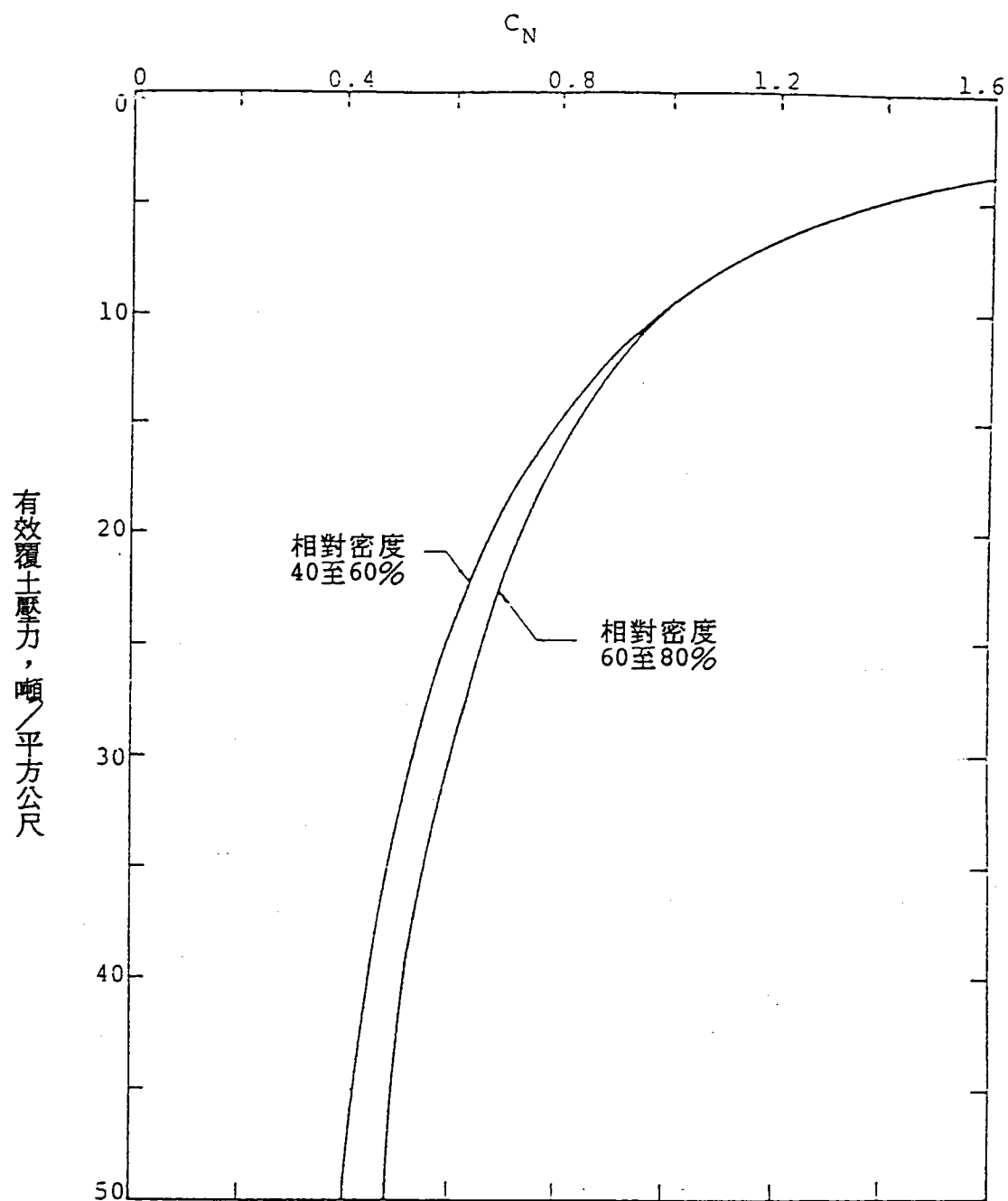


圖5-5 修正係數 C_N 與有效覆土壓力之關係
(取自Seed et al., 1984)

表 5-1 砂土層液化潛能初步分析

深度 m	細料含量 %	N 值	N ₁ 值	$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right)_i$	$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right)_d$	FS
1.0	4	8	16	0.193	0.196	0.98
2.0	7	15	27	0.375	0.192	1.95
4.0	5	25	37	> 0.5	0.184	> 2.72

第六章 結論與建議

本計劃旨在針對垃圾填造擋風牆之陸海域相關問題，包括海岸環境與現場地質等問題，進行調查研究，得到下列研究結論與建議：

1. 擋風牆規劃位址之土層主要為沉泥質砂層與礫石層，其上層之砂土層厚度約 3 至 7 公尺，緊密度中等，隨深度漸增，表層約 1.5 公尺較為鬆軟，下層含卵礫石漸增。礫石層甚緊密，厚度約 15~22 公尺。表 4-1 所示之平均土層狀況與特性參數可作為擋風牆規劃與分析之依據。

2. 擋風牆規劃位址之地下水位大致順地勢向南趨降，平時水位約在 +1.9 至 +3.7 公尺之間，即約在地面下 1.0 至 2.0 公尺之間，惟易受地區性雨季之影響而顯著升高，甚或可能到達地面，進行擋風牆規劃與分析時，宜考慮地下水位升至地面之情況。

3. 根據擋風牆之基礎土層狀況以及初步規劃之型式與大小分析，在一般情況下之基礎極限承載力大約每平方公尺 130 噸，就砂性基礎土壤而言，可取安全係數為 2 評估其容許承載力約為平方公尺 65 噸。惟影響承載力分析之垃圾性質與垃圾壓力尚需深入研究。

4. 擋風牆規劃位址砂土層之液化潛能初步分析結果，僅表層約 1 公尺深範圍內之砂土在預期地震作用下有液化之虞，惟若擋風牆基礎深度在 1 公尺以上時，則無需顧慮土壤液化問題。

參考文獻

1. Bowles, J. E. (1977), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill Book Company, New York, N. Y.
2. ASTM (1987), Soil and Rock Building Stones, Peats, Annual Book of ASTM Standards, Part 19, ASTM, Phil.
3. Singh, S. , and Murphy, B. , (1990) "Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills," ASTM STP1070.
4. EIE, Inc. (1984), Seismic Hazard Analysis of Taiwan Power Company's Nuclear Power Plant No. 2, Report to Atomic Energy Council, ROC.
5. Seed , H. B. , and Idriss , I. M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," JSMFD, ASCE, vol. 97, No. SM9.
6. Seed, H. B., et al. (1984), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, "Report No. UCB/EERC-84/15, Univ. of California, Berkeley, California.
7. Seed, H. B., et al. (1983) , " Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data." J. Geotech. Engrg., ASCE 109(3).
8. 陳文政 (1990), "台灣地質圖說明書", 圖幅第二號(大園圖幅), 中央地質調查所。
9. 徐鐵良 (1986), "地質與工程", 中國工程師學會, 台北。
10. 葉義雄 (1990), "台灣活斷層概況", 交通工程地震防災研討會論文集, 交通部, 台北。