

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

震動夯實造成之土壤應力及密度變化 研究成果報告(精簡版)

計畫類別：個別型
計畫編號：NSC 97-2221-E-009-124-
執行期間：97年08月01日至98年10月31日
執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：方永壽

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中華民國 98 年 12 月 29 日

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫

■ 成果報告
□ 期中進度報告

震動夯實造成之土壤應力及密度變化

計畫類別：■ 個別型計畫 □ 整合型計畫

計畫編號：NSC 97-2221-E-009-124-

執行期間：97年08月01日至98年10月31日

計畫主持人：方永壽 教授

計畫參與人員：許仕達 碩士班研究生

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)：□ 精簡報告 ■ 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

- 赴國外出差或研習心得報告一份
- 赴大陸地區出差或研習心得報告一份
- 出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份
- 國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、
列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

□ 涉及專利或其他智慧財產權，□ 一年 □ 二年後可公開查詢

執行單位：國立交通大學土木工程學系

中 華 民 國 98 年 10 月 31 日

震動夯實造成之土壤應力及密度變化

摘要

本研究以實驗方法探討點震動夯實造成疏鬆乾砂回填土之地表沉陷、密度變化及土壓力變化。本研究以氣乾渥太華砂作為回填土，回填土高 1.5 公尺。量測於鬆砂相對密度($D_r = 34\%$)表面進行單點振動夯實造成之砂土密度及土壓力變化。本研究利用國立交通大學模型擋土牆設備來探討經過 7 秒、20 秒、46 秒、及 123 秒的地表振動夯實對地表沉陷、砂土密度及土壓力造成的變化。依據實驗結果，本研究獲得以下幾項結論。(1) 在鬆砂的回填土中，土壤內部的垂直與水平土壓力可以分別用 $\sigma_v = \gamma z$ 與 Jaky 公式估算。(2) 在無凝聚性土壤表面受夯實的受力情況可模擬成方形鋼樁承受振動式打樁機的貫入模式。在夯實過程中，土層發生地表沉陷，直到樁底的極限承载力 q_p 與振動夯實應力 σ_{cyc} 達到平衡。(3) 隨著夯實時間的增加，相對密度等高線 ($D_r = 36\%$) 會往深處發展，並且土壤內部之最大相對密度 $D_{r,max}$ ，也會隨著夯實時間的增加而增大。(4) 隨著夯實時間的增加，土體殘餘的最大垂直與最大水平應力變化（夯實後測得的應力減去初始未夯實測得之應力）也跟著增加。這是因為隨著夯實時間增加，夯實能量也持續傳遞至土壤內部。(5) 夯實後移走夯實機，土壤內部可測得夯實造成之殘餘應力。最大的垂直應力 $\Delta\sigma_v$ 位置，隨著夯實時間的增加，此位置會從深度 250 mm 稍微向下移動至 350 mm 的位置。

關鍵字：夯實、土壤壓力、模型測試、沉陷、砂、相對密度

Variation of Earth Pressure and Soil Density due to Vibratory Compaction

Abstract

This report studied the change of surface settlement, soil density, and earth pressures due to vibratory compaction at a point. Dry Ottawa sand was used as the backfill material. The height of backfill was 1.5 m. The variation of soil density and earth pressure due to the vibratory compaction on the surface of the loose sand ($D_r = 34\%$) was measured. The instrumented model retaining-wall at National Chiao Tung University was used to investigate the variation of the soil density and earth pressures after 7, 20, 46 and 123 seconds of vibratory compaction. Based on the test results, the following conclusions were drawn. (1) For a loose backfill, the vertical and horizontal earth pressures in the soil mass can be properly estimated with the equation $\sigma_v = \gamma z$ and Jaky's equation, respectively. (2) The compaction of a cohesionless soil with a vibratory compactor can be simulated with the penetration of a square steel pile driven with a vibratory pile hammer. In the compaction process, the soils under the compacting plate settled until the ultimate tip resistance q_p and the cyclic compacting stress σ_{cyc} reached an equilibrium. (3) The depth of the relative density contour ($D_r = 36\%$) increased with increasing time of compaction. The peak relative density in the soil also increased with increasing time of compaction. (4) It was obvious that the peak $\Delta\sigma_v$ (3.60, 3.99, 4.44, 4.96, kN/m²) and $\Delta\sigma_h$ (1.93, 2.41, 3.16, 3.32 kN/m²) increased with increasing compaction time. This is because, with increasing compaction time, more compaction energy was transmitted to the soil. (5) After the removal of the compactor, residual stresses in the soil mass were measured due to the vibratory compaction. The point of peak $\Delta\sigma_v$, as the compaction time increased, moved downward slightly from the depth of 250 mm to the depth of 350 mm.

Keywords: compaction, earth pressure, model test, settlement, sand, relative density

Table of Contents

Abstract (in Chinese)	I
Abstract	II
Table of Contents	III
1. Introduction	1
1.1 Objectives of Study.....	1
2. Literature Review	3
3. Experimental Apparatus	8
3.1 Soil Bin.....	8
3.2 Soil Pressure Transducers (SPTs).....	8
3.3 Data Acquisition System.....	8
3.4 Vibratory Soil Compactor.....	9
4. Backfill and Interface Characteristics	12
4.1 Backfill Properties.....	12
4.2 Reduction of Wall Friction.....	12
5. Variation of Soil Density due to Compaction	14
5.1 Soil Density and Stress Measurements.....	14
5.2 Pilot Tests.....	14
5.3 Density Change due to Compaction.....	15
6. Variation of Earth Pressure due to Compaction	23
6.1 Testing Procedure.....	23
6.2 Change of Vertical Earth Pressure due to Compaction.....	23
6.3 Change of Horizontal Earth Pressure due to Compaction.....	24
6.4 Mechanism of Soils under Compaction.....	24
7. Conclusions	34
8. References	34
9. 計劃成果自評可供推廣之研發成果資料表.....	36
10. 出席國際學術會議心得報告及發表論文	

1. INTRODUCTION

In this study, the effects of the vibratory compaction on the surface of a cohesionless soil mass are investigated. To achieve a dense backfill in the field, the vibratory compactor is commonly used to densify the backfill. With a horizontal ground level, the geostatic vertical stress σ_v before compaction can be estimated from its effective overburden pressure $\sigma_v = \gamma z$. The horizontal earth pressure σ_h before compaction can be estimated from the Jaky's (1944) equation $\sigma_h = K_o \gamma z$. However, after the vibratory compaction, how to estimate the change of soil density due to compaction? How to determine the variation of earth pressure in the backfill due to compaction? In this study, experiments were conducted with the NCTU model retaining wall facilities to investigate the change of soil density and earth pressures due to vibratory compaction at a point.

1.1 Objective of Study

In most specifications for earthworks, the contractor is required that the backfill be compacted to 90-95 % of its maximum dry unit weight ($\gamma_{d,max}$) determined by the Standard Proctor test. Compaction is considered as an artificial densification of an earth mass. It is a particular kind of soil stabilization and one of the oldest methods for improving existing soil or man-placed fills. The objective of the compaction operation is to improve the engineering properties of soil, such as increasing the fill's bearing capacity or reducing settlement. For granular soils, achieving a relative density of 70-75 % is generally recommended (see the NAVFAC Design Manual) (US Navy, 1982) by vibratory compaction. Therefore, in most cases, the backfill encountered in the field would be dense soil. As indicated in Fig. 1, hand tampers or vibratory compaction equipment are commonly used to densify the backfill.

To analyze the residual lateral earth pressure induced by soil compaction, several methods of analysis have been proposed by Rowe (1954), Broms (1971), Duncan and Seed (1986), Peck and Mesri (1987) and other researchers. Duncan et al. (1991) used the analytical procedures proposed by Duncan and Seed (1986) to develop earth pressure charts and tables that can be used to estimate residual earth pressure due to compaction. However, little information regarding the mechanism of soils under compaction has been reported. This study presents experimental data to investigate the surface settlement, change of soil density, and earth pressures in the soil mass induced by the vibratory compaction. The mechanism of soils under vibratory compaction is proposed. The National Chiao Tung University (NCTU) retaining wall facility was modified to investigate the soil density and earth pressure changes after compaction. The vertical and horizontal stresses in the soil mass were measured with the soil pressure transducers (SPTs) which were embedded in the backfill.



Fig. 1. Compaction of backfill using hand tamper (after Day, 1998)

2. LITERATURE REVIEW

The coefficient at-rest K_o is referred to the condition where no lateral yielding occurs, under the condition of constrained lateral deformation. As shown in Fig. 2(a), the overburden pressure σ_v compresses the soil element A formed in a horizontal sedimentary deposit. During the formation of the deposit, the element is consolidated under this vertical pressure. The vertical stress produces a lateral deformation against surrounding soils due to the Poisson's ratio effect. However, based on the definition and the field observation, over the geological period, the horizontal strain is kept to zero. It is concluded that the surrounding soil resists the lateral deformation with a developed lateral stress σ_h . A stable stress state will develop in which σ_h and σ_v become stresses acting on the vertical and horizontal planes as shown in Fig. 2(b). Jaky (1948) proposed a simplified equation to estimate coefficient of earth pressure at-rest.

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (1)$$

To determine stresses at certain point beneath the surface, Holl (1940) advanced the integration technique of the elastic solution developed by Boussinesq (1883). Considering a point A (z in depth) beneath the corner of a rectangle rectangular load (L in length and B in width), Holl proposed two equations to estimate the vertical normal stress σ_z and the horizontal normal stress σ_x .

$$\sigma_z = \frac{q_o}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} + \frac{LBz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \quad (2)$$

$$\sigma_x = \frac{q_o}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3} \right] \quad (3)$$

where, q_o = load per unit area; $R_1 = \sqrt{L^2 + z^2}$; $R_2 = \sqrt{B^2 + z^2}$; and $R_3 = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$.

Duncan and Seed (1986) presented an analytical procedure for the calculation of peak and residual compaction-induced stresses either in the free field or acting against vertical non-yielding structures. This procedure employs a hysteretic K_o -loading model (Fig. 3) to track the vertical and lateral stresses for a lift of backfill as it is placed, and as overlying lifts are subsequently placed and compacted. In this model, it is assumed that the effect of compaction could be considered as a cyclic surcharge on the backfill surface. Chen (2003) reported some experiments in non-yielding retaining wall at NCTU to investigate influence of earth pressure due to vibratory compaction. Based on his test results, Chen (2003) proposed that after

compaction, the lateral stress measured near the top of backfill is almost identical to the passive earth pressure estimated with Rankine theory (Fig. 4). The compaction-influenced zone rises with rising compaction surface. Below the compaction-influenced zone, the horizontal stresses converge to the earth pressure at-rest, as indicated in Fig. 4(e). D'Appolonia, et al. (1969) reported that the variation in the unit weight of compaction with depth for a poorly graded sand for which compaction was achieved by a vibratory drum roller is as shown in Fig. 5. In Fig. 5 at any given depth, the dry unit weight of compaction increases with the number of roller passes. However, the rate of increase in unit weight of soil gradually decreases after about 15 passes. Another fact from Fig. 5 is the distribution of dry unit weight with depth for any given number of roller pass. The dry unit weight and hence the relative density, D_r , reach maximum values at a depth of about 0.5 m and gradually decreases at lesser depths. This decrease occurs because of the lack of confining pressure near the surface of the fill.

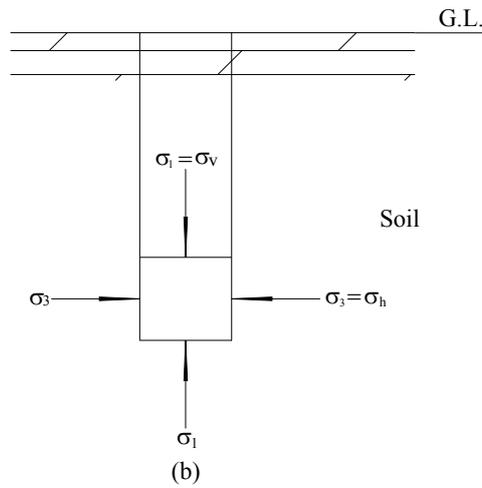
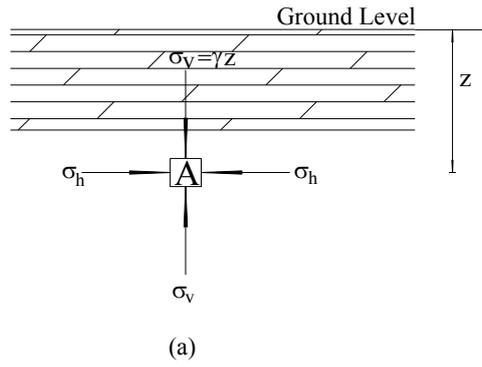


Fig. 2. Development of in-situ stresses (after Chen, 2003)

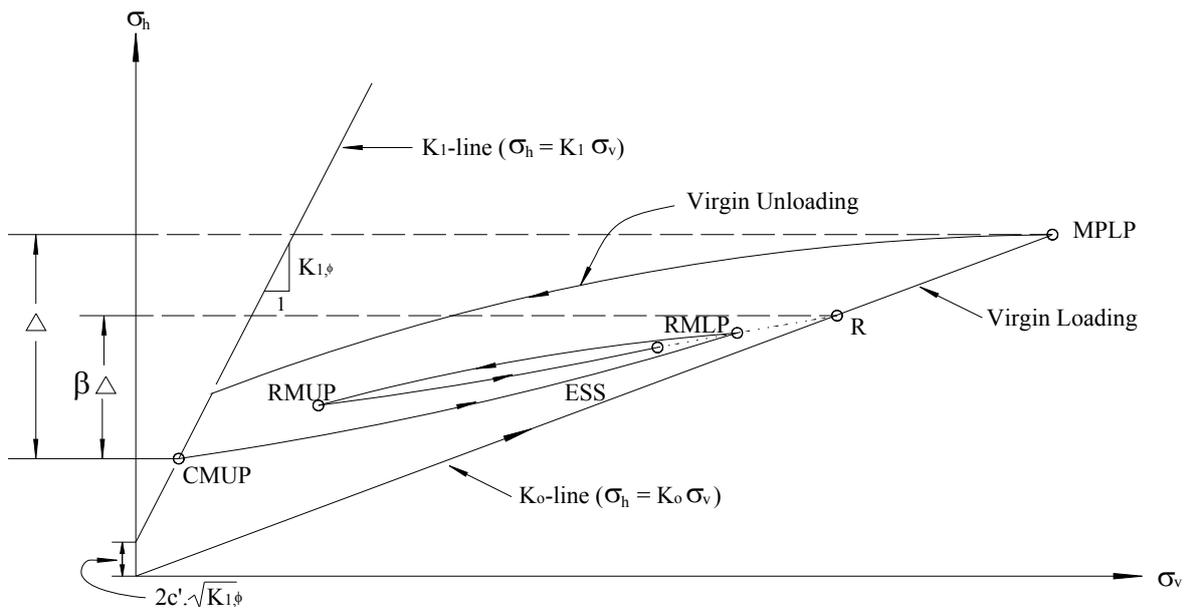


Fig. 3. Components of hysteretic K_0 -loading/unloading model (after Duncan and Seed, 1986)

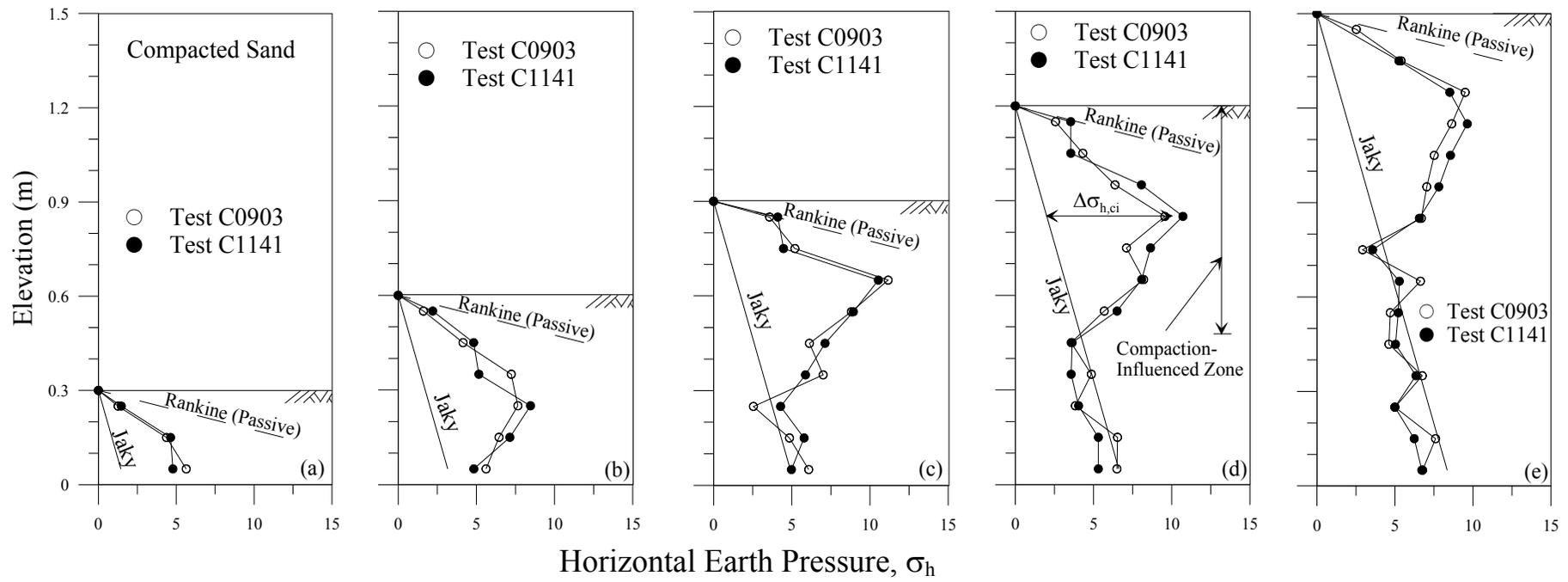


Fig. 4. Distribution of horizontal earth pressure after compaction (after Chen, 2003)

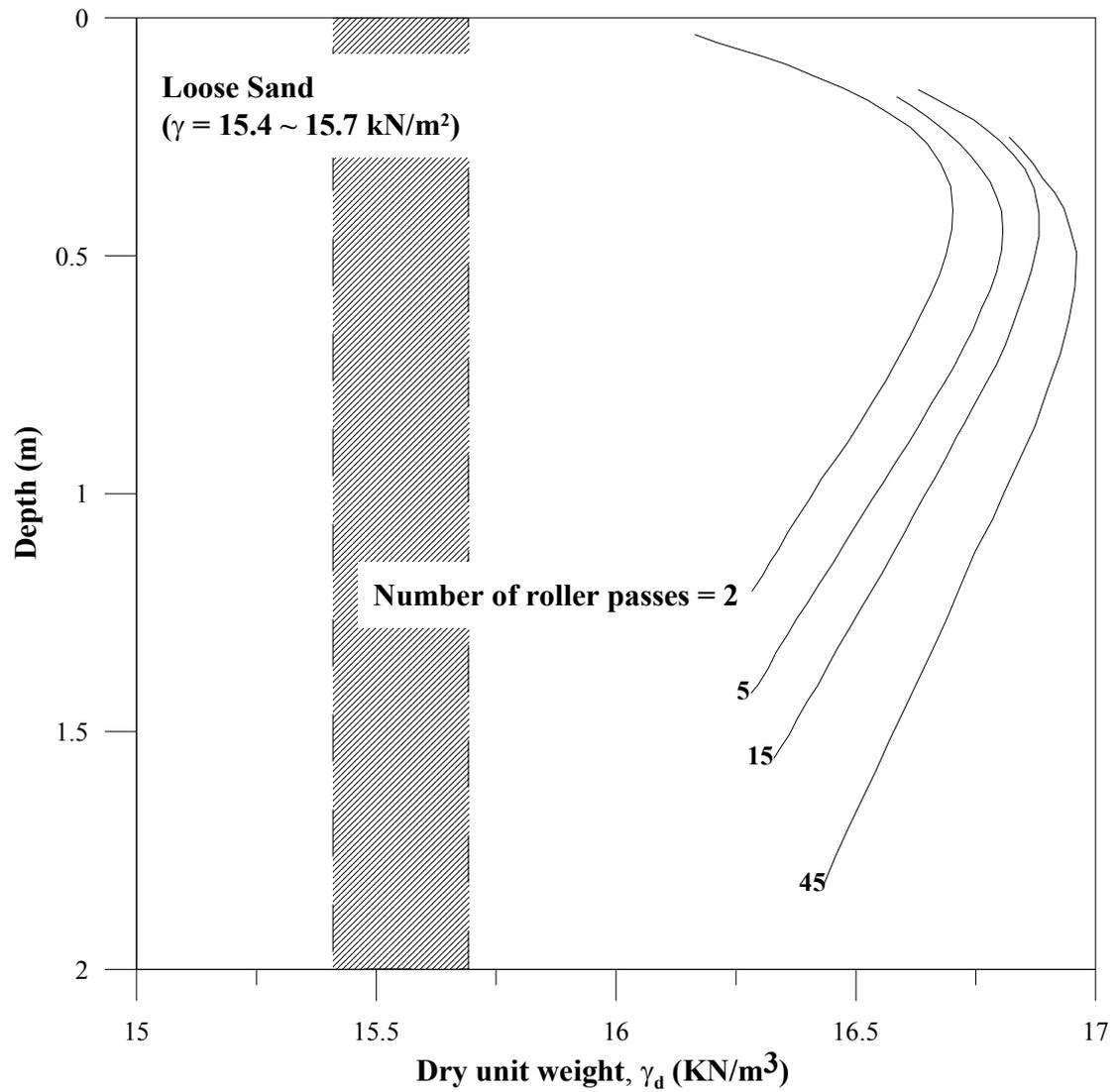


Fig. 5. Vibratory compaction of a sand - variation of dry unit weight with number of roller passes; thickness of lift = 2.45 m (after D'Appolonia, et al., 1969)

3. EXPERIMENTAL APPARATUS

To investigate the effects of vibratory compaction on the vertical and horizontal stresses in a cohesionless soil mass, an instrumented model retaining wall facility at National Chiao Tung University (NCTU) was used. The NCTU non-yielding retaining wall facilities consist of three components: (1) the soil bin, (2) soil pressure transducers, and (3) the data acquisition system (Chen and Fang, 2002). Details of the vibratory soil compactor employed in all experiments are also introduced.

3.1 Soil Bin

The soil bin was made of steel plates with inside dimensions of 1500 mm in length, 1500 mm in width, and 1600 mm in height as illustrated in Fig. 6. The sidewalls and end-wall of the soil bin were made of 35 mm-thick steel plates. Vertical steel columns and horizontal steel beams were used to increase the stiffness of the soil bin. The bottom of the soil bin was covered with a layer of SAFETY WALK to provide adequate friction between the soil and the base of the bin.

