

打擊樁承载力之研究

計劃主持人	陳圭璋
協同主持人	李豐博
研究人員	李延恭
	謝明志
	簡連貴
	賴聖耀
	蘇吉立
技 術 員	陳志芳
	陳義松
	李春榮
	張阿平

目 錄

一、緒 論	1
二、打擊樁承载力之決定	2
2.1 規畫設計階段	
2.1.1 靜力學公式	
2.1.2 依據現地試驗結果之經驗公式	
2.2 樁基打設階段	
2.2.1 動力打樁公式1	
2.2.2 波動方程式	
2.2.3 凱斯法與CAPWAP分析1	
2.2.4 利用打擊應力估算1	
2.3 樁基打設完成階段	
2.3.1 樁基靜載重試驗	
2.3.2 載重試驗結果之詮釋。	
三、打樁分析儀之分析理論	23
3.1 凱斯法	
3.1.1 樁基靜承载力之估算	
3.1.2 樁身之完整性	
3.1.3 最大張力之偵測	
3.1.4 打樁設備效率之估算	
3.2 CAPWAP法	
四、現地打樁動力試驗與分析	35
4.1 試驗設備	

4.2 試驗過程	
4.3 試驗地點與試驗數量	
4.4 試驗結果與討論	
五、GRLWEAP 波動力程式之基本理論與模式	55
5.1 樁錘之工作原理	
5.1.1 噴油式柴油樁錘	
5.1.2 噴霧式柴油樁錘	
5.1.3 外燃式樁錘	
5.1.4 閉口式樁錘1	
5.2 接頭模式	
5.3 土壤阻力模式	
5.4 殘餘應力分析	
5.5 GPLWEAP 波動方程式之動力分析過程	
六、GPLWEAP程式之影響參數與分析	67
6.1 主要輸入參數及其影響	
6.1.1 樁體特性參數	
6.1.2 土壤特性參數	
6.1.3 打樁設備參數	
6.2 GRLWEAP 承載力分析	
6.3 樁錘之選擇	
七、各種估求樁基承載力方法之比較	107
八、結論與建議	108
九、參考文獻	110
十、附 錄	112

一、緒 論

港灣及一般土木工程常打設樁基以解決基礎土層承载力不足之問題，樁基承载力決定方法繁多，其根據之理論互異，所得結果亦甚分歧，樁基承载力之高估將引致工程發生危險，而低估又造成經費之浪費。因之如何正確估算樁基承载力為樁基工程之主要課題。

Smith (1960) 首先將波動理論應用於樁基打設時之動力分析，他利用一合理且理想化之模式來模擬樁基受打擊時樁基、土壤及打擊設備間之關係，以數值方法分析打樁時樁身內部應力之傳遞及各種力學行為，並據以估計樁基之承载力，由Smith氏基本模式衍生之電腦程式甚多，其中GRLWEAP程式為美國凱斯大學Goble等經多年之研究及多次更新程式內容，於1988年所提出適合各種樁錘系統並考慮打擊後樁身殘餘應力之波動方程式。

於1970年代，Goble氏等認為一般之波動方程式僅是純理論之分析，如果有打樁時之各種量測資料加以佐證將更理想，因此基於應力波理論發展出一套於工地簡便量取樁基承载力之打樁分析儀(PDA)，是以量取樁頭受錘擊後之應變與加速度訊號，傳至PDA主機內以凱斯法分析理論所設計之資料處理系統，分析樁基之承载力、樁身完整性、最大張應力及打樁設備效率等問題，因凱斯法分析基本上準確度較差，工地量測之訊號尚可利用較繁複之CAPWAP分析程式，進行樁基阻力分佈及各種土壤參數如阻尼係數、最彈性變形量等之精確分析。

本研究分為兩部份，第一部份為對國內四個工地進行打樁動力分析試驗所遭遇之各種問題及量測資料以凱斯法或CAPWAP分析所得各種結果加以研討，最後再將動力分析結果與靜力試樁及其它各種常用承载力估算公式加以比較分析。第二部份為利用GRLWEAP波動力方程式探討打擊樁之行為，研討各種不同之土壤、樁基及打擊設備等情況對樁基承载力及樁體壓應力、張應力之影響。研究結果可提供樁基工程於研訂樁基規格，打樁設備及施工進度之參考。

二、打擊樁承載力之決定

2.1 規畫設計階段

2.1.1 靜力學公式

基本原理係假設樁基上的荷重是由樁底及樁身周緣之土壤共同承受而達力的平衡，因之樁基之極限承載力（Ultimate bearing capacity）可分為兩部份，其一是樁底承載力（End bearing），其二是周緣摩擦力（Side friction），可以下式表之：

$$Q_u = q_p \cdot A_p + f_s \cdot A_s$$

式中

Q_u = 樁基之極限承載力

q_p = 樁尖土壤單位面積之極限承載力

A_p = 樁尖之截面積

f_s = 樁周緣與土壤間單位面積之摩擦力或黏著力

A_s = 樁身之表面積

各種類型之樁基打設於不同之土壤內，其承受荷重之力學行為及土壤阻力之分佈情形，專家學者有許多不同之見解，因之對 q_p 及 f_s 之估算建議甚多不同之公式，今就常用者說明如下：

2.1.1.1 黏性土層

於黏性土層樁尖承載力通常以 $q_p = C \cdot C_u$ 估算之，其中 C_u 為不排水剪力強度，而係數 C 依Skempton（1951）建議如圖2.1所示，因樁尖承載力之比例較小，為方便起見， C 值取用9。

至於摩擦阻力 f_s 之估算則有下列三種方法：

a. α 法

$$f_s = \alpha \cdot C_u$$

式中 α 為樁表面黏著因素（Adhesion factor），影響 α 值之因素甚多包括樁基種類、土壤種類及施工方式等，一般隨 C_u 值之增加而減小，最佳之求取方式是以載重試驗反求，但執行困難，故均以經驗數據為之，表2.1為API之建議值，Tomlinson

(1970) 認為 α 值亦與黏土層上覆蓋層有關，建議 α 值如表 2.2 所示。

表 2.1 API 建議 α 值

Cu	α
$Cu < 25 \text{ KN/m}^2$	1.0
$25 \text{ KN/m}^2 \leq Cu < 75 \text{ KN/m}^2$	1.0-0.5 (取直綫變化)
$Cu > 75 \text{ KN/m}^2$	0.5

表 2.2 Tomlinson 建議 α 值

土 層 狀 態	貫入比例 PR	α
1. 硬粘土層 上面覆蓋砂土層	< 20 > 20	1.25 見圖 2.2
2. 硬粘土層 覆蓋軟粘土或沈泥層	$8 < PR \leq 20$ > 20	0.40 0.70
3. 硬粘土層 上面無覆蓋層	$8 < PR \leq 20$ > 20	0.40 見圖 2.2

$$\text{貫入比例 PR} = \frac{\text{樁基貫入硬黏土層之深度}}{\text{樁基之直徑}}$$

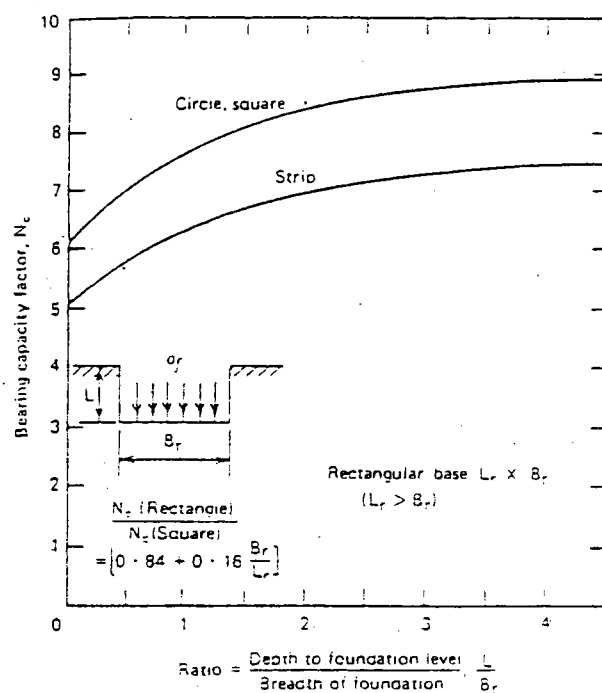


圖 2.1 黏土層基礎之承載力因子 C

黏着因素 α

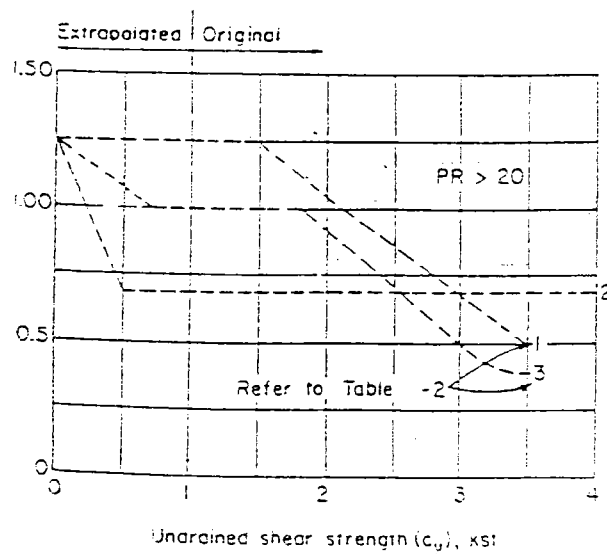


圖 2.2 黏性土層之黏著因素 α

b. λ 法

Vijayvergiya & Focht(1972) 認為 f_s 為有效覆土壓力與不排水剪力強度之函數，其式如下：

$$f_s = \lambda (\bar{P}' + 2\bar{C}_u)$$

式中 $\bar{P}'$ ：沿樁身之平均有效覆土壓力

$\bar{C}_u$ ：沿樁身之平均不排水剪力強度

λ ：為樁貫入深度之函數，其值如圖2.3所示

c. β 法

Burland (1973) 認為 f_s 與土層之有效覆土壓力有關，可以下式求取：

$$f_s = \beta \cdot \bar{P}'$$

式中 $\beta = K_s \cdot \tan \delta$

$\bar{P}'$ ：土層之有效覆土壓力

K_s ：土壤之側壓係數

δ ：樁與土壤間之摩擦角

β 值因土壤剪力強度、過壓密比 OCR 及樁基種類而不同，Meyerhoff (1976) 認為過壓密黏土 K_s 為 K_0 之 1.5 倍， $K_0 = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR}$ ，Burland (1973) 認為 $K_s = K_0$ ，於實用上 β 值之範圍為 0.25~0.40，其平均值為 0.32。

2.1.1.2 砂性土層

於砂性土層樁基之極限承載力 $Q_u = (\bar{P}' \cdot N_q) \cdot A_p + (K_0 \cdot \bar{P}' \cdot \tan \delta) \cdot A_s$ ，式中樁尖承載力 $q_p = \bar{P}' \cdot N_q$ ，樁身摩擦阻力 $f_s = K_0 \cdot \bar{P}' \cdot \tan \delta$ 。

式中 $\bar{P}'$ ：有效覆土壓力

N_q ：承載力因子與 ϕ 角有關

K_0 ：土壤之側壓係數

δ ：樁與土壤間之摩擦角

影響 N_q 之因素有樁基之種類、施工情形及土層之壓密性等，通常隨 ϕ 角增大而變大，Vesic (1967) 及 Kerisel (1961) 作過甚多研究認為樁底單位承載力 q_p 並不隨深度

作直線增加，而是超過某一深度後 q_p 維持某一極限值而不再增加，API 建議 N_q 與 q_p 之數值如表 2.3 所示。

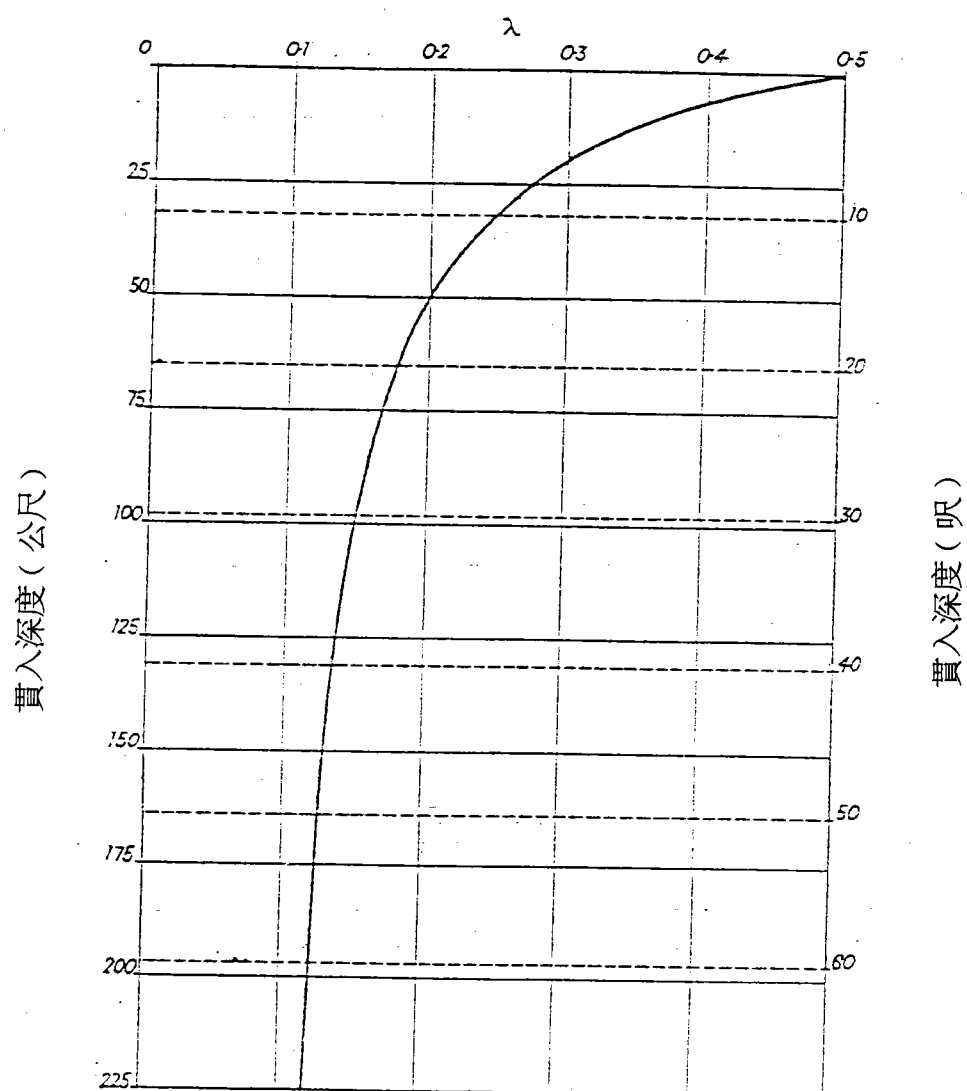


圖 2.3 λ 值與貫入深度之關係

表 2.3 砂性土層設計參考 (API建議值)

緊密度	土 層	δ (deg.)	f_s (KN/m ²) 極 限 值	Nq	q_p (KN/m ²) 極 限 值
極疏鬆 疏鬆 中	砂 砂—粉土 粉土	15	48	8	2000
疏中 鬆等 緊密	砂 砂—粉土 粉土	20	67	12	3000
中 等 緊 密	砂—粉土 粉土	25	82	20	5000
緊 密 極緊密	砂 砂—粉土	30	100	40	10000
緊 密 極緊密	砂石 砂	30	115	50	12000

Broms (1965b) 曾建議砂性土壤之 k 值如表 2.4, Aas (1966) 建議 δ 值如表 2.5 但偏於安全, Meyerhoff (1976) 認為樁身單位摩擦阻力 f_s 受樁基貫入深度之限制, 當樁基貫入深度達某極限值時, 摩擦阻力不隨有效覆土壓力之加而加大, API 亦建議此極限值如表 2.3。

表 2.4 Broms 建議砂性土壤之 k 值

樁 型 式	鬆 砂	緊 密 砂
鋼	0.5	1.0
混 凝 土	1.0	2.0
木 材	1.5	3.0

表 2.5 Aas 建議砂性土壤之 δ 值

鋼	樁	$\delta = 20^\circ$
混凝土	樁	$\delta = \frac{3}{4} \phi'$
木	樁	$\delta = \frac{2}{3} \phi'$

以靜力學公式估算樁基承載力，先決條件為打樁工地須有詳細之地質調查試驗資料可供利用，否則以不具代表性之土壤工程性質所估算之樁基承載力，其可靠性值得懷疑。

2.1.2 依據現地試驗結果之經驗公式

2.1.2.1 標準貫入試驗 (SPT)

Meyerhoff 根據有關打擊樁之現地調查資料研究結果，建議利用標準貫入試驗 N 值估計打入砂質地層內樁之極限承載力，其公式為：

$$Q_u = 40NA_p + 0.2\bar{N}A_s \quad (\text{單位為噸})$$

式中 N ：樁底處土壤之 N 值

$\bar{N}$ ：樁身之平均 N 值

A_p, A_s 分別表示樁尖之截面積及樁身表面積，單位為 m^2

2.1.2.2 荷式錐貫入試驗 (CPT)

a. Meyerhoff 公式

$$Q_u = q_c \cdot A_p + 0.05 \bar{q}_c \cdot A_s \quad (\text{單位為噸})$$

式中 q_c ：樁尖處土壤之錐頭阻力

$\bar{q}_c$ ：樁身之平均錐頭阻力 (單位為 kg/cm^2)

A_p, A_s 之單位為 m^2

b. Nottingham 公式

Nottingham (1975) 根據其研究結果，建議以 CPT 之結果估算樁基之極限承載力，其中樁尖承載力 q_p 之估算以圖 2.4 說明之。

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$$

式中 q_{c1} = 樁尖以下 XB 範圍內沿 $a-b-c$ 之平均 q_c 值，於圖 2.4 分別計算 $X=0.7 \sim 4$ 之 q_{c1} 值，取其最小值。

q_{c2} = 樁尖以上 $8B$ 範圍內沿 $c-e$ 之平均 q_c 值。

由於實際樁基打設與 CPT 之貫入方式不盡相同，並且考慮密實細砂或沈泥質砂可能在試驗時產生負孔隙水壓，以及土壤顆粒可能在承受高壓下發生碎裂或潛變現象，以致影響樁基承载力，在荷蘭通常限定砂及沈泥質細中之樁尖單位極限承载力分別為 150kg/cm^2 及 100kg/cm^2 。

以 CPT 結果估算樁身之極限摩擦阻力 F_s ，通常依貫入錐之種類、土壤類別、樁基材料以及貫入深度而不同，在砂性土壤中， F_s 係以下式估算：

$$F_s = k \left[\sum_{h=0}^{8B} \left(\frac{h}{8B} \right) f_s \cdot A'_s + \sum_{8B}^L f_s A'_s \right]$$

式中 F_s ：樁身之極限摩擦承载力

k ：修正因素，如圖 2.5(a) 所示

h ： f_l 值考慮時之深度

B ：樁基之直徑

f_s ：CPT 之摩擦阻力

A'_s ： f_s 值考慮範圍內之樁基與土壤之接觸面積

L ：樁基貫入土內深度

在黏性土壤中， F_s 值以下式估算：

$$F_s = k \cdot \bar{f}_s \cdot A_s$$

式中 k ：修正因素如 2.5 (b) 所示

$\bar{f}_s$ ： f_s 之平均值

A_s ：樁基與土壤接觸面積

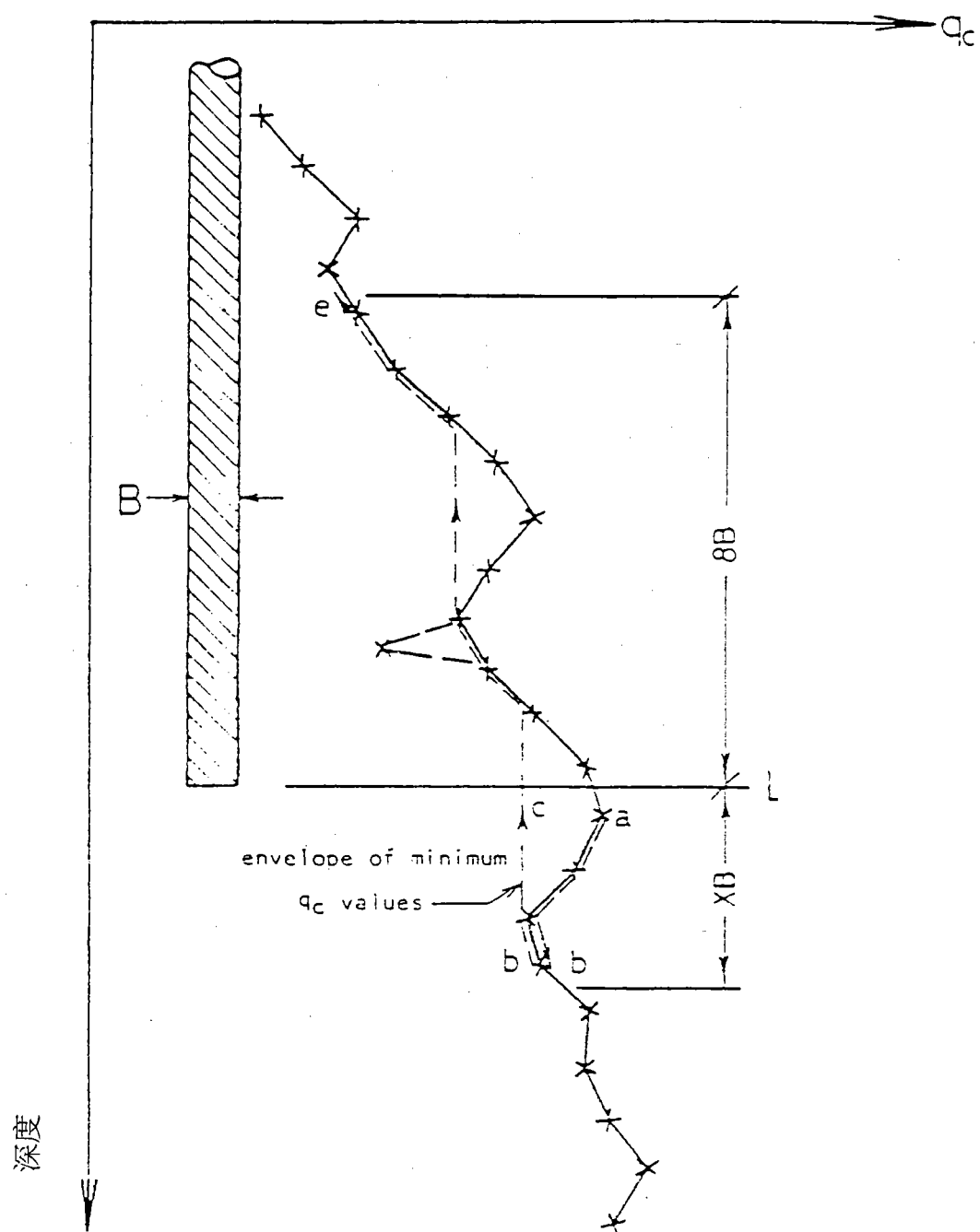


圖 2.4 樁尖承載力估算示意圖

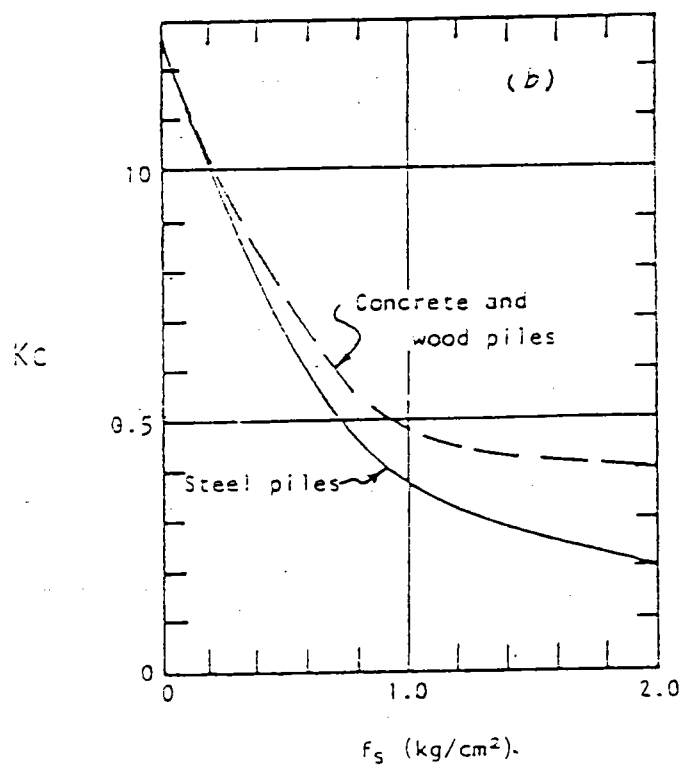
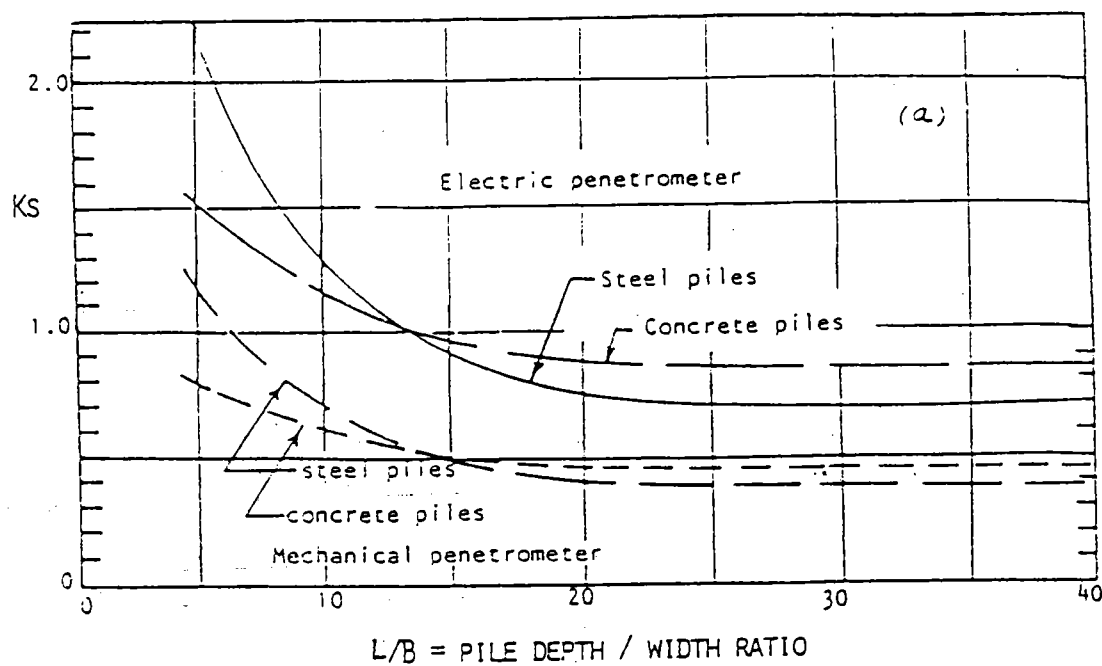


圖 2.5 摩擦阻力之修正因素

2.1.2.3 側壓儀試驗 (PMT)

於均質土壤內，根據 PMT 之結果可以下式估算樁底單位承載力 q_p 。

$$q_p = p_o + n (P_i - P_o)$$

$$\text{或 } q_p^* = n P_i^*$$

式中 q_o : 樁底土壤之總覆土壓力

P_i : PMT 試驗之極限壓力

P_o : 樁底土壤之側向土壓力

n : 依土壤種類、強度及樁基之形狀、貫入深度而異，其值如圖 2.6~2.8 所示。

至於樁身之單位摩擦阻力 f_s 可由 PMT 之 P_i^* 加以估算，圖 2.9 為 f_s 與 P_i^* 之關係圖，於層狀土層時，則須考慮樁底上下各 $1.5B$ 範圍內之 P_i^* 值，而以下式求取其等值之淨滯限壓力 $(P_i^*)_e$

$$(P_i^*)_e = \sqrt[m]{(P_i^*)_1 \times (P_i^*)_2 \cdots (P_i^*)_m}$$

2.2 樁基打設階段

2.2.1 動力打樁公式

利用動力打樁公式計算樁基極限承載力之基本觀念為樁錘撞擊產生之有效能量與樁貫入地層時所作之功相等，根據此觀念所發展出之打樁經驗公式有多種，因為樁錘作用時能量損耗項目繁多，而且其數量如何亦甚難估計，因之打樁公式若未能正確考慮能量損耗之項目與大小，則其估算之承載力將無代表性。因為各地區土層之特性不一，使根據某一地區發展出來之公式並未能適用於其他地區，加上未考慮樁基打設時與土壤間之互制行為，多年來學者均認為其無法準確估算樁基之承載力。

目前更因有許多估算樁基承載力之方法逐漸發展出來，因之大家相信此方法於不久之將來將被淘汰。本研究僅列出國內較常用之修正後之工程新聞公式：

$$Q_u = \frac{1.25 e_h E_h}{S + 0.1} \times \frac{W_h + e^2 W_p}{W_h + W_p}$$

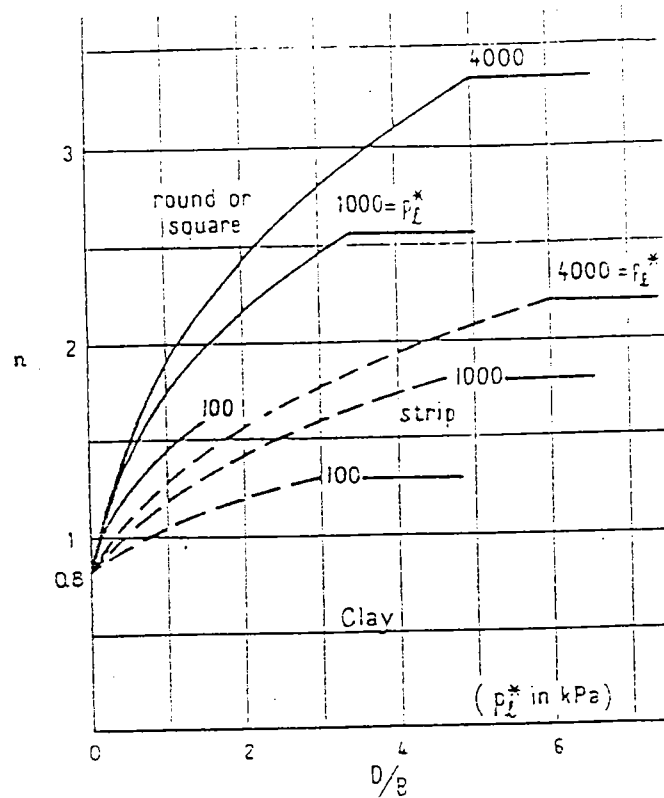


圖2.6 黏土之 n 值

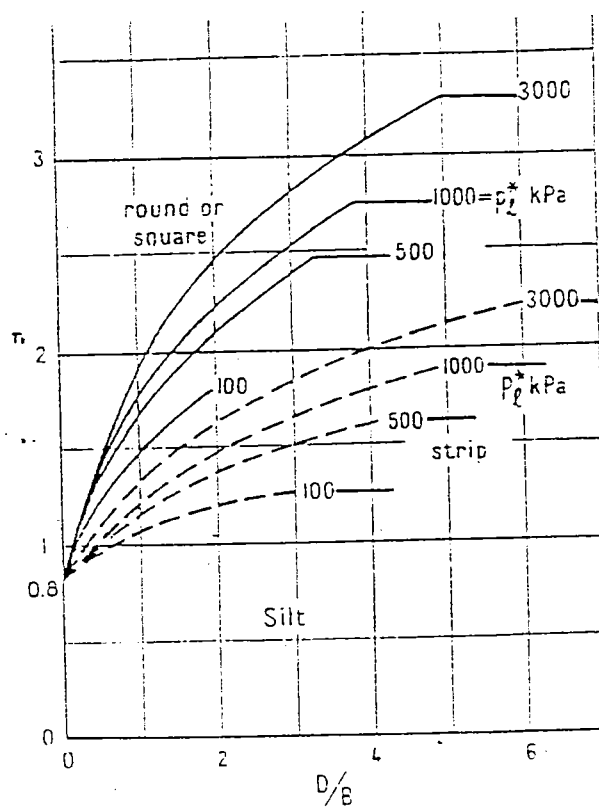


圖2.7 沈泥之 n 值

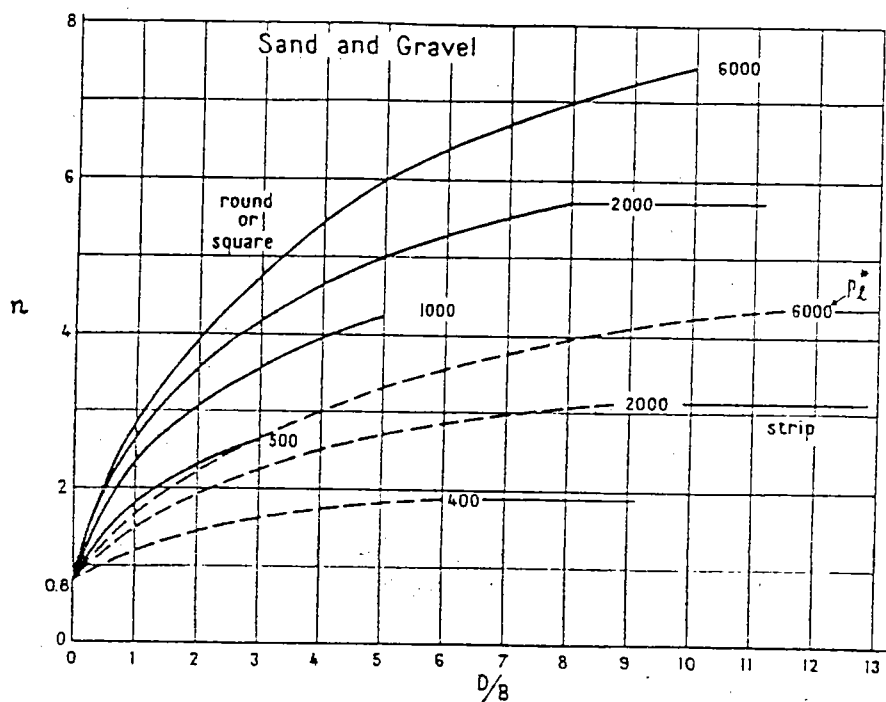


圖 2.8 砂與礫石之 n 值

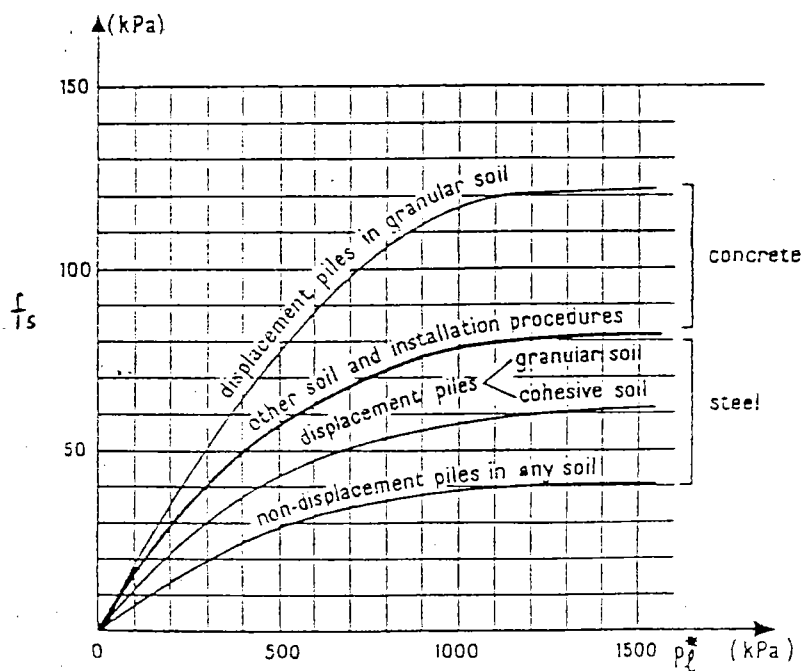


圖 2.9 f_s 與 p_l^* 之關係圖

式中 Q_u : 樁基之極限承載力

W_h : 樁錘之重量

W_p : 樁基之重量

S : 樁打擊時之貫入量

e : 回復係數 (Coefficient of restitution)

e_h : 樁錘效率

E_h : 樁錘之額定能量 (Rating energy)

2.2.2 波動方程式分析

Smith (1960) 將樁視為一長條形之彈性棒，受打擊時產生應力波 (Stress wave) 於樁內前進，利用牛頓第二定律可解得樁受打擊時之微分方程式，該方程式稱為一維波動方程式 (One dimensional wave equation)。

$$\frac{\partial^2 D}{\partial t^2} - \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 D}{\partial X^2} - R = 0$$

式中 D : 在時間 t 時，離樁頭 X 距離樁單元之位移量

E : 樁體之彈性模數 (Modulus of elasticity)

ρ : 樁體之質量密度

R : 土壤之極限阻力。

Smith於解上述波動方程式時，將打樁過程視為樁錘打在彈性體之墊塊上，然後緊接墊塊者為樁帽及另一墊塊，再下面便是樁基本身，如圖2.10(a)所示，於圖2.10(b)為模擬樁錘一樁一土壤系統之示意圖，其中樁錘、樁帽被視為有質量之單元體，而樁墊被視為彈簧，樁體為一組分離具質量之單元體所組成，其間以彈簧相連接，並以彈塑性彈簧及阻尼盤模擬土壤阻力。

根據上述模擬之數學模式，利用差分法可以解出在打擊作用下樁體內之應力、貫入量和運動狀況如位移量及速度等，進而推估樁基之承載力。波動方程式分析之典型結果如圖2.11所示，一般稱之為承載力曲線 (Besaring graph)。波動方程式分析具下列三種主要功能：

1. 估計樁基受打擊後內部產生之應力，了解是否超過容許應力而生破壞現象。
2. 了解樁基受打擊後之運動量 (Motion quantity)，包括位移、速度及貫入量等。

3. 估算樁基之承載力。

依 Smith 建立之模式及基本方程式，多位學者發展出許多解打樁問題之相似電腦程式，如美國德州大學 A & M 之 T T I 程式，伊利諾大學 Rempe 教授之 DIESEL-1 程式及 Goble 等教授之 WEAP 程式等，上述均為模擬柴油樁錘完整之打擊過程所導出之波動方程式，而美國 Holloway 教授之 DUKFOR 程式則與 TTI 程式類似，但其另慮考樁反彈行為所引致之殘餘應力 (Residual stress)，GRLWEAP 為 WEAP 程式之作者經多年之研發並收集多種廠牌之打樁機資料於 1988 年將 WEAP 程式重新整理改寫之最新版本，本研究將以其於下面章節進行基樁之動力分析，以了解打擊樁之行爲。

執行波動方程式分析時，有關樁錘、樁身及土壤之許多參數如下述均須輸入程式以便分析：

1. 樁錘之重量及勁度，樁帽、鐵砧、墊塊之重量及勁度。
2. 樁身單元之重量、長度及彈性模數。
3. 土壤之彈性變形量 (Quake) 及樁身周緣與樁尖之阻尼係數 (Damping factor) 及阻力分布等。

打擊基樁以波動方程式分析雖然甚為便利，但其先決條件是輸入之參數須正確，事實上不論樁錘或土壤之特性均不易估計，除非經驗豐富否則不易獲得滿意之結果。

2.2.3 凱斯法 (Case method) 及 CAPWAP 分析

凱斯法為美國 Goble 等所發明，亦為一種波動方程式分析法，其與前述方法最大不同在於打樁時於樁頭量測應變與加速等資料，輸入存有凱斯法分析程式稱為打樁分析儀 (Pile Driving Analyzer) 簡稱 PDA 之設備，即能分析樁基之承載力、內部之應力及完整性等問題。有關凱斯法之分析理論將於以後章節再行詳述。執行凱斯法分析不須如前述之波動方程式分析法輸入繁多甚難估計之樁錘與土壤等有關之參數，僅須輸入土壤阻尼係數一個參數，因之精確度提升甚多。

凱斯法輸入之土壤阻尼係數與實際若有偏差，將造成所求取之靜承載力不準，為改善上述狀況，Goble 等人設計一種較精確複雜之 CAPWAP 程式，它分析時是以 PDA 所量測之速度或受力為邊界條件，並輸入樁身周緣及樁尖處之土壤阻尼係數、阻力分佈及彈性變形量等六個假設參數，經該程式分析所得之受力曲線與量測者比較，若有差異，便修正輸入之假設參數，經多次分析至兩曲線比較而無法再更接近時，該次分析所輸入之假設參數便視為樁基打入該土層所應具備之特性，因之可求得樁基之極限承載力。

2.2.4 利用打擊應力估算

Thompson (1979) 於樁基打入具高承載力之堅硬土層時，發現其打擊應力 (Impact stress) 與樁基之極限承載力間有以下之關係，建議利用該關係式於打樁過程求取樁基之極限承載力。

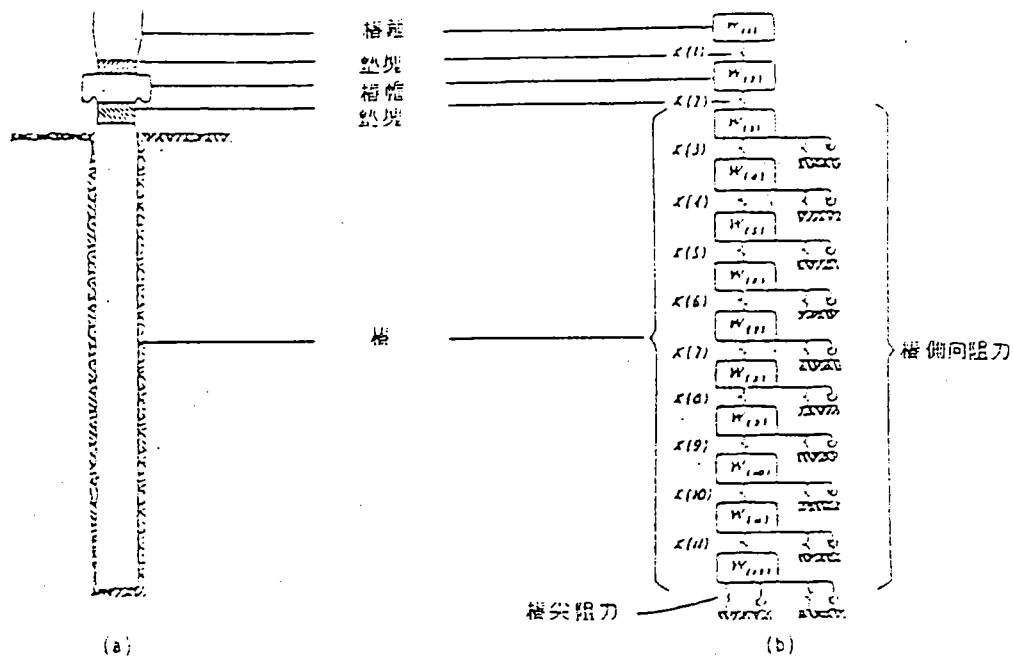
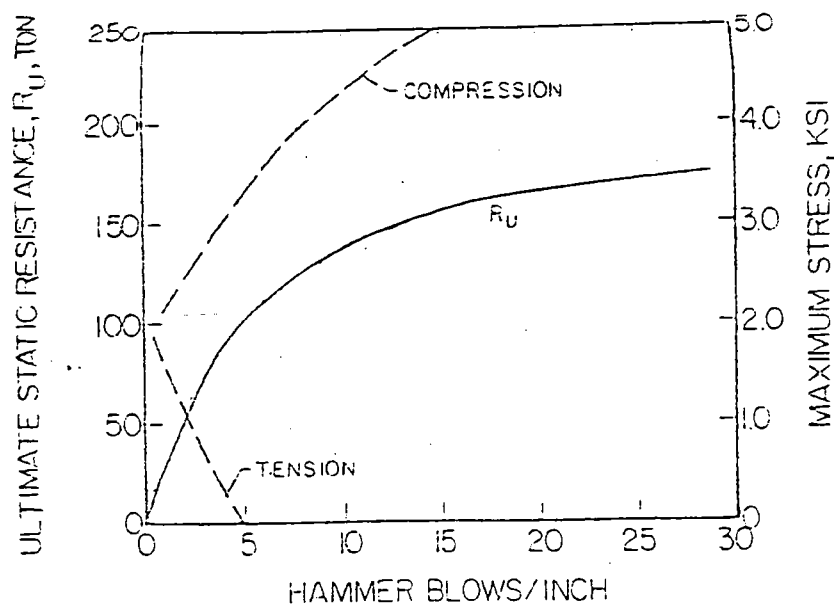


圖 2.10 打擊樁理想化之力學模式



HYPOTHETICAL CONCRETE PILE

圖 2.11 波動方程式分析之典型結果

$$R_u / A_s = 1.3\sigma$$

式中 R_u : 樁基之極限承載力

A_s : 樁基周緣之表面積

σ : 樁頭附近量測之打擊應力

2.3 樁基打設完成階段

2.3.1 樁基靜載重試驗

爲了解樁基之承載力，於工地進行樁載重試驗爲最可靠之一種方法，大型工程之施工，雖可用前面各節之方法估算樁基之承載力，但樁之靜載重試驗仍必須進行，而不能完全由他種方法取代，惟其是一項耗費人力、物力、時間之試驗，因而只能就少數樁爲之。根據美國材料試驗學會 ASTM D-1143 之規定，樁靜載重試驗其試驗過程大致可分爲下述七種方法：

- (1) 標準加載法 (Standard loading procedure)
- (2) 循環加載法 (Cyclic loading)
- (3) 荷重超過標準試驗荷重法 (Loading in excess standard test load)
- (4) 固定時間間隔加載法 (Constant time interval loading)
- (5) 固定貫入速率法 (Constant rate of penetration method for individual piles)
- (6) 快速加載法 (Quick load test method)
- (7) 固定沈陷速率加載法 (Constant settlement increment loading method)

本研究僅就國內較常施行之兩種方法其加載過程說如下：

- (1) 標準與循環加載法之混合：本法之加載過程大致分四個循環進行，如圖 2.12 所示。
- (2) 快速加載法：荷重層量爲設計荷重之 10~15%，每個荷重層量維持 2.5 分鐘，試驗至沈陷量繼量發生時爲止，此法可增加數據點。

2.3.2 載重試驗結之詮譯

樁靜載重試驗之典型結果曲線如圖 2.13，說明如下：

- (1) 樁基由軟弱土層貫入極堅硬土層時，因軟弱土層之側向支撐不足發生側屈以致沈陷量顯著繼續增加，由此曲線估算樁基承載力已無意義。
- (2) 樁基由軟弱土層貫入較硬土層，當荷重增加至樁尖下之硬土層發生一般剪力破壞 (General shear failure) 時，上面之軟弱層並未能防止破壞楔形土塊之滑動，因而上面土層所產生摩擦阻力很少。
- (3) 樁基貫入強度較爲均勻之土層，土壤阻力包括沿樁身及樁底兩個部份，結果曲線

沈陷量隨荷重之增加而變大，此種結果為樁載重試驗最常見之情形。

- (4) 樁基由較硬土層貫入軟弱土層，因之荷重大都由樁身周沿之土壤阻力所支撐，為摩擦型基樁之典型結果曲線。

前述試驗結果之部份典型曲線顯示當荷重不再增加而沈陷率不減之情況，因之可以容易判斷樁基之極限承載力，但結果曲線大都顯示沈陷是隨荷重逐漸增加，極限承載力之決定便非常困難。由試樁結果曲線研判樁基極限承載力之論釋方法有很多種，下列為數種較常用之方法：

- (1) 以試樁曲線最初及最終兩個近似直線段其延長線交點所對應之荷重。

- (2) Terzaghi (1942) 建議以沈陷量達樁徑 10 % 之荷重為極限承載力。本法未考慮長樁因彈性壓縮於樁頭產生之沈陷，常使長樁之試驗結果偏於安全。

- (3) 塑性沈陷量達 0.5 吋之荷重。

- (4) 塑性曲線之斜率為 1 ton/0.03 吋所對應之荷量。

- (5) Davisson's 法

Davisson's (1972) 建議樁基沈陷量超出其彈性壓縮量達 $X = (0.15 + 0.1d)$ 吋時所對應之荷重為樁基之極限承載力，此處 d 為樁基之直徑，單位為呎。Burland & Cooke (1974) 研究樁基受壓力荷重時之行爲，其結論如圖 2.14 所示，樁身摩擦阻力之發展很快，通常沈陷量為樁徑之 0.5 % 時即達完全發展狀態 (Full mobilization)，其後大致保持常數，樁尖阻力則須待沈陷達 10%~20% 樁徑時才能完全發展，所以 Davisson 所建議之 X 值可以認為是樁尖阻力要完全發展時樁尖所需之沈陷量。Davisson (1975) 修正 X 值如下式，並建議應調整繪圖之尺寸使彈性壓縮量變化線與荷重軸大約成 20° (圖 2.15)。

$$X = 0.15 \text{ 吋} + Q_{tip}$$

式中 Q_{tip} ：為樁底之彈性變形量 (Quake)，一般土壤其值大約為 0.1 吋，但若要精確估算，則可以 CAPWAP 分析為之。

此法通常較適用快速加載法，於標準或循環加載法，因其每階段之荷重維持較長時間，使樁基引致之潛變量 (Creep) 包含於沈陷內，故使求取之樁基之承載力偏於安全。

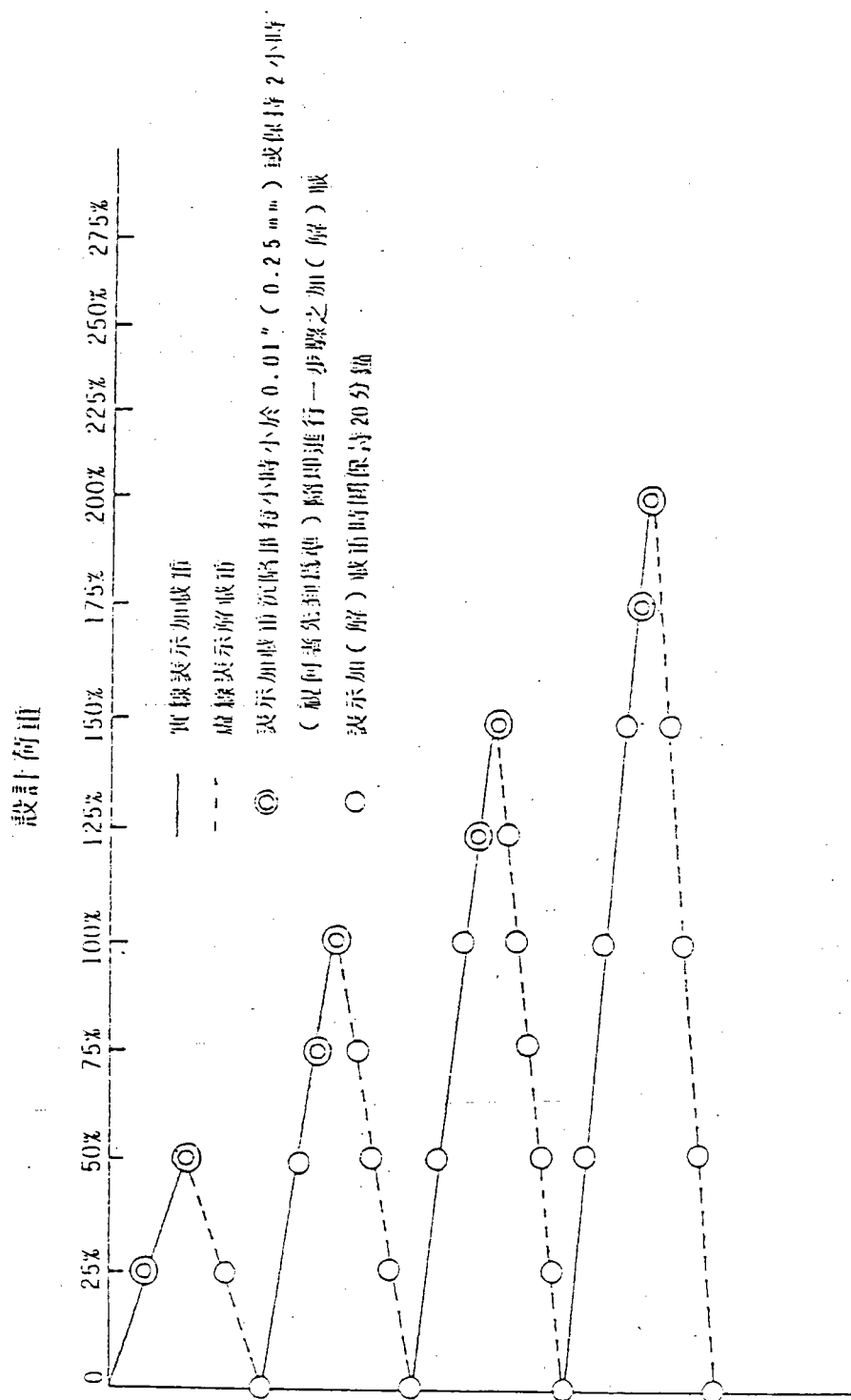


圖 2.12 樁載重試驗程序圖

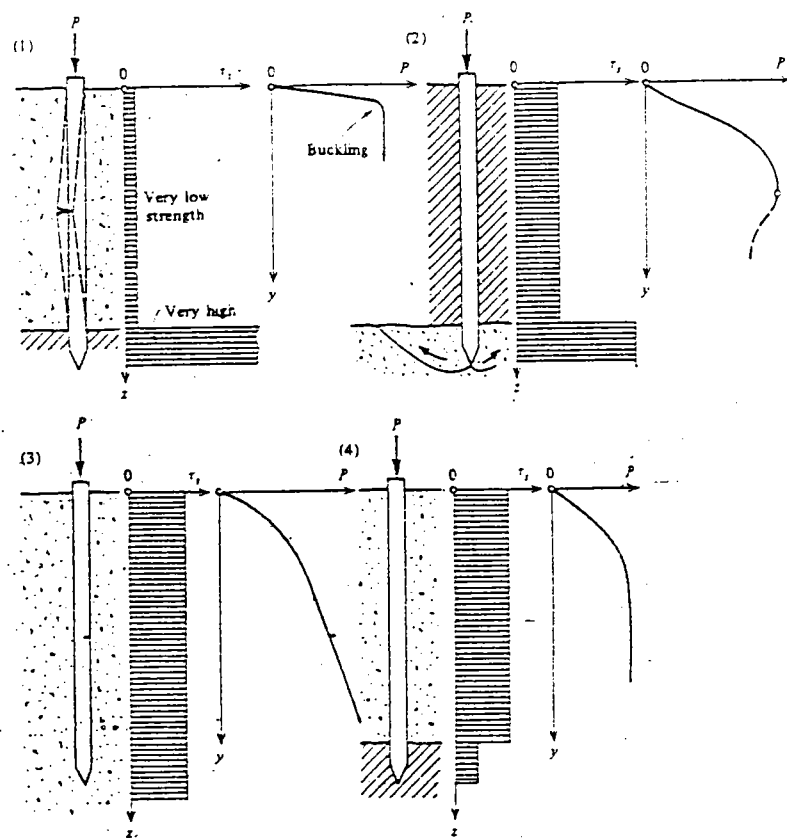


圖 2.13 樁載重試驗之典型結果曲線

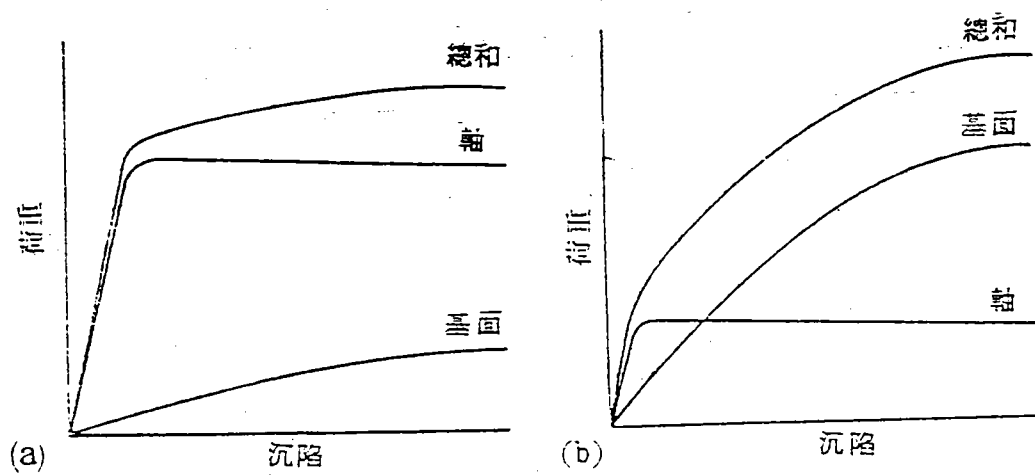
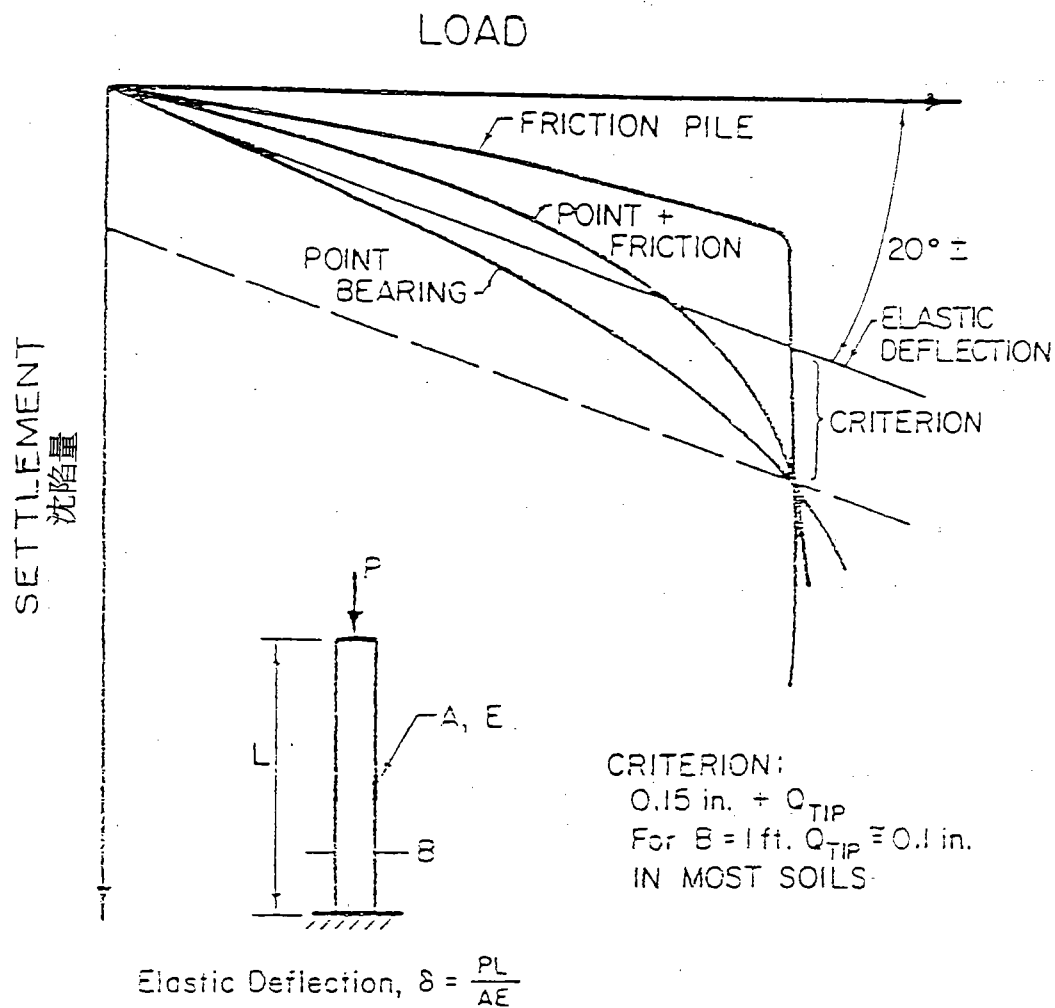


圖 2.14 ①長樁 ②短樁承荷重之力學行為



NOTE: SETTLEMENT DUE TO LONG TERM CREEP
OR CONSOLIDATION EXCLUDED

圖 2.15 樁載重試驗結果之詮釋，Davisson 法

三、打樁分析儀之分析理論

3.1 凱斯法

3.1.1 樁基靜承载力之估算

樁基受錘擊後，若樁體未受損壞，則於樁頭處所量測受力與速度之典型歷時過程大致可分為二種。圖3.1為樁基打設開始階段或樁尖貫入軟弱土層時，向下行之壓力波傳至樁尖後反射成上行之張力波，於距打擊後 $2L/C$ 時到達樁頭，故速度增加而受力減少（於波動力學，壓力波及向下之運動速度視為正值）。圖3.2為樁基遭遇極堅硬土層時，樁尖向下貫入量甚小或無法貫入，則於樁尖處之反射波為上行之壓力波，故運動速度減少而受力增加。

