管推進工程之物理模型試驗與數值分析

壽克堅¹ 張芳維²

關鍵詞: 管推進工程、物理模型試驗、數值分析、開挖面穩定。

摘 要

本研究以物理模型試驗及三維數值方法進行管推進工程分析研究,試驗方面以 「管推進物理模型試驗機」來模擬開挖面支撐壓力過大或不足對地表穩定性的影 響。數值分析以有限元素法程式 ABAQUS [1] 先模擬比對驗證物理模型試驗之行 為,後進一步模擬現地破除鏡面常發生之土體坍落行為。本研究主要發現為:第一、 模型試驗結果顯示開挖面支撐壓力對地表穩定有決定性的影響:過高會造成地表隆 起,不足會造成地表抽坍下陷,維持地表穩定之支撐壓力則介於其間。第二、支撐 壓力不足對地表造成抽坍形狀與 Leca 理論 [2] 模式比較發現,理論之橢圓坍形長軸 與推進方向平行,但模型試驗得長軸與推進方向垂直兩者相差 90°。第三、支撐壓力 過大之地表隆起形狀與試驗與理論模式相似。

ANALYSIS OF THE PIPE-SOIL INTERACTION FOR PIPEJACKING

Keh-Jian Shou Fun-Wei Chang

Department of Civil Engineering National Chung-Hsing University Taichung, Taiwan 40227, R.O.C.

Key Words: finite element analysis, pipejacking, physical modeling, face stability.

ABSTRACT

In this study, physical and numerical models were applied to analyze the pipe-soil interaction during pipejacking work. Physical model was applied to simulate cases of pipejacking with excessive driving force and insufficient driving force. After calibrating with the physical modeling results, the finite element software ABAQUS [1] was used to study the behavior, including surface subsidence, failure mechanism, and pipe-soil interaction of pipejacking excavations.

The major findings are: (1) the results show that the driving force is critical for the behaviour of pipe-soil interaction. Surface subsidence is mainly due to the lack of driving force, however, the excessive driving force could cause the unfavorable surface heaving problem. (2) Comparing with the analytical models presented by Leca (1990), it shows that different models consistently predict the surface heaving behaviour but not the shape of surface subsidence. Theoretically, the long axis of the ellipse of surface subsidence is parallel to the driving direction, but the physical modeling shows the long axis is perpendicular to the driving direction.

¹國立中興大學土木工程學系教授

²國立中興大學土木工程學系研究生

一、前 言

捷運、衛生下水道、共同管溝、及輸水幹管等維生管 線的普及性是都市現代化之重要指標,這些工程對於增進 都市生活機能提昇生活水準有極大貢獻。然現有都市發展 高樓林立建物密集, 欲以明挖覆蓋工法 (cut and cover method) 進行地下管線埋設日益困難,為確保都市交通暢 通、減少噪音震動、解決施工用地取得等問題考量下,非 明挖 (trenchless) 之潛盾工法陸續應用於衛生下水道工 程、自來水幹管工程、電信電力埋管工程及捷運等地下管 道工程中。

本文研究之管推進工法 (pipejacking method) 與潛盾 工法為非明挖工法的兩大主流,其工程特色在於掘進機頭 向前 (人工或機械) 開挖掘進一定距離後,在出發工作井利 用千斤頂的力量將掘進機頭後方的混凝土管材向前頂進, 如此反覆施作將混凝土管逐節接續推進至到達工作井。此 外,為因應小管徑使用目的的須需求,在推進工程又區分 出小管推進工法 (micortunnelling)[3],其推進管尺寸之界定 在英國方面為管內徑小於 90 cm、在日本方面為管內徑小於 80 cm, 其特色為推進管內不允許施工人員於其內進行開挖 施工行為,人員僅於地面上對施工過程進行自動化操控。

台灣西部都會區大多位於沉積層地質區,管推進工程 面臨地質材料一般有砂土層、粘土層及卵礫石層,而地下 水的影響使得開挖面穩定性問題更趨複雜,其掘進機頭種 類亦有不同之選擇;卵礫石層若長度不長一般使用開放式 機頭以人工進行挖掘,在砂土層或粘土層中則較常採用密 閉式之機械掘進機。總之,依地質狀況選擇合適之掘進機 頭進行開挖,確保推進過程之地表穩定及交通順暢為其最 大目標。

地下工程之物理模型試驗早期有以縮小尺度之模型探 討特定影響因子,近期之發展則有以離心機進行試驗 [4,5];管推進物理模型試驗並不多見,因其鑽掘過程複雜 而只見縮小尺度之模型試驗 [6~8]。三維數值方法已應用於 隧道開挖及潛盾施工之各種模擬 [8,9], 而管推進工程之數 值分析也較為少見 [7,11]。本研究以物理模型試驗及三維 數值方法進行管推進工程分析研究,試驗方面以「管推進 物理模型試驗機」來模擬開挖面支撐壓力過大或不足對地 表穩定性的影響;數值分析則以有限元素法程式 ABAQUS [1] 模擬物理模型試驗及實際推進工程之土體行為。

