

壓實砂樁改良地質案例探討
SOIL IMPROVEMENT BY COMPACTION
SAND PILES - CASE STUDY

歐晉德，副總經理

余偉光，工程師

林永光，工程師

亞新工程顧問股份有限公司

C.D. Ou, Senior Vice President

J. YIE, Engineer

Y.K. LIN, Engineer

Moh and Associates, Inc.

Taipei

原載於地工技術雜誌第 8 期，

73 年 10 月，第 37-43 頁

Reprinted from
Sino-Geotechnics, No. 8
Oct. 1984, pp. 37-43

ABSTRACT

The paper describes a case study on the use of compaction sand piles for improving sandy soils against potential earthquakes at the site of a steam power plant in Suralaya Indonesia. Compaction sand piles of 50 cm diameter at 1.80 m spacing were installed. The relative density of the sandy soil was increased from an average of 46.5% to over 75%.

壓實砂樁改良地質案例探討

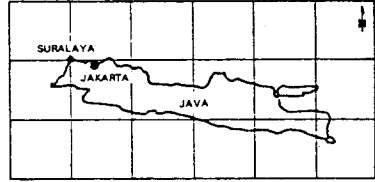
歐 晉 德* · 余 偉 光** 林 永 光**

一、前 言

印尼政府於1978年規劃並委託加拿大 Monenco 工程顧問公司於印尼爪哇島西部北端距雅加達約100公里之Surabaya處設計一座火力發電廠(圖一),該火力發電廠預計發電量為 2×400 萬瓩(2×400 Megawatt),包含主機六部。由於印尼亦位於環太平洋地震帶,該區又近火山活動區,設計單位建議應考慮 $0.3g$ 之地震加速度。經分析結果認為基礎地盤有液化可能,因此必需進行地質改良,經研判對於該區域之地層進行改良之可能方法為動力壓密法(Dynamic Consolidation)或壓實砂樁法(Compaction Sand Pile)。由於印尼本地有經驗之地質改良廠商有限,同時也為顧及限制施工法而影響投標價格,該基地地質改良工程乃由設計公司定出改良效果規範後,以統包方式招標。投標廠商於投標時應指出其擬採用之改良方法,初步設計,施工控制預期成果及工程費用等。亞新工程顧問公司於1979年經印尼公司P.T. Perkasa Andalus & Iron Steel公司之委託代為設計並擬具壓實砂樁改良施工計劃,經印尼電力公司評定採用,於1980年開工,至1982年完成全部基礎地盤之改良及基樁等基礎工程。本文就本案例之設計及改良施工結果提出報告,為工程界之參考。

二、地質狀況

Surabaya廠址位於海邊之山谷盆地,原為附近居民農作物之用,由於地勢較低,乃開拓兩邊之荒山取得回填料作土表整地之用。現場整地後,依據現場鑽探資料顯示,本工程基



圖一 SURABAYA基地位置圖

地除回填土外,於地表下8.0公尺以內之土層,主要由沉泥質細砂含少量貝屑所組成,自深度約8.0公尺至10.5公尺之土層為含微量有機物之沉泥質黏土,而深度約10.5公尺以下者則為高度風化之岩石層,地下水位於地表下約2.0公尺。其自地表起各層次之土層狀況依序大致如下:

- (一)回填土層:本層次為附近荒山取得之回填料,主要為棕色沉泥質黏土與卵礫石所組合,厚度約1.5公尺,由標準貫入試驗所得N值為5至15。
- (二)棕黃色沉泥質細砂:本層次厚度約為2.5公尺,平均N值約為6,相對密度平均約50%,主要係含少量貝屑之沉泥質細砂,屬疏鬆之非凝聚性土壤。靠海邊部份之局部地區夾堅硬,膠結度甚高之砂土,N值可高達15。
- (三)青灰色沉泥質細砂:本層次厚度約為4.0公尺,平均N值約為5,相對密度平均約54%,屬疏鬆之非凝聚性土壤,並含少量貝屑及微量有機物,偶夾黏土質土囊(Clay Pocket)。
- (四)灰色沉泥質黏土:本層次厚度約1.0至3.0公尺,平均N值約為2,屬軟弱之凝聚性土層,並含微量有機物,偶夾微量木屑及貝屑。