若假設(1)樁體為完全彈性體，(2)樁身與樁尖處土壤之阻力顯示剛性之塑性行為（Rigid plastic behavior），(3)於樁尖或樁頭處應力波之反射未有能量損失，Goble等人（1975）根據一維波動力學（One dimensional wave mechanics）解出打樁時之靜總阻力RTL，此為凱斯法求取樁基承载力之主要依據。

$$\begin{aligned} RTL &= \frac{1}{2}[F(t_1) + F(t_2)] + \frac{MC}{2L}[V(t_1) - V(t_2)] \\ &= \frac{1}{2}[F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2}[ZV(t_1) - ZV(t_2)] \end{aligned}$$

式中 t_1 = 通常選擇樁受錘擊後，其樁頭運動速度在該時段為最大者

$$t_2 = t_1 + 2L/C$$

L = 樁長

F = 樁頭之受力

V = 樁頭質點之運動速度

C = 應力波之傳遞速度

$$Z = \frac{MC}{L} = \frac{EA}{C} = \text{樁之阻抗 (Impedance)}$$

工程上欲求者為樁之靜阻力RSP，而上式所求者RTL為靜阻力與動阻力Rd之和， $RTL = RSP + Rd$ ，而動阻力是由於土壤所具有之阻尼性質而引致，其大小與樁基質點之運動速度成正比，於本法動阻力通常僅考慮由樁尖所引致者。

$$R_d = J \cdot V_{toe} = J_c \cdot Z \cdot V_{toe}$$

式中

V_{toe} = 樁尖之運動速度

J_c = 阻尼係數 (Damping coefficient)，為無因為次

$$J = J_c \cdot Z$$

樁尖之運動速度可由下式求得：

$$V_{toe} = V(t_1) + [F(t_1) - RTL] / Z$$

或 $Z \cdot V_{toe} = ZV(t_1) + F(t_1) - RTL$ (此因配合圖3.1顯示 $Z \cdot V$ 之變化)

凱斯法求取樁基承载力除依樁頭量測之資料外，土壤阻尼係數之數值須正確決定，否則結果將產生偏差，利用樁靜載重試驗結果反求阻尼係數為最可靠之方法，但通常在缺乏試樁資料之情況下，一般以鑽探試驗結果估計土壤之阻尼係數。

土壤阻力之發展 (Mobilization) 為位移 (Displacement) 之函數，若假設土壤具彈塑性行為，其關係可以圖3.3表之，其中 q 為極限彈性變形 (Elastic displacement limit or Quake)，即超過此變形量阻力不再增加。Smith (1962) 於波動方程式分析假設 q 為 2.5mm，但 Jean & Fellenius 曾以 CAPWAP 分析求取土壤之 q 值高達 20mm，此種現象於飽和土壤內打設之大口徑位移樁較常出現。

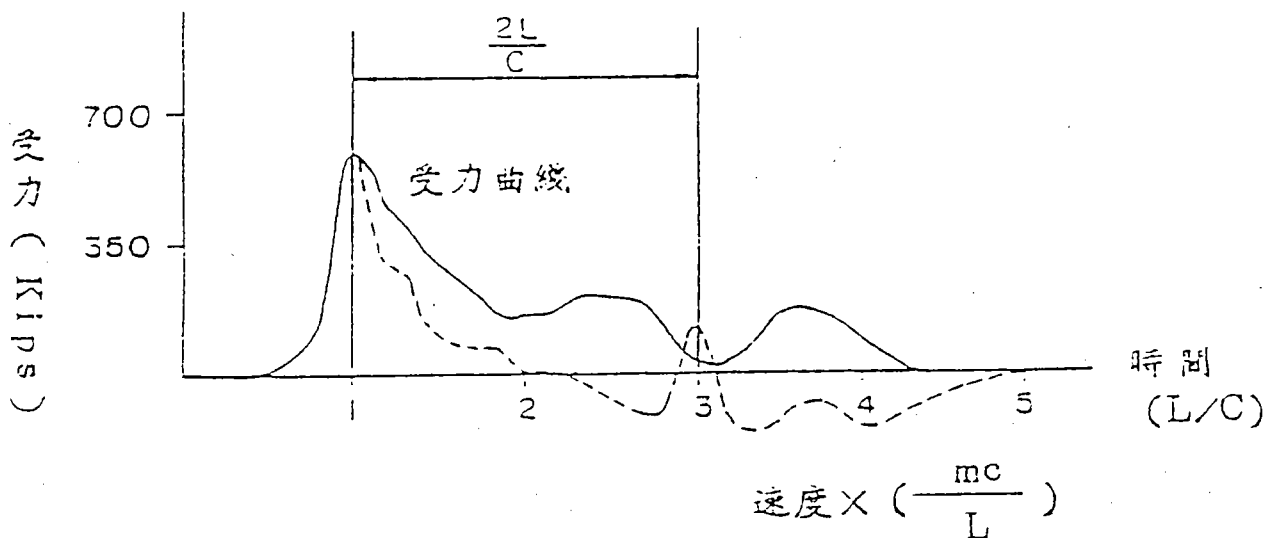


圖 3.1 樁基開始打設階段受力與速度歷時過程。

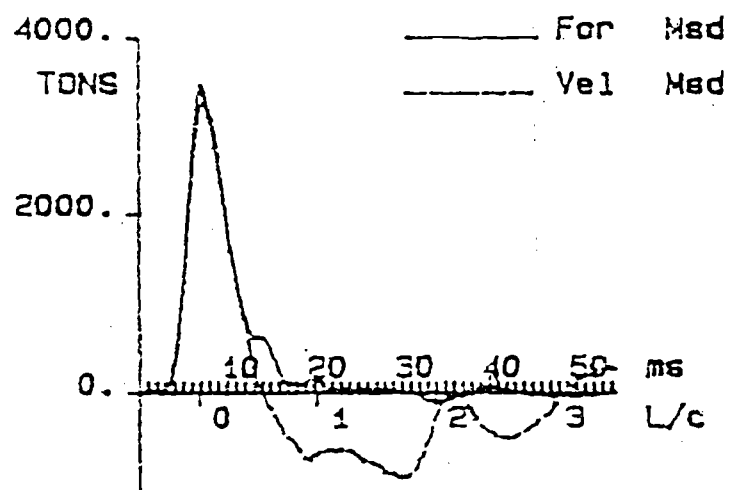


圖 3.2 樁基貫入極堅硬土層之試驗記錄

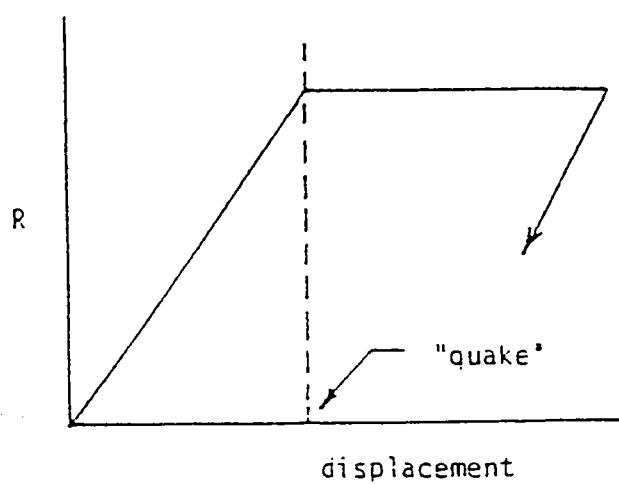


圖 3.3 彈塑性土壤之力學行為

於一般之打樁情況下，於樁上任一點其應力波到達時其位移量，（即圖3.1 速度曲線下之積分面積）超過其彈性變形量 q ，因之土壤阻力被認為已完全發展，但部份打樁出現如圖3.4 之情形，最大阻力不於 $2L/C$ 時間產生，而於其後某一段時間產生，此種現象通常發生於錘擊應力太小或土壤具有較大之彈性變形量，使土壤之阻力於由樁尖反射而回之應力波到達樁頭量測處時，尚未充分發展，於 PDA 設有程式自動選擇 $2L/C$ 之範圍求取最大之靜阻力 RMX 。

長樁打擊後之結果曲線如圖3.5 所示，應力波於反射回到樁頭時間 $2L/C$ 前，速度曲線已變為負值，因之其積分後之位移量會減少，使樁頭產生反彈現象，以致樁身之摩擦阻力有減少之傾向，所以由凱斯法所求取之樁基承載力非實際之承載力，其修正法為先決定速度變為負值時與 $2L/C$ 間之時間差 t_u 值，則 $\frac{t_u \cdot C}{2} = l_u$ 代表樁身發生解載（Unloading）現象之長度，整個承載力之修正量為如圖中 $2UN$ 之半， $2UN$ 為 t_p 點經 t_u 時間後受力與速度間之差值。

$$RUN = RSP + UN$$

式中 RUN ：經解載修正之靜承載力

UN ：因解載現象之靜承載力修正量

打擊式樁基於打設過程由 PDA 依凱斯法所求取之承載力，一般與由樁靜載重試驗所得者常不相同，此是由於樁基打設過程土壤受擾動或產生孔隙水壓使承載力產生變化之故，故於打擊後經一段時待土壤之固結（Freeze）或鬆弛（Relaxation）現象完成後，再作一次打擊分析（Restrike），再打擊分析所得承載力因土壤之固結現象會增加，反之因土壤之鬆弛而減少。

於凱斯分析法，土壤之阻抗值 Z 或計算承載力之時間間隔 $2L/C$ 與應力波之傳遞速度 C 均有關，因之波速之估計錯誤，將使所求取之承載力不具代表性，各種鋼材其波速差異不大，較易估計，但於混凝土樁或木樁因其波速差異較大，則須精確估計，以免影響測試結果。

3.1.2 樁身之完整性（Integrity）

若樁身之斷面維持固定，則樁頭處所量取之受力與運動速度應成比例關係，即 $F = Z \cdot V$ ，如圖3.1 所示，於時間 t_i 之前兩條曲線為重疊，但當下行之壓力波通過土層時，因有摩擦阻力存在於樁身與土壤間，會引致上行之反射壓力波，此上行之反射壓力波會使受力增加而運動速度減少。下行壓力波傳至深度 X 處，因土壤摩擦阻力引致上行壓力波，將使受力與運動速度兩曲線間不再重疊而於時間 $t_x = 2x/c$ 時有一差距 $\Delta R = F - ZV$ ，此處之 ΔR 即為 X 深度以上所有土層摩擦阻力（Skin friction）之效果，因之由兩條曲線間之面積可研判樁身與土層間之摩擦阻力。

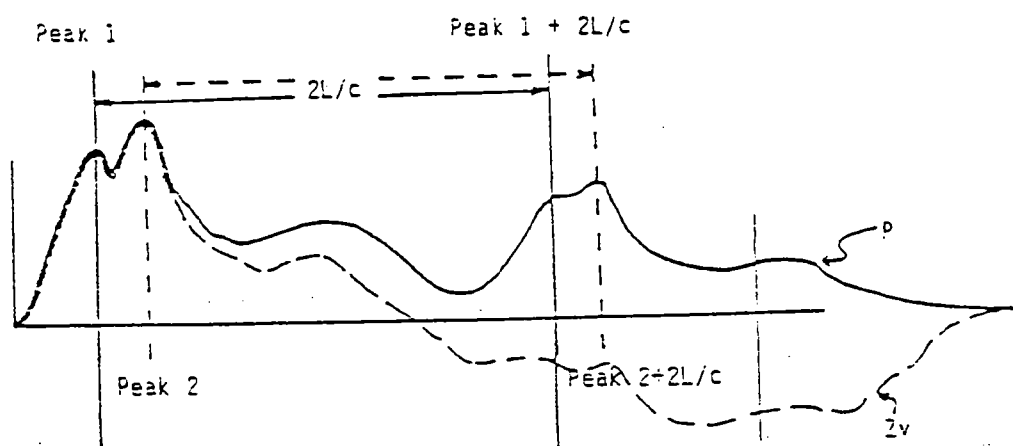


圖 3.4 土壤具高彈性變形量 q 之試驗記錄

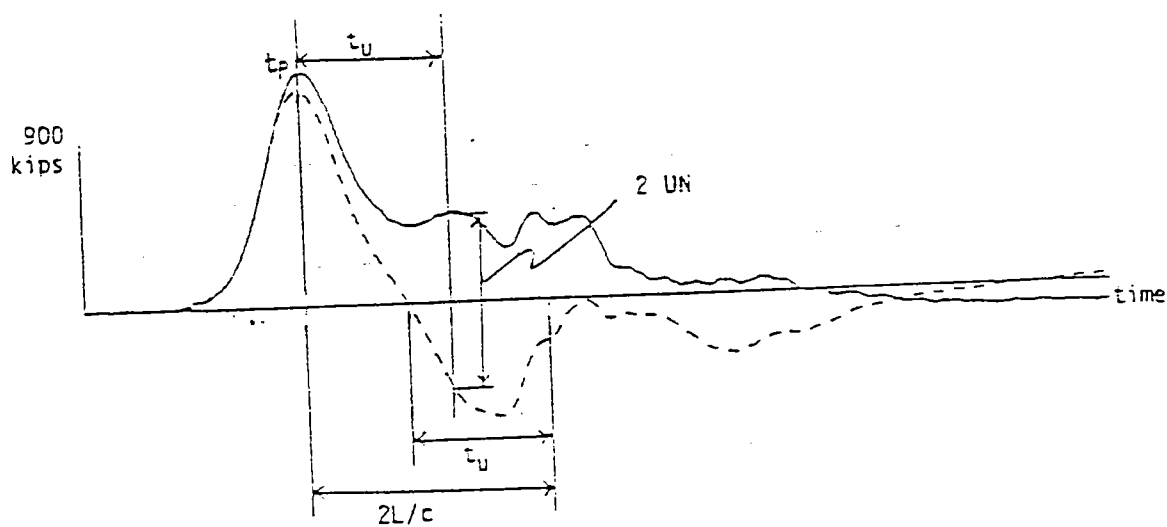


圖 3.5 長樁發生解載現象之試驗記錄

樁基在 X 深度處若斷面破損，則下行壓力波傳至該斷面時，會產生上行之反射張力波，而於時間 $t_x = 2x/c$ 時到達樁頭，使受力減小而速度增加，由圖 3.6 可知此時受力之改變量 $\Delta U = ZV - F + \Delta R$, Rausche (1969) 亦曾推導 ΔU 如下式：

$$\Delta U = 2(F_i - \Delta R) \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2}$$

式中 F_i ：打擊瞬時之受力量

Z_1 ：樁基上層斷面之阻抗

Z_2 ：樁基下層斷面之阻抗

樁身之完整係數 β 依其定義為：

$$\beta = \frac{A_2}{A_1} = \frac{A_2 E / C}{A_1 E / C} = \frac{Z_2}{Z_1}$$

式中 A_1 ：樁基上層之斷面積

A_2 ：樁基下層之斷面積

由前述兩關係式可解得

$$\beta = \frac{2 - \Delta U / (F_i - \Delta R)}{2 + \Delta U / (F_i + \Delta R)}$$

若令 $\alpha = \frac{\Delta U}{2(F_i - \Delta R)}$ ，則 $\beta = \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha}$

下表可供由 β 值判定樁基斷面破裂程度之參考：

β 值	斷面情況
1.0	未損壞
0.8~1.0	輕微損壞
0.6~0.8	損壞 (damage)
小於 0.6	破壞 (broken)

樁基若分段打設，其間接樁處可能存有細縫，於測試期間亦有如前述斷面破損時，速度於 $2L/C$ 前增加之情形發生，該現象於剛打設階段貫入阻力不大時尤其明顯當，但當遇硬層後，該細縫便密合而前述速度增加之現象便會消失，但於斷面破裂情形，則速度增加之現象會加劇。Rausche (1979) 曾以下式決定定裂縫之寬度 W ：

$$W = \frac{1}{2} \int_{t_1}^{t_2} \left(V - \frac{F - \Delta R}{Z} \right) dt$$

式中 t_1, t_2 為有細縫現象產生之開始與結束時間，根據定義裂縫寬度 W 即為如圖 3.7 所示陰影部份之面積。

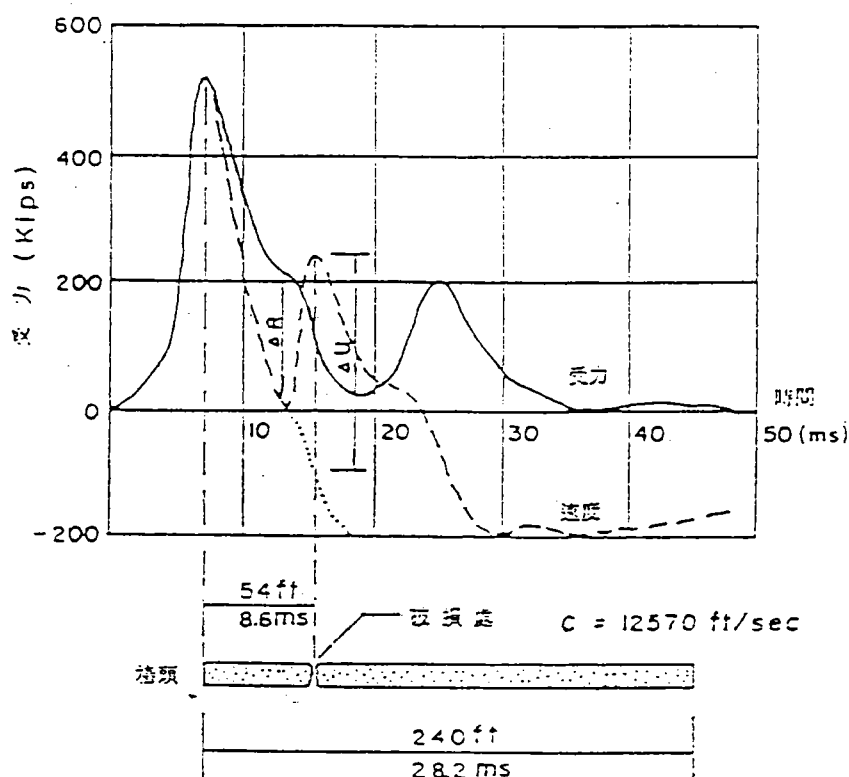


圖 3.6 基樁斷面破損之試驗記錄

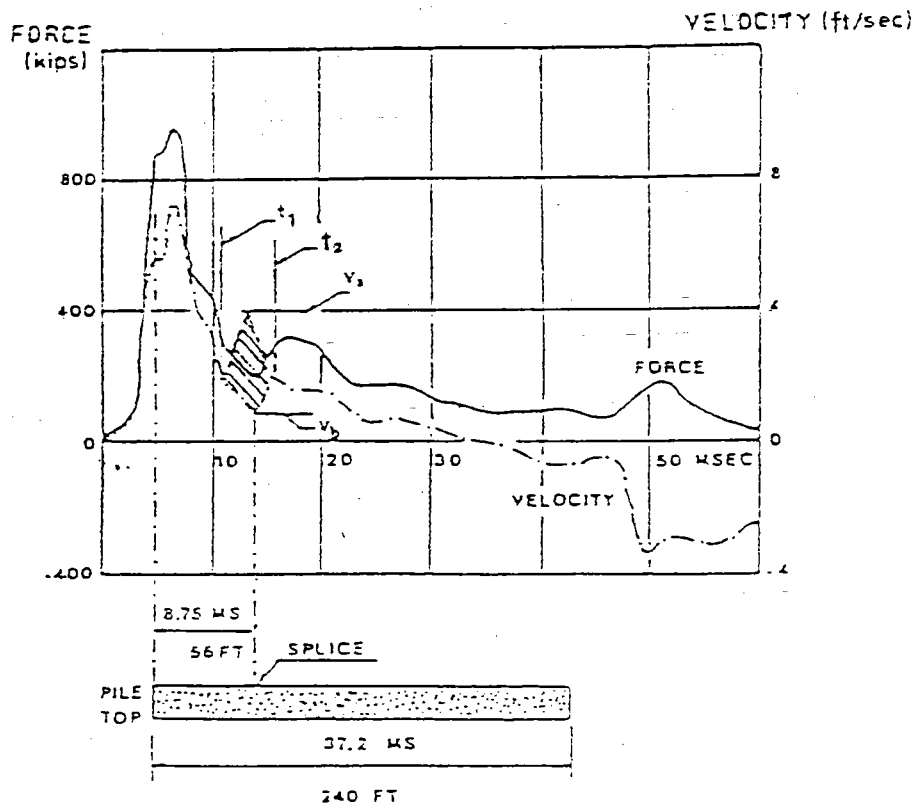


圖 3.7 樁基含細縫之試驗

3.1.3 最大張應力之深測

樁基受錘擊時其內部產生應力，其中壓應力之最大值通常發生於樁頭處，其量易於估算，且樁是否損壞也易觀察，但混凝土樁基其張力強度僅約為壓力強度之1/10，且最大張應力並非發生於樁頭處，故估算樁身內最大張應力是否超過其張力強度為樁基施工應特別注意之事項，否則易造成樁基之損壞。

如果不考慮土壤之阻力，下行壓力波傳至樁尖處將以張力波之形式反射上行，該張力波與繼續下行之壓力波產生抵銷作用，使張力減少，此情形於短樁時尤其明顯，因之樁身內產生之淨張力視樁之長度與後續壓力波之強度而定。最大張力發生於壓力波為最小之時間 t_3 ，其大小可由下式估算：

CTN = 計算最大張力

$$= F(\text{上行張力}, t_2 = 2L/C) + (\text{下行張力}, t_3 < 2L/C)_{\text{最小}}$$

由圖3.8可知下行壓力波傳至樁尖再反射至樁頭量測處所需之時間為 $2L/C$ ，其時 $F(t_2)$ 與 $ZV(t_2)$ 間之差若以 ϕ 表示，即 $\phi = ZV(t_2) - F(t_2)$ ，根據波動力學理論

此時向上張力波之強度 $T_R = \frac{1}{2} \phi$ 。

在樁頭下 X 位置於 $t = \frac{2L-X}{C}$ 瞬時之張力為上行之張力波與於 $t_3 = \frac{2L-2X}{C}$ 之後續壓力波之淨合力，如果壓力波大於反射張力波，則樁身內便不會有張力出現，在樁身內任一位置之張力可由下式求得：

$$T(X) = \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2} [ZV(t_3) + F(t_3)] \geq 0$$

根據上式可求得如圖3.8之張力包絡線 (Tension envelope)，而包絡線之最高峰便為最大張應力。

3.1.4 打樁設備效率之估算

打樁機錘擊時對樁所之作功 $W = \int F \cdot du = \int F \cdot V \cdot dt$ ，而其最大值即為打樁機傳輸至樁身之最大能量 EMX ， EMX 可由 PDA 量測而得。樁錘之動能 $KE = \frac{1}{2} M_{Ram} \cdot V_{Ram}^2$ ，式 M_{Ram} 分別為樁錘之質量與速度，根據能量不減及動量與衝量相等之原理，由衝量 $MFO = \int_0^{v=0} F(t) dt = \text{動量 } MWO = M_{Ram} \cdot V_{Ram}$ 可求得 V_{Ram} ，因之樁錘之動能使能估算。

樁錘之額定能量 PE (Potential energy) $= W_{Ram} \cdot H$ ，式中 W_{Ram} 為樁錘之重量， H 為衝程量 (Stroke)，於國內工程界常用之開口式柴油樁錘 (Open end diesel hammer) 其樁錘擊時之實際衝擊量受甚多因素影響，欲求其理論解甚為困難，下面為求取衝程量之經驗公式：

$$H (cm) = 1.222 \times 60/BPM - 0.1$$

式中 BPM 為樁錘每分鐘之打擊數。

於 PDA 試驗通常以下列三種定義說明打樁設備之效率

$$\text{樁錘效率 } e_h = KE/PE$$

$$\text{打擊系統效率 } e_d = EMX/KE$$

$$\text{總能量傳輸率 } T_R = EMX/PE$$

利用上述三個效率公式便能隨時檢核打樁設備之效率。

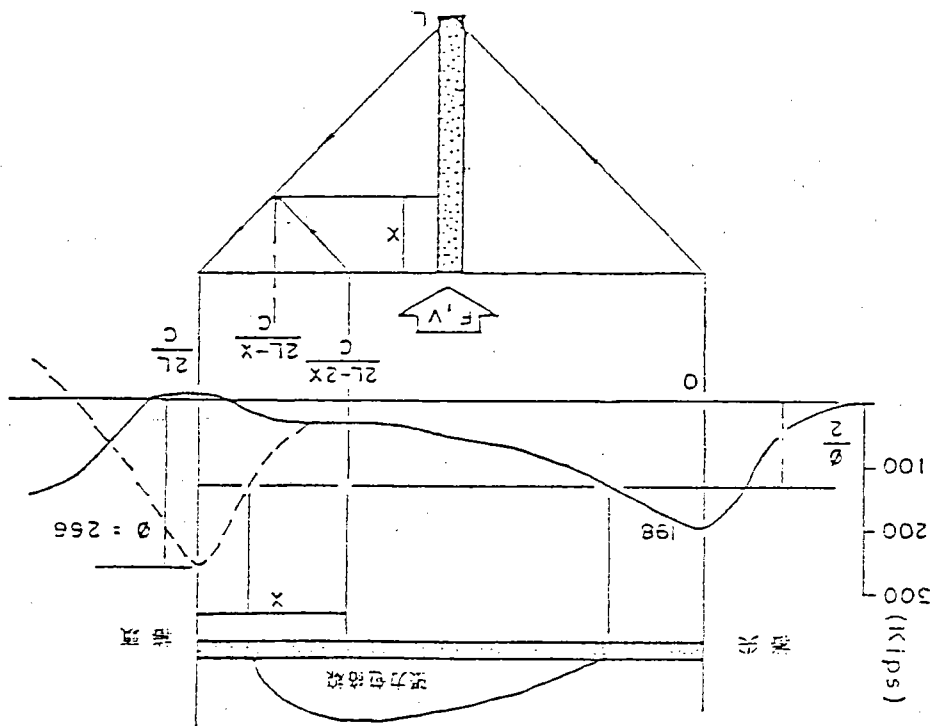


圖 3.8 樁身內部張應力分佈

3.2 CAPWAP 法

Goble 等人鑑於凱斯法輸入之土壤阻尼係數與實際若有偏差，將造成所求取之靜承載力不準，乃基於 Smith 之波動理論，設計一種較精確複雜之 CAPWAP 波動方程式，它與一般波動方程式主要不同點在於分析時是以 PDA 量測之速度或受力為邊界條件，因此所求取之結果將較一般波動方程式來得可靠，CAPWAP 分析除輸入樁基本身之特性資料如樁長、單位重、彈性模數外，主要是輸入樁身周緣及樁尖處之土壤阻尼係數 J_s ， J_t ，彈性變形量（Quake） Q_s ， Q_t 及土層阻力分佈等六個假設參數，經該程式分析所得之計算曲線（CPT Curve）與量測曲線（MSD Curve）比較，若有差異，便修正輸入之假設參數重新分析，評定兩曲線之吻合程度是以符合係數 MQ（Match Quality Number）為之， $MQ = \text{SUM} [\text{ABS} (f_{jc} - f_{jm}) / F_i]$ 式中 f_{jc} 及 f_{jm} 分別為時段 j 計算與量度之受力或速度值， F_i 則為錘擊時之受力量，MQ 值愈小，表示兩曲線之吻合程度愈佳，多次分析至 MQ 達相當小時（通常小於 5），而無法使兩曲線更接近時，該次分析所輸入之假設參數便視為樁基打入該土層所應具備之特性，因之可求得樁基之極限承載力，表 3.1 及圖 3.9 為 CAPWAP 分析之典型結果。

表3.1 CAPWAP分析結果

CAPWAPC - GRL & Associates, Inc.

CAPWAPC Example (BoR, 36x5", LTP 6/7-6)

Blow No 1

08/10/88

Final CAPWAP Capacity: Ru 516.8, Skin 427.8, Toe 89.0 Kips

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages ft	Depth Below Grade ft	Quake in	Soil Case	Damping Viscs Kips/ft/s	Smith s/ft	Ru Kips	Sum of Ru Kips	Unit Skin Frctn Kips/ft
1	6.7	3.3	.120	.006	1.4	.251	5.4	516.8	.10
2	13.3	10.0	.120	.010	2.2	.251	8.6	502.8	.16
3	20.0	16.7	.120	.023	4.8	.251	19.2	483.6	.37
4	26.7	23.3	.120	.026	5.5	.251	22.0	461.6	.42
5	33.3	30.0	.120	.046	9.6	.251	38.3	423.3	.73
6	40.0	36.7	.120	.049	10.3	.251	41.2	382.1	.79
7	46.7	43.3	.120	.052	11.1	.251	44.1	338.0	.84
8	53.3	50.0	.120	.057	12.0	.251	47.9	290.2	.91
9	60.0	56.7	.120	.058	12.3	.251	48.9	241.3	.93
10	66.7	63.3	.120	.057	12.0	.251	47.9	193.4	.91
11	73.3	70.0	.120	.060	12.7	.251	50.8	142.6	.97
12	80.0	76.7	.120	.064	13.5	.251	53.7	89.0	1.03
Sum				.509	107.4		427.8		
Avrge			.120			.251	35.7		.68
Toe			.285	.076	16.0	.180	89.0		26.22
Soil Model Extensions							Skin	Toe	
Unloading Quake			(% of loading quake)				1	100	
Reloading Level			(% of Ru)				100	0	
Unloading Level			(% of Ru)				0		

CAPWAPC - GRL & Associates, Inc.
 CAPWAPC Example (BoR, 36x5", LTP 6/7-6)
 Blow 1 08/10/88

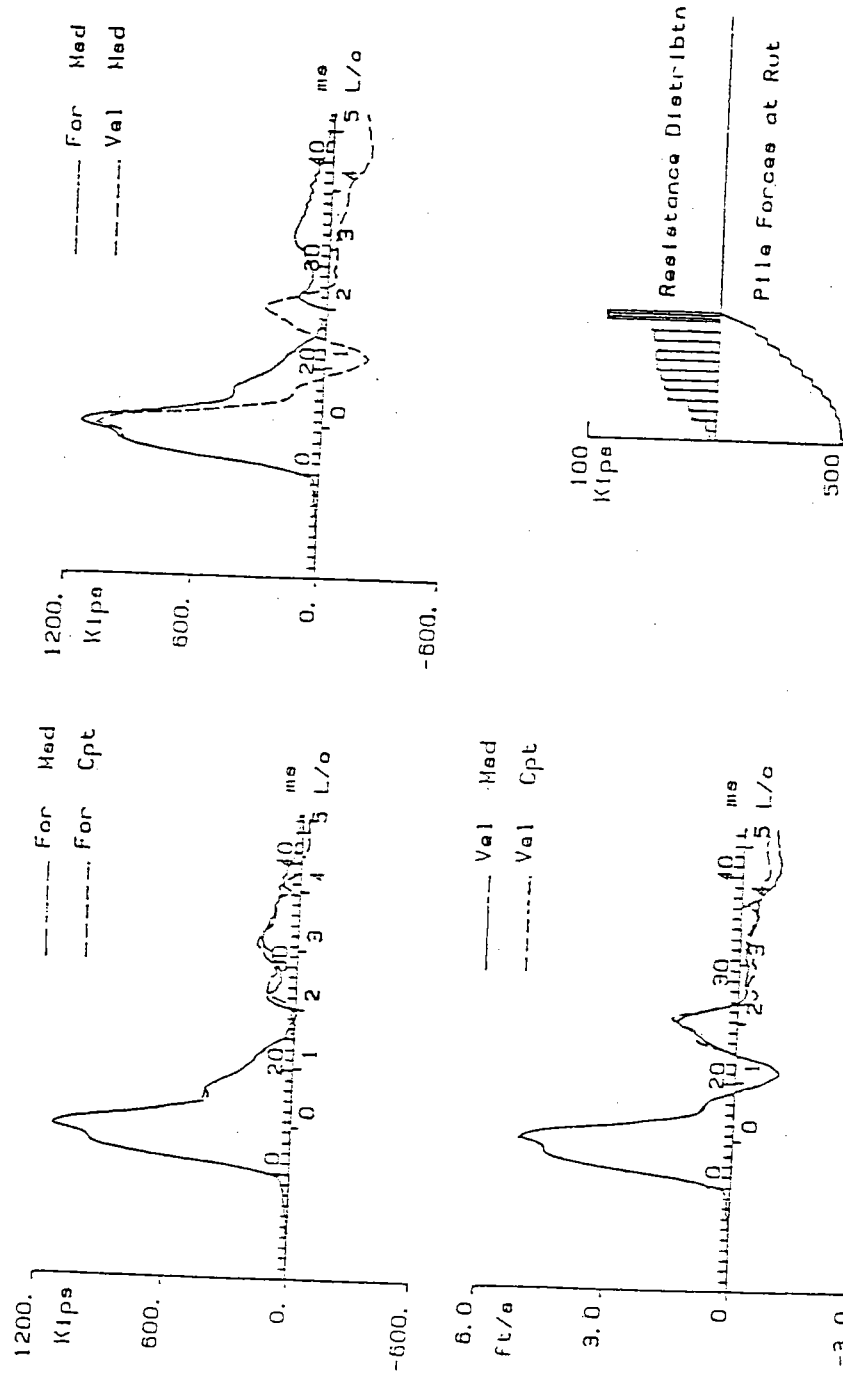


圖 3.9 CAPWAP 分析之典型結果曲線

四、現地打樁動力試驗與分析

4.1 試驗設備

本研究所使用之打樁動力分析儀PDA係PDI公司根據凱斯法理論所研製之現地量測設備，整套打樁動力分析系統主要包括PDA主機，訊號記錄器（Tape Recorder），示波儀（Oscilloscope）及應變計（Strain Gage）與加速度感應應計（Accelerometer）等四部份，其間之組合示意圖如圖4.1所示，各部份之功能說明如下：

1. 應變與加速感應計：固定於樁頭下1.5~2倍樁徑處，當樁承受錘擊引致應力波傳遞時，可偵知該等應力波所產生之應變與加速度，根據此等資料可計算樁基之受力與速度。

2. PDA主機：

接收由感應計經由電纜線傳輸而來之訊號，經A/D轉換後，利用其本身具備之分析能力，能決定樁基之承载力，樁身之應力、完整性及打樁機傳輸至樁基之最大能量等，該等結果並可由列機一一列印出來。

3. 訊號記錄器：

感應計所偵知之訊號可以類比型式儲存於本記錄器之磁帶，供日後改變輸入參數（如阻尼係數）再重新分析使用，或是以此資料作更精確之CAPWAP分析。

4. 示波儀：

樁內傳遞通過感應計之應力波形能由本儀器顯示出來，於測試初期用以決定應力波速C，監視樁基於打設過程之損壞程度，並了解感應計之運作情形。

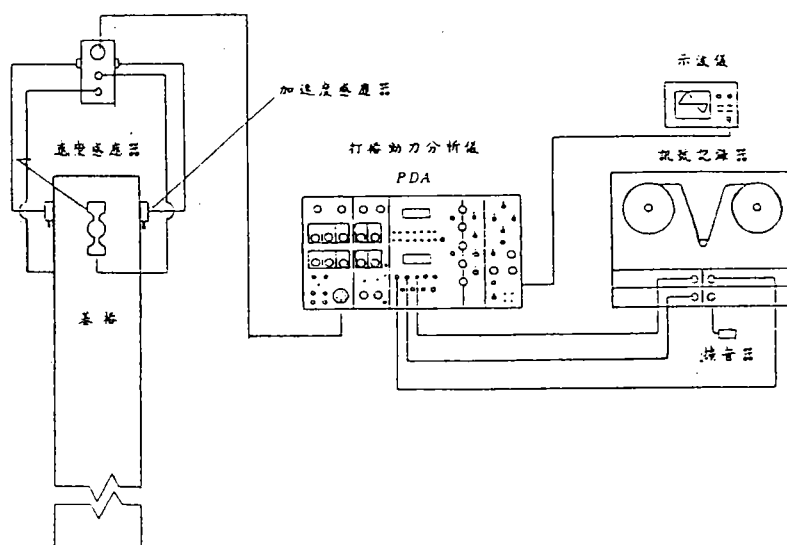


圖 4.1 打樁動力分析儀—儀器配置示意圖

4.2 試驗過程

4.2.1 預鑄樁

1. 將感應計固定於樁頭上，並以電纜線將儀器各部份連結起來。
2. 校核感應計之功能是否正常，並輸入校正係數，於本研究現地試驗曾發現速度波形於連續打擊時上下跳動甚大，使推求之承载力亦變化頗鉅，該現象為加速度感應計功能失常之明證。感應計校正係數若輸入錯誤將使受力與速度曲線於錘擊初期未能顯現重合，因之與波動力學之理論分析結果不符。
3. 輸入樁基及土壤之各種參數，包括 EA/C ， MC/L ， L/C 及 J_c 值，各種有關參數之決定說明如下：

L ：樁之長度，以感應計與樁尖間之距離為準

A ：樁之淨斷面積

C ：為應力波於樁內傳遞之速度，鋼樁之材料一般較為均勻且各種鋼材之波速差異不大，因之於工地試驗均假定其波速為 5120m/sec 。混凝土樁之波速因其品質不同而差異較大，一般其波速介於 3000m/sec 與 4500m/sec 之間，欲決定正確之混凝土波速可分為下列三種方法：

- ① 樁基未打入土中前，將之平放地面，加速度感應器固定於樁頭，並以鐵錘敲擊樁頭，於示波儀可顯現如圖2.2之圖形。利用示波儀之刻度可讀出錘擊波於樁內經 n 次來回傳遞所需時間 T ，由 $n \cdot L / T = C$ ，可解得波速 C 。

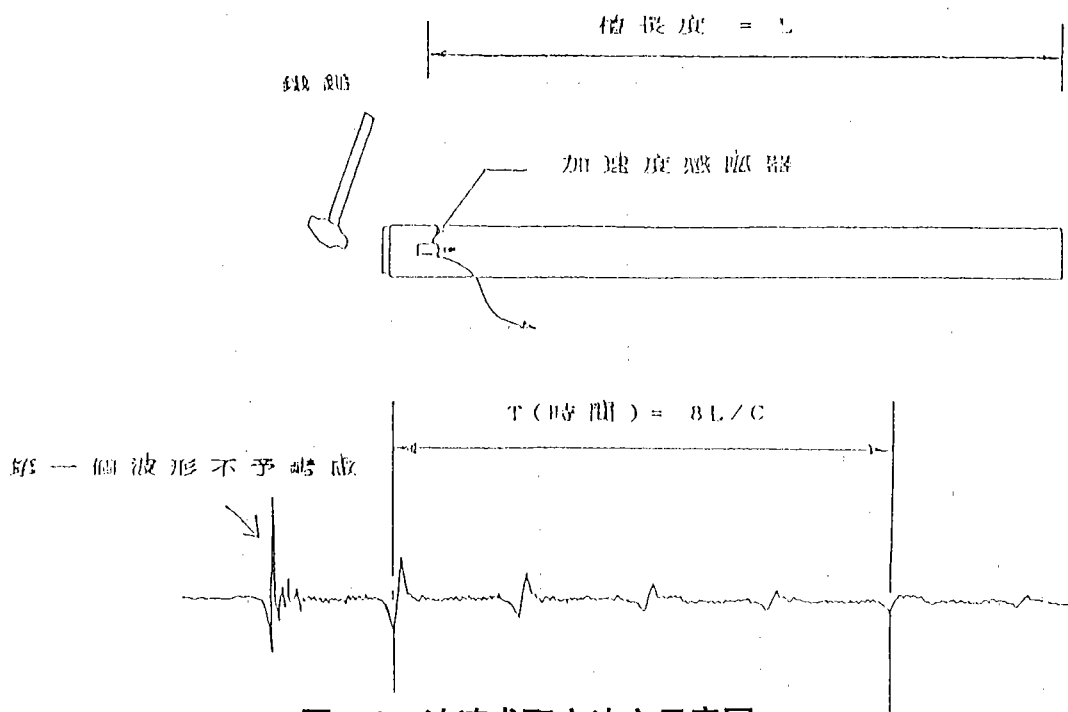


圖 4.2 波速求取方法之示意圖

- ② 於樁基打初期，先輸入一假設波速，由於此時樁尖之貫入阻力一般並不大，因之向下傳遞力波將於樁尖處以張力波型式反射而向上傳遞，而樁質點之速度將顯著增加，該於錘擊後 $2L/C$ 時回到樁頂感應器處，根據示波器上所顯示之速度曲線如圖 4.3 (a)，可讀出 $2L/C$ 之時間而計算波速 C 。

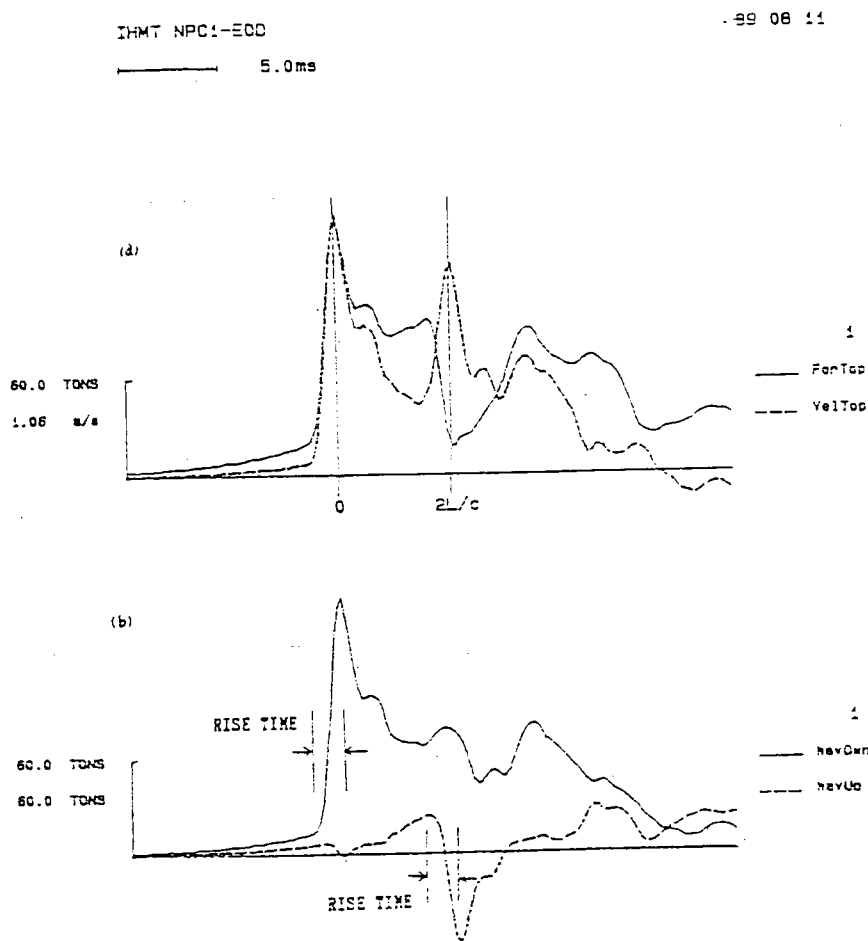


圖 4.3 利用現地打樁之試驗資料量取波速

(c) 利用樁基打設初期於示波儀上所顯示之向上波力 (upward waveforce) 與向下波力 (downward wave force) 之曲線如圖2.3 (b) 所示，其中向上波力早期逐漸增加由於沿樁身周圍土壤阻力所引致之向上壓力波，但當錘擊波傳遞至樁尖處而以張力波型式反射向上傳遞後，此時向上波力WU由於此反射張力波之關係將急速減小，因之調整PDA主機之L/C輸入值，使向上波力WU與向下波力WD兩波形曲線具有相等之波升時間 (Rise Time)，由該正確之L/C輸入值，計算正確之波速C。

E：彈性模數，由 $E = C^2 \rho$ 估算，式中 ρ 為樁材之質量密度

Jc：土壤之阻尼參數，Goble氏建議之參考值如下表

土壤種類	阻尼係數J。
砂 土	0.1~0.2
粉質砂土	0.15~0.3
粉 土	0.2~0.45
粉質粘土	0.4~0.7
粘 土	0.6~1.0

4. 發動打樁機錘擊樁基進行打樁動力分析，感應器所接收之訊號經PDA分析後，其本身之列表機可將每一打擊之三十種不同結果列印出來，各數值所代表之意義與單位如附錄所示。

4.2.2 場鑄樁

國內各工地所使用之場鑄樁其口徑通常較預鑄樁為大，一般常見者其口徑為1.5m，其設計承載力超過1000噸，因之無法利用國內常見之柴油樁錘進行打樁動力試驗。圖4.4為進行研究試驗所使用錘擊設備之配置示意圖。當樁墊、樁帽及樁錘置於樁頂妥當後，利用100噸吊車將樁錘吊起，離放器將沿導桿上升至事先固定於導桿上之活動凸緣，此凸緣使離放器自動張開而讓樁錘自由落下進行試驗，活動凸緣之高度須視進行試驗樁基其承載力之大小調整。進行場鑄樁試驗尚需注意以下數點，否則將影響試驗結果。

1. 為防止樁頭被打碎，於澆置場鑄樁頂部時，最好加一鐵環保護之。
2. 樁頂上之樁墊材質及厚度應適當，否則錘擊能量大都由墊塊所吸收，僅少量能量傳輸至樁基，因之無法進行試驗。
3. 樁頂應盡量抹平，否則錘擊能量無法平均傳輸至樁基，將使樁頭應力集中某處產生破裂，而裝置於樁頭之兩對感計也將反應不同之結果。
4. 於樁錘自由落下瞬間，吊纜承受甚大之張力，應設法以纜繩事先將其綁住，防止吊纜傷及吊車桁架或其它器物。

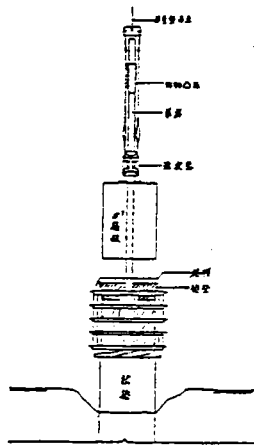


圖 4.4 場鑄樁錘擊設備配置示意圖。

4.3 試驗地點與試驗數量

本研究計於四個地點進行打樁動力分析試驗，分別為港研所附近台中港區、台中火力電廠、高雄興達電廠及台北中興橋，其中台中港區之土層狀況根據鑽探資料顯示在深度60公尺以內之土層變化主要為砂或沈泥質砂，土壤分類為SM及SP，砂土間夾有砂質沈泥或粘土質沈泥薄層，圖4.5為港研所附近之地質調查資料。高雄興達地區由地面至深度200m處為十一層不同厚度之粉質細砂與粉質粘土之互層所組成。

於港所附近為本研究之主要試驗地點，計進行七支混凝土預力樁及一支鋼管樁，除兩支PC樁為利用過去已打設完成之樁基僅進行重打試驗及鋼管樁初打紀錄不佳未使用外，每支樁均進行初與重打，兩次打擊相隔一星期。台中火力電廠為打設完成約半個月之一支樁因發現樁內進水，進行重打試驗以了解其是否損壞。興達電廠曾對鋼管樁進行初打試驗，由貫入深度26米起連續量測打樁試驗資料，於室內則僅選擇每2米之紀錄進行CAPWAP分析。於台北中興橋為場鑄樁之動力分析試驗，本文僅提就其中三支試驗結果提出討論。表4.1為試驗樁基之有關資料。

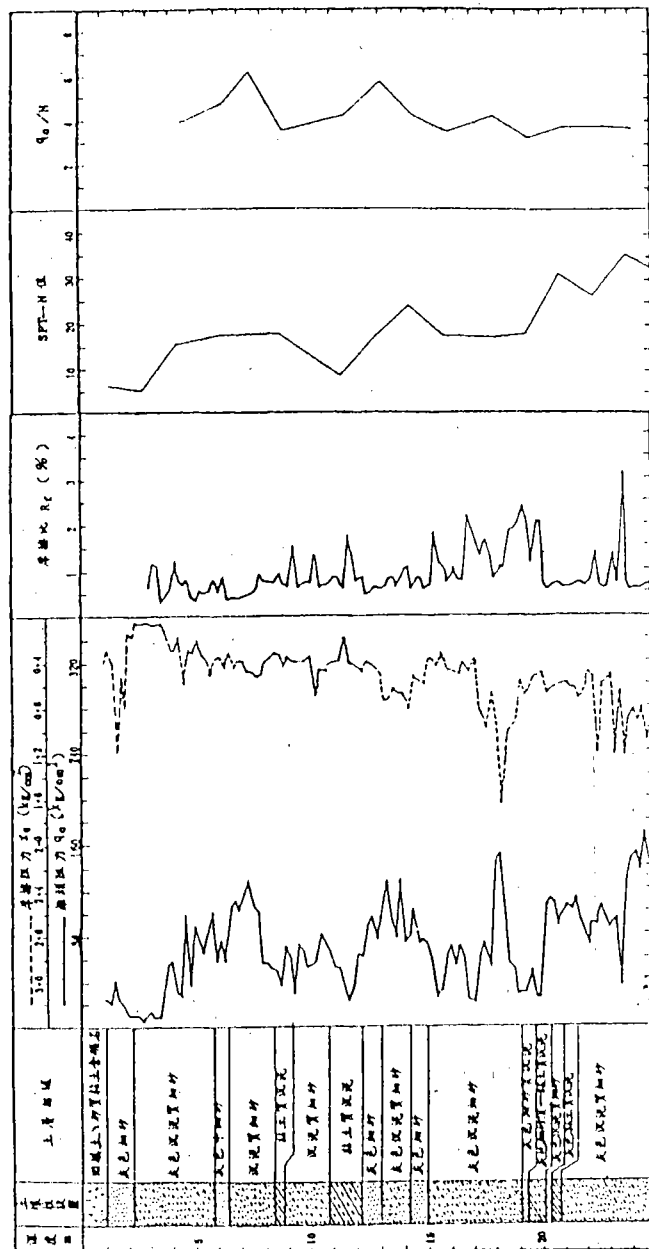


圖 4.5 港研所附近之地質調查資料

表 4.1 試驗樁基之有關資料

樁 號	NPC1	NPC2	NPC3	NPC5	NPC6	OPC1	OPC3	NS	THTP	P36-3	P17S	P24-2B	SP-1
地 點	IHMT	IHMT	IHMT	IHMT	IHMT	IHMT	IHMT	IHMT	THTP	CHB	CHB	CHB	HD
種 類	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	SP	PC	BP	BP	BP	SP
直 徑 (cm)	35	35	35	35	35	40	30	31	60	100	150	150	60
長 度 (m)	12	12	12	12	12	12	10	12	54	49.5	49.5	47.8	36
初 打	✓	✓	✓	✓	✓					✓	✓	✓	✓
重 打	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓				
靜 力 試 樁							✓		✓				

IHMT:港研所附近

THTP:台中火力電廠

CHB:中興橋

HD:興達電廠

PC:混凝土預力樁

SP:鋼管樁

BP:場鑄樁

表 4.2 凱斯法與 CAPWAP 法分析結果比較

土層 參數 樁號	凱 斯 法					CAPWAP 分 析 法									
	EMX (t·m)	FMX (t)	RTL (t)	RSP (t)	RSU (t)	Rs (t)	Rt (t)	Ru (t)	Js	Jt	Qs (mm)	Qt (mm)	Pl	Jc	Jc/Jt
NPC1--EOD	1.46	154	105	44	-	64.5	5.1	69.6	0.13	0.06	2.5	2.5	0.03	0.17	2.8
NPC1--BOR	0.81	128	170	145	-	92.5	12.2	104.7	1.29	0.32	2.5	2.5	0.05	0.78	2.4
NPC2--EOD	1.06	154	99	37	-	54.6	8.8	63.4	0	0.12	2.5	8.7	0.03	0.16	1.5
NPC2--BOR	0.76	114	155	135	-	75.4	16.3	91.7	1.19	0.36	2.5	2.5	0.05	0.97	2.7
NPC3--EOD	1.77	165	124	62	-	58.8	10.3	69.1	0.17	0.06	2.0	2.0	0.03	0.26	4.3
NPC3--BOR	0.88	129	171	150	-	77.4	16.3	93.7	1.68	0.21	2.5	2.5	0.05	1.10	5.2
NPC5--EOD	1.16	132	119	80	-	75.4	9.2	84.6	0.25	0.05	2.0	3.0	0.05	0.25	5.0
NPC5--BOR	1.97	160	183	150	-	121.4	16.1	137.4	0.35	0.05	2.5	10	0.15	0.42	8.4
NPC6--EOD	1.98	170	152	98	-	67.5	10	77.5	0.2	0.05	2.5	3.0	0.13	0.40	8.0
NPC6--BOR	1.59	153	193	163	-	119.4	17.1	136.5	0.52	0.10	2.5	2.5	0.15	0.55	5.5
OPC1--BOR	1.02	212	240	184	-	82.4	15.3	97.7	1.12	0.26	2.5	2.5	0	0.75	2.9
OPC3--BOR	0.58	113	129	108	-	61.5	6.5	68	1.37	0.30	2.5	2.5	0	0.87	2.9
NS--BOR	4.0	188	230	198	-	137.5	20.4	157.8	0.39	0.52	2.5	2.5	0.02	0.67	1.3

表 4.2 凱斯法與CAPWAP 法分析結果比較 (續)

土質 參數 倍號	凱 斯 法					CAPWAP 分 析 法									
	EMX (t · m)	PMX (t)	RTL (t)	RSP (t)	RSU (t)	R _s (t)	R _u (t)	R _{tu} (t)	J _s	J _t	Q _s (mm)	Q _u (mm)	PI	J _c	J _c / J _t
THTP-1B	6.37	629	723	568	738	621.6	62.9	684.5	1.34	0.75	2.5	3.3	0.05	0.07	0.09
THTP-30B	4.70	519	632	512	651	637.4	7.2	644.5	1.36	0.70	2.5	2.5	0.10	0	0
THTP-70B	4.73	507	640	528	646	498.7	67.1	565.8	1.35	0.70	2.5	2.5	0.05	0.20	0.29
THTP-113	5.42	526	669	550	668	344.1	75.3	419.5	1.10	0.56	2.5	2.5	0.10	0.65	1.16
THTP-120	5.38	532	669	550	672	402.8	65.6	468.4	0.84	0.56	2.5	7.0	0.05	0.51	0.91
SP1-26m	8.02	417	320	221	—	178.7	66.7	235.4	0.10	0.05	2.5	2.5	0.16	0.17	3.4
SP1-28m	6.00	362	258	168	—	143.8	47.7	191.5	0.13	0.05	2.5	2.5	0.18	0.15	3.0
SP1-30m	6.56	352	233	139	—	130.1	31	161.1	0.11	0.05	2.5	2.5	0.16	0.15	3.0
SP1-32m	6.00	315	187	99	—	89.6	27.7	117.4	0.13	0.07	2.7	2.5	0	0.16	2.3
SP1-34m	7.55	379	281	186	—	136.5	42.8	179.3	0.15	0.09	3.0	3.0	0	0.21	2.3
SP1-EOD	6.48	369	292	204	—	162.8	25.3	188.1	0.16	0.10	2.5	2.5	0.16	0.23	2.3

表 4.2 凱斯法與CAPWAP 法分析結果比較 (續)

土壤 參數 係數	凱 斯 法					CAPWAP 分 析 法									
	EMX (t · m)	FMX (t)	RTL (t)	RSP (t)	RSU (t)	Rs (t)	Rt (t)	Ru (t)	Js	Jt	Qs (mm)	Qt (mm)	Pl	Jc	Jc / Jt
P36-3	11.88	1275	1383	1044	1394	995	55	1050	1.30	0.18	1.3	1.7	0.96	0.30	1.67
P17S	11.22	2036	2127	1547	2028	1435	146.7	1582	3.04	0.15	2.5	2.5	0	0.29	1.93
P24-2B	27.57	3480	3391	2436	2991	1623	156	1789	1.28	0.09	2.5	2.5	0.5	0.45	5.0

4.4 試驗結果與討論

表 4.2 為本研究試驗各樁進行凱斯法與 CAPWAP 分析得之承載力與各種土壤參數。

4.4.1 樁錘能量對試驗之影響

進行打樁動力分析所使用之樁錘於試驗時，其所產生之最大傳輸能量 (Maximum Transferred Evergy) EMX 未能使樁基產生足夠貫入量之情形，通常為下列兩種原因，一是樁基承載力太大，未能使用足夠能量之樁錘，一是樁基本身材質之強度不高，而承載力又不小，若使用較大能量之樁錘，樁頭將容易被打碎，不論何種情形，樁錘能量不足時對試驗結果將產生下列二種影響。

1. 樁身完整係數 β 不正確

打樁動力試驗若樁錘能量足夠將樁基打動，則向下傳遞之錘擊壓力波於到達樁尖時將以張力波反射向上傳遞，此等現象將使運動速度顯著增大而該波於時間 $2L/C$ 時回到樁頂量測位置，於本研究所進行各樁之初打試驗分析均屬於此種情形，其典型結果曲線如圖 4.6 (a) 所示，凱斯法偵測樁基斷面是否破損主要是根據速度曲線是否於時間 $2l/c$ 之前有增加之現象。台中火力電廠工地樁基所進行之重打試驗因樁錘能量不足，其所產生之錘擊向下波力在傳遞至樁尖之前就被樁身與土壤間之大量摩擦阻力所消耗掉，其試驗結果之速度曲線如圖 4.6 (b) 所示，於時間 $2L/C$ 時運動速度未有明顯增加之現象，此與凱斯法理論用以推求完整係數 β 所假設之樁錘能量足夠之情形不同，因之於該情況下所求取之完整係數便不能代表樁基斷面之真正情況。表 4.3 為 THTP 樁重打試驗時，打擊順序為 1, 30, 70, 113 及 120 時之完整係數，顯示隨著打數之增加 β 值有增加之趨勢，當打數超過 113 以後， β 值便成為 1，其理由可能是隨著打數之增加，樁身周圍土壤受擾動或孔隙水壓增加等影響，使樁身之摩擦阻力有減少之傾向，因而錘擊波逐漸傳遞至樁尖部份。圖 4.7 為港研所附近重打之試驗結果曲線，因試樁本身為承載力小之短樁，樁錘能量又足夠，故其速度曲線於時間 $2L/C$ 時仍有明顯增加之現象。

表 4.3 THTP 樁動力分析完整係數之變化情形

打擊順序	1B	30B	70B	113B	120B
β 值	0.60	0.66	0.73	1.00	1.00

2. 承載力偏低

於圖 4.6 (b)，應力波於反射回到樁頂時間 $2L/C$ 前，速度曲線變為負值，因此其積分後之位移量會減小，而樁頭便產生反彈現象，造成樁身之摩擦阻力減少，此現象稱為阻力之解載 (Unloading)，此時由凱斯法所求取之樁基承載力較實際承載力為低，而應以樁身發生之解載阻力加以修正，即由 RSP 修正成 RSU，由附錄之凱斯法分析結果可知有解載現象之樁其承載力應以解載承載力 RSU 為主。

Burland & Cooke (1974) 研究樁基受壓力荷重之行爲，其結論如圖 2.14 所示，樁身摩擦阻力無論長、短樁均發展很快，通常沈陷量為樁徑之 0.5% 時即達到完全發展狀態 (Full Mobilization)，其後大致保持常數，而樁尖阻力須待沈陷達 10%~20% 樁徑時才能完全發展，於樁錘能量不足時，因樁尖部份之位移量很小，所量測之承載力大都為發展較快之摩擦阻力，其樁尖阻力僅佔極小部份，故此量測承載力應加以修正，通常使用之方法有兩種，一是採用初打時最後打擊之樁尖阻力，一是採用重打多次後之樁尖阻力，上述兩種修正方法所得之承載力雖未必與真正承載力相同，但於樁錘能量不足之情形下，將提高量測承載力之準確度。表 4.4 為 THTP 樁經 CAPWAP 分析之結果，該表可看出除第一個打擊因 EMX 較大而樁尖阻力有較大之發展外，樁尖阻力佔總承載力之比例，隨打數之增加而提高。圖 4.8 為 CAPWAP 分析計算所得 THTP 樁各打擊樁頂與樁尖位移量之時間變化圖，該圖說明樁尖位移量隨打數之增加而增加，所以樁尖阻力之發展便逐漸增高。

表 4.4 THTP 樁經 CAPWAP 分析之承載力

打擊順序	1B	30B	70B	113B
樁身阻力 Rs (t)	621.6 (90.8%)	637.4 (98.9%)	498.7 (88.1%)	344.1 (82.1%)
樁尖阻力 Rt(t)	62.9 (9.2%)	7.2 (1.1%)	67.1 (11.9%)	75.3 (17.9%)
總阻力 Ru (t)	684.5	644.6	565.8	419.5
EMX (t · m)	6.37	5.19	4.73	52.6

