

電子錐在推估打擊式基樁承載力上之應用

— 案例介紹

**THE APPLICATION OF ELECTRIC CONE
PENETROMETER IN ESTIMATING DRIVEN PILE
BEARING CAPACITY - A CASE HISTORY**

段紹緯，王瑞芳，王劍虹

Shaw-Wei Duann, Rei-Fung Wang and Chien-Hong Wang

原著載於地工技術雜誌第36期，

1991年12月，06-19頁

Reprinted from Sino-Geotechnics Magazine,

No.36,

December, 1991,

pp.06-19

THE APPLICATION OF ELECTRIC CONE PENETROMETER IN ESTIMATING DRIVEN PILE BEARING CAPACITY - A CASE HISTORY

ABSTRACT

Electric Cone Penetrometer has been used during two site investigations in southern and central coastal sites in Taiwan. Both sites consist of recent deposits of silty sand and sandy silt interbedded with silty clay as well as clayey silt. Prestressed Concrete (P.C.) piles and steel pipe piles were used in both sites. Many pile loading tests have been carried out. Several dynamic and static formula for estimating the pile bearing capacity were used for comparison of actual pile loading test results. After detailed analyses, it was found that the use of electric cone penetrometer can provide a good method to predict the bearing capacity of the driven pile.

電子錐在推估打擊式基樁承載力 上之應用—案例介紹

段紹緯* 王瑞芳** 王劍虹***

一、前言

圓錐貫入試驗係一種簡單、可靠且經濟的現場試驗。基本上，此項試驗係量測壓入錐桿時的阻力，藉此阻力可推估土壤的緊密度、強度等，此錐桿亦像小樁一樣故可推估樁的承載力。當然，發展初期，錐頭的種類、貫入的速率要求、方式等不同，讀者有興趣可參考 Sanglerat (1972) 以及 1974 年在歐洲 Stockholm 舉行的歐洲貫入試驗研討會專集。在眾多的錐頭型式中，目前常被應用的是荷蘭錐(Dutch Cone)，它是一個底面積為十平方公分，錐頭之夾角為60度及貫入速率約1至2公分/秒的錐頭。國內在二十幾年前即中鋼建廠初期階段，便已有荷蘭錐被引入，於十幾年前此荷蘭錐頭貫入試驗便被擴大應用於高樓基礎調查、台北市政中心基地調查及基隆河廢河道之地質調查等，不過上述之荷蘭錐頭貫入試驗儀是機械式的。而國外自1950年起便發展將機械式的貫入儀賦以電子記讀裝置故可連續記錄貫入錐的摩擦力和錐頭阻抗（機械式的只能每隔20公分之貫入深度記讀一次）即所謂的電子錐。國內電子錐的發展，由台灣省政府交通處港灣技術研究所首先於民國七十三年購入荷蘭 A.P.V.D. Berg 公司所製造之電子錐，並曾應用於雲林縣山西鄉的一處大型基地之

探查工作。其後亞新工程顧問公司於民國七十五年率先購入美國 Hogentogler 公司的電子錐，目前則中華工程公司、中興工程顧問社、萬鼎工程服務公司以及亞技工程顧問公司均各擁有一部美國 Hogentogler 公司的電子錐，全台灣共有六部電子錐貫入儀，而機械式的荷蘭錐貫入儀近年來未再被使用。本文係就電子錐在台灣南部與中部兩工址之應用結果與試樁結果進行比對分析，由於土層資料及試樁資料相當完整，因而可以確認其在推估打擊式基樁承載力上的可行性。