* 亞新工程顧問公司副總經理

** 亞新工程顧問公司工程師

(四)黃棕及青黑雜色高度風化玄武岩：本層次位於地表下約 10.5 至 13.0 公尺，N 值平均均達 30 以上，含黏質性之高度風化岩石。

三、改良計劃

本工程之改良計劃，主要針對由 1.5 至 8.0 公尺之疏鬆沉泥質細砂為主，其顆粒分佈大致如圖二所示。由分析結果認為現有之土壤工程性質具有液化之可能，因此規範要求加以改良，增加其相對密度(D_r)至少達 75% 以上。經分析考慮採用壓實砂樁法(Compaction Sand Pile)改良土層。壓實砂樁法其原理係利用一鋼套管打入土中由震動效果使鋼管周圍土壤擠壓緊密，在鋼管拔出時以空氣壓力等方法將回填料壓入鋼管底端，進入孔底，反覆壓實後，達成改良效果。設計壓實砂樁之要點，在安排砂樁之間距，使土層在擠壓後能達到須要改良之相對密度。

壓實砂樁改良地層之控制標準，一般以相對密度 D_r 為準，其定義為：

$$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{亦即 } D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \left(\frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \right) \dots\dots\dots(2)$$

上式中 e_{max}, e_{min} = 土層之最大及最小空隙比

γ_{d max}, γ_{d min} = 土層之最大及最小乾密度

$$e_0 = \text{土層之現場空隙比} = \frac{\text{空隙體積 } V_v}{\text{土粒體積 } V_s}$$

γ_d = 土層之現場乾密度

對一飽和之土層而言，單位體積 V 可以其空隙比表示即

$$V = \frac{1 + e_0}{e_0} V_v \dots\dots\dots(3)$$

若填入土體之砂樁體積為 S 時，則改良後之土壤空隙比 e₁ 為

$$e_1 = \frac{V_v - S}{V_s} \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{故 } S = V_v - e_1 V_s = \frac{e_0 - e_1}{e_0} V_v$$

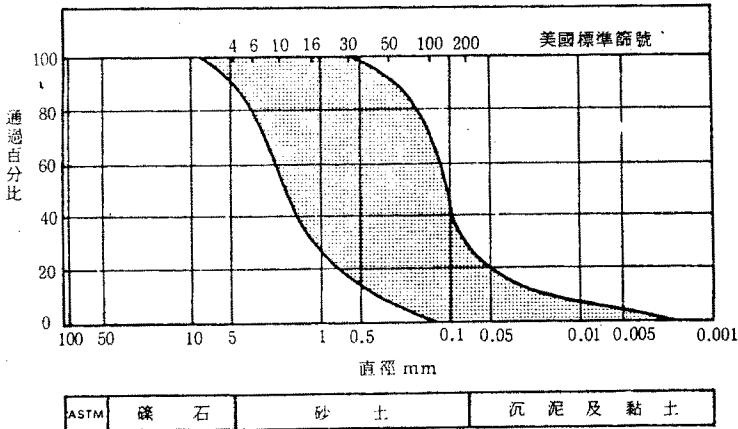
$$= \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} V \dots\dots\dots(5)$$

當砂樁打設之有效影響面積為 A，砂樁斷面積為 A_s 時則因

$$\frac{A_s}{A} = \frac{S}{V} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$$

$$\therefore A_s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} A \dots\dots\dots(6)$$