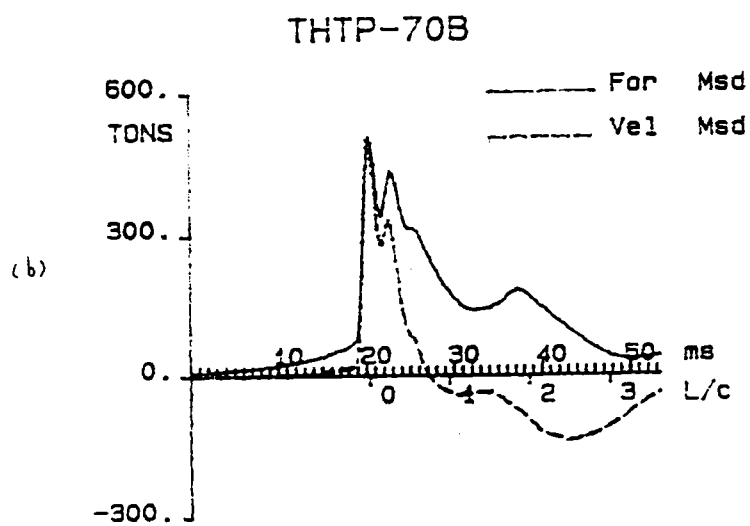
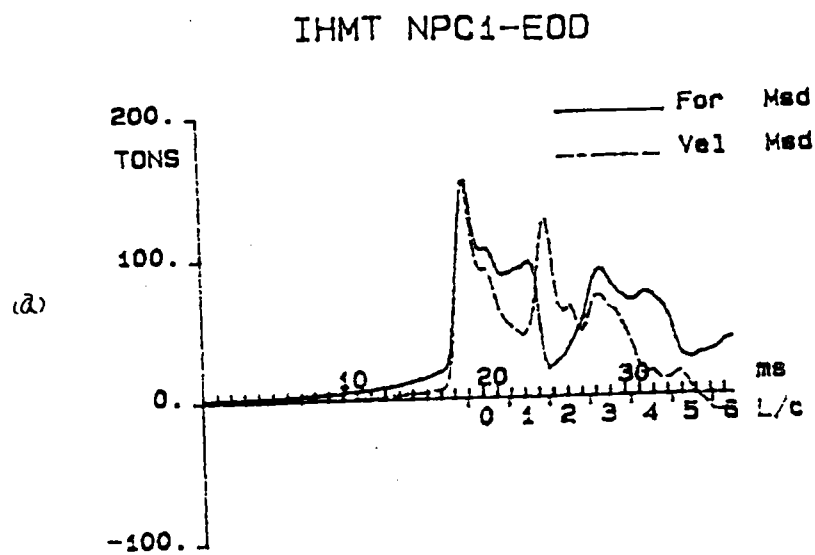


圖 4.6 樁錘能量對試驗結果之影響 (a) 能量充足 (b) 能量不足

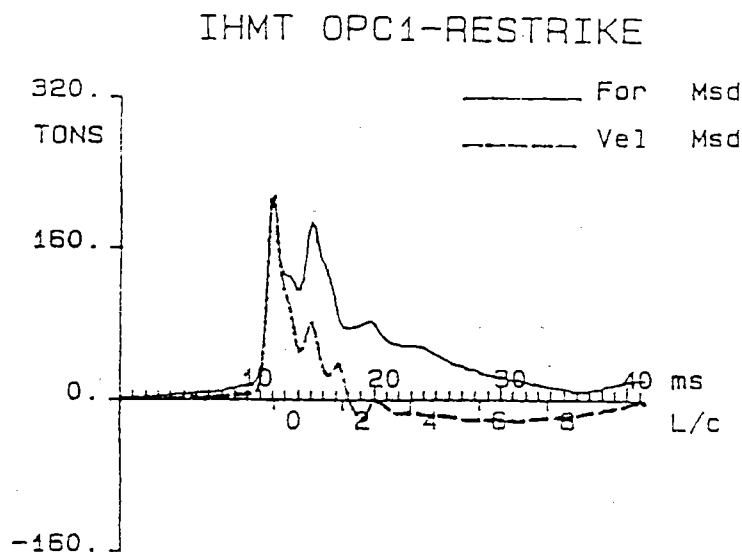


圖 4.7 樁錘能量充足時重打試驗結果曲線

4.4.2 場鑄樁波速之決定

進行中興橋場鑄樁試驗時，因樁基之設計承载力甚大，試驗結果之速度曲線於時間 $2L/C$ 時未有明顯之增加，再加上每支樁進行 2 至 3 個打擊樁頭便有破損現象，有些甚至僅能進行一個打擊，因之前面第二章所述及決定波速之幾個方法於中興橋工地均甚難利用，最後只有利用間接方法來求取，就是根據混凝土之強度性質推估其彈性模數 E ，再依波速 C 與彈性模數 E 之關係式 $E = \rho C^2$ ，決定波速 C 。

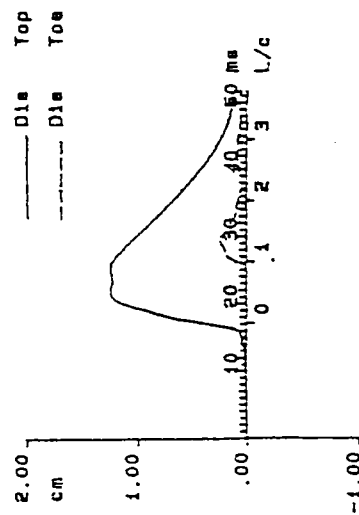
4.4.3 柴油樁錘有預壓現象

於本研究除中興橋工地場鑄樁試驗使用自由落下之重錘外，其它均使用開口式柴油樁錘（Open End Diesel Hammer），比較兩者之試驗曲線如圖 4.9，可知其最大不同點在於柴油樁錘有長時間預壓（Precompression）現象產生，而自由落錘則無，此預壓之產生主因為樁錘落下未撞擊樁基之前壓縮空氣對樁基產生之壓力，由於此預壓現象並非真正由樁錘對樁基所作之功，於 CAPWAP 分析時會自動加以修正，故對分析結果並無影響。

Institute of Harbour & Marine Technology

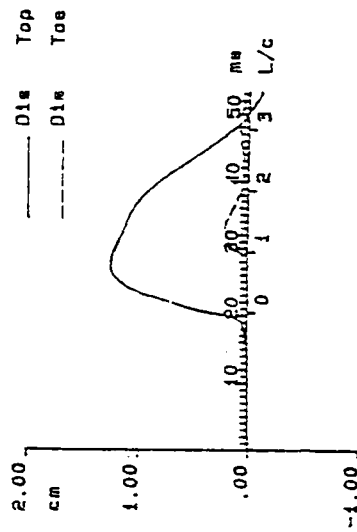
THIP-1B

Blow 1 07/19/89



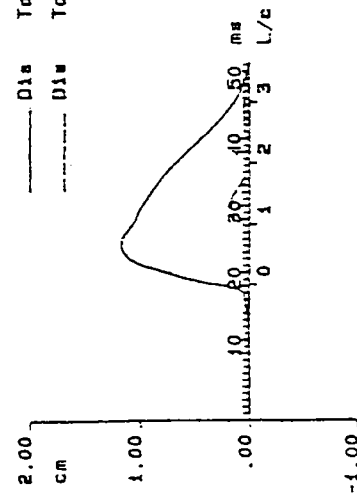
THIP-70B

Blow 70 07/19/89



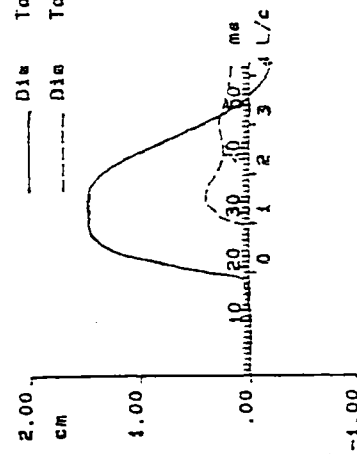
THIP-30B

Blow 30 07/19/89



THIP-113B

Blow 113 07/19/89



THIP-120B

Blow 120 07/19/89

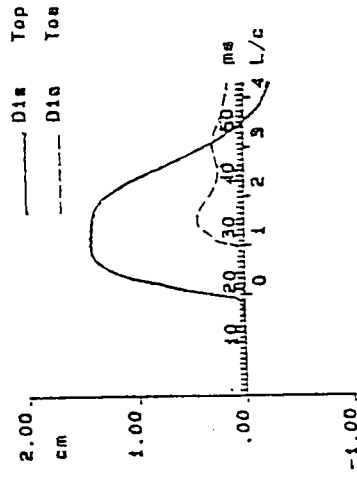


圖 4.8 樁頂與樁尖位移量之時間變化圖

4.4.4 重打 (Restrike) 試驗分析之重要性

表 4.5 為對港研所附近所進行初打與重打試驗經 CAPWAP 程式分析所得承載力之比較，顯示初打與重打所得承載力相差甚大，其間比例為 1.36 至 1.76，此是由於樁身周圍土壤於打設過程受擾動或產生孔隙水壓使摩擦阻力產生變化之故，而於打設後一段時間再進行重打試驗時，土壤已因固結現象之完成而使摩擦阻力增加，因此初打試驗分析是無法正確量測樁基之真正承載力，而僅能供研判樁身應力與斷面是否破損之用，欲了解樁基之正確承載力，重打試驗分析之絕對必要。

表 4.5 EOD 與 BOR 試驗分析承載力之比較

樁 號	NPC1	NPC2	NPC3	NPC5	NPC6
初 打 (EOD)	69.6	63.5	69.1	84.6	79.5
重 打 (BOR)	104.7	91.7	93.7	137.4	136.4
BOR / EOD	1.50	1.44	1.36	1.62	1.76

4.4.5 土壤參數之估求

表 4.2 顯示港研所地區初打試驗 CAPWAP 分析結果，其凱斯阻尼係數 (Case Damping factor) 均不大，樁身之係數 J_s 為 0.35~1.68， J_t 為 0.05~0.36，經探討其原因認為初打試驗是經多次打擊後之結果，其土層內孔隙水壓升高與受擾動均可能使土壤強度變低，從而改變其阻尼係數，樁基於打設過程是逐漸貫入土層，所以樁尖部份受擾動之程度應較樁身部份為低，故樁尖部份阻尼係數由重打試驗分析所得者較初打試驗者增加程度較小。凱斯法分析為求靜承載力須輸入土壤之阻尼係數 J_s ，而該法假設土壤之阻尼阻力均集中於樁尖部份，故僅須輸入樁尖部份之阻尼係數，該係數之決定可由經 CAPWAP 分析所得之靜承載力，利用 $RSP = RTL - J_s[2F(t_1) - RTL]$ 之關係式求得，於本地區經分析顯示初打試驗之 J_s 為 0.16~0.40 而重打試驗為 0.42~1.10，因為初打試驗受擾動，其所求取之係數未能代表原來土層之性質，故應以重打試驗之結果作該土壤之性質。本區

所有試樁均打設於約 5×10 公尺之範圍內，該地區於樁尖深度之土層根據鑽探結果（圖4.5）顯示應為沈泥質細砂，而其上下層為粘土質沈泥根據Goble等建議沈泥質細砂之阻尼係數 J_c 為0.15~0.13，而粘土質沈泥為0.4~0.7，於本研究除NPC5與NPC6其 J_c 值較低為0.42與0.55外，其它各樁之 J_c 值大都在0.8~1.10之間，因之建議僅依土壤之種類估求其阻尼係數 J_c ，其值應較Goble之建議值為高才較安全。前曾述及凱斯法假設土壤之阻尼阻力集中於樁尖部份，我們若將上面所反求之 J_t 值與CAPWAP分析所得樁尖阻尼

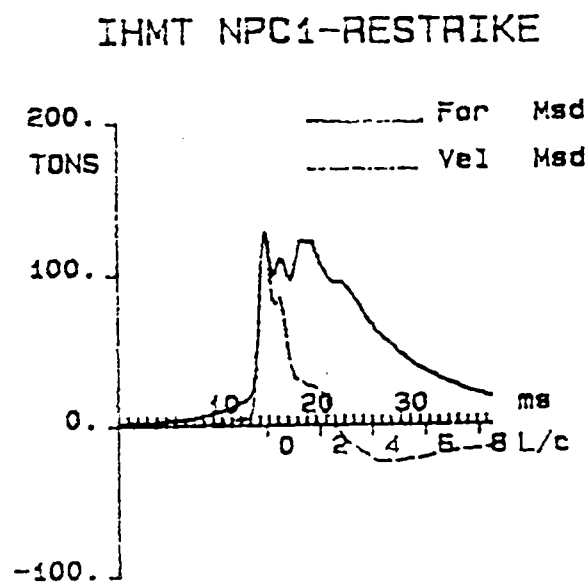
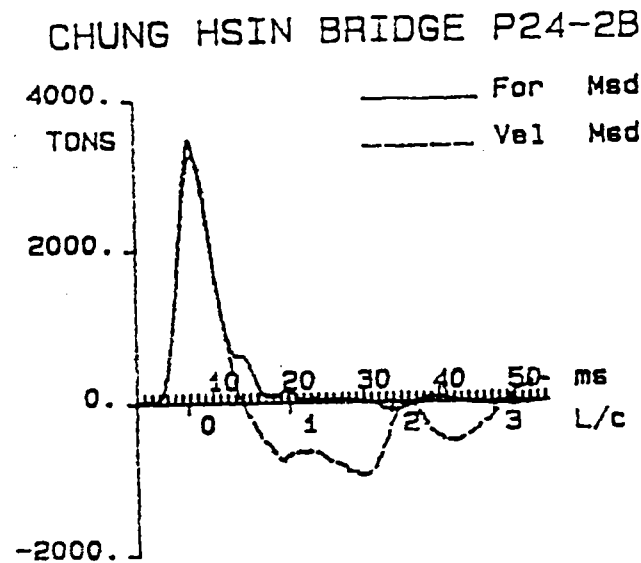


圖 4.9 柴油樁錘與自由落錘結果曲線之比較

係數 J_c 值比較，發現不論初打或重打其比值 J_c/J_t 為 1.3~8.4，但大都介於 2 與 5 之間，此比值雖嫌分散，但總可了解凱斯法之假設前題不正確，樁身部份亦有阻尼存在，而凱斯法僅輸入樁尖部份阻尼係數所求取之承載力其準確度較差。

興達地區為初打試驗，根據由貫入深度 26 米至停止打擊每 2 米一次之試驗分析結果顯示其凱斯阻尼係數與港研所附近所求取者類似，均為較低之值；其樁身係數 J_s 為 0.1~0.16，而樁尖之係數 J_t 為 0.05~0.10，此因興達地區於樁尖貫入之範圍亦大都為沈泥質砂之故，至於 J_c 與 J_t 之比值 J_c/J_t 為 2.3~3.4。

中興橋地區為大口徑且甚長之場鑄樁，由附錄之結果試驗曲線可知其速度於時間 $2L/C$ 之前變為負值，因其積分值為位移量將會逐漸變小，而使部份樁身產解載現象（unloading），故不論由凱斯法或 CAPWAP 分析法之結果均應考慮此摩擦阻力之解載問題而加以修正，於 CAPWAP 分析並未述及項修正，本研究以凱斯法所求之解載值來修正 CAPWAP 分析之靜承載力，然後以該承載力反求阻尼係數 J_c 值，此地區三支試樁之結果其 J_c 值為 0.29，0.30，及 0.45， J_c 與 J_t 之比值則與港研所地區很相近而為 1.67，1.93，及 5.0。

台中火力電廠地區為重打試驗，且於打擊順序第 1，30，70，113 及 120 進行打擊試驗分析，此地區亦發生解載現象，經修正分析後之結果顯示其樁身阻尼係數 J_s 為 0.84~1.34，樁尖部份之係數 J_t 為 0.56~0.75， J_s 之範圍與港研所地區相近，此地區樁尖所處深度 35 米附近之土層為沈泥質砂或砂質沈泥，其樁尖阻尼係數 J_t 值亦應與港研所附近相近才是，此較高之 J_t 值，可能係由於試驗之錘擊能量不足，未能使樁基之承載力完全發展，尤其是樁尖部份，可能僅發展小比例之承載力，因之分析所得之 J_t 值未具代表性而有偏大之情形產生，但隨打擊次數之增加， J_t 值有減少之傾向，此等是因樁身受擾動摩擦阻力減少，而使樁尖阻力發展之程度增高所致。

經 CAPWAP 分析顯示試驗地區土壤之最大彈性限度 Q (Quake)，除少數樁較高外，一般均約為 2.5mm，此數值與 Smith 等（1962）於波動方程式分析所假設之數值一致。另一參數土壤阻塞係數（Soil Plug），其意義是認為樁底部附著有一團具有質量能產生阻力抵抗樁之運動，此阻力是與樁尖之加速度成正比，於本研究分析結果顯示土壤之阻塞係數 P_1 大都介於 0.05 與 0.10 之間。

4.4.6 土層阻力分佈

1. 台中火力電廠地區

由 THTP 數個打擊 CAPWAP 分析之阻力分佈圖形可知土層之總阻力除第一個打擊因 EMX 較大其承載力發展較完全外，其後續打擊之總組力隨打擊次數之增加而有減少之傾向，其阻力分佈曲線之形狀數個打擊間非常相近，樁尖阻力佔總阻力之比例隨打數之增加而增大，由第 30 打擊之 1.1% 增加至第 113 打擊之 17.9%，此等現象說

明重打開始階段，不足之錘擊能量主要用來克服樁身阻力，而樁尖阻力僅佔小比例，隨打擊數之增加，因樁身周圍土壤受擾動而使摩擦阻力降低，此時錘擊能量便逐漸增加比例用來克服樁尖阻力。

2. 興達電廠地區

表4.6顯示打樁試驗時之打擊阻力（Driving Resistance）與各深度經CAPWAP分析所得承载力之結果，打擊阻力以BPM表示，即樁基每貫入一米深度之打擊數。總承载力之變化由26米之235.4t逐漸減少至32米之117.4t然後再增加至EOD之188.1t，其理由是樁尖所處土層由26米時之較硬土層先進入較軟弱土層再進入較硬土層，此土層之軟硬程度與打擊阻力BPM應是成正比之關係，因此樁尖阻力由26米之56.7t減少至27.7t，然後再增加至42.8t，至於EOD之樁尖阻力又減少，可能是該時之錘擊能量須以較大之比例來克服所剛進入硬土層與樁身間較大之摩擦阻力，使樁尖阻力未完全發展所致。各打擊分析之土層阻力分佈曲線顯示於樁身上半段之阻力變化不大，不同之情形均位於樁之下半段，亦即隨貫入深度之增加，而使樁身下半段與樁尖之阻力發生變化。

表 4.6 SP-1 各深度打擊阻力與CAPWAP分析結果

試驗深度 (m)	打擊阻力 (BPM)	樁身阻力 (t)	樁尖阻力 (t)	總阻力 (t)
26	75	178.7	56.7	235.4
28	50	143.8	47.7	191.5
30	50	130.1	31.0	161.1
32	33	89.6	27.7	117.4
35	43	136.5	42.8	179.3
EOD	55	163.8	25.3	188.1

3. 港研所地區

根據附錄之CAPWAP分析結果圖形顯示本地區各樁初打與重打之阻力分佈曲線差異甚大，重打時樁尖阻力均有增加，惟其比例並不相同，可能因彼此間所處之土層性質不一致之故，樁身阻力所佔比例於重打時有顯著減少，此因初打時樁身周圍土壤受擾動之故。

4. 土層阻力分佈對符合係數MQ之影響

進行CAPWAP分析當總阻力不變時，土層阻力分佈若作明顯之改變，尤其是改變樁身與樁尖阻力之比例，我們發現對符合係數僅會產生些微改變，但總阻力之改變對MQ將產生明顯之變化，經探討其原因認為阻力分佈之改變主要改變於時間 $2L/C$ 前之計算圖形，而整個分析之時間有時又長達 $6L/C$ 或 $8L/C$ ，因之 $2L/C$ 前之少許改變對整個分析之MQ改變不大。土壤總阻力之改變對整個分析時間內之計算圖形均產生影響，因此對MQ之影響亦大，故認為CAPWAP分析其總阻力之誤差較小，土層阻力分佈將隨分析者之經驗與學識之不足而產生較大之誤差。

五、GRLWEAP 波動方程式之基本理論與模式

5.1 樁錘之工作原理 (working principle of hammers)

於 GRLWEAP 波動方程式，為處理方便，依工作原理之不同將樁錘 (Hammer) 區分為三類，為噴油式柴油樁錘，噴霧式柴油樁錘及外燃燒式樁錘等，各類均可再分為開口式及閉口式兩種型式，今分別說明其工作原理。

5.1.1 噴油式柴油樁錘 (Liquid Injection diesel Hammer)

圖5.1 說明噴油式開口柴油樁錘之工作原理，主要可分為四個階段，說明如下：

- (a) 重力落下與噴油：吊升裝置將撞錘 (Ram) 提升至預定高度即放鬆，撞錘於重力作用下落下，於錘底部經過排氣口時，將之關閉，使存於汽缸內之空氣受到壓縮而上升溫度，排氣口關閉後不久，柴油於低壓下被噴入汽缸內而積存於鐵砧之凹穴上。
- (b) 撞擊爆發：撞錘撞擊砧板 (anvil) 後，將使存於砧板上之燃油霧化，霧化之油氣受熱空氣點燃，通常撞擊經時間 t_d 後才開燃燒， t_d 稱為燃燒遲延 (Combustion delay)，燃燒產生之爆炸力一方面將樁貫入土中，另一方面使撞錘反彈向上運動。打樁機若操作不當或遭遇堅硬土層使打樁機過熱，因而於撞擊前便發生燃油霧化與燃燒，該現象稱為過早點燃 (preignition)。汽缸內之壓力隨燃燒之繼續而增高，於燃燒時間 t_{cd} (Combustion time) 結束時，壓力升至最高點。
- (c) 排氣：反彈向上運動之撞錘通過排氣口時將之開啓，使燃燒後之熱空氣排除，此時汽缸內之壓力將與外界壓力一樣。
- (d) 吸氣：撞錘之繼續上升，使汽缸內產生負壓力而吸進新鮮空氣，依樁基之反力與燃燒能量之大小決定撞錘反彈上升之最大高度，該高度稱為落距 (stroke)，然後撞錘又再度落下重複前述之步驟。

圖5.2 說明噴油式開口柴油樁錘於整個工作過程壓力與體積之變化情形。

5.1.2 噴霧式柴油樁錘 (Atomized Injection Diesel Hammer)

目前工程上所使用之樁錘大都為噴油式，屬於噴霧式之樁錘較少，此種樁錘於起動及撞錘下落階段與噴油式完全一樣，惟撞錘下落至快接近砧板時才將燃油以高壓霧狀噴進汽缸內，此霧狀之油氣迅速與受壓縮之熱空氣完全混合並產生燃燒，噴入汽缸之油霧於撞擊後仍持續噴入一段時間，在該段時間撞錘由砧板處反彈上升一段距離，此距離控制燃燒之進行，亦即汽缸內氣體之壓力與體積之變化均受其影響。樁錘開始噴油至撞擊然後到燃燒結束，全依撞錘速度而定，撞錘速度愈快，則介於撞擊點燃與燃燒結束間之

時間愈短。燃燒停止後，因撞錘之上移汽缸內之壓力便開始下降，此後之過程又與噴霧式者一樣。圖 5.3 說明噴霧式柴油樁錘整個工作過程壓力與體積之變化情形。

5.1.3 外燃式樁錘 (External Combustion Hammer)

本型與柴油樁錘之最大區別在於能源供應方式之不同，柴油樁錘其能量來源是置於其內之燃料缸，而外燃燒式樁錘是使用外引擎或裝置所產生之機械能，該機械能通常是以蒸氣、高壓空氣、高壓流體等型式經過管線傳輸至樁錘，另外有些是以昇降機或纜繩為之。圖 5.4 說明單動蒸氣樁錘之工作原理，其 (a) 為氣閥打開氣體排除，撞錘下落。(b) 為氣閥打開，灌進高壓蒸氣，提升撞錘。

於外燃燒式樁錘 (簡稱 ECH) 其工作過程能量之傳輸情形複雜，但基於分析之目的，僅須了解其撞擊前瞬間撞錘之下落速度。樁錘能源能傳輸系統之各管制閥若操作失當，則可能造成其內之流體對撞錘之下落有減緩作用，稱為自身墊化作用 (Self Cushioning effect)。於 ECH 系統內與柴油樁錘汽缸相當之部份我們稱為 ECH 之組合體 (Assembly)，它是整個樁錘扣除撞錘外之所有部份，當撞錘如圖 5.4 撞擊鐵砧後，組合體部份因未有支撐，因而在重力作用下落下，組合體下落再次撞擊樁帽時，將有顯著之衝擊作用於樁頭上，尤其在組合體重量與撞錘重量相近時，此種組合體衝擊力應考慮於樁錘之分析模式內。

5.1.4. 閉口式樁錘 (Closed End Hammer)

閉口式與開口式樁錘之最大區別在於前者於汽缸頂部多了一個稱為回彈壓力室 (bounce chamber) 之裝置如圖 5.5 該壓力室設有管制閥，打開時，室內壓力與大氣壓達成平衡，但當撞錘反彈上升通過該管制閥時，會將其關閉，同時急速上升其內之壓力，以阻止撞錘繼續上升，避免撞錘與汽缸頂部碰撞，回彈壓力室之壓力最多僅能增加至與汽缸重量及其慣性力平衡為止，否則增高之壓力雖能阻止撞錘之上升，但將使整個汽缸上升，造成打擊不穩並損壞整個樁錘，為防止此種現象發生，須對噴入汽缸之燃料油量及汽缸內之最大壓力予以限制。一般閉口式樁錘其打擊率 (blow rate) 較開口式者為高，其原因是撞錘之下落除受重力作用外，回彈壓力室之氣墊作用亦產生一向下力作用於撞錘上。

5.2 接頭模式 (splice model)

GRLWEAP 程式對基樁接頭處之受力與變形關係提出一較特殊之模式稱為接頭模式 (splice model)，該關係模式亦適用於墊塊 (cushion) 與樁帽 (Helmet) 之分析，本關係模式包括三個參數，寬鬆縫 (slack) d_{st} ，回復係數 (coefficient of Restitution) C_s 及壓縮縫 (compression slack) d_{sc} ，圖 5.6 說明此種模式之受力與變形之關係，於受壓時，壓力是以拋物線形漸增，直到變形量等於壓縮縫 d_{sc} 時為止，此時之壓力稱之為 F_{lim} ，超過該點後，壓力之持續增加將使關係圖形變成線性關係，其時之斜率即為

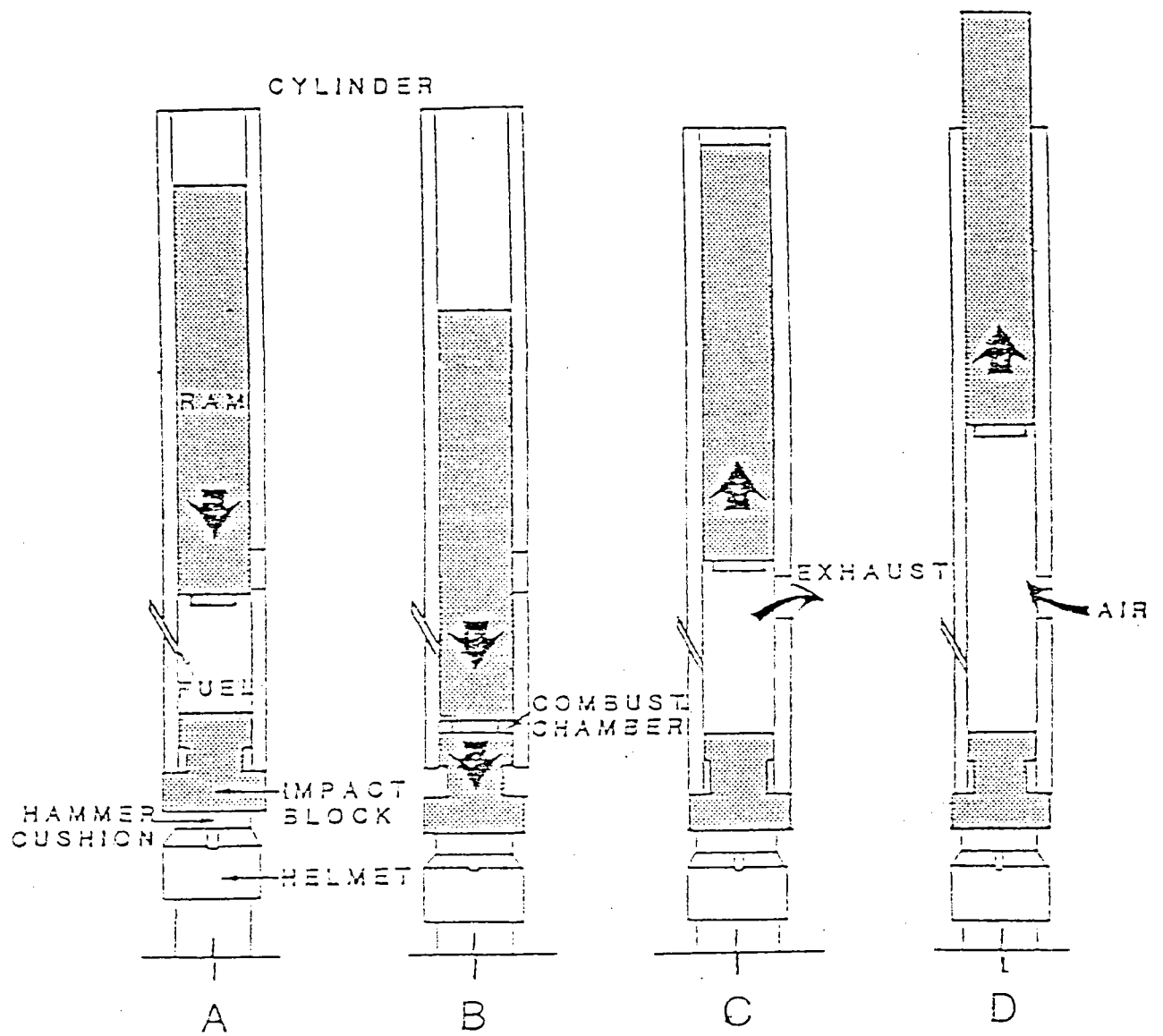


圖5.1 噴油式開口柴油樁錘之工作原理

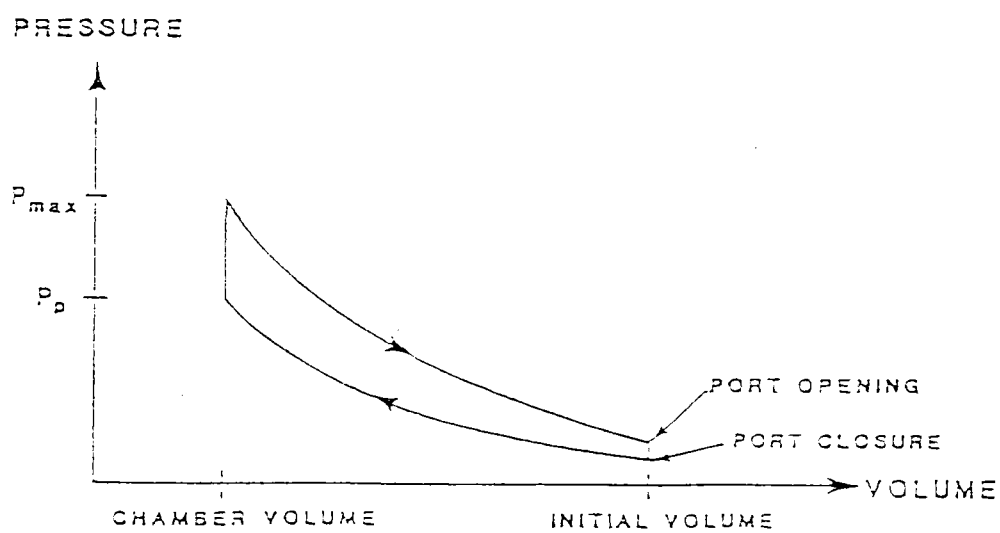
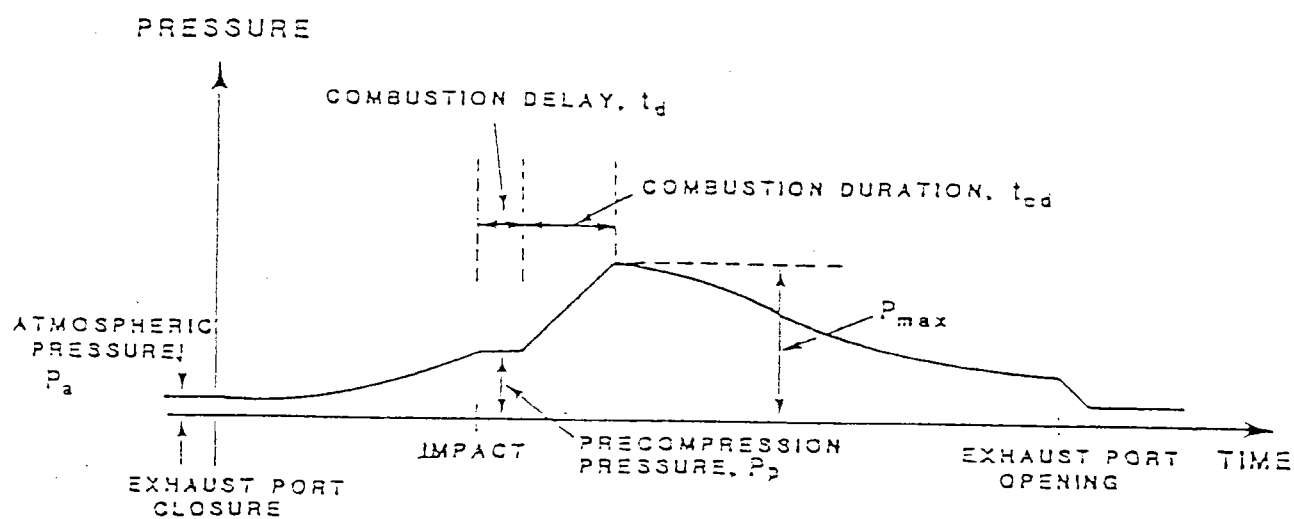


圖5.2 噴油式樁錘工作壓力與體積變化圖

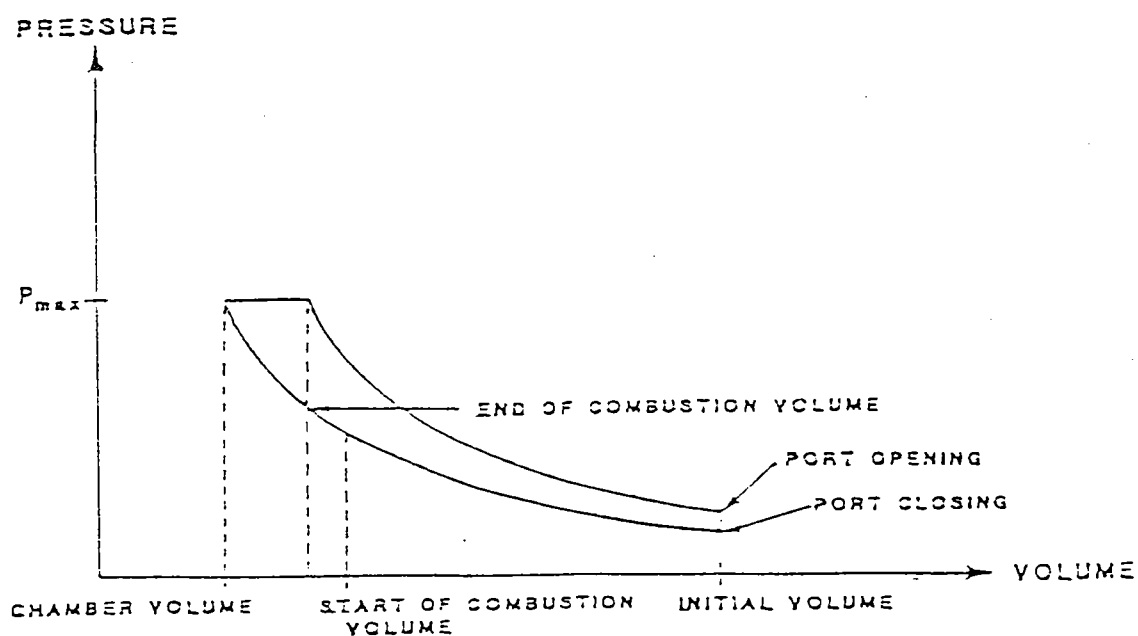
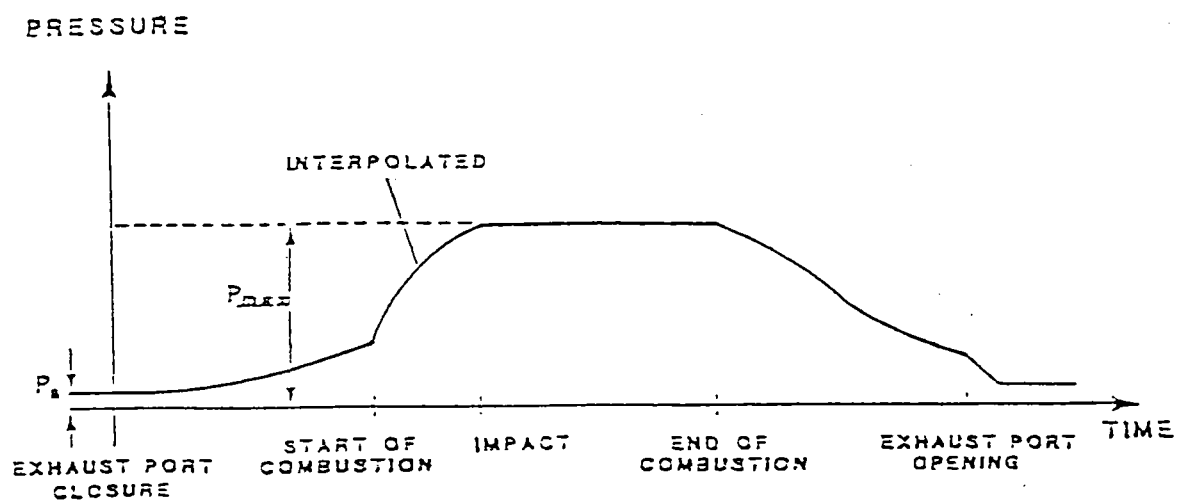


圖5.3 噴霧式柴油樁錘工作過程壓力與體積變化圖

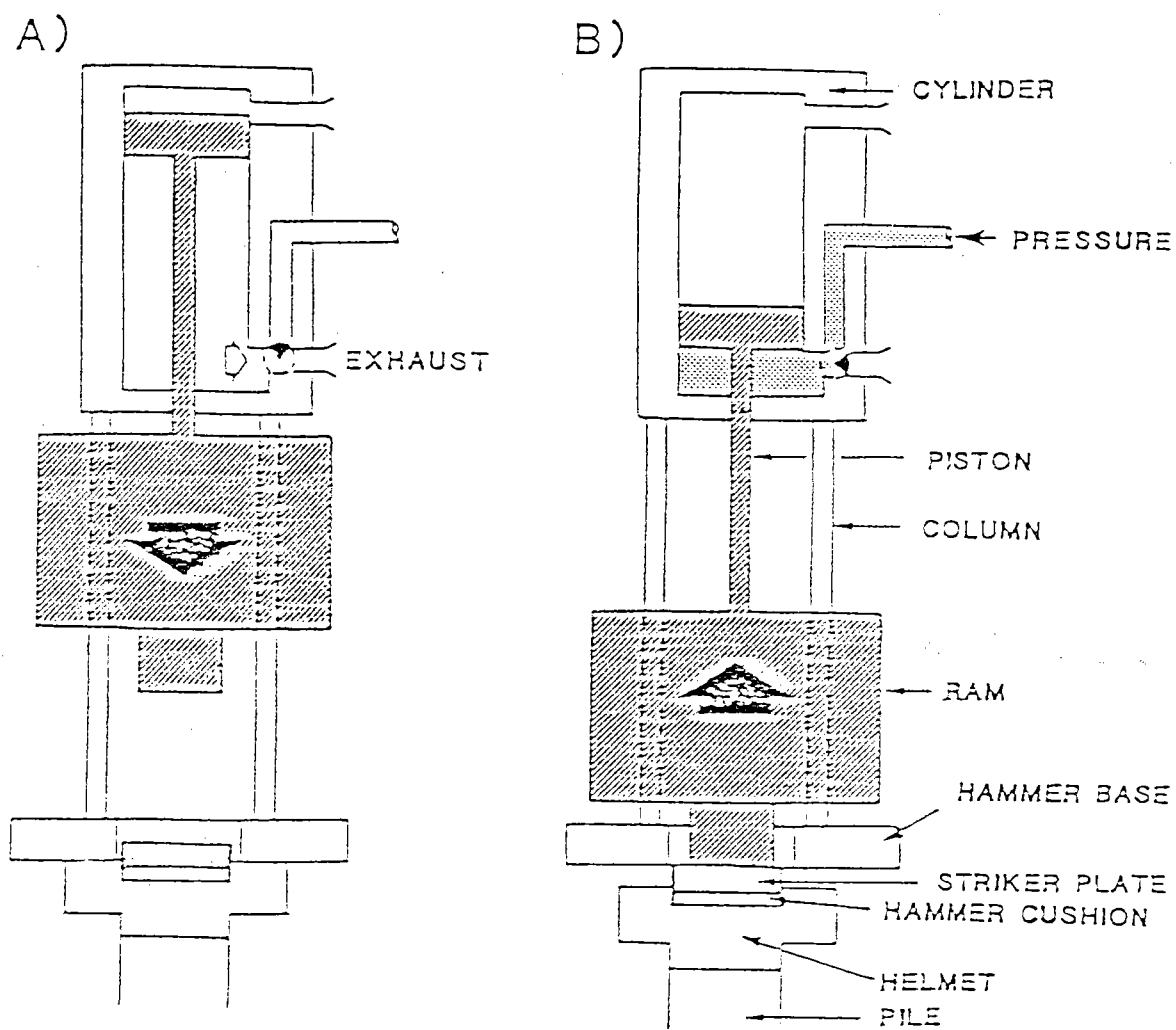


圖5.4 單動蒸氣樁錘之工作原理

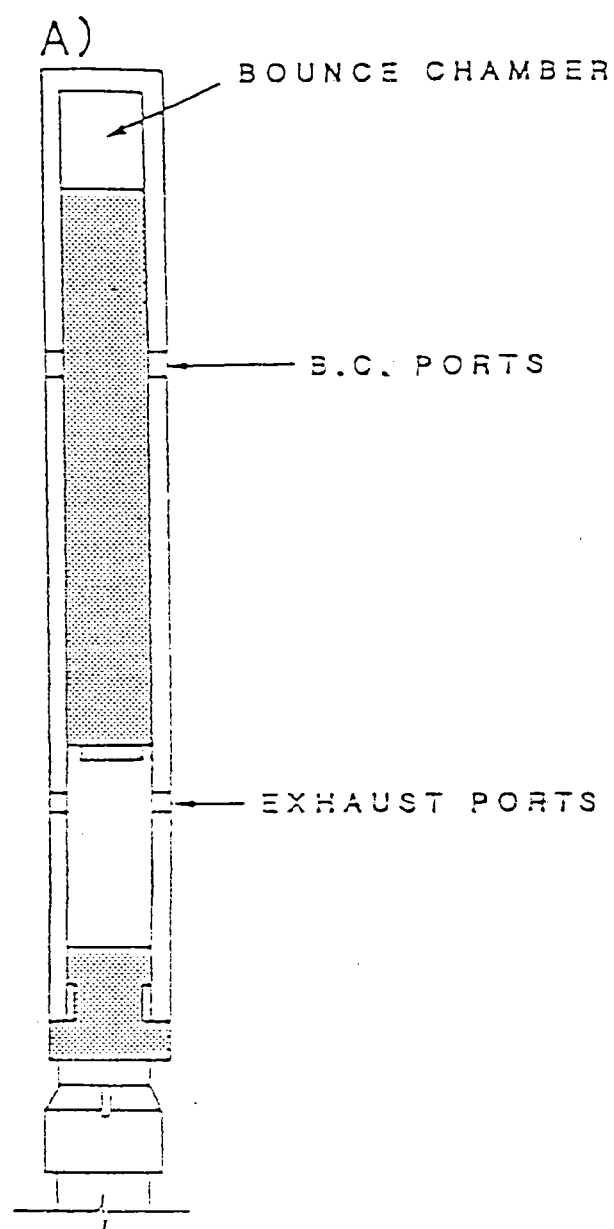


圖5.5 閉口式柴油樁錘之結構示意圖

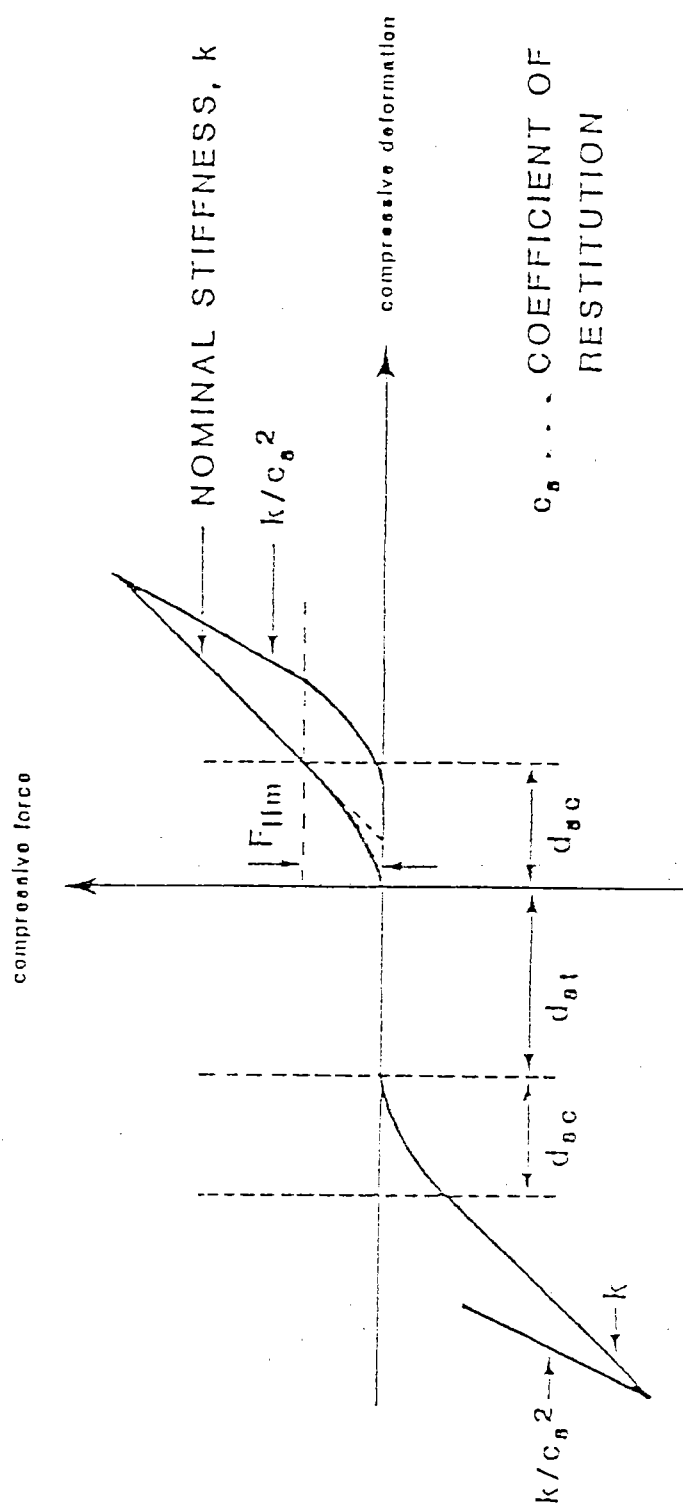


圖5.6 接頭模式之受力與變形關係圖

材料之勁度 K (stiffness)，此時若將壓力減小，關係圖形雖仍為直線，但其斜率縮小為 k/C_u^2 ，壓力持續降低至 F_{lim} 後，關係圖形又回復為拋物線，此段拋物線之長度較前面壓力增加時為短，是由於壓力減小時斜率變小，圖形較陡之故。

承受張力作用時，在變形量未超過寬鬆縫 d_{st} (slack) 前，其內之彈性張力維持為 0，當變形量超過 d_{st} 後，張力與變形量之關係圖形便如同受壓力時一樣。分析模式之樁基彈簧若不能承擔任何張力，則 d_{st} 可視為一很大之值（如 2.5 公尺），於線性彈簧其 d_{st} 須視為一負值。

5.3 土壤阻力模式

土壤阻力包括靜阻力與動阻力兩部份，於分析時，分別以彈簧及阻尼盤來模擬其作用，其中靜阻力之數學模式可以下列二式表之。

$$R_{si} = (U_i/q_i) R_{ui} \quad \text{當 } U_i \leq q_i$$

$$\text{及 } R_{si} = R_{ui} \quad \text{當 } U_i > q_i$$

式中 q_i 為最大彈性變形量

U_i 為土壤變形量

R_{ui} 為土壤之極限靜阻力

R_{si} 為土壤之靜阻力

土壤動阻力是與質點運動速度及阻尼係數成正比，其中阻尼係數於 GRLWEAP 程式中有兩種型式可供選擇，分別是史密斯阻尼係數 (Smith damping factor) 及凱斯阻尼係數 (Case damping factor)，其計算動阻力之數學模式如下

(1) 史密斯阻尼係數

$$R_{di} = J_{si} \cdot R_{ui} \cdot V_i$$

式中 R_{di} 為動阻力

J_{si} 為土壤之史密斯阻尼係數，單位為時間/長度

V_i 為樁基質點之速度

於上式中 R_{ui} 為一變數，為簡化起見，因此有人以 R_{ui} 取代 R_{si} ，則上式變為 $R_{di} = J_{si} \cdot R_{ui} \cdot V_i$ ，其中 $J_{si} \cdot R_{ui}$ 為定值，此種處理方式通常使用於殘餘應力分析 (Residual

stress analysis)，因該種分析認為基樁反彈後產生阻尼樁運動（Dampened pile motions）。

(2) 凱斯阻尼係數

$$R_{di} = J_{ci} \cdot V_i \cdot Z_i$$

式中 J_{ci} 為凱斯阻尼係數，為無因次

Z_i 為樁基之阻抗

進行 GRLWEAP 程式分析，若選用史密斯阻尼係數，且假設基樁打設於均勻土層，則僅須對樁身及樁尖各輸入一個係數，表 5.1 為程式操作手冊建議之史密斯土壤阻尼係數，因整個樁身之史密斯阻尼係數均相同，動阻力式中速度之係數 $J_c \cdot R_c$ 被稱為粘滯性阻尼係數（viscous damping factor）於樁身各部份之大小是依土壤靜阻力而定。程式分析若選用凱斯阻尼係數，雖同樣也僅須輸入樁身與樁尖各一個係數，但係數之決定，除非對土壤與樁種類極富經驗，否則不易估計，因為此時輸入之係數為樁身各土層之累積阻尼係數，而將此累積阻尼係數分配至樁身各部份，須依土壤之粘滯性阻尼係數（此時為 $J_c \cdot Z$ ）而定，理論上各土層之 $J_c \cdot Z$ 應與 $J_c \cdot R_c$ 相等，故累積阻尼係數之分配應按土壤之靜阻力為之。

表 5.1 土壤史密斯阻尼係數

土 壤 種 類	史密斯阻尼係數(s/m)	
	樁 身	樁 尖
砂 性 土 壤	0.16	0.50
粘 性 土 壤	0.60	0.50

5.4 殘餘應力分析

波動方程式分析為節省分析計算時間，通常作二種重要簡化，一是假設樁基及土壤於分析初期均未受力。一是分析結束後樁反彈之全部過程程式均未加以分析，因此樁基之最後貫入量是由樁尖處之最大位移量與土壤最大彈性變形量之差來計算，亦即假設樁

基反彈至無受力狀態。

前述兩種假設理論於土壤僅有少許摩擦阻力及樁基為堅硬體 (rigid body) 其彈性壓縮量相對於土壤之彈性變形量非常小之兩種情況下才能滿足。但事實上，樁基打設完成後，並未完全反彈，且樁尖處之彈性變形量 q_s 大於樁身處之彈性變形量 q_b ，則樁尖將推送樁基反彈一相當距離，當樁身單元向上運動時其樁身阻力首先減少至零然後再變為負值，直到樁尖正向阻力與樁身之負向阻力達成平衡，此時樁停止反彈，而樁身與土壤均受壓力作用。

樁尖具有大彈性變形量並非產生殘餘應力之唯一原因，在樁基本身為細長形且柔軟而土壤具大量摩擦阻力時，於第一個打擊時，樁之上部幾個單元由於樁之柔性將產生較大之向下位移量，但因土壤之高摩擦阻力，樁尖僅移動小量距離，當樁錘停止打擊時，樁之上部諸單元將彈性反彈一大段距離，而樁尖却僅反彈一小段，因之摩擦阻力變為負值，而使樁受壓力，於第二個打擊時，因樁已受壓變得較硬，使得第二打擊後之受壓部份將較前打擊為大且深，後續之打擊將使受壓部份向下延伸，最後整支樁都受壓力，而該壓力不再增加。

由於樁基打設時可能殘存應力於樁內，因之 GRLWEAP 程式建議應進行包含殘餘應力分析之程式分析，其分析過程如下：

1. 當對某一極限承载力執行完 GRLWEAP 動力分析後，使用該分析結果之位移量，土壤之靜阻力及彈性變形量等進行靜力分析，估算樁及土壤於平衡狀態之位移量及受力（殘餘應力）。
2. 第二個動力分析是以第一個分析所得之位移量及受力當作初始值，則此分析可認為是模擬第二個打擊之動力分析。
3. 如同步 1. 驟再進行靜力分析。
4. 由計算樁之總壓縮量可檢核第一與第二打擊間之差異，若兩個打擊壓縮量之差異在 5% 以內，則認為具收斂現象，若未收斂則應增加另一打擊分析，直至收斂達成為止，此時整個分析才算完成，分析結果顯示對同一承载力，使用殘餘應力分析者將產生較低打擊數，但有較高之樁身應力。

5.5 GRLWEAP 波動方程式之動力分析過程

1. 首先根據分析者輸入之樁錘，打擊系統、樁基、土壤等之基本資料建立史密斯式之塊狀質量模式 (lumped mass model)，該模式以彈簧及阻尼盤模擬樁錘、打擊系統、樁錘、土壤等系統，並將欲分析之極限承载力分佈成樁基各部份之摩擦阻力。
2. 決定分析時間增量 (time increment)，該時間增量應選擇較應力波於任一樁基單元之傳遞時間為短。
3. 計算於第一個時間增量時樁基內之各種變數量如加速度、速度、位移量等並根據該

等變數量計算樁基各單元之受力。

4. 利用牛頓第二定律，並根據前步驟之樁基受力情形計算樁基單元之加速度、速度及位移量等，並重新再計算樁基各單元之受力。
5. 前後兩次計算所得樁基之速度若差異太大便應重新進行步驟4，直到速度具收斂（convergence）現象為止。
6. 計算樁基各單元之土壤靜阻力及動阻力。
7. 進行次一時段之分析，如此重複進行，直到整個分析完成。

六、GRLWEAP 程式之影響參數與分析

6.1 主要輸入參數及其影響

6.1.1 樁體特性參數

a. 分析單元長度

為進行波動方程式分析，所建立之樁模式是將樁分成許多單元體，單元體之個數愈多，即單元體之長度愈短，則所模擬應力波在樁體內之傳遞情況與實際者將較相近，惟若分成太多單元體，則程式分析計算時間須較長，因此在不影響所預測承載力準確性之原則下，單元體之長度不必選擇太小，一般以5-10呎為原則，圖6.1及6.2為單元體長度分別為5,10,15呎三種情況之分析結果，顯示承載力變化不大，因此為節省程式分析時間，單元體長度選擇15呎以下將不影響分析承載力之準確性。但樁體內壓應力是隨單元體長度之增加而減少，至於張應力則幾乎不受影響。

b. 樁之單位重

圖6.3與6.4為樁基具不同單位重之分析結果，顯示在承載力較小之軟弱土層中，由於慣性效應使較重之樁基產生位移所需之能量較多，故須較多之能量來完成相同之承載力，亦即在相同打擊數之情況下，單位重較大之樁僅能獲得較小之承載力。在承載力較大之堅硬土層却呈相反現象，其原因可能是單位重較大之樁將錘擊力傳遞至土層中之能力超過慣性力。至於對樁體應力之影響則顯示壓應力與張應力均隨單位重之增大而增加。

樁基若外徑相同且為均勻材質，而僅樁壁厚度不同，則樁壁厚者其單位長度之重量將較大，則樁壁厚度對承載力分析結果之影響將顯現與單位重之影響一樣，此等情形如圖6.5所示，惟樁體壓應力則因樁壁厚度增加時其斷面積之增加而有減少之情形。如圖6.6所示。

c. 樁長

為了解樁基長度對分析結果之影響，僅將樁基之長度改變，而其它土壤、樁基材料及打樁設備等條件不變進行比較分析，雖然一切條件不變，但輸入之樁尖荷重百分比參數仍須依樁長度之不同而作適當之調整，圖6.7為以D80樁錘進行分析樁長分別為54M,30M及20M之承載力曲線，圖中顯示在承載力不超過7000KN之較軟弱土層，對同一承載力所需之打擊數相差不多，而在承載力超過7000KN時，在相同承載力下長樁却須較多之打擊數，亦即對同一打擊數長樁僅能獲致較小之承載力，關於此點最初認為是因所使用樁錘D80能量不足以致長樁之樁尖荷重未能完全發展，因此以大樁錘D100進行樁長54M之分析，亦證實其承載力曲線在D80樁長30M之