To achieve an at-rest condition, the wall material should be nearly rigid. As a result, a solid steel plate with a Young's modulus of 210 GPa was chosen as the wall material. To avoid the lateral deformation of the box, twenty-four 20 mm-thick steel columns were welded vertically on the outside of the box. In addition, twelve C-shaped steel beams were welded horizontally around the box to further increase the stiffness of the box. Assuming a 1.5 m-thick cohesionless backfill with a unit weight = 17.1 kN/m^3 , and an internal friction angle = 41° was pluviated into the box. The estimated deflection of the model wall would be only $1.22 \times 10^{-3} \text{ mm}$. Therefore, it can be concluded that the lateral deformation of the model wall is negligible.

3.2 Soil Pressure Transducers (SPTs)

To investigate the development of stresses in the backfill, a series of soil pressure transducers (Kyowa BE-2KCM17, capacity = 98.1 kN/m^2) were embedded in the cohesionless soil mass. The transducers were used to measure the variation of vertical and horizontal earth pressure after the filling and compaction of the backfill. The soil pressure transducers buried in the backfill were strain-gage-type transducers as shown in Fig. 7. The five radial extensions attached to the transducers were used to prevent possible rotation of the transducer due to vibratory compaction. The effective diameter of the transducer was 22 mm and its thickness was 6 mm.

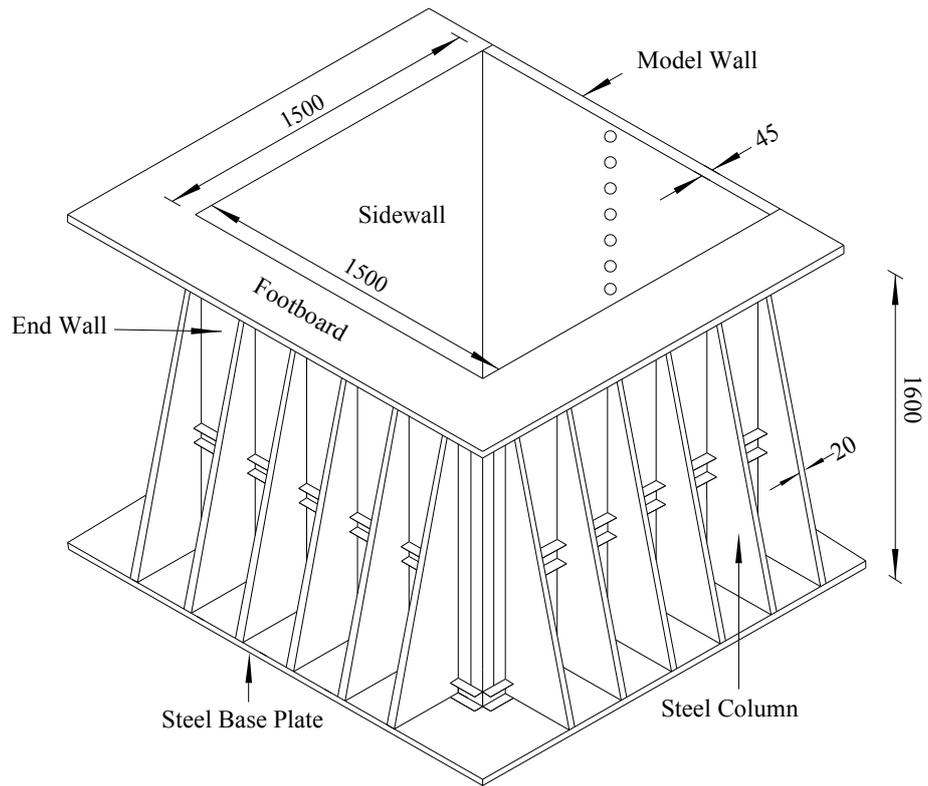
3.3 Data Acquisition System

A data acquisition system was used to collect and store the considerable amount of data generated during the tests. The data acquisition system was composed of the following three

parts: (1) dynamic strain amplifiers (Kyowa: DPM601A and DPM711B); (2) AD/DA card (NI BNC-2090); and (3) Personal Computer. The analog signals from the sensors were filtered and amplified by the dynamic strain amplifiers (Kyowa DPM601A and DPM711B). Then, the analog test data were digitized by an A/D-D/A card. Finally, the digital data were transmitted to the personal computer for storage and analysis.

3.4 Vibratory Soil Compactor

To simulate compaction of backfill in the field, a vibratory soil compactor was used. The eccentric motor (Mikasa, KJ75-2P) was selected to be the source of vibration. The eccentric force generated by the motor could be controlled by adjusting the number of eccentric plates attached to the motor. For this study, sixteen eccentric plates (8+8) were used. The vibratory soil compactor with the base area of 225 mm × 225 mm was illustrated in Fig. 8. The eccentric motor was fixed on the steel compaction plate of the compactor. The height of the handle is 1.0 m, and the total mass of the compactor was 12.1 kg (0.119kN). Chen (2003) reported the peak cyclic vertical force (static and dynamic) measured with a load cell placed under the base plate of the vibratory compactor was 1.767kN, and the frequency of vibration was 44 Hz. With the 225 mm × 225 mm compaction plate, the peak cyclic normal stress σ_{cyc} applied on the surface of soil was 34.9 kN/m². It should be mentioned that the distribution of contact pressure between the foundation of the vibratory compactor and the cohesionless soil varies with the stiffness of the footing. If the footing was perfectly rigid, the static contact pressure on the footing increases from zero at the edge to a maximum at the center.



Unit : mm

Fig. 6. NCTU non-yielding soil bin (after Chen, 2003)



Fig. 7. Soil-pressure transducer (Kyowa BE-2KCM17) (after Chen, 2003)



Fig. 8. Vibratory soil compactor (after Chen, 2003)

4. BACKFILL AND INTERFACE CHARACTERISTICS

4.1 Backfill Properties

Air-dry Ottawa silica sand (ASTM C-778) was used as the backfill material for all experiments. Grain-size distribution of the backfill is shown in Fig. 9. To establish the relationship between unit weight of backfill γ and its internal friction angle ϕ , direct shear tests were conducted. Chang (2000) established the relationship between the internal friction angle ϕ and unit weight γ of Ottawa sand. It was found that soil strength increases with increasing soil density. For the air-pluviated backfill, the empirical relationship between soil unit weight γ and ϕ angle was described as follows

$$\phi = 6.43\gamma - 68.99 \quad (4)$$

where ϕ = angle of internal friction of soil (degree); γ = unit weight of soil (kN/m^3); Eq. (2) is applicable for $\gamma = 15.45 \sim 17.4 \text{ kN/m}^3$ only. For compacted backfill, the following relationship can be formulated.

$$\phi = 7.25\gamma - 79.55 \quad (5)$$

Eq. (3) is applicable for $\gamma = 15.8 \sim 17.05 \text{ kN/m}^3$ only.

4.2 Reduction of Wall Friction

To decrease the boundary effect for earth pressure tests, the shear stress between the backfill and wall should be minimized to nearly frictionless. To reduce the friction between wall and soil, a lubrication fabricated layer with plastic sheets was furnished for all earth pressure experiments. Two types of plastic sheeting, one thick (0.152 mm-thick) and two thin (0.009 mm-thick) plastic sheets, were adopted to reduce the interface friction. All plastic sheets were hung vertically on each sidewall before the backfill was deposited. The measured friction angle with this method was about 7.5° .

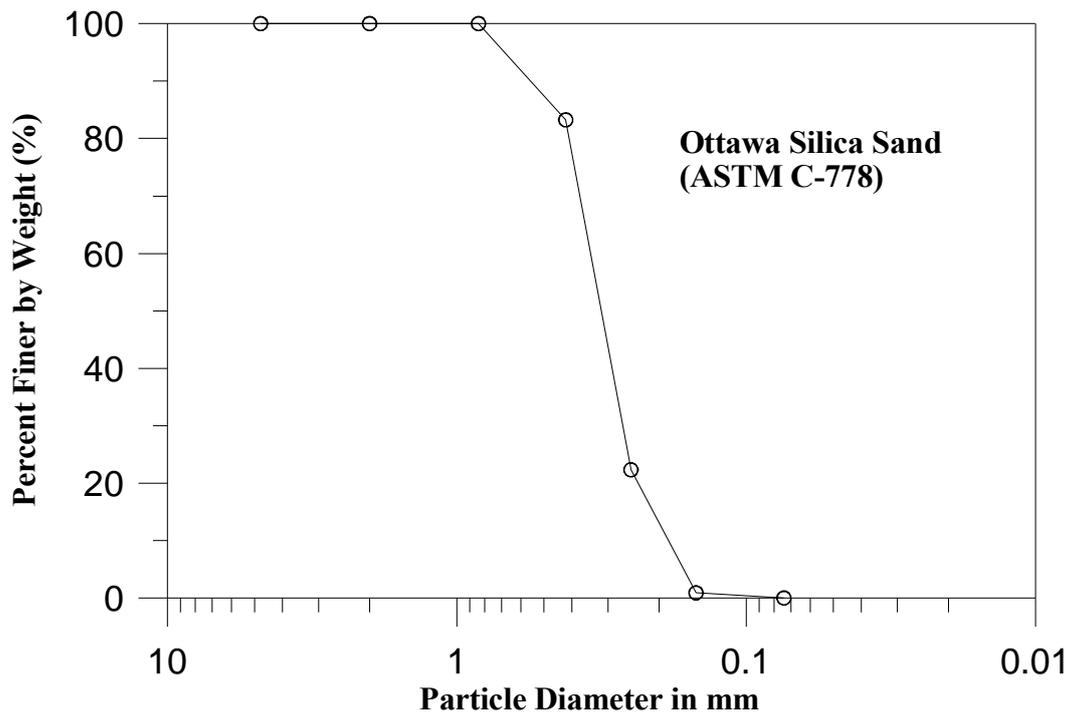


Fig. 9. Grain size distribution of Ottawa sand (after Hou, 2006)

5. VARIATION OF SOIL DENSITY DUE TO COMPACTION

5.1 Soil Density and Stress Measurements

To achieve a uniform soil density in the backfill, Ottawa sand was deposited by air-pluviation method into the soil bin. Air-pluviation of the Ottawa sand into soil bin is shown in Fig. 10. Das (1994) suggested that the relative density of 15~50 % is defined as a loose condition. Ho (1999) established the relationship among slot opening, drop height, and soil density. The drop height of 1.0 m and hopper slot-opening of 15 mm were selected to achieve the loose backfill ($D_r = 34\%$) for testing in this study. The soil density cup, as illustrated in Fig. 11. were used to observe the distribution of the fill density in the soil bin. Based on the observations, the mean relative density was $D_r = 34.1\%$ with a standard deviation of 2.4%.

Fig. 12 (a) shows the locations of SPTs in the soil mass to measure σ_v and Fig. 12 (b) illustrates the locations of SPTs in the soil mass to measure σ_h . The installations of SPTs to measure σ_v and σ_h are shown in Fig. 13 (a) and Fig. 13 (b), respectively.

5.2 Pilot Tests

To establish the program for testing, pilot tests were executed. The testing procedures of point compaction were introduced as follows: (1) Before compaction, the loose backfill ($D_r = 34\%$) was filled with the air-pluviation method. (2) After the entire loose backfill had been filled, the vibratory compactor was placed at the center of the soil bin. (3) The soil mass was compacted for 5 seconds first, then the compactor was removed to measure the surface settlement profile. (4) Compacting the backfill, remove the compactor and measuring the surface settlement at $t = 10, 20, 40, 80, 160, 320$ and 640 seconds. It should be noted that the cross-section monitored in this study was perpendicular to the model wall and located at the center of the soil bin.

Fig. 14 shows the measured surface settlement versus the compaction time. It was found that the surface settlement increased rapidly after first 20 seconds of compaction. The rate of surface settlement increased slowly with increasing time of compaction. Based on the test data, a hyperbolic relationship function of the surface settlement versus the compaction time can be established as shown in Fig. 14. In this figure, the data points obtained from different tests indicated that the test results were quite reproducible. Based on the test results, the hyperbolic model was established to estimate the surface settlement S (mm) as a function of compaction time t (sec). The relationship can be expressed as:

$$S_{(t)} = \frac{t}{0.7348 + 0.0238t} \quad (6)$$

The asymptote of the hyperbolic model was $S_{max} = 42$ mm. The corresponding compaction time to reach $0.2S_{max}$, $0.4S_{max}$, $0.6S_{max}$, $0.8S_{max}$ were assumed as 7.7, 20.6, 46.3, and 123.5 seconds,

respectively. The effects of compaction on the fill after 7, 20, 46 and 123 seconds of compaction were discussed in the following sections.

5.3 Density Change due to Compaction

To investigate the change of soil relative density induced by vibratory compaction, many soil density cups were embedded in the backfill to measure the local densities at different locations. To constitute the contours of density change, density cups were buried closely in the soil mass at different elevations as shown in Fig. 15. The soil density cups were dug out from the soil mass and their weights were measured carefully after reaching the required compaction time. The contours of the relative density after 7, 20, 46, and 123 seconds of compaction can be illustrated as Fig. 16~19.

Before compaction, the backfill has a uniform relative density of 34 %. In Fig. 16, it is obvious that the soil density became quite dense ($D_r = 51\%$) under the vibratory compactor, and the soil density decreased gradually with the increasing distance from the compactor. The relative density increased from 34 % to 51 % right below the compactor. This indicates that the effects of vibratory compaction on the soil density were quite obvious. As the compaction time increased to 20, 46, and 123 seconds, more compaction energy was transmitted to the soils. In Fig. 16 to Fig. 19, the depth of the $D_r = 36\%$ contour increased with increasing time of compaction. The relationship between maximum relative density and compaction time was shown in Fig. 20. It was observed that the peak relative density in the soil was increased with increasing time of compaction.



Fig. 10. Pluviation of the Ottawa sand into soil bin

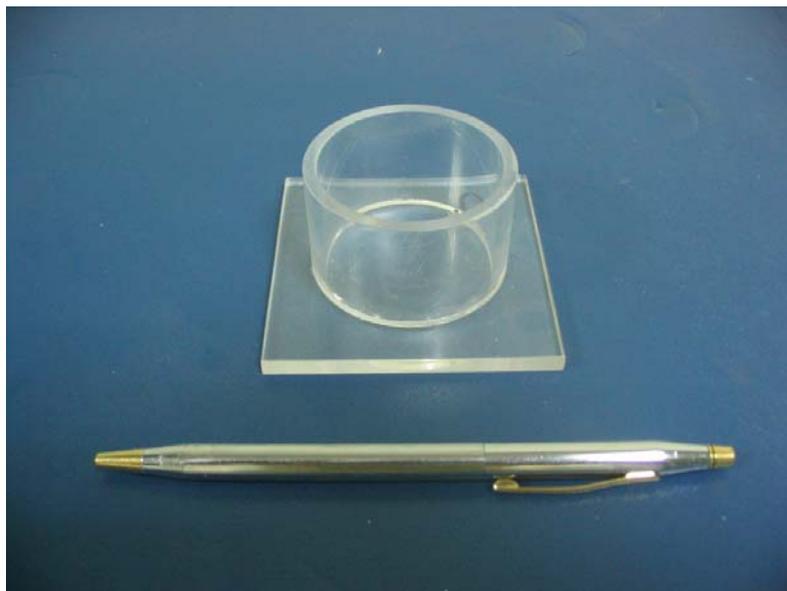
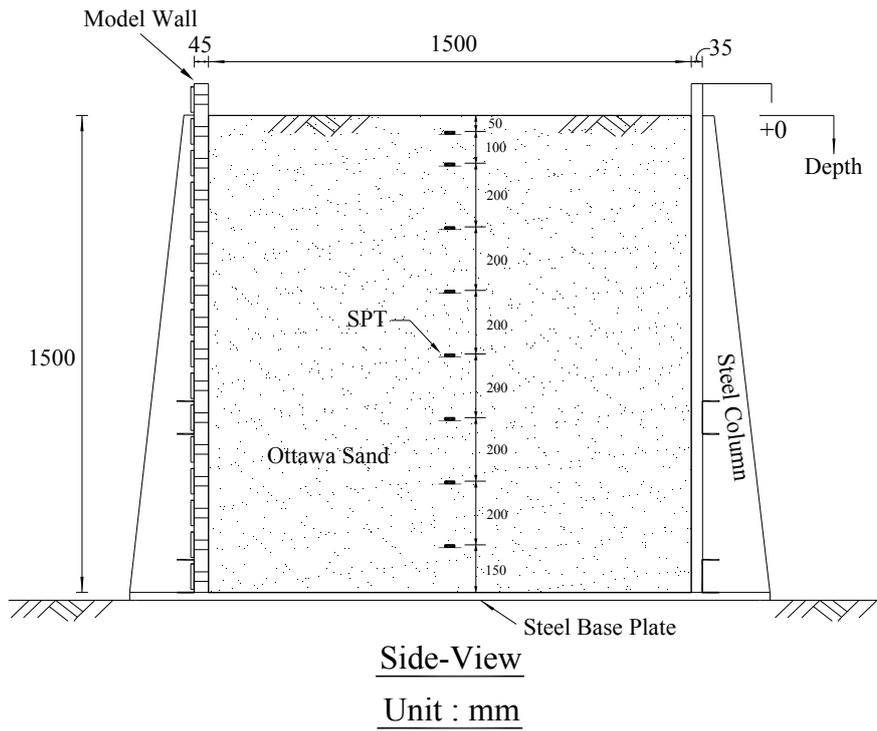
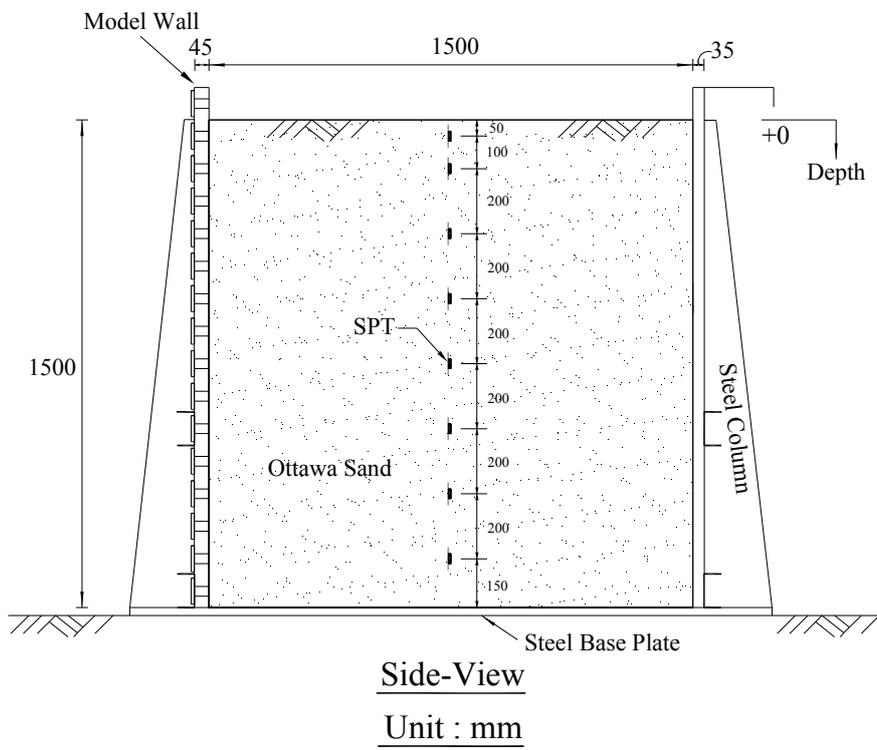


Fig. 11. Soil-density cup

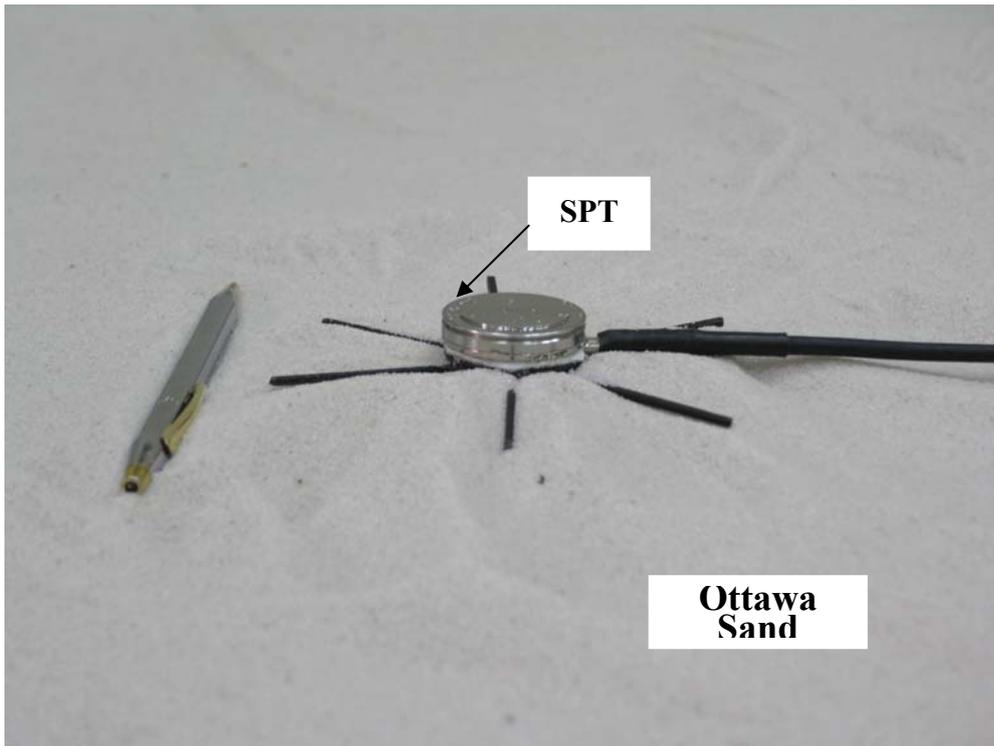


(a)

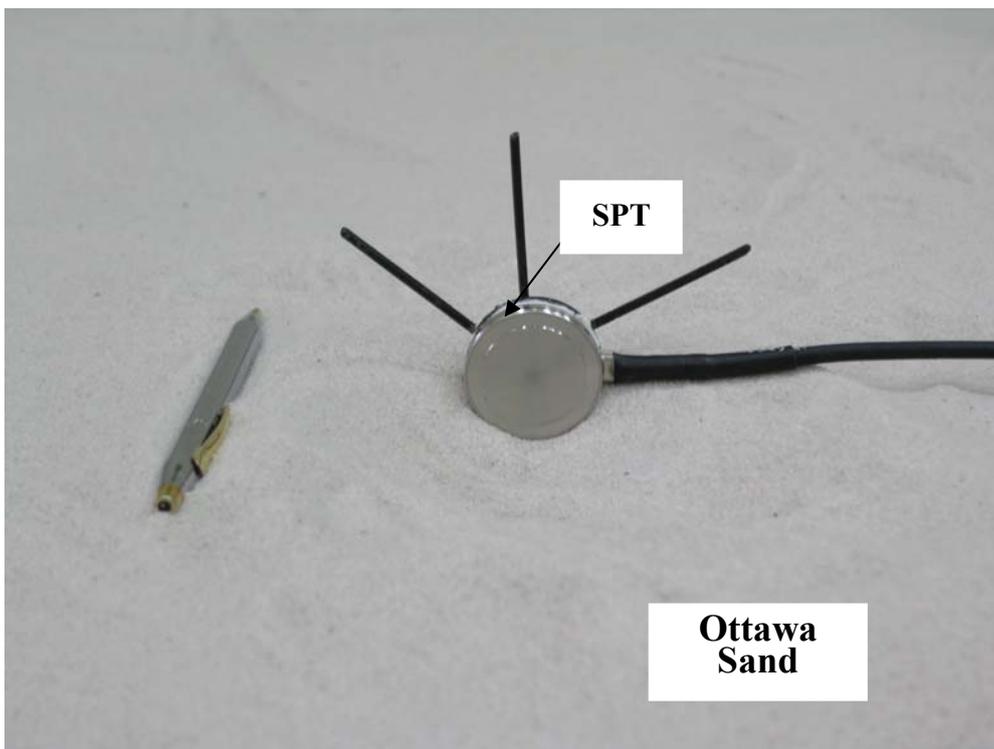


(b)

Fig. 12. Locations of SPTs to measure vertical and horizontal earth pressures



(a)



(b)

Fig. 13. SPTs placed in soil bin to measure σ_v and σ_h

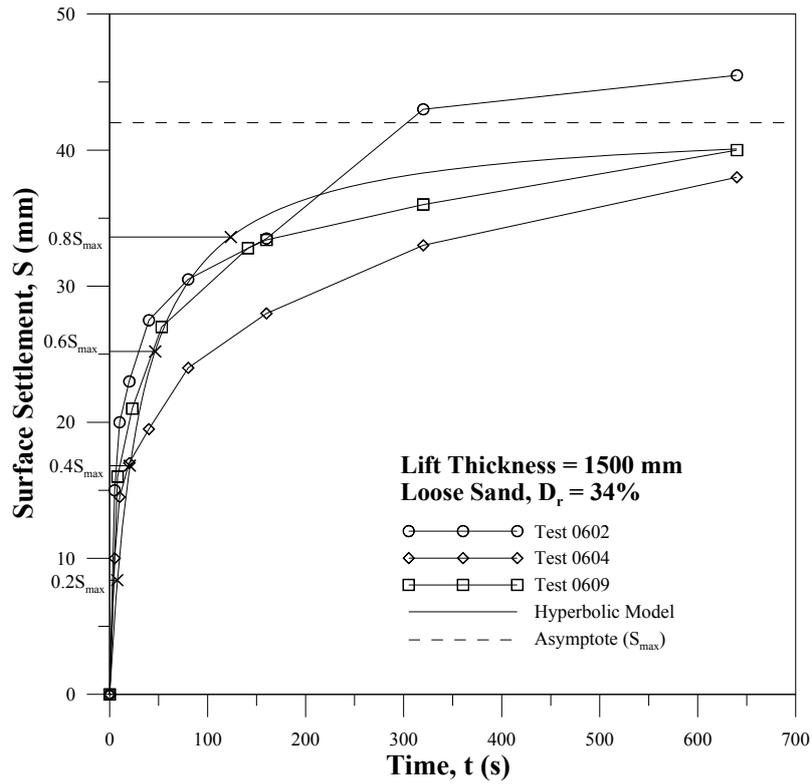


Fig. 14. Hyperbolic model to estimate surface settlement S as a function of compaction time

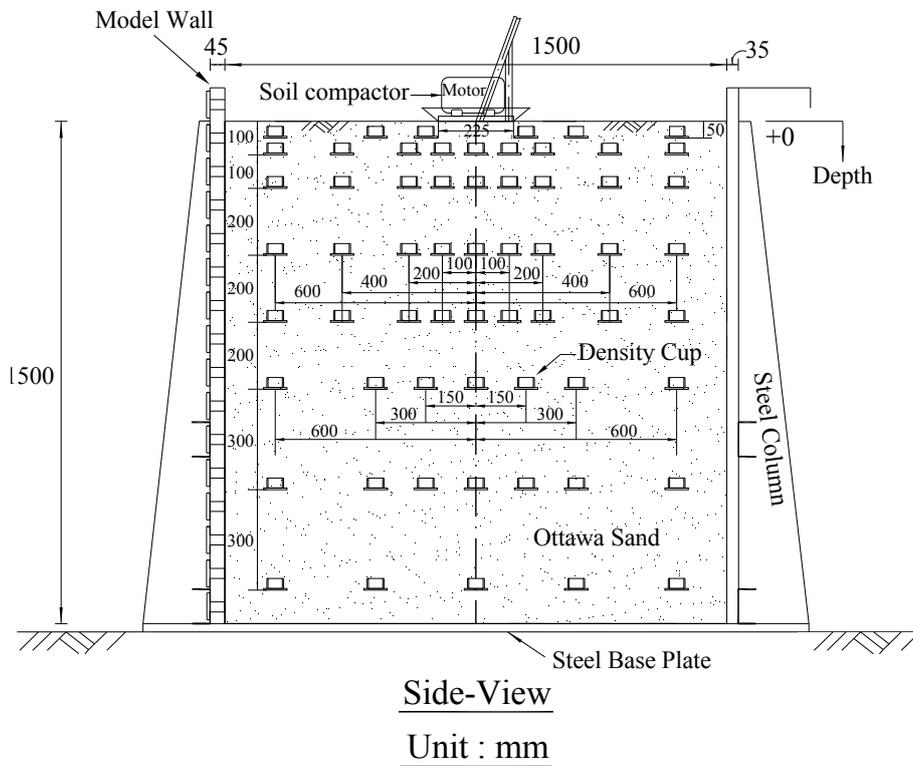


Fig. 15. Location of soil density cups in the backfill

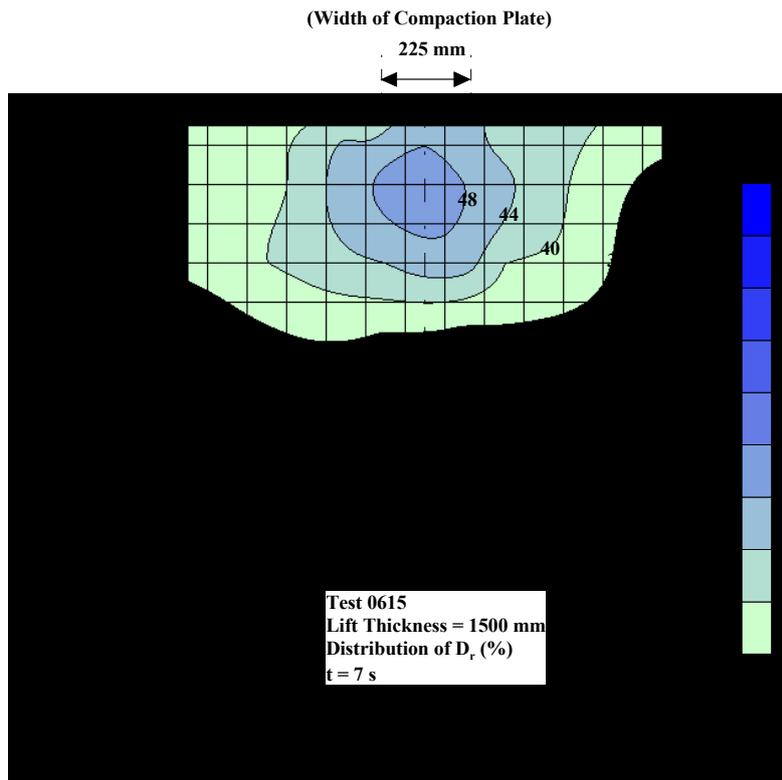


Fig. 16. Distribution of relative density after 7 s of point compaction

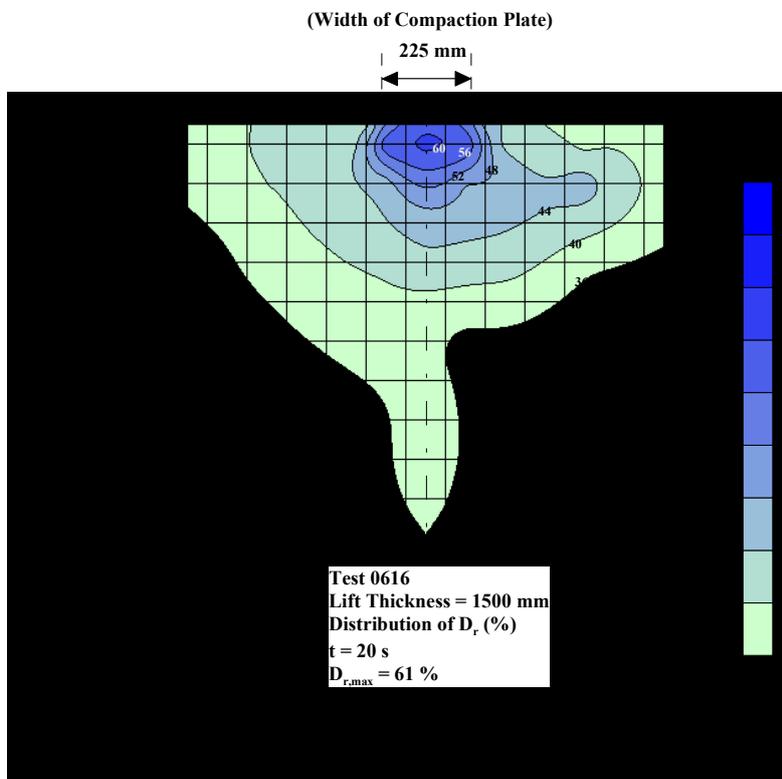


Fig. 17. Distribution of relative density after 20 s of point compaction

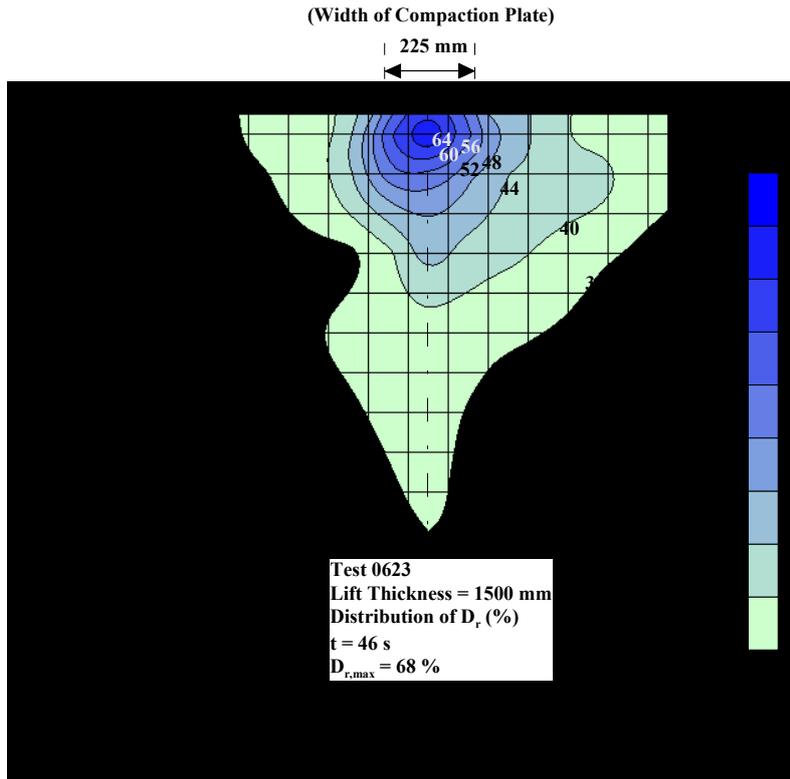


Fig. 18. Distribution of relative density after 46 s of point compaction

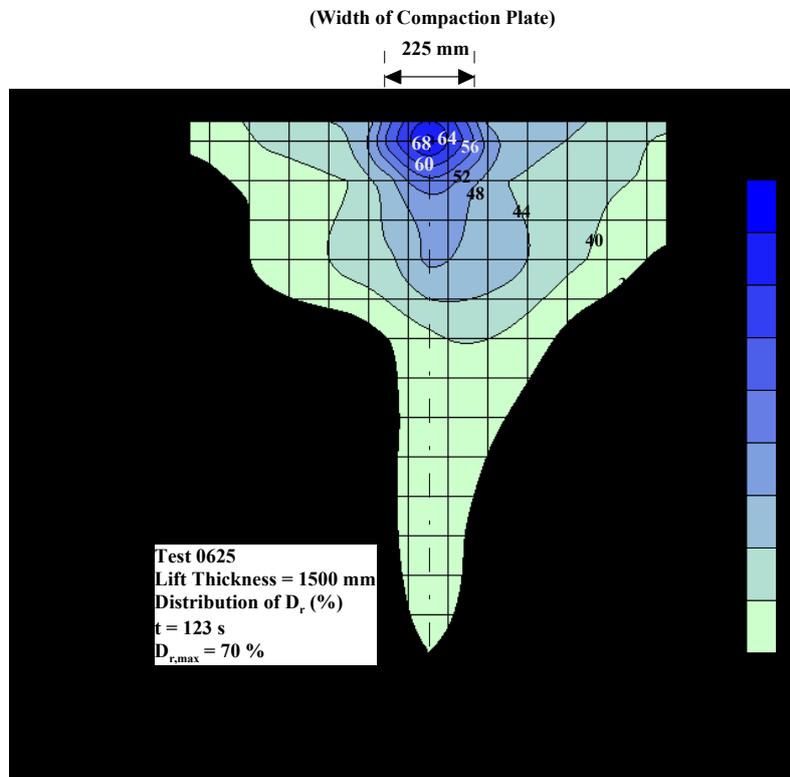


Fig. 19. Distribution of relative density after 123 s of point compaction

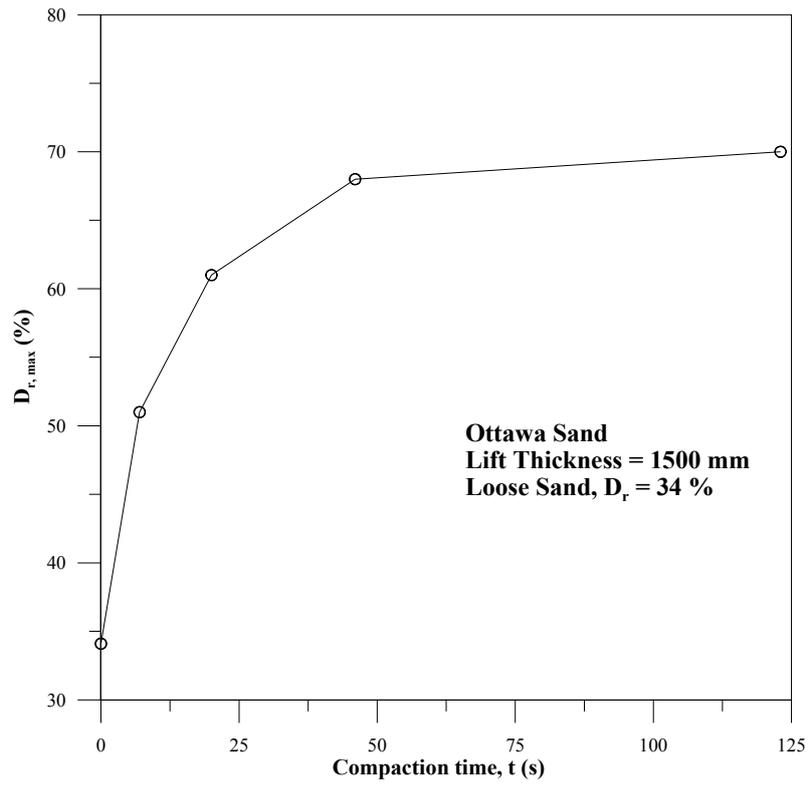


Fig. 20. Relationship between maximum relative density and compaction time

6. VARIATION OF EARTH PRESSURE DUE TO COMPACTION

6.1 Testing Procedure

The testing procedure to investigate the change of vertical earth pressure, are introduced as follows: (1) before compaction, the loose backfill ($D_r = 34\%$, $\gamma = 15.6 \text{ kN/m}^3$, and $\phi = 31^\circ$) was prepared with the air-pluviation method. With the filling of the Ottawa sand, the SPTs were placed at the desired locations. Fig. 21 (a) and (b) illustrated the locations of SPTs to measure σ_v and σ_h , respectively; (2) after the 1.5m-thick loose backfill had been filled, the vibratory compactor was placed at the center of the soil bin; (3) the soil mass was compacted for $t = 7$ seconds, and then the compactor was removed. In the range of 5 to 10 seconds after the compactor removed, the vertical and horizontal earth pressures in the soil mass were monitored by SPTs placed in the backfill; (4) repeat step 3 for $t = 20, 46, \text{ and } 123$ seconds.

Fig. 22 (a) shows the distribution of vertical earth pressure under the compactor after compaction. Before compaction, the vertical overburden pressure can be properly estimated with the equation $\sigma_v = \gamma z$. The vertical earth pressure increased after 7 seconds of compaction. After 123 seconds of compaction, soil unit weight at the depth of 100mm increased from 15.6 to 16.5 kN/m^3 . Fig. 22 (b) represents the distribution of horizontal earth pressure under the compactor after compaction. Before compaction, the horizontal earth pressures measured were in good agreement with Jaky's equation. After compaction, the vibratory compaction induced extra residual horizontal stress. And the lateral stress measured near the top of the backfill was close to the passive earth pressure estimated by Rankine's theory. It is obvious from Fig. 22 (a) and (b) that the compaction-influenced zone extended from the compacted surface to the depth of approximately 600 mm. Based on the test results, the zone for measuring earth pressure was determined to be from $z = 0$ to 600 mm.

6.2 Change of Vertical Earth Pressure due to Compaction

To observe the change of vertical earth pressure after compaction, SPTs were buried in the soil mass at different elevations as shown in Fig. 23. Fig. 24 to Fig. 27 showed the contours of $\Delta\sigma_v$ after 7, 20, 46 and 123 seconds of compaction, respectively. The peak $\Delta\sigma_v$ increased with increasing compaction time due to more compaction energy transmitted to the soil. After the removal of the compactor, the residual stress in the soil mass was induced by the vibratory compaction. The point of peak $\Delta\sigma_v$, as the compaction time increased, has moved downward slightly from the depth of 250 mm to the depth of 350 mm.

To compare the test results with the elastic solution proposed by Holl (1940), Fig. 28 represents the distribution of $\Delta\sigma_v$ in the soil mass due to a surface square loading q . In this figure, the influenced zone was nearly 500 mm in depth, and the point of peak residual $\Delta\sigma_v$ was located right below the surface static loading. However, in Fig. 27, the point of peak residual $\Delta\sigma_v$ was located about 350 mm below the vibratory compactor, and the residual $\Delta\sigma_v$ right below the

compactor is less than 0.5 kN/m².

6.3 Change of Horizontal Earth Pressure due to Compaction

To measure the horizontal earth pressure after compaction, SPTs were buried closely in the soil mass at different elevations at the same cross-section as shown in Fig. 29. Fig. 30 showed contours of the horizontal earth pressure $\Delta\sigma_h$ after 7 seconds of the compaction. The contours of $\Delta\sigma_h$ after 20, 46, and 123 seconds of compaction were presented in Fig. 31, Fig. 32, and Fig. 33. It was found that the peak $\Delta\sigma_h$ (1.93, 2.41, 3.16, 3.32 kN/m²) increased with increasing compaction time. This is because more compaction energy was transmitted to the soil. The peak $\Delta\sigma_h$ occurred at the depth of 200 mm and the peak $\Delta\sigma_h$ zone expanded transversely with the increasing compaction time.

As compared with the elastic solution, Fig. 34 showed the distribution of $\Delta\sigma_h$ due to a static surface loading q acting on the surface of soil. It was found that the surcharge influenced zone was approximately 300 mm. In Fig. 33 and Fig. 34, two high-stress zones can be observed under the surface loading area.

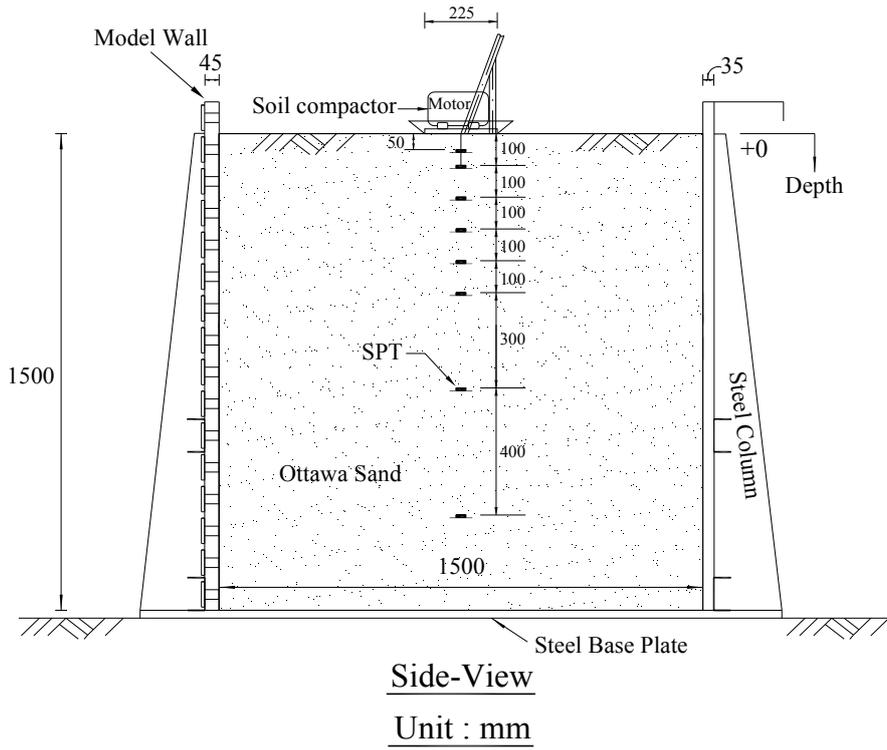
6.4 Mechanism of Soils under Compaction

The compaction of a cohesionless soil with a vibratory compactor can be simulated with the penetration of a square steel pile driven with a vibratory pile driver as indicated in Fig. 35. The ultimate point resistance Q_p in a homogeneous soil can be calculated using the following equation,

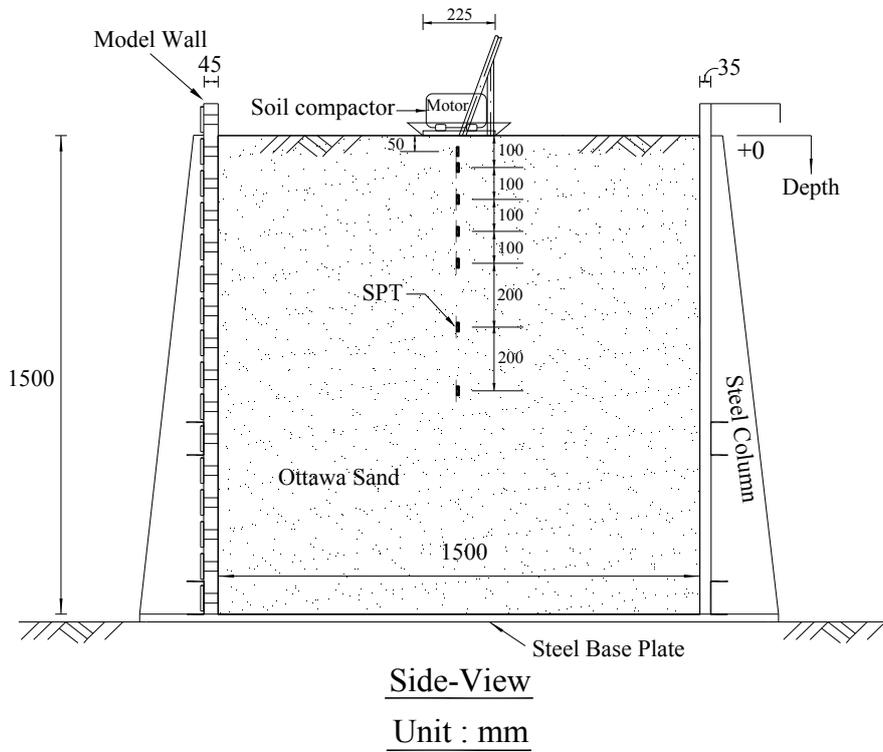
$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (7)$$

where, Q_p = point bearing capacity; A_p = area of pile tip; q_p = unit point resistance; q' = effective vertical stress at the level of the pile tip; N_q^* = the bearing capacity factor.

For example, after the 123 seconds of vibratory compaction, the measured surface settlement was 40.3 mm. So the overburden pressure at the base of the compactor $q' = 0.62$ kN/m². Before compaction, the soil unit weight of density was 15.6 kN/m² and the soil friction angle was 31°. For $\phi = 31^\circ$, Meyerhof (1976) suggested that the bearing capacity factor $N_q^* = 60$. The ultimate point resistance q_p at 123 seconds of compaction is estimated with Eq. (7) was 37.44 kN/m². By repeating the technique mentioned above, the ultimate load q_p after 7, 20, and 46 seconds of compaction could be estimated as 19.66, 27.14, and 32.92 kN/m², respectively. As the compaction time increasing, the ultimate point resistance q_p increased gradually to the cyclic compacting stress $\sigma_{cyc} = 34.9$ kN/m² applied on the surface of soil. It is suggested that in the vibratory compaction process, the soil mass will settle until the ultimate load q_p and the cyclic compacting stress σ_{cyc} reached an equilibrium.

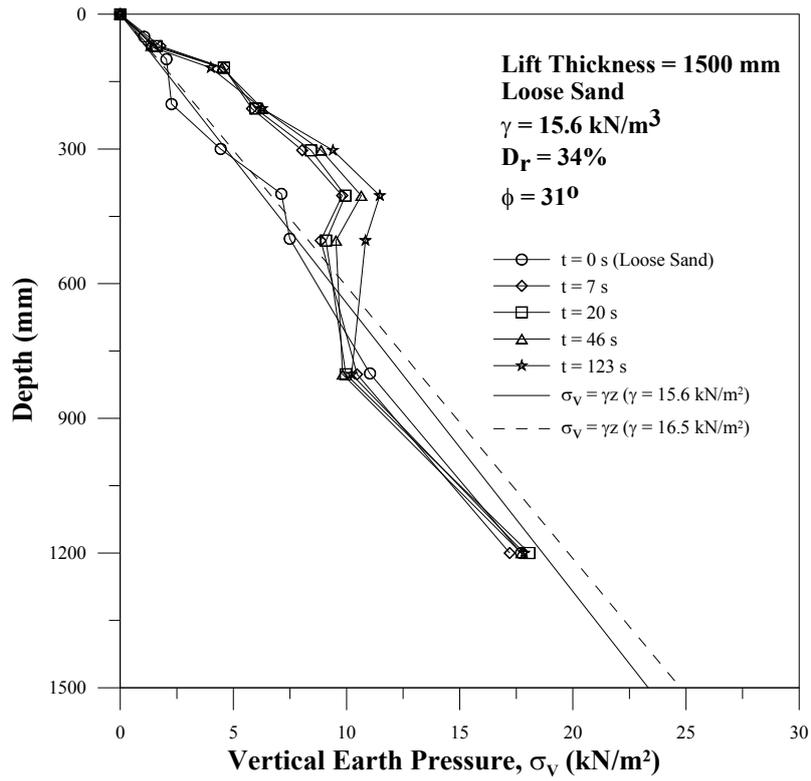


(a)

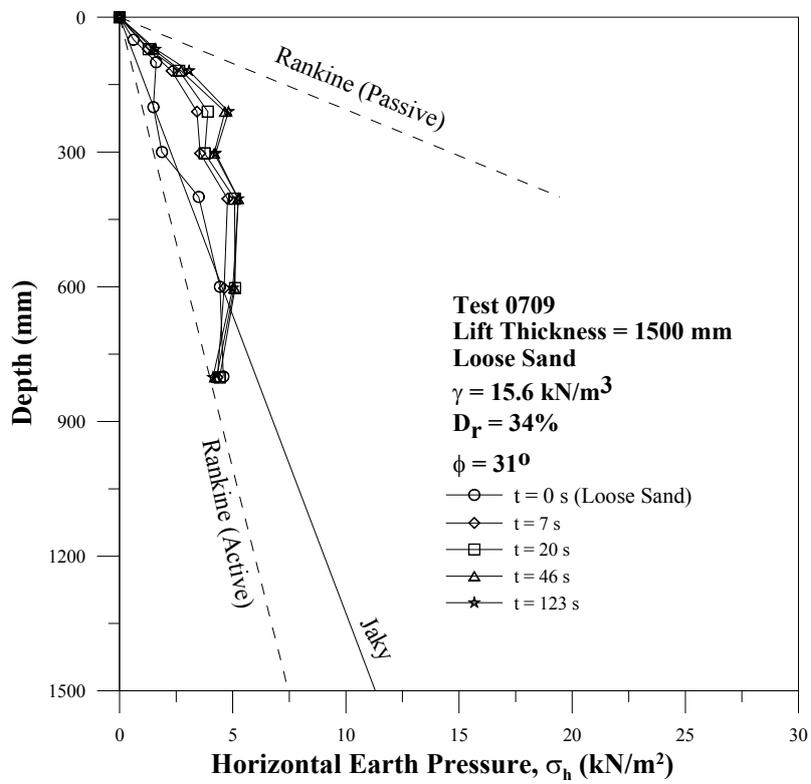


(b)

Fig. 21. Locations of SPTs to monitor σ_v and σ_h under the center of compactor



(a)



(b)

Fig. 22. Distributions of σ_v and σ_h under compactor

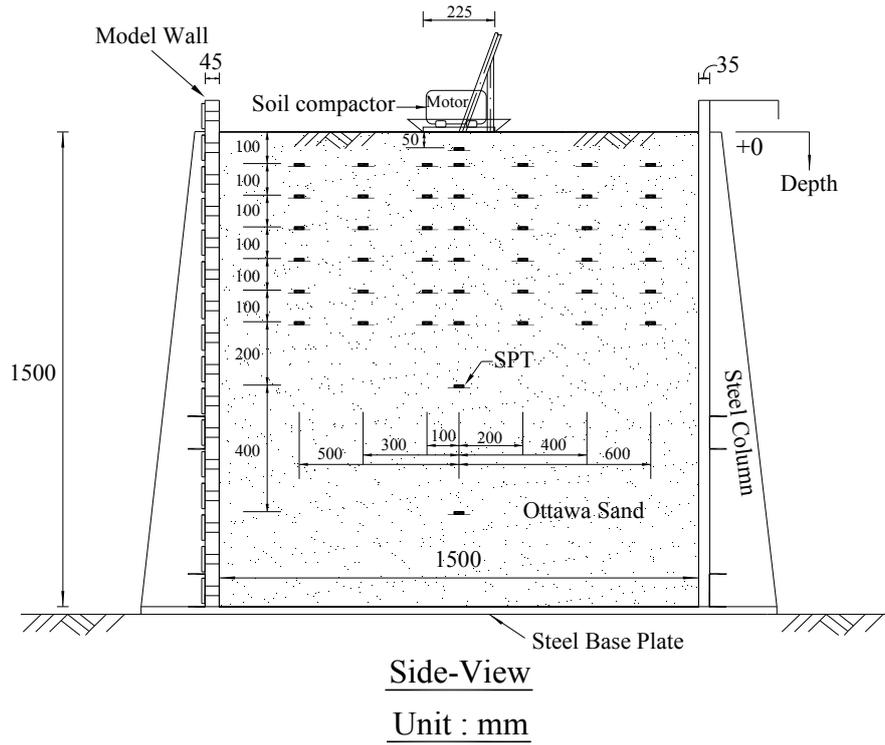


Fig. 23. Locations of SPTs to measure $\Delta\sigma_v$

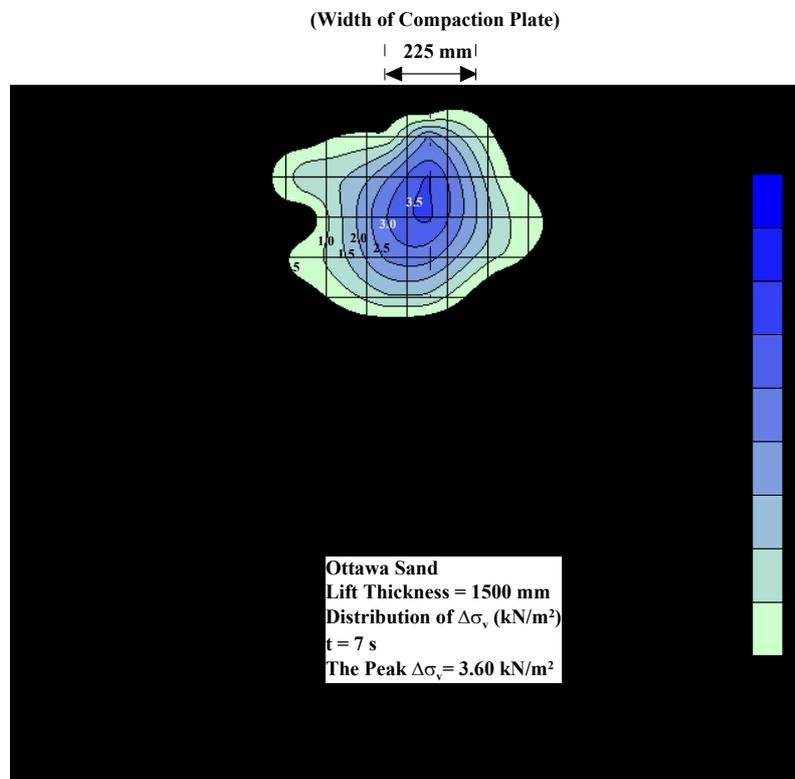


Fig. 24. Distribution of $\Delta\sigma_v$ after 7 s of compaction

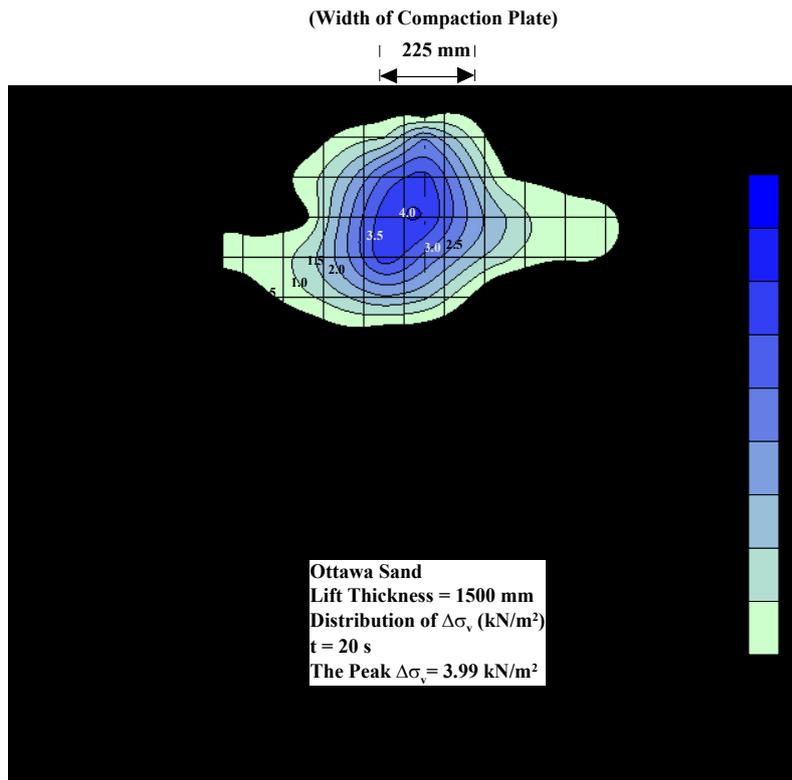


Fig. 25. Distribution of $\Delta\sigma_v$ after 20 s of compaction

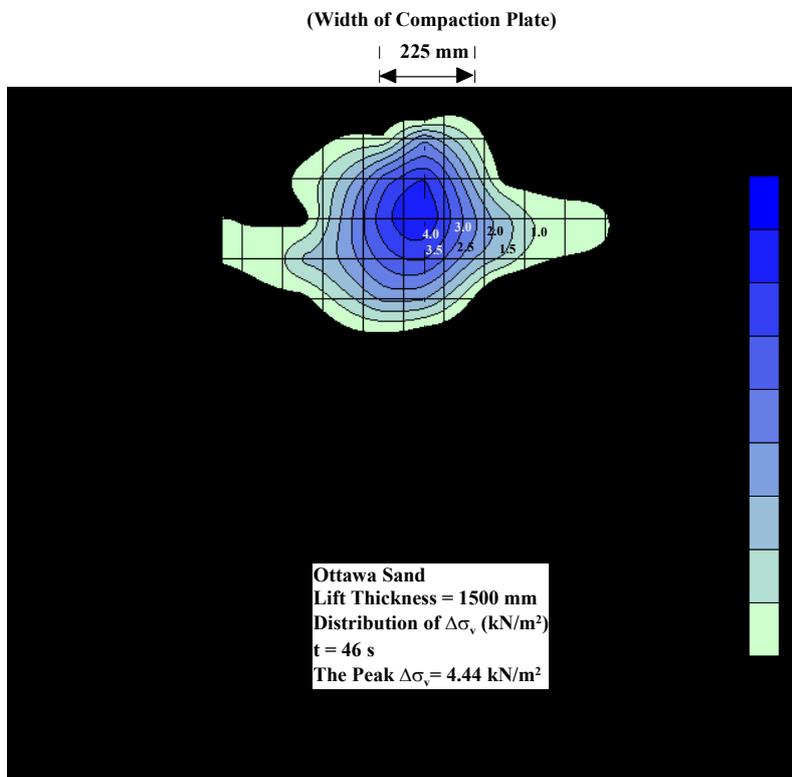


Fig. 26. Distribution of $\Delta\sigma_v$ after 46 s of compaction

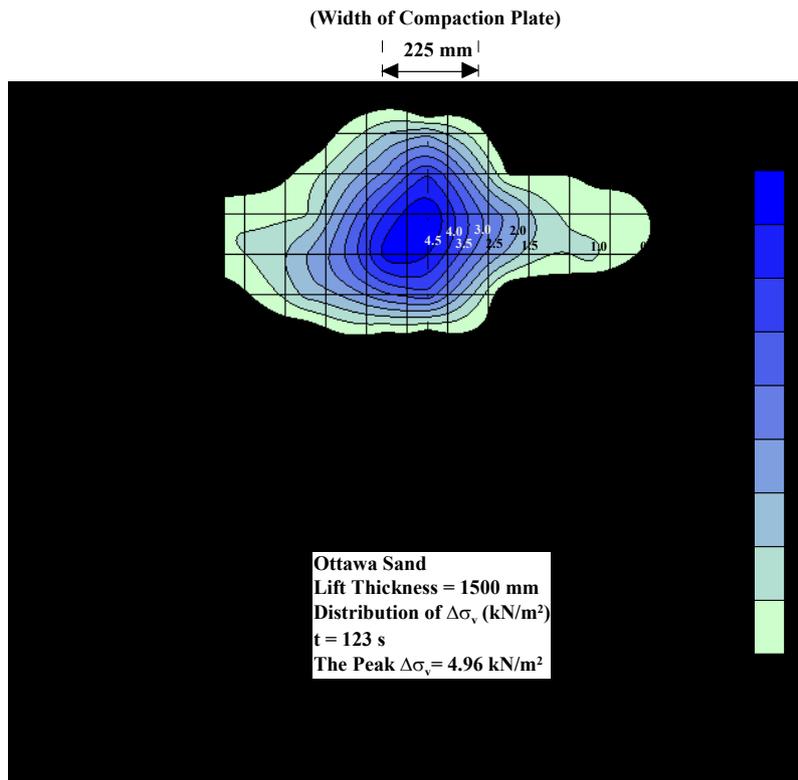


Fig. 27. Distribution of $\Delta\sigma_v$ after 123 s of compaction

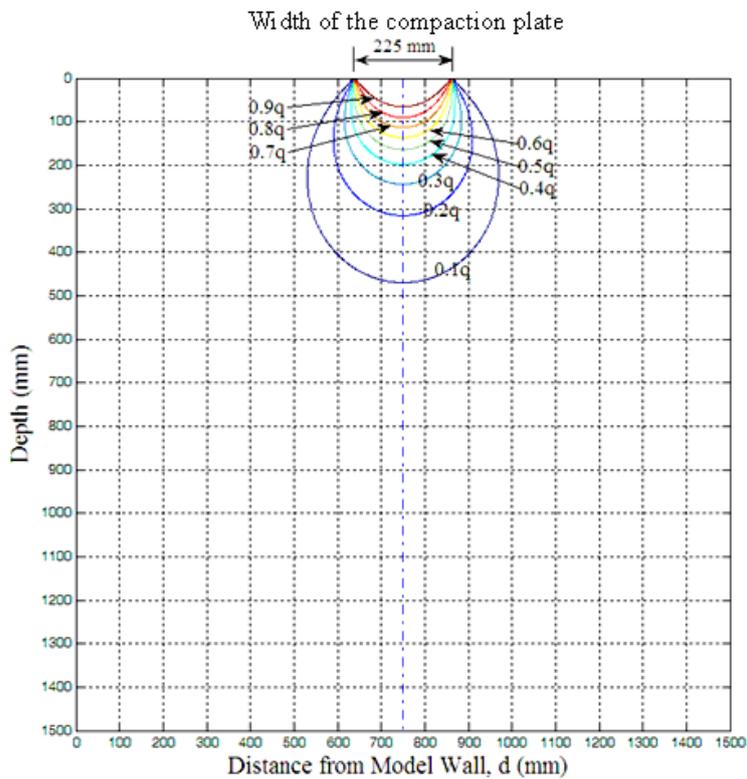


Fig. 28. Vertical earth pressure due to the surface square loading q by Holl's elastic equation

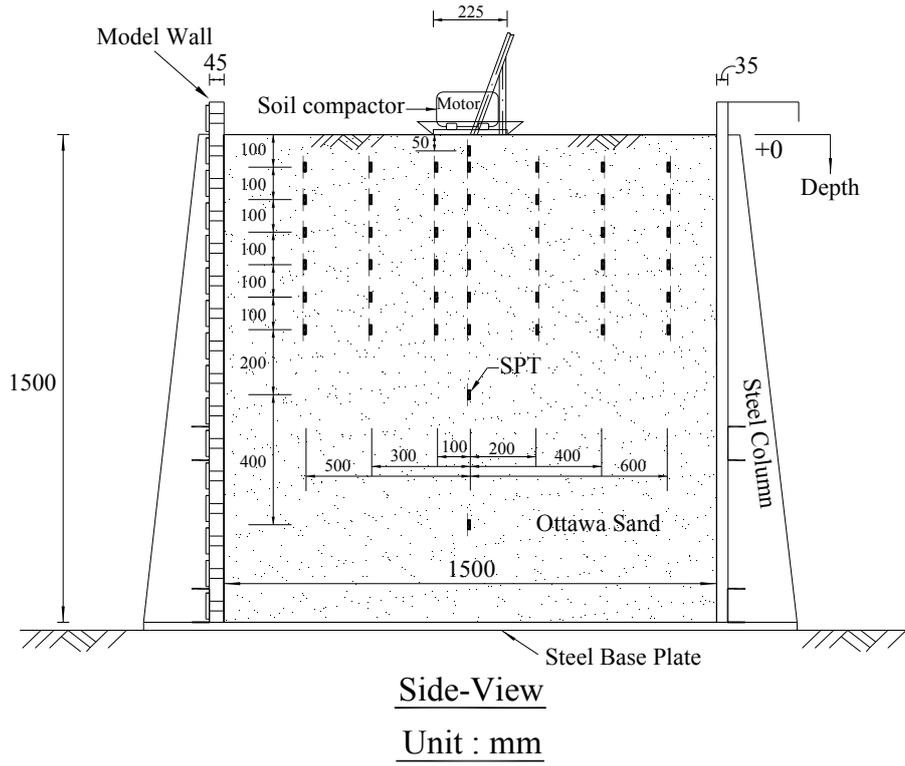


Fig. 29. Location of SPT to measure $\Delta\sigma_h$

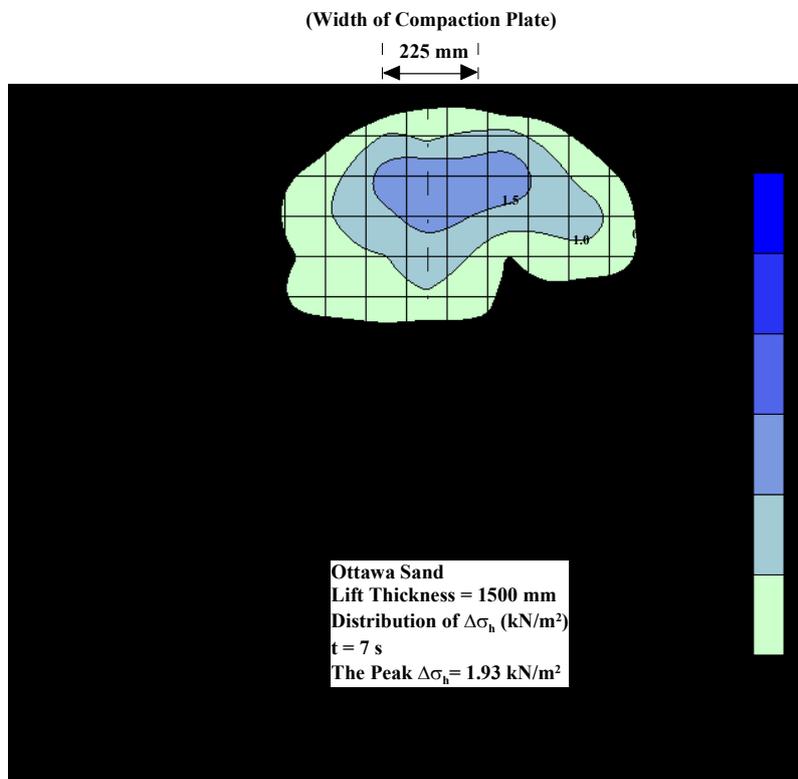


Fig. 30. Distribution of $\Delta\sigma_h$ after 7 s of compaction

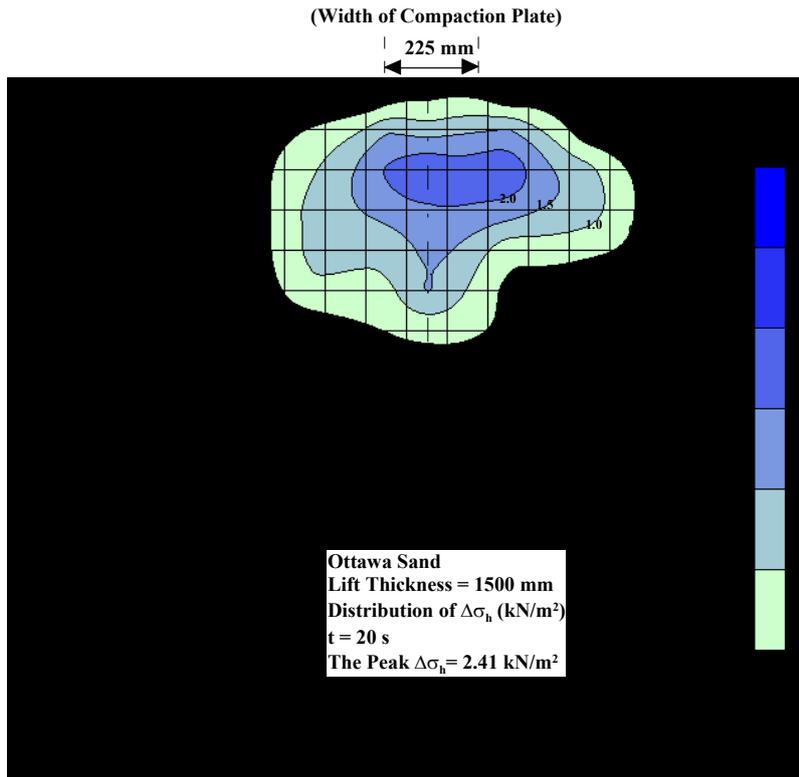


Fig. 31. Distribution of $\Delta\sigma_h$ after 20 s of compaction

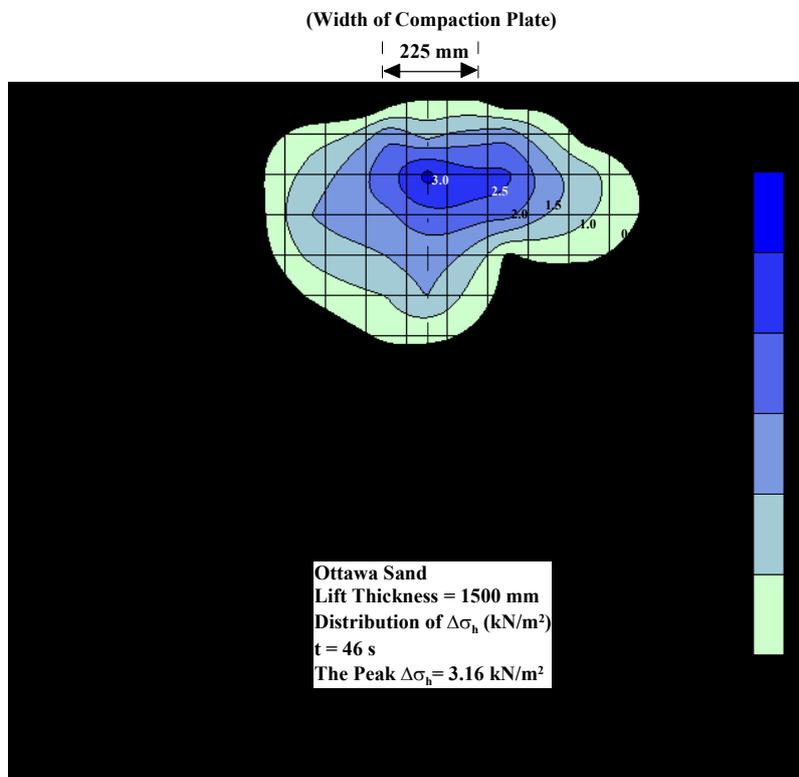


Fig. 32. Distribution of $\Delta\sigma_h$ after 46 s of compaction

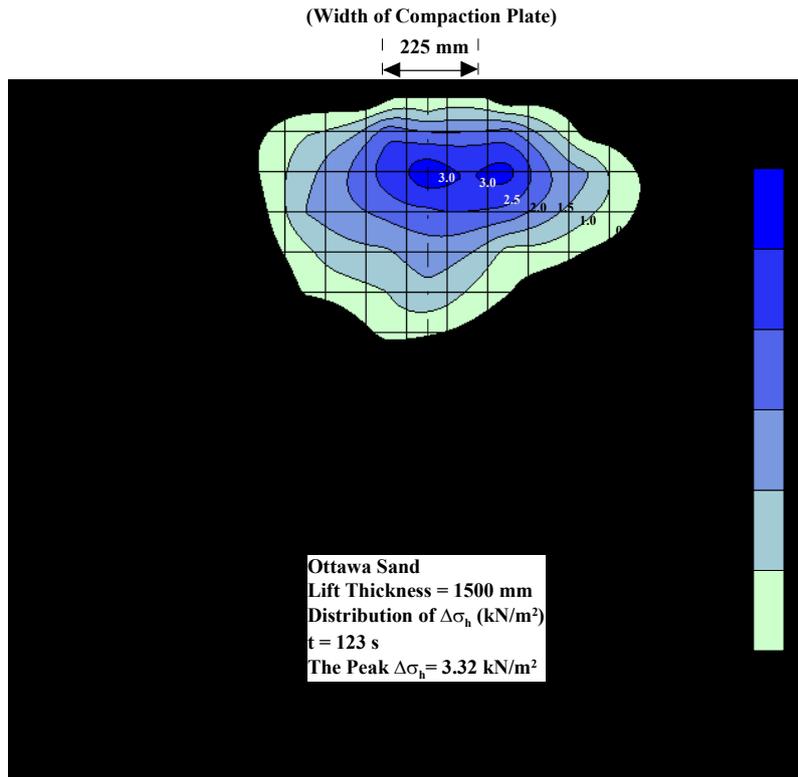


Fig. 33. Distribution of $\Delta\sigma_h$ after 123 s of compaction

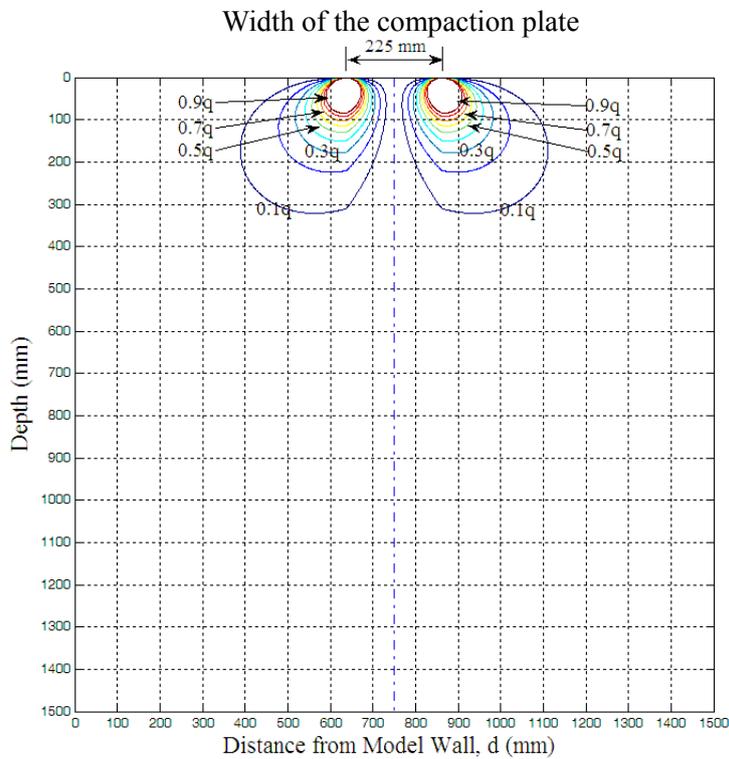


Fig. 34. Horizontal earth pressure due to the surface loading q by Holl's elastic equation

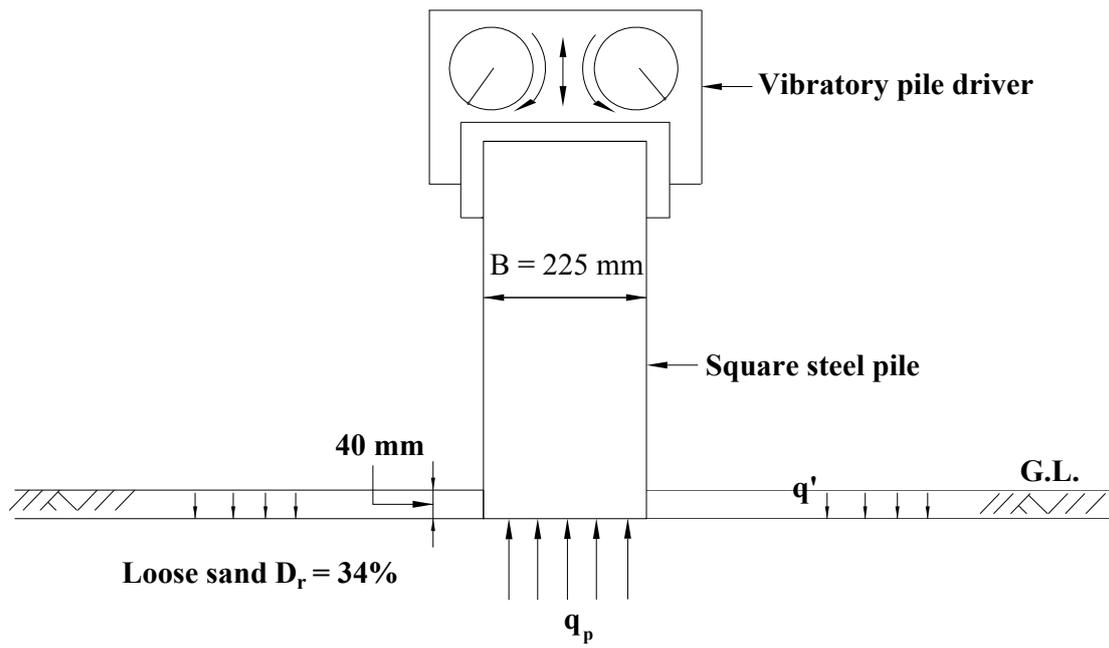


Fig. 35. Soil mechanism under 123 seconds vibratory compaction liked the penetration of pile

7. CONCLUSIONS

Based on the vertical and horizontal earth pressure for loose sand and the surface settlement, change of soil density and earth pressures after the vibratory compaction at a point, the following conclusions were drawn.

1. For a loose backfill, the vertical and horizontal earth pressures in the soil mass can be properly estimated with the equation $\sigma_v = \gamma z$ and Jaky's equation, respectively.
2. The compaction of a cohesionless soil with a vibratory compactor can be simulated with the penetration of a square steel pile driven with a vibratory pile hammer. In the compaction process, the soils under the compacting plate settled until the ultimate tip resistance q_p and the cyclic compacting stress σ_{cyc} reached an equilibrium.
3. The depth of the relative density contour ($D_r = 36\%$) increased with increasing time of compaction. The peak relative density in the soil also increased with increasing time of compaction.
4. It was obvious that the peak $\Delta\sigma_v$ (3.60, 3.99, 4.44, 4.96, kN/m²) and $\Delta\sigma_h$ (1.93, 2.41, 3.16, 3.32 kN/m²) increased with increasing compaction time. This is because, with increasing compaction time, more compaction energy was transmitted to the soil.
5. After the removal of the compactor, residual stresses in the soil mass were measured due to the vibratory compaction. The point of peak $\Delta\sigma_v$, as the compaction time increased, moved downward slightly from the depth of 250 mm to the depth of 350 mm.

8. REFERENCES

1. Boussinesq, V. J., (1883), "Application des Potential a L'Etude de L'Equilibre et due Mouvement des Solides Elastiques," Gauthier-Villars, Paris.
2. Broms, B. (1971). "Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils." *Proc., 4th Int. Conf. Soil Mech.*, Budapest, 373-384.
3. Chang, S.Y. (2000). "Effect of backfill density on active earth pressure." *Master of Engineering Thesis*, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
4. Chen, T. J. and Fang, Y. S. (2002). "A new facility for measurement of earth pressure at rest". *Geotechnical Engineering Journal*, SEAGES, Vol. 33. No. 3, December, pp.153-159.
5. Chen (2003). "Earth pressure due to vibratory compaction." *Ph.D. dissertation*, Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
6. D'Appolonia, D.J., Whitman, R.V., and D'Appolonia, E.D. (1969). "Sand Compaction with Vibrator Rollers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divison*, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 263 – 284.
7. Das, B. M. (1994). "*Principal of geotechnical engineering.*" PWS Publishing Company, Boston.
8. Duncan, J. M., and Seed, R. B., (1986), "Compaction-Induced Earth Pressures under K_0 -Conditions," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 1-22.
9. Duncan, J. M., Williams, G. W., Sehn, A. L., and Seed, R. B. (1991). "Estimation earth

- pressures due to compaction.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 117(12), 1833-1847.
10. Ho, Y. C., (1999), “Effects of Backfill Compaction on Passive Earth Pressure,” *Master of Engineering Thesis*, National Chaio Tung University, Hsinchu, Taiwan.
 11. Holl, D. L., (1940). “Stress transmission in earths.” *Proc. High. Res. Board*, Vol.20, pp.709-721.
 12. Hou, P. H. (2006). “Design and Construction of NCTU K_A Model Retaining Wall.” *Master of Engineering Thesis*, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
 13. Jaky, J. (1944). “The coefficient of earth pressure at rest.” *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, Hungary, Oct., 355-358.
 14. Jaky, J., (1948), “Pressure in Soils,” *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 103-107.
 15. Meyerhof, G. G. (1976). “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations,” *Journal of the Geotechnical Engineering Divison*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197–228.
 16. NAVFAC. (1982). *Foundations and earth retaining structures design manual*, Dept. of Navy, DM 7.2, Alexandria, Va.
 17. Peck, R. B., and Mesri, G. (1987). Discussion of “Compacted-induced earth pressures under K_0 -conditions.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(11), 1406-1408.
 18. Rowe, P. W., (1954), “A Stress Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressures At Rest and Moving Walls,” *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 70-88.

9. 計劃成果自評：

本研究旨在探討震動夯實所引致之土體密度及應力變化。為了模擬現地回填土夯實過程，利用國立交通大學模型擋土牆設備進行試驗。本研究以氣乾渥太華砂作為回填土，回填土高 1.5 m，量測鬆砂在初始相對密度 $D_r = 34\%$ 時地表震動夯實對砂土密度與土壓力之影響。並針對歷時 7 秒、20 秒、46 秒及 123 秒之地表震動夯實造成之土壤密度及應力進行量測分析。依據實驗結果，本研究獲得以下結論。(1) 於鬆砂回填土中，土體之垂直及水平有效應力分別可以 $\sigma_v = \gamma z$ 與 Jaky 公式估算。(2) 非凝聚性土壤中，因地表夯實所引致之土體受力情況可用方形鋼樁受震動打樁的模式加以模擬。夯實過程中，地表隨之沉陷，直至樁底極限承载力 q_p 與震動夯實應力 σ_{cyc} 達到平衡。(3) 隨夯實時間增加，相對密度等高線 $D_r = 36\%$ 漸往深處發展，且土壤之最大相對密度 $D_{r,max}$ 亦隨夯實時間增加而提高。(4) 夯實時間越長，土體中殘餘之最大垂直及最大水平應力變化越大。此乃因為隨夯實時間增加，夯實能量亦持續傳遞至土體內部。(5) 夯實後移除夯實機，可量得土體內部因夯實所引致之殘餘應力。夯實時間漸增，最大垂直應力 $\Delta\sigma_v$ 位置自深度 250 mm 漸向下移動至 350 mm 處。本研究內容與計劃書完全相符。

本研究獲得數項創新發現，且具實用價值，充分達成計劃目標。將於近期內投稿至國際知名期刊。參與研究的碩士班研究生籍此機會，習得大型基礎模型實驗與資料擷取之操作，以及嚴謹審慎之實驗方法與獨立思考的能力，獲益匪淺。

可供推廣之研發成果資料表

 可申請專利

 可技術移轉

日期：98 年 10 月 31 日

國科會補助計畫	計畫名稱：震動夯實造成之土壤應力及密度變化 計畫主持人：方永壽 教授 計畫編號：NSC 97-2221-E-009-124- 學門領域：土木水利工程
技術/創作名稱	
發明人/創作人	
技術說明	<p>中文：本研究利用國立交通大學模型擋土牆設備探討震動夯實所引致之土體密度及應力變化。本研究以氣乾渥太華砂作為回填土進行夯實，回填土高 1.5 m，量測在相對密度 $D_r = 34\%$ 時地表震動夯實對砂土密度與土壓力之影響。依實驗結果可獲得以下結論。(1) 鬆砂之垂直及水平有效應力分別可以 $\sigma_v = \gamma z$ 與 Jaky 公式估算。(2) 非凝聚性土壤因地表夯實所引致之土體受力情況，可用方形鋼樁受震動打樁的模式加以模擬。(3) 夯實時間增加，相對密度等高線 $D_r = 36\%$ 漸往深處發展，且土壤之最大相對密度 $D_{r,max}$ 亦隨夯實時間增加而提高。(4) 夯實時間增加，夯實能量持續傳遞至土體，故土體中殘餘之最大垂直及最大水平應力變化越大。(5) 夯實時間漸增，最大垂直應力 $\Delta\sigma_v$ 位置自深度 250 mm 漸向下移動至 350 mm 處。</p> <p>英文：This report studied the change of soil density and earth pressures due to vibratory compaction. Air-dry Ottawa sand was used as the backfill material. The height of backfill of $D_r = 34\%$ was 1.5 m. Based on the test results, the following conclusions were drawn. (1) For a loose backfill, the vertical and horizontal earth pressures in the soil mass can be properly estimated with the equation $\sigma_v = \gamma z$ and Jaky's equation, respectively. (2) The compaction of a cohesionless soil with a vibratory compactor can be simulated with the penetration of a square steel pile driven with a vibratory pile hammer. (3) The depth of the contour of $D_r = 36\%$ and peak D_r increased with increasing compaction time. (4) The peak $\Delta\sigma_v$ and $\Delta\sigma_h$ increased with increasing compaction time. This is because, with increasing compaction time, more compaction energy was transmitted to the soil. (5) The point of peak $\Delta\sigma_v$, as the compaction time increased, moved downward slightly from the depth of 250 mm to the depth of 350 mm.</p>
推廣及運用的價值	本研究屬於基礎學術性研究，一年計劃完成，所獲研究成果將有助於國內外基礎工程設計規劃之參考。

※ 1. 每項研發成果請填寫一式二份，一份隨成果報告送繳本會，一份送 貴單位研發成果推廣單位（如技術移轉中心）。

※ 2. 本項研發成果若尚未申請專利，請勿揭露可申請專利之主要內容。

※ 3. 本表若不敷使用，請自行影印使用。

行政院國家科學委員會補助參與國際學術會議報告

專題研究計畫補助編號：NSC 97-2221-E-009-124-

報告人：方永壽教授

服務機構：國立交通大學土木工程系所

職稱：教授

會議名稱：海峽兩岸軌道交通建設與環境工程高級技術論壇

舉辦地點：杭州、中國

舉辦時間：2008年11月4日~7日

支持單位：

中國土木工程學會

香港工程師學會岩土分部

台灣財團法人地工技術研究發展基金會

主辦單位：

同濟大學土木工程學院

上海申通地鐵集團有限公司

上海隧道工程股份有限公司

上海市土木工程學會

上海市土木工程學會地下工程專業委員會

中國土木工程學會隧道與地下工程分會

中國土木工程學會城市軌道交通技術推廣委員會

北京交通大學土木建築工程學院

天津大學建築工程學院

東南大學岩土工程研究所

浙江省土木建築學會

浙江大學建築工程學院

浙江省建築業行業協會地下工程分會

杭州市地鐵集團有限公司

浙江科技學院建築工程學院

攜回資料：研討會論文集1冊(論文集封面頁如下)

國科會專題研究計畫補助編號：NSC 97-2221-E-009-124-

一、參加會議經過

與世界各國相比，中國大陸城市軌道交通建設起步較晚，但是發展迅速。近年大陸各大城市相繼掀起興建捷運(地鐵)系統的高潮。據初步統計，至 2010 年為止，大陸各城市軌道交通的建設規劃總長度已超過 1,400 公里。

1.1 研討會緣起

為了交流大陸、台灣及香港在軌道交通建設(包含捷運、高速鐵路及磁浮交通建設)的規劃、設計及施工安全控制、營運與管理等方面所累積的寶貴經驗、以及所遭遇的問題。上海同濟大學土木工程學院、浙江大學城市學院等 12 個單位經共同研究，聯合發起主辦「城市軌道交通建設與環境工程」高級技術論壇。

本次論壇是繼 2002 年 11 月在杭州舉辦的首屆「城市地鐵建設和環境岩土工程」高級技術論壇之後的第二屆盛會。上一屆論壇，曾邀請了海峽兩岸的院士、學者、及著名資深大地/捷運工程專家，探討捷運工程的規劃、設計、施工、營運與管理諸多面所累積的相關技術和理論成果，獲得了豐碩的成果。2008 年的技術論壇是海峽兩岸眾多地工名家討論捷運(地鐵)建設的第二次盛會。

1.2 研討會主題

本次論壇共分為下列 10 個討論議題，發表經審查、具重要性的論文，以促進海峽兩岸軌道工程學術界與工業界的跨領域交流，分述如下：

1. 特邀報告
2. 專論
3. 軌道交通線網站點規劃設計研究
4. 軌道交通建設政策法規及技術標準研究
5. 軌道交通風險管控與工程安全
6. 隧道施工控制與變形分析
7. 深開挖設計與施工
8. 軌道交通沿線近接施工影響研究
9. 列車減振減噪技術
10. 相關討論及其他

1.3 台灣與會者名單：

姓名	職稱
莫若楫	亞新工程顧問公司 董事長
黃南輝	亞新工程顧問公司 顧問
歐晉德	台灣高鐵公司 執行長
謝致德	台灣高鐵公司 副總經理
李建中	台灣世曦工程顧問公司 董事長
楊漢生	台灣世曦工程顧問公司 資深協理
周功台	台灣世曦工程顧問公司 經理
胡邵敏	三力技術工程顧問公司 首席資深顧問
鍾毓東	地工技術研究發展基金會 董事長
方永壽	交通大學工學院 院長
俞清瀚	富國技術工程公司 董事長
蘇鼎鈞	亞新工程顧問公司 經理
康思敏	亞新工程顧問公司 正工程師
陳晉源	中華民國道路協會 常務理事
李碧霞	地工技術研究發展基金會 執行秘書
廖美嬌	地工技術研究發展基金會 助理秘書

下圖為台灣與會者與研討會主辦人史佩棟教授在會場的合影。



1.4 知名學者專題報告

主辦單位邀請海峽兩岸三地數位知名的大地工程學者發表專題演講，例如於 2008 年 11 月 5 日上午邀請中國中科院資深院士孫鈞報告「地下鐵道工程施工及營運中的安全管理及風險整治」，台灣高鐵公司執行長歐晉德博士報告「台灣高速鐵路營運策略與目標」，香港岩土工程學會主席何毅良先生報告「香港鐵路網路拓展的歷程與挑戰」。三位大師級學者的報告果然內容精采，與會者收穫甚為豐富。

二、與會心得

2.1 主持會議

報告人方永壽教授很榮幸的被大會指定為 2008 年 11 月 6 日(星期三)上午 08:30~10:10 第一場研討的主持人，共同主持人為上海同濟大學地下建設與工程系的束昱主任，主持工作進行的非常順利，下圖為主持人與共同主持人在會場的合照。



2.2 報告人發表論文

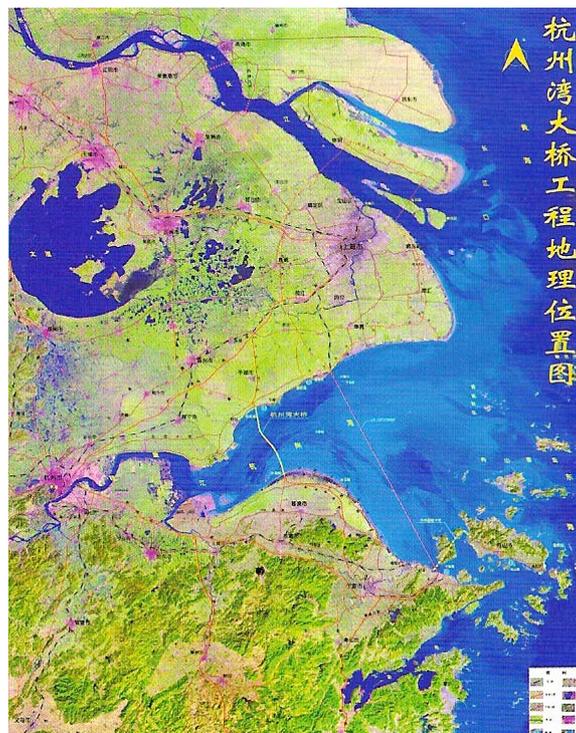
報告人於 2008 年 11 月 6 日(星期四)下午 1:30 發表論文，報告人發表的論文題目是：「台北捷運板橋線通風井破鏡工程事故與復舊」。論文藉由台北捷運板橋線 CP262 標通風井破鏡工程意外事故，說明於都市軟弱土層中進行地下隧道施工，可能的意外發生原因及復舊方式。於軟弱地盤中施作潛盾隧道，因施工前地質調查作業不詳實、地盤改良施工品質不佳，或地盤改良體存在水路等均可能造成意外事故發生，特別是在高地下水壓下，地盤改良作業及品質扮演重要角色，大地工程師應特別注意。報告引起與會者的興趣，可惜受限於大會的時間安排，與會者無法直接與報告人討論，下圖為計畫主持人在會場報告的狀況。



三、考察參觀活動

主辦單位安排與會者於 2008 年 11 月 7 日(星期五)工程參觀，參觀主題為目前全世界最長的跨海大橋:「杭州灣大橋工程」。

如下圖所示，杭州灣跨海大橋北起嘉興市，跨越寬闊的杭州灣海域，止於寧波市，大橋於 2003 年開工建設，2008 年奧運會前建成通車。大橋建成後，可縮短寧波至上海間的陸路距離 120 餘公里。



如下圖所示，大橋全長 36 公里，是目前世界上最長的跨海大橋。若以時速 90 公里駕車通過，過橋需時 24 分鐘。報告人當天僅乘車快速通過，且天候雨霧濛濛，視線欠佳，但是大家仍然可以感覺受此跨海大橋的工程浩大與雄偉。

可惜大橋中途的海中觀景平台尚未完工，無法停車一窺跨海大橋的全貌，有些遺憾。



四、特別活動

可能是應大陸官方的要求，主辦單位安排全體台灣與會者於 2008 年 11 月 6 日上午 11:00，至會場新僑飯店 17 樓天風閣餐廳，接受杭州市人大常委會副主任及民革杭州市委主任委員陳重華女士(名片如下)的午宴招待。在場參加特別活動的人士還有杭州市台辦領導數人，都是認真的執行他們的工作。



五、附錄：會議議程

会议议程 (二稿)

日期	时间	主持人	致辞 / 报告 / 演讲人
11月5日 上午	开幕式 9:00~ 10:20	史佩栋	孙钧、张雁、莫若楫、何毅良、张苗根、赵如龙、市领导 (每人6分钟) 影视短片：国产盾构掘进机产业化发展进程
	第二场 10:30~ 12:00	孙钧 张雁	王振信：盾构施工对环境的影响 莫若楫：铁路及城轨建设设计施工发包办法实务研讨 应名洪：上海市轨道交通网络建设与运营管理 (每人30分钟)
下午	第一场 1:30~ 3:30	朱合华 周文波	孙钧：地下铁道工程施工及运营中的安全管理与风险整治 欧晋德：台湾高速铁路营运策略及目标 张雁：5·12汶川大地震后震区城市轨道交通建设调研 胡邵敏：台湾城市捷运工程新挑战 (每人30分钟)
			周文波：我国软土盾构法隧道施工技术综述
	第二场 3:45~ 5:15	胡邵敏 黄宏伟	何毅良：香港铁路网络拓展的历程与挑战 朱合华：数字化技术在城市隧道施工安全控制中的应用研究 (每人30分钟)
11月6日 上午	第一场 8:30~ 10:10	方永寿 王元丰	黄宏伟：上海轨道交通网络化建设风险研究 傅德明：上海地铁多线换乘枢纽站工程 钟毓东：台北捷运沿线禁限建管理制度与实例 梅志荣：汶川地震区交通工程破坏特征和恢复重建对策研究 俞清翰：轨道建设沿线近接施工影响测试与限建范围检讨 (每人20分钟)
	第二场 10:20~ 12:00	何毅良 夏建中	苏鼎钧：地下工程风险管理之咨询平台 王元丰：轨道交通标准对我国城市经济的影响 桂业琨：上海轨道交通7#线风井无人沉箱施工技术 高大钊：地铁勘察规范中基床系数测定方法的溯源分析与建议 冯爱军：中国城市轨道交通发展调查问卷分析 (每人20分钟)

下 午	第一场 1:30~ 4:10	钟毓东 冯爱军	方永寿：台北捷运板桥线通风井破镜工程事故与复旧 陈汉丰：香港岩土工程监测技术的发展 谢致德：台湾高速铁路营运阶段噪音防制管理研究 康思敏：冲击力传递装置在捷运工程上的应用 尹学军：钢弹簧深置板技术的应用及其最新发展 俞暄平：上海市轨道交通4号线事故与修复 沈林冲：杭州地铁深基坑工程的实践与认识 金国龙：基于地铁隧道的列车振动荷载确定方法研究 (每人20分钟)
	闭幕式 4:25~ 5:15	李良杰 傅德明	李建中(大会学术总结)、史佩栋(闭幕词)

议程如有变更，请注意大会通知。

台北捷运板桥线通风井破镜工程意外事故与复旧

方永寿¹、朱旭²、黄文庆¹、陈沧江³

¹交通大学土木工程系 ²台北市政府捷运工程局 ³中兴工程顾问公司轨道工程二部

摘要

本文藉由台北捷运板桥线CP262标通风井破镜工程意外事故，说明于都市软弱土层中进行地下隧道施工，可能的意外发生原因及复旧方式。于软弱地盘施作潜盾隧道，因施工前地质调查作业不详实、地盘改良施工质量不佳，或地盘改良体存在水路等均可能造成意外事故发生，特别是在高地下水压下，地盘改良作业及质量扮演重要角色，大地工程师应特别注意。同时亦应考虑其他如双重镜面、柔性镜面等工法，或隔舱、冻结工法及弃壳等措施，应用多重防堵地下水设计，方可有效的阻隔地下水对于潜盾机出发段及到达段的危害。

关键词：台北捷运、困难案例、软弱地盘、意外事故、潜盾隧道。

一、前言

在软弱地盘施作隧道工程，一般以明挖覆盖工法(Cut&Cover Method)及潜盾工法(Shield Tunnelling Method)为主，为因应明挖覆盖工法对施工环境的冲击，及潜盾隧道费用昂贵的困扰，亦有设计者将原来以岩盘为对象的新奥隧道工法(New Austrian Tunnelling Method，简称NATM工法)应用在软弱地盘上。以台北都会区捷运系统隧道工程为例，考虑经济性与安全性，除较浅的隧道采用明挖覆盖工法外，其余多采潜盾工法施作，仅在新店线CH221标部分隧道采用NATM工法。由于施作地下工程深受土层变异性影响，风险性很高，因此有必要从过去失败案例中吸取经验，记取教训，并深切的检讨改进，才能在施工时将风险降至最低。有鉴于此，大地工程学会及台北捷运局，在中兴工程顾问社及顾问公司的协助下，将历年来捷运建设所累积的大量成果，结合学界相关领域专才，并广伸触角联合捷运工程相关的政府单位、顾问公司及营造厂等，着手进行捷运工程中有关大地工程设计与施工成果的汇整与统计分析工作，期望经由设计与施工成果的具体汇整，不仅可传承捷运工程长期以来累积的宝贵工程经验，供未来设计与施工参考，更重要的是经由困难案例的设计、施工与解决方案的搜集汇整，可于大地工程人员在面临各种困难地质或施工环境时，提供一完整且直接的解决方案，减少工程人员误判或因未采取有效措施造成严重灾变及损失。

本文藉由台北捷运板桥线CP262标通风井A破镜工程的意外事故，说明于都市软弱土层中进行地下隧道施工，可能的意外发生原因及复旧方式，藉由案例的阐述及检讨，作为工程界于软弱地盘隧道施工的借镜及参考，以减少尔后意外事故的发生机率。

二、工程概述

如图1所示，台北捷运板桥线CP262标工程横跨台北县、市，以上、下行两条潜盾隧道穿越新店溪河床下方，东端以通风井B与CP261标衔接，西侧转辙段则与CP263标的江子翠车站相连，除转辙段及通风井A采用明挖覆盖工法外，其余均采潜盾隧道工法施作。本工程采用2部长度7.68 m，外径6.24 m的土压平衡式潜盾机施工，自转辙段往台北市方向发进，到达通风井A后，再整修发进穿越新店溪河床下方，到达CP261标通风井B为止。上、下行隧道总长3,842 m，隧道衬砌以内径5.6 m，厚度0.25 m，长度1.0 m的预铸混凝土环片组立而成。因须穿越平均河水深度11.1 m的新店溪下方，考虑抗浮及安全需求，隧道采最小覆土深度12.1 m的设计，线形在通风井A处最深(潜盾机覆土深度达27.3 m)，两侧坡度分别为2.8 %及0.3 %。通风井A距新店溪行水区约340 m，为长23.5 m，宽23 m的结构物，以厚度1.2 m，深度55 m，

贯入砾石层内 3 m 的连续壁作为挡土设施。为防止开挖与构筑期间，开挖区内的土壤受底层水压作用，而发生地盘砂涌现象，于进行开挖作业时，利用深井排水以降低地下水压。

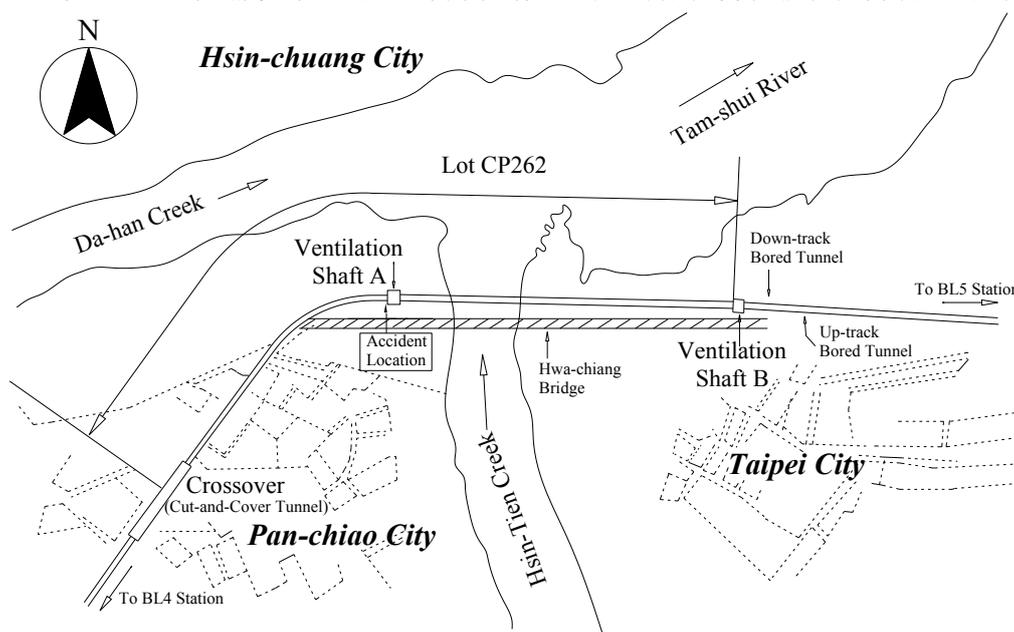


图1 台北捷运板桥线CP262标工程范围

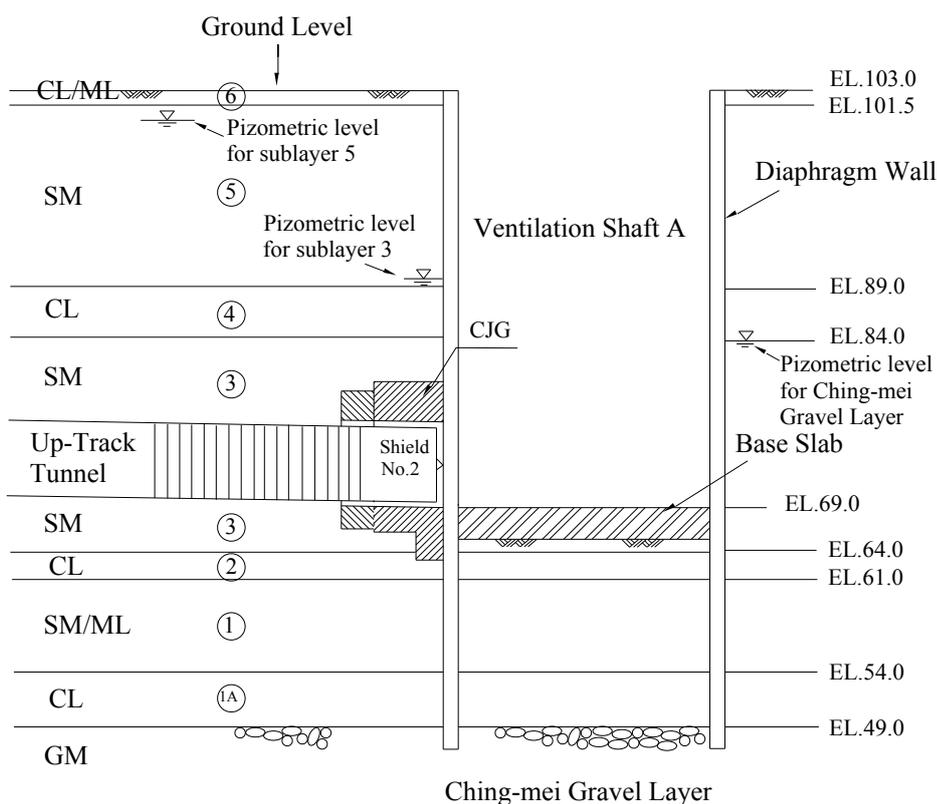


图2 工址地质剖面

2.1 地层概况

如图2所示，台北盆地地表为淡水河、基隆河与新店溪所形成的冲积层，一般称之为松山层，其下为景美砾石层。松山层可分为6个次层，因松四次层的阻隔，而有两种地下水位，依据地质调查结果，于工址松五次层的地下水位约在地表下3m，潜盾机所通过松三次层水位则约在地表下14 m(高程约89 m)，相关工程性质如表1所示。

表1 工址地質參數

Soil Layer	Soil Type and Classification	Soil Properties
Topsoil and Sublayer 6	Silty clay (CL/ML)	N = 1-6, w = 23-28%, e = 0.6-0.8
Sublayer 5	Silty sand (SM)	N = 6-16, w = 18-30%, e = 0.5-0.8 $G_s = 2.71-2.75, k = 5.0 \times 10^{-4}$ cm/sec
Sublayer 4	Silty clay (CL)	N = 6-10, w = 18-45%, e = 0.6-1.2, $w_L = 42-49$ $w_p = 22-27, G_s = 2.74, k = 1.0 \times 10^{-6}$ cm/sec
Sublayer 3	Silty sand or sandy silt (SM)	N = 13-35, w = 15-28%, e = 0.4-0.8 $G_s = 2.70-2.74, k = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/sec
Sublayer 2	Silty clay (CL)	N = 20-22, w = 34%, e = 0.83, $w_L = 40-45$ $w_p = 13-16, G_s = 2.71-2.74$
Sublayer 1	Silty sand or sandy silt (SM/ML)	N = 22-46, w = 21-28%, e = 0.4-0.8 $G_s = 2.70-2.74, k = 2.5 \times 10^{-4}$ cm/sec
Sublayer 1A	Clayey silt (CL)	$k = 6.5 \times 10^{-6}$ cm/sec

2.2 破鏡前的鏡面處理措施

潛盾隧道破鏡施工為一高風險工項，為預防潛盾機到達過程中發生意外事故，承商於事前採取三項措施：

1. 到達段的地盤改良

一般普遍被採用的地盤改良工法為二重管高壓噴射灌漿(JSG)工法，有效深度約25 m。當改良深度更大時，噴射壓力必須加大以克服地下水壓，並衝擊土壤，使注入的漿液與土壤可以充分混合或置換，以形成強度較高的地盤。本工程到達段鏡面的改良深度超過35 m，考慮JSG工法於此深度下所形成的地盤改良體成效堪慮，承商改用噴射能量更大的三重管高壓噴射灌漿(CJG)工法施作，其與JSG工法最大不同在於，CJG工法以40 MPa超高壓水及空氣作為噴射媒介切割土壤，JSG工法則僅使用20 MPa壓力的水泥砂漿及空氣。

如圖3所示，本工程到達段的CJG地盤改良體，包含上、下行隧道各5排、40支CJG樁，以三角形重迭配置，改良體樁徑1.8 m，樁心距1.54 m(重迭約為0.26 m)，形成一個長度6.27 m的地盤改良區。考慮潛盾機長度7.68 m，改良區無法將潛盾機完整包圍，故於CJG改良區後方，另增設長約3 m的CW1地盤改良體，改良範圍總長為9.27 m。

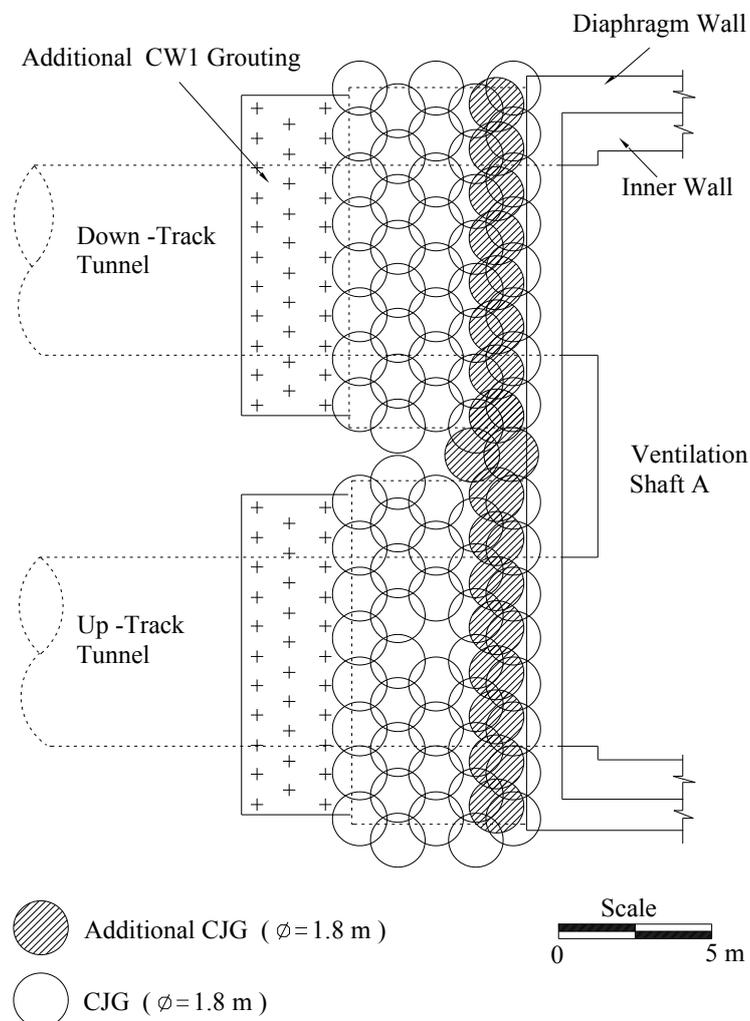


圖3 通風井到達段地盤改良

为确保改良体的施工质量,于施工期间及完成后,均进行各项检验措施,以验证其改良效果,检验项目包括施工中灌浆管垂直精度、施工完成后无围压缩强度与现场透水试验等,试验结果均合乎规范要求。

2.到达段镜面试水及止水作业

在完成上、下行隧道到达段的地盘改良作业后,为确认止水效果,需分阶段进行镜面试水。镜面试水作业系于镜面各处施以水平方向钻孔,钻入改良区内预定深度后,打开各钻孔阀门,观察是否发生漏水现象。

当上行隧道镜面进行第一次试水时(钻孔仅贯穿连续壁),最大出水量为70 l/min,并含有少量砂。经分析认定,应是连续壁与CJG地盘改良体的界面产生隙缝所造成,故随后于该处进行OH灌浆。灌浆完成后再进行第二次试水,钻孔深入改良体内3.1 m,结果发现仍有漏水现象,最大流量增为170 l/min,经研商后,承商于原CJG改良体与通风井连续壁交界处,再增设一排CJG改良桩,完工后,并进行第三及第四次试水,此时不再有漏水现象发生。

3.盾尾间隙止水灌浆作业

在潜盾机掘进至到达段的地盘改良区前方,为防止当潜盾机逐渐进入地盘改良区内时,地下水随着潜盾机的盾尾间隙(15 mm)渗入改良区内,故除了进行背填灌浆外,亦利用潜盾机内部所装设的灌浆孔,注入CW1药液材料,二次填充潜盾机的盾尾间隙。此外,在潜盾机进入地盘改良区后,为防止潜盾机的背填灌浆区与CJG地盘改良区界面处形成孔隙,另再分数次实施CW1药液灌浆,以填塞两者的界面孔隙。为能完全封住潜盾机后方水路,潜盾机到达镜面前方时,亦于已组装完成的环片,自背填灌浆孔实施背填灌浆及CW1药液灌浆。

在各项止水措施完成及试水确认后,承商即进行连续壁到达端镜面的破除及相关试水作业。本工程的镜面破除作业分二阶段施作,第一阶段于潜盾机到达连续壁前停机后进行,因此时改良体已受潜盾机刮削及挤压等扰动,为确认改良体的止水效果,故需再次试水。在确认已无漏水状况后,先破除连续壁厚度的2/3(0.8 m)。于进行第二阶段的连续壁破除作业前(即破除连续壁剩余1/3厚度,0.4 m),因改良体已受第一阶段连续壁破除作业时的震动所扰动,故需再次进行试水确认止水效果,试水作业如此繁复,充分反映镜面破除的危险性。

三、意外事故说明及紧急抢救措施

1995年7月16日,下行(No.1)隧道已通过通风井,并向台北市方向推进,此时上行(No.2)隧道潜盾机已到达连续壁外侧,工作人员于通风井内进行到达端的镜面破除作业。凌晨01:30于镜面6点钟方向发生严重漏水事故,初期地下水流入量约200 m³/hr,后增至400~700 m³/hr。如图4所示,随着地下水及土砂流入通风井,通风井西侧附近地表陆续发生沉陷,形成一锥状形凹陷,至7月17日04:00时,最大沉陷量估计已达6 m。意外事故除造成周边建物损坏外,原已完成的上、下行隧道,亦因土层淘空而局部下陷受损,其中上行线隧道的环片结合螺栓遭破坏,环片部分位移,地下水自环片裂隙间涌入,除淹没通风井及部分隧道外,亦淹没两部潜盾机,并向转辙段漫流。

意外事故发生时,除动员所有人力、机具参与抢救外,更采取通风井内注水、塌陷区回填、打设钢板桩及灌浆等紧急措施,以控制灾区范围不再扩大,并使地盘逐渐稳定下来,承商所采取的各项紧急处置措施分述如下。

1.地表凹陷区紧急回填级配料,共计回填约4,850 m³。

2.利用原为进行开挖作业,降低地下水位的4部抽水机抽水,于5hr内将约42,000 m³的水灌入通风井内,藉以平衡连续壁内外的水压力,使外部的地下水不再夹带土砂流入通风井,避免地表沉陷再度扩大,如图5所示,完成后水位保持在89.5 m高程处,通风井内水深约21 m。

3.于邻近通风井的华江桥桥墩及下陷区增设倾斜计及浅式沉陷计,密集监测华江桥桥墩及附近的地表沉陷,以便及时采取应变措施,避免华江桥倾斜、下陷或龟裂。

4.通风井附近的凹陷区，除回填级配料外，另以灌浆方式填充回填料下方可能的空洞。

5.于凹陷区附近的私人钓虾场及华江桥桥墩旁，紧急打设255支13 m长的钢板桩，形成一102 m的隔绝墙，以防止沉陷范围扩大，避免附近建物及桥墩再次受损。

6.考虑下陷区仍持续沉陷，持续进行灌浆作业，合计共18个注入孔，采水泥浆及水玻璃以定量方式施灌地表下5~20 m范围处。

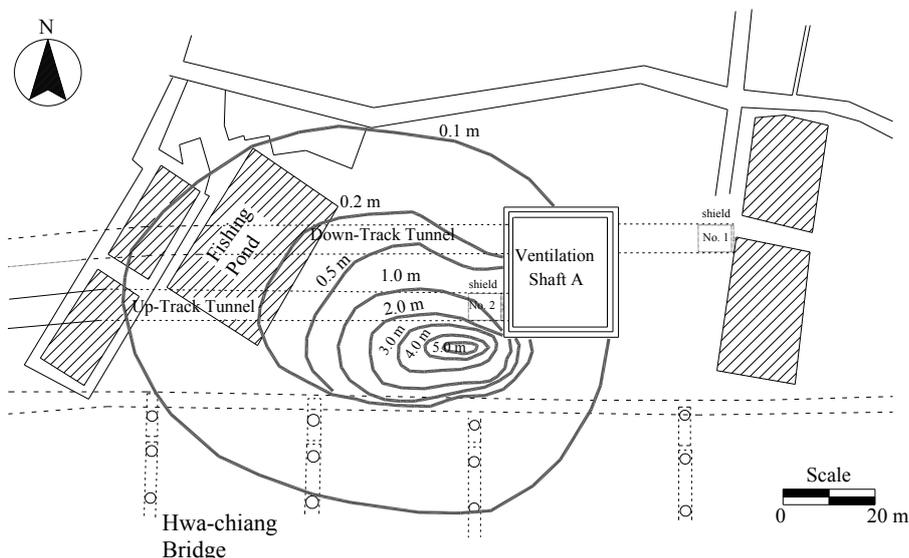


圖4 地表沉陷等高線圖

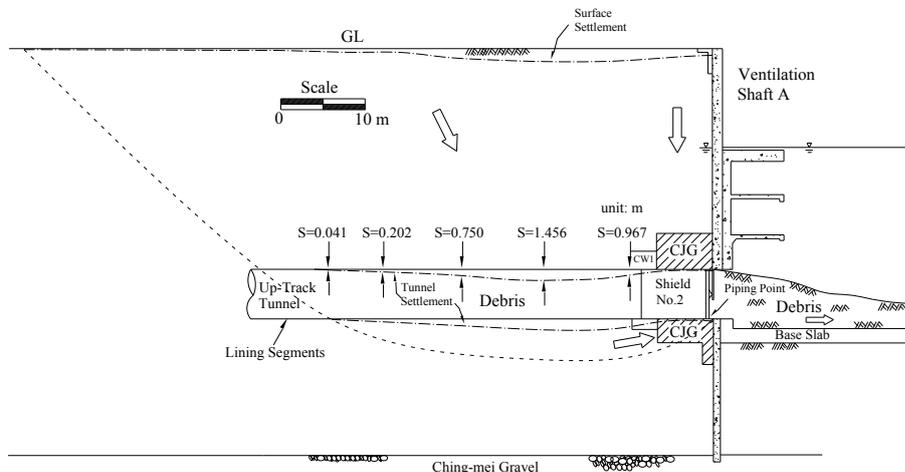


圖5 隧道受損及地表沉陷圖

四、复旧作业

4.1 复旧工程前置作业

承商在完成紧急应变措施后，地盘已逐渐稳定，随即开始针对本次意外事故进行复旧工程的前置作业，以确实了解隧道受损情形及地层扰动状况等相关资料，作为将来拟定复旧计划时工法的选择依据。此前置作业包含扰动地层与受损环片调查、通风井镜面止漏作业、止水灌浆软管设置及通风井内积水排除等，整理后分述如下。

1. 扰动地层调查

上行隧道到达镜面处因涌水及土砂流入通风井内，潜盾机周边地盘已受到严重的扰动及

位移。为掌握及了解地盘扰动沉陷后确实的松弛范围，于上行隧道沿线进行意外事故后的地层钻探作业，除每隔1.0 m或在土层变化处以劈管取样，进行土壤一般物理性质试验外，并利用各钻孔取样时的现场标准贯入试验(SPT-N)值，与未发生事故前的地质调查钻探结果相互比较，观察其变化情形，以判断土壤可能发生淘空或位移的情况。

2. 受损环片调查

意外事故中，大量的地下水夹带泥沙流入通风井后，造成上、下行隧道环片因支承土砂流失而变形破裂。为了解隧道环片受损情形，以利环片复旧时范围的界定，乃由地表钻孔以探测环片下陷量，并由潜水员进入通风井内检视隧道内部积砂状况。结果发现，土砂流入通风井约1,500 m³，上行隧道环片780~818环计39环受损，土砂流入隧道约3,300 m³，受损环片沉陷如图5所示，最大下陷量约1.5 m。下行隧道环片800~833环计34环受损，土砂流入约100 m³，环片最大下陷量约0.34 m。

3. 通风井镜面止水作业

通风井镜面止水作业主要工作为打设通风井镜面的止水封墙，施工前须先将通风井内的土砂抽除。

(1) 通风井土砂抽除

通风井土砂清除作业，系委请潜水员潜入通风井内进行抽除，为避免再次漏水，整个作业过程中，通风井内的水位高程必须保持约89 m以上，以平衡连续壁外松三次层的地下水压，防止土砂再次自涌水缺口处流入井内。

(2) 镜面止水封墙施工

设置镜面止水封墙的主要原因为：(1)涌水意外发生时，到达镜面处连续壁已凿除三分之一，尚未凿除部分的强度及止水性已无任何作用；(2)抽水作业将造成井内水压下降，镜面涌水处须设计阻隔以抵抗通风井外侧的地下水压；(3)上行线隧道的复旧工作，计划采用NATM工法施工，并以压气工法作为辅助工法，涌水镜面处需有足够的强度及不透水性，以防止隧道内压缩空气泄漏。基于上述考虑，如图6所示，承包商设计以水密性高、止水效果佳的水中不分离性混凝土(设计强度240 kgf/cm²)，作为镜面漏水处的止水材料，并于整个镜面前，以皂土混凝土(设计强度50 kgf/cm²)组合成重力式止水封墙堵住整个镜面，将涌水处闭塞止水，兼可抵抗通风井外侧的地下水压力，及隧道复旧时的压气压力。

此外，在对侧上行隧道发进镜面处，于意外事故发生前，已凿除部分连续壁墙体，仅剩余约100 mm厚的连续壁。此次涌水事故后，因恐需长期搁置，考虑复旧施工期间安全性，故于发进镜面处亦以同样方式浇筑水中混凝土，以堵塞发进镜面。

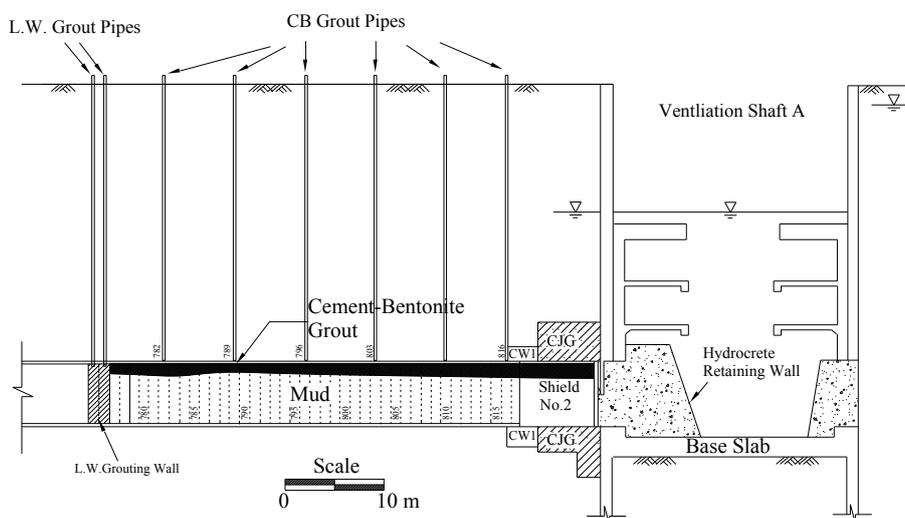


圖6 CB漿填充及重力式止水封牆

4. 设置止水灌浆软管

为预防进行通风井内积水排除作业时，镜面处止水封墙与发进镜面间接缝发生渗水，故于混凝土浇筑前，预先于涌水镜面的周围设置止水灌浆管，于进行积水排除作业时，若仍有地下水渗水现象发生，即可利用该灌浆管施作止水灌浆。

5. 排除通风井内积水

当通风井内已完成泥砂清除、到达镜面处缺口堵塞等作业后，即可进行通风井内积水排除作业。考虑通风井内积水排出后，水头下降，井外松三次层地下水可能再次夹带土砂，涌入通风井，故在未确认已完全止水前，不可冒然进行积水排除作业。承商将排水作业分为8个阶段，每个阶段仅允许通风井内水位下降2.5 m。在每个排水阶段，严密监测是否有任何的渗水流入井内，当井内水位下降至该阶段的预定水位时，即停止抽水作业，并观察水位、周边地下水变化及地盘沉陷等，于确认监测量均在安全范围后，再进行下一阶段的排水。

4.2 复旧作业

1. 受损环片底部灌注CB浆

意外事故造成通风井周围地下水夹带土砂涌入井内，导致隧道环片因底部土壤严重流失而发生下陷破坏，所形成的空洞或已松弛的土层，若不予以填补，当进行后续受损环片区域的填充堵塞作业时，恐因承载力不足而再度沉陷，故自地表钻孔至隧道底部(约地表下34 m)，以CB液灌浆填实底部空洞。

2. 受损隧道区域两端堵塞及区内CB浆填充

如图6所示，为避免后续于隧道外进行CJG土壤改良时所喷射出的浆液，由已破裂的环片缝隙流入隧道内，而无法形成完整改良体，故先将受损环片区域的两端堵塞后，进行隧道内填充作业。考虑上行隧道内潜盾机后续台车等设备所在的位置，承商决定在775环处实施堵塞。由于775环处几乎已积满土砂，故采用LW药液灌浆，使775环及776环内的积砂均匀形成改良固体，配合另一端重力式止水封墙，达成堵塞受损环片区域之目的。完成两端堵塞后，即自地表设置灌浆孔，进行受损环片区域内部的CB浆填充作业。

3. 受损环片外部CJG地盘改良

上行隧道受损环片的更新作业，计划采用NATM工法辅以压气工法施作，重新挖除已堵塞CB浆的隧道，拆除损坏环片并予以更新。意外事故发生后，隧道附近的土壤已严重流失及扰动松弛。于开挖隧道时，若仅以压气工法辅助，恐无法有效止水及防止隧道周围土壤崩坍，为确保环片复旧时的施工安全，于开挖前将隧道受损区域外围的土层进行CJG灌浆改良，以提高土层的自立性。承商分别施作192支有效直径2.3 m，及276支有效直径1.8 m的CJG桩。除上行隧道内因有No.2潜盾机及后续台车，灌浆管无法贯穿而无法施作外，地盘改良施作深度自隧道上方4.5 m至隧道下方6.5 m，改良范围则由原到达段的CJG改良区延伸约47 m，涵盖整个受损隧道的CB浆填塞区。

4. 以冰冻工法冻结潜盾机周边土壤

复旧作业进行至到达镜面时，须拆除潜盾机及先前所设置的止水封墙，此时将无任何止水措施，安全堪虑，承商决定另采冰冻工法将洞口周围土壤冻结。

本工程冰冻工法采盐水循环系统，利用热传导原理将土层内的热能带走，以冷却冻结管外围土层，不冻液长期循环，直至土层到达设计温度-12℃为止。于隧道洞口周围土壤完成冻结后，再拆除镜面处所设置的止水封墙及分解潜盾机，并重新组立该区段的隧道环片。

冰冻作业的冻结管及测温管配置情形如图7及8所示，垂直冻结管共埋设62支，间距0.8 m。为掌握冻结阶段及维持阶段土层内的温度变化情形，共设置垂直测温管8支(S1~S8)，以便施工时进行监测。考虑垂直冻结管设置过程中垂直度不足，为避免间距超过允许范围，造成冻土壁不连续，故加设部分冻结管(如ADD3及ADD4，ADD1及ADD2则系为增加冻土与连

续壁间的止水效果所增设)。

如图8所示, 考虑2号潜盾机仍留在上行隧道内, 垂直冻结管无法贯穿钢质盾壳冻结潜盾机下方土层, 故自通风井内设置水平冻结管11支及水平测温管2支, 水平冻结管间距为0.8 m。

承商依现地土质状况, 假设土壤含水量为25%, 地盘温度为24℃, 盐分浓度为0 %, 盐水不冻液(Brine)温度为-25℃, 初步评估90天可于冻结管外单侧形成厚度1.4 m的冻土, 总冻土量约为860 m³。

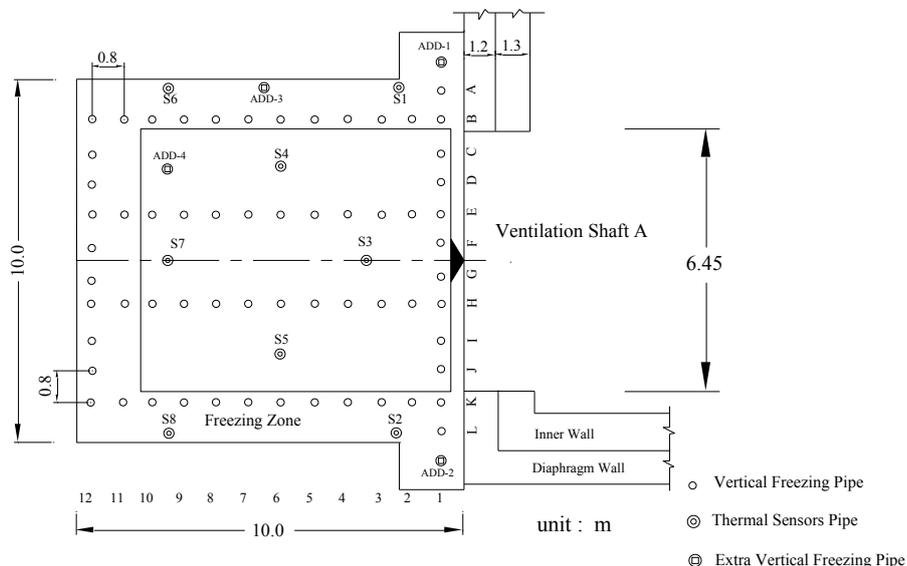


圖7 凍結管及測溫管位置平面圖

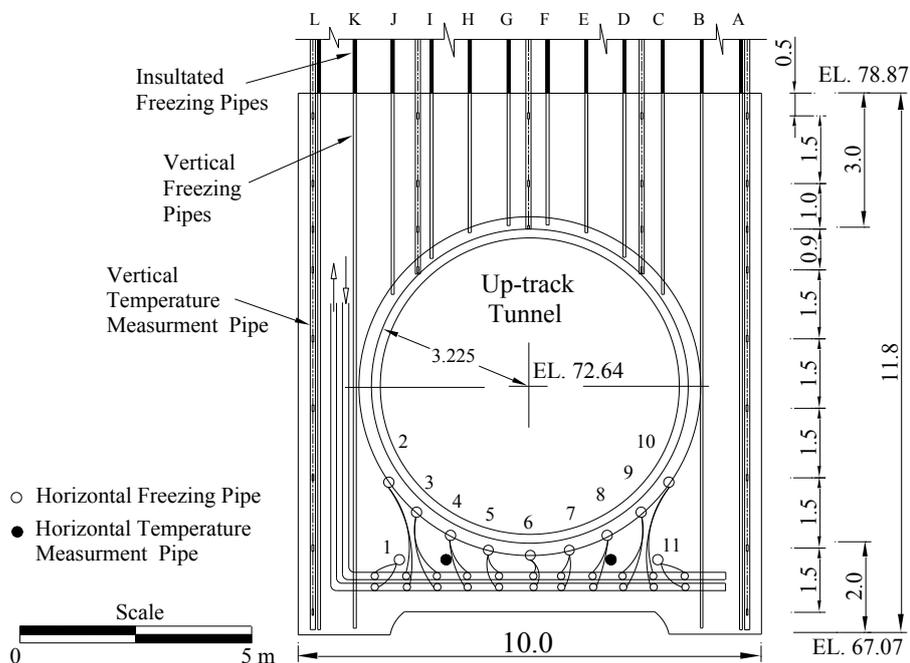


圖8 凍結管及測溫管位置剖面圖

5.以NATM工法复旧

以NATM工法进行受损环片复旧期间, 利用压气工法防止地下水涌入隧道内。于上行隧道转辙段处设置压气设备, 在转辙段隧道入口处设置人员及材料压气舱(Air lock)。在隧道涌水镜面处, 因已设置止水封墙, 故可有效的发挥压气功能。

NATM工法复旧方式，系将开挖断面分为5个部分，首先将顶拱处已填充CB浆的改良土体挖除，接着进行顶拱处环片的拆除、扩幅掘削、一次喷凝土(50 mm)、安装点焊钢丝网、第二次喷凝土作业(150 mm)、新环片的组立及组立后环片背后空隙灌浆等作业。顶拱部分完成后，再重复进行后续断面的环片复旧工作，直至将受损环片全部更新为止。

五、事故原因探讨

5.1 通风井到达段现地危险因素分析

本工程潜盾隧道因需穿越新店溪河床下方，潜盾机自转辙段出发后以-2.2~-2.8%的急陡坡，掘进至距新店溪行水区约340 m处的通风井。潜盾机在转辙段的覆土深度为10.3 m，至通风井时覆土深度已达27.3 m，若再加上潜盾机的外径6.24 m，隧道最深处已达地表下33.54 m，潜盾机所在的松三次层地下水压约200 kPa。通风井潜盾机到达段镜面破除作业，必须在高地下水压及土压力下施工，隐藏甚高风险。此外，通风井距新店溪行水区仅约340 m，依据相关地层数据显示，其土层内含有不少流木及贝类等沉积物，可能影响改良土的完整性，增加施工危险性。

5.2 通风井到达段产生涌水的可能原因

1.土壤改良质量差异

由于地盘改良体均在地底，无法直接掌握，其质量良窳受土层变化、施工机具，施工人员专业素质、施工方式及使用材料等因素影响，会有相当差异，以致于改良效果与预期不同。地盘改良所形成的「柱状」改良体，想象上是以钻杆等速旋转上升，致同一平面上改良的范围相等，惟实际上由于施工控制、土层变异性等原因，往往使其周边成参差不齐的形状。

依据试水报告结果显示，到达镜面进行第一次试水时，最大出水量在上行隧道处为70 l/min，并含有少量砂。经以OH灌浆后再进行第二次试水，最大流量为170 l/min。另依改良体无围压缩试验结果显示，试验所得最高强度为5,320 kPa，最低为1,860 kPa，两者强度相差3,460 kPa，显示施工质量参差不齐，有相当的差异。

2.改良体与通风井连续壁间的缝隙

第一次镜面试水时，发现出水系因连续壁与土壤改良区界面处的缝隙所造成，主要原因是于CJG地盘改良完成后，通风井开挖过程中，连续壁因解压向内位移，而通风井外侧的地盘改良体因强度甚高不易变形，致连续壁与土壤改良区界面处，可能形成水路。一旦有缝隙存在，地下水夹带土砂流动，水路可能迅速扩大，在极短的时间内，流量即可能增大到无法控制的情形。

3.潜盾机盾尾间隙背填灌浆不实

潜盾机推进至连续壁前，可能因盾尾背填灌浆不确实，造成潜盾机壳四周的环状空隙成为水路，尤其当潜盾机在地下水压颇高的土层中掘进，若背填灌浆压力未能适时调整，当灌浆压力无法抵挡，甚至排除盾尾间隙内的高压地下水及土壤时，可能造成潜盾机壳四周的环状空隙部分被地下水及土壤所占据。

4.改良体内存有杂物

若改良体内部存在如流木、块石、塑料管、残留钻探管及深井抽水管等杂物，在进行CJG灌浆时，因杂物阻挡浆液喷流，将使改良区产生缺陷，而无法达到确实的改良效果。此时若因高地下水压作用而产生缝隙，内外不平衡的水头即可利用此一缝隙渗入，形成地下水及土壤流入通风井内的通路。

5.土壤改良区受扰动

土壤改良区的改良体经潜盾机掘进及镜面破除震动后，是否仍具完整止水成效不无疑虑。再者，地下土层内的杂物，如流木、塑料管或残留的深井抽水管等，亦可能造成改良体的扰动，破坏改良体的完整性。当潜盾机旋转式切刃面钹遭遇地下流木等杂物时，往往无法利落

地将其完整切削，杂物可能伴随钻头及切刃盘旋转拖行，过分扰动附近的土壤或改良土。

意外事故的发生，通常非单一因素所造成。依上述分析，改良体之所以出现缺陷，其可能为CJG地盘改良质量不佳、地层中存有杂物或改良土受扰动等因素所造成，若能于事前察觉潜盾机到达区的潜在危险因素，采取多重防堵地下水设计，应可有效防止意外事故的发生。

六、结论

隧道工程发生意外事故的原因，虽然许多均因地层状况不佳所造成，惟事前详细的地层调查、适当的设计与优良严谨的施工技术，均可使意外事故发生机率减至最低，而意外事故发生时迅速有效的紧急应变，亦可使意外事故的规模缩至最小。本文归纳出下列几点结论及建议，作为日后于软弱地盘隧道工程执行时的参考。

1.于软弱地盘内进行隧道施工所采用的工法及辅助工法，各有其优缺点。如采用密闭式潜盾机，虽可确保开挖面稳定，减少地表沉陷，但当其遭遇土层内障碍物时，所需处理的程序耗时且具高危险性。压气工法虽可防止地下水流入隧道，惟此工法除可能对施工人员造成危害外，施工时若未能将气体流散的通路封堵，极可能造成冒水、喷砂甚至瓦斯气爆等意外事故，设计者评估隧道施工方法时，应将工法可能产生的意外事故列入考虑。

2.对于工作井或通风井的潜盾机到达段、发进段土壤改良作业，若仅以高压喷射灌浆(CJG或JSG等)工法进行改良，可能无法达到预期的止水效果。高压喷射灌浆的改良效果可能由于(1)施工质量不良；(2)土层变异性致土壤改良效果不均匀；(3)改良体与通风井连续壁间无法密接；(4)改良体内存在杂物致产生灌浆死角；(5)潜盾机盾尾间隙背填灌浆不实；及(6)土壤改良区受破除镜面或潜盾机掘进等震动所扰动，而无法达到预期之目的。

3.意外事故的发生，可能造成的因素很多包含：(1)施工前地层调查工作不详实(如隧道上方风化岩层破裂面未能事先调查获知、未能及早侦测出地下障碍物)；(2)潜在危险因素未能察觉(如潜盾机开挖面遭遇混合土层时缺乏稳定性、潜盾机到达段或发进段高压喷射灌浆改良土质量受流木等杂物的影响、地下水高压下镜面凿除)；(3)实施压气工法前，未能事前封堵隧道上方土层内气体的通路；(4)危险性高的潜盾机发进段或到达段，未设置多重防堵地下水的设计；(5)隧道施工或辅助工法选择错误(如软弱土层采用开放式潜盾机、含水砂层内开挖采用无钢筋混凝土衬砌)；(6)地盘改良施工质量不佳。

4.隧道工程施作前的地层调查工作，乃在协助设计及施工者了解工址状况，以期在可预期的风险下完成工程。隧道因其所采用的施工方法不同，有其特殊的调查重点，地层调查工作，必须针对工程特性，在施工前找出潜在危险因素。

5.工址调查的方法，一般可分成地球物理探勘及地层钻探采样两种方式。土层内的障碍物(如流木、钢管等)难以从土层钻探调查中得知，宜发展间接性且可靠的地球物理探勘技术，如透地雷达(Ground Penetrating Radar)、震测法等，广泛应用至软弱地盘的隧道工程上，以辅助传统的钻探调查。

6.破镜作业应考虑其他如双重镜面、柔性镜面等工法，或隔舱、冻结工法及弃壳等措施，应用多重防堵地下水设计，可有效的阻隔地下水对于潜盾机出发段及到达段的危害。现今的大地工程技术，应足以克服潜盾机出发或到达段的高危险性，宜搜集案例资料进行探讨，并提高施工危险意识，避免灾害发生。

参考文献

台北市政府捷运局中区工程处(1995)，"台北都会区捷运系统板桥线CP262标一、二号隧道修复工程冻结工法防护施工计划书"。

台北市政府捷运局中区工程处(1997)，"台北都会区捷运系统板桥线CP262标意外事故报告书"。

方永寿(1995)，"潜盾隧道施工与地盘沉陷"，营建资讯，第155期，第27-30页。

朱旭、宫能文、冯尧松、郭耀程、范世亮(1997)，"隧道进面涌水抢救及再出发"，捷运工程软土隧道案例研讨会论文集，台北市，第263-284页。

史佩栋 主编
孙 钧 莫若楫 等审

海峡两岸轨道交通建设与 环境工程高级技术论坛

Cross-Straits Advanced Technical Forum on Rapid Rail
Transit Construction and Environmental Engineering

方永寿



人民交通出版社
China Communications Press

海峡两岸轨道交通建设与环境工程 高级技术论坛

(2008年11月4日至7日,杭州)

支持单位

中国土木工程学会
香港工程师学会岩土分部
香港岩土工程学会
台湾财团法人地工技术研究发展基金会

主办单位

同济大学土木工程学院
上海申通地铁集团有限公司
上海隧道工程股份有限公司
上海市土木工程学会
上海市土木工程学会地下工程专业委员会
中国土木工程学会隧道与地下工程分会
中国土木工程学会城市轨道交通技术推广委员会
北京交通大学土木建筑工程学院
天津大学建筑工程学院
东南大学岩土工程研究所
浙江省土木建筑学会
浙江大学建筑工程学院
浙江省建筑业行业协会地下工程分会
杭州市地铁集团有限责任公司
浙江省大成建设集团有限公司
浙江科技学院建筑工程学院

承办单位

浙江省建筑业行业协会地下工程分会
浙江省大成建设集团有限公司
浙江第一水电建设集团有限公司
浙江科技学院建筑工程学院

协办单位

杭州市土木建筑学会
北京安捷工程咨询有限公司
隔而固(青岛)振动控制有限公司
杭州福斯特建工技术有限公司
宁波大汇建设工程有限公司

刘建航 题词
 李建中 题词
 Congratulatory Messages
 支持单位等名单
 顾问委员会等名单
 序
 前言

目 录

○ 演 讲

地下铁道工程施工及运营中的安全管理与风险整治	孙 钧
台湾高速铁路营运策略与目标	欧晋德
近期轨道交通工程事故分析	张 弥
上海轨道交通 7 号线风井无人沉箱施工技术	桂业琨
(以上另行刊出)	

一、特邀报告

盾构施工对环境的影响	王振信(1)
铁路及城轨建设设计施工发包办法实务研讨	莫若樾(7)
上海市轨道交通网络建设与运营管理	应名洪(17)
台湾城市捷运工程新挑战	胡邵敏(24)
Engineering the Railway Expansions in Hong Kong	A. N. L. Ho & N. W. H. Ng
(香港铁路网络拓展的历程与挑战	何毅良 吴伟亨)(40)
我国软土盾构法隧道施工技术综述	周文波(48)

二、专 论

512 汶川大地震后震区城市轨道交通建设调研	512 大地震后城市轨道交通建设调研组(57)
上海市轨道交通 4 号线事故与修复	余暄平 朱卫杰(64)
✓ 台北捷运板桥线通风井破镜工程意外事故与复旧	方永寿 朱 旭 黄文庆 陈沧江(74)
香港九广铁路东铁线落马洲支线上水至洲头隧道建筑工程技术挑战	张嘉辉 何毅良(84)
香港岩土工程监测技术的发展	陈汉丰 徐全庆(90)
城市建(构)筑物密集区域轨道交通施工新技术的开发和应用	陈雅萍 杨国祥 林家祥(99)

三、轨道交通线站点规划设计研究

上海地铁多线换乘枢纽站工程	傅德明(107)
---------------------	----------

行政院國家科學委員會補助參與國際學術會議報告

專題研究計畫補助編號：NSC 97-2221-E-009-124-

報告人：方永壽教授

服務機構：國立交通大學土木工程系所

職稱：教授

會議名稱：海峽兩岸軌道交通建設與環境工程高級技術論壇

舉辦地點：杭州、中國

舉辦時間：2008年11月4日~7日

支持單位：

中國土木工程學會

香港工程師學會岩土分部

台灣財團法人地工技術研究發展基金會

主辦單位：

同濟大學土木工程學院

上海申通地鐵集團有限公司

上海隧道工程股份有限公司

上海市土木工程學會

上海市土木工程學會地下工程專業委員會

中國土木工程學會隧道與地下工程分會

中國土木工程學會城市軌道交通技術推廣委員會

北京交通大學土木建築工程學院

天津大學建築工程學院

東南大學岩土工程研究所

浙江省土木建築學會

浙江大學建築工程學院

浙江省建築業行業協會地下工程分會

杭州市地鐵集團有限公司

浙江科技學院建築工程學院

國科會專題研究計畫補助編號：NSC 97-2221-E-009-124-

一、參加會議經過

與世界各國相比，中國大陸城市軌道交通建設起步較晚，但是發展迅速。近年大陸各大城市相繼掀起興建捷運(地鐵)系統的高潮。據初步統計，至 2010 年為止，大陸各城市軌道交通的建設規劃總長度已超過 1,400 公里。

1.1 研討會緣起

為了交流大陸、台灣及香港在軌道交通建設(包含捷運、高速鐵路及磁浮交通建設)的規劃、設計及施工安全控制、營運與管理等方面所累積的寶貴經驗、以及所遭遇的問題。上海同濟大學土木工程學院、浙江大學城市學院等 12 個單位經共同研究，聯合發起主辦「城市軌道交通建設與環境工程」高級技術論壇。

本次論壇是繼 2002 年 11 月在杭州舉辦的首屆「城市地鐵建設和環境岩土工程」高級技術論壇之後的第二屆盛會。上一屆論壇，曾邀請了海峽兩岸的院士、學者、及著名資深大地/捷運工程專家，探討捷運工程的規劃、設計、施工、營運與管理諸多面所累積的相關技術和理論成果，獲得了豐碩的成果。2008 年的技術論壇是海峽兩岸眾多地工名家討論捷運(地鐵)建設的第二次盛會。

1.2 研討會主題

本次論壇共分為下列 10 個討論議題，發表經審查、具重要性的論文，以促進海峽兩岸軌道工程學術界與工業界的跨領域交流，分述如下：

1. 特邀報告
2. 專論
3. 軌道交通線網站點規劃設計研究
4. 軌道交通建設政策法規及技術標準研究
5. 軌道交通風險管控與工程安全
6. 隧道施工控制與變形分析
7. 深開挖設計與施工
8. 軌道交通沿線近接施工影響研究
9. 列車減振減噪技術
10. 相關討論及其他

1.3 台灣與會者名單：

姓名	職稱
莫若楫	亞新工程顧問公司 董事長
黃南輝	亞新工程顧問公司 顧問
歐晉德	台灣高鐵公司 執行長
謝致德	台灣高鐵公司 副總經理
李建中	台灣世曦工程顧問公司 董事長
楊漢生	台灣世曦工程顧問公司 資深協理
周功台	台灣世曦工程顧問公司 經理
胡邵敏	三力技術工程顧問公司 首席資深顧問
鍾毓東	地工技術研究發展基金會 董事長
方永壽	交通大學工學院 院長
俞清瀚	富國技術工程公司 董事長
蘇鼎鈞	亞新工程顧問公司 經理
康思敏	亞新工程顧問公司 正工程師
陳晉源	中華民國道路協會 常務理事
李碧霞	地工技術研究發展基金會 執行秘書
廖美嬌	地工技術研究發展基金會 助理秘書

下圖為台灣與會者與研討會主辦人史佩棟教授在會場的合影。



1.4 知名學者專題報告

主辦單位邀請海峽兩岸三地數位知名的大地工程學者發表專題演講，例如於 2008 年 11 月 5 日上午邀請中國中科院資深院士孫鈞報告「地下鐵道工程施工及營運中的安全管理及風險整治」，台灣高鐵公司執行長歐晉德博士報告「台灣高速鐵路營運策略與目標」，香港岩土工程學會主席何毅良先生報告「香港鐵路網路拓展的歷程與挑戰」。三位大師級學者的報告果然內容精采，與會者收穫甚為豐富。

二、與會心得

2.1 主持會議

報告人方永壽教授很榮幸的被大會指定為 2008 年 11 月 6 日(星期三)上午 08:30~10:10 第一場研討的主持人，共同主持人為上海同濟大學地下建設與工程系的束昱主任，主持工作進行的非常順利，下圖為主持人與共同主持人在會場的合照。



2.2 報告人發表論文

報告人於 2008 年 11 月 6 日(星期四)下午 1:30 發表論文，報告人發表的論文題目是：「台北捷運板橋線通風井破鏡工程事故與復舊」。論文藉由台北捷運板橋線 CP262 標通風井破鏡工程意外事故，說明於都市軟弱土層中進行地下隧道施工，可能的意外發生原因及復舊方式。於軟弱地盤中施作潛盾隧道，因施工前地質調查作業不詳實、地盤改良施工品質不佳，或地盤改良體存在水路等均可能造成意外事故發生，特別是在高地下水壓下，地盤改良作業及品質扮演重要角色，大地工程師應特別注意。報告引起與會者的興趣，可惜受限於大會的時間安排，與會者無法直接與報告人討論，下圖為計畫主持人在會場報告的狀況。



三、考察參觀活動

主辦單位安排與會者於 2008 年 11 月 7 日(星期五)工程參觀，參觀主題為目前全世界最長的跨海大橋:「杭州灣大橋工程」。

如下圖所示，杭州灣跨海大橋北起嘉興市，跨越寬闊的杭州灣海域，止於寧波市，大橋於 2003 年開工建設，2008 年奧運會前建成通車。大橋建成後，可縮短寧波至上海間的陸路距離 120 餘公里。



如下圖所示，大橋全長 36 公里，是目前世界上最長的跨海大橋。若以時速 90 公里駕車通過，過橋需時 24 分鐘。報告人當天僅乘車快速通過，且天候雨霧濛濛，視線欠佳，但是大家仍然可以感覺受此跨海大橋的工程浩大與雄偉。

可惜大橋中途的海中觀景平台尚未完工，無法停車一窺跨海大橋的全貌，有些遺憾。

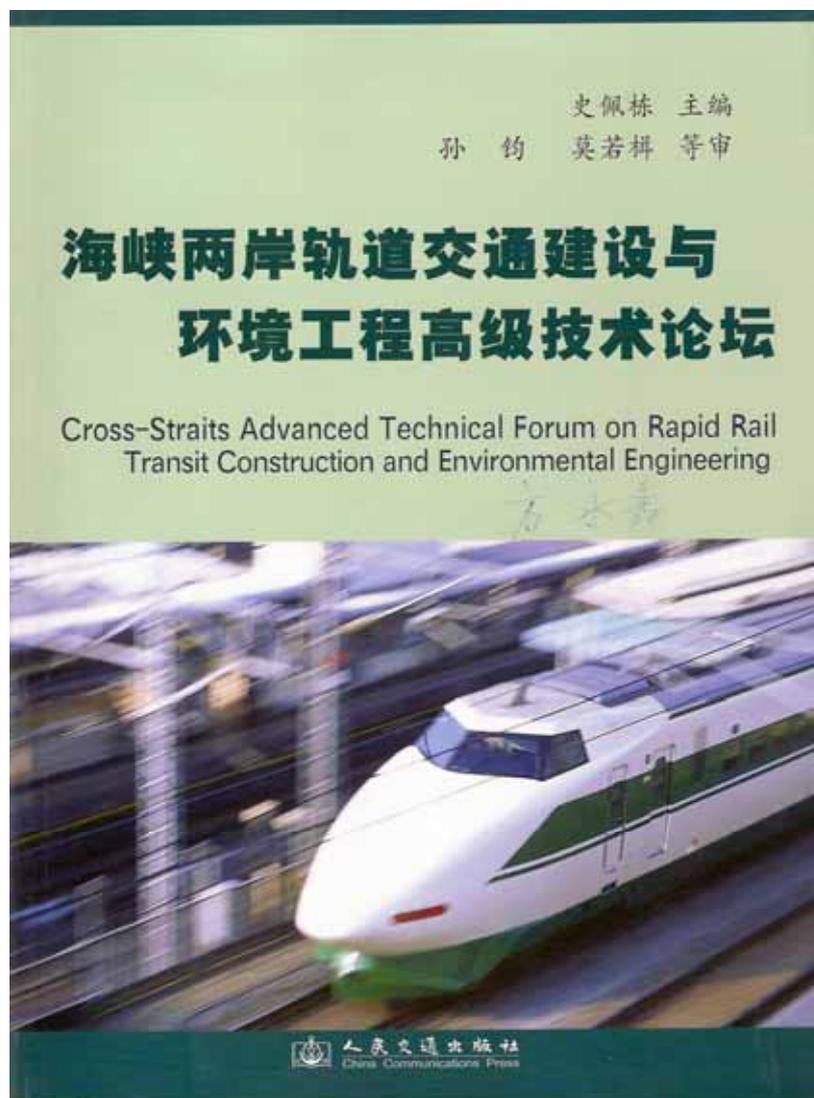


四、特別活動

可能是應大陸官方的要求，主辦單位安排全體台灣與會者於 2008 年 11 月 6 日上午 11:00，至會場新僑飯店 17 樓天風閣餐廳，接受杭州市人大常委會副主任及民革杭州市主任委員陳重華女士(名片如下)的午宴招待。在場參加特別活動的人士還有杭州市台辦領導數人，都是認真的執行他們的工作。



五、攜回資料: 研討會論文集 1 冊(論文集封面頁如下)



六、附錄：會議議程

会议议程 (二稿)

日期	时间	主持人	致辞 / 报告 / 演讲人
11月5日 上午	开幕式 9:00~ 10:20	史佩栋	孙钧、张雁、莫若楫、何毅良、张苗根、赵如龙、市领导 (每人6分钟) 影视短片：国产盾构掘进机产业化发展进程
	第二场 10:30~ 12:00	孙钧 张雁	王振信：盾构施工对环境的影响 莫若楫：铁路及城轨建设设计施工发包办法实务研讨 应名洪：上海市轨道交通网络建设与运营管理 (每人30分钟)
下午	第一场 1:30~ 3:30	朱合华 周文波	孙钧：地下铁道工程施工及运营中的安全管理与风险整治 欧晋德：台湾高速铁路营运策略及目标 张雁：5·12汶川大地震后震区城市轨道交通建设调研 胡邵敏：台湾城市捷运工程新挑战 (每人30分钟)
			周文波：我国软土盾构法隧道施工技术综述
	第二场 3:45~ 5:15	胡邵敏 黄宏伟	何毅良：香港铁路网络拓展的历程与挑战 朱合华：数字化技术在城市隧道施工安全控制中的应用研究 (每人30分钟)
11月6日 上午	第一场 8:30~ 10:10	方永寿 王元丰	黄宏伟：上海轨道交通网络化建设风险研究 傅德明：上海地铁多线换乘枢纽站工程 钟毓东：台北捷运沿线禁限建管理制度与实例 梅志荣：汶川地震区交通工程破坏特征和恢复重建对策研究 俞清翰：轨道建设沿线近接施工影响测试与限建范围检讨 (每人20分钟)
	第二场 10:20~ 12:00	何毅良 夏建中	苏鼎钧：地下工程风险管理之咨询平台 王元丰：轨道交通标准对我国城市经济的影响 桂业琨：上海轨道交通7#线风井无人沉箱施工技术 高大钊：地铁勘察规范中基床系数测定方法的溯源分析与建议 冯爱军：中国城市轨道交通发展调查问卷分析 (每人20分钟)

下 午	第一场 1:30~ 4:10	钟毓东 冯爱军	方永寿：台北捷运板桥线通风井破镜工程事故与复旧 陈汉丰：香港岩土工程监测技术的发展 谢致德：台湾高速铁路营运阶段噪音防制管理研究 康思敏：冲击力传递装置在捷运工程上的应用 尹学军：钢弹簧深置板技术的应用及其最新发展 俞暄平：上海市轨道交通4号线事故与修复 沈林冲：杭州地铁深基坑工程的实践与认识 金国龙：基于地铁隧道的列车振动荷载确定方法研究 (每人20分钟)
	闭幕式 4:25~ 5:15	李良杰 傅德明	李建中(大会学术总结)、史佩栋(闭幕词)

议程如有变更，请注意大会通知。