若砂樁直徑為 d_s，打設間距為 d，當採用



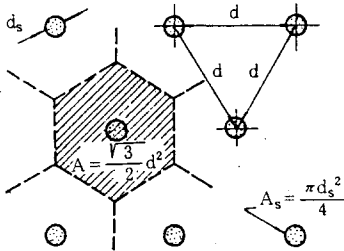
圖二 需改良之細砂層顆粒徑分佈範圍

如圖三之正三角形配置時，影響面積A等於

$$\frac{\sqrt{3}}{2} d^2$$

$$\text{即 } d^2 = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{1+e_0}{e_0-e_1} \times \frac{\pi}{4} d_s^2$$

$$d^2 = 0.91 \frac{1+e_0}{e_0-e_1} d_s^2 \dots\dots\dots(7)$$



圖三 正三角形排列

根據調查鑽孔及試驗室試驗之結果顯示，該細砂層之性質大致為：

比重 $G_s = 2.69$

最大乾密度 $\gamma_{d \max} \cong 1.28 \text{ t/m}^3 \Rightarrow e_{\min} = 1.10$

最小乾密度 $\gamma_{d \min} \cong 0.96 \text{ t/m}^3 \Rightarrow e_{\max} = 1.80$

最大及最小乾密度均係按 ASTM D2049 方法測定，其數值較一般細砂而言顯得偏低，可能係由於含泥量較高之故，工程現場土壤之相對密度平均約為 46.5%，標準偏差約為 10%，屬變化性較高之地層。設計為考慮機械之運動方便，採用正三角形配置，由於每根砂樁之影響範圍為 A，改良前土壤之孔隙比為 e_0 時，

設計採用 $D_r = 40\%$ 時

$$\begin{aligned} \text{即設計採用 } e_0 &= e_{\max} - D_r (e_{\max} - e_{\min}) \\ &= 1.80 - 0.4(1.8 - 1.1) \\ &= 1.52 \end{aligned}$$

鑒於規範規定改良後土層之相對密度至少達 75%，且任意一組試驗結果均不得小於需求值，因此設計無法以平均值為標準。考慮一般狀況可能達 10% 之誤差值，改良後之相對密度乃選定 85% 為設計標準。

$$\text{則 } e_1 = 1.80 - 0.85(1.8 - 1.1) = 1.21$$

根據式(7)則砂樁打設間距 d 為

$$d^2 = 0.91 \frac{1+5.52}{1.52-1.21} d_s^2$$

估計砂樁打設後之直徑約為 65 至 70 公分

$$d^2 = 3.13 \sim 3.62$$

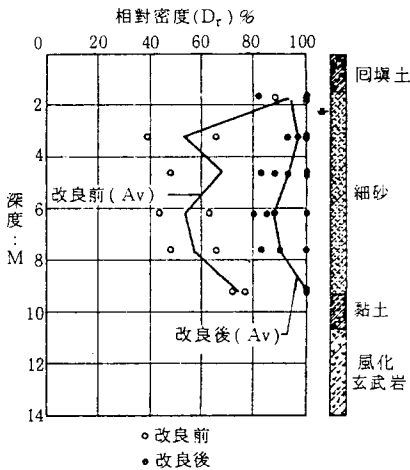
$$d = 1.77 \text{ m} \sim 1.90 \text{ m}$$

設計決定採用 1.80 公尺間距。

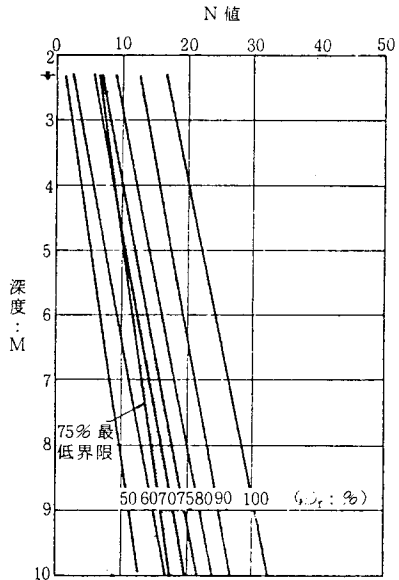
由於現場土質狀況並不均勻，乃將改良之範圍分為三大區域，並分別選擇具代表性之地點進行試打，試打時均採用三種不同砂樁間距進行以檢核其成效。