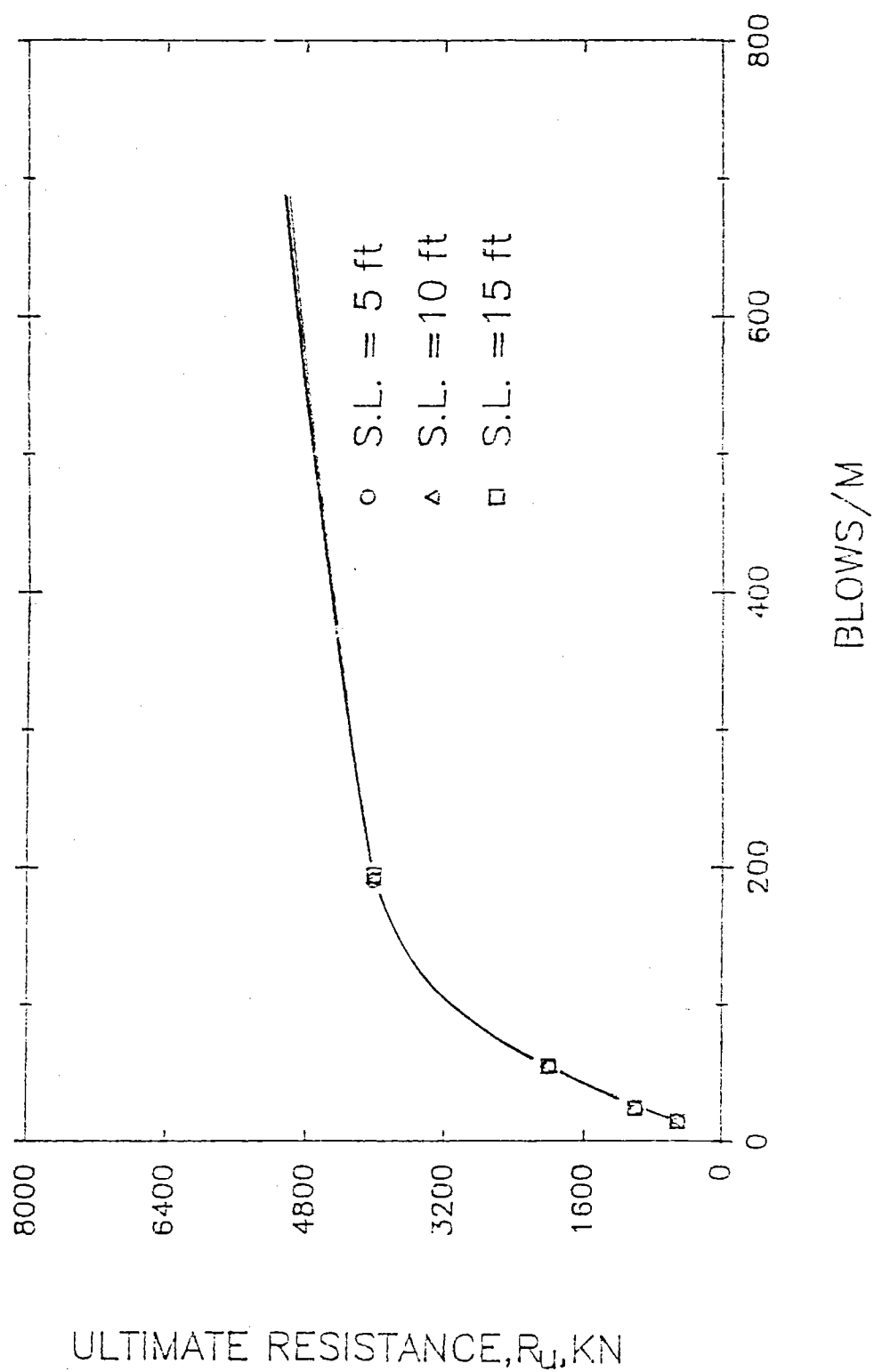


圖6.1 分析單元長度對樁基承載力之影響

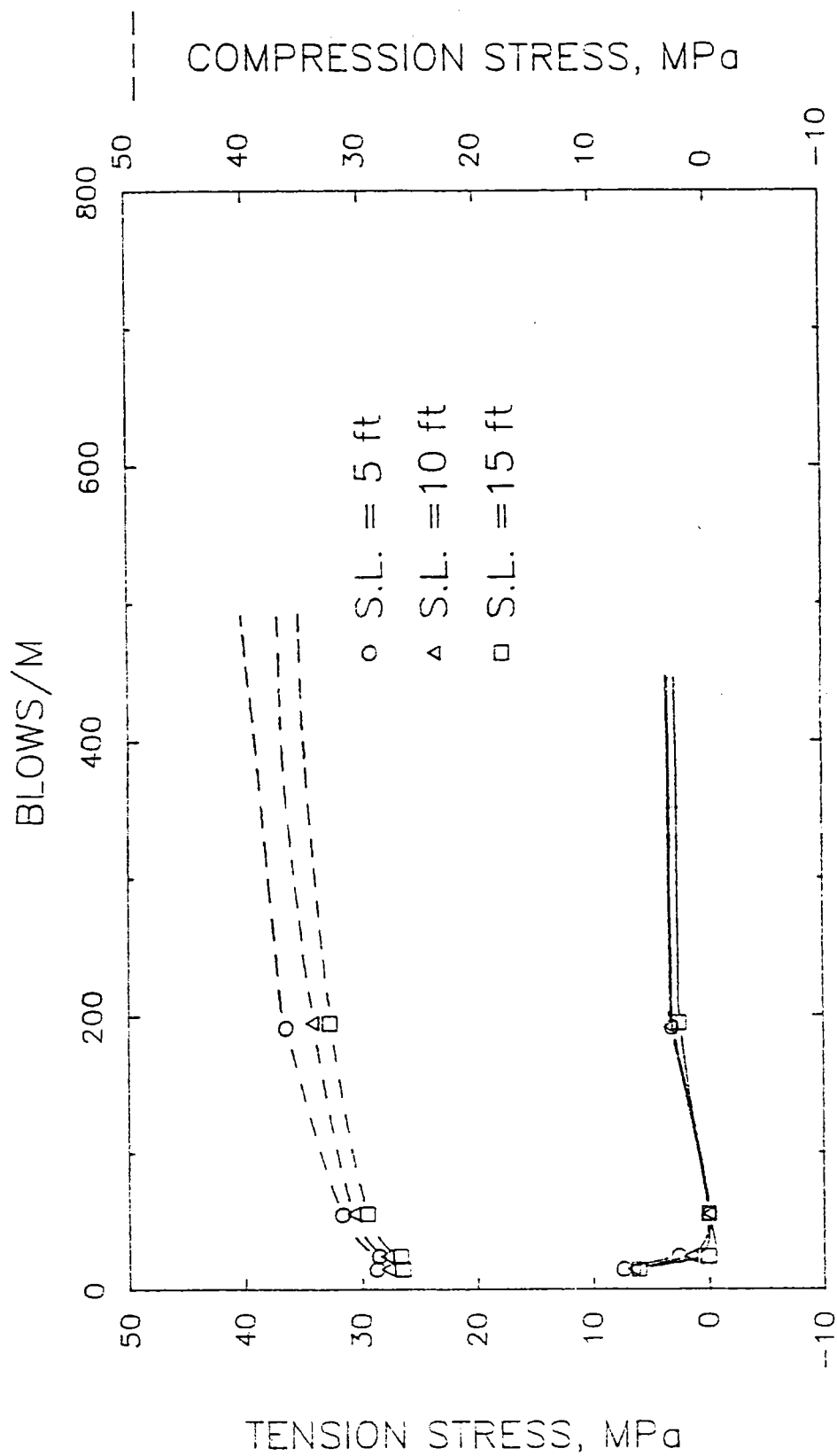


圖6.2 分析單元長度對樁體應力之影響

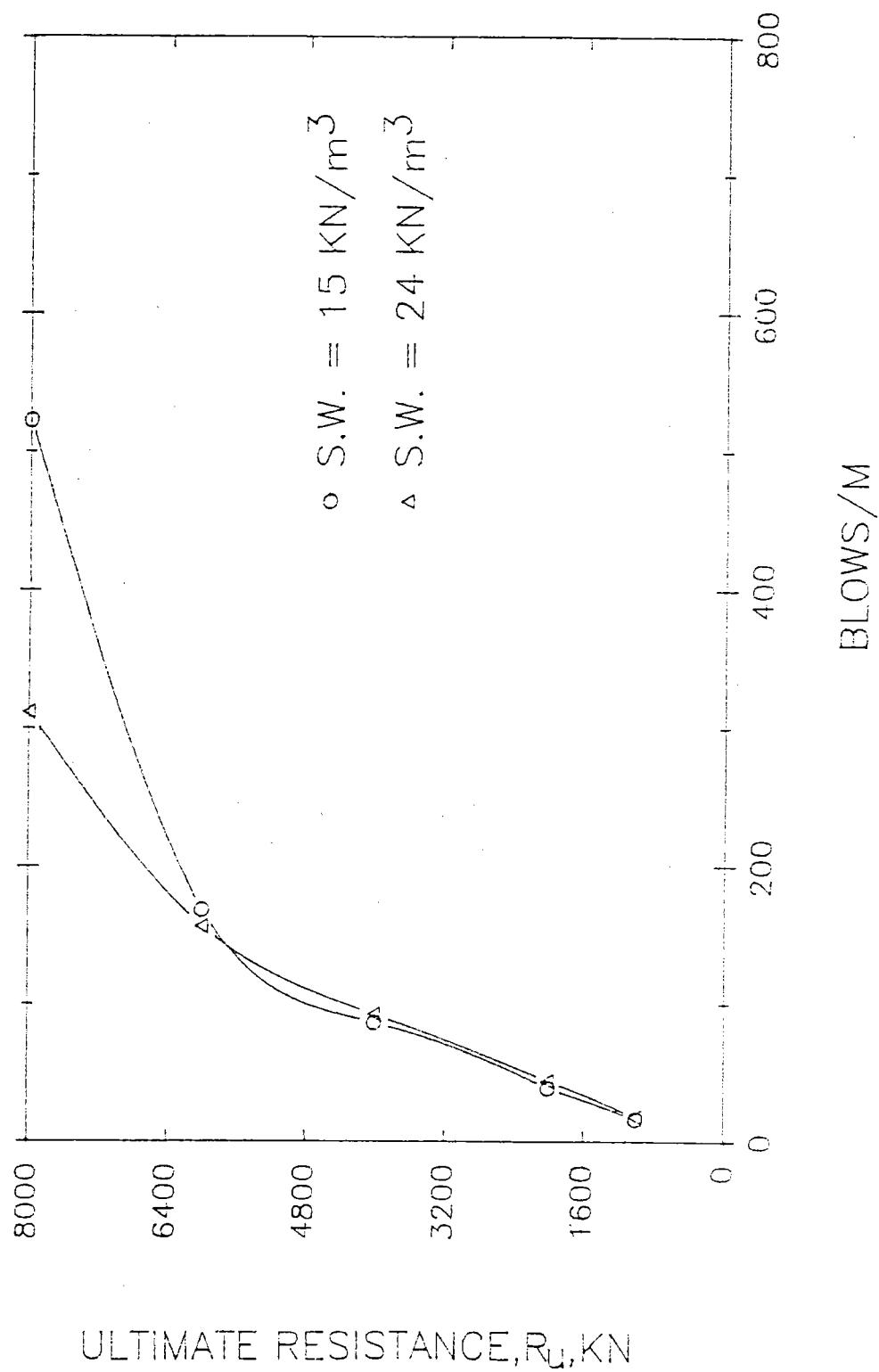


圖6.3 樁基單位重對承載力之影響

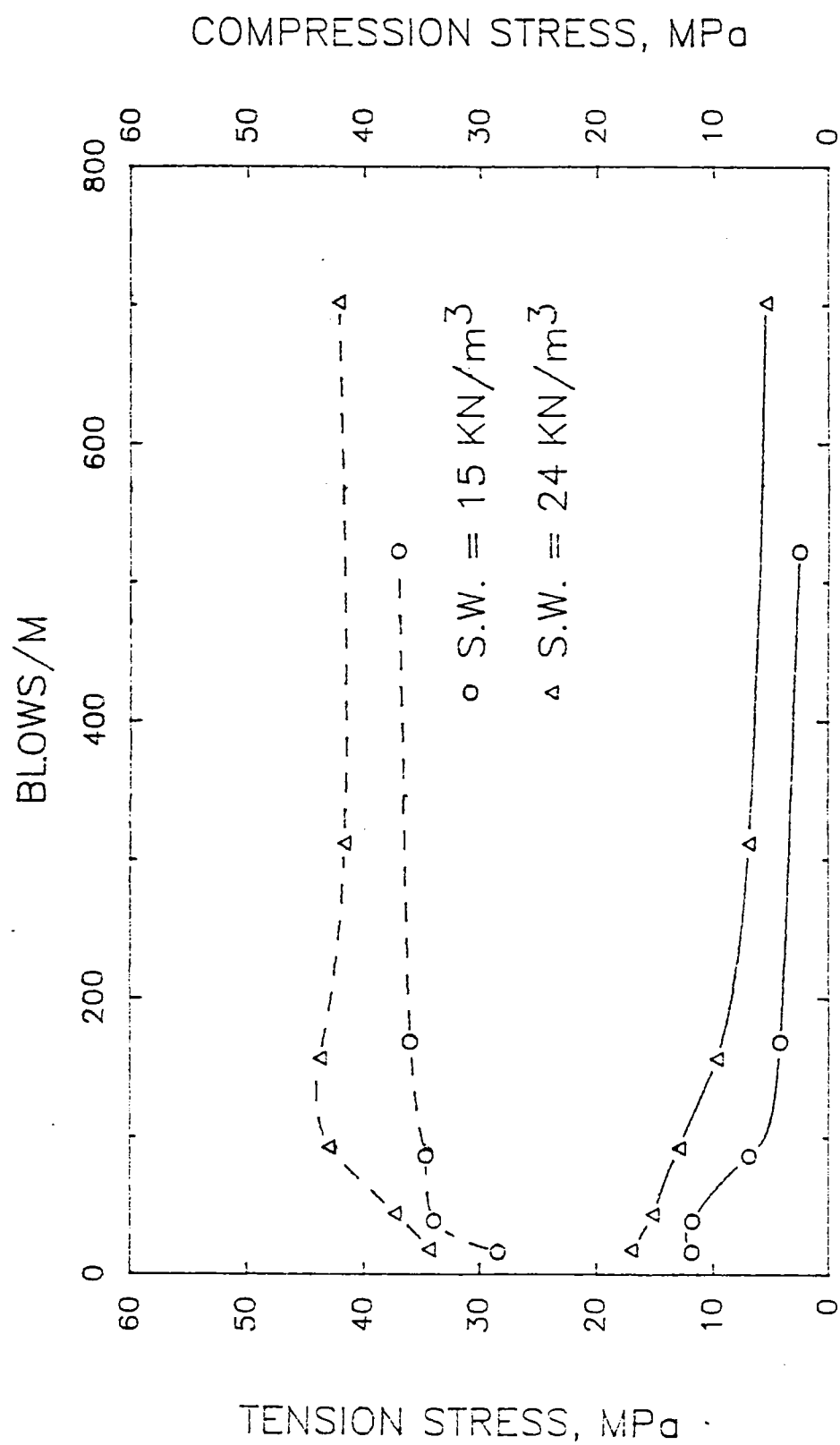


圖6.4 樁基單位重對樁體應力之影響

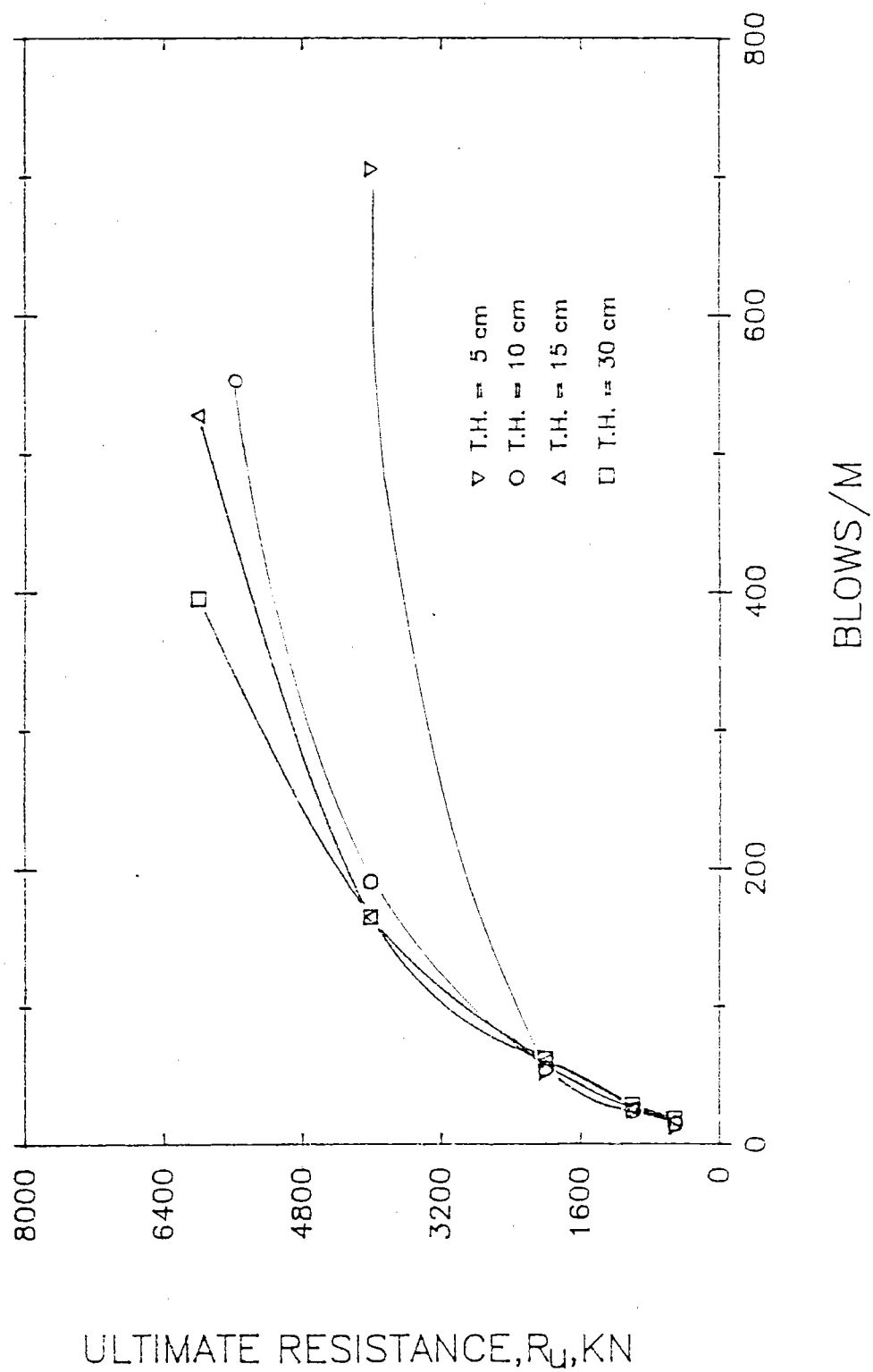


圖6.5 樁壁厚度對樁基承載力之影響

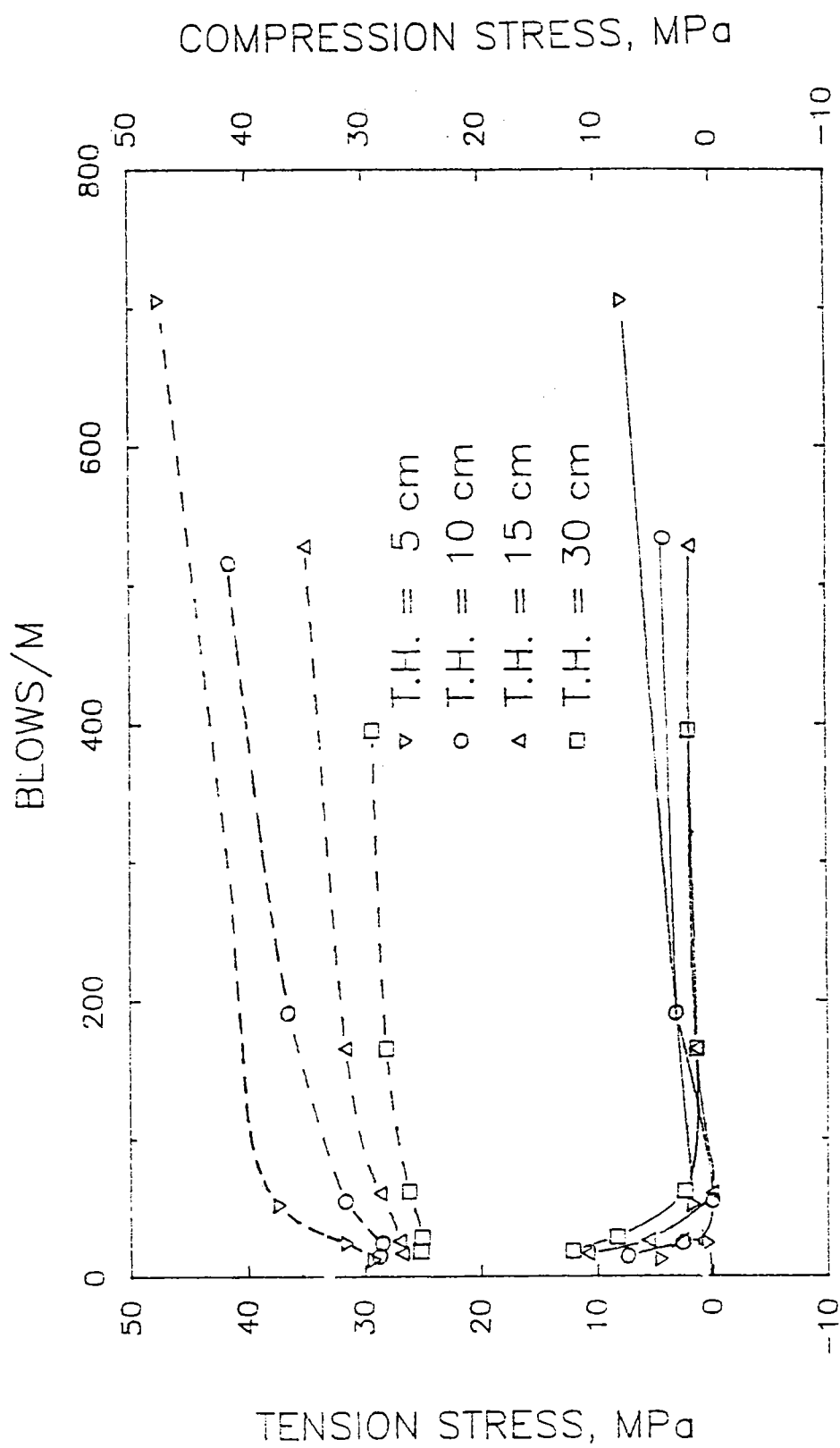


圖6.6 樁壁厚度對樁體應力之影響

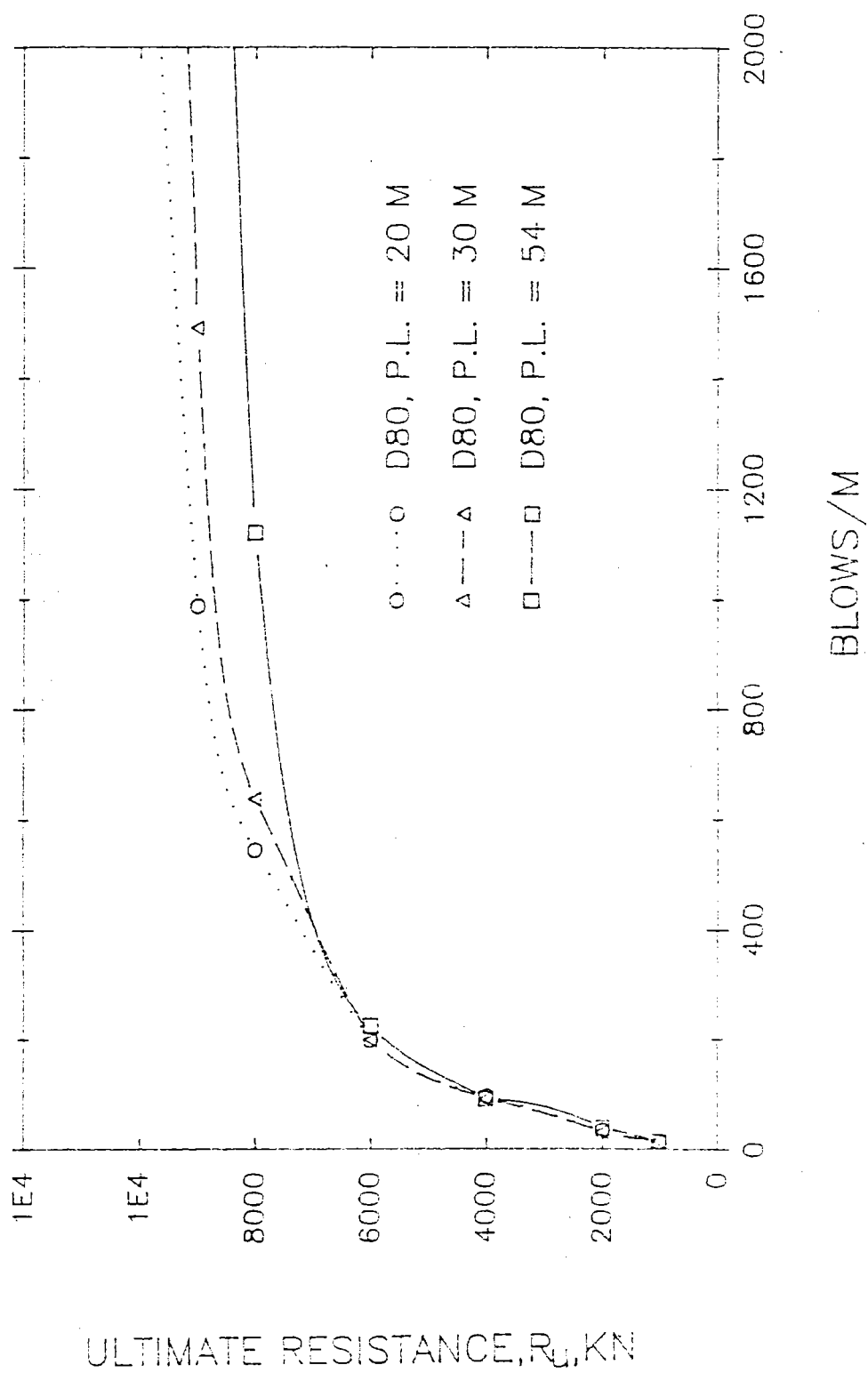


圖6.7 樁錘D80對不同樁長之承載力曲線

上，如圖 6.8 所示；亦即對同一承載力 D100 樁錘僅須較少之打擊數。後來我們再以小樁錘 D30 證實該論點却發現分析結果之承載力曲線仍有樁錘 D80 之現象（圖 6.9），因此樁錘能量不足並非造成該現象之原因，後來根據程式分析結果計算各不同承載力由樁錘傳輸至樁基之總能量如表 6.1，顯示在承載力較小之軟弱土層短樁與長樁接受之總能量相差不多，但在承載力較大之堅硬土層時，樁錘傳輸至長樁之總能量較短樁大很多。傳輸至樁基之總能量應與樁基周緣之總阻力相等，此總阻力包含動阻力與靜阻力，而動阻力為 $J_s \times R_s \times V$ ，因此動阻力與靜阻力成正比，在承載力較小時，與承載力相等之靜阻力未達到極限狀況，因之具較大周緣面積之長樁其單位周緣面積之靜阻力較承載力相同之短樁為小，故長樁單位周緣面積之動阻力較短樁為小，但兩者之總動阻力是相等，因之在承載力較小之情況下相同承載力具有相近之打擊數。但在承載力較高之堅硬土層，無論短樁或長樁其周緣之靜阻力均發展至與其極限靜阻力相近，因之長樁周緣之總動阻力較短樁為大亦即長樁須有較大之打擊數以克服較大之動阻力。

表 6.1 樁錘 D80 於不同樁長及承載力之傳輸能量

承載力(kn)	傳輸能量(kn · m)		
	樁長=54M	樁長=30m	樁長=20M
1000	1513	1573	1423
2000	3354	3127	3178
4000	8372	7966	8088
6000	20094	17384	17037
8000	98726	55678	46161

d. 接頭

長度較大之樁基爲了運送及施工之方便，通常先製成數段短樁，在打設階段再以接頭予以連結，圖 6.10 及 6.11 爲樁基具不同接頭數之分析結果，顯示在打擊數相同之情況下，樁基之承載力及樁體壓應力均隨接頭數之增加而有減少之趨勢，其中承載力之改變較爲顯著。

6.1.2 土壤特性參數

a. 土壤彈性變形量 (Quake)

根據前面之定義我們知道土壤彈性變形量即是土壤受荷重作用所能引致之最大彈性變形量，當荷重解除後，該變形量便消失，過去 Smith 等多數學者均認爲土壤之彈

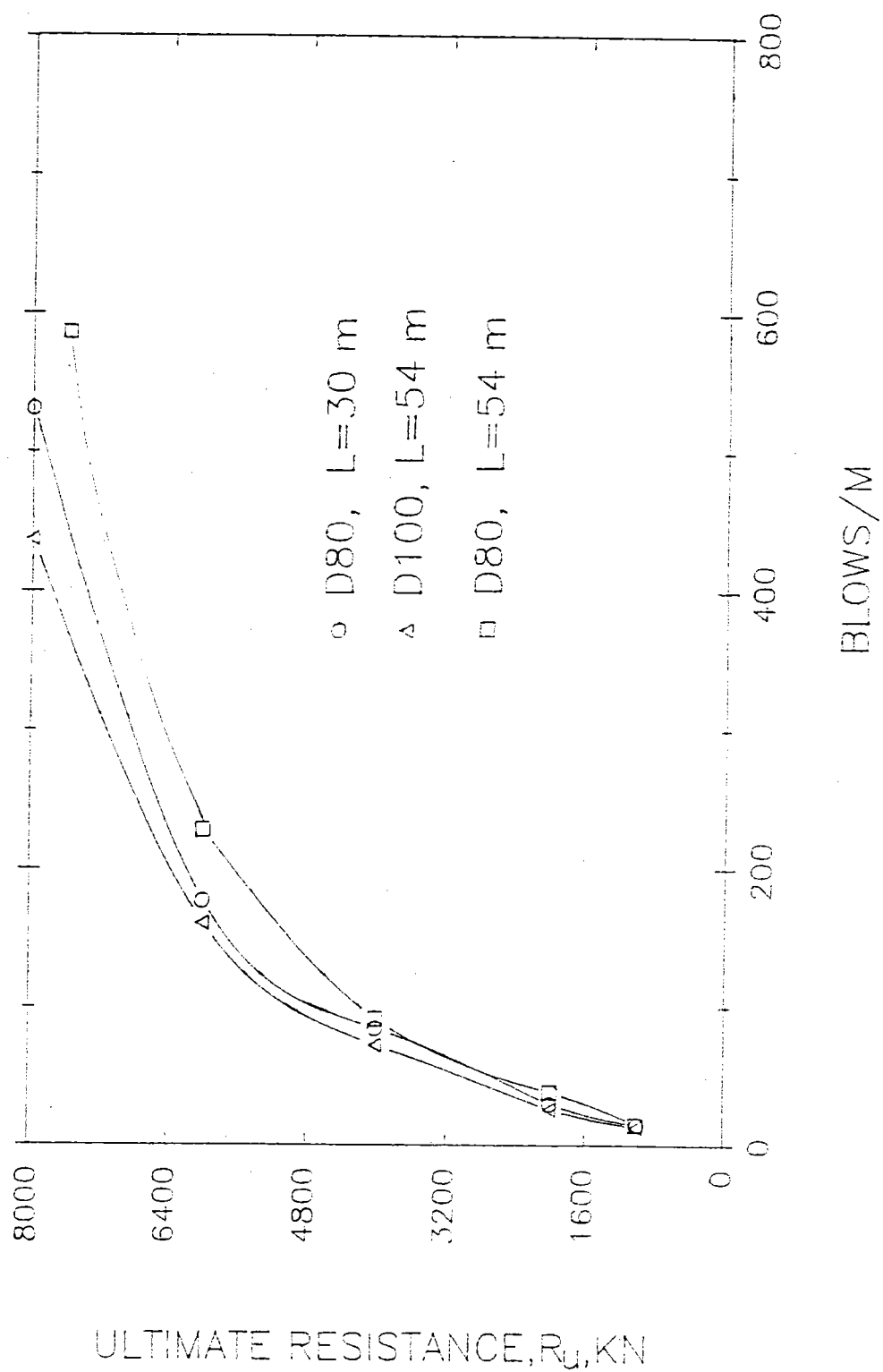


圖6.8 樁錘 D100 樁長 54M 之承載力曲線

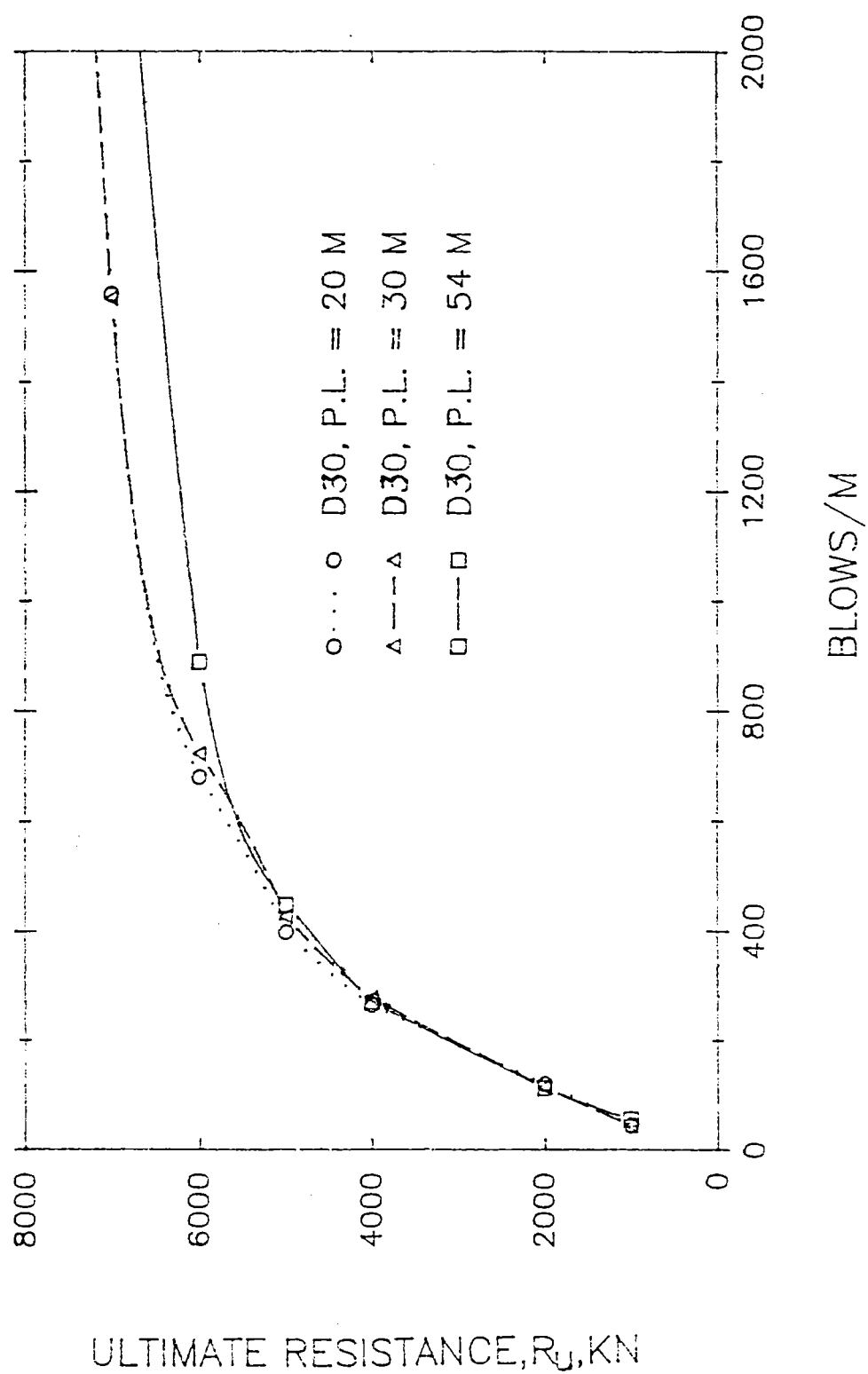


圖6.9 樁錘 D30 不同樁長之承載力曲線

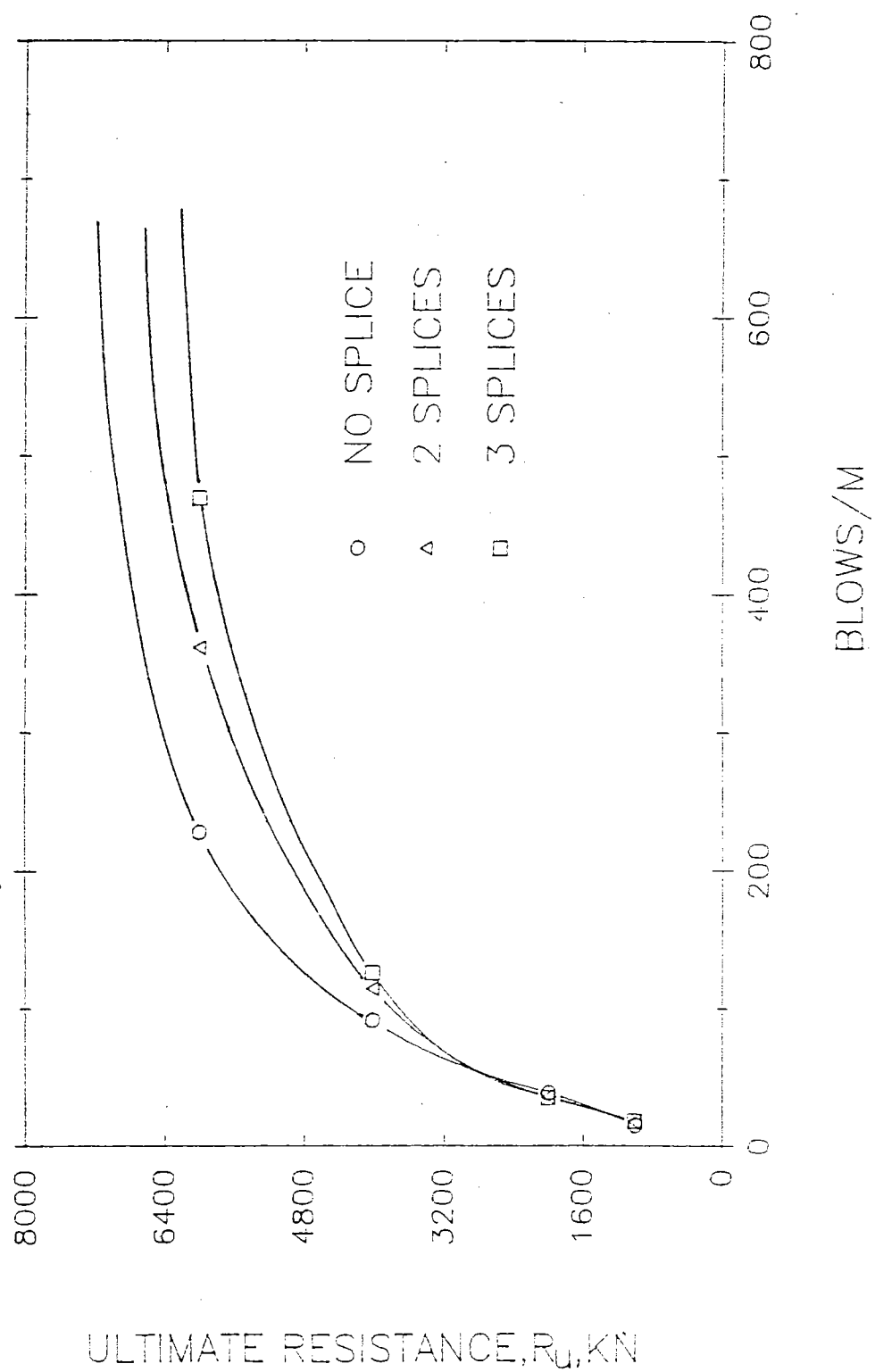


圖6.10 樁基接頭數對承載力之影響

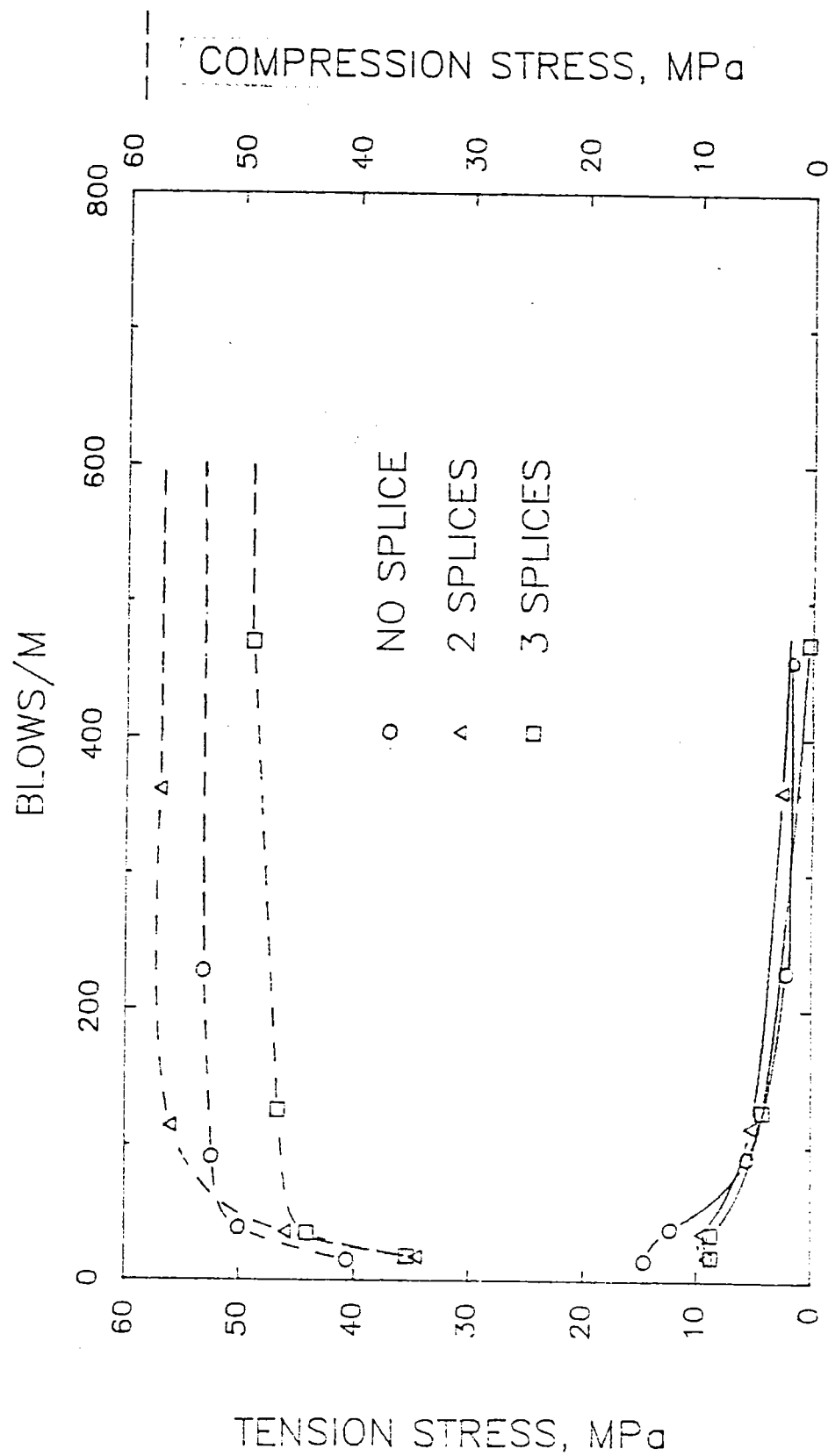


圖6.11 樁基接頭數對樁體應力之影響

性變形量為0.1吋，但最近有學者以CAPWAP程式分析發現在飽和土壤內打設之大口徑樁基，顯現之土壤變形量較過去常用之0.1吋為大，有些甚至高達0.3或0.4吋，因之應了解土壤變形量對打擊樁行為之影響，以便程式分析時選擇適宜之土壤變形量作輸入參數，圖6.12及6.13為三種不同土壤變形量之分析結果，顯示隨土壤變形量 Q 之增加，樁基能承擔之荷重反有降低之趨勢，一般言之，在承載力較小之軟弱土層 Q 值對承載力之影響較小，但在堅硬土層其影響則較明顯，樁體之壓應力與張應力亦均隨 Q 值之增大而有減小趨勢。

b. 土壤阻尼係數

波動方程式是以土壤阻尼盤來模擬消失於土壤之能量，分析時其輸入之阻尼係數，由前面章節知可分為史密斯阻尼係數及凱斯阻尼係數，不論以何種型式之阻尼係數分析結果如圖6.14及6.15所示，隨土壤阻尼係數之增加，樁基承載力有顯著之減少，樁體之張應力亦有相同之趨勢惟其改變程度隨阻尼係數之漸增而式微，樁體之壓應力在軟弱土壤中呈現相反趨勢，但在堅硬土層亦有少量減少之傾向。

本研究曾以徑CAPWAP分析所得樁身與樁尖之凱斯土壤阻尼係數 $J_{cs}=1.1$ 及 $J_{ct}=0.5$ 當作輸入參數，分析結果如圖6.16及6.17顯示較使用史密斯阻尼係數 $J_{ss}=0.16s/m$ 及 $J_{st}=0.50s/m$ 時，其承載力、樁體張應力均大幅度減小，尤其是張應力均小至接近零之程度，後來再以 $J_{cs} \cdot J_{ct}=0.3$ 進行分析則顯示與史密斯阻尼係數時之結果相近，因之以CAPWAP分析結果之阻尼係數當作GRLWEAP分析之輸入參數並不適宜。

c. 土壤阻力分佈狀況

第一章曾述及meyerhoff認為於砂性土壤內樁基周緣之土壤阻力一般是隨有效覆土壓力之增加而變大，但當樁基深度達某一極限值時，土壤阻力將維持一定而不再增加。至於粘性土壤其阻力則隨剪力強度而異，於波動方程式分析輸入之土壤阻力因分析土層性質之不同常呈不規則形狀，於無詳細土壤試驗資料時，常以SPT結果作為輸入土壤阻力分佈之參考，於較均勻分佈之土層，為分析上之方便，在不影響準確度之情況下，常假設土層阻力為均勻分佈或呈有規則之形狀變化。圖6.18及6.19為假設土壤阻力分佈為均勻及隨深度漸增兩種情況之分析結果，顯示樁基承載力在阻力分佈為漸增時較均勻分佈時僅有些許增加，但對樁體壓應力之影響甚小，而樁體張應力於堅硬土層却呈少量增加之趨勢。

d. 樁尖荷重百分比

樁尖荷重佔整樁基荷重之百分比依樁基材質、尺寸及土層性質等而定，一般估計不易，常以傳統靜力公式估算，本研究以樁尖荷重百分比EB為25%、50%及70%三個情況加以分析比較，圖6.20及6.21顯示承載力隨EB之增加而有減少之趨勢且些種改變幅度在EB增加至50以上後將逐漸減少而不再重要，樁體壓應力因EB之增加亦同樣有減小之趨勢，至於樁體張應力則改變不大。