由 Leca 和 Dormieux [2] 對砂土中淺層圓形斷面隧道 開挖面穩定性問題提出三種破壞模式 (如圖 1(a)~1(c)),分 別以能量極限平衡分析推導出該模式在維持開挖面穩定所 須之臨界支撐力大小,有上下限解兩種。而上限解推導係 假設開挖面前方鬆動區為三角錐體 (如圖 1(d)),再以極限 能量平衡推導第一、二破壞模式中維持開挖面穩定不發生 抽坍行為所需穩定支撐力及第三破壞模式造成地表隆起現 象之臨界驅動壓力,並將三種破壞模式之支撐力穩定公式 簡化整理出依內摩擦角與隧道徑深比決定穩定支撐係數之 圖表 [2],其公式如下:





地表坍形為橢圓 🔿

(a). 第一破壞模式

地表坍形為橢圓

第一破壞模式

collapse 1

第二破壞模式

collapse 2

 $49^{\circ} - \phi$

第三破壞模式

blow up

(d). 假設鬆動坍錐



(e). 三角錐體於開挖面形成之橢圓鬆動面

圖1 Leca 開挖面穩定及破壞理論

 $\sigma_T = \sigma_S N_S + \gamma D N_r$

其中 σ_T 為開挖面穩定支撐力, σ_s 為地表均佈載重, N_s 與 N_r 為穩定支撐係數,D為開挖面直徑, γ 為土壤單位重。

第一與第二破壞模式為穩定支撐力不足時之開挖面抽 坍行為,第一破壞模式其管頂上方之覆土厚較淺,存在一 個三角錐體,開挖面支撐力與此平衡以維持穩定;第二破 壞模式其管頂上方之覆土厚較深,存在兩個三角錐體,第 一與第二破壞模式之三角錐體錐心皆向地表延伸,錐底在 開挖面上形成一橢圓(如圖 1(e))。另外,第三為造成地表 隆起行為的破壞模式,其三角錐體錐心向開挖面延伸錐底 在地面上形成一範圍較大橢圓。本研究主要應用第三破壞 模式的上下限解來推算物理模型試驗之開挖面支撐應力在 無出土機制下,隨著管材頂入、逐漸增加的量,並將它以 等值支撐力作用在數值模型開挖面元素上,如此模擬試驗 推進過程開挖面支撐力過大造成地表隆起的物理現象。

二、管推進物理模型試驗

本研究之物理模型試驗目的有二,一為探討管推進之 物理行為,一為驗證數值模型的基準。因為土壤組成律在 其彈塑性應力應變行為的描述是否能合理充分反應出現地 土壤行為實質上還是有差距,而這也是藉由模型試驗來探 討縮小實體的行為並以驗證數值模型可靠性。

2.1 相似理論與模型相似性之探討 [12]

模型與實體之間的相似關係影響該模型試驗於實際應 用上的價值與目的,以模型相似理論作為模型設計基本原 則,可將實際複雜行為近似顯現於模型試驗中。也就是先 確定擬研究的實體物理行為並探討主要控制變數,藉由現 場觀察的心得作為模型試驗探討方向與模型建構之依據, 進而將實體行以規劃試驗與量測設備透過模型試驗作定性 與定量分析;如此可由模型試驗結果推估實體於此相似行 為作用下的物理行為。藉相似理論的三項定理或量綱分析 可推導出模型與實體間的相似轉換方程式,如此確立模型 試驗值轉換為實體的關係;另外再與現地實際工程行為下 的監測值比較,使模型試驗與現地工程行為機制能相互回 饋,反覆修正模型試驗的經驗公式。

本研究模型試驗與實體間之相似性,可分別從幾何、 邊界條件、初始狀態、應力態、土層性質、及物理行為過 程等條件,進行相似性的檢核:幾何條件方面約為現地推 進管尺度的1/10~1/20、現地應力方面採現地管徑與覆土深 度的比例作控制因素、土層性質則為物理與力學性質相似 的重模土壤、物理行為方面同現地靜態推進模式將管材推 入土層中 [13]。

2.2 模型試驗材料之基本性質與實驗設備

管推進物理模型試驗採用乾燥之疏鬆砂土與緊密砂土 兩種土層材料,其為烘乾後通過四號篩的砂土分別以實降 法模擬疏鬆砂土層與夯實法模擬緊密砂土層;為了能在 ABAQUS 數值模型分析時,模擬出與模型試驗相同土層狀 況,故須對材料進行基本性質試驗,其物理性質有土壤分 類、單位重、含水量及相對密度,力學性質有強度參數(ф) 變形參數(*E、v*),其試驗方法與經公式轉換之參數結果整 理詳如表1。

本模型試驗之設備主要有:管推進物理模型機、微型 土壓計 (25 kg/cm²)、資料擷取器 DT500、雷射測距儀 (±1 mm)、吊砂設備 (每次 200 kg)等,而物理模型機則包 含砂箱 (長寬高尺寸為 1.8 × 1.2 × 1.5 m)、動力管串 (可將 管材推入砂箱)、及控制模組三部分,詳如圖 2 所示。

2.3 實驗步驟

本模型試驗採無出土之方式 (open type 管材推進但不 主動由後方將管內累積之土壤移除)來模擬開挖面支撐壓 力隨著管推進距離增加而增大並對地表造成隆起行為 (blow up),該試驗在疏鬆砂土中變換不同管徑與覆土深度 計有五組、在緊密砂土中為一組;另外於疏鬆砂土中進行 一組採主動出土之方式來模擬開挖面維持臨界支撐壓力的 情形下,出土超挖導致開挖面穩定支撐力不足,進而造成 地表抽坍下陷 (collapse)的行為;最後於疏鬆砂土進行一 組不同管徑覆土深度,模擬開挖面支撐壓力消失造成地表 坍落行為。全部實驗組數及其條件如表 2 所示。

該模型試驗之主要工作流程:先將三顆微型土壓計安 置於砂箱內觀測點位上,以四號篩將砂土過篩並曝曬至乾 態,然後分批裝填入砂漏桶以單臂揚昇機吊昇至砂箱上 方,固定落距均佈落降而下,達試驗模擬之預定深度,再 輕輕整平表面;此時推管中砂土自然形成一維持開挖穩定 的楔形體(不管是疏鬆砂土或緊密砂土,其推進面砂體皆先 重置在臨界穩定狀態);隨即裝置定位雷射測距儀角鋼支座

	土壤分類	單位重γ (kN/m ³)	相對密 度 <i>D</i> _r	土壤摩 擦角¢	彈性 模數 <i>E</i> (kPa)	柏松比 ν	靜止土 壓力 係數 k ₀
疏鬆 砂土	SP	1.60	27%	35	150 ~ 540	0.299	0.426
緊密 砂土	SP	1.73	67%	44	305 ~ 1100	0.233	0.305
試驗 方法	統一土壤 分類法	單位重 試驗	相對密 度試驗	三軸 試驗	三軸 試驗	$k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$	$k_0 = 1$ $-\sin\phi$
推進鋼管彈性模數為 2.09E8 kPa、柏松比為 0.29							

表1 實驗材料基本性質



圖 2 管推進物理模型機,由砂箱、動力管串及控制模組成, 砂箱內裝設土壓計及表面斷面掃瞄儀(長L高H分別 為180 cm及150 cm)

及微型土壓計與資料擷取器連線,待地表變位及土層壓力 觀測系統設定完畢,即可設定前進速率、啟動管推進動力 設備,進行無出土方式或主動出土方式的模擬。主要有下 列三種物理行為的探討:(1)開挖面支撐壓力過高引致地表 隆起現象,(2)超挖對砂土表層引致地表坍落現象,(3)開 挖面支撐應力消失引致地表坍落現象。

三、數值分析模型之建立

3.1 砂土之應力應變關係與降伏準則 [1]

本研究使用三維數值方法進行管推進工程分析,採用 數值分析方法為有限元素法套裝程式 ABAQUS [1],以網路 連線國家高速電腦中心進行計算。ABAQUS 美國 Hibbitt, Karlsson, Sorensen, Inc.公司所發展,應用範圍十分廣泛, 由線性結構分析至複雜之非線性應力分析都可適用。而 ABAQUS 程式中針對顆粒性材料如土壤及岩石等,提供兩 種塑性降伏準則供使用者選擇教較合適之模式,一為 Mohr-Coulomb 塑性降伏準則,另一為 Drucker-Prager model 塑性降伏準則。本研究參考文獻 [14~16] 採用 Drucker-Prager model 靈性降伏準則中的 Extended Drucker-Prager model 廣義指數降伏模式來模擬砂土層之塑 性行為(如圖 3),該準則將 Mohr-Coulomb 之應力角隅加以 平滑化,改善角隅上應力斜率所導致不易收斂的缺點(如圖 4)。

Extended Drucker-Prager model 塑性降伏準則定義如下式:

$$aq^b - p - p_t = 0 \tag{2}$$

$$p = \frac{1}{3} trace(\sigma) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$
(3)

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}(S:S)} = \sqrt{3J_2}$$
 (4)

$$J_2 = \frac{1}{2}S_{ij}S_{ij} = \frac{1}{6}\left[\left(\sigma_1 - \sigma_2\right)^2 + \left(\sigma_2 - \sigma_3\right)^2 + \left(\sigma_1 - \sigma_3\right)^2\right]$$
(5)

其中p為等值壓應力 (equivalent pressure stress),q為 Mises 等值應力, J_2 為第二應力張量不變量, p_i 為q=0時對應之 等值壓應力p值。式中參數 $a \cdot b$ 與 p_i 可以直接給定,或是 可從不同圍壓的三軸試驗資料由 ABAQUS 程式利用最小平 方法迴歸 (令應力的相對誤差最小) 得到最合適的參數 $a \cdot b$ 與 p_i 值。本研究採用不同圍壓的三軸試驗資料由 ABAQUS 程式利用最小平方法迴歸求得參數 $a \cdot b$ 與 p_i 值 (詳如表 3),而選用的三軸應力中簡化中間主應力 (σ_2)與圍壓 (σ_3) 相等,可將p與q化簡成 σ_1 與 σ_3 的關係如下式:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \tag{6}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{7}$$

表 2 實驗組數及條件

土層 種類	出土 行為	管徑/推進 長度	試驗代號	管頂覆土 深度/覆土 管徑倍數	土層厚度
	無模擬	9 cm / 55 cm	flsp9d135	13.5 cm / 1.5D	75.5 cm
	無模擬	9 cm / 55 cm	flsp9d27	27 cm / 3D	89 cm
	無模擬	$15\ cm$ / $55\ cm$	flsp15d75	7.5 cm / 0.5D	72.5 cm
	無模擬	15 cm / 55 cm	flsp15d225	22.5 cm / 1.5D	87.5 cm
疏鬆	有模擬	15 cm / 30 cm	cflsp15d225	22.5 cm / 1.5D	87.5 cm
砂土	模擬開		collapse0.5	7.5 cm / 0.5D	72.5 cm
	挖面檍		collapse1	15 cm / 1D	80 cm
	足 爻 译 力 不 足 コ 地 ま	15 cm / 無推進	collapse1.5	22.5 cm / 1.5D	87.5 cm
	之 地 衣 抽 坍 行		collapse2	30 cm / 2D	95 cm
	為		collapse3	45 cm / 3D	110 cm
緊密 砂土	無模擬	15 cm / 50 cm	fdsp15d225	22.5 cm / 1.5D	87.5 cm







圖 4 Drucker-Prager 塑性準則與 Mohr-Coulomb 準則在π平 面之投影 (Si 為軸差應力 deviatoric stress)

3.2 數值模型之組成

本研究建立之數值模型其基本假設如下:

(A)邊界幾何條件:依砂箱之幾何邊界狀況進行數值模型網格邊界的建置,在數值模時假設為一對稱行為,取半分析以縮短數值運算時間,其邊界條件四

周為滾支承 (roller)、底面為鉸支承 (hinge), 如圖 5 所示。

- (B) 元素之採用:選用三維固體元素 (C3D8R) 來模 擬土體與鋼管元素。
- (C) 參數的選用:數值分析所須輸入的基本材料性 質,如單位重、相對密度、土壤內摩擦角、彈性 模數、柏松比、靜止土壓力係數 (ko) 等之求取及 設定,參見表1。
- (D)數值求解方法:ABAQUS 程式於非線性分析中使 用牛頓-瑞福生收斂法(二階收斂法)進行平衡運 算,該法於分析中能夠快速、正確地得到收斂值。
- (E) 設定初始應力狀態:考慮垂直及水平初始應力, 垂直初始應力為土體及孔隙水重力之作用結果, 水平初始應力則定義為靜止土壓力係數(k₀)與 垂直初始應力之乘積,先完成初始應力平衡後再 進行後續開挖之模擬。

3.3 管推進行為之數值模擬

(A) 開挖面支撐力過大之隆起行為

淺層隧道施工時,維持地表穩定性為其開挖面支 撐壓力控制是否得當,與此支撐壓力有關的施工動作 為開挖面之進土、出土速率。在數值分析上可以進行 不同階段開挖面支撐壓力的模擬,來探討其前進面變 位場的分佈情形,作為工程設計的依據。然而,於 ABAQUS 程式將支撐壓力值加在網格開挖面上,以模 擬支撐壓力行為。

本研究以Leca 第三破壞模式推算地表隆起所須施 於開挖面上的支撐壓力值,配合模型試驗所得推管每 頂入10 cm時其後方砂土擠入長度值,迴歸出開挖面 支撐壓力隨砂土擠入長度變化的數學關係,以此作數 值模型每10 cm開挖斷面上支撐壓力之施加依據,並 比對地表變形與前方土壓力計處之壓力值是否與模型 試驗值一致;其計算程序如下:

疏鬆砂土					緊密砂土						
圍壓σ ₃ (kPa)	20	30	40	50	60	圍壓σ ₃ (kPa)	20	30	40	50	60
最大主應力 σ ₁ (kPa)	72	115	155	185	218	最大主應力 σ ₁ (kPa)	126	176	241	302	337
$aq^{b} - p - p_{t} = 0, p_{t} = 0.5941$ a = 0.6723 b = 1.009, <i>Fitting error</i> = 0.179					$aq^{b} - p - p_{t} = 0, p_{t} = 0.5628$ a = 0.4583 b = 1.029, <i>Fitting error</i> = 0.156						

表 3 ABAQUS 塑性降伏準則之參數 $a \cdot b 與 p_t$ 值

ABAQUS



圖 5 數值模型邊界條件

- (1) 由幾何條件(推管直徑、管頂覆土深)及土壤摩擦 角,依 Leca 第三破壞模式分別推算地表隆起所須 施加於開挖面上的支撐壓力值,有上限解及下限解 兩個。
- (2) 下限解為第一階段推管頂入 10 cm 時,施加於開 挖面上的支撐壓力值而上限解為第二階段推管頂 入 20 cm 時,施加於開挖面上的支撐壓力值。
- (3) 以反算分析訂出第六階段(管推入土體至55 cm處)施加於開挖面上的支撐壓力值,其須 符合模型試驗之地表變位結果與前方土壓力 計之壓力值。
- (4)將模型試驗六個階段擠入管內的土體長度, 取第一、二、六共三個階段即上述第一階段 下限解、第二階段上限解及第六階段反算解 作二次方程式迴歸,可內插訂出第三、四、 五階段的開挖面支撐壓力值,以此六階段支 撐壓力先進行一次數值運算並與模型試驗地 表變位及土壓力計之結果再比較確認,否則 修正前述三個迴歸用值來逼近之。
- (5) 取最接近模型試驗結果的支撐壓力值作為數 值開挖面支撐壓力。支撐壓力行為之模擬, 是將支撐壓力值加在網格開挖面上。
- (B) 進土出土平衡之開挖行為

模型試驗模擬管推進過程係將推進鋼管等速率水 平推入砂箱土體中,大地應力狀態控制 1.5 倍管徑的 覆土深度;而數值模擬管推進過程,將推進過程分為 三階段,先再移除該段管元素內部土心及管元素位置 之土體元素,並進行平衡運算,求開挖動作對土體的 沉陷行為,其次再置入一節管元素、不作平衡運算, 如此反覆達其總推進長度,此為模擬開挖解壓之沉陷 行為 [13]。

四、結果與討論

4.1 物理模型試驗結果

(A) 開挖面支撐壓力過高引致地表隆起之試驗結果

由推管直徑 15 cm 覆土深 22.5 cm (1.5 倍管徑)之 疏鬆砂土試驗結果 (試驗代號 flsp15d225),可瞭解鋼 管在推入砂箱內 20 cm 的階段內,其前方之砂土均可 充分擠入管內,但在此時推管開挖面的支撐力已經隨 著擠入的砂土量增加而增大;在通過 20 cm 斷面的臨 界階段後,由地表逐漸隆起的特徵,判斷推管開挖面 上支撐壓力已達到驅動前方土體隆起的門檻值,其後 隨著推管貫入砂箱至 55 cm 斷面,造成其前方 70 cm 斷面為隆起量最高點,換言之,隆起最高點與開挖面 的垂直距離為 15 cm (一倍推管直徑)。開挖面支撐力壓 力逐漸增大對於接近、到達、遠離監測斷面的影響; 由縱向與橫向地表變位圖瞭解推進面支撐壓力超過隆 起門檻值後,對於接近的斷面會逐漸被向前推移隆 起,對於遠離的斷面會有回陷的行為。 每組物理模型試驗過程中皆對推進面前方、側方 和底面以土壓計(如圖 1)進行砂土壓力變化的監 測,監測結果顯示距管壁邊緣 20 cm 處之側方和底面 土壓力計無法測得推進過程其周圍土體受擠動的壓力 變化,但前方則能量測出推進面逐漸接近時土體壓力 變化;在疏鬆砂土,推進面離土壓力計約 30 cm 位置, 則土壓力計受力值逐漸增大,同理在緊密砂土為 40 cm,較疏鬆砂土遠 10 cm 處即能感應土壓力變化;將 其結果整理如圖 6。

(B) 超挖對砂土表層引致地表坍落之試驗結果

進行開挖面處於臨界支撐壓力狀態下(最危險狀 態模擬),將推進之貫穿土體體積(推進長度乘以斷面 積)之砂土由管內移除,因推進過程有部分砂土被擠 向兩側,因此真正貫入管內之土體體積將較上述之貫 穿土體體積為小;本研究以上述之由管內移除砂土動 作來探討超挖行為對於地表穩定性的影響。從定性上 來說,超挖對土體影響為土層中原有維持穩定的區域 部分消失進而引發其鄰近土體鬆動與應力重新分配的 行為,由定量方面來看,則超挖的體積與地表沉陷範 圍大小有直接關係。在疏鬆砂土之試驗結果(試驗代 號 cflsp15d225),顯示移除砂土減少了維持開挖面臨界 穩定的楔形砂土體積,進而引至地表抽坍出與超挖體積 相近的坍落錐體,坍面角度與砂土本身安息角相同,但 抽坍形狀則與移土量有關,移土量由小變大似有破壞模 式由第二型轉變為第一型之現象,如圖7所示。

(C) 開挖面支撐應力消失引致地表坍落之試驗結果

將預置開挖面之護蓋於試體準備好後移除,來進 行開挖面支撐應力消失引致地表坍落之試驗(試驗代 號 collapse 0.5, 1, 1.5, 2, 3);從不同覆土深度的變數控 制來瞭解其相應的地表坍落範圍、坍落中心的位置與 深度,其結果如表4與圖8。土體中的拱效應是否能形 成,主要取決於推管上方的覆土深度與土體材料強 度,本研究以覆土深度作控制變數(材料強度相同), 由試驗結果得知:管徑15 cm覆土深度15 cm內所需 的開挖面穩定支撐壓力最大(最小穩定楔形土體體積 為3725 cm³),相較於22.5~45 cm之覆土深度為



圖 6 推進面逐漸接近土壓計之壓力變化



圖 7 超挖對表層砂土引起之地表坍落現象







圖 8 地表坍落縱向分佈圖

三倍左右,由此得知拱效應對於維持穩定所須開挖面 支撐壓力的影響,且在拱效應發生所需的覆土深 22.5 ~ 45 cm範圍內,顯示其所須維持開挖面的穩定楔形土體 體積皆相同 (1320 cm³),也就是說明了當推進面之覆 土深度足以讓土體產生拱效應的自持能力,則開挖面 所須維持穩定的支撐壓力都相同。

由 1.5 倍以上管徑覆土深度與地表坍落範圍試驗 結果說明覆土深度與坍落沉陷槽的關係:當開挖面支 撐應力消失瞬間,推進面前鄰近土體會鬆動坍入推管 內,造成地表抽坍的行為,並經應力重新分配後達到 穩定平衡 (拱效應);對於地表抽坍範圍而言,覆土深 度愈深,坍落面積變小、坍落深度變大。

將模型試驗開挖面支撐壓力消失對地表造成抽坍 形狀與 Leca 理論之第一及第二破壞模式比較發現,試 驗結果之地表抽坍分佈形狀為橢圓形,而理論第一破 壞模式亦為橢圓形、第二破壞模式同時存在圓形與橢 圓形兩種 (如圖 1)。第一破壞模式之理論與試驗結果 比較:Leca 理論橢圓坍形的長軸與推進方向平行,模 型試驗的長軸與推進方向垂直;第二破壞模式之理論 與試驗結果比較:模型試驗無圓形分佈,模型試驗與 理論的長軸方向正好相反差 90°(即橢圓坍形的短軸與 推進方向平行)。探討造成理論模式與實際行為不相似 的可能原因在於開挖面前之鬆動橢圓錐體的假設(如 圖 1(b))。此鬆動橢圓錐體的假設理想的取中心縱剖面 來推導,而未完整考慮橫向抽坍之影響,實際之橫向 影響可能比想像的大。另外再比較開挖面支撐壓力過 大之地表隆起形狀,第三破壞模式與試驗結果相同一 致,說明理論鬆動橢圓錐體的假設在描述隆起行為上 是較合適的。

4.2 數值分析結果

針對物理模型試驗中開挖面支撐壓力過高引致砂 土表層之隆起現象作數值模擬 (同前述 flsp15d225), 隨 推進前進之縱向與橫向地表變位變化如圖 9(a), 9(b), 結果顯示,數值分析砂體模型縱向與橫向地表變位變 化趨勢與物理試驗過程相當一致,且在比對地表變位 與地中土壓力值也有相近的結果。開挖面支撐壓力過 高引致砂土表層隆起現象之數值分析結果,就管徑 15 cm 覆土深度 22.5 cm 而言,從垂直變位等位圖可瞭解 數值前進面效應的變位場行為,開挖面施加等值支撐 壓力會造成其前方 10 cm 位置地表處有最大地表變位 位置 (如圖 10) 而主要隆起範圍為最大地表變位位置 約一倍管徑範圍;其他從水平向 (u1) 與推進前進方向 (u₂) 變位等位線分佈亦可瞭解砂體網格在支撐壓力作 用下之擠動情形 (如圖 11 和 12),從砂體塑性應變圖 (圖 13),更貼切表現出數值推進面前方 10 cm 處有最 大地表變位點。

針對進土出土平衡之開挖行為,在推進過程中維持開挖面的支撐壓力為控制地表穩定的關鍵因素,其 推進過程以Leca第二破壞模式計算其最小穩定支撐壓 力作用在開挖面上,而圖 14 顯示當挖除土心而未上支



圖 9(a) 管推進過程於推進方向縱斷面之地表變位



圖 9(b) 管推進過程於距邊界 70 cm 橫斷面之地表變位



圖 10 管周邊砂體在垂直方向變位 u3 分佈圖

撐前,開挖對頂拱土體有下陷行為、對底拱土體有向 上隆起現象。

4.3 破除鏡面時土體坍落現象之數值分析

本節將數值分析以物理模型試驗結果驗證所獲之 經驗,對於中部地區某推進工址發生鏡面抽坍行為進 行數值模擬。其工程條件如下:地層為緊密砂土、推



圖 11 管周邊砂體在推進方向變位 u2 分佈圖



Loose Sand, Dp = 15 cm, Hc = 22.5 cm

圖 12 管周邊砂體在推進方向變位 u1 分佈圖





管直徑為 1.8 m、管頂覆土深度為 4 m (約 2 倍管徑)。現地 推進管尺寸為物理模型 15 cm 推管的 12 倍,即以 12 倍放 大物理模型的幾何條件與相同邊界條件重新建構現地幾何 尺度的數值模型,來進行現地鏡面坍落行為之數值模擬, 分別探討鏡面破鏡瞬間土體鬆動區域與土體鬆動後之地表 抽坍現象。



圖 14 挖除 10 公分土心之垂直變位分佈圖

對於鏡面破鏡瞬間土體鬆動行為係將鏡面上的邊 界束制滾支承移除,讓鏡面上的砂體元素如同破鏡瞬 間之物理行為,土體受上方及後方土壓力推擠於外的 主動破壞行為;由鏡面周遭土體之塑性應變分佈狀態 如圖 15(a),而水平向的擠動變形如圖 15(b)。對於模 擬鏡面前方土體開挖鬆動後之地表抽坍現象,同前將 鏡面上的邊界束制滾支承移除後,再將鏡面前端的不 穩定鬆坍體挖除以模擬鏡面抽坍的現象。而圖 16(a) 垂 直變位分佈顯示鏡面抽坍範圍於水平向約兩倍管徑、 於推進方向為一倍直徑,圖 16(b) 為開挖鏡面砂體之 塑性應變分佈圖。

4.4 物理模型試驗與數值分析之結果比較與討論

對無出土方式之管推進分析模擬,求取開挖面上 施加合理的支撐壓力之數值分析結果,並核對試體中 土壓計位置之土壓力值是否超出實際物理模型試驗的 土壓力值,作為給定其開挖面支撐壓力的依據。此外, 在支撐力過大或開挖解壓之數值分析結果與模型試驗 地表變位大小及範圍,在定性方面可說趨勢相當一 致,在定量比較方面相差較大 (如圖 9(a) 和 9(b))。探 討其可能原因主要為連體力學材料組合律假設與實際 材料行為的差異,對實際砂土之隆起行為整體來看可 視為連體特性,但其隆起分佈行為卻受限砂土顆粒結 構的分離體性質,造成數值分析結果在最高隆量能與 試驗結果相近,但鄰近變位場的分佈受限連體力學特 性而影響其結果,於數值的最高隆起位置為推進面前 方三分之二管徑位置,物理試驗為一倍管徑位置。其 他對於數值結果可能影響的因素有:網格劃分、土壤 組成律、輸入的材料性質、數值模擬之物理過程等, 皆可進一步比較改進。

歸納本研究模型試驗與數值分析結果,並參考 Leca 淺層隧道開挖面穩定分析理論,可綜合整理如圖 17。此圖除顯示出開挖面前方地表面變位與開挖面處 土壓力之關係外,開挖面處土壓力存在一上限值及一 下限值。開挖面支撐壓力介於其間則可維持開挖面及



Dense Sand, Dp = 180 cm, Hc = 400 cm, Displacement magnification factor = 30 圖 15(a) 開挖前鏡面坍落行為之塑性應變分佈圖

Dense Sand, Dp = 180 cm, Hc = 400 cm, Displacement magnification factor = 100 $\,$

圖 15(b) 開挖前鏡面坍落行為水平變位分佈圖



Dense Sand, Dp = 180 cm, Hc = 400 cm

圖 16(a) 開挖後鏡面坍落行為之垂直變位分佈圖



圖 16(b) 開挖後鏡面坍落行為之塑性應變分佈圖

地表穩定,而當支撐壓力過高超過上限值會造成地表 隆起行為,支撐壓力不足低於下限值會造成地表抽坍 下陷。

五、結論與建議

本研究以物理模型試驗及三維數值分析進行管推進工 程研究,進而模擬探討現地破除鏡面及推進過程中常發生 土體坍落行為,而本研究主要發現如下所述。開挖面支撐 壓力對地表穩定有決定性的影響:當支撐壓力過高會造成 地表隆起行為,支撐壓力不足會造成地表抽坍下陷,維持 地表穩定狀態之支撐壓力值則介於其間。而當覆土深度足 以讓推進面土體產生拱效應的自持能力,則開挖面所 需之穩定支撐壓力則為一定值。

模型試驗之開挖面支撐壓力不足對地表造成抽坍形 狀與Leca理論[2]之第一及第二破壞模式比較發現,Leca 理論橢圓坍形的長軸與推進方向平行,模型試驗的長軸與 推進方向垂直,故兩者之長軸方向相差 90°;其可能原因 在於開挖面前之鬆動橢圓錐體的假設不甚合理,未完 整考慮橫向抽坍之影響,值得進一步探討修正。另外再比 較開挖面支撐壓力過大之地表隆起形狀與第三破壞模式則 相似一致,說明鬆動橢圓錐體假設合適於地表隆起破壞機 制之推導。由實際坍落中心位置與Leca理論第二破壞 模式比較,可瞭解極限平衡推導的假設坍落錐較實際 鬆動範圍較小,也就是該理論推算之開挖面穩定支撐 壓力較實際安全需求的值小,可以由安全係數來加以 解決,但須注意不可超出隆起支撐壓力的門檻值。

由鏡面坍落數值分析結果說明,破鏡造成開挖面 土體發生主動破壞,其塑性應變分佈為鏡面前方一倍 管徑範圍,此代表前進面土體鬆動範圍,若將 Horn 破 壞理論 [17,18] 一推進面前方存在一不穩定楔形滑動 體的觀念導入,可知推進面前方鬆動區應為一倍管徑 範圍,則該不穩定楔形體之滑動面ω = 45°,破壞面會 延伸至地表。建議改進 Leca 理論第一、第二破壞模式 之橢圓錐體假設不合宜處,將原本由錐尖端作直線分 佈的橢圓錐面,改用曲線分佈的錐面來進行理論推 導,以求符合實際地表橢圓坍形為橢圓長軸垂直推進



圖 17 開挖面穩定機制示意圖

方向。此外,砂土含水量、靜止土壓力係數 ko、以及 尺度效應之影響,因本研究試驗只有理想的考慮乾 砂、特定假設之係數及尺度而不易進行進一步之敏感 度分析,建議後續研究中選用實際案例之參數或其他 不同含水量試體、不同係數或尺度來進一步比較探討。

參考文獻

- 1. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., *ABAQUS Version* 5.8 User's Manual, Vol. 1 ~ 3 (1998).
- Leca, E., and Dormieux, L., "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material," *Géotechnique*, Vol. 40, No. 4, pp. 31–41 (1990).
- Chapman, D.N., and Ichioka, Y., "Prediction of jacking forces for microtunnelling operations," *Trenchless Technology Res.*, Vol. 1, pp. 31–41 (1999).
- Lee, C.J., Chiang, K.H., and Kou, C.M., "Ground movement and tunnel stability when tunneling in sandy ground," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 27, No. 7, pp. 1021–1032 (2004).
- Bilotta, E., and Taylor, R.N., "Centrifuge modelling of tunnelling close to a diaphragm wall," *I. J. of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 5, No. 1, pp. 27–41 (2005).
- Rogers, C.D.F., and Chapman, D.N., "Laboratory modeling of ground movements caused by pipe jacking," *Ground Engineering*, Vol. 7, No. 8, pp. 27–36 (1994).
- Zhou, J.Q., Numerical Analysis and Laboratory Test of Concrete Jacking Pipes, D.Phil. thesis, University of Oxford (1998).
- Rogers, C.D.F., Chapman, D.N., Wan, F., Ng, P.C.F., and Smith, S., "Laboratory testing of pipe splitting operations," *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 1, pp. 99–113 (2002).

- Abu-Farsakh, M.Y., and Voyiadjis, G.Z., "Computational model for the simulation of the shield tunneling process in cohesive soils," *I. J. Num. and Anal. Methods in Geomech.*, Vol. 23, pp. 23–44 (1999).
- Cheng, C.Y., Dasari, G.R., Leung, C.F., Chow, Y.K., and Rosser, H.B., "3D numerical study of tunnel-soil-pile interaction," *C36, ITA-AITES Conference*, Singapore (2004).
- Barla, M., Borghi, X., Mair, R.J., and Soga, K., "Numerical modelling of pipe-soil stresses during pipe jacking in clays," *XIII ECSMGE*, Praga, Vol. 2, pp. 453–458 (2003).
- 李德寅、王邦楣、林業超,結構模型實驗,科學出版社 (1996)。
- 張芳維,「管推進工程之物理模型試驗與數值分析」, 國立中興大學土木工程研究所碩士論文,台中(2002)。
- 寶勇華,「軟弱岩石隧道數值分析模式研究」,國立台 灣大學土木工程研究所碩士論文,台北 (1996)。
- 15. 吳家聽,「台中地區管推進工程卵礫石層與管線互制行 為之分析研究」,國立中興大學土木工程研究所碩士論 文,台中 (2000)。
- Augarde, C.E., and Burd, H.J., "Three-dimensional finite element analysis of lined tunnels," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25, pp. 243–262 (2001).
- 17. Horn, M., "Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflachen von tunnel," *in Landeskonferenz der ungarischen Tiefbauindustrie*, Budapest (1961).
- Anagnostou, G., and Kovári, K., "Face stability conditions with earth pressure balanced shields," *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No. 2, pp. 165–173 (1996).

92年 2月	26日	收稿
95年11月	22日	修改
95年11月	28日	接受