四、工程之控制

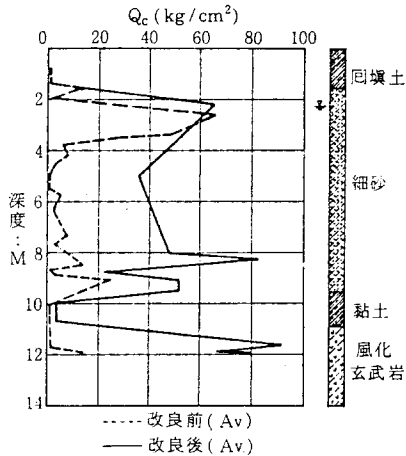
傳統之壓實砂樁，常採 40 公分直徑之鋼管為打設工具，本工程地層狀況如圖二顯示之細砂層泥含量較高，部份達 15% 以上，因此本工程採用 50 公分直徑之鋼管，以期能擠壓成 70 公分直徑之砂樁。為求得砂樁打設間距，本工程於三大區域分別進行三種不同間距即 1.40，1.60，1.80 公尺呈正三角形配置之試打區，每一種間距試打區均為 250 平方公尺。經由砂樁改良前後所進行之現場鑽探與標準貫入試驗，水壓計記錄及荷蘭錐頭貫入試驗結果顯示，以 1.60 公尺間距之改良效果最佳，而打設深度依三大區域之土層狀況分別為 7；10.5；12.5 公尺。入砂量每公尺約 0.48 立方公尺。試打前在試打區即先行鑽探，取樣，標準貫入試驗，圓錐貫入試驗，相對密度試驗等，以求知地層變化之代表性，砂樁打設完成約十五天後，再行鑽探，取樣，以及標準貫入試驗等，圖四及五分別表示在 A 區試打 1.6m 間距砂樁區之試驗結果，無論是標準貫入試驗或圓錐貫入試驗，均充分表現良好的改良結果，但必需注意者在 8 公尺以下之黏土層並未呈現明顯之改良。由於工程面積約為 80,000 平方公尺，甚為寬大，因此為便於控制進行之土質改良效果，本工程採用現場標準貫入試驗所得之結果，取得土層相關相對緊密度，並繪製成 GIBBS 與 HOLTZ (1957) 式之深度，N 值， D_r 備關係線型圖，作為現場控制之依據，(圖六)。該控制表之建立程序，如 Moh 等 (1981) 之方式進行。為了解全區進行砂樁之改良程度，砂樁打設後之區域於每 500 平方公尺作一標準貫入試驗，另於每 1000 平方公尺作一荷蘭錐頭貫入試驗，此二種貫入試驗作為全區之改良效果控制試驗 (CONTROL TESTS)，除以上二種控制試驗外，本工程也分別於改良前後進行側壓試驗。並為了解砂樁改



圖四 試打區以1.6M砂樁間距之Dr值變化



圖六 改良區之深度, N值, Dr值關係圖



圖五 試打區以1.6M砂樁間距之Qc值變化

改良後原有土層水壓之影響, 全區於不同之層次裝設水壓計, 另經砂樁改良與表土夯實後於重要結構之基礎範圍施行表土載重試驗。表一列舉本工程控制品質採用之試驗方式一覽表。

五、施工之設備

壓實砂樁法主要以震動機將一鋼套管打入預期之土層深度, 再將回填料經由鋼管進入孔底夯實而成, 本工程共動用五組砂樁機械。表

二及表三詳列砂樁機之組合及其性能, 砂樁機械採用振動樁錘, 其振動頻率較低, 但具高能量, 振幅大, 特別適用於壓實砂樁作業。

表四列舉每組砂樁機所需之人力狀況以供參考。

除以上所需之基本機械組合及人員外, 本工程還備有兩台電鍍機, 一台10T滾壓機, 及其他一般工程所需設備等。

六、改良效果

改良結果之評定, 於大規模工程現場以標準貫入試驗較易執行, 標準貫入試驗結果與相對密度之關係已示於圖六, 工地執行即利用該圖推算改良後之相對密度值, 應用中, 亦需注意地層之變化, 推算值亦有一誤差範圍, 無論如何, 按所得結果顯示本土質改良工程經施工後之現場標準貫入試驗等結果顯示如圖七及八, 利用壓實砂樁可將原有疏鬆沉泥質細砂改良至所預期之緊密度。其改良後之相對緊密度大致提升至75%至100%。部份區域之砂土層因夾含多量之沉泥、黏土質土囊, 雖其相對緊密度均達到預期之改良程度, 但應注意在黏土囊