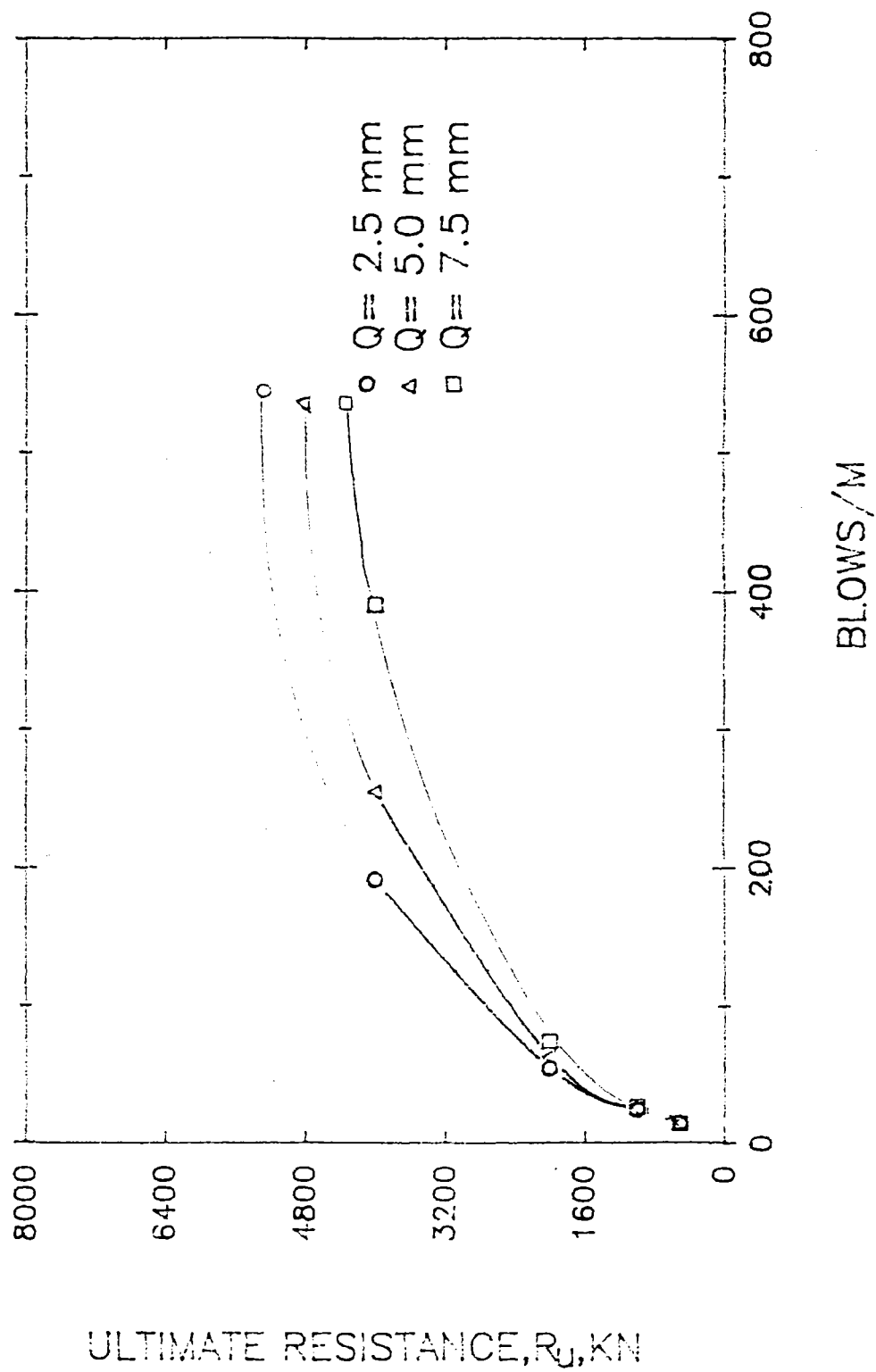


圖6.12 土壤彈性變形量對樁基承载力之影響

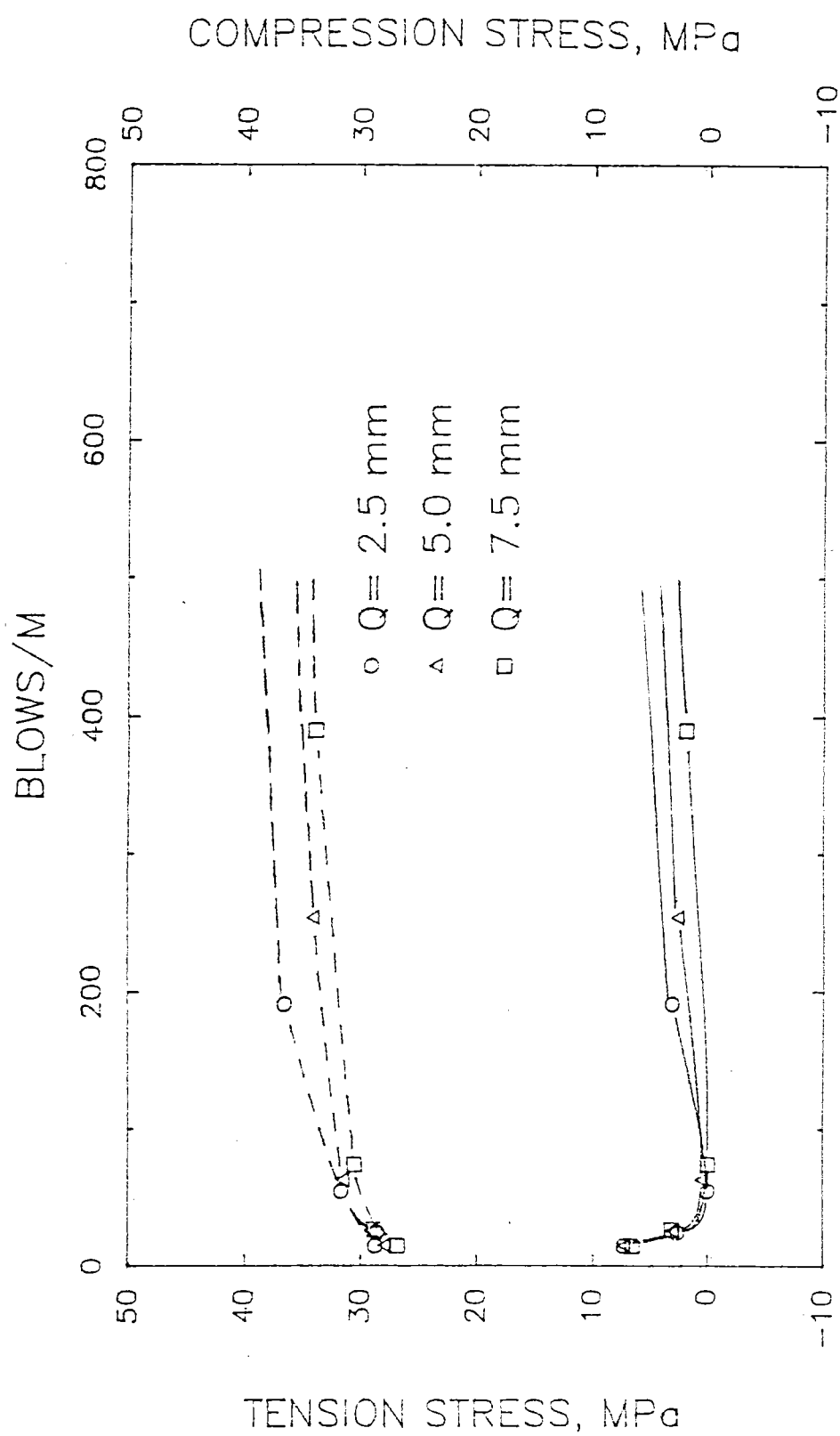


圖6.13 土壤彈性變形量對樁體應力之影響

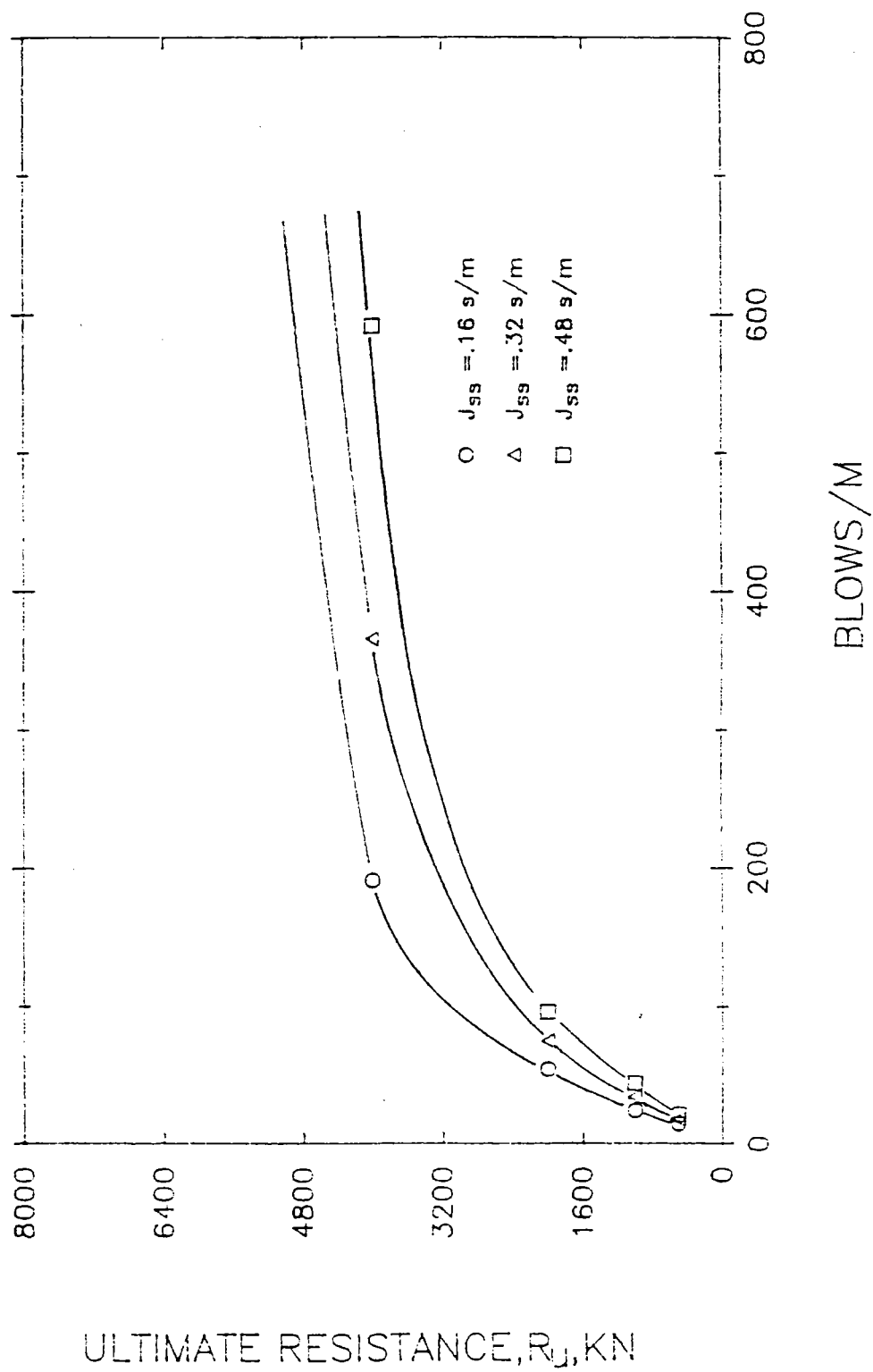


圖6.14 土壤阻力係數對樁基承載力之影響

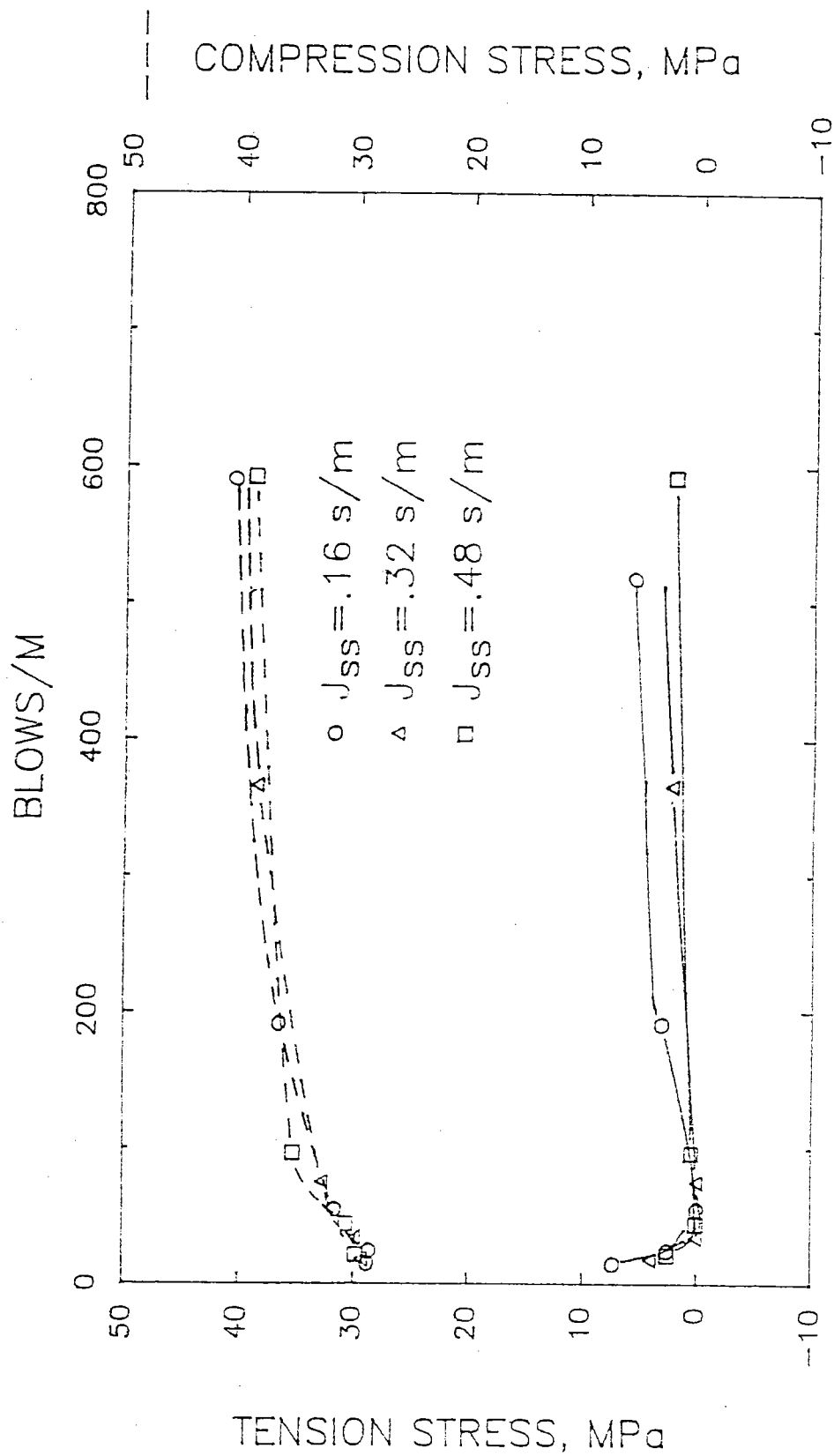


圖6.15 土壤阻尼係數對樁體應力之影響

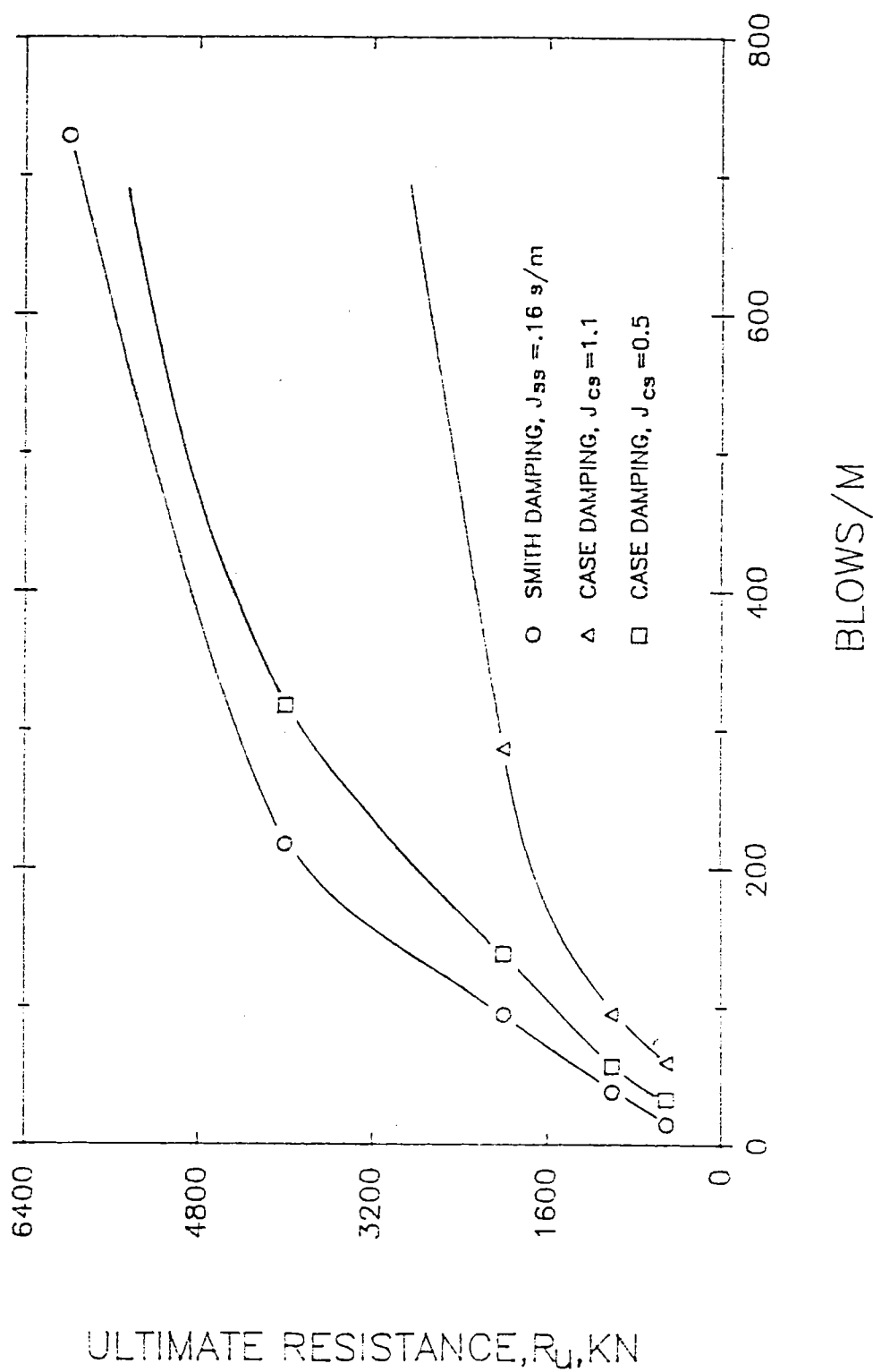


圖6.16 不同阻尼係數對樁基承载力之影響

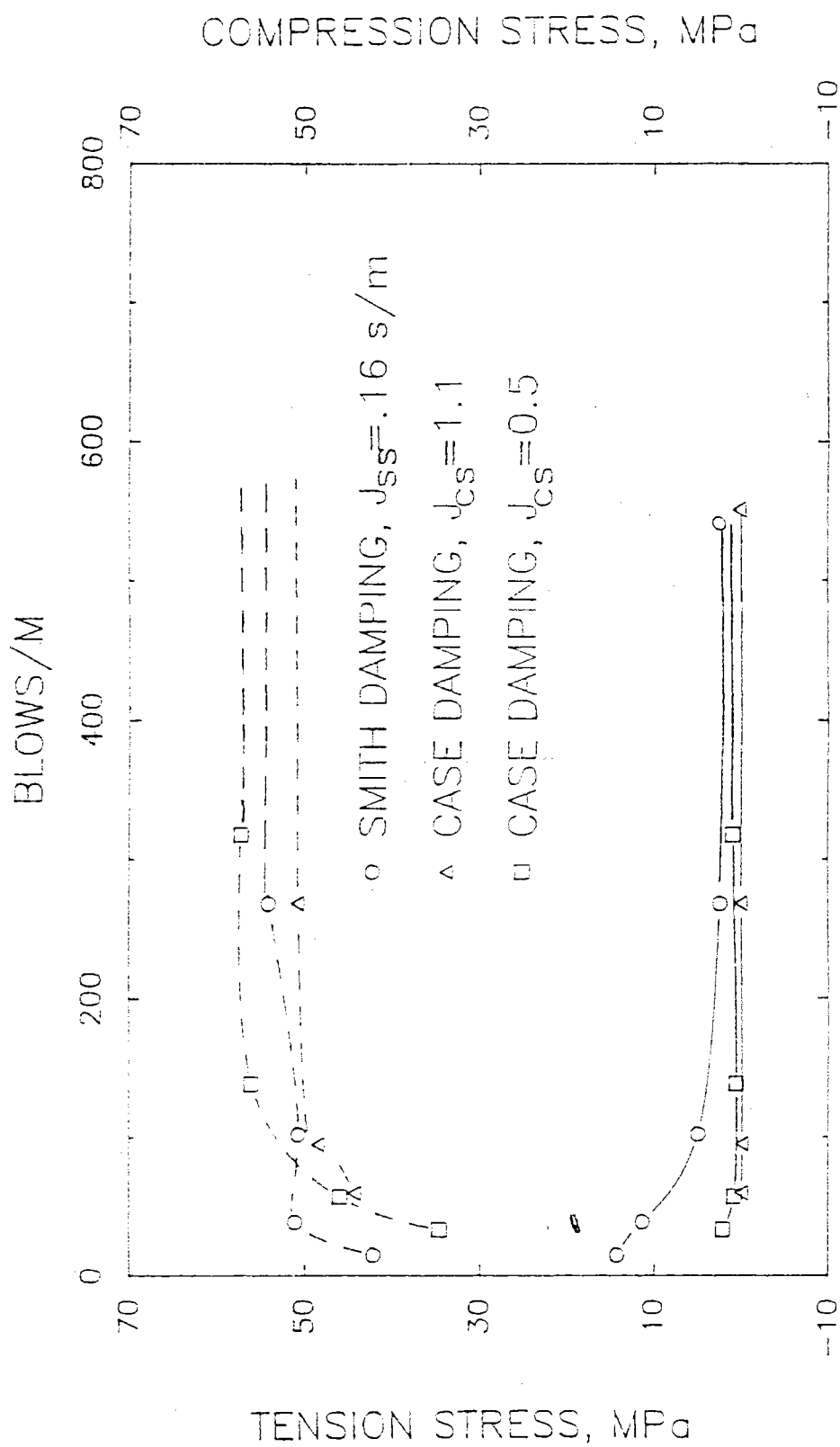


圖6.17 不同阻尼係數對樁體應力之影響

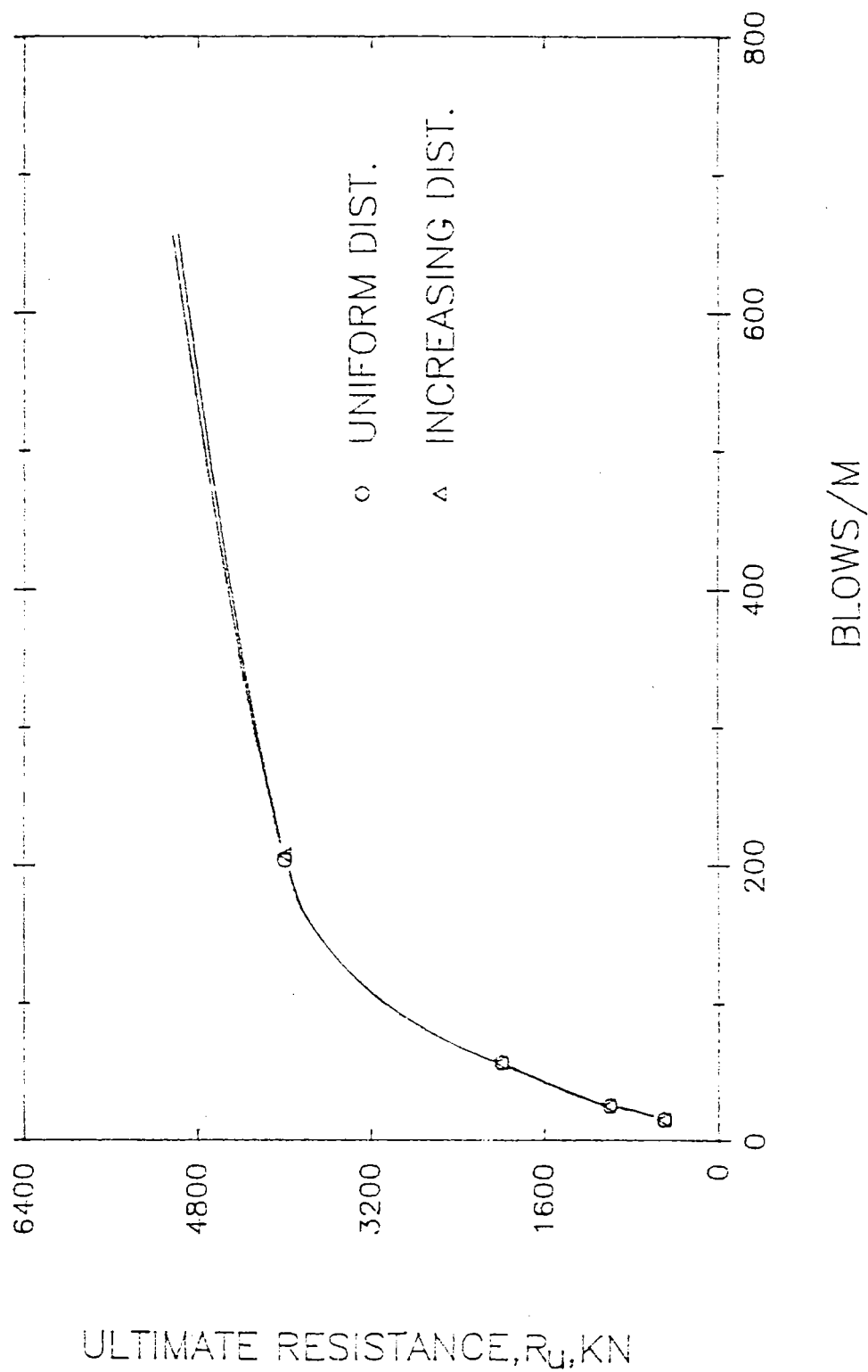


圖6.18 土壤阻力分佈對樁基承载力之影響

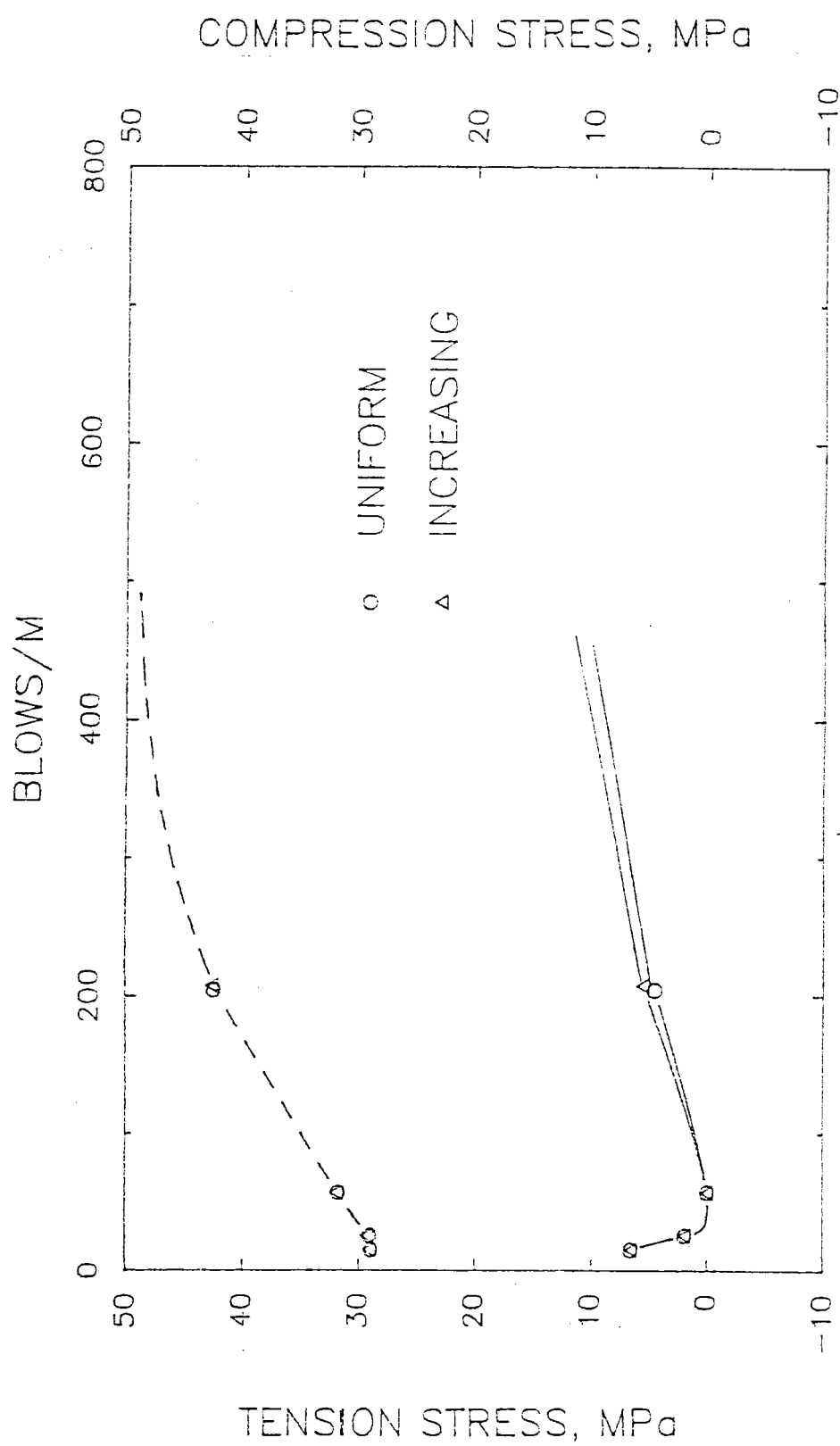


圖6.19 土壤阻力分佈對樁體應力之影響

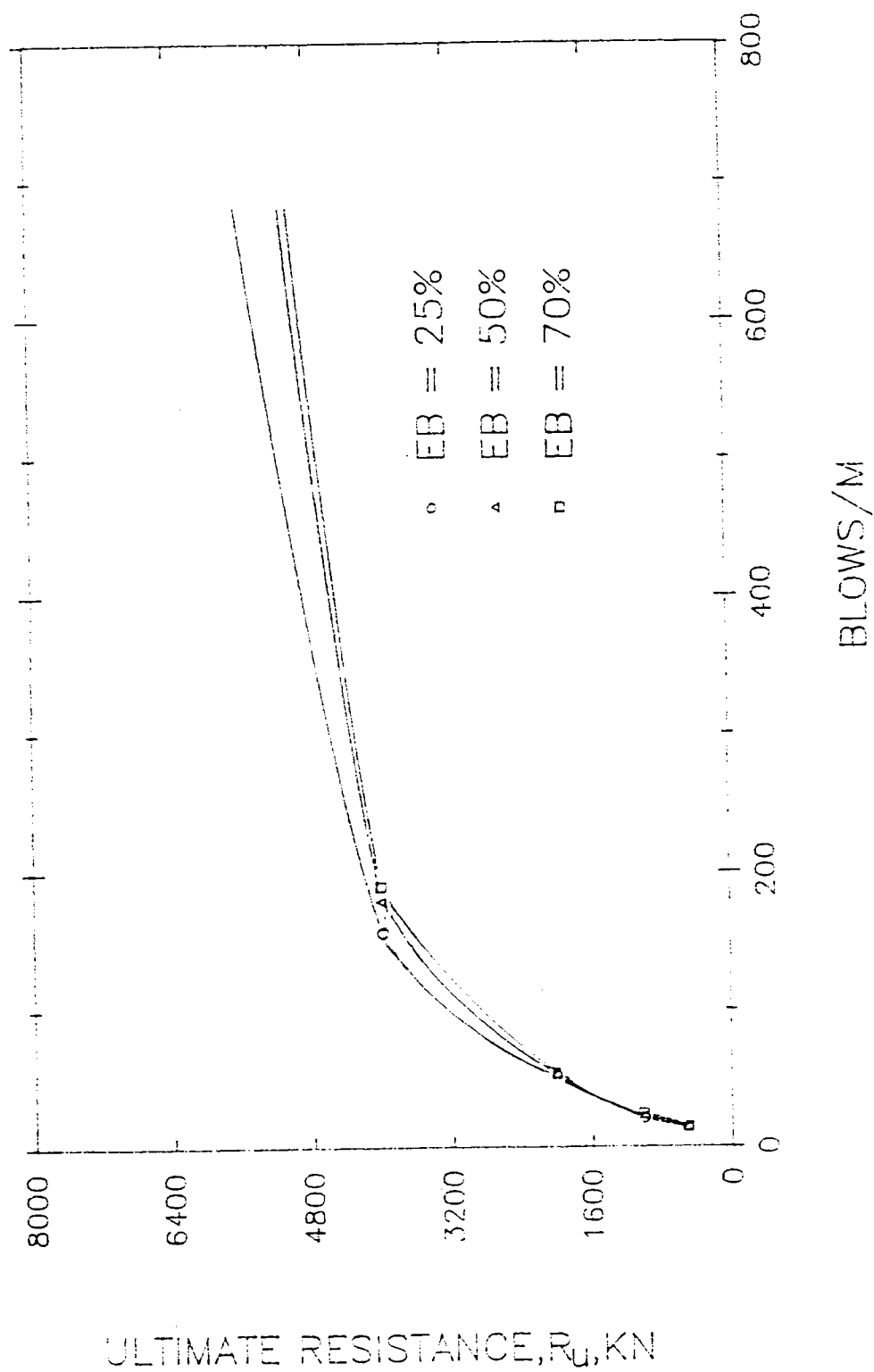


圖6.20 樁尖荷重百分比對樁基承載力之影響

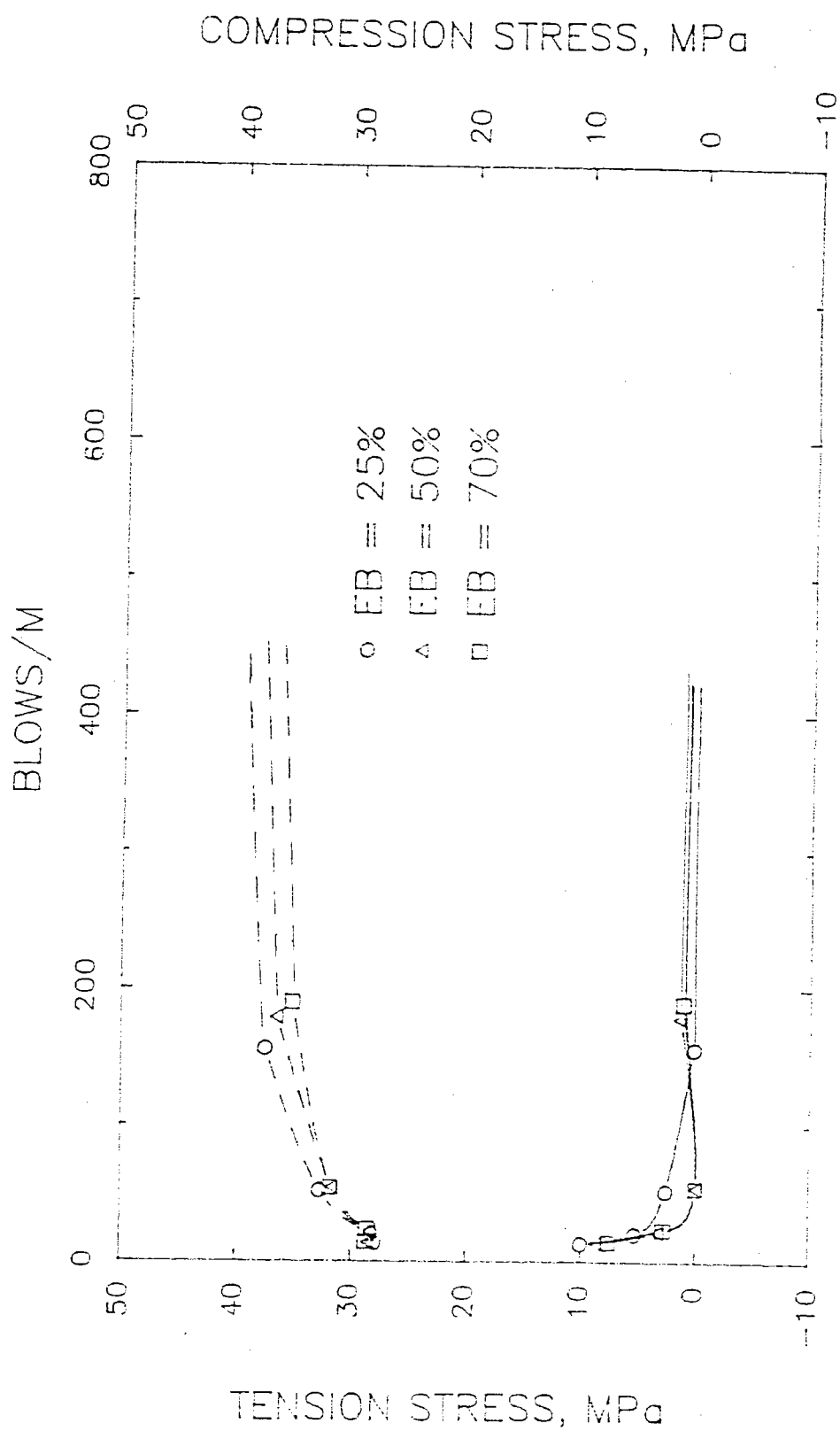


圖6.21 樁尖荷重百分比對樁體應力之影響

e. 部份軟弱土層之阻力不計

54 米長樁基打入之土層中若含有 13 米厚之軟弱土層，因該土層之阻力很小，於分析若不考慮，由圖 6.22 及 6.23 可知對分析結果並未造成太大之差別，僅僅樁體張應力於高打擊數時有增加之現象。樁基之承載力包括靜阻力與動阻力兩部份，而動阻力是與靜阻力及阻尼係數之乘積成正比，在軟弱土層其靜阻力很小，因之動阻力亦不會很大，故不考慮軟弱土層之阻力，僅使樁基之承載力減少微量。

6.1.3 打樁設備參數

a. 墊塊勁度 (stiffness)

帽墊置於樁帽之上，其作用是減低衝擊力以延長樁帽及撞錘之壽命，選擇墊塊之材料應顧慮兩條件，一是應使錘擊力對樁帽不致造成破裂，二是能將撞錘之能量大都傳遞至樁基。墊塊之種類繁多，工地常用者有木質、塑膠、硬橡皮、鋼纜、鋁與雲母之交互組合體、石棉、夾板等，估計墊塊軟硬程度是依其勁度 K 而定， $K = EA/L$ ，式中 E 為彈性模數， A 為斷面積， L 為厚度，勁度小之軟墊塊受衝擊時產生之波力較小而波長較長，可達到保護之效果，但因較小之波力使樁基不易獲得較高之承載力，因之高承載力之樁基須以波力較大而波長較短之硬墊塊取代之。圖 6.24 及 6.25 為以三種勁度分別為 2500, 5000, 10000 KN/mm 之分析結果，顯示承載力因勁度之增大而有些微之增加，其主因是勁度大之墊塊其有效傳遞能量較多，樁體壓應力亦有相同之趨勢，但改變幅度較大，至於樁體張應力則改變不大。

b. 墊塊回復係數 C.O.R (Coefficient of Restitution)

回復係數係說明墊塊承受衝擊後能量之損失，於分析中 0.8 為較常用之係數，但仍須視墊塊之材質與尺寸而定，圖 6.26 及 6.27 以二種較小之回復係數 0.5 及 0.3 加以分析比較之結果，顯示隨 C.O.R 之減小承載力有小量減少之趨勢，但在打擊數較大時，其改變量變得較為顯著，樁體壓力之改變趨勢與承載力相同，但改變之幅度較大，樁體張應力受 C.O.R 之影響不大。

c. 樁帽重量 (Helmet weight)

樁帽置於樁頭之上，其作用為讓打擊力均勻分佈在樁頭上，以避免樁頭受到破壞，並可保持樁之正直防止偏心打擊，圖 6.28 及 6.29 為使用三種不同重量之樁帽進行分析以了解其對樁基行為之影響，顯示樁帽重量之減小將使承載力增加，樁體壓應力與承載力相同之現象，但樁體張應力僅在較大打擊數時隨樁帽重量之改變作正向小量改變。

d. 樁錘效率 E_h (Efficiency of Hammers)

打樁機於樁基打設過程因有能量損耗，以致無法將打樁機之額定能量傳輸至樁基，此等損耗之能量除撞錘下落過程之摩擦損耗外，撞錘與砧板撞擊時亦有能量損耗，另外打擊系統之裝備如樁帽、墊塊等均引致不少之能量損耗。打樁設備之保養狀況對能量傳遞效率亦有很大之影響於執行動力分析所輸入之樁錘效率參數應反應打樁設備於工

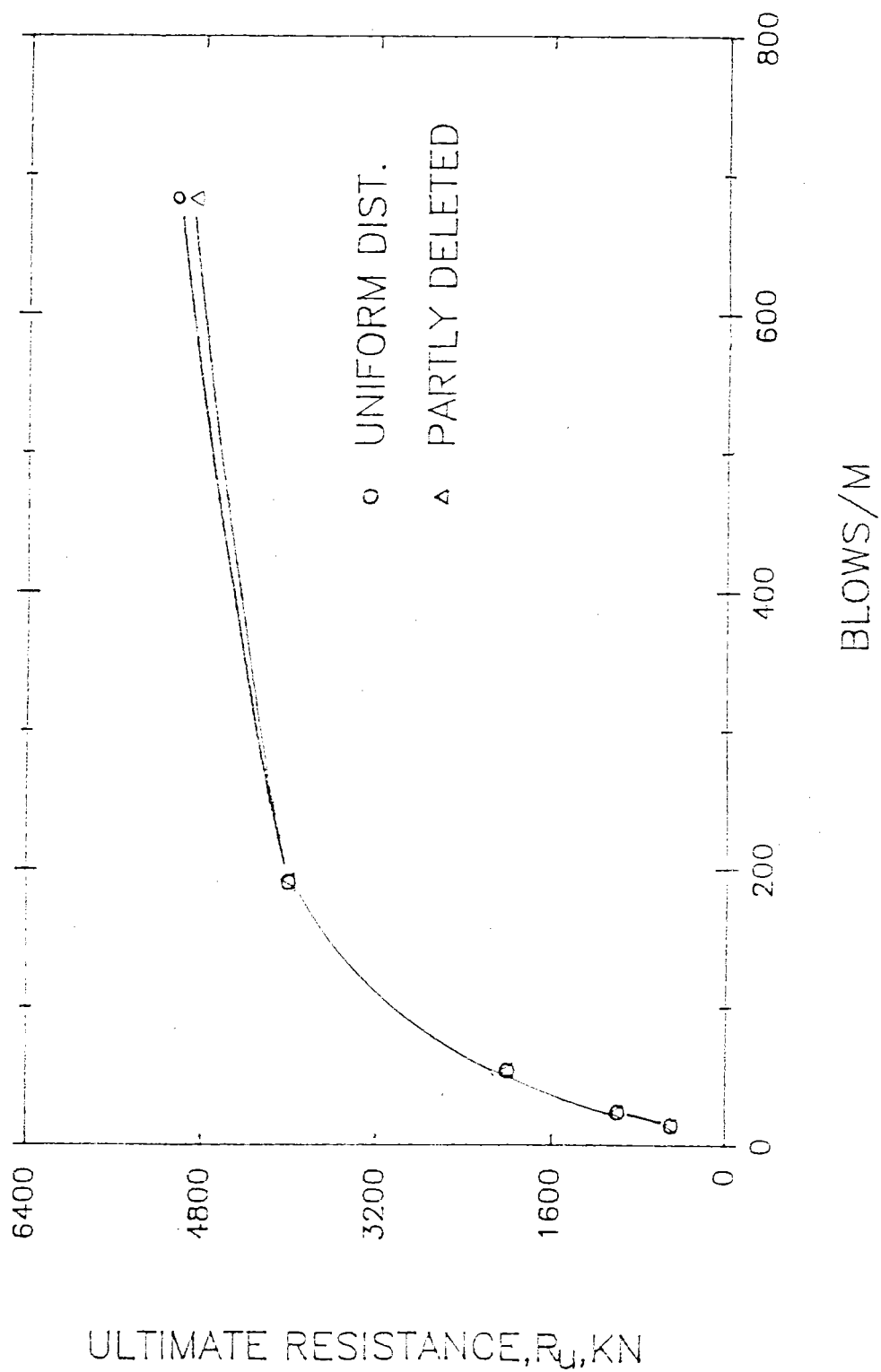


圖6.22 忽略部份軟弱土層阻力對樁基承载力之影響

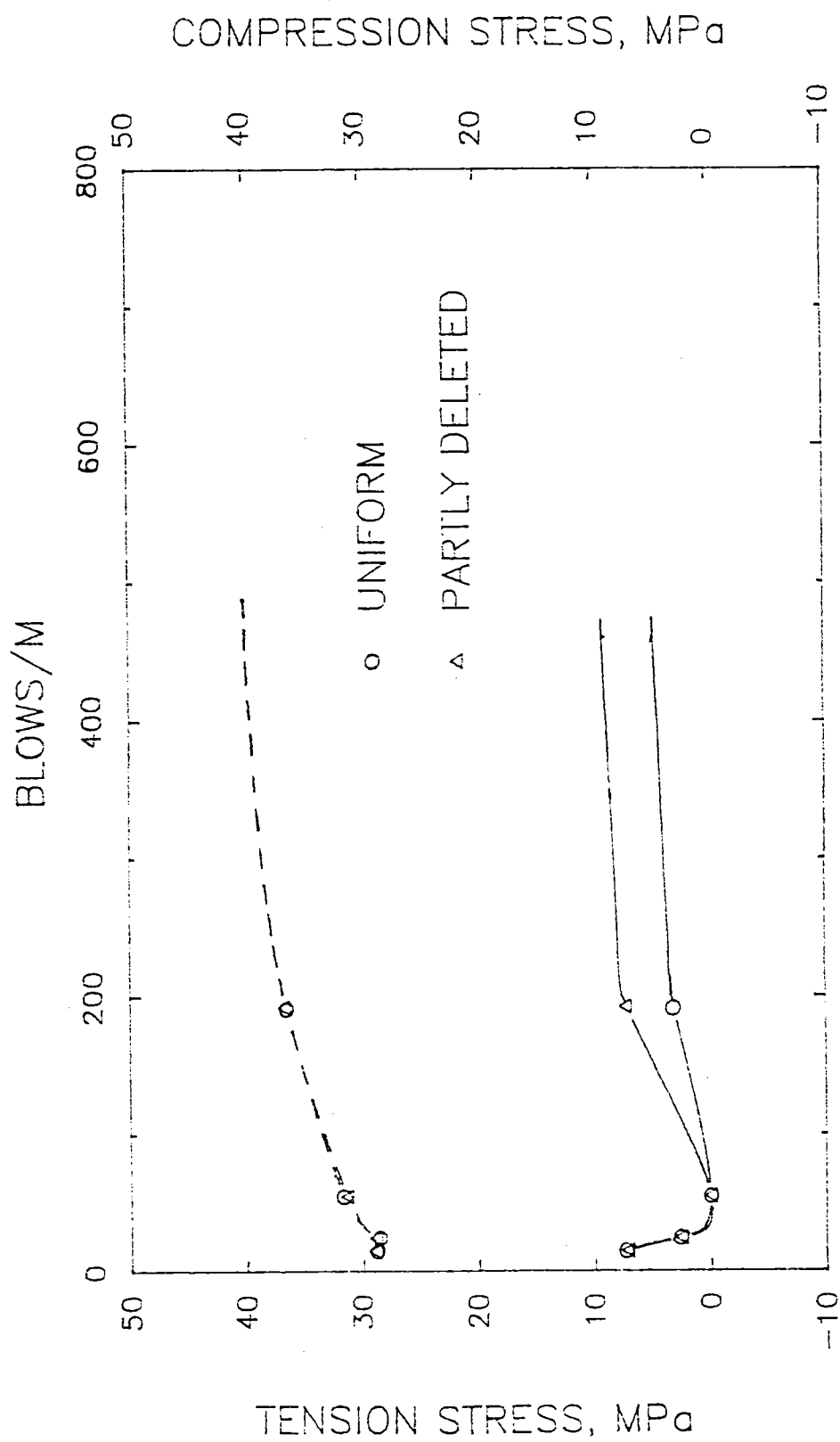


圖6.23 忽略部份軟弱土層阻力對樁體應力之影響

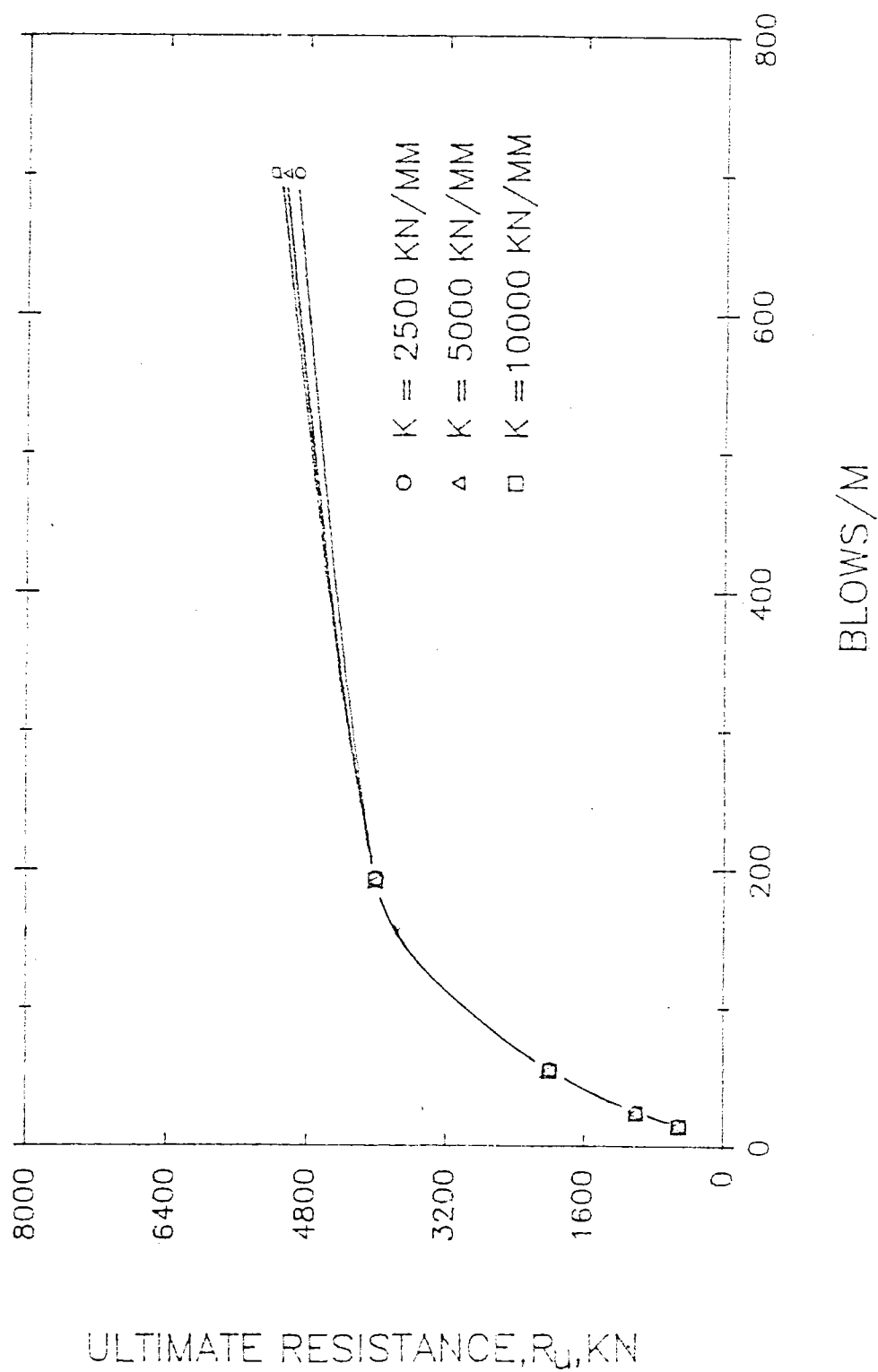


圖6.24 墊塊勁度對樁基承載力之影響

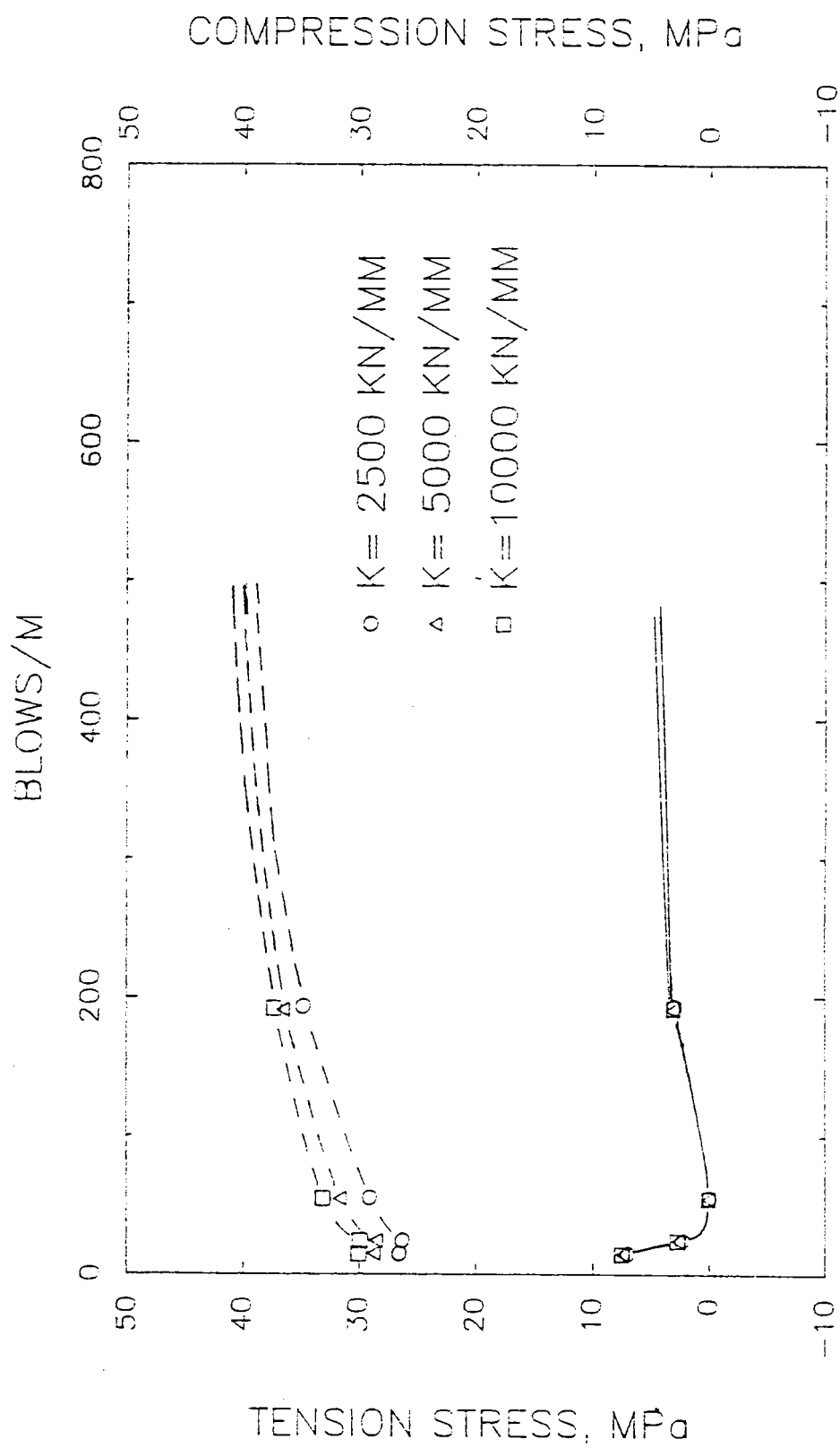


圖6.25 墊塊勁度對樁體應力之影響

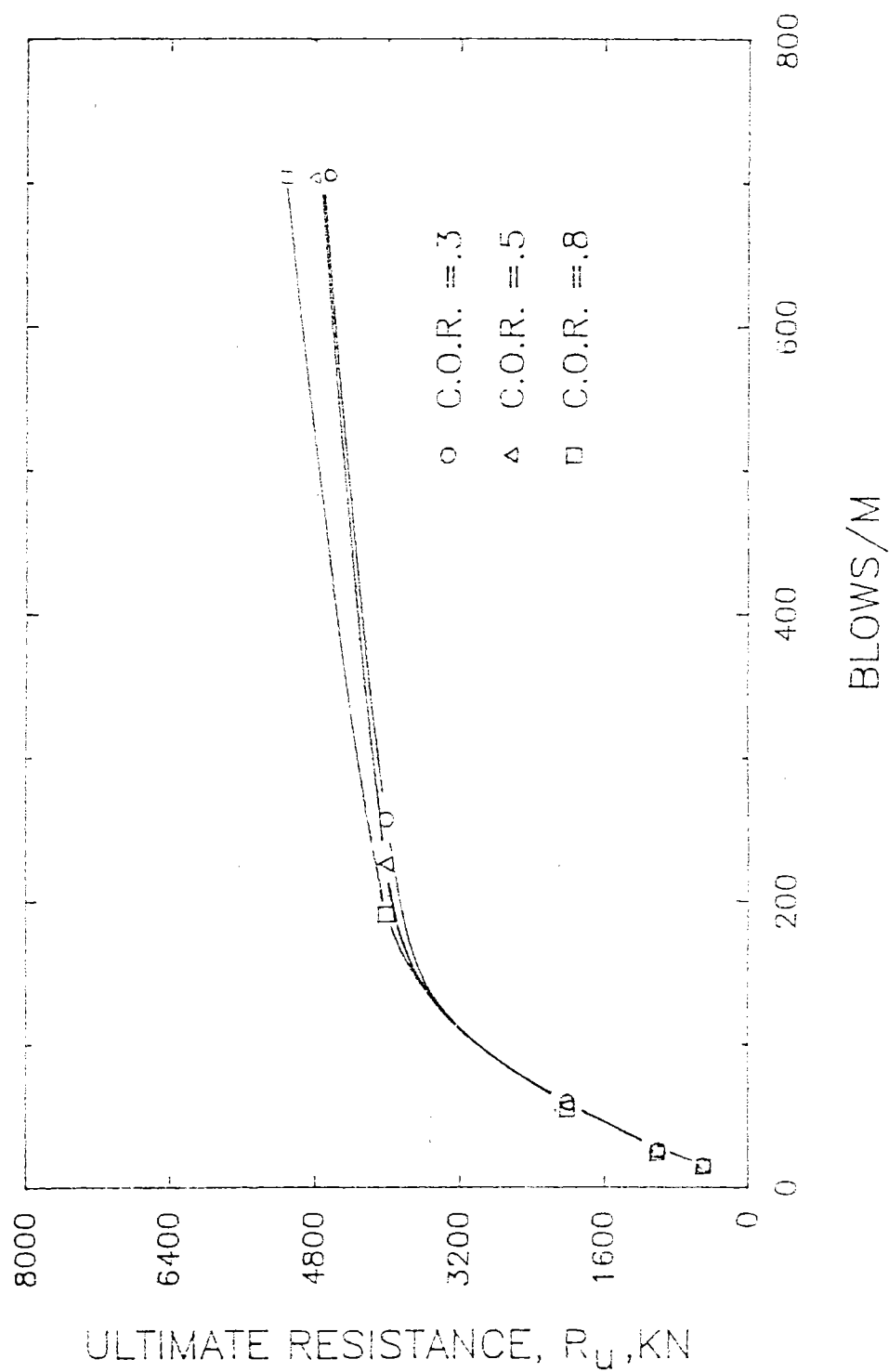


圖6.26 墊塊回復係數對樁基承载力之影響

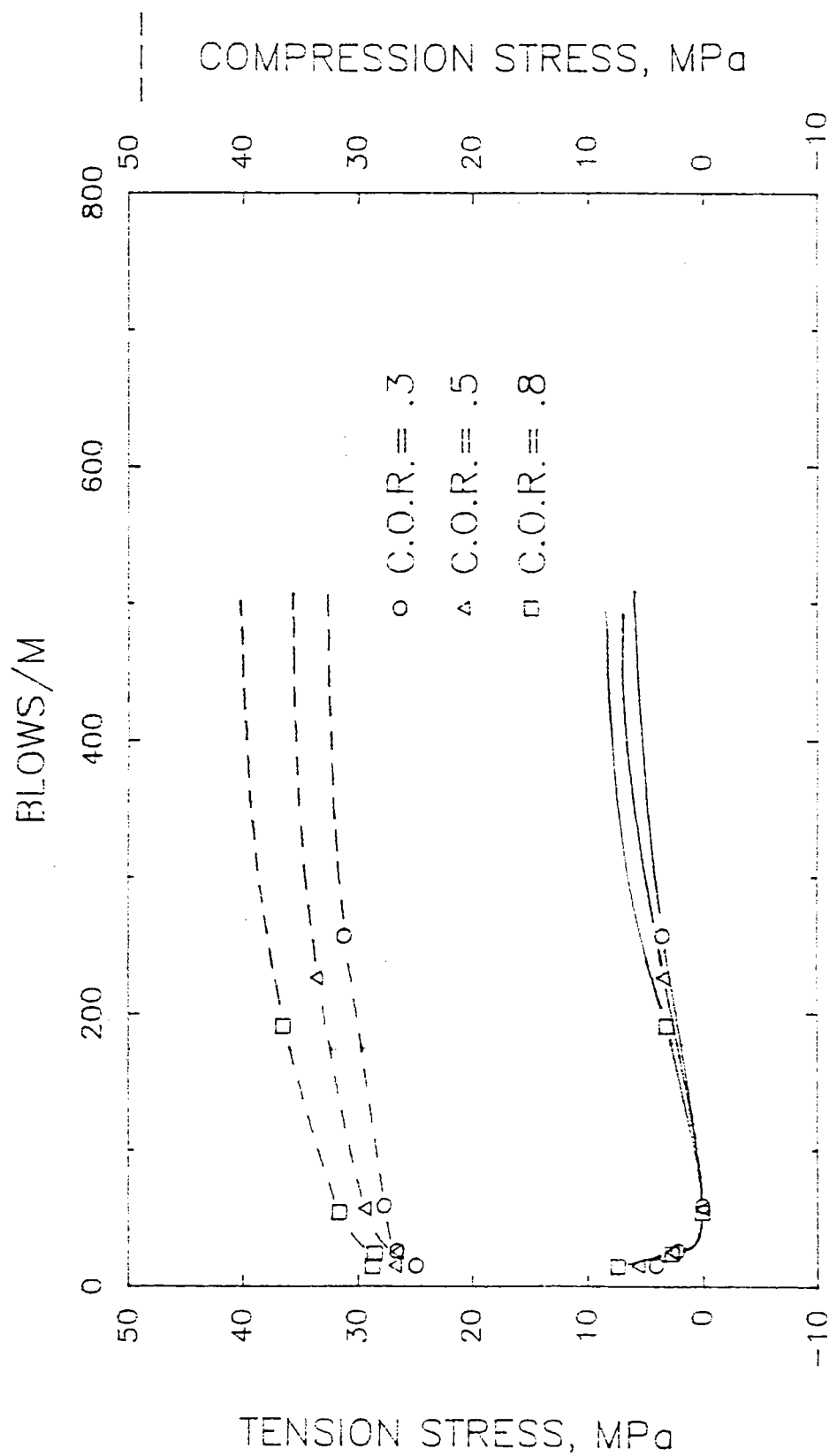


圖6.27 墊塊回復係數對樁體應力之影響

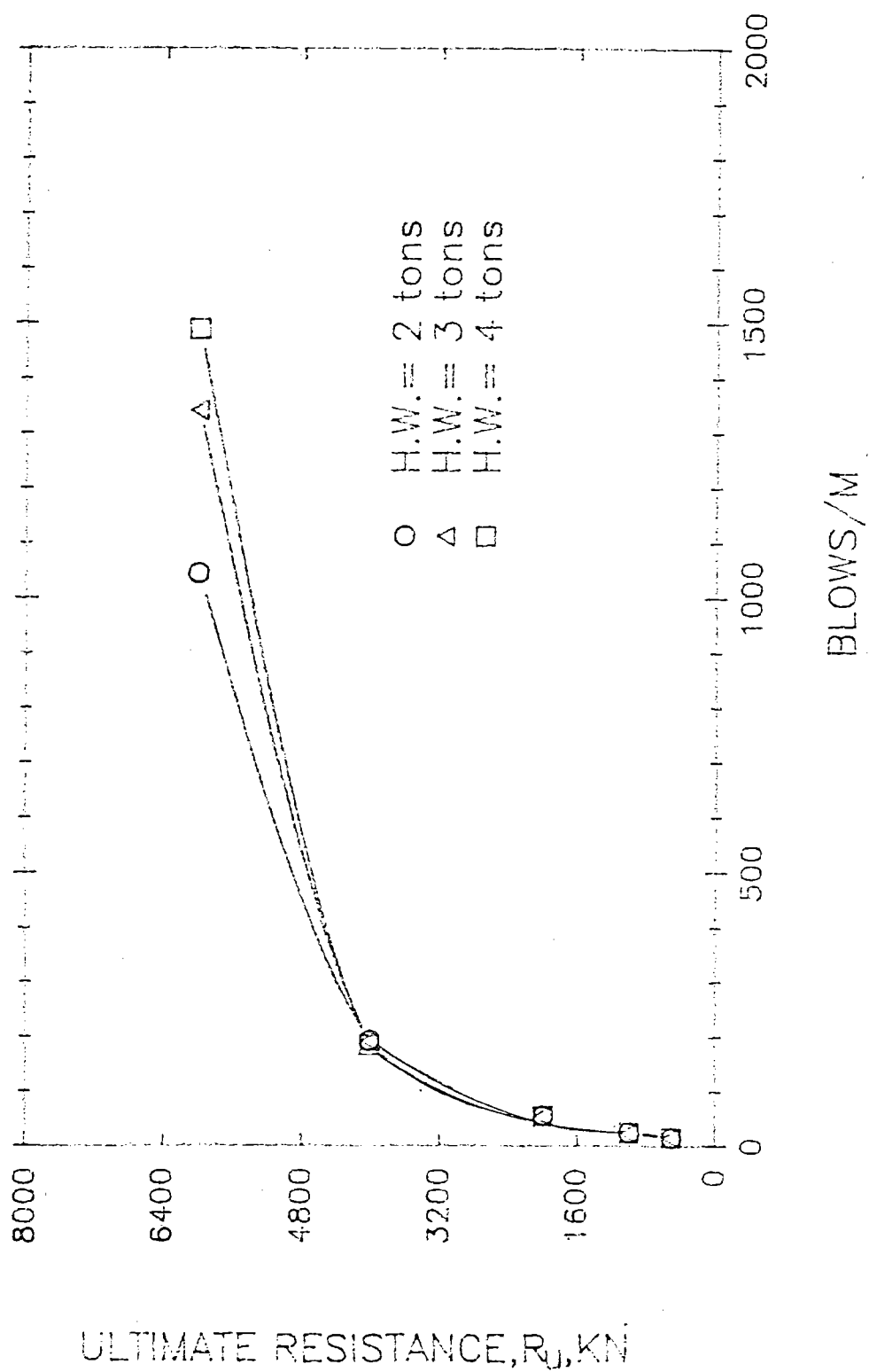


圖6.28 樁帽重量對樁基承載力之影響

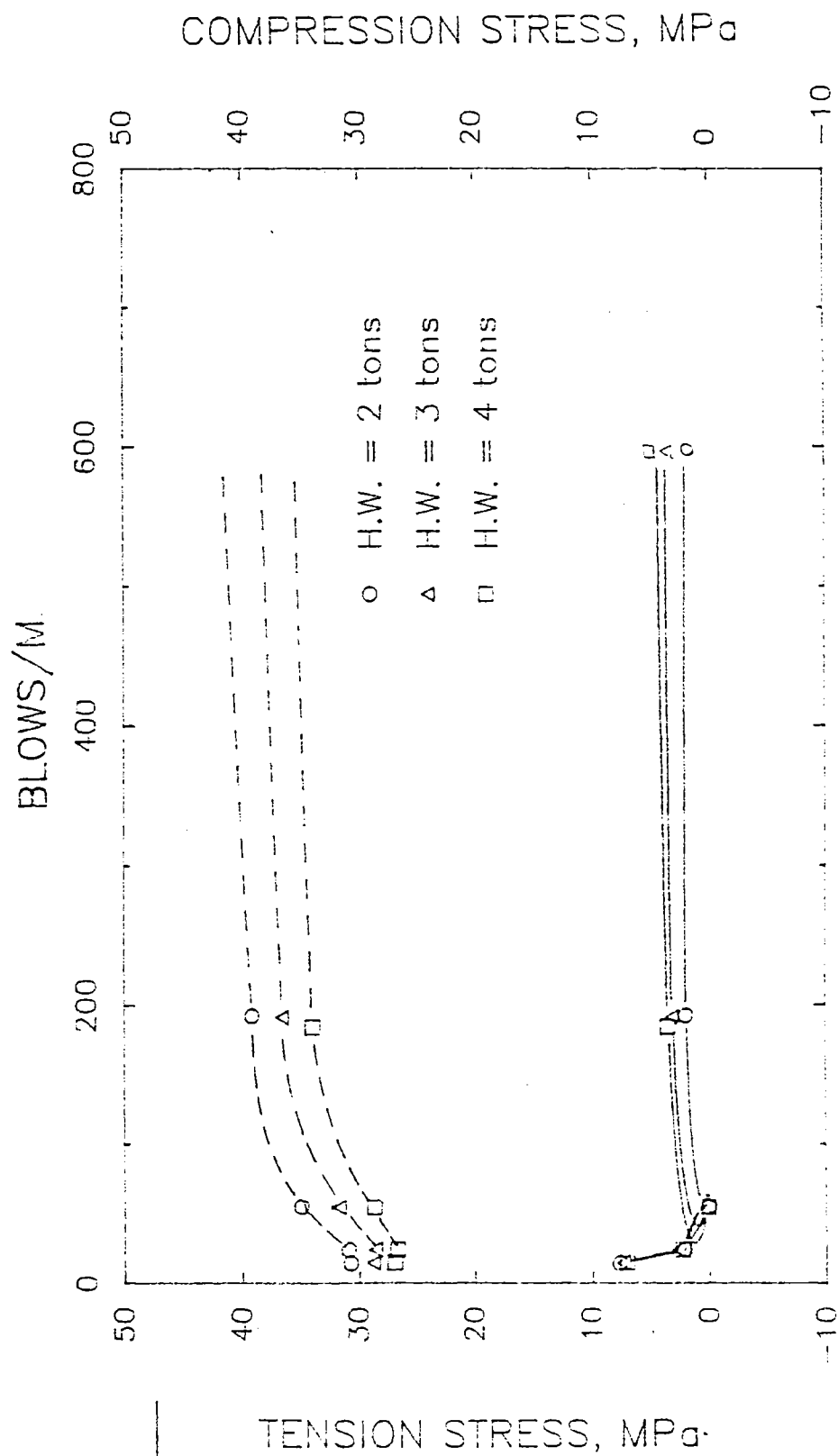


圖6.29 樁帽重量對樁體應力之影響

地之實際情形，於一般狀況，GRWEAP程式建議使用經研究所得結論之平均值0.72，圖6.30及6.31為以三種不同效率0.50,0.72及0.80作輸入參數之分析結果，顯示承載力隨效率參數作正向顯著之改變，樁體壓應力之改變趨勢與承載力相同，但樁體張應力僅在小打擊數之軟弱土層有小量之改變。

6.2 GRLWEAP 承載力分析

本研究根據熊雲嶺等研究報告內興達電廠施工時之打樁設備資料及打樁記錄，以GRLWEAP程式重新進行分析，其輸入參數除於GRLWEAP方程式以樁錘效率 $E_b=0.72$ 取代TTI程式之落錘速度及爆發力外，均沿用該報告之數據，但分析結果如圖6.32顯示承載力僅約為TTI程式分析之2/3，與靜載重試驗結果比較亦明顯偏低根據前面有關參數之敘述，研判所輸入參數與實際情形可能不一致且顯著影響樁基承載力者為墊塊回復係數COR及樁錘效率 E_h ，其中 E_h 雖由0.72改為1.0，但分析結果顯示改變不大，因之又將COR改為GRLWEAP較常用之0.8，則此時承載力曲線與TTI之分析結果較相近。根據打樁紀錄及承載力曲線可估得樁基之極限承載力為480噸，雖然與靜力試樁結果之680噸有甚大之差距，但我們認為這是因為以樁基初打之打樁紀錄進行分析之結果，而樁基於初打階段受擾動嚴重，承載力會降低甚多，因該樁未進行重打，故無法以重打之打樁記錄估求樁基之極限承載力，根據其它工地之打樁紀錄我們研判若以D80之樁錘進行重打，可能無法將樁打動，因之我們以D80經GRLWEAP分析所得之極限承載力620噸當作該樁之參考極限承載力，而該承載力與靜力試樁之結果僅有9%之差距。

6.3 樁錘之選擇

表6.2為四種不同能量樁錘之資料，利用該四種樁錘於相同樁基及土壤之情況下進行波動力方程式分析之結果如圖6.33及6.34所示，顯示樁錘能達成之承載力雖隨錘重之增加而增大，但並非成線性關係，其中D60之錘重約為D30之兩倍，但其達成之承載力僅增加約25%，而樁錘D100在承載力較小之軟弱土層欲完成某承載力其所需之打擊數雖然較D80有顯著之減少，但於堅硬土層時，兩種錘所能完成之極限承載力相差不多。至於不同錘重對樁體應力之影響，由圖中可知樁體壓應力隨錘重之增加而有顯著之正向改變，但樁體張應力却有減小之趨勢，但改變之程度當錘重大於D80以後便顯得不重要，樁基工程於規畫設計階段為選擇打樁設備及研訂施工進度須根據各種樁錘之承載力曲線來研判，若為趕工需要選用大樁錘時，因將產生較大之樁體壓應力，尤其在樁頭，故應提升樁基材料之強度或採取保護樁頭之措施。