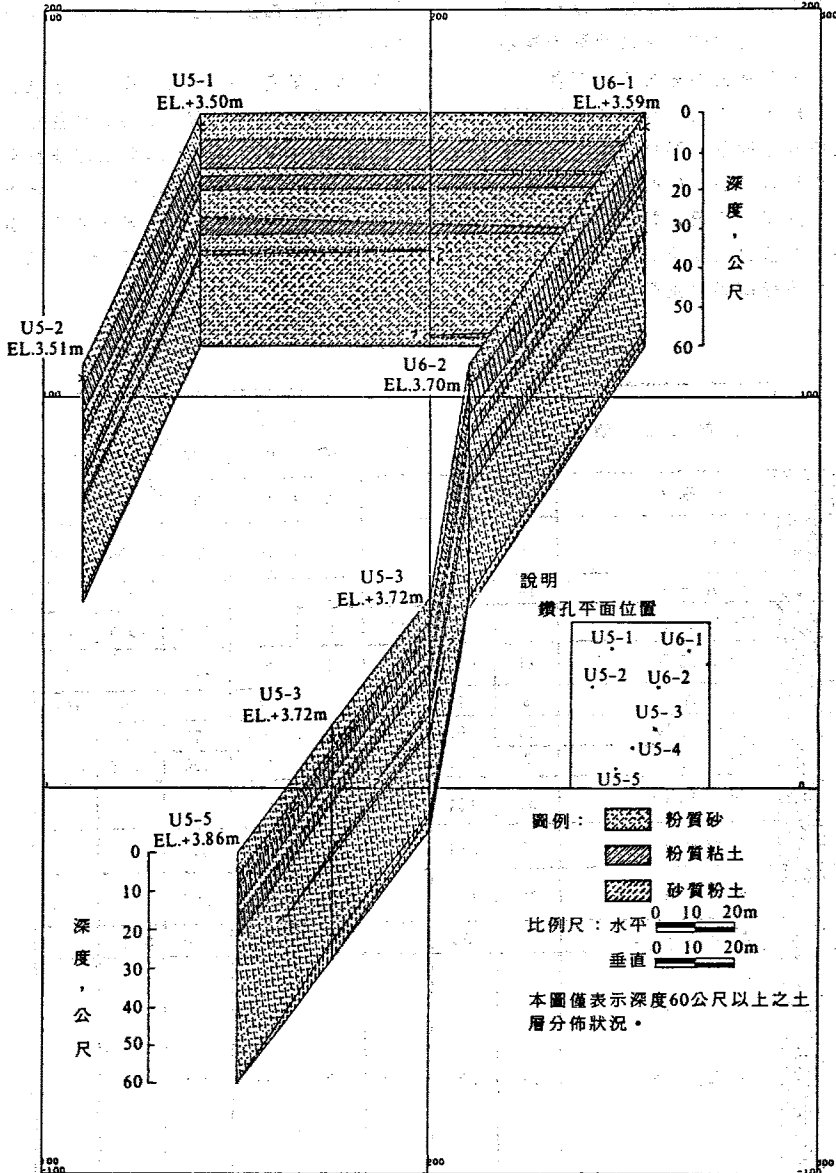
二、南部基地土層概況

基地位於高雄縣沿海地區，地表為現代沖積層所覆蓋，厚度至少有二百公尺，主要由粉質細砂、砂質粉土、粘土質粉土和粉質粘土間夾而成。本次研究於基地內共配置了七個鑽探孔及十八處的電子錐試驗。根據鑽探結果本基地在深度六十公尺以上部份之土層分佈立體示意如圖一所示。最上層為水力回填砂和自然沖積砂共厚七公尺，具極疏鬆至中等緊密程度，標準貫入試驗 N 值平均約為 7；第二層為厚約十三公尺之粉質粘土層，本層中間夾平均厚度約二公尺，N 值平均約 14 之疏鬆至中

* 亞新工程顧問公司正工程師

** 台灣電力公司核能火力發電工程處處長

*** 亞新工程顧問公司副經理



圖一 基地立體剖面土層分佈示意圖

8 電子錘在推估打緊式基礎承载力上之應用

等緊密粉質細砂層，砂層上方為厚約七點五公尺，N值平均僅約為2之軟弱粉質粘土層，下方則為厚三點五公尺，N值平均為5之粉質粘土層；第三層為中等緊密至極緊密之粉質細砂層，平均厚度約三十七公尺，N值平均約38，砂層中夾有一至二層厚約一點五至四公尺之粉質粘土層，由於本層深厚，且於地表下深度約三十五公尺以下，可為樁基礎之良好承載層。本基

地簡化土層分佈及其工程特性參數如表一
所列。

現場地面高程約+3.7公尺地下水位由觀測記錄得知約在高程+1.6公尺左右，但在高程-16公尺以下，即第三層粉質細砂層中之地下水壓雖呈直線變化，較地下水為基準之靜態水壓低3至4公尺，研判可能係因鄰近地區養殖業長期大量抽取地下水所致。

表一 南部基地簡化土層表

高程 m	土層狀況說明	N值	γ_s , t/m ³	S_u , t/m ²	\bar{C} , t/m ²	$\bar{\phi}$, deg.	E, kg/cm ²	C_v , cm ² /sec	m_v , cm ² /kg
+1.6 -3.0	粉質細砂	8	1.90	-	0	34.5	70	-	-
-10.5	粉質粘土	2	1.82	2.5	0	28.5	80	0.004	0.030
-12.0	粉質細砂	14	1.96	-	0	35.5	190	-	-
-17.0	粉質粘土	5	1.93	4.0	0	30	140	0.005	0.019
-23.0	粉質細砂	24	1.96	-	0	37	170	-	-
-26.0	粉質粘土	8	1.90	5.0	0	30	140	0.005	0.019
-29.0	粉質細砂	23	1.99	-	0	36.5	170	-	-
-31.0	粉質粘土	7	1.90	6.0	0	32	160	0.005	0.019
-38.0	粉質細砂	35	2.01	-	0	37.5	390	-	-
-44.0	粉質細砂	40	1.98	-	0	38	390	-	-
-51.0	粉質細砂	50	1.98	-	0	38.5	390	-	-
-53.0	細砂質粉土	36	1.99	-	0	36.5	500	0.036	0.005
-92.0	粉質細砂	54	1.99	-	0	37	445	-	-

註：地表平均高程為EL.+3.7m。

三、南部基地基樁支承力試驗

本次基樁支承力試驗包括鋼管樁二支與預力混凝土樁三支，分五組進行。其中鋼管樁係採用外徑60.9公分，壁厚1.2公分，長度36公尺之開口式基樁（TP4及TP6），並於壁內裝設應力應變計及樁尖變位計以瞭解基樁受力時摩擦力之分佈情形，基樁貫入土層中之長度為34.2公尺。預力混凝土樁係採用外徑60公分，壁厚10公分，長度36公尺，混凝土壓縮強度為800公斤／平方公分之基樁（TP1，TP2及TP3），基樁貫入土層中之長度為35.5公尺。