表一 控制試驗一覽表

項 目	規 範	試 驗 儀 器	工 作 數 量
回填料篩分析試驗	ASTM D442-63, D1140-54 或 BS 1377:75 Test 7	標準篩	視需要為之
相對密度試驗	ASTM D2049-69	體積 1.0ft ³ 之金屬模， 震動儀等設備	至少 15 組
現場取樣與單位土重之測定	ASTM D1586-67	標準劈管取樣器	每 500m ² 鑽一孔，每孔以 1.5 ^M 深度間距取樣
荷蘭錐頭貫入試驗	ASTM D3441-75 T	10cm ² 斷面積之錐頭貫入儀	每 1000m ² 鑽一孔
表土夯實後之密度試驗	ASTM D 1556-64	膨脹球型密度檢測儀	每 400m ² 檢測一組
側壓試驗	—	OYO 公司出產之 LLT-M 型 -4165	改良前後共 23 組
水壓計裝設	—	Soil Instrument 公司出產之 3W1.2 型氣壓式儀 亞新公司出產之 MAA 型水壓式儀	3 處 15 處
平板載重試驗	ASTM D 1194	直徑 30cm 鋼板及呆重等設備	5 處

表二 砂樁機械組合

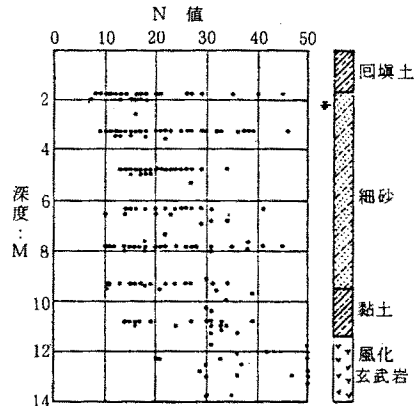
機 械 名 稱	數 量
發電機	一台
空壓機	一台
打樁機	一台
裝料機 / 推土機	一台

表三 砂樁機械組合性能

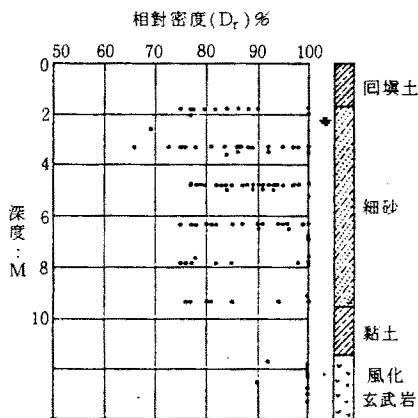
打樁機	P&H 335 及 Nissha D-207
導架	21 m
鋼管	50cm ϕ t=9mm
最大打設深度	12 m
重量	35 T 及 20 T
振動樁錘	KM ₂ - 12500 A
最大偏心距	12500 kg-cm
回轉速度	580 RPM
離心力	47 T

表四 每組砂樁機械組合所需人力

作 業 人 員	人 數
樁機操作員	一名
樁機領班	一名
樁機助手	二名
裝料機操作員	一名



圖七 改良後地層之標準貫入 (N) 值

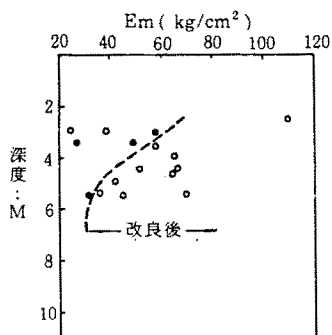


圖八 改良後地層之相對密度(D_r)值

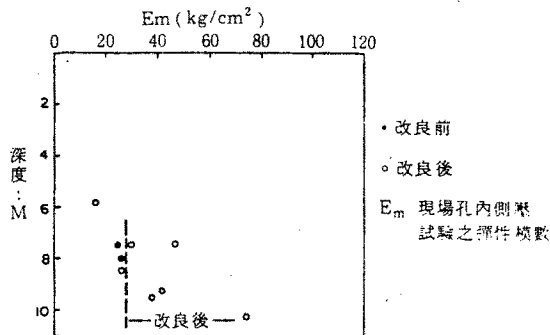
中進行現場貫入試驗所得之N值可靠性仍值得研討。

至於圓錐貫入試驗所得之圓錐貫入阻力值 (Cone Resistance) Q_c ，並無法得到與相對密度之明顯關係，惟如圖四及五所示，結果仍可以明顯呈現改良之成效，不論由N或 Q_c 值結果，均可發現壓實砂樁對黏土層之強度並無明顯之改善。