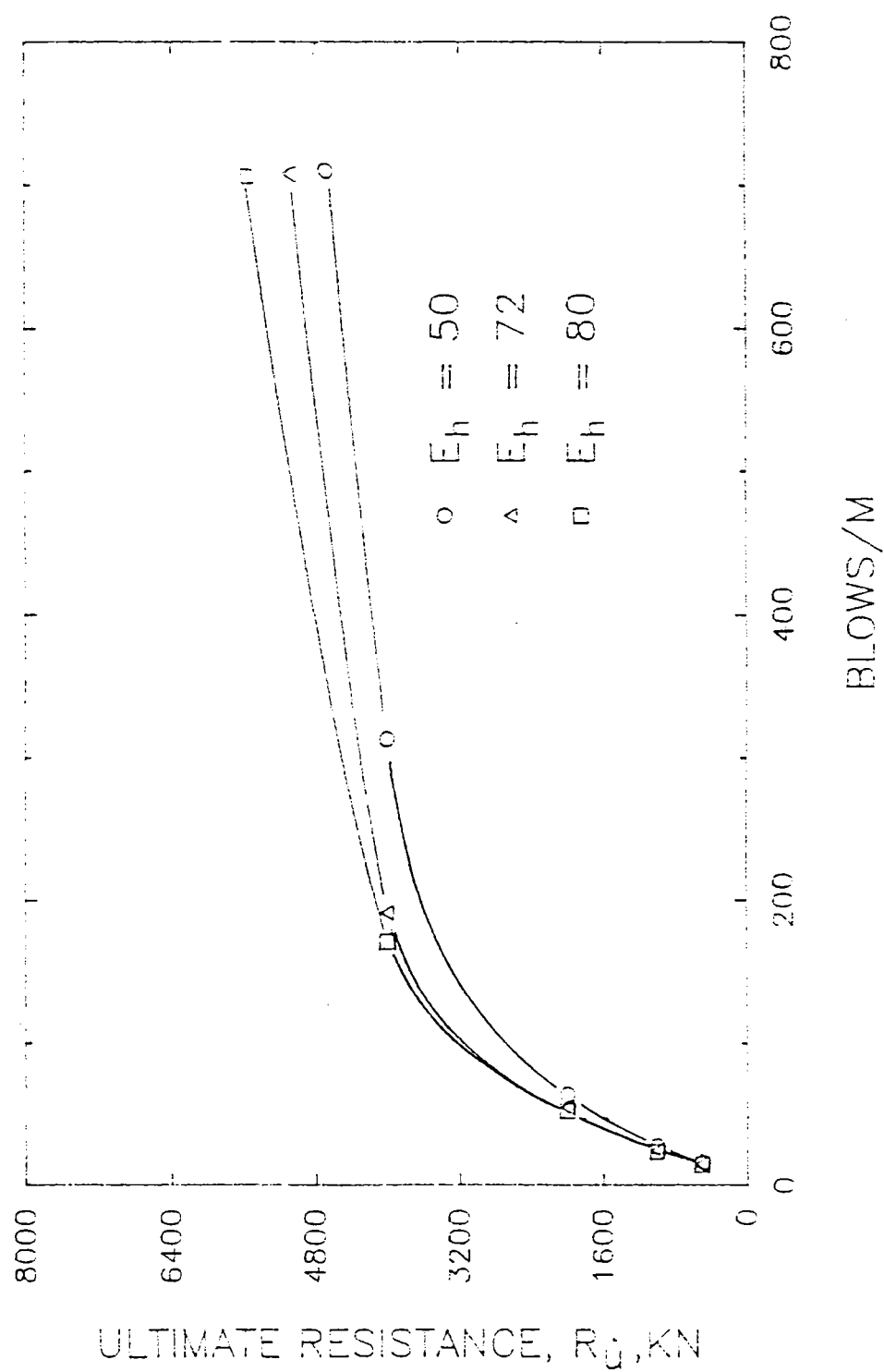


圖6.30 樁錘效率對樁基承載力之影響

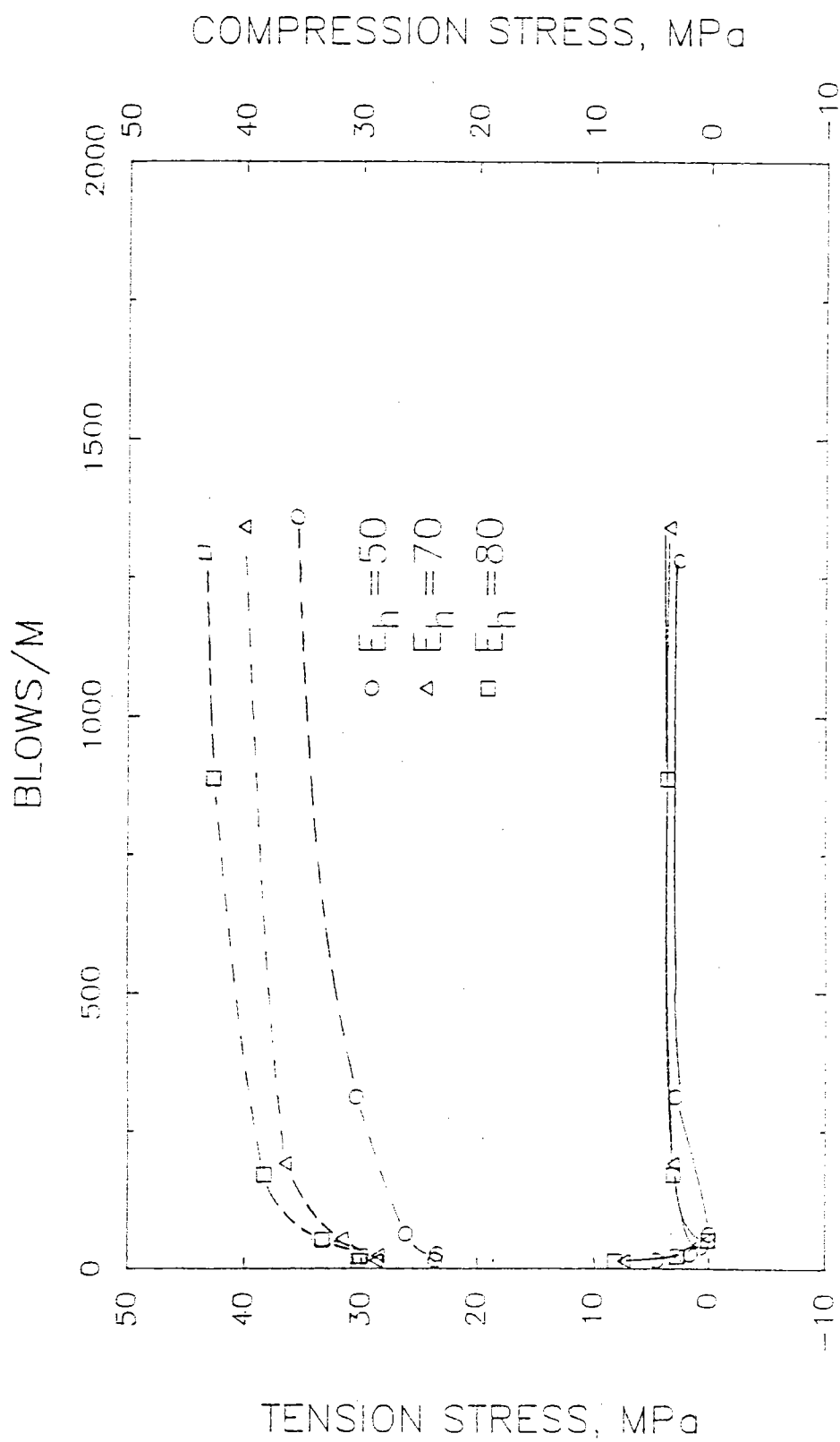


圖6.31 樁錘效率對樁體應力之影響

表 6.2 樁錘之規格

樁 錘 名 稱	錘 重 (KN)	最 大 落 距 (M)	傳 輸 能 量 (KN · M)
D30-23	29.37	3.40	99.9
D62-22	60.79	3.40	206.8
D80-23	78.41	3.22	252.61
D100-13	98.03	3.40	333.47

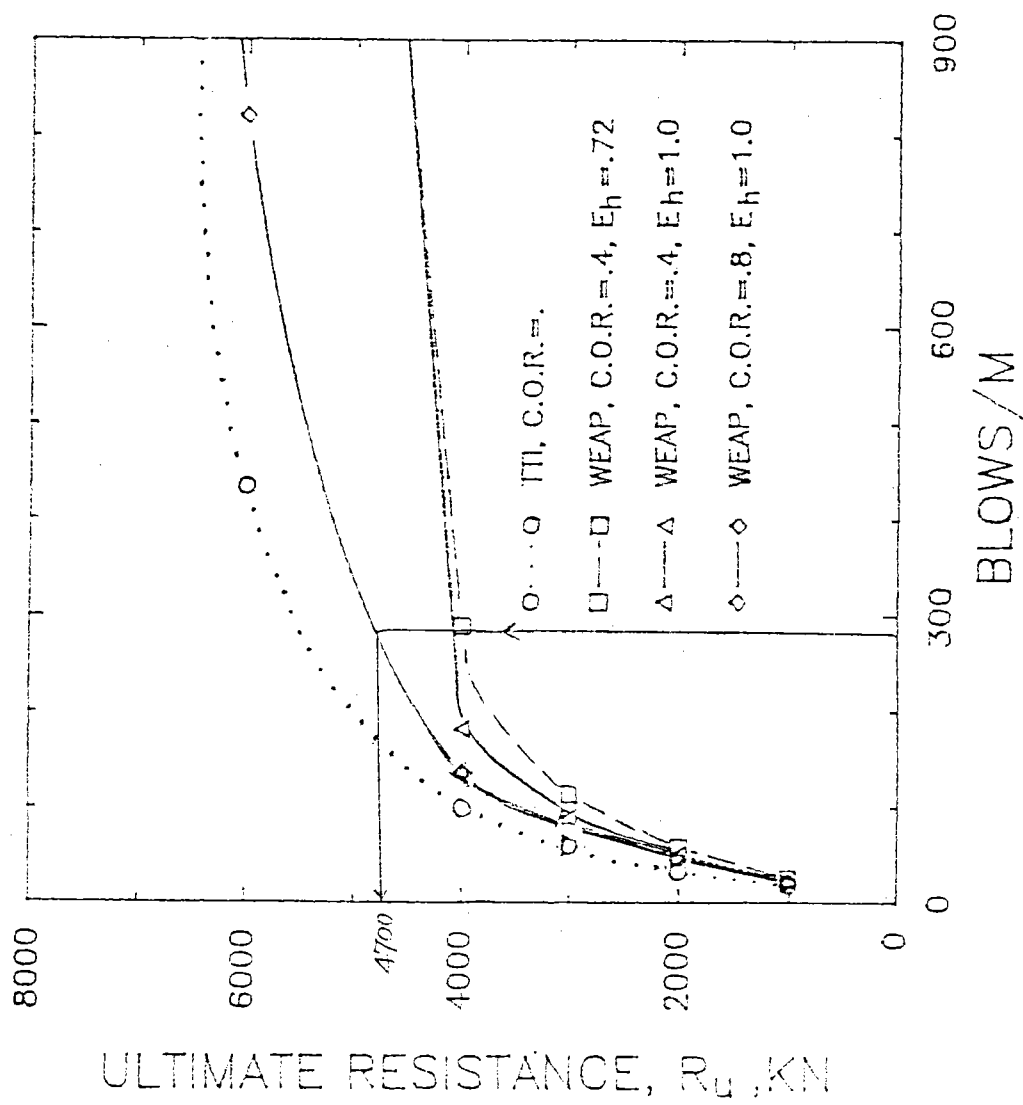


圖6.32 不同波動方程式之分析結果

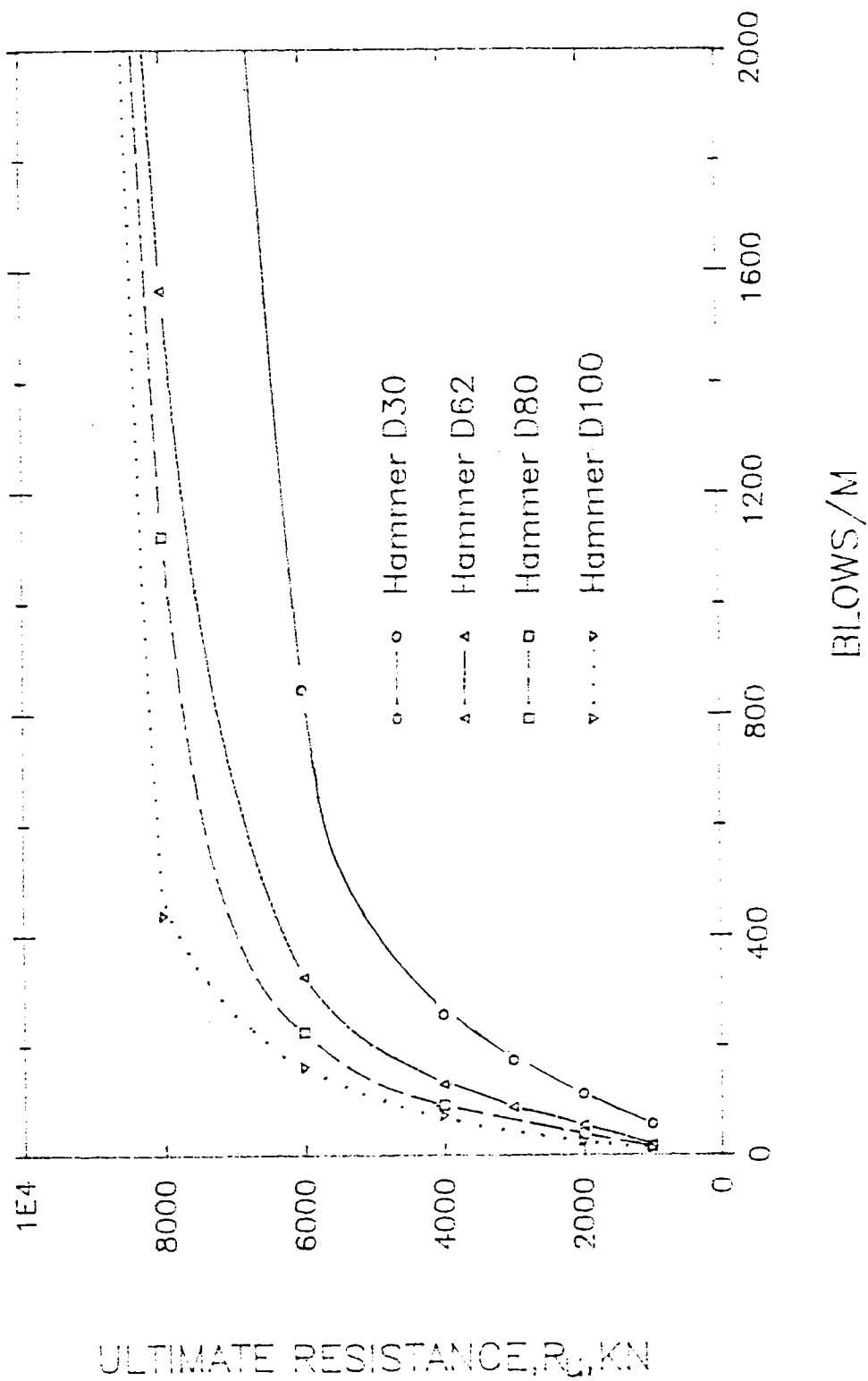


圖6.33 不同樁錘之承載力曲線

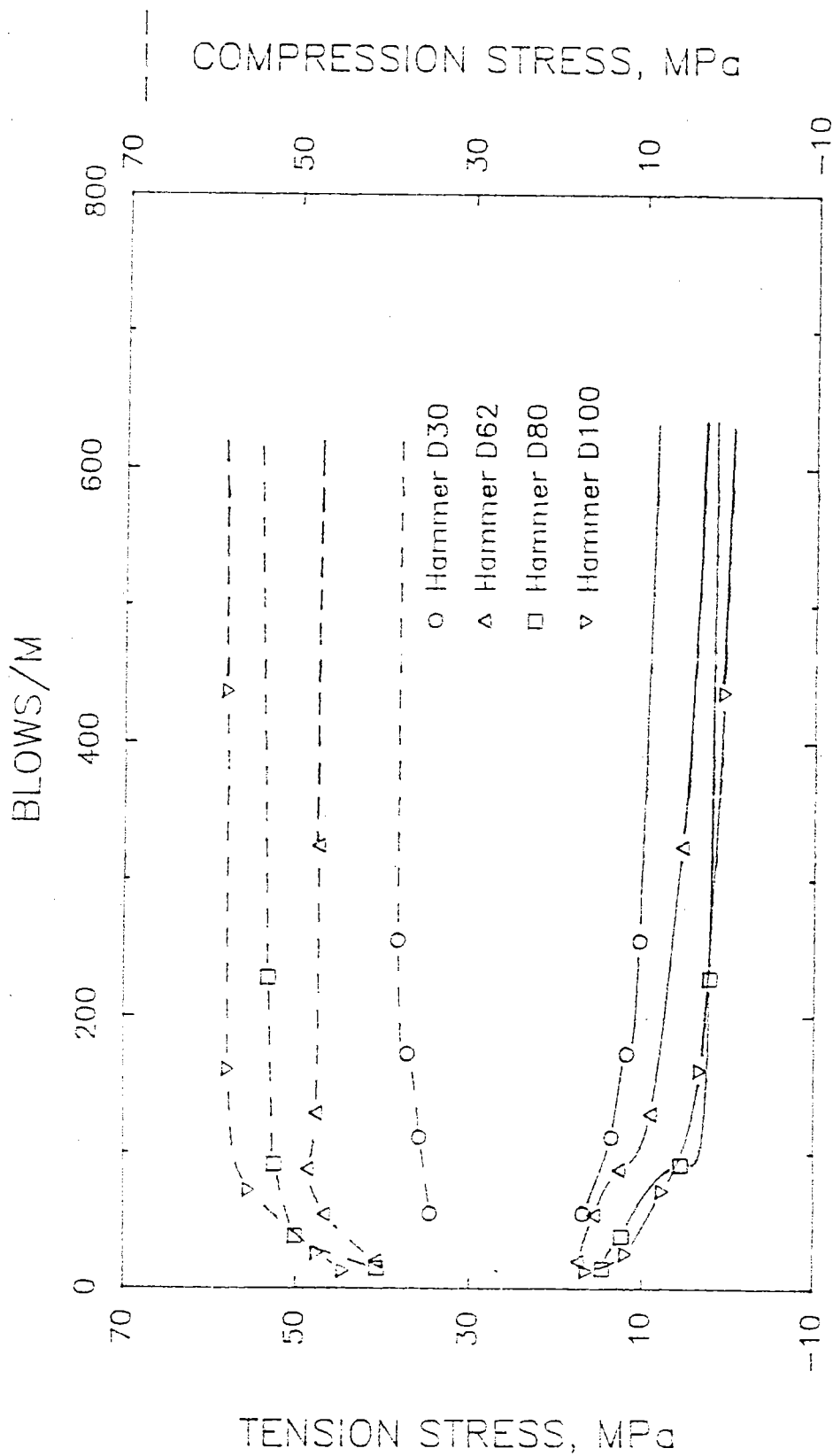


圖6.34 以不同樁錘打擊時樁體應力曲線

七、各種估求樁基承載力方法之比較

本研究對港研所地區之 OPC3 樁及台中火力電廠之 THTP 樁進行靜載重試驗並試驗至破壞，試驗結果以 Davissan 法分析所得之極限承載力與第一章所述各種估求方法之結果加以比較如表 7.1，其中靜力學公式及根據 SPT 試驗結果之經驗分析其承載力與靜力試樁結果之偏差在二成以上，利用 CPT 試驗結果之 meyerhoff 經驗分析法之偏差亦很大，但 Nottingham (1975) 法與側壓儀試驗 (PMT) 之經驗分析則僅有約 15% 之偏差。GRLWEAP 之波動方程式分析於樁基 OPC3 顯示與靜力試樁結果非常接近，THTP 樁之打設是使用 D80 樁錘，於重打試驗時因該錘之能量不足，未能將樁基打動，因之由 D80 承載力曲線估求之承載力將有低估之可能。使用打樁分析儀 PDA 測試之 CAPWAP 分析法於樁 OPC3 其結果良好，但於 THTP 樁顯示較大之偏差亦是由於 D80 樁錘未能將樁基打動以致低估承載力所致。凱斯法其阻尼係數於樁 OPC3 若使用 Goble 之建議值以 0.3 代入顯示其承載力偏大，而樁 THTP 亦因未被打動使其凱斯法結果偏低未具代表性。中興橋工地樁名 P24-2B 之樁雖亦曾進行靜力試樁，惟其承載力甚大且限於加壓設備最高僅解到達 1000 噸，未能使樁進行至破壞階段，因之無法以該結果與打樁動力分析者比較。

表 7.1 樁基承載力各種分析方法之比較

分析 方法	GRLWEAP	CAPWAP	CASE	靜力學 公式	SPT	Meyerhof	Nottingham	PMT	靜力試樁	備註
總承載力 比值	$\frac{83}{1.08}$	$\frac{68}{0.883}$	$\frac{108}{1.403}$	$\frac{57.8}{0.751}$	$\frac{45.6}{0.592}$	$\frac{55}{0.714}$	$\frac{64.6}{0.839}$	$\frac{66.7}{0.869}$	$\frac{77}{1.0}$	OPC3
	$\frac{867}{0.884}$	$\frac{696}{0.710}$	$\frac{738}{0.753}$	$\frac{783}{0.799}$	$\frac{637}{0.652}$	$\frac{652}{0.665}$	$\frac{792}{0.808}$	$\frac{825}{0.841}$	$\frac{981}{1.0}$	THTP

八、結論與建議

1. 以打樁分析儀進行打樁動力分析應注意下列各點：
 - a. 樁錘能量不足未能使樁基承載力完全發展，則打樁動力分析結果將不是樁基之真正承載力，通常可以初打最後打擊或重打經多次打擊後之樁尖承載力來修正。凱斯法分析之完整係數 β 值於樁錘能量不足時常顯示不正確之數值，此時研判樁基斷面是否破損，最好由速度曲線是否於時間 $2L/C$ 之前有增加之現象來決定。
 - b. 樁基於初打時由打樁動力分析求取之承載力，因受打設過程樁身周圍土壤嚴重擾動與孔隙水壓增加之影響，並非樁基之真正承載力，而應於打設完後一段時間，再作重打分析。
 - d. 由CAPWAP分析所求取之土壤阻尼係數 J_s 與 J_t 顯示重打者較初打者為大，此可能是初打過程土壤受擾動強度降低之結果，故重打試驗所求取之土壤阻尼係數才具有代表性。以CAPWAP分析之承載力反求凱斯法之土壤阻尼係數 J_s ，照凱斯法之假設理論應與樁尖阻尼係數 J_t 相同，但顯示兩者間存有差異，其間之比值大都介於2與5之間，本研究所求取之 J_s 值通常較Goble等人之建議值為高，因之於工地以凱斯法估求樁基承載力時，其輸入之土壤阻尼係數 J_s 最好選擇較Goble建議值為高之數值，以便獲取一較安全合理之樁基承載力。當樁錘能量不足時，其求取之 J_s 值可能不具代表性。
 - e. CAPWAP分析之土層阻力分佈，基本上能反應土壤阻力之變化情形，但一般來講分析所求取總承載力之正確程度應較土層阻力分佈者為高。
 - f. 重打時隨打擊次數之增加使樁身阻力比例因土層受擾動之關係逐漸減低，而使樁尖阻力能夠逐漸達到完全發展狀態。
 - g. 樁基打設過程總承載力RTL之變化，主要依最後階段樁尖所貫入土層之軟硬而定，因貫入量些許之變化對樁身阻力變化不大，但樁尖部份之阻力却因土層之軟硬而有很大之差異。
2. 利用GRLWEAP波動方程式分析打擊樁行為，其預估之樁基承載力隨樁基之單位重（或樁壁厚度）、墊塊之回復係數及樁錘效率等之改變作正向顯著之改變，但隨樁基之接頭數，土壤之彈性變形量、阻尼係數、樁尖荷重百分比及樁帽重量等之增加而有減少之趨勢。
3. 樁基打設過程會影響樁體張應力之參數以樁體單位重（或樁壁厚度）及土壤之彈性變形量兩者較顯著，其餘參數之影響程度很小，但樁體壓應力却因大多數參數之改變而均有程度不小之改變。
4. 以不同長度之樁基在其它土壤或打樁設備均相同之情況下（除樁尖荷重百分比因樁

長不同而調整外)進行GRLWEAP分析,其結果顯示於打擊數較少之軟弱土層其承載力曲線非常接近,但在打擊數較大之堅硬土層,對同一承載力長樁需以較多之打擊數才能達成,此是因樁錘傳輸至長樁之能量需有較大之比例來克服長樁周圍土壤之動阻力。

5. 利用波動方程式分析樁基之承載力須根據樁基重打之打樁紀錄且使用之樁錘須有足夠之能量打動樁基,否則所估求之樁基之承載力將未具代表性。
6. 樁基工程為加速樁基之打設進度,通常須改用較重之樁錘,但重錘之使用會使樁體壓應力顯著增加,故應提高樁基材料強度,尤其於樁頭更應採取保護措施以免損壞。
7. 經比較分析各種樁基承載力之估求方法,以GRLWEAP程式分析、GRLWEAP分析法、Nottingham法及PMT法等與靜力試樁之結果較接近而以SPT法之結果較差,但凱斯法所輸入之土層阻尼係數 J 。若使用Goble之建議值,顯示其結果偏高,將影響工程之安全。

九、參考之獻

1. Authier, J. and Fellinius, B.H., "Quake Values Determined from Dynamic Measurements," Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, Sweden, 1980.
2. Balhaus, H.G., Meseck, H. and Seitz, J., "Dynamic Pile Tests--German Practice," ICSMFE, San Francisco, 1985.
3. Bozozuk, M., Keenan, G.H., and Pheeney, P.E., "Analysis of Load Tests on Instrumented Steel Test Piles in Compressible silty," Behavior of Deep Foundation, ASTM, STP 670, 1979.
4. Cheeks, J.R., "Analytical Methods to Predict Pile Capacities," Behavior of Deep Foundation, ASTM, STP 670, 1979.
5. Davisson, M.T., "Pile Load Capacity," Proceedings. Design Construction and Performance of Deep Foundations, ASCE, Berkeley, 1975.
6. Fellinius, B.H., "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests," Ground Engineering, Vol. 13, No. 6, 1980.
7. Forehand, P.W. and Reese, J.L., "Prediction of Pile Capacity by the wave Equation," ASCE, J. SMFD, Vol. 90, No. 2, 1964.
8. Goble, G.G., Likins, G.E., Jr. and Rausche, F., "Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements," Final Report, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, 1975.
9. Goble, G.G., Rausche, F. and Likins, G.E., "The Analysis of Pile Driving -- A State-of-the-Art," Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, Sweden, 1980.
10. Likins, G.E., "Pile Installation Difficulties in Soils With Large Quakes," Symposium on Dynamic Measurements of Piers, G.G. ed., ASCE Convention, Philadelphia, Pa., 1983.
11. Likins, G.E., "Field Measurements and the Pile Driving Analyzer," 2nd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, Sweden, 1984.
12. Meyerhof, G.G., "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," J. of the Geotec. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, 1976.
13. Pole Dynamics, Inc., "MODEL GC PILE DRIVING ANALYZER MANUAL," 1987.

14. Rausche, F., "A Short Introduction to Continuous and Discrete Wave Mechanics," Prepared for The Second Seminar on The Dynamics of Pile Driving, Boulder, 1981.
15. Rausche, F., Goble, G.G., "Determination of Pile Damage by Top Measurements," Behavior of Deep Foundations, ASTM, STP 670, 1979.
16. Rausche, F., Goble, G.E., "Dynamic determination of Pile Capacity of the Getec. Eng. Div., ASCE, Vol 111, 1985
17. Rausche, F., Moses, F. and Goble, G.G., "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics," J. of SMFD, ASCE, Vol. 98, 1972.
18. Thompson, C.D., "Discussion on Quske values Determined from Dynamic Measurements, Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, Sweden, 198.
19. Thompson, C.D. and Thompson, D.E. "Influence of Driving Stresses on the Development of High Pile Capacities, "Behavior of Deep Foundation, ASTM, STP 670, 1979.
20. Thompson, C.D. and Decata, M., "Evaluation of Ultimate Bearing Capacity of Dike Piles by Wave Equation Analysis," Seminar on the Application of stress-Wave Theory on Piles, Stockholm, Sweden, 1980.
21. Smith, E.A.L., "Pile Driving Analysis by the Wave Equation," J. of SMFD, ASCE, Vol. 86, 1960.
22. 李建中, "試樁新工法--打樁動力分析之應用" 地工技術雜誌, 第一期。
23. 李建中, "試樁加載過程及結果詮釋方法之檢討" 地工技術雜誌, 第五期。
24. 熊雲媚, "利用波動方程式分析打擊樁之行爲" 國立台灣工業技術學院研究報告, 1983.

十、附 錄

打樁動力分析結果

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC1-EOD

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 69.6, Skin 66.5, Toe 3.1 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								69.6	
1	3.1	2.1	2.540	.018	1.0	.111	9.3	60.2	4.14
2	5.1	4.1	2.540	.026	1.5	.111	13.4	46.8	5.94
3	7.2	6.2	2.540	.034	1.9	.111	17.4	29.4	7.70
4	9.2	8.2	2.540	.038	2.2	.111	19.6	9.8	8.68
5	11.3	10.3	2.540	.013	.7	.111	6.7	3.1	2.96
Sum				.130	7.4		66.5		
Avrge			2.540			.111	13.3		5.88
Toe			2.540	.050	2.8	.910	3.1		32.45

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)

0

IHMT NPC1-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	105.	85.	64.	44.	24.	4.	0.	0.	0.	0.
Rx	125.	107.	95.	82.	71.	69.	67.	65.	63.	61.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	0.	72.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC1-RESTRIKE

Blow No 0 C8/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 104.7, Skin 92.5, Toe 12.2 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								104.7	
1	3.1	2.1	2.540	.089	5.0	.789	6.4	98.3	2.81
2	5.1	4.1	2.540	.256	14.5	.789	18.4	79.9	8.13
3	7.2	6.2	2.540	.347	19.7	.789	24.9	55.0	11.03
4	9.2	8.2	2.540	.337	19.1	.789	24.2	30.8	10.70
5	11.3	10.3	2.540	.260	14.7	.789	18.6	12.2	8.25
Sum				1.288	73.0		92.5		
Avrge			2.540			.789	18.5		8.18
Toe			2.540	.320	18.1	1.488	12.2		127.02

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0

.05

IHMT NPC1-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	170.	161.	153.	145.	136.	128.	120.	112.	103.	95.
Rx	170.	161.	153.	145.	137.	129.	121.	114.	106.	104.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	65.	131.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC2-EOD

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 63.4, Skin 50.5, Toe 12.9 TONS

Soil Sg _{mt} No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m ²
								63.4	
1	3.1	2.1	2.540	.000	.0	.000	9.6	53.8	4.23
2	5.1	4.1	2.540	.000	.0	.000	7.4	46.3	3.29
3	7.2	6.2	2.540	.000	.0	.000	.1	46.2	.05
4	9.2	8.2	2.540	.000	.0	.000	7.4	38.8	3.28
5	11.3	10.3	2.540	.000	.0	.000	26.0	12.9	11.49
Sum				.000	.0		50.5		
Avrge			2.540			.000	10.1		4.47
Toe			9.000	.120	6.8	.528	12.9		134.15

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0
.03

IHMT NPC2-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	99.	78.	58.	37.	16.	0.	0.	0.	0.	0.
Rx	107.	90.	73.	70.	68.	67.	65.	65.	64.	64.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	47.	68.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC2-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 91.7, Skin 75.4, Toe 16.3 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
1	3.1	2.1	2.540	.083	4.7	.895	5.3	91.7	2.33
2	5.1	4.1	2.540	.152	8.6	.895	9.6	86.4	4.27
3	7.2	6.2	2.540	.301	17.1	.895	19.1	76.7	8.43
4	9.2	8.2	2.540	.354	20.0	.895	22.4	57.7	9.91
5	11.3	10.3	2.540	.300	17.0	.895	19.0	35.3	8.41
Sum				1.190	67.4		75.4		
Avrge			2.540			.895	15.1		6.67
Toe			2.540	.362	20.5	1.260	16.3		169.64

Soil Model Extensions	Skin	Toe
Unloading Level (% of Ru)	0	
Soil Plug Weight (TONS)		.05

IHMT NPC2-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	155.	149.	142.	135.	129.	122.	116.	109.	103.	96.
Rx	155.	149.	142.	135.	129.	122.	116.	109.	103.	96.
Ru	165.	160.	154.	149.	143.	138.	132.	126.	121.	115.
Ra Ra2	53.	122.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC3-EOD

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 69.1, Skin 58.9, Toe 10.2 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
1	3.1	2.1	2.540	.048	2.7	.171	15.9	69.1	7.05
2	5.1	4.1	2.540	.045	2.6	.171	15.0	53.2	6.62
3	7.2	6.2	2.540	.040	2.3	.171	13.3	38.2	5.87
4	9.2	8.2	2.540	.032	1.8	.171	10.5	25.0	4.65
5	11.3	10.3	2.540	.013	.7	.171	4.3	14.4	1.88
Sum				.178	10.1		58.9		
Avrge			2.540			.171	11.8		5.22
Toe			2.794	.061	3.5	.341	10.2		106.13

Soil Model Extensions	Skin	Toe
Unloading Level (% of Ru)	0	
Soil Plug Weight (TONS)		.03

IHMT NPC3-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	124.	104.	83.	62.	42.	21.	0.	0.	0.	0.
Rx	138.	123.	107.	92.	81.	73.	68.	67.	65.	64.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	44.	74.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC3-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 93.7, Skin 77.4, Toe 16.3 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case TONS/m/s	Damping Viscs s/m	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m ²
								93.7	
1	3.1	2.1	2.540	.126	7.2	1.227	5.8	87.8	2.58
2	5.1	4.1	2.540	.301	17.0	1.227	13.9	74.0	6.14
3	7.2	6.2	2.540	.488	27.7	1.227	22.5	51.4	9.98
4	9.2	8.2	2.540	.488	27.7	1.227	22.5	28.9	9.98
5	11.3	10.3	2.540	.272	15.4	1.227	12.6	16.3	5.56
Sum				1.675	95.0		77.4		
Avrge			2.540			1.227	15.5		6.85
Toe			2.540	.210	11.9	.732	16.3		169.68

Soil Model Extensions	Skin	Toe
Unloading Level	0	
Soil Plug Weight		.05

IHMT NPC3-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	171.	164.	157.	150.	143.	136.	129.	122.	115.	108.
Rx	171.	164.	157.	150.	143.	136.	129.	122.	116.	113.
Ru	184.	178.	173.	167.	161.	156.	150.	144.	139.	133.
Ra Ra2	44.	137.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC5-EOD

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 84.6, Skin 75.4, Toe 9.2 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
1	3.1	2.1	2.000	.033	1.9	.190	9.8	84.6	4.34
2	5.1	4.1	2.000	.041	2.3	.190	12.4	74.8	5.47
3	7.2	6.2	2.000	.058	3.3	.190	17.2	62.4	7.63
4	9.2	8.2	2.000	.062	3.5	.190	18.5	45.2	8.21
5	11.3	10.3	2.000	.059	3.3	.190	17.5	26.6	7.73
Sum				.253	14.3		75.4		
Avrge			2.000			.190	15.1		6.67
Toe			3.000	.009	.5	.054	9.2		95.55

Soil Model Extensions

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

Skin Toe

0

.05

IHMT NPC5-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	119.	106.	93.	80.	67.	53.	40.	27.	14.	1.
Rx	128.	118.	108.	98.	88.	82.	76.	74.	74.	74.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	73.	92.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC5-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 137.4, Skin 121.4, Toe 16.1 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
1	3.1	2.1	2.540	.001	.1	.163	.5	137.4	
2	5.1	4.1	2.540	.069	3.9	.163	23.9	136.9	.23
3	7.2	6.2	2.540	.154	8.7	.163	53.4	113.1	10.56
4	9.2	8.2	2.540	.055	3.1	.163	19.1	59.6	23.64
5	11.3	10.3	2.540	.071	4.0	.163	24.5	40.5	8.45
Sum				.350	19.8		121.4		
Avrge			2.540			.163	24.3		10.74
Toe			2.540	.050	2.8	.177	16.1		167.20

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0

.15

IHMT NPC5-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	183.	172.	161.	150.	139.	128.	117.	106.	95.	84.
Rx	183.	172.	162.	155.	147.	139.	133.	131.	129.	127.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	56.	131.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC6-EOD

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 77.5, Skin 67.5, Toe 10.0 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m ²
								77.5	
1	3.1	2.1	2.540	.044	2.5	.168	14.8	62.7	6.55
2	5.1	4.1	2.540	.048	2.7	.168	16.1	46.6	7.12
3	7.2	6.2	2.540	.048	2.7	.168	16.2	30.4	7.17
4	9.2	8.2	2.540	.041	2.3	.168	13.9	16.5	6.15
5	11.3	10.3	2.540	.019	1.1	.168	6.5	10.0	2.89
Sum				.200	11.3		67.5		
Avrge			2.540			.168	13.5		5.98
Toe			2.540	.053	3.0	.301	10.0		103.78

Soil Model Extensions			Skin	Toe
Unloading Quake	(% of loading quake)		50	100
Unloading Level	(% of Ru)		0	
Soil Plug Weight	(TONS)			.05

IHMT NPC6-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	152.	134.	116.	98.	79.	61.	43.	25.	7.	0.
Rx	152.	134.	121.	109.	97.	85.	82.	80.	77.	76.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	0.	86.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC6-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 136.5, Skin 119.4, Toe 17.1 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								136.5	
1	3.1	2.1	2.540	.043	2.5	.247	9.9	126.5	4.40
2	5.1	4.1	2.540	.091	5.2	.247	20.9	105.6	9.25
3	7.2	6.2	2.540	.149	8.4	.247	34.1	71.5	15.11
4	9.2	8.2	2.540	.132	7.5	.247	30.3	41.2	13.39
5	11.3	10.3	2.540	.105	6.0	.247	24.1	17.1	10.68
Sum Avrge			2.540	.521	29.5	.247	119.4		
							23.9		10.56
Toe			2.540	.102	5.8	.338	17.1		178.25

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0
.15

IHMT NPC6-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	193.	183.	173.	163.	153.	142.	132.	122.	112.	102.
Rx	193.	183.	173.	163.	153.	144.	136.	132.	128.	125.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	99.	147.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT OPC1-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 97.7, Skin 82.4, Toe 15.3 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								97.7	
1	3.1	2.0	2.540	.112	9.2	1.120	8.2	89.5	3.21
2	5.1	4.1	2.540	.306	25.2	1.120	22.5	67.0	8.80
3	7.1	6.1	2.540	.404	33.2	1.120	29.7	37.3	11.60
4	9.2	8.1	2.540	.065	5.3	1.120	4.8	32.5	1.86
5	11.2	10.2	2.540	.235	19.3	1.120	17.2	15.3	6.74
Sum				1.121	92.3		82.4		
Avrge			2.540			1.120	16.5		6.44
Toe			2.540	.260	21.4	1.400	15.3		121.88

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)

0

IHMT OPC1-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	240.	222.	203.	184.	166.	147.	128.	109.	91.	72.
Rx	240.	222.	203.	184.	166.	147.	128.	118.	112.	106.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	71.	137.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT OPC3-RESTRIKE

Blow No 0 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 69.0, Skin 63.3, Toe 5.7 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								69.0	
1	3.1	2.1	2.540	.500	23.4	1.001	23.3	45.6	11.86
2	5.2	4.2	2.540	.513	24.0	1.001	23.9	21.7	12.17
3	7.3	6.3	2.540	.213	9.9	1.001	9.9	11.8	5.05
4	9.4	8.4	2.540	.130	6.1	1.001	6.1	5.7	3.09
Sum				1.356	63.4		63.3		
Avrge			2.540			1.001	15.8		8.04
Toe			2.540	.270	12.6	2.224	5.7		.01

Soil Model Extensions Skin Toe

Unloading Level (% of Ru) 0

IHMT OPC3-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	129.	122.	115.	108.	101.	94.	87.	80.	73.	66.
Rx	129.	122.	115.	108.	101.	94.	87.	80.	77.	75.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	42.	110.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT SP-RESTRIKE

Blow No 0 07/26/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 157.8, Skin 137.5, Toe 20.4 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								157.8	
1	3.1	2.1	2.540	.046	1.1	.069	16.1	141.7	7.85
2	5.2	4.2	2.540	.061	1.5	.069	21.5	120.2	10.48
3	7.3	6.3	2.540	.076	1.8	.069	26.6	93.7	12.98
4	9.4	8.4	2.540	.079	1.9	.069	27.7	65.9	13.52
5	11.5	10.5	2.540	.130	3.1	.069	45.6	20.4	22.24
Sum				.391	9.4		137.5		
Avrge			2.540			.069	27.5		13.42
Toe			9.000	.524	12.6	.619	20.4		3511.08

Soil Model Extensions

Unloading Level	(% of Ru)	Skin	Toe
Soil Plug Weight	(TONS)	0	.02

IHMT SP-RESTRIKE

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	230.	219.	208.	198.	187.	176.	166.	155.	145.	134.
Rx	230.	219.	208.	201.	195.	189.	183.	177.	172.	166.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	0.	186.								

Institute of Harbour & Marine Technology

THTP-1B

Blow No 1 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 684.5, Skin 621.6, Toe 62.9 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								684.5	
1	2.0	.7	2.500	.125	18.6	.321	57.8	626.8	14.98
2	4.1	2.8	2.500	.137	20.4	.321	63.5	563.3	16.46
3	6.1	4.8	2.500	.168	25.0	.321	77.8	485.5	20.16
4	8.2	6.9	2.500	.146	21.7	.321	67.5	418.0	17.51
5	10.2	8.9	2.500	.057	8.5	.321	26.6	391.4	6.90
6	12.3	11.0	2.500	.002	.2	.321	.7	390.7	.19
7	14.3	13.0	2.500	.003	.4	.321	1.2	389.4	.32
8	16.4	15.1	2.500	.003	.4	.321	1.3	388.2	.33
9	18.4	17.1	2.500	.003	.4	.321	1.3	386.9	.33
10	20.5	19.1	2.500	.003	.4	.321	1.3	385.7	.33
11	22.5	21.2	2.500	.043	6.5	.321	20.1	365.6	5.21
12	24.6	23.2	2.500	.087	12.9	.321	40.2	325.4	10.41
13	26.6	25.3	2.500	.116	17.2	.321	53.6	271.8	13.90
14	28.7	27.3	2.500	.120	17.8	.321	55.4	216.3	14.37
15	30.7	29.4	2.500	.108	16.1	.321	50.1	166.3	12.98
16	32.8	31.4	2.500	.107	15.9	.321	49.5	116.8	12.83
17	34.8	33.5	2.500	.116	17.3	.321	53.8	62.9	13.96
Sum				1.340	199.7		621.6		
Avrge			2.500			.321	36.6		9.48
Toe			3.250	.751	111.8	1.777	62.9		400.78

Soil Model Extensions

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

Skin Toe

0

.05

THTP-1B

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	723.	671.	620.	568.	516.	464.	413.	361.	309.	257.
Rx	723.	671.	620.	568.	516.	464.	413.	361.	309.	257.
Ru	854.	815.	776.	738.	699.	660.	622.	583.	544.	506.
Ra Ra2	69.	473.								

Institute of Harbour & Marine Technology

THTP-30B

Blow No 30 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 644.5, Skin 637.4, Toe 7.2 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								644.5	
1	2.0	.7	2.540	.055	8.1	.317	25.7	618.9	6.66
2	4.1	2.8	2.540	.077	11.5	.317	36.2	582.7	9.39
3	6.1	4.8	2.540	.115	17.2	.317	54.2	528.4	14.06
4	8.2	6.9	2.540	.112	16.7	.317	52.8	475.6	13.69
5	10.2	8.9	2.540	.073	10.9	.317	34.5	441.1	8.96
6	12.3	11.0	2.540	.035	5.2	.317	16.4	424.7	4.26
7	14.3	13.0	2.540	.000	.1	.317	.2	424.5	.05
8	16.4	15.1	2.540	.000	.1	.317	.2	424.3	.05
9	18.4	17.1	2.540	.000	.1	.317	.2	424.1	.05
10	20.5	19.1	2.540	.017	2.6	.317	8.2	415.9	2.12
11	22.5	21.2	2.540	.051	7.6	.317	24.1	391.9	6.24
12	24.6	23.2	2.540	.067	9.9	.317	31.3	360.5	8.12
13	26.6	25.3	2.540	.094	14.0	.317	44.2	316.3	11.47
14	28.7	27.3	2.540	.118	17.6	.317	55.5	260.8	14.39
15	30.7	29.4	2.540	.139	20.7	.317	65.2	195.6	16.91
16	32.8	31.4	2.540	.173	25.8	.317	81.3	114.3	21.09
17	34.8	33.5	2.540	.228	33.9	.317	107.1	7.2	27.77
Sum				1.356	202.0		637.4		
Avrge			2.540			.317	37.5		9.72
Toe			2.540	.550	81.9	11.390	7.2		45.83

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0
.10

THTP-30B

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	632.	592.	552.	512.	471.	431.	391.	351.	311.	271.
Rx	632.	592.	552.	512.	471.	431.	391.	351.	311.	271.
Ru	739.	710.	680.	651.	622.	592.	563.	533.	504.	475.
Ra Ra2	118.	372.								

Institute of Harbour & Marine Technology

THTP-70B

Blow No 70 08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 565.8, Skin 498.7, Toe 67.1 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								565.8	
1	2.0	.7	2.540	.035	5.3	.403	13.1	552.7	3.40
2	4.1	2.8	2.540	.064	9.5	.403	23.7	529.0	6.15
3	6.1	4.8	2.540	.112	16.7	.403	41.6	487.4	10.78
4	8.2	6.9	2.540	.110	16.4	.403	40.6	446.8	10.54
5	10.2	8.9	2.540	.075	11.2	.403	27.9	418.9	7.22
6	12.3	11.0	2.540	.049	7.3	.403	18.1	400.8	4.69
7	14.3	13.0	2.540	.001	.2	.403	.5	400.3	.13
8	16.4	15.1	2.540	.001	.2	.403	.5	399.8	.13
9	18.4	17.1	2.540	.001	.2	.403	.5	399.3	.13
10	20.5	19.1	2.540	.001	.2	.403	.5	398.8	.13
11	22.5	21.2	2.540	.001	.2	.403	.5	398.3	.13
12	24.6	23.2	2.540	.016	2.4	.403	6.0	392.3	1.55
13	26.6	25.3	2.540	.060	8.9	.403	22.1	370.2	5.74
14	28.7	27.3	2.540	.128	19.0	.403	47.3	322.9	12.26
15	30.7	29.4	2.540	.197	29.4	.403	73.0	249.9	18.93
16	32.8	31.4	2.540	.220	32.8	.403	81.4	168.5	21.10
17	34.8	33.5	2.540	.274	40.8	.403	101.4	67.1	26.29
Sum				1.347	200.7		498.7		
Avrge			2.540			.403	29.3		7.61
Toe			2.540	.700	104.3	1.554	67.1		427.57

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0
.05

THTP-70B

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	640.	603.	565.	528.	491.	454.	416.	379.	342.	305.
Rx	640.	603.	565.	528.	491.	454.	416.	379.	342.	305.
Ru	731.	702.	674.	646.	618.	590.	561.	533.	505.	477.
Ra Ra2	166.	416.								

Institute of Harbour & Marine Technology

THTP-113B

Blow No 113

08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 419.5, Skin 344.1, Toe 75.3 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								419.5	
1	2.0	.7	2.540	.020	3.0	.476	6.4	413.1	1.65
2	4.1	2.8	2.540	.028	4.2	.476	8.9	404.2	2.31
3	6.1	4.8	2.540	.071	10.6	.476	22.3	381.9	5.78
4	8.2	6.9	2.540	.110	16.4	.476	34.4	347.6	8.91
5	10.2	8.9	2.540	.084	12.5	.476	26.2	321.3	6.80
6	12.3	11.0	2.540	.043	6.5	.476	13.6	307.7	3.53
7	14.3	13.0	2.540	.001	.2	.476	.4	307.3	.10
8	16.4	15.1	2.540	.001	.2	.476	.4	306.9	.10
9	18.4	17.1	2.540	.001	.2	.476	.4	306.5	.10
10	20.5	19.1	2.540	.001	.2	.476	.4	306.1	.10
11	22.5	21.2	2.540	.001	.2	.476	.4	305.7	.10
12	24.6	23.2	2.540	.001	.2	.476	.4	305.3	.10
13	26.6	25.3	2.540	.039	5.8	.476	12.2	293.1	3.17
14	28.7	27.3	2.540	.068	10.2	.476	21.4	271.7	5.55
15	30.7	29.4	2.540	.129	19.2	.476	40.4	231.3	10.46
16	32.8	31.4	2.540	.169	25.1	.476	52.8	178.5	13.69
17	34.8	33.5	2.540	.330	49.2	.476	103.2	75.3	26.76
Sum				1.100	163.9		344.1		
Avrge			2.540			.476	20.2		5.25
Toe			2.540	.564	84.0	1.115	75.3		479.87

Soil Model Extensions

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

Skin Toe

0
.10

THTP-113B

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	669.	630.	590.	550.	510.	471.	431.	391.	351.	312.
Rx	669.	630.	590.	550.	510.	471.	431.	391.	351.	313.
Ru	760.	729.	699.	668.	637.	607.	576.	545.	514.	484.
Ra Ra2	230.	404.								

Institute of Harbour & Marine Technology

THTP-120B

Blow No 120

08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 468.4, Skin 402.8, Toe 65.6 TONS

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								468.4	
1	2.0	.7	2.540	.019	2.8	.311	9.0	459.4	2.34
2	4.1	2.8	2.540	.027	4.1	.311	13.1	446.3	3.39
3	6.1	4.8	2.540	.063	9.4	.311	30.2	416.0	7.84
4	8.2	6.9	2.540	.090	13.4	.311	43.1	372.9	11.18
5	10.2	8.9	2.540	.072	10.8	.311	34.7	338.1	9.01
6	12.3	11.0	2.540	.001	.2	.311	.5	337.6	.13
7	14.3	13.0	2.540	.001	.2	.311	.5	337.2	.13
8	16.4	15.1	2.540	.001	.2	.311	.5	336.7	.13
9	18.4	17.1	2.540	.001	.2	.311	.5	336.2	.13
10	20.5	19.1	2.540	.001	.2	.311	.7	335.5	.17
11	22.5	21.2	2.540	.001	.2	.311	.7	334.8	.17
12	24.6	23.2	2.540	.001	.2	.311	.7	334.2	.17
13	26.6	25.3	2.540	.025	3.7	.311	11.9	322.2	3.09
14	28.7	27.3	2.540	.052	7.7	.311	24.8	297.4	6.43
15	30.7	29.4	2.540	.106	15.8	.311	51.0	246.4	13.23
16	32.8	31.4	2.540	.156	23.2	.311	74.6	171.8	19.35
17	34.8	33.5	2.540	.221	33.0	.311	106.2	65.6	27.54
Sum				.840	125.1		402.8		
Avrge			2.540			.311	23.7		6.14
Toe			7.000	.564	84.1	1.283	65.6		417.65

Soil Model Extensions

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

Skin Toe

0

.05

THTP-120B

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	669.	629.	589.	550.	510.	470.	430.	390.	351.	311.
Rx	669.	629.	589.	550.	510.	470.	430.	390.	352.	313.
Ru	763.	732.	702.	672.	641.	611.	580.	550.	519.	489.
Ra Ra2	218.	395.								

Institute of Harbour & Marine Technology

spl-26m

Blow No 30 07/12/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 235.4, Skin 178.7, Toe 56.7 tons

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs tons/m/s	Smith s/m	Ru tons	Sum of Ru tons	Unit Skin Frctn tons/m2
								235.4	
1	10.2	.4	2.500	.012	1.1	.051	21.8	213.6	5.56
2	12.3	2.5	2.500	.002	.2	.051	3.3	210.3	.84
3	14.3	4.5	2.500	.000	.0	.051	.0	210.3	.00
4	16.4	6.6	2.500	.000	.0	.051	.1	210.2	.04
5	18.4	8.6	2.500	.003	.3	.051	5.3	204.8	1.36
6	20.5	10.6	2.500	.011	1.1	.051	21.1	183.7	5.39
7	22.5	12.7	2.500	.011	1.0	.051	19.9	163.9	5.07
8	24.6	14.7	2.500	.000	.0	.051	.1	163.8	.03
9	26.6	16.8	2.500	.000	.0	.051	.1	163.7	.03
10	28.7	18.8	2.500	.000	.0	.051	.1	163.6	.03
11	30.7	20.9	2.500	.000	.0	.051	.1	163.5	.03
12	32.8	22.9	2.500	.000	.0	.051	.1	163.4	.03
13	34.8	25.0	2.500	.057	5.4	.051	106.7	56.7	27.26
Sum				.096	9.0		178.7		
Avrge			2.500			.051	13.7		3.51
Toe			2.500	.051	4.8	.084	56.7		194.75

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (tons)

0
.16

spl-26m

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	320.	270.	221.	171.	122.	72.	22.	0.	0.	0.
Rx	359.	323.	290.	259.	232.	230.	229.	227.	226.	224.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	214.	245.								

Institute of Harbour & Marine Technology

spl-28m

Blow No 135 07/12/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 191.5, Skin 143.8, Toe 47.7 tons

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs tons/m/s	Smith s/m	Ru tons	Sum of Ru tons	Unit Skin Frctn tons/m2
								191.5	
1	8.2	.4	2.500	.028	2.6	.085	30.5	161.1	7.78
2	10.2	2.4	2.500	.002	.2	.085	2.2	158.9	.56
3	12.3	4.5	2.500	.000	.0	.085	.2	158.7	.05
4	14.3	6.5	2.500	.001	.1	.085	1.1	157.6	.28
5	16.4	8.6	2.500	.005	.4	.085	5.2	152.4	1.34
6	18.4	10.6	2.500	.007	.6	.085	7.3	145.0	1.87
7	20.5	12.6	2.500	.014	1.4	.085	15.8	129.2	4.05
8	22.5	14.7	2.500	.013	1.2	.085	14.2	115.0	3.63
9	24.6	16.7	2.500	.000	.0	.085	.5	114.4	.13
10	26.6	18.8	2.500	.000	.0	.085	.5	113.9	.13
11	28.7	20.8	2.500	.000	.0	.085	.5	113.4	.13
12	30.7	22.9	2.500	.000	.0	.085	.5	112.9	.13
13	32.8	24.9	2.500	.000	.0	.085	.5	112.3	.14
14	34.8	27.0	2.500	.059	5.5	.085	64.6	47.7	16.51
Sum				.131	12.3		143.8		
Avrge			2.500			.085	10.3		2.62
Toe			2.500	.045	4.3	.089	47.7		163.94

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (tons)

0

.18

spl-28m

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	250.	206.	161.	117.	72.	28.	0.	0.	0.	0.
Rx	301.	267.	233.	206.	195.	195.	194.	193.	192.	191.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	181.	201.								

Institute of Harbour & Marine Technology

HSIN-DA SP1-30M

Blow No 228

08/05/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 161.3, Skin 130.3, Toe 31.0 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs TONS/m/s	Smith s/m	Ru TONS	Sum of Ru TONS	Unit Skin Frctn TONS/m2
								161.3	
1	6.1	.3	2.540	.000	.0	.079	.2	161.1	.05
2	8.2	2.4	2.540	.007	.6	.079	7.8	153.4	1.99
3	10.2	4.4	2.540	.018	1.7	.079	21.4	131.9	5.48
4	12.3	6.5	2.540	.002	.2	.079	2.1	129.8	.54
5	14.3	8.5	2.540	.002	.2	.079	2.1	127.7	.54
6	16.4	10.6	2.540	.002	.2	.079	2.1	125.6	.54
7	18.4	12.6	2.540	.002	.2	.079	2.1	123.5	.54
8	20.5	14.6	2.540	.014	1.3	.079	16.8	106.7	4.30
9	22.5	16.7	2.540	.000	.0	.079	.2	106.5	.04
10	24.6	18.7	2.540	.000	.0	.079	.2	106.3	.04
11	26.6	20.8	2.540	.000	.0	.079	.2	106.2	.04
12	28.7	22.8	2.540	.000	.0	.079	.2	106.0	.04
13	30.7	24.9	2.540	.000	.0	.079	.2	105.8	.04
14	32.8	26.9	2.540	.013	1.2	.079	15.6	90.2	4.00
15	34.8	29.0	2.540	.050	4.7	.079	59.2	31.0	15.13
Sum				.110	10.3		130.3		
Avrge			2.540			.079	8.7		2.22
Toe			2.540	.050	4.7	.151	31.0		1379.79

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (TONS)

0

.16

HSIN-DA SP1-30M

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	234.	187.	141.	94.	47.	1.	0.	0.	0.	0.
Rx	285.	253.	221.	208.	200.	192.	184.	176.	173.	171.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	164.	162.								

Institute of Harbour & Marine Technology

spl-32m

Blow No 297

07/07/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 117.4, Skin 89.6, Toe 27.7 tons

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs tons/m/s	Smith s/m	Ru tons	Sum of Ru tons	Unit Skin Frctn tons/m2
								117.4	
1	4.1	.3	2.700	.000	.0	.124	.3	117.1	.07
2	6.1	2.3	2.700	.000	.0	.124	.3	116.8	.07
3	8.2	4.4	2.700	.000	.0	.124	.3	116.5	.07
4	10.2	6.4	2.700	.026	2.4	.124	19.2	97.3	4.92
5	12.3	8.5	2.700	.004	.3	.124	2.6	94.7	.67
6	14.3	10.5	2.700	.004	.3	.124	2.6	92.0	.67
7	16.4	12.6	2.700	.004	.3	.124	2.6	89.4	.67
8	18.4	14.6	2.700	.001	.1	.124	.6	88.8	.16
9	20.5	16.6	2.700	.013	1.2	.124	9.5	79.3	2.42
10	22.5	18.7	2.700	.015	1.3	.124	10.9	68.4	2.79
11	24.6	20.7	2.700	.000	.0	.124	.3	68.1	.08
12	26.6	22.8	2.700	.001	.1	.124	.5	67.6	.13
13	28.7	24.8	2.700	.001	.1	.124	.5	67.1	.13
14	30.7	26.9	2.700	.001	.1	.124	.5	66.5	.13
15	32.8	28.9	2.700	.001	.1	.124	.5	66.0	.13
16	34.8	31.0	2.700	.053	4.7	.124	38.3	27.7	9.78
Sum				.123	11.1		89.6		
Avrge			2.700			.124	5.6		1.43
Toe			2.500	.080	7.2	.259	27.7		95.32

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Resistance Gap (mm)

0
1.40

spl-32m

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	187.	143.	99.	55.	10.	0.	0.	0.	0.	0.
Rx	199.	159.	135.	129.	126.	124.	122.	119.	117.	116.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	97.	142.								

Institute of Harbour & Marine Technology

spl-34m

Blow No 380

07/07/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 179.3, Skin 136.5, Toe 42.8 tons

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs tons/m/s	Smith s/m	Ru tons	Sum of Ru tons	Unit Skin Frctn tons/m2
								179.3	
1	2.0	.2	3.000	.004	.3	.106	3.2	176.1	.82
2	4.1	2.3	3.000	.004	.3	.106	3.2	172.9	.82
3	6.1	4.3	3.000	.004	.3	.106	3.2	169.7	.82
4	8.2	6.4	3.000	.004	.3	.106	3.2	166.5	.82
5	10.2	8.4	3.000	.023	2.2	.106	20.7	145.8	5.30
6	12.3	10.5	3.000	.005	.4	.106	4.2	141.6	1.07
7	14.3	12.5	3.000	.001	.1	.106	1.0	140.5	.27
8	16.4	14.6	3.000	.001	.1	.106	1.1	139.4	.28
9	18.4	16.6	3.000	.005	.5	.106	4.8	134.6	1.23
10	20.5	18.6	3.000	.014	1.3	.106	12.7	121.9	3.24
11	22.5	20.7	3.000	.012	1.1	.106	10.8	111.1	2.76
12	24.6	22.7	3.000	.003	.3	.106	3.1	108.0	.79
13	26.6	24.8	3.000	.010	1.0	.106	9.2	98.9	2.35
14	28.7	26.8	3.000	.014	1.3	.106	12.2	86.6	3.12
15	30.7	28.9	3.000	.010	.9	.106	8.7	77.9	2.23
16	32.8	30.9	3.000	.025	2.3	.106	21.9	56.0	5.60
17	34.8	33.0	3.000	.015	1.4	.106	13.2	42.8	3.36
Sum				.154	14.5		136.5		
Avrge			3.000			.106	8.0		2.05
Toe			3.000	.090	8.5	.198	42.8		147.13

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Resistance Gap (mm)

0
1.30

spl-34m

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	281.	233.	186.	139.	91.	44.	0.	0.	0.	0.
Rx	281.	233.	191.	187.	185.	182.	180.	178.	177.	176.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	157.	189.								

Institute of Harbour & Marine Technology

spl-EOD

Blow No 388

07/07/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 188.1, Skin 162.8, Toe 25.3 tons

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs tons/m/s	Smith s/m	Ru tons	Sum of Ru tons	Unit Skin Frctn tons/m2
								188.1	
1	2.0	.2	2.500	.002	.2	.092	2.1	186.0	.53
2	4.1	2.3	2.500	.002	.2	.092	2.1	183.9	.53
3	6.1	4.3	2.500	.002	.2	.092	2.1	181.9	.53
4	8.2	6.4	2.500	.002	.2	.092	2.1	179.8	.53
5	10.2	8.4	2.500	.002	.2	.092	2.1	177.7	.53
6	12.3	10.5	2.500	.007	.7	.092	7.3	170.4	1.87
7	14.3	12.5	2.500	.007	.7	.092	7.3	163.1	1.87
8	16.4	14.6	2.500	.007	.6	.092	6.9	156.2	1.75
9	18.4	16.6	2.500	.007	.6	.092	6.9	149.4	1.75
10	20.5	18.6	2.500	.009	.8	.092	8.7	140.6	2.23
11	22.5	20.7	2.500	.014	1.3	.092	14.4	126.2	3.69
12	24.6	22.7	2.500	.004	.4	.092	4.0	122.2	1.01
13	26.6	24.8	2.500	.003	.2	.092	2.6	119.7	.66
14	28.7	26.8	2.500	.010	.9	.092	9.8	109.8	2.51
15	30.7	28.9	2.500	.025	2.3	.092	25.1	84.7	6.41
16	32.8	30.9	2.500	.046	4.3	.092	46.9	37.9	11.98
17	34.8	33.0	2.500	.012	1.2	.092	12.5	25.3	3.20
Sum				.159	14.9		162.8		
Avrge			2.500			.092	9.6		2.45
Toe			2.500	.100	9.4	.373	25.3		87.03

Soil Model Extensions

Skin

Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (tons)

0

.16

spl-EOD

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	292.	248.	204.	160.	115.	71.	27.	0.	0.	0.
Rx	343.	309.	274.	246.	218.	190.	180.	179.	177.	176.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	173.	193.								

Institute of Harbour & Marine Technology

CHUNG HSIN BRIDGE P36-3

Blow No 0 06/22/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 1050.0, Skin 995.0, Toe 55.0 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages	Depth Below Grade	Quake	Soil Case	Damping Viscs	Smith	Ru	Sum of Ru	Unit Skin Frctn
	m	m	mm		TONS/m/s	s/m	TONS	TONS	TONS/m2
								1050.0	
1	2.0	.5	1.300	.005	3.5	.867	4.0	1046.0	.64
2	4.0	2.5	1.300	.003	1.9	.867	2.2	1043.8	.35
3	6.0	4.5	1.300	.002	1.3	.867	1.5	1042.2	.24
4	8.0	6.5	1.300	.015	10.1	.867	11.7	1030.6	1.86
5	10.0	8.5	1.300	.037	24.4	.867	28.1	1002.5	4.47
6	12.0	10.5	1.300	.043	28.6	.867	33.0	969.4	5.26
7	14.0	12.5	1.300	.041	27.5	.867	31.7	937.7	5.06
8	16.0	14.5	1.300	.046	30.9	.867	35.6	902.1	5.67
9	18.0	16.5	1.300	.050	33.1	.867	38.1	864.0	6.07
10	20.0	18.5	1.300	.049	32.7	.867	37.7	826.3	6.00
11	22.0	20.5	1.300	.045	30.0	.867	34.5	791.7	5.50
12	24.0	22.5	1.300	.033	22.0	.867	25.4	766.3	4.04
13	26.0	24.5	1.300	.025	16.3	.867	18.8	747.5	3.00
14	28.0	26.5	1.300	.037	24.6	.867	28.3	719.2	4.51
15	30.0	28.5	1.300	.065	43.1	.867	49.7	669.5	7.91
16	32.0	30.5	1.300	.083	55.4	.867	63.9	605.6	10.18
17	34.0	32.5	1.300	.083	55.3	.867	63.7	541.9	10.14
18	36.0	34.5	1.300	.067	44.3	.867	51.1	490.8	8.14
19	38.0	36.5	1.300	.051	34.0	.867	39.2	451.5	6.25
20	40.0	38.5	1.300	.073	48.4	.867	55.8	395.7	8.88
21	42.0	40.5	1.300	.121	80.6	.867	92.9	302.8	14.80
22	44.0	42.5	1.300	.155	103.4	.867	119.2	183.6	18.98
23	46.0	44.5	1.300	.134	89.7	.867	103.4	80.3	16.46
24	48.0	46.5	1.300	.033	21.9	.867	25.3	55.0	4.02
Sum				1.295	863.1		995.0		
Avrge			1.300			.867	41.5		6.60
Toe			1.700	.180	120.0	2.181	55.0		70.06

Soil Model Extensions

Unloading Quake	(% of loading quake)	40	40
Unloading Level	(% of Ru)	0	
Soil Plug Weight	(TONS)		.96

CHUNG HSIN BRIDGE P36-3

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	1383.	1270.	1157.	1044.	931.	818.	705.	592.	480.	367.
Rx	1383.	1271.	1160.	1050.	940.	833.	726.	619.	521.	463.
Ru	1652.	1566.	1480.	1394.	1308.	1222.	1136.	1050.	964.	878.
Ra Ra2	-243.	293.								

Institute of Harbour & Marine Technology

CHUNG HSIN BRIDGE P17S

Blow No 0 06/22/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 1581.6, Skin 1434.9, Toe 146.7 TONS
=====

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages	Depth Below Grade	Quake	Soil Case	Damping Viscs	Smith	Ru	Sum of Ru	Unit Skin Frctn
	m	m	mm		TONS/m/s	s/m	TONS	TONS	TONS/m2
								1581.6	
1	3.0	.0	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1576.3	.55
2	5.1	2.0	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1571.0	.55
3	7.1	4.1	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1565.8	.55
4	9.1	6.1	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1560.5	.55
5	11.1	8.1	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1555.2	.55
6	13.1	10.1	2.500	.011	16.8	3.184	5.3	1550.0	.55
7	15.2	12.1	2.500	.110	165.5	3.184	52.0	1498.0	5.46
8	17.2	14.2	2.500	.076	114.8	3.184	36.0	1461.9	3.79
9	19.2	16.2	2.500	.056	83.8	3.184	26.3	1435.6	2.77
10	21.2	18.2	2.500	.052	77.7	3.184	24.4	1411.2	2.57
11	23.2	20.2	2.500	.026	39.5	3.184	12.4	1398.8	1.30
12	25.3	22.2	2.500	.029	43.6	3.184	13.7	1385.1	1.44
13	27.3	24.3	2.500	.061	92.2	3.184	29.0	1356.1	3.04
14	29.3	26.3	2.500	.088	131.3	3.184	41.2	1314.9	4.33
15	31.3	28.3	2.500	.119	178.1	3.184	55.9	1259.0	5.88
16	33.3	30.3	2.500	.163	244.5	3.184	76.8	1182.2	8.07
17	35.4	32.3	2.500	.186	279.5	3.184	87.8	1094.4	9.22
18	37.4	34.4	2.500	.304	456.5	3.184	143.4	951.0	15.07
19	39.4	36.4	2.500	.304	456.5	3.184	143.4	807.6	15.07
20	41.4	38.4	2.500	.304	456.5	3.184	143.4	664.3	15.07
21	43.4	40.4	2.500	.304	456.5	3.184	143.4	520.9	15.07
22	45.5	42.4	2.500	.265	397.1	3.184	124.7	396.2	13.11
23	47.5	44.5	2.500	.254	381.6	3.184	119.8	276.3	12.59
24	49.5	46.5	2.500	.275	412.9	3.184	129.7	146.7	13.63
Sum				3.045	4568.8		1434.9		
Avrge			2.500			3.184	59.8		6.28
Toe			2.441	.150	225.1	1.535	146.7		83.28

Soil Model Extensions

Unloading Quake	(% of loading quake)	Skin	Toe
Unloading Level	(% of Ru)	30	30
		20	

CHUNG HSIN BRIDGE P17S

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	2127.	1934.	1740.	1547.	1354.	1160.	967.	774.	580.	387.
Rx	2171.	1982.	1792.	1602.	1413.	1223.	1034.	855.	692.	669.
Ru	2497.	2340.	2184.	2028.	1871.	1715.	1558.	1402.	1246.	1089.

Institute of Harbour & Marine Technology

CHUNG HSIN BRIDGE P24-2B

Blow No 0 06/23/89

Final CAPWAPC Capacity: Ru 1789.0, Skin 1623.4, Toe 165.6 TONS

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages	Depth Below Grade	Quake	Soil Case	Damping Viscs	Smith	Ru	Sum of Ru	Unit Skin Frctn
	m	m	mm		TONS/m/s	s/m	TONS	TONS	TONS/m2
							1789.0		
1	2.0	1.0	2.500	.011	16.5	1.184	13.9	1775.1	1.47
2	4.0	3.0	2.500	.011	16.5	1.184	13.9	1761.1	1.47
3	6.0	5.0	2.500	.011	16.5	1.184	13.9	1747.2	1.47
4	8.1	7.0	2.500	.011	16.5	1.184	13.9	1733.3	1.47
5	10.1	9.1	2.500	.011	16.5	1.184	13.9	1719.3	1.47
6	12.1	11.1	2.500	.061	91.6	1.184	77.4	1642.0	8.16
7	14.1	13.1	2.500	.083	123.8	1.184	104.6	1537.4	11.03
8	16.1	15.1	2.500	.004	6.4	1.184	5.4	1532.0	.57
9	18.1	17.1	2.500	.006	9.2	1.184	7.8	1524.2	.82
10	20.1	19.1	2.500	.101	151.3	1.184	127.8	1396.4	13.48
11	22.1	21.1	2.500	.019	28.6	1.184	24.2	1372.2	2.55
12	24.2	23.1	2.500	.019	28.6	1.184	24.2	1348.0	2.55
13	26.2	25.2	2.500	.019	28.6	1.184	24.2	1323.8	2.55
14	28.2	27.2	2.500	.019	28.6	1.184	24.2	1299.6	2.55
15	30.2	29.2	2.500	.019	28.6	1.184	24.2	1275.4	2.55
16	32.2	31.2	2.500	.049	74.0	1.184	62.5	1212.9	6.59
17	34.2	33.2	2.500	.107	159.9	1.184	135.0	1077.9	14.24
18	36.2	35.2	2.500	.124	186.3	1.184	157.4	920.5	16.60
19	38.2	37.2	2.500	.099	149.2	1.184	126.0	794.5	13.29
20	40.3	39.3	2.500	.077	116.1	1.184	98.0	696.5	10.34
21	42.3	41.3	2.500	.102	152.6	1.184	128.9	567.5	13.60
22	44.3	43.3	2.500	.152	228.5	1.184	193.0	374.5	20.36
23	46.3	45.3	2.500	.165	247.3	1.184	208.9	165.6	22.04
Sum				1.281	1921.9		1623.4		
Avrge			2.500			1.184	70.6		7.44
Toe			2.500	.090	135.0	.815	165.6		93.71

Soil Model Extensions

Unloading Level (% of Ru)
Resistance Gap (mm)
Soil Plug Weight (TONS)

Skin Toe

3
3.81
.50

CHUNG HSIN BRIDGE P24-2B

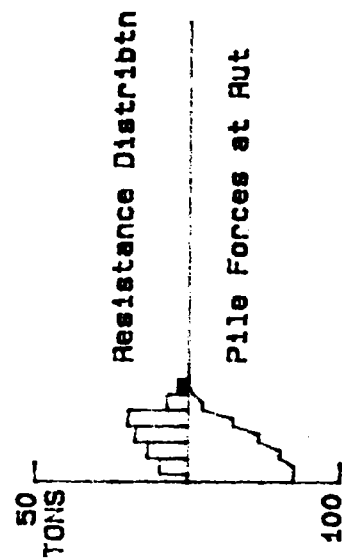
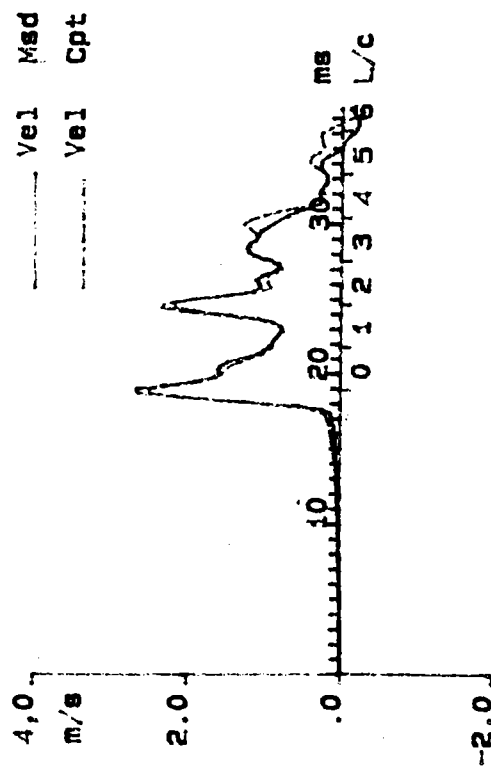
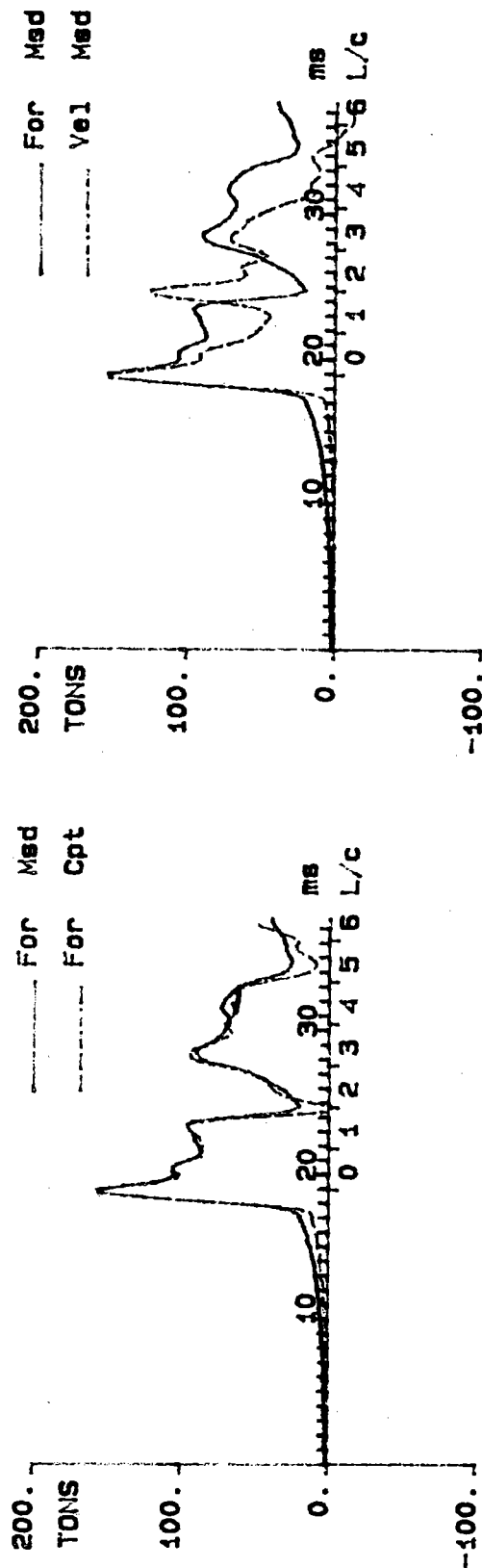
Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	3391.	3073.	2755.	2436.	2118.	1800.	1482.	1163.	845.	527.
Rx	3444.	3114.	2783.	2453.	2123.	1800.	1482.	1164.	918.	887.
Ru	3818.	3543.	3267.	2991.	2716.	2440.	2165.	1889.	1614.	1338.
Ra Ra2	478.	722.								

Institute of Harbour & Marine Technology

IHMT NPC1-EOD

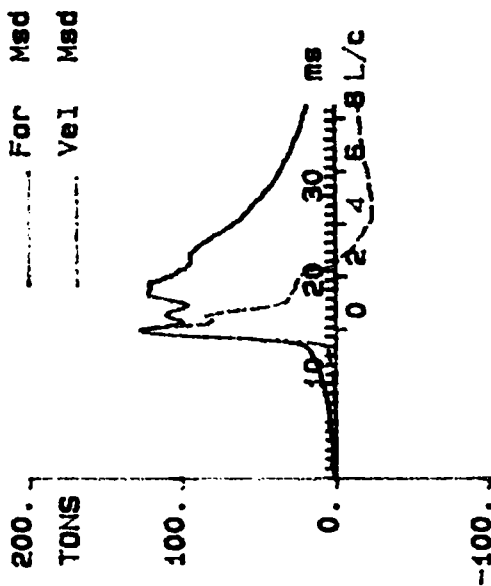
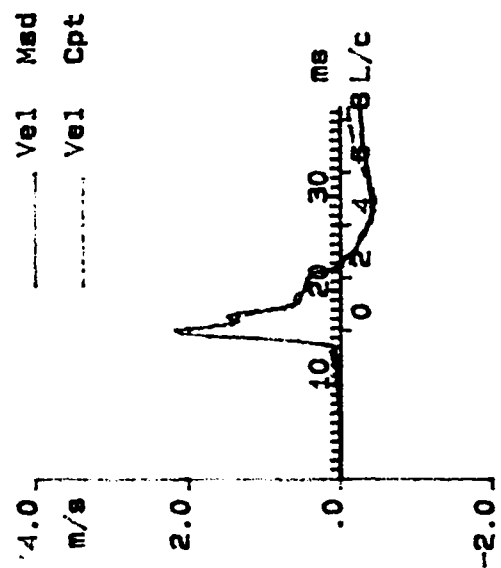
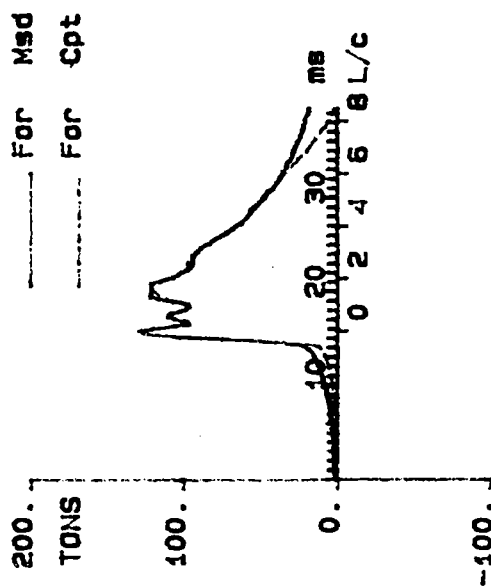
Blow 0 07/24/89



Institute of Harbour & Marine Technology

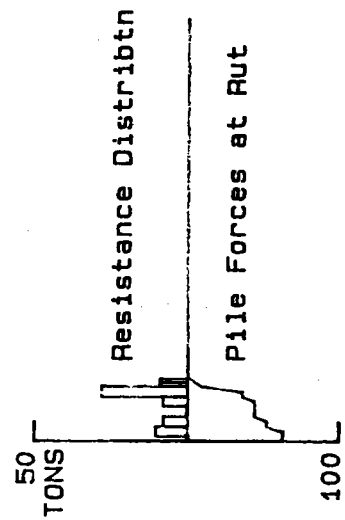
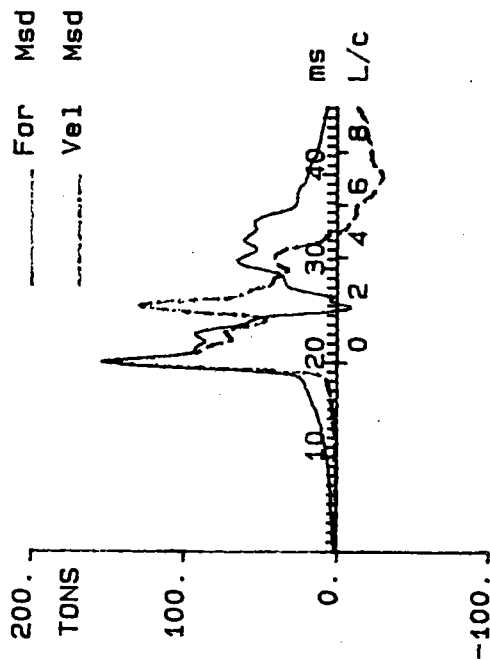
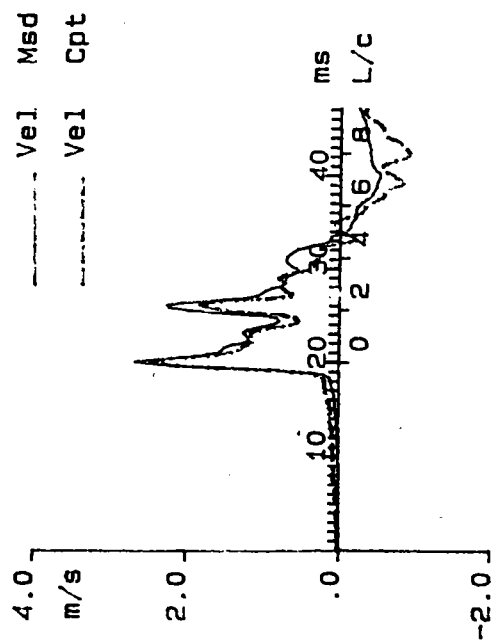
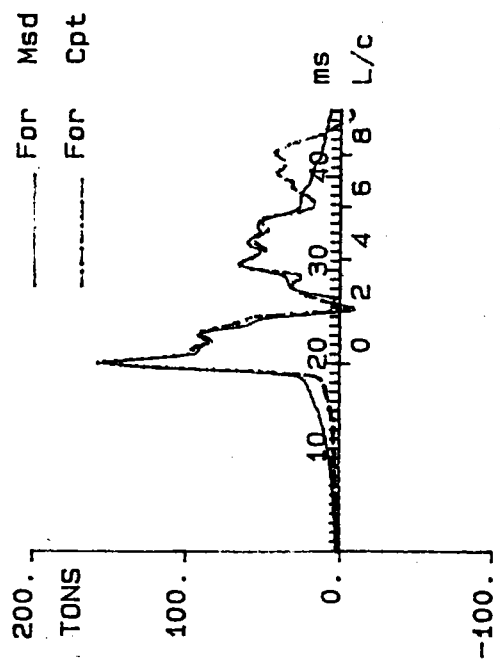
IHMT NPC1-RESTRIKE

Blow 0 07/24/89



Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC2-EOD

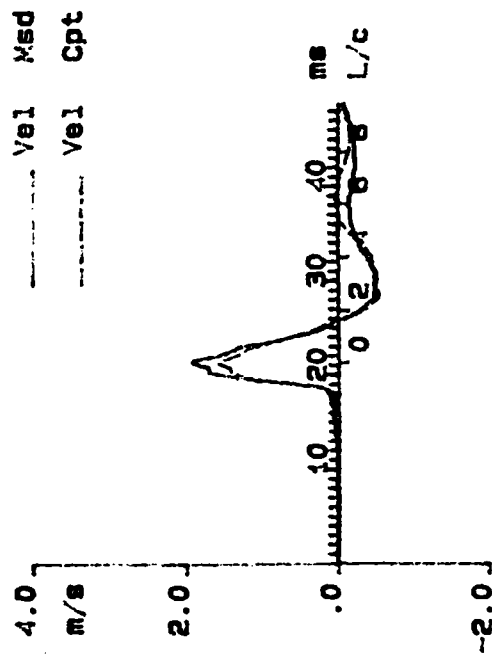
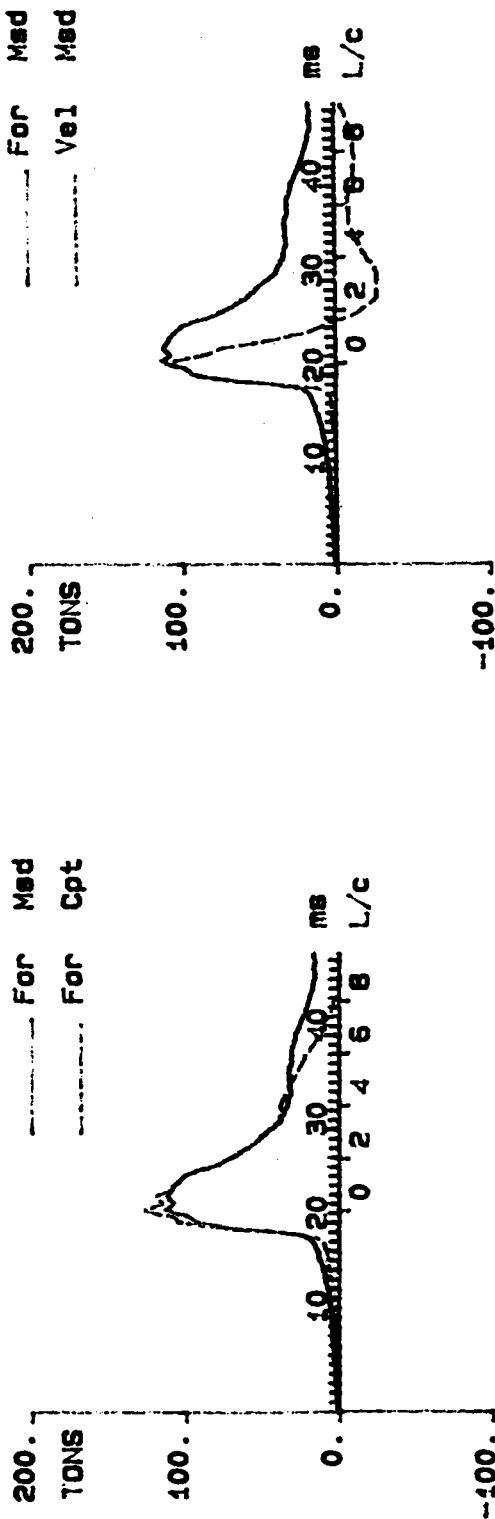
Blow 0 07/27/89



Institute of Harbour & Marine Technology

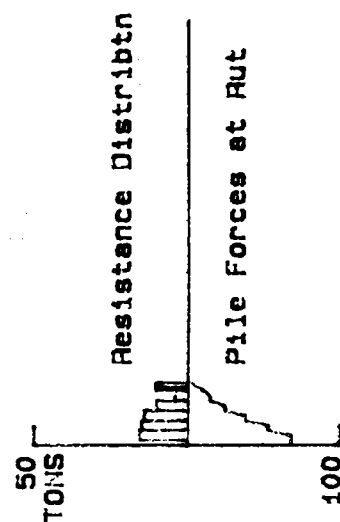
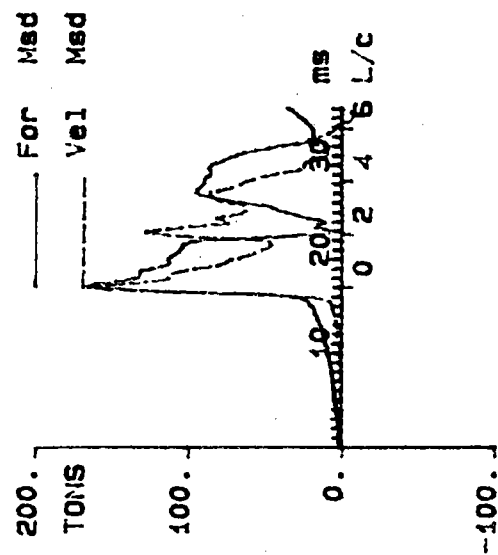
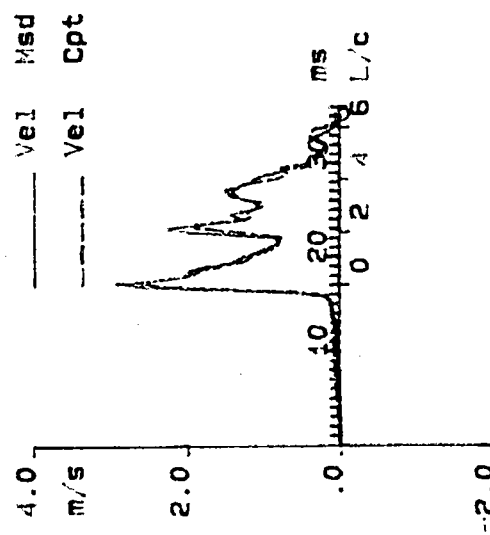
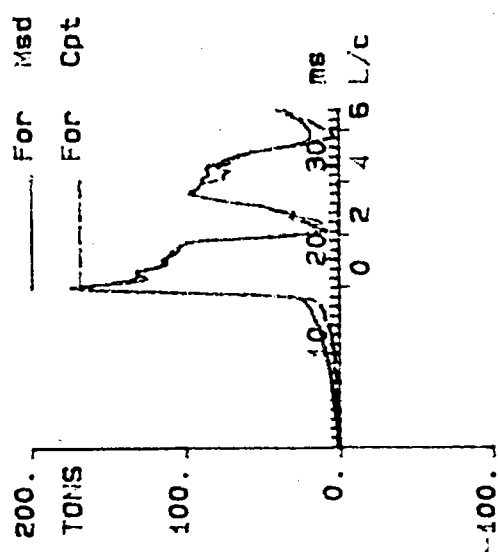
IHMT NPC2-RESTRIKE

Blow 0 07/25/89



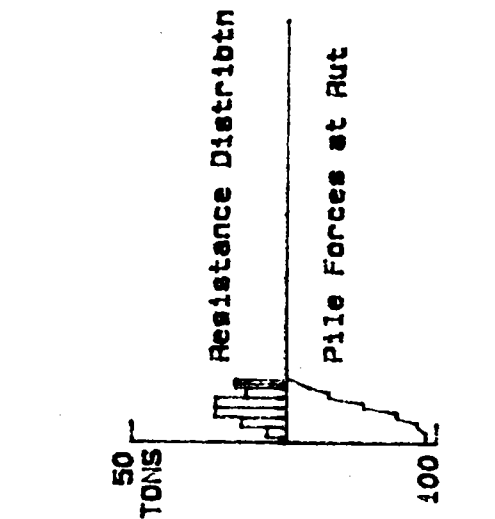
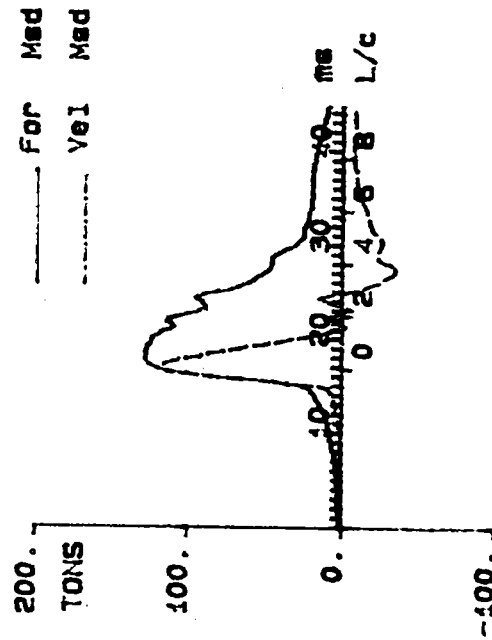
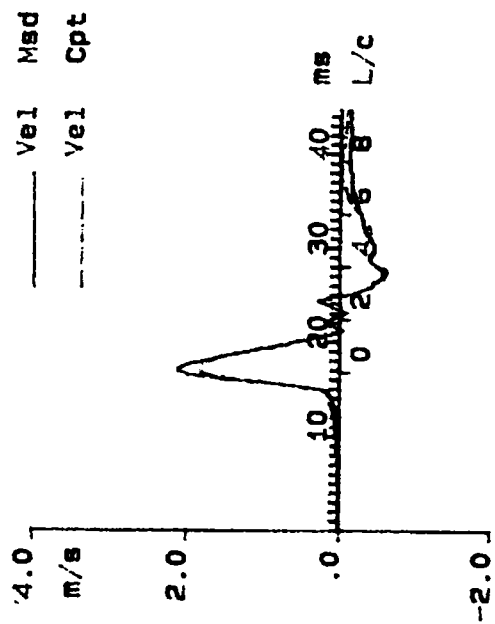
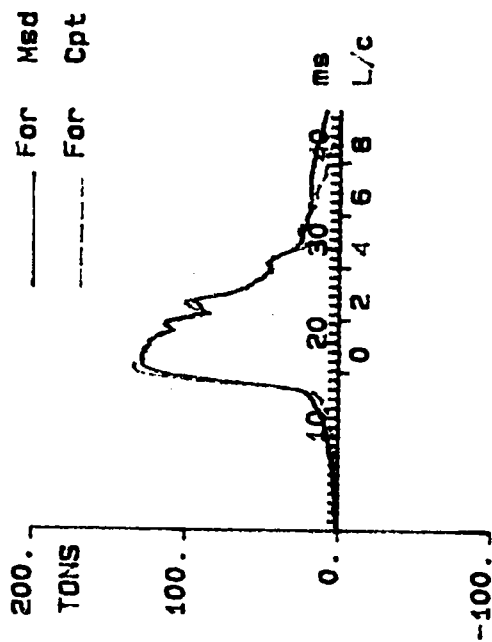
Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC3-EOD

Blow 0 02/25/89



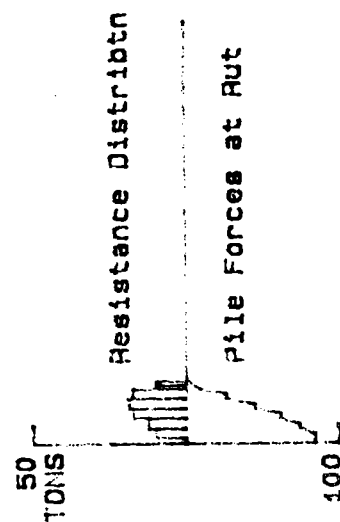
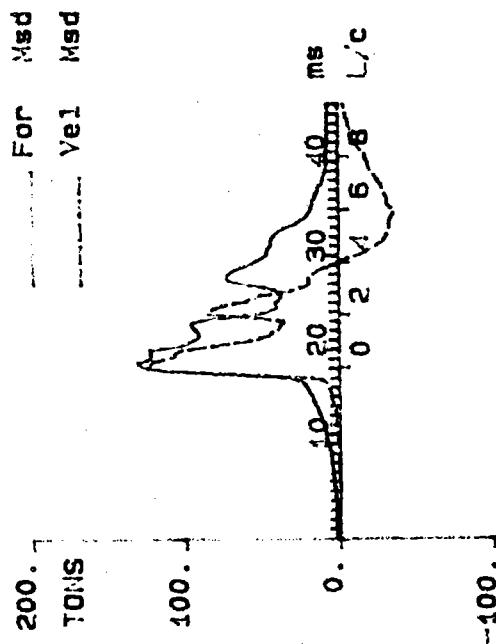
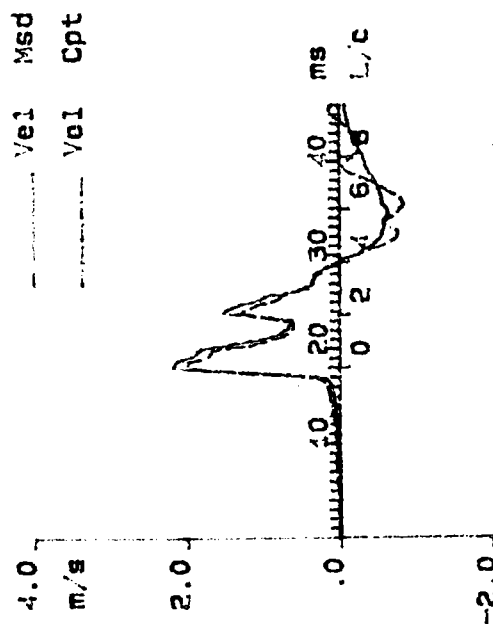
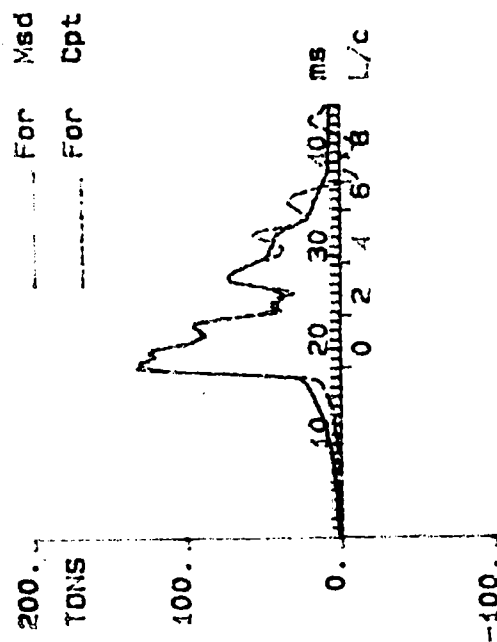
Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC3-RESTRIKE

Blow 0 07/25/89



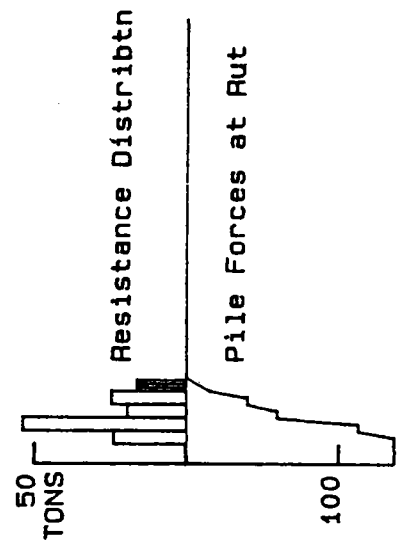
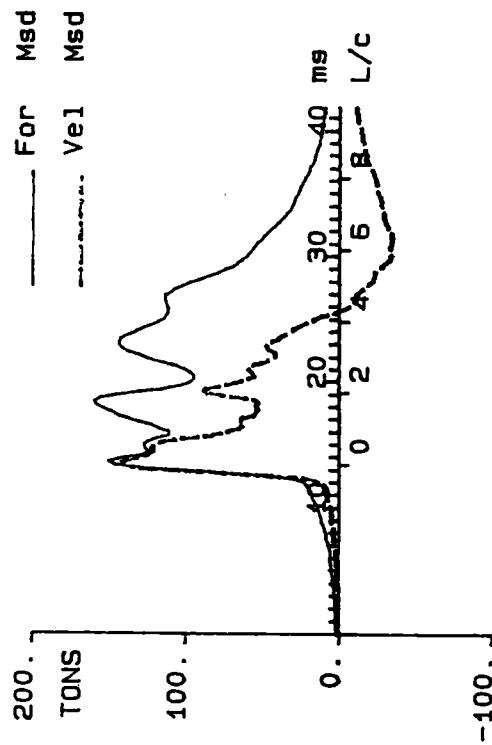
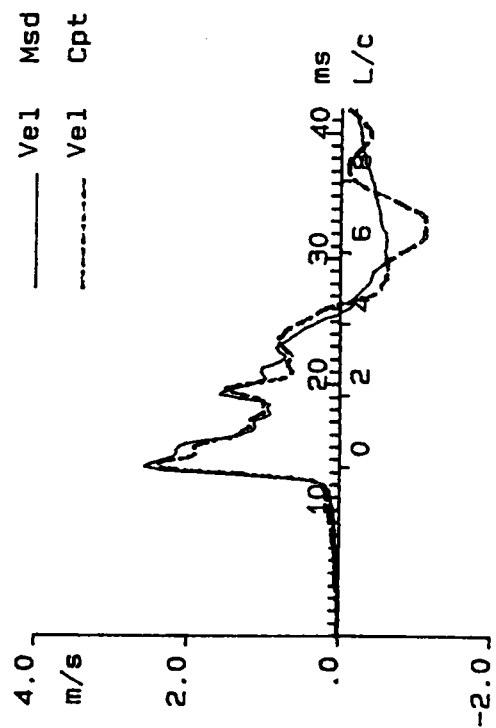
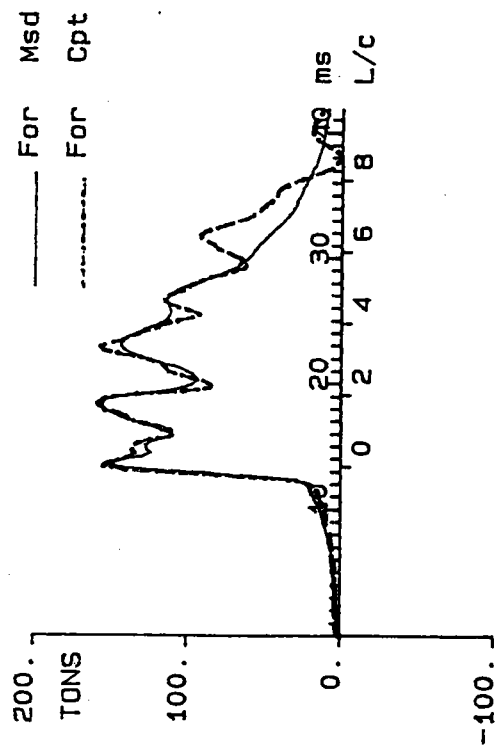
Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC5-E00

Blow 0 07/25/89



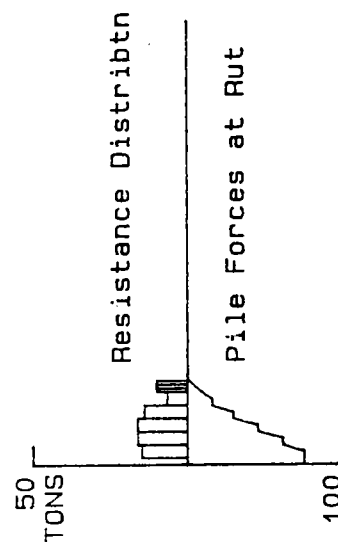
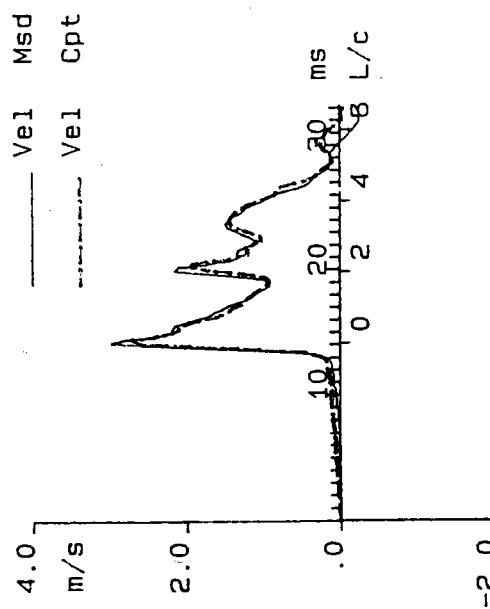
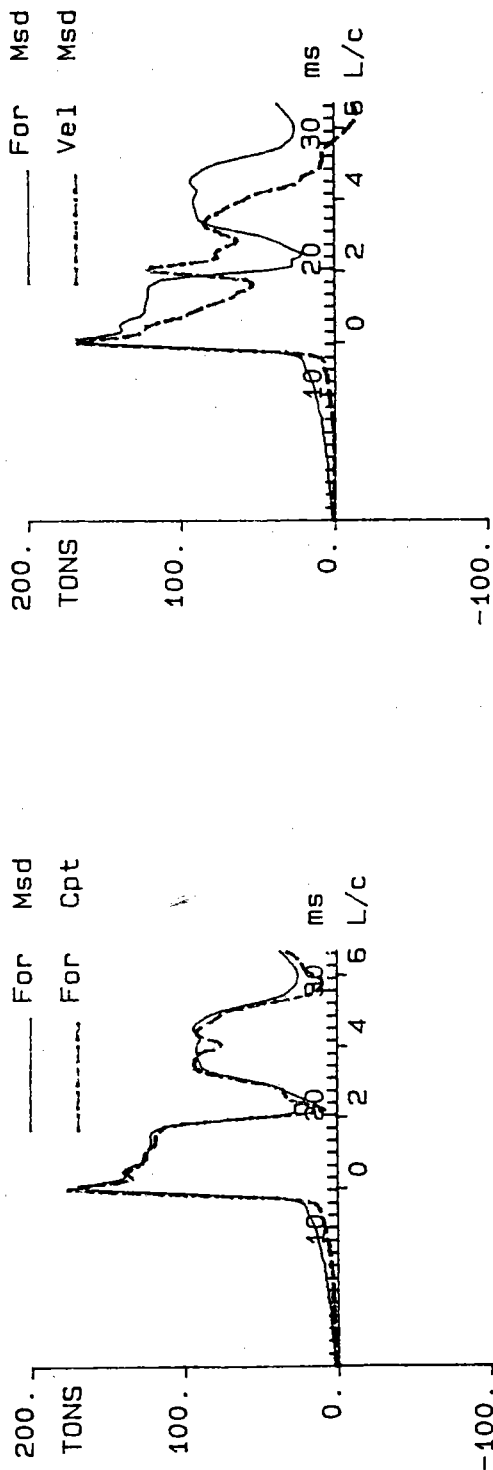
Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC5-RESTRIKE

Blow 0 07/25/89



Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT NPC6-EOD

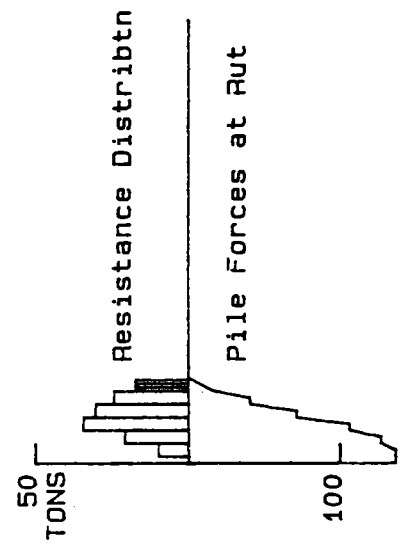
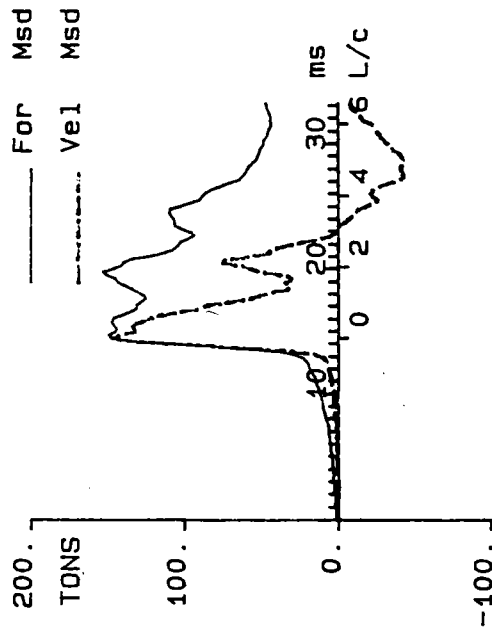
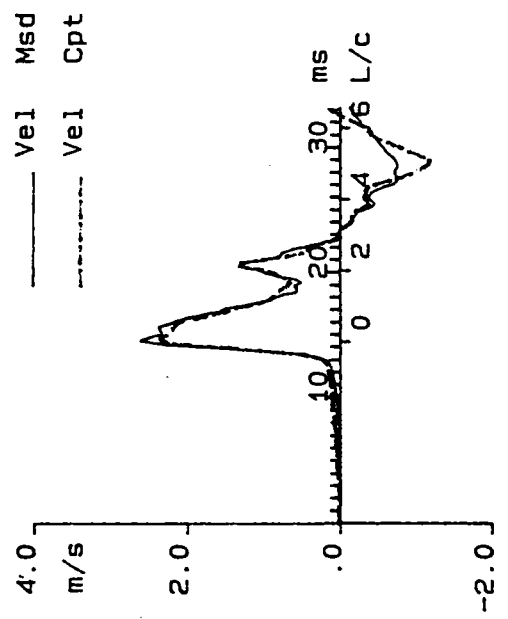
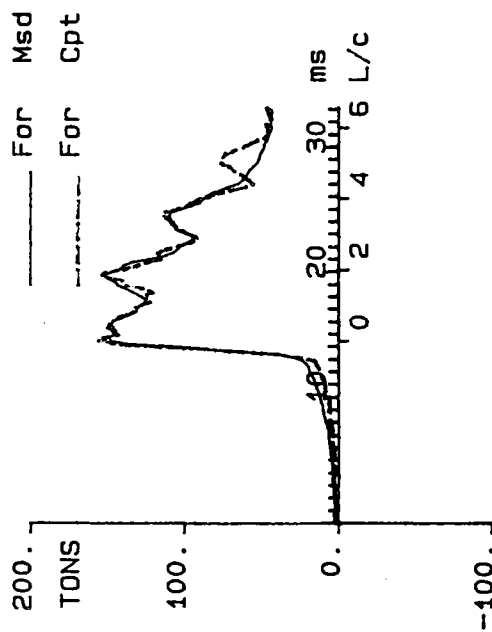
Blow 0 07/25/89



Institute of Harbour & Marine Technology

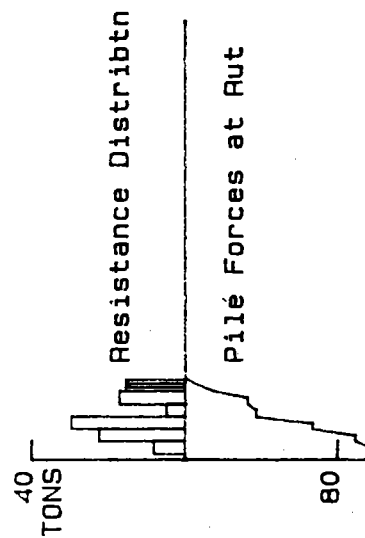
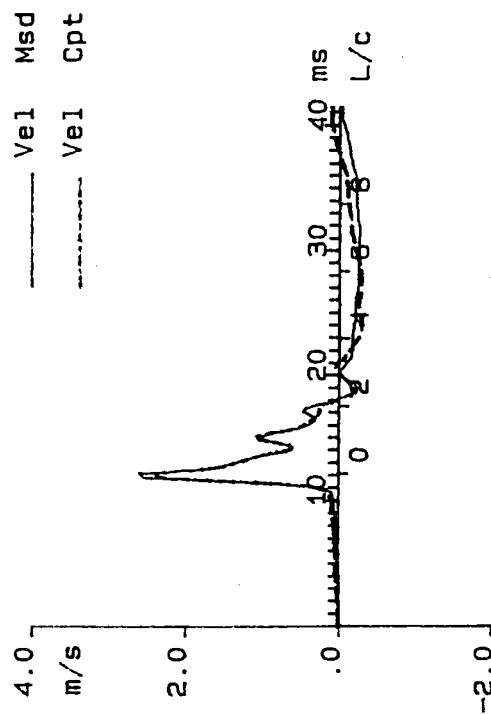
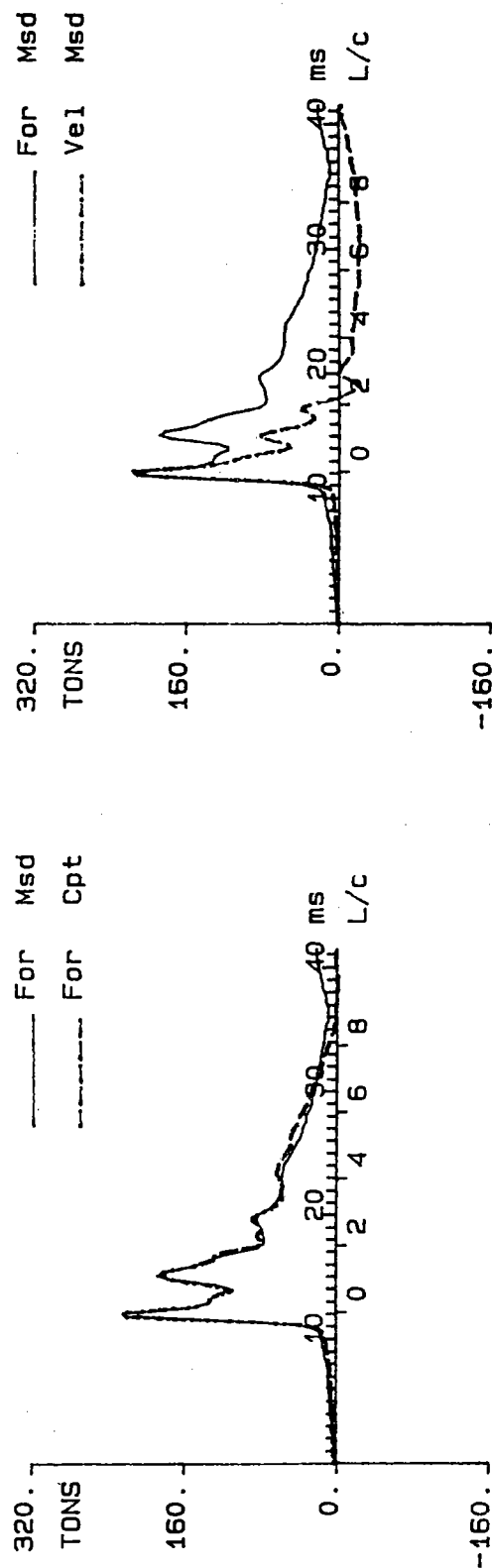
IHMT NPC6-RESTRIKE

Blow 0 07/26/89



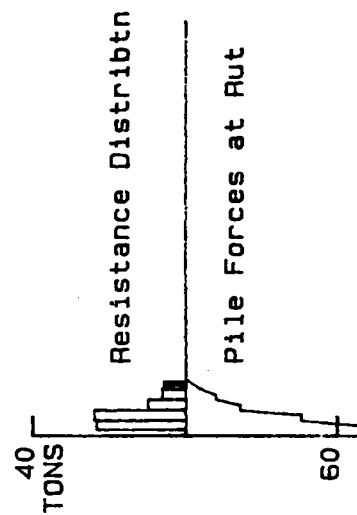
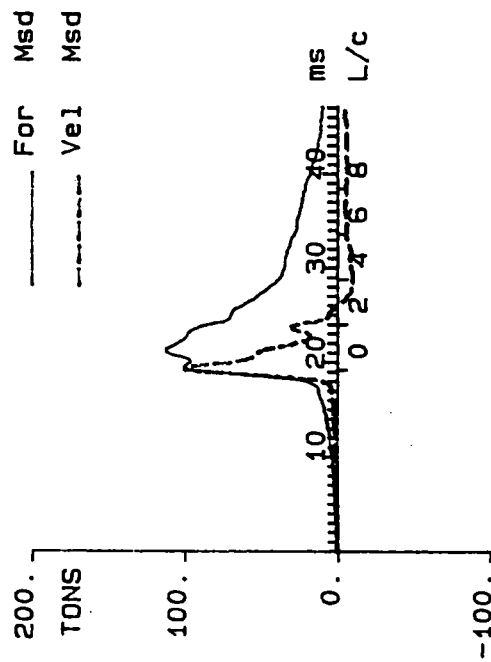
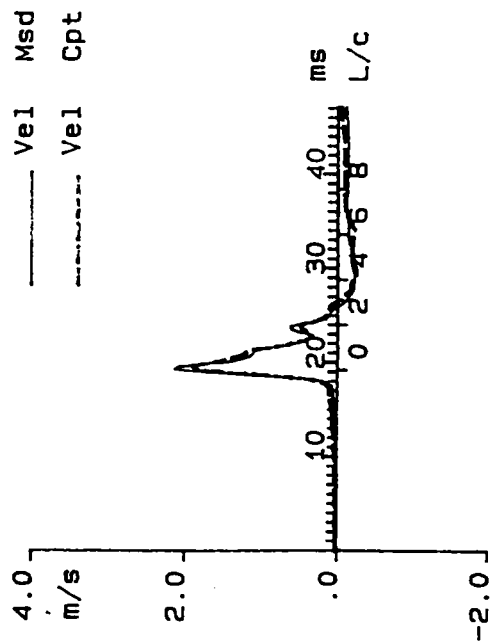
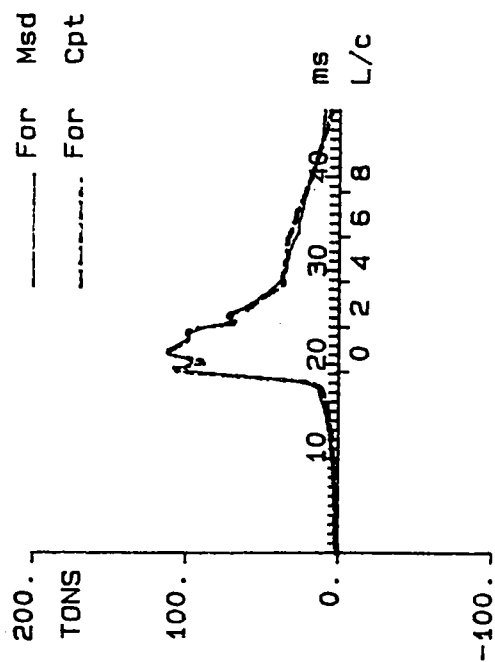
Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT OPC1-RESTRIKE

Blow 0 07/26/89



Institute of Harbour & Marine Technology
IHMT OPC3-RESTRIKE

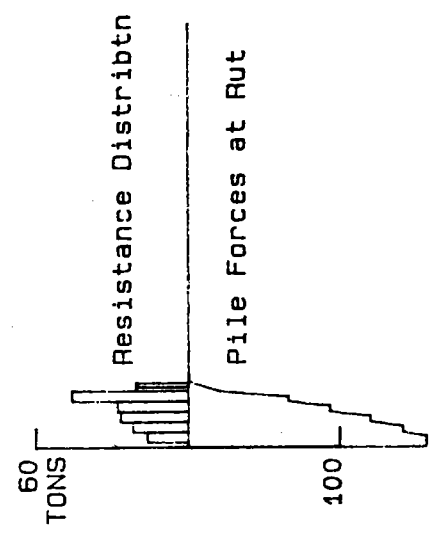
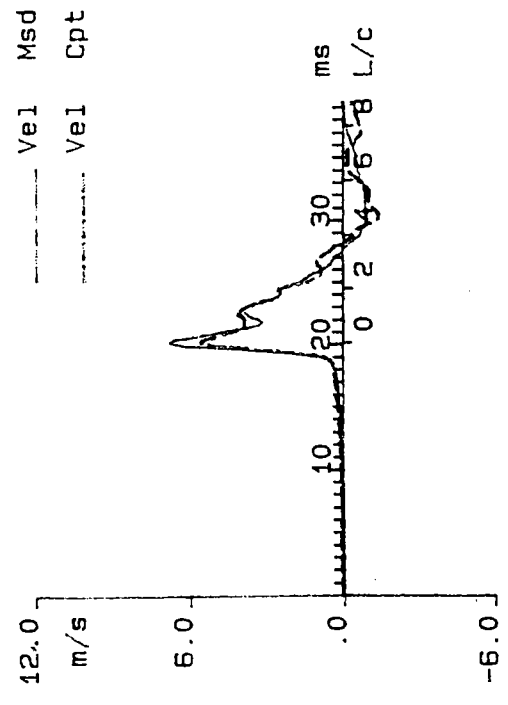
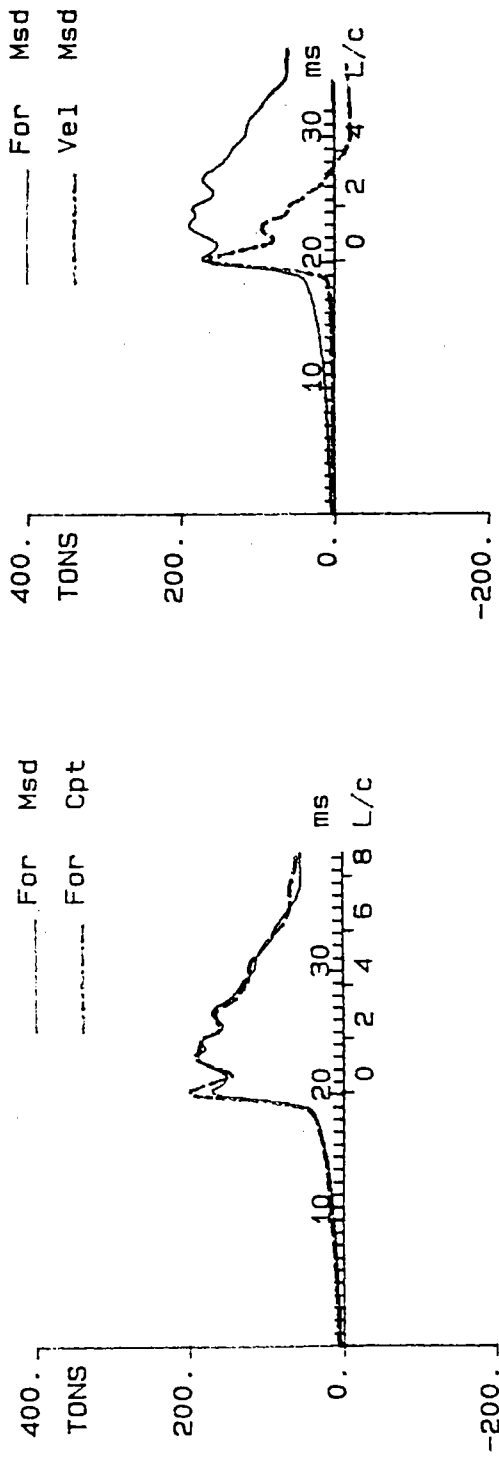
Blow 0 07/26/89



Institute of Harbour & Marine Technology

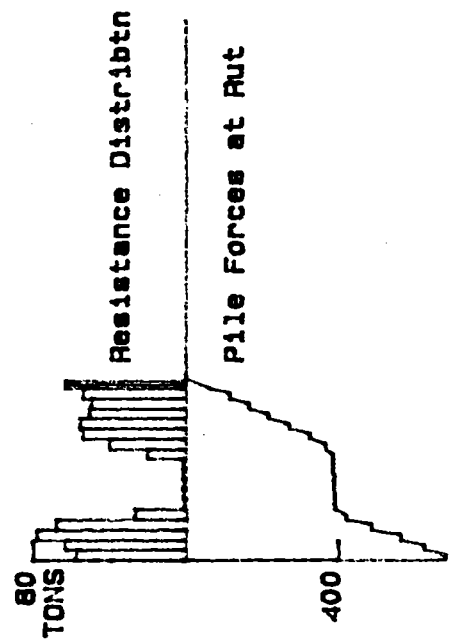
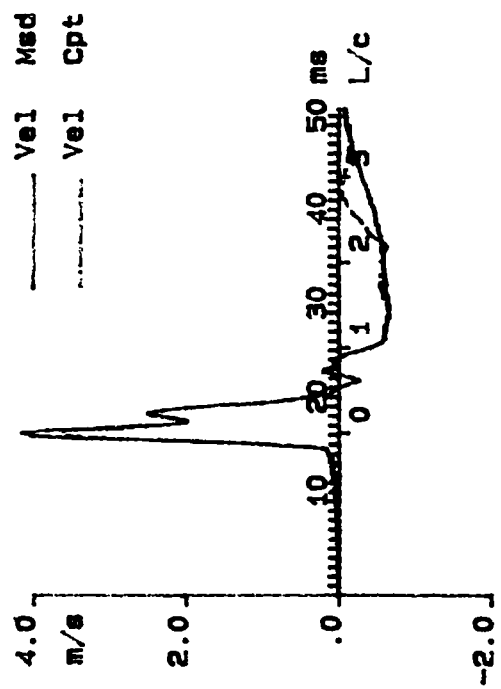
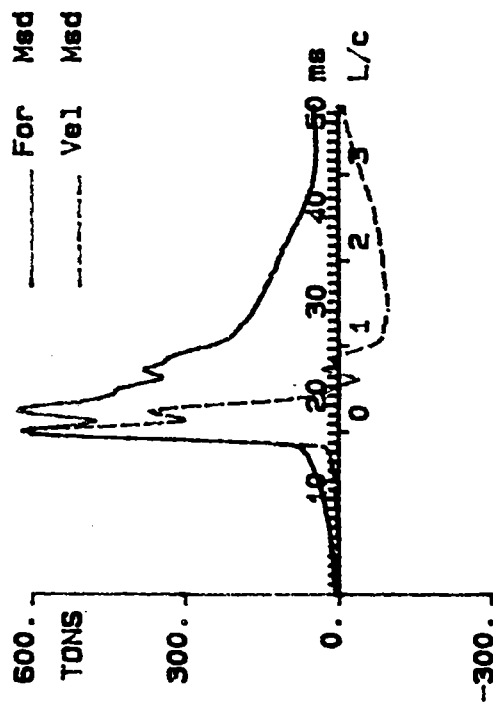
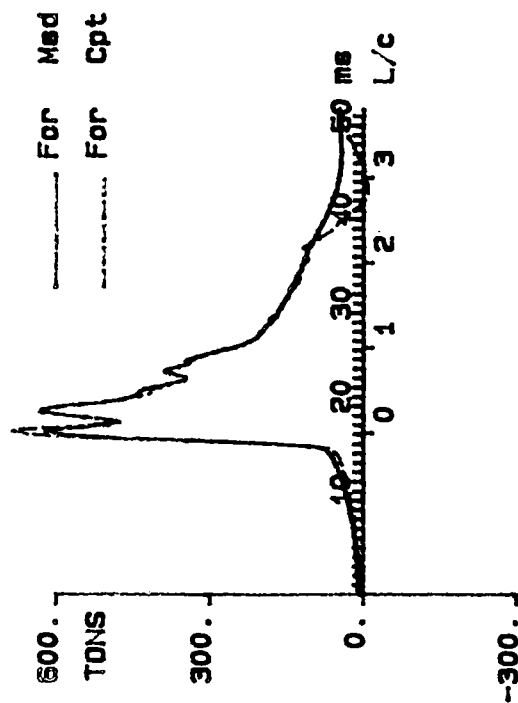
IHMT SP-RESTRIKE

Blow 0 07/26/89



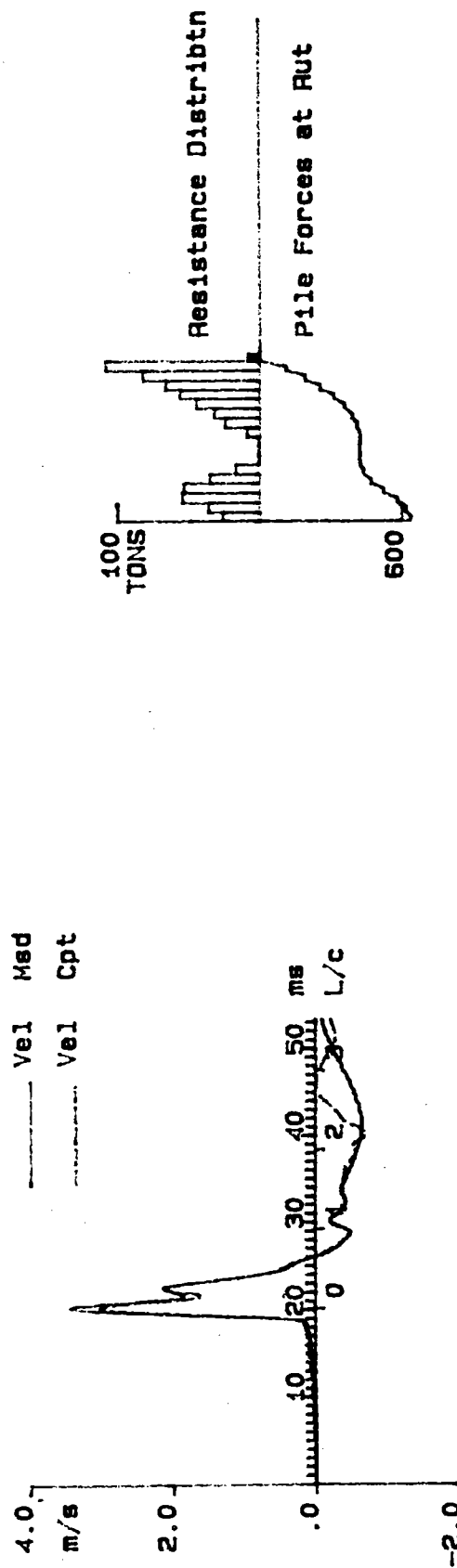
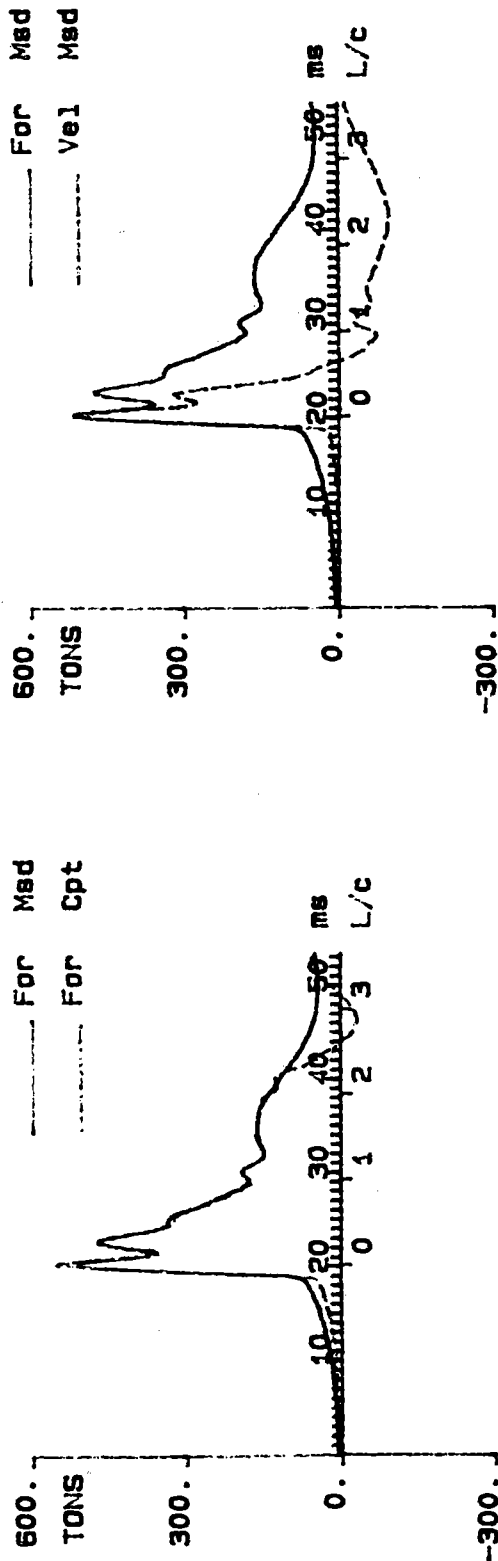
Institute of Harbour & Marine Technology
 THTP-1B

BLOW 1 07/19/89



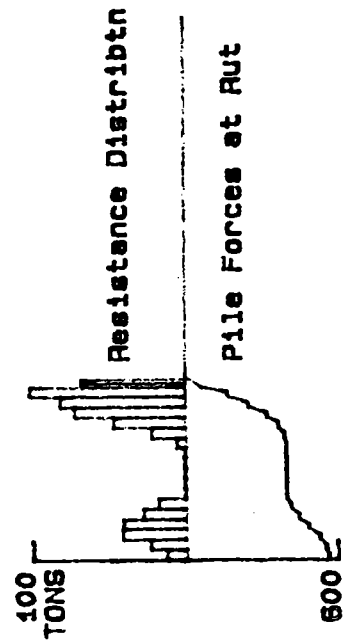
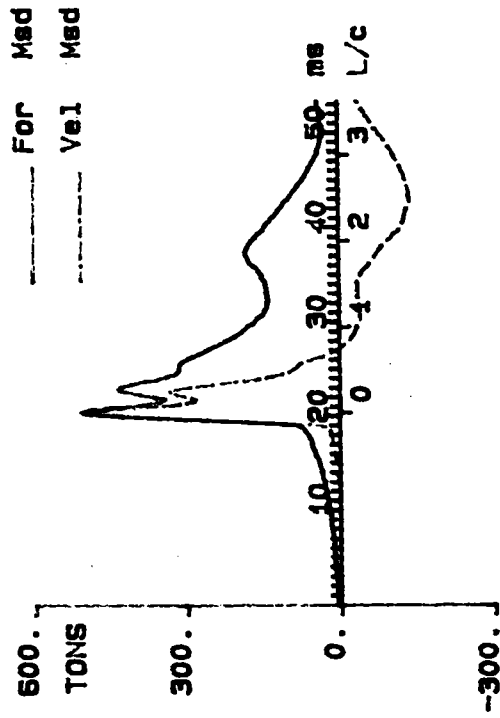
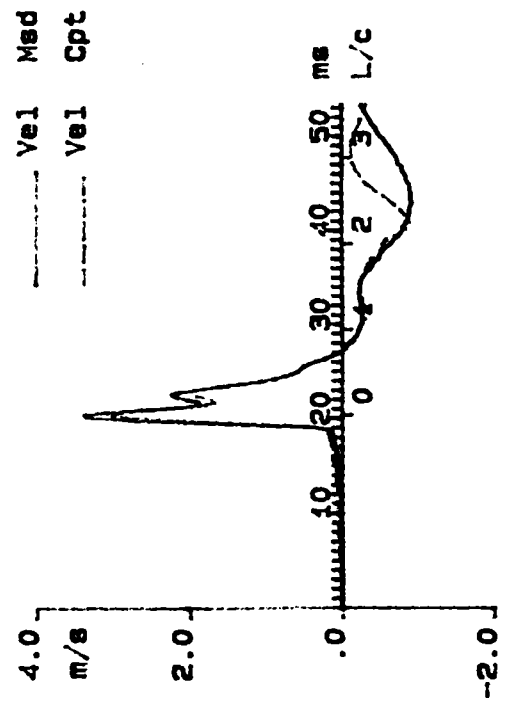
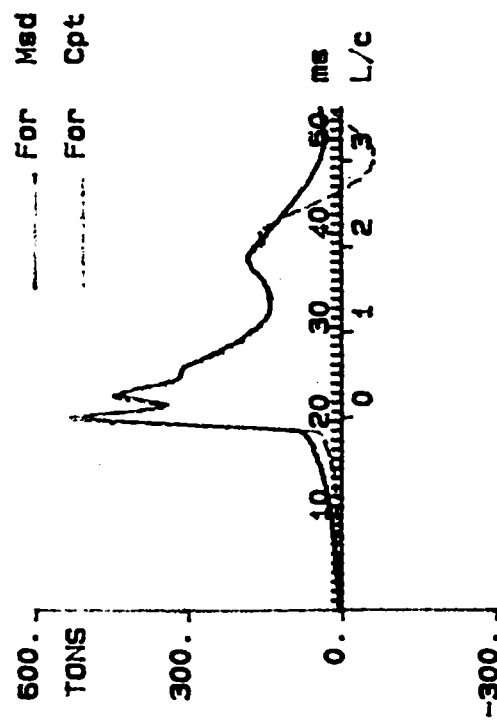
Institute of Harbour & Marine Technology
 THTP-30B

Blow 30 07/19/89



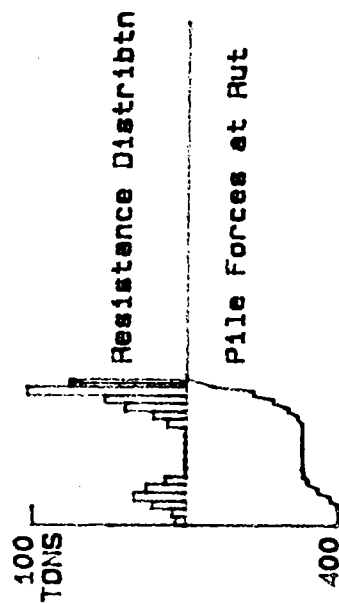
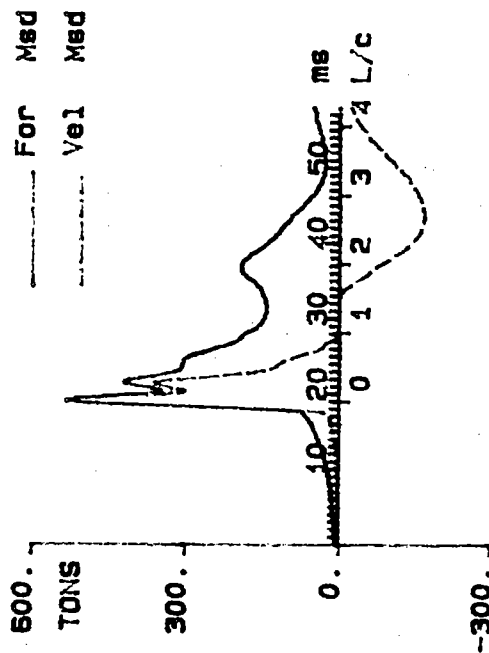
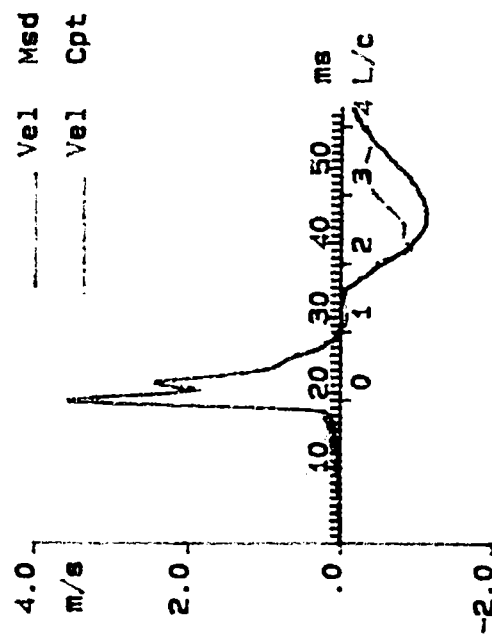
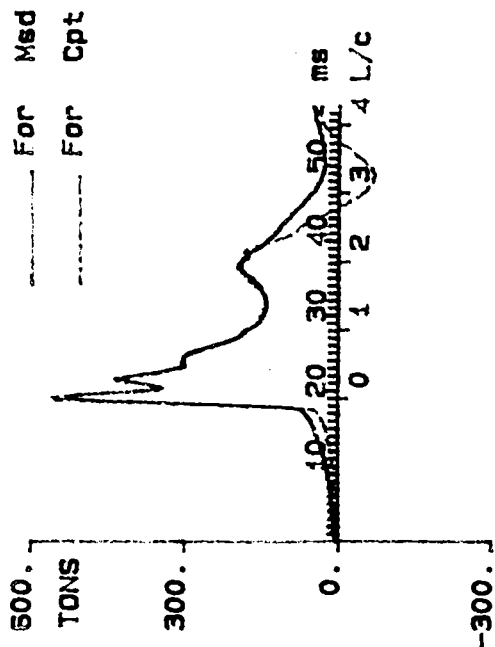
Institute of Harbour & Marine Technology
THTP-70B

Blow 70 07/19/89



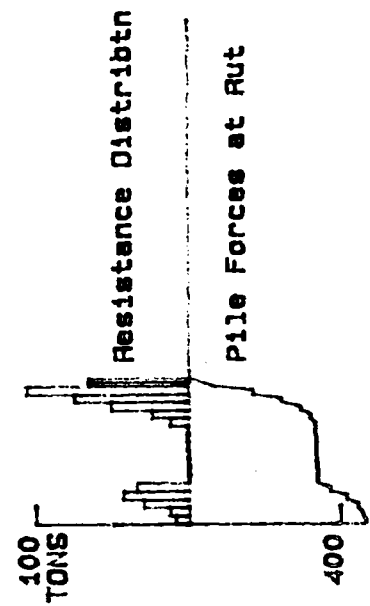
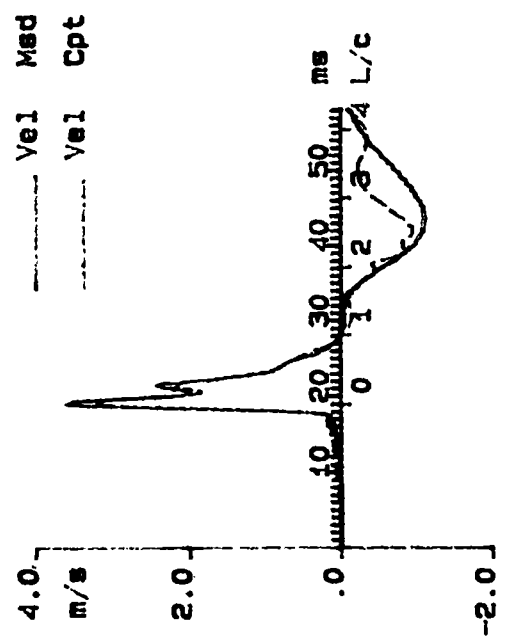
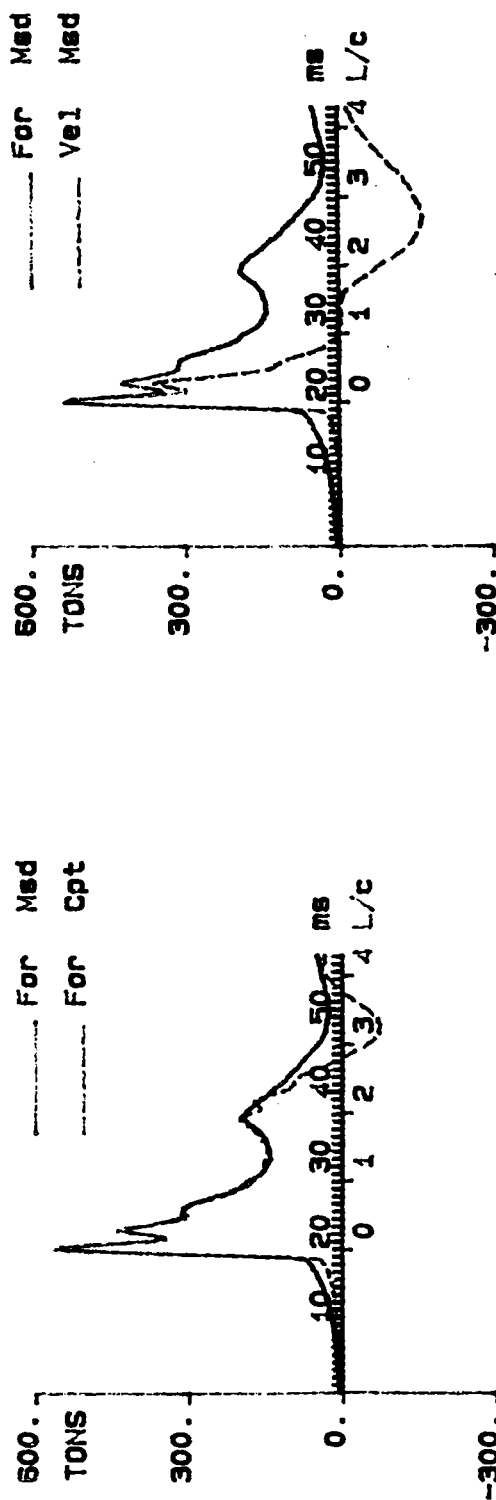
Institute of Harbour & Marine Technology
 THTP-113B

Blow 113 07/19/89



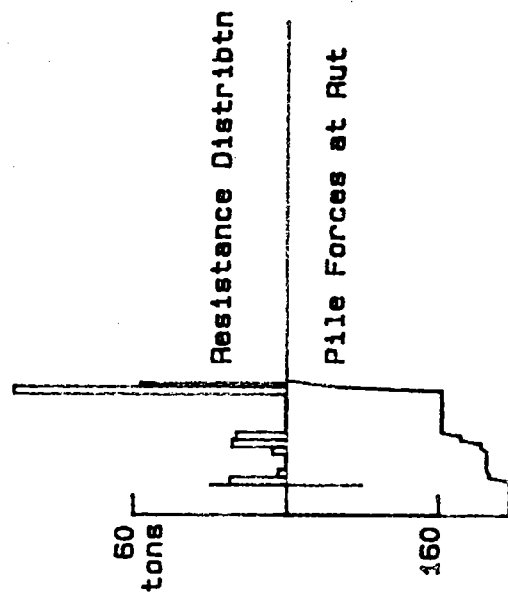
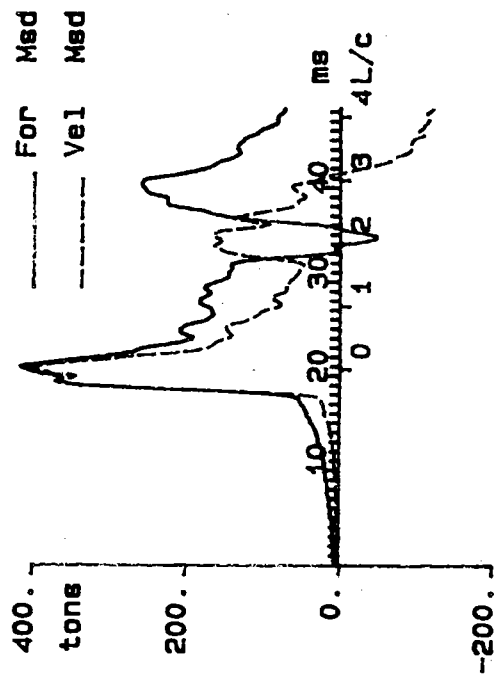
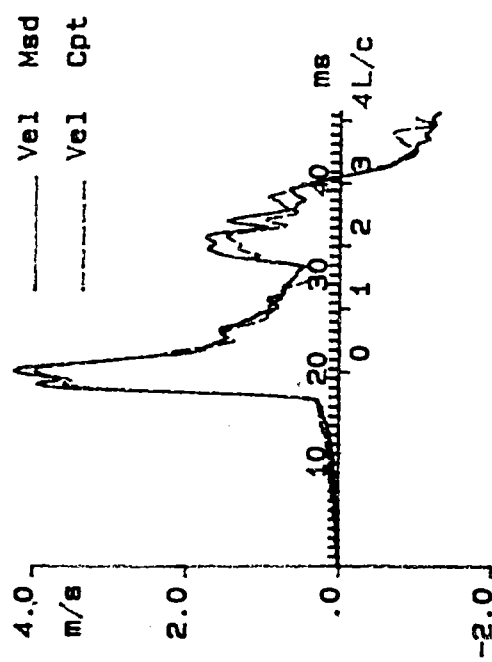
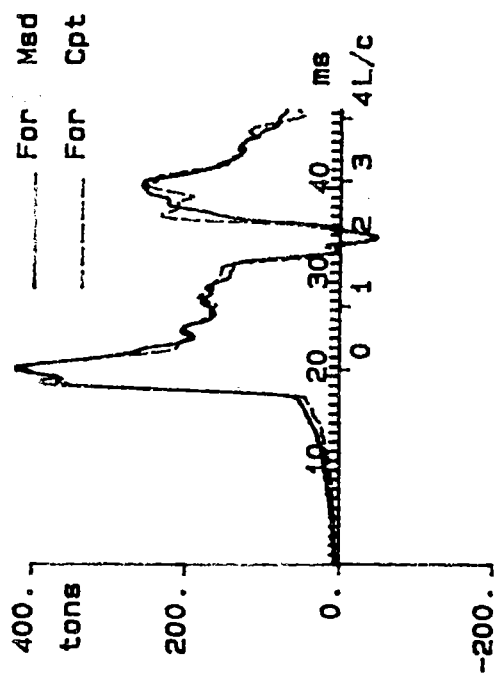
Institute of Harbour & Marine Technology
 THTP-120B

Blow 120 07/19/89



Institute of Harbour & Marine Technology
sp1-26m

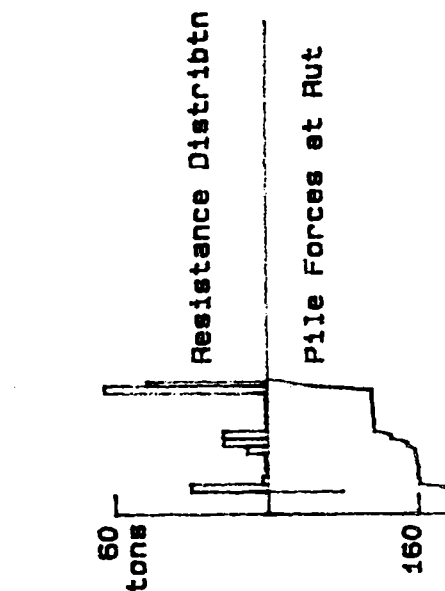
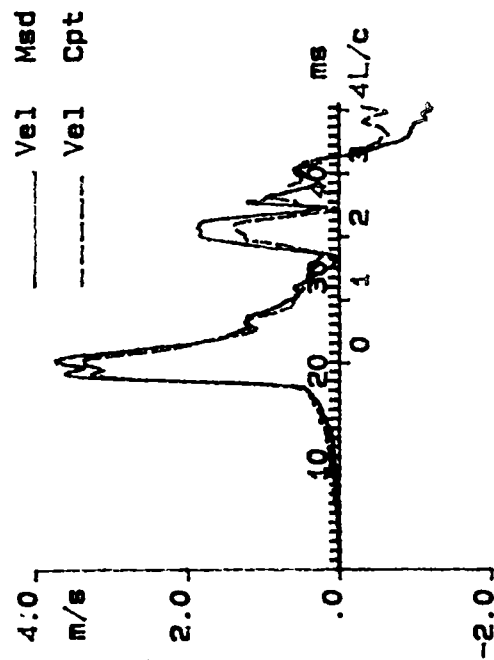
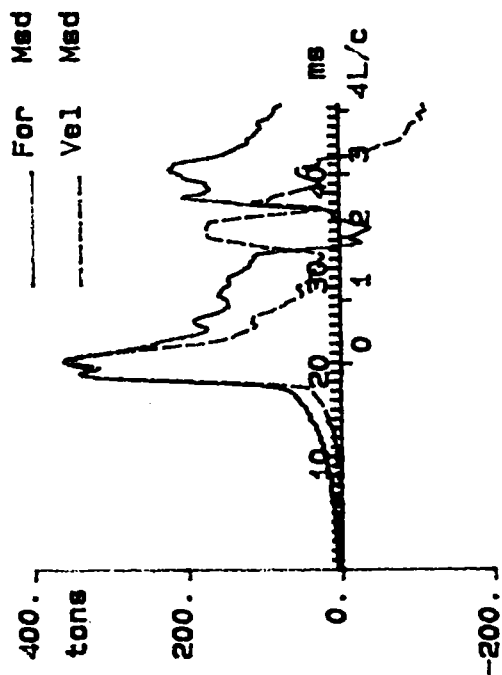
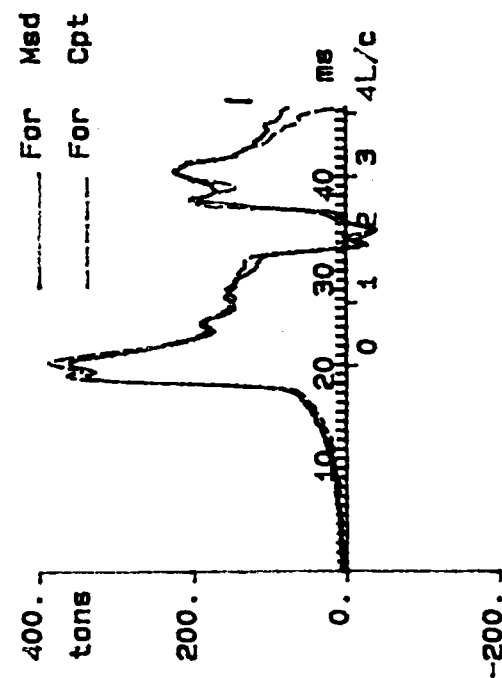
Blow 30 07/12/89



Institute of Harbour & Marine Technology

sp1-28m

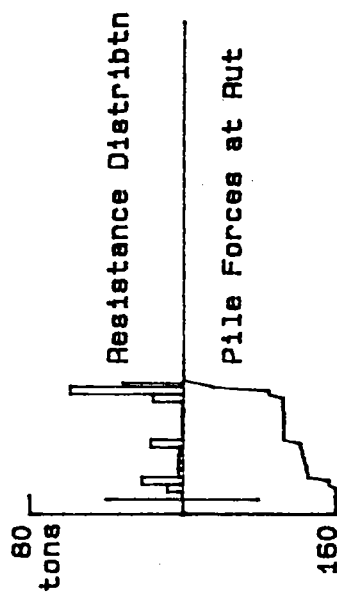
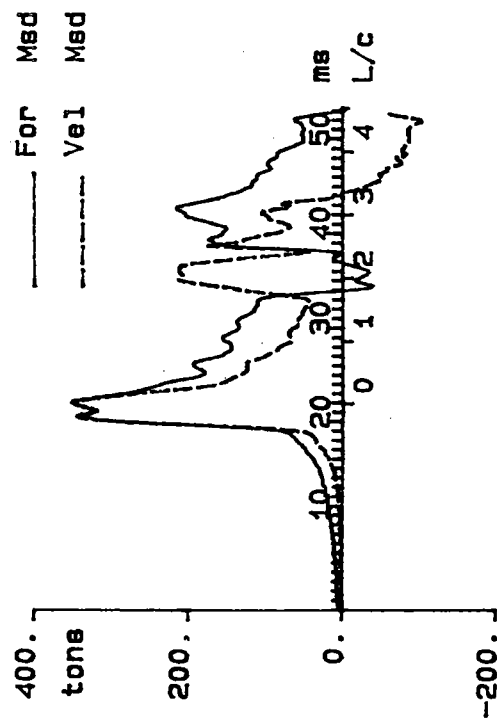
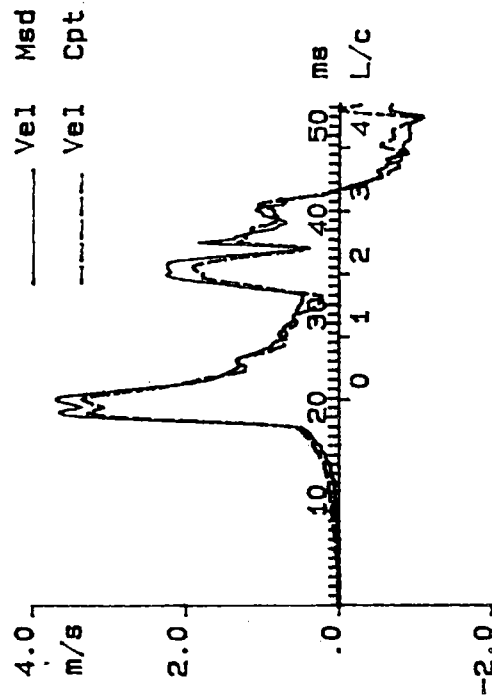
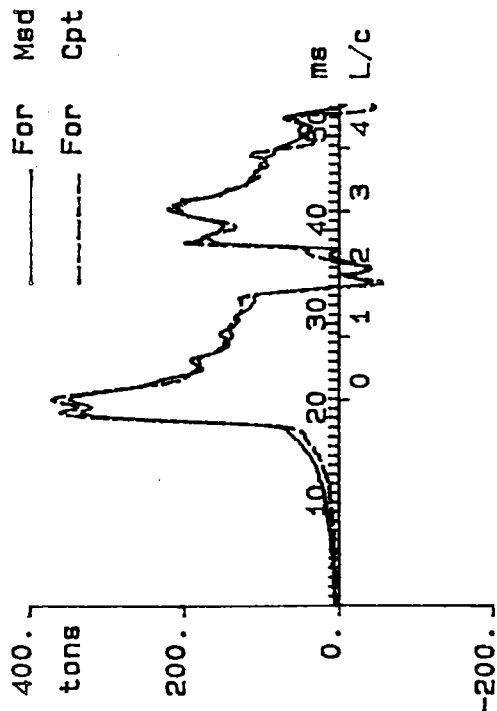
Blow 135 07/12/89



Institute of Harbour & Marine Technology

SP1-30m

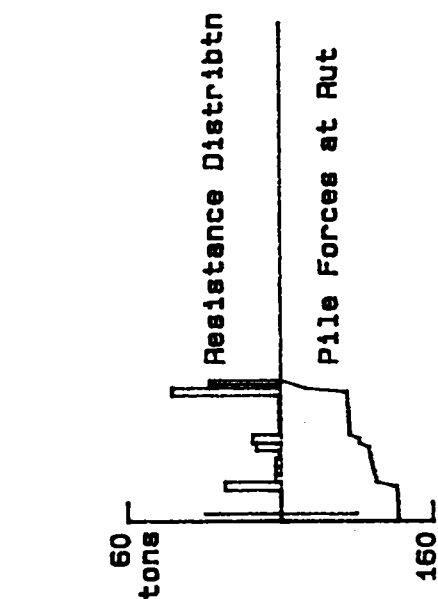
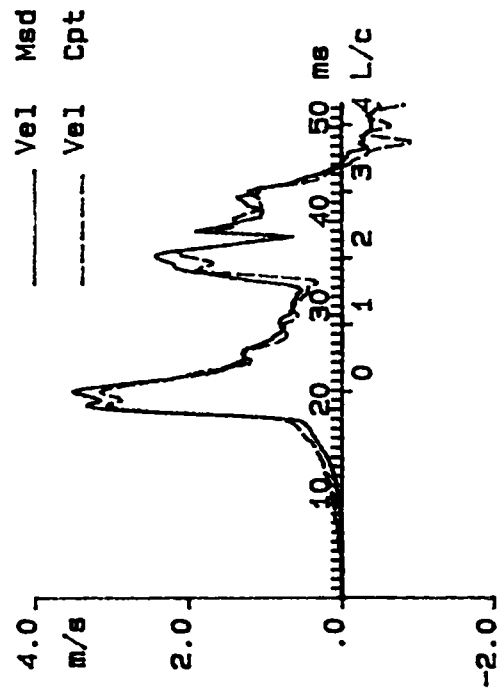
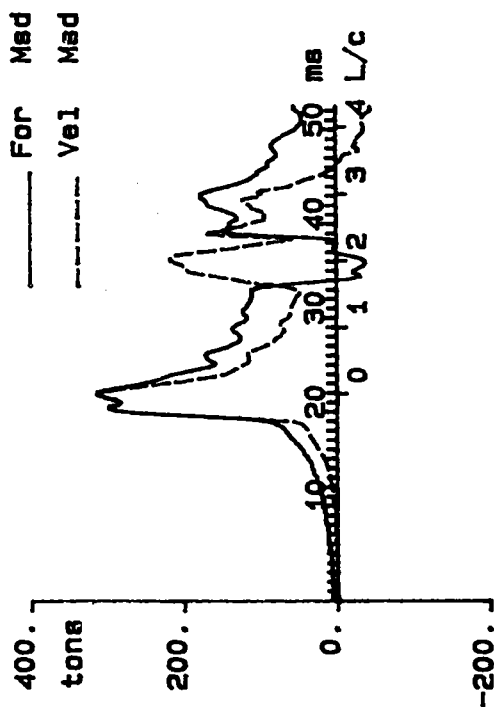
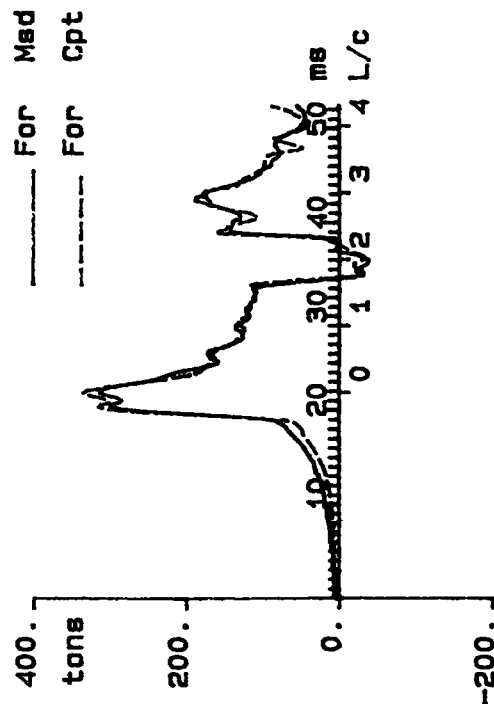
Blow 135 07/05/89



Institute of Harbour & Marine Technology

sp1-32m

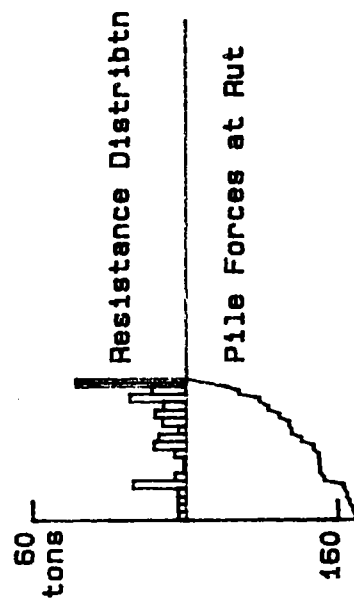
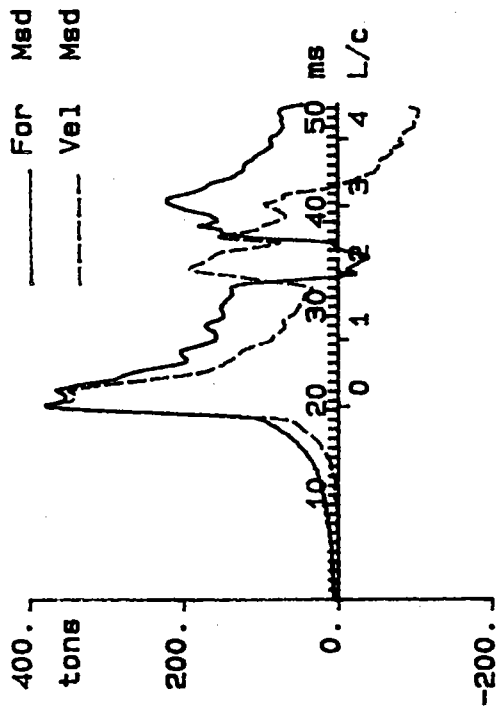
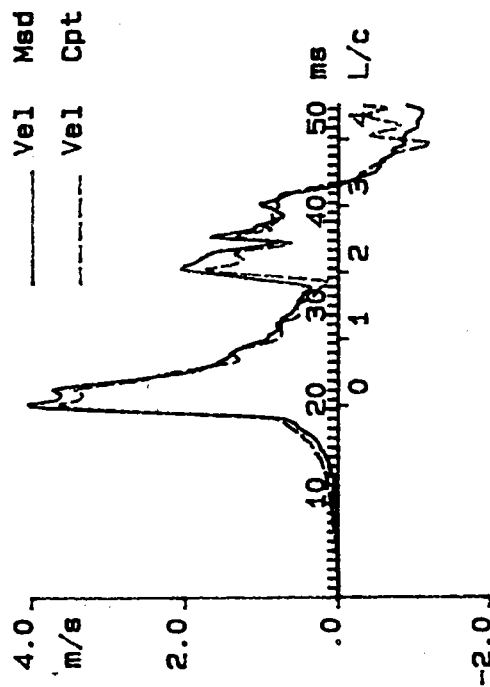
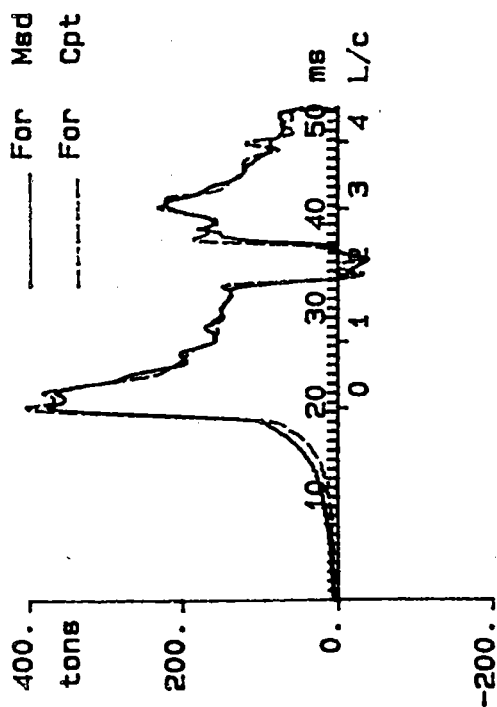
Blow 297 07/07/89



Institute of Harbour & Marine Technology

SP1-34m

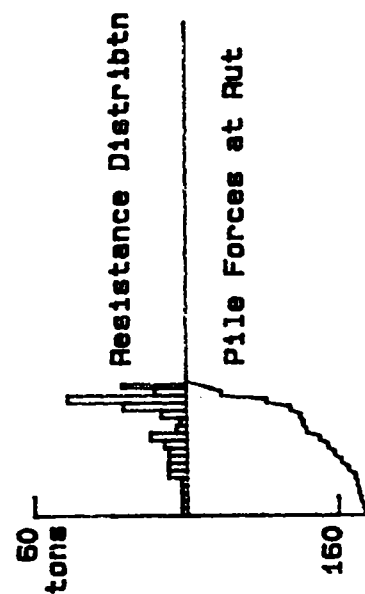
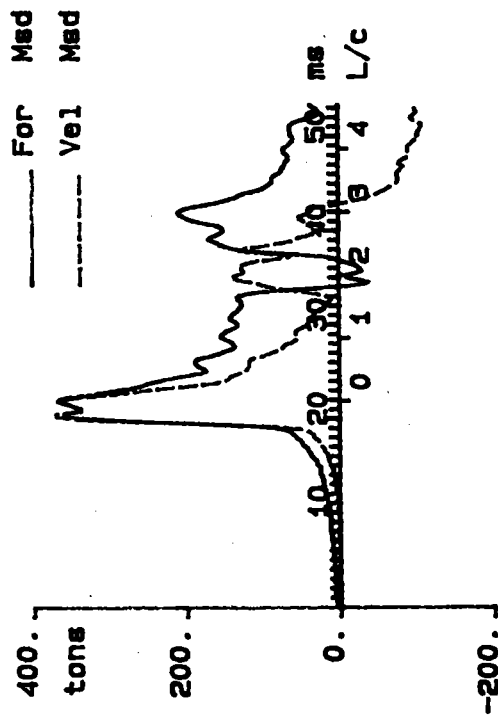
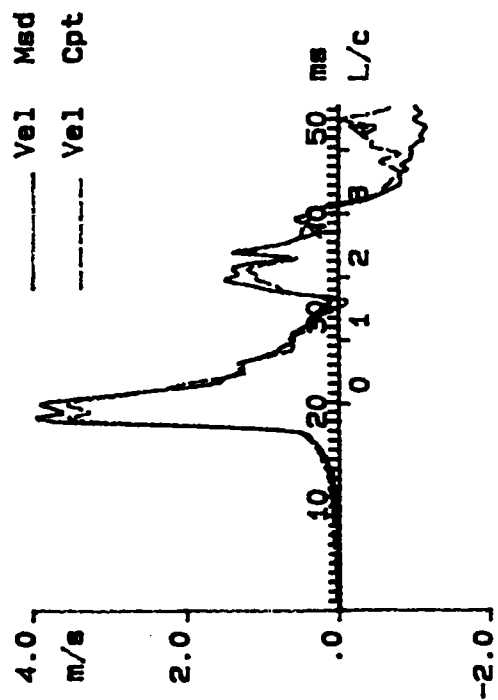
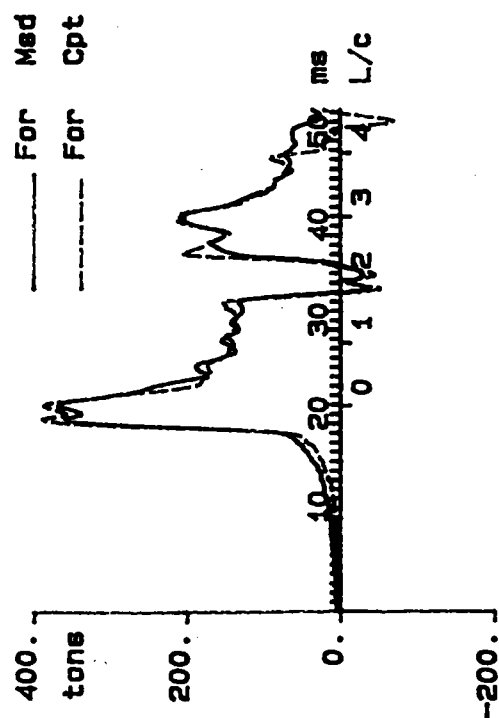
Blow 380 07/07/89



Institute of Harbour & Marine Technology

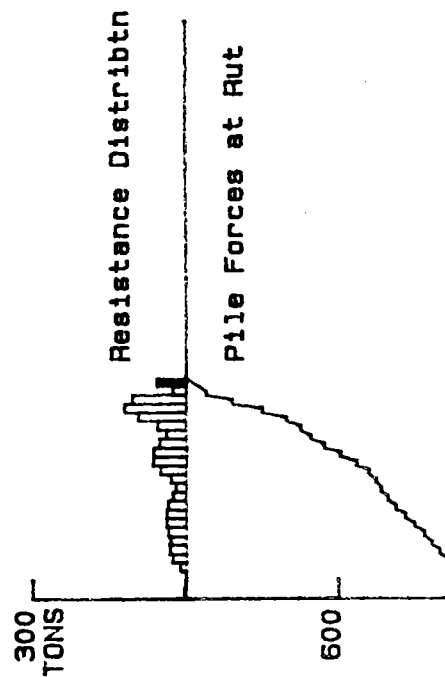
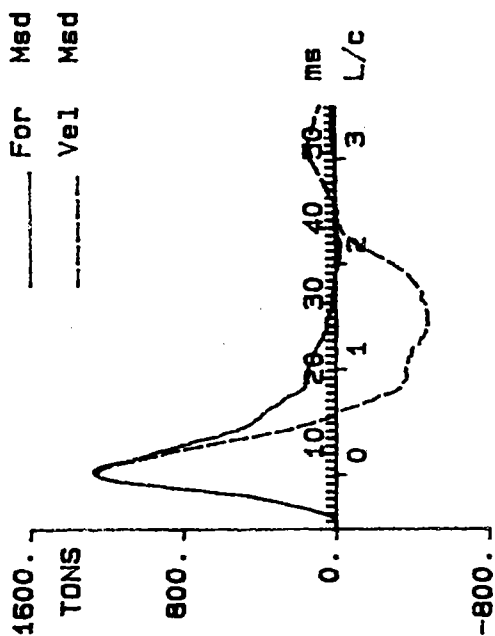
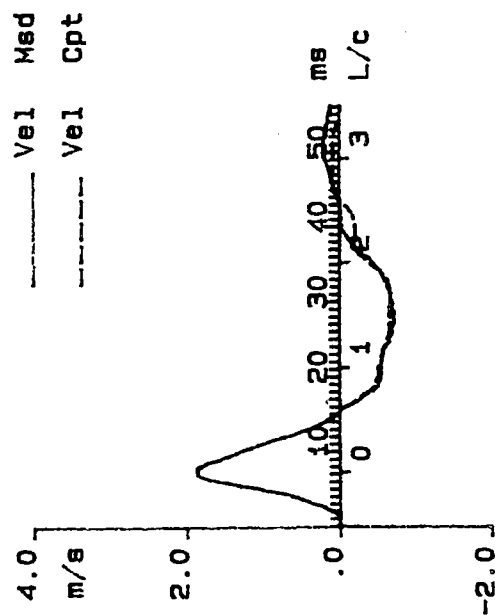
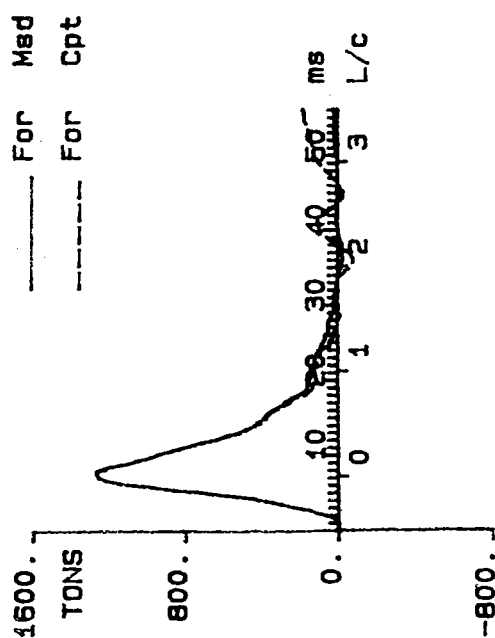
sp1-EOD

Blow 388 07/07/89



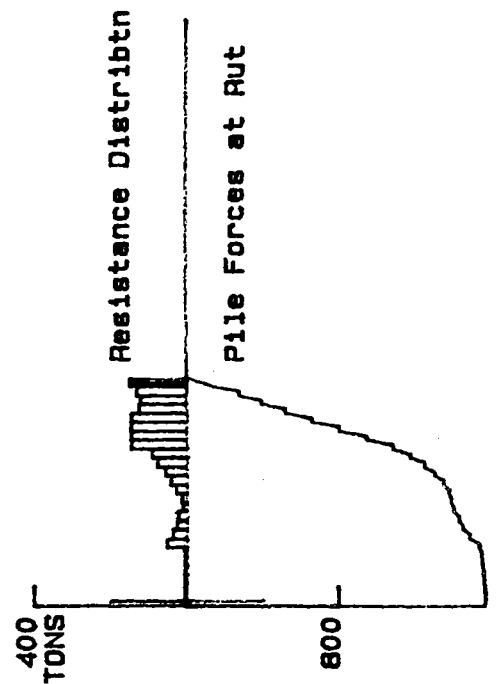
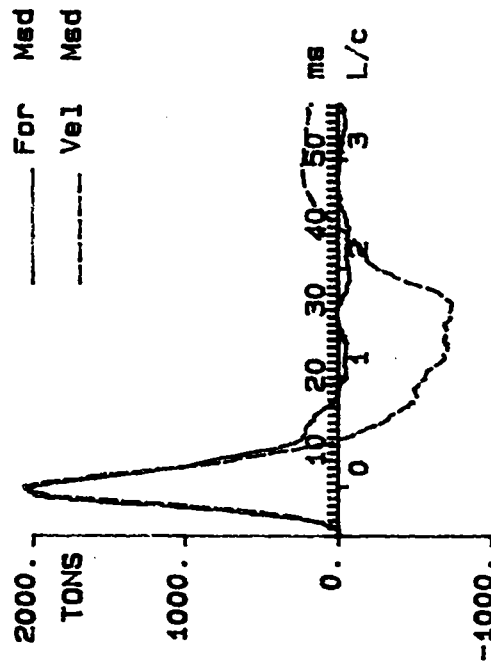
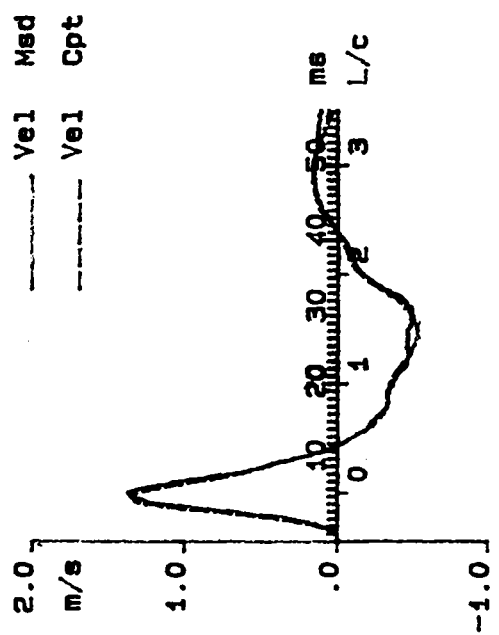
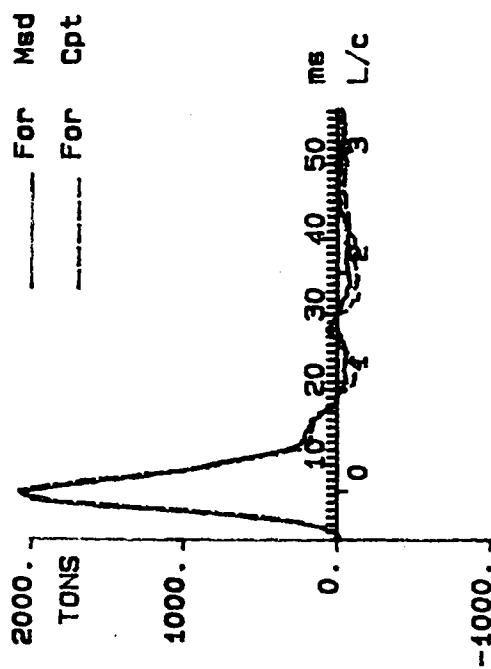
Institute of Harbour & Marine Technology
CHUNG HSIN BRIDGE P36-3

Blow 0 06/22/89



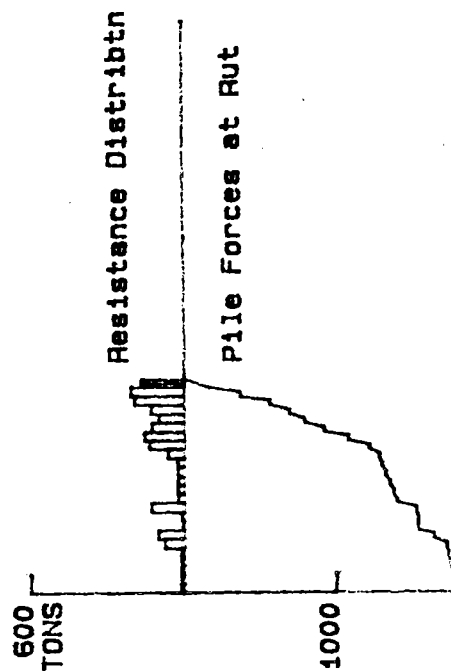
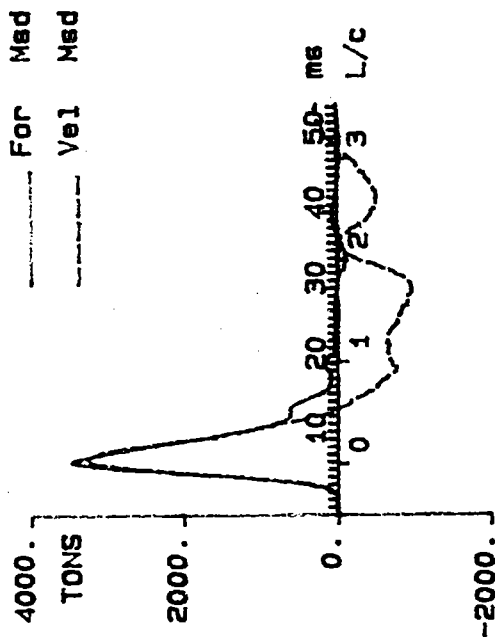
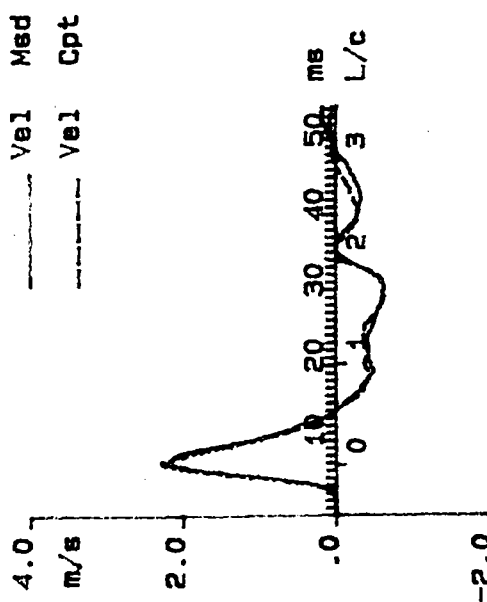
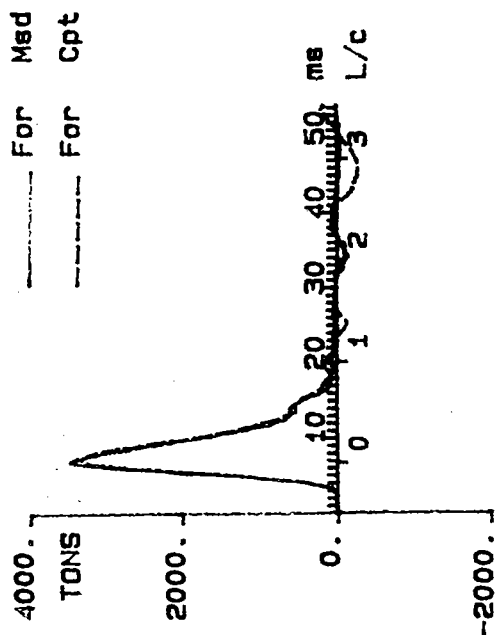
Institute of Harbour & Marine Technology
CHUNG HSIN BRIDGE P17S

Blow 0 06/22/89



Institute of Harbour & Marine Technology
CHUNG HSIN BRIDGE P24-2B

Blow 0 06/23/89



PDA 列印數據之意義與單位

	數 據 名 稱	單 位	修正倍數
FMX	最大量測受力值	MP	$\times 10^0$
VMX	最大質點運動速度	m/sec	$\times 10^{-2}$
DMX	最大質點位移量	mm	$\times 10^{-1}$
RTL	凱斯法之總承載力 (J = 0)	MP	$\times 10^0$
BPM	每分鐘打擊數	Blow/min	$\times 10^{-1}$
TMX	時間延長 (於此延時能獲得RMX)	msec	$\times 10^{-1}$
MFO	最大樁錘動量 (由受力積分而得)	MP-sec	$\times 10^{-2}$
AMX	最大質點加速度	m/sec ²	$\times 10^{-2}$
EMX	最大輸入能量	MP-m	$\times 10^{-2}$
FT1	打擊瞬時之受力	MP	$\times 10^0$
VT1	打擊瞬時之速度	m/sec	$\times 10^{-2}$
RSP	凱斯法之靜承載力	MP	$\times 10^0$
RAU	自動靜承載力 (樁身無摩擦阻力之狀況)	MP	$\times 10^0$
MWO	最大樁錘動量 (由下行波力積分而得)	MP-sec	$\times 10^{-2}$
FTN	最大量測張力值 (負值)	MP	$\times 10^0$
WDN	打擊瞬時下行之波力	MP	$\times 10^0$
RSU	經修正解壓 (unloading) 之靜承載力	MP	$\times 10^0$
FTZ	打擊後經 2L/C 時間之受力	MP	$\times 10^0$
CTN	最大計算張力值	MP	$\times 10^0$
BTA	樁身完整性係數 (小於 100 %)	%	$\times 10^0$
SFT	樁身周緣摩擦力	MP	$\times 10^0$
CFB	樁尖計算受力值	MP	$\times 10^0$
RMX	凱斯法最大靜承載力	MP	$\times 10^0$
RMN	凱斯法最小靜承載力	MP	$\times 10^0$
VT2	打擊後經 2L/C 時間之速度	m/sec	$\times 10^{-2}$
DT1	打擊時質點位 移量	mm	$\times 10^{-1}$
WUP	打擊瞬時上行之波力	MP	$\times 10^0$