打樁所用之樁錘無論鋼管樁或PC樁均為DELMAG D62型，試驗樁打設時利用打樁動力分析儀(Pile Driving Analyzer, 簡稱PDA)進行初打測試，並在打設完成後約10天再進行重打測試，並分別選擇測試所得之適當訊號進行CAPWAP程式比對分析，以獲得基樁初打及重打時之樁身摩擦力

與基樁極限承載力。此外以常用之海利打樁公式(Poulos & Davis, 1980)所計算得之動態極限承載力亦一併列於表二中供參考比較。

基樁載重試驗係參照ASTM D1143-81快速載重方式進行試驗。預力混凝土樁最大試驗荷重690噸，鋼管樁最大試驗荷重450噸，第一循環先以每階約30噸加載至極限荷重（或最大荷重）再分四階解回。第一循環試畢後，隔12小時以後進行第二循環。

由試樁結果推求基樁極限承載力的方法很多，本文僅以一般較常用且適合快速載重試驗結果之Davisson (1973)方法進行評估，Davisson方法較被常用且較其他詮釋方法保守(Fellenius, 1980)，此一方法之極限承載力定義為樁基沈陷量超過其彈性壓縮量某一特定值時之承載力，假設此一特定沈陷量為X，則

$$X = 0.15 (\text{英吋}) + B (\text{英吋}) / 120$$

其中B為樁之直徑。所推估而得之結果詳如表二所示。

表二 基樁極限承載力分析結果（南部工址）

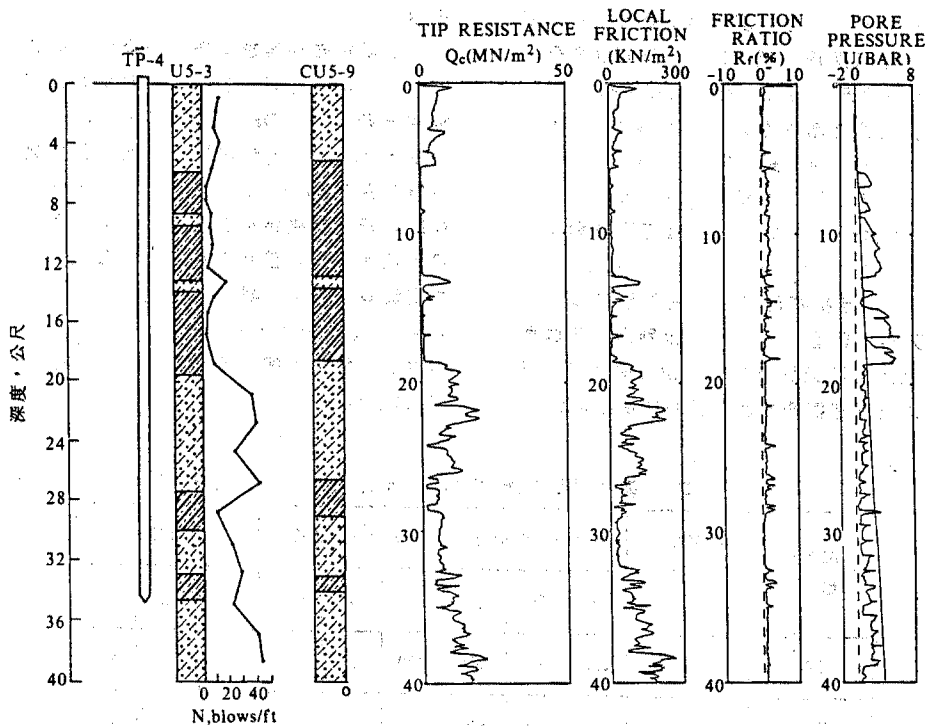
試驗樁編號	打樁公式 (Hiley) Q_{ult}	CAPWAP 初打			CAPWAP 重打			試樁結果		
		Q_s	Q_p	Q_{ult}	Q_s	Q_p	Q_{ult}	Q_s	Q_p	Q_{ult}
TP1	390	250	15	265	420	23	443	-	-	514
TP2	516	142	188	330	455	33	488	-	-	850
TP3	245	184	6	190	447	15	462	-	-	563
TP4	320	134	31	165	-	-	-	330	93	423
TP6	265	-	-	-	-	-	-	330	203	533

註： Q_s ：樁周極限摩擦力， Q_p ：樁尖極限阻抗， Q_{ult} ：極限承載力，單位：噸

因TP4及TP6鋼管樁各裝設了6處應力應變計(Strain Gage)，每處均對稱裝設兩個日本OYO公司所製之HS-10型電阻式應變計，經由所量測之應變平均值即可計算出該處之軸力大小，再考慮打樁後及試樁前基樁殘餘應力量測結果，即可計算出樁周真實摩擦力以及樁尖阻抗分佈情形。TP4與TP6鄰近之土層狀況分別如圖二和圖三所示。

四、電子錐貫入試驗結果之應用—南部基地

圓錐貫入試驗時所受之土壤阻力行為即如一小型基樁貫入土中，而應用圓錐貫入試驗量測結果來推估基樁承载力方法甚多，本文應用美國NAVFAC DM7.2 (1982)方法和Robertson & Campanella (1988)以十三種方法在沖積性土壤中應用圓錐貫入試驗推估打擊樁垂直承载力結果後所建議方



註：1. N：標準貫入試驗打擊數

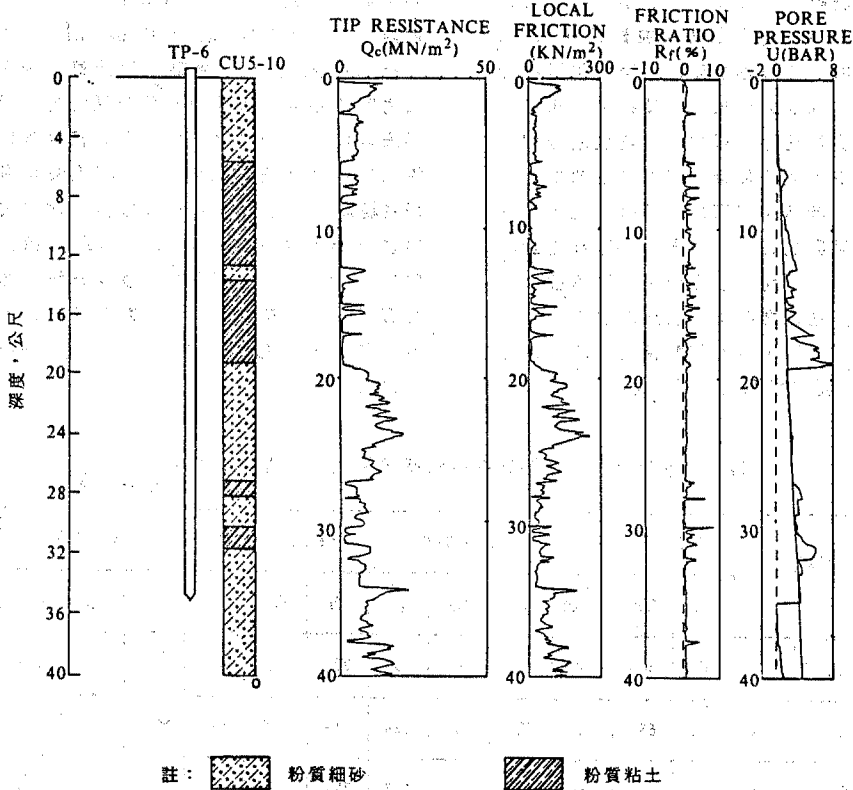
2. 粉質細砂 粉質粘土

圖二 TP4 試驗樁鄰近之土層狀況

法中之 de Ruiter & Beringen (1979) 方法和 Bustamante & Gianselli (1982) 之 LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussees) 並與試樁結果做一比較。

NAVFAC DM7.2 (1982) 方法在推估打擊樁之樁尖阻抗(Q_p) 和樁周摩擦力(Q_s) 係直接採用錐頭阻抗(q_c) 和錐身摩擦力(f_s) 計算。de Ruiter & Beringen 方法在粘土層中係應用錐頭阻抗先推求粘土之不排水剪力強度再計算基樁之端點承載力和周身摩擦力，在砂層中則可考慮直接採用錐身摩

擦值或錐頭阻抗值除以一固定係數計算樁周摩擦力惟給予上限值，並考慮樁尖下 0.7 至 4 倍樁徑和樁尖上 8 倍樁徑範圍內的錐頭阻抗計算基樁端點承載力。LCPC 方法則分類較細，對不同基樁種類、施工方法和不同錐頭阻抗強度之砂土及粘土依據研究統計結果分別給予不同計算係數和上限值，用以過濾較不具代表性的分散數據，來計算樁周摩擦力和樁尖阻抗，惟其計算僅應用錐頭阻抗，並不使用錐身摩擦力，關於計算係數和上限值請參考該文。此



圖三 TP6 試驗樁鄰近之土層狀況

外，LCPC 方法在計算樁尖阻抗時係考慮樁尖上下各1.5倍樁徑範圍內之錐頭阻抗值，樁尖上部之上下限值訂為該範圍平均值之±30%，樁尖之下部則僅規定平均值之+30%為上限值。

分別利用上述三種方法並應用與各試驗樁最接近之電子錐試驗資料來計算基樁之極限承載力。由於鋼管樁TP4於試樁時已呈土壤極限破壞情形，且該樁又裝設12個應變計，可計算各土層極限摩擦力分佈情形，將之應用於檢核並修正LCPC之計算係數，使推估之摩擦力與實際試樁結果之真實摩擦力分佈情形接近，以求能符合現地實際情形。經比較後發現所推估之極限摩擦力大多偏低，若將基樁於中等緊密砂土中計算極限摩擦力所除以之計算係數調整至與疏鬆砂土相同，緊密砂土調降四分之一，並將粘性土壤之計算係數調低一半則其推估之各土層極限摩擦力與實際試樁結果相近。以此調整後之計算係數推估TP6之極限承載力，及用相同調整情形

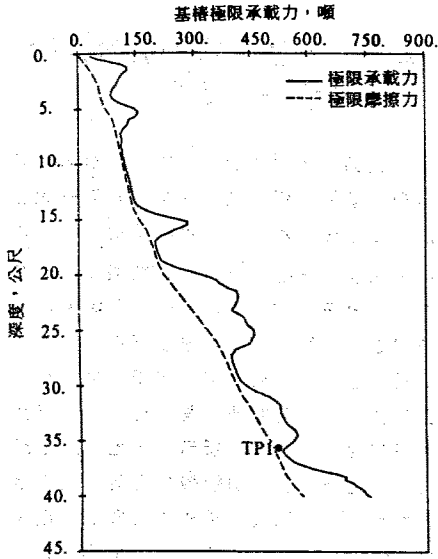
推估預力混凝土樁TP1，TP2和TP3之極限承載力，發現均頗適當，其結果詳見表三和圖四至圖八。

表三顯示依上述調整計算係數後之LCPC方法係三種方法中最佳者，其推估預測值與試樁結果比較無論誤差或偏差情形均最小。除TP2誤差19%外，其餘均僅約5%，此結果與Campanella & Sy (1991)應用LCPC方法在加拿大溫哥華附近試驗基地研究結果之預測與試樁結果在10%以內結果相符。Robertson & Camanella (1998)曾指出LCPC方法之優點在於計算基樁承載力時不用錐身摩擦力而用錐頭阻力，因為通常由試驗中求得之錐頭阻力較錐身摩擦力準確故較值得信賴。Briaud (1989)利用98組試樁結果評估6種圓錐貫入試驗推估基樁承載力方法，其研究結果亦指出LCPC方法是6種方法中之最佳方法如圖九所示，且在其研究中較SPT/Su，PMT方法和打樁公式之Engineering News公式均為優。

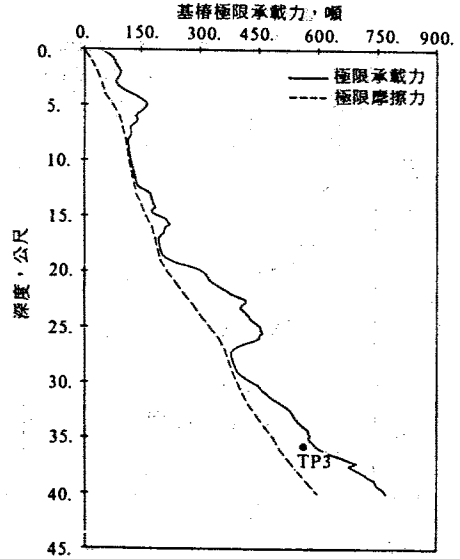
表三 應用電子錐試驗結果推估基樁承載力（南部工址）

(單位：噸)

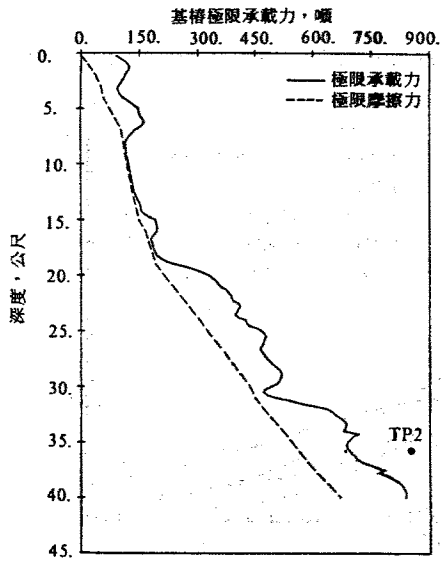
試驗樁 編號	電子錐 孔號	LCPC 方法				DM7 方法			de Ruitter 方法			試樁結果		
		Q _s	Q _p	Q _{ult}	偏差	Q _s	Q _p	Q _{ult}	Q _s	Q _p	Q _{ult}	Q _s	Q _p	Q _{ult}
TP1	CU5-3	502	37	540	+5%	251	42	293	285	48	333	-	-	514
TP2	CU6-3	562	128	685	-19%	279	349	628	218	210	428	-	-	850
TP3	CU6-5	495	94	589	+5%	268	195	463	291	97	388	-	-	563
TP4	CU5-9	329	124	453	+7%	321	278	599	355	163	518	330	93	423
TP6	CU5-10	371	146	517	-3%	339	655	994	463	166	629	330	203	533



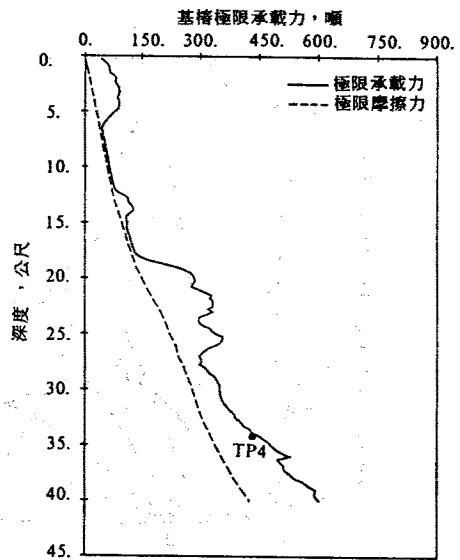
圖四 LCPC 方法推估預力混凝土樁承载力與TP1 試樁結果比較



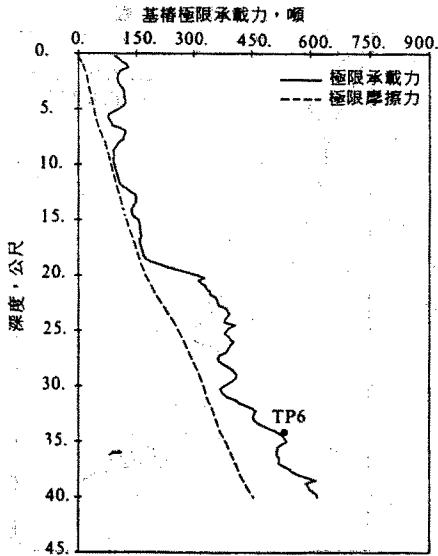
圖六 LCPC 方法推估預力混凝土樁承载力與TP3 試樁結果比較



圖五 LCPC 方法推估預力混凝土樁承载力與TP2 試樁結果比較



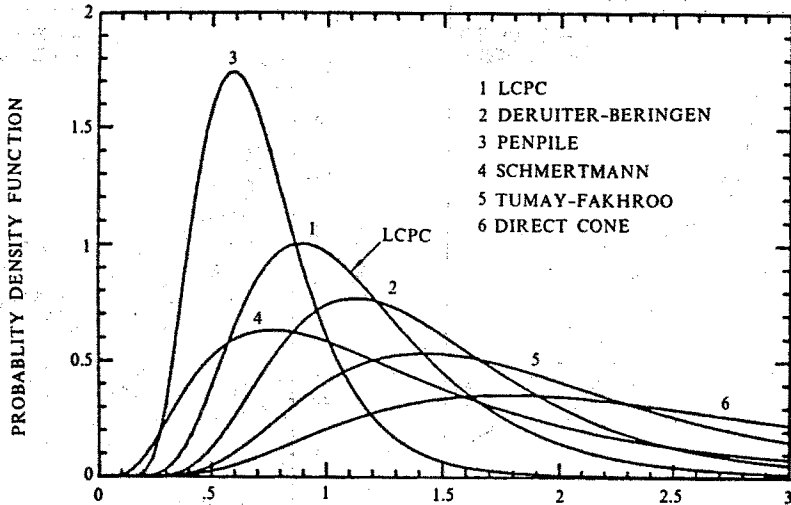
圖七 LCPC 方法推估預力混凝土樁承载力與TP4 試樁結果比較



圖八 LCPC 方法推估預力混凝土樁承載力與TP6 試樁結果比較

五、中部基地電子錐貫入試驗結果之應用

由前節所述之LCPC 方法和相同的計算極限摩擦力係數推估台中港附近一大型基地之基樁承載力，並與該基地試樁結果做一比較。根據地質調查資料顯示，該基地至少在深度150公尺以內均為地質史上所稱之現代沖積層，地層主要為粉質砂、砂質粉土和粉質粘土交互出現，且各層中夾層頗多，變化複雜，其簡化土層分佈及工程特性參數如表四所示。基地共進行預力混凝土樁三支、鋼管樁二支共五組支承力試驗，預力混凝土樁外徑60公分，壁厚10公分，長度54公尺（PC1，PC2及PC3），鋼管樁一支外徑60公分，壁厚1.6公分，長度54公尺（SP1），另一支外徑80公分，壁



圖九 6種圓錐貫入試驗推估基樁承載力方法比較 (摘自 Briaud, 1988)

圖九 6種圓錐貫入試驗推估基樁承載力方法比較

厚1.9公分，長度54公尺(SP2)，然因部份電子錐試驗深度較淺，僅PC3和SP2試驗樁鄰近之電子錐試驗深度較適合推估，即PC3附近之DD-3和SP2附近之DD-10電子錐試驗，該二電子錐試驗結果和圖十所示。其中PC3打設前基地已開挖約2.7公尺。

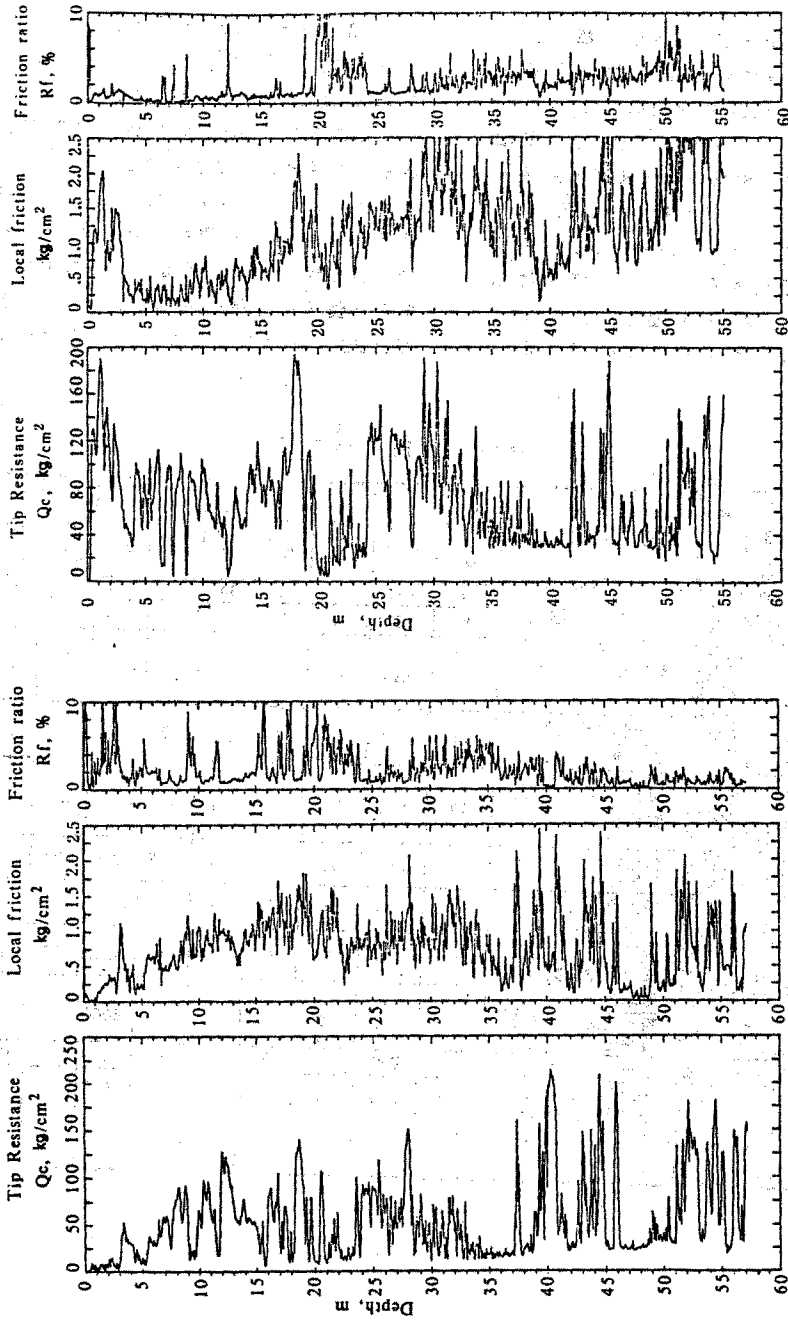
試樁前後分別進行PDA測定及CAPWAP初打及重打分析，初打時使用DELMAG D80 樁錘，重打時則使用DELMAG D100 樁錘，打樁公式則參用

Poulos & Danis (1980) 所提公式中之四個常用公式，即 Hiley, Janbu, Danisa 和 Gates 等公式一併予以分析比較。

打樁公式、CAPWAP分析和LCPC方法推估之基樁承載力分別如表五及表六所示，打樁公式和CAPWAP 初打分析結果依然偏低，CAPWAP 重打分析雖然提高不少，但可能仍因基樁不易打動尚未達塑性破壞致使分析結果仍較試樁低約30%。然而LCPC方法所推測PC3 極限承載力較試

表四 中部基地簡化土層表

土層層次	高程, m	深度, m	圖例	土層狀況說明	N 值	γ_t , t/m ³	ω_n , %	\bar{C} , t/m ²	$\bar{\Phi}$, deg.	S_u , t/m ²	E , t/m ²	m_v , x10 ⁻³ cm ² /kg	C_v , x10 ⁻² cm ² /sec
I	+8.3	0.0		粉土質細砂偶夾粉土質中細砂、粉土質粘土。	14	1.82	14	0	34	-	3900	-	-
	+5.5	2.8			8	1.93	21	0	33	-	3900	-	-
	+1.6	6.7			15	1.93	24	0	35	-	4000	-	-
	-7.6	15.9											
II	-14.5	22.8		粉土質粘土夾粉土質細砂。	13	1.94	28	0	34	10	4000	7.7	12.5
	-24.0	32.3			22	1.91	28	0	35	-	4500	-	-
III	-29.0	37.3		粉土質粘土夾粉土質細砂。 粉土質中細砂偶夾粉土質細砂、粉土質粘土。	16	1.89	31	0	34	13.5	4000	8.2	12.3
	-34.8	43.1			30	1.97	24	0	35	-	4800	-	-
	-41.5	49.8			20	1.94	27	0	34	13.5	4500	8.2	12.3
IV	-49.1	57.4		粉土質細砂夾粉土質粘土。 粉土質粘土夾粉土質細砂。	34	2.04	19	0	35	-	6000	-	-
	-52.4	60.7			27	2.00	24	0	34	-	4500	.0	12.7
	-64.7	73.0			37	2.06	18	0	35	-	7000	-	-



(a) PC3附近之DD-3電子錐試驗

(b) SP2附近之DD-10電子錐試驗

圖十 PC3和SP2試驗樁附近之電子錐試驗結果

表五 基樁極限承載力分析結果 (中部工址)

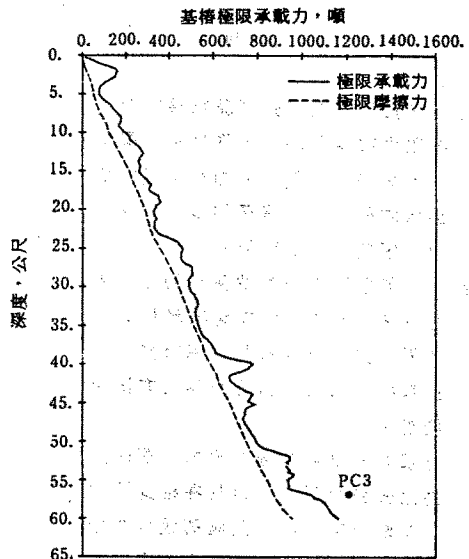
試驗樁 編號	打樁 公式 Q _{ult}	CAPWAP 初打			CAPWAP 重打			試樁 結果 Q _{ult}
		Q _s	Q _p	Q _{ult}	Q _s	Q _p	Q _{ult}	
PC3	350 550	304	30	334	-	-	-	1200
SP2	300 350	394	29	423	713	14	727	1040

表六 應用電子錐試驗結果推估基樁承載力 (中部工址)

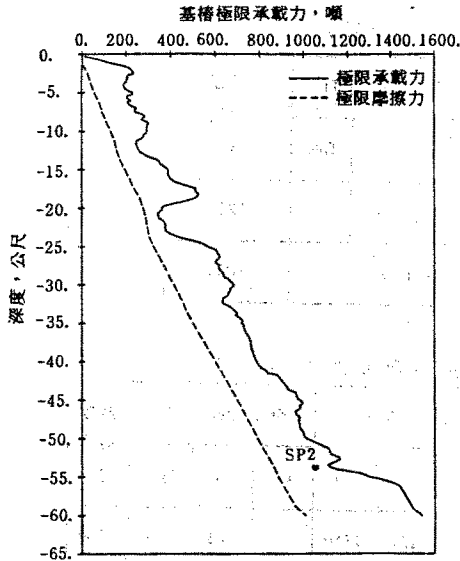
試驗樁 編號	電子錐 孔 號	LCPC 方法				DM7 方法			de Ruiter 方法			試樁 結果 Q _{ult}
		Q _s	Q _p	Q _{ult}	偏差	Q _s	Q _p	Q _{ult}	Q _s	Q _p	Q _{ult}	
PC3	DD-3	865	120	985	-18%	1228	122	1350	472	106	578	1200
SP2	DD-10	857	252	1109	+7%	2414	833	3247	1456	406	1862	1040

樁低約18%左右，SP2則較試樁高約7%
，堪稱不錯，其推估情形如圖十一及圖十二。
由此可知應用前節所述之LCPC方法
推估基樁承載力對同屬沖積地層但變化複雜
許多的台中港附近基地，表現仍能令人
滿意，且其亦能推估不同深度或樁長之基
樁承載力，對樁長的設計可供為有力參考。

Robertson & Campanella (1988) 亦指出
當基樁位於軟弱之沖積層中，應用電子錐
所獲得之地層資料來推估基樁承載力，係
為一極經濟之方法。另外 Bustamante &
Gianeselli (1982) 建議對於重大工程應進行
一組或更多試樁以檢核是否可用LCPC方
法中較大的摩擦力上限值，在許多情況下
當確定可採用較大上限值後將可節省更多
的費用。



圖十一 LCPC 方法推估預力混凝土樁承載力與PC3 試樁結果比較



圖十二 LCPC 方法推估預力混凝土樁承載力與SP2 試樁結果比較

六、結論

1. 經直接應用電子錐試驗結果於台灣南部和中部兩個基地，推估沖積層中之打擊式基樁極限承載力可以獲得令人滿意的結果，以電子錐試驗的快速，經濟頗值得推廣應用。
2. 利用錐頭阻抗值推估基樁樁身摩擦力之LCPC方法，根據實際應用結果以及國外文獻研究成果，用來推估打擊式基樁承載力，係目前應用方法中較佳者。
3. 打擊式基樁之樁身摩擦力與樁端支承力之分佈情形，可以用在樁身裝設應力應變計來瞭解，並確認較佳之分析方法，國內在這方面案例甚少，宜更進一步的推廣。

誌謝

本研究工作係引用台灣電力公司委託亞新工程顧問公司對電廠進行地質調查、基礎分析與試樁報告資料，此外亞新工程顧問公司莫若楫博士、高聰忠博士、秦中天博士及中鼎工程公司鍾毓東先生和台灣省交通處港灣研究所李延恭先生皆對本文提供寶貴意見，謹此表示特別謝意。

參考文獻

BRIAUD, J.L. (1988), "Evaluation of Cone Penetration Test Methods Using 98 Pile Load Tests," *Proc. ISOPT-1*, Florida, Vol. II, pp.687-697.

BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1982), "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT", *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration testing*, Amsterdam.

CAMPANELLA, D. & SY, A (1991), "Use of In-Situ Testing" in *Pile Design*, the Research Site at "UBC," *Geotechnical News-Newsletter of the North American Geotechnical Community*, Vol.9, No.2, pp.42-45.

DAVISSON, M.T. (1973), "High Capacity Piles" *Proc. Lectures Series, Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section.

DE RUITER, J. and BERINGEN, F.L., (1979), "Pile Foundations for Large North Sea Structures", *Marine Geotechnology*, Vol. 3, No. 3, pp. 267-314.

DEPARTMENT OF THE NAVY, NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND (1982), *Foundation and Earth Structures*, Design Manual 7.2, Alexandria, VA.

FELLENIUS, B.H., (1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests",

- Ground Engineering*, Foundation. Publ. Ltd., Vol.13, No.6, pp.19-31.
- POULOS, H.G. and DAVIS, E.H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, New York.
- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA R.G. (1986), *Guidelines for Use & Interpretation of the Electronic Cone Penetration Test*, 3rd Ed., Hogentogler & Co., Inc. Gaithersburg, Md.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., DAVIES, M.P. & SY, A. (1988), "Axial Capacity of Driven Piles in Deltaic Soil Using CPT", *Proc. ISOPT-1*, Florida, Vol. II, pp.919-928.
- SANGLERATE, G. (1972), *The Penetrometer and Soil Exploration*, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.