為進一步了解砂土及黏土層在壓實砂樁改良後之應力應變行為，並利用孔內壓力儀器 (Borehole Pressuremeter) 進行孔內側壓試驗 (Lateral Load Test, LLT)，求土層於改良前後彈性模數之變化，圖九(a)及(b)分別顯示於砂土及黏土層之彈性模數變化，圖十(a)及(b)則表示地盤反力係數K值之變化情形，黏土層雖在標準貫入試驗中未呈現明顯之改良跡象，但自側

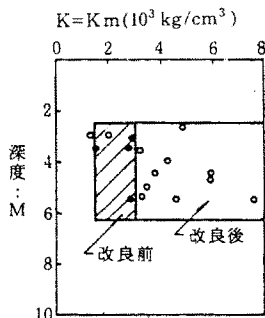


(a) 細砂層

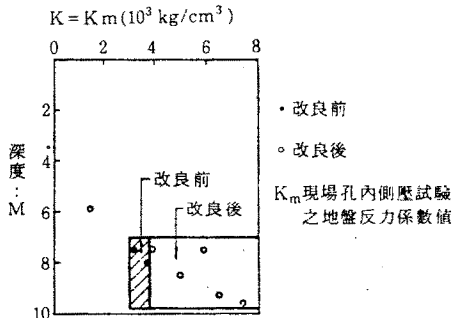


(b) 黏土層

圖九 改良前後彈性模數值之變化

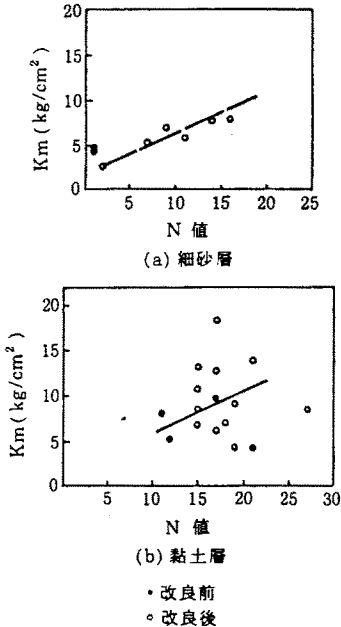


(a) 細砂層



(b) 黏土層

圖十 改良前後地盤反力係數K值之變化



圖十一 Km值與N值之關係圖

歷試驗結果中，仍可見及改良後其彈性模數及地盤反力係數之增加狀況，需注意者，如圖十一所示，地盤反力係數值於砂土層中顯現與標準貫入試驗阻力值之明確關係，而在黏土層中則較分散。

總而言之，本工程基地土層經壓實砂樁處理後，大致均達成設計之需求，使其相對密度均達到75%以上，但對黏土層，或砂土中含土囊或黏土含量較高者，則無法明顯提高其密度，僅在應變性上具微量之改善效果，以上報告謹提供讀者參考。

參考文獻

- Montreal Engineering Company, Ltd. (1980) "Contract Document, Suralaya Power Plant, units 1 & 2," Agency of the Ministry of Mines and Energy, Government of the Republic of Indonesia.
- GIBBS, H.J. and HOLTZ, W.Z. (1957) "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Tests", *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- GEOTEKNIK (1978) Report of Geotechnical Investigation of Suralaya Steam Power Plant Project. Nov.
- GEOTEKNIK, (1979) Report of additional geotechnical investigations for the Suralaya Steam Power Plant, June
- MOH, Z.C., OU, C.D., WOO, S.M. & YU, K. (1981) "Compaction Sand Piles for Soil Improvement" *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm.