

# 砂質土內的 局部沈下에 따른 地盤變位の 무라야마(村山)算定式에 대한 研究

A Study on Murayama's method for Estimation of Settlements due to  
Local Yielding in Granular Media

洪 性 完\*  
Hong, Sung-Wan

---

## Abstract

The problem of ground settlements due to the construction of underground structures was considered. Various equations based on theoretical, experimental, and empirical estimation methods were reviewed.

A method suggested by Murayama was presented in detail. The comparison of estimation by Murayama's method with the results of a series of model tunnel tests showed reasonable agreements.

It was concluded that, despite of some limitations, Murayama's method might be useful for the first-time estimation of ground settlements due to the construction of tunnels through granular soils in field conditions.

## 要 旨

地下構造物の 施工時 發生하는 地盤沈下問題를 考察하여 지금까지 提案된 여러 理論的·實驗的·經驗的 算定式을 概觀하고 무라야마(村山)의 算定式을 자세히 紹介하였다.

무라야마의 算定式을 模型터널實驗結果와 比較한 바 비교적 좋은 結果를 얻었다. 몇 가지 制約事項이 있음에도 不拘하고 무라야마의 方法이 實際터널施工時的 沈下概算에 活用될 수 있다는 結論을 얻었다.

---

## 1. 序 論

### 1.1 問題의 提示

土砂地盤을 貫通하는 터널을 掘鑿하는 경우, 터널 自體만을 생각하면 主로 터널의 安定性이

問題가 되나 隣近에 地上 또는 地中構造물이 存在하는 都心地를 通過하는 터널의 경우에는 地盤變位가 重要な 問題로 擡頭한다. 隣接構造物에 미치는 損傷與否와 損傷程度를 豫測하려면 地盤變位の 크기와 分布狀態를 推定해야 할 必要가 있다.

土砂地盤을 貫通하는 터널周邊의 地盤變位는

---

\* 正會員, 韓國建設技術研究院 首席研究員.

크게 두 가지 原因에 의하여 發生한다. 첫째는 地盤에 作用하는 有效應力의 變化에 의한 壓密이고, 둘째는 터널 内部로의 地盤損失(Ground Loss)에 基因한 것이다. 地盤損失이란 掘鑿되는 터널과 原地盤의 境界에서 이에 鉛直되게 일어나는 地盤變位量의 sum으로서 터널의 막장 前·後·側方에서 發生하며 터널 周邊 地盤變位の 가장 큰 原因으로 認識되고 있다.

### 1.2 研究의 範圍

터널 内部로의 地盤損失은 空洞이 比較的 安定되어 있는 경우 일어나는 작은 크기의 體系의 (Systematic) 地盤損失과 不安定한(squeezing, ravelling, running 또는 flowing) 地盤에서 크게 일어나는 不規則的인(Catastrophic) 地盤損失로 나눌 수 있다.<sup>1,2)</sup> 不規則한 地盤損失量은 事前에 豫測하기가 거의 不可能하므로 여기서는 주로 體系의 地盤損失의 效果에 對하여 다룬다. 또한 地盤損失量의 推定 또는 計測方法은 다른 곳에서 取扱하였으므로<sup>3)</sup> 여기서는 地盤損失이 地中 및 地表에서의 地盤變位에 미치는 影響을 考察하기로 한다. 터널 周邊의 地盤變位는 三次元的으로 發生하며 따라서 沈下와 함께 水平變位도 일어나지만 여기서는 터널 上部의 어느 水平斷面에서 發生하는 最大沈下를 中心으로 言及하고자 한다.

## 2. 지금까지의 研究

### 2.1 一般事項

많은 研究者들이 터널 中心線上에서 發生하는 地表最大沈下,  $\delta_{smax}$ 과 터널 天端(crown)沈下,  $\delta_c$ 의 比를 地表에서 터널까지의 깊이와 關聯시키려고 試圖하였다. Fig.1은 이들 중 一部를 보여주고 있다.

Berry<sup>4)</sup>의 두 曲線은 彈性論에 의한 理論式으로 이중 等方性 媒體의 경우 地表沈下는 媒體의 彈性係數에 無關한 것으로 나타났다. 英國石炭委員會(NCB)<sup>5)</sup>의 曲線은 英國炭鑛地帶의 沈下資料를 整理하여 表로 나타낸 것을 筆者가 平均値를 구한 후 既存터널이 없는 地盤으로 考慮하기 위하여 0.9를 곱하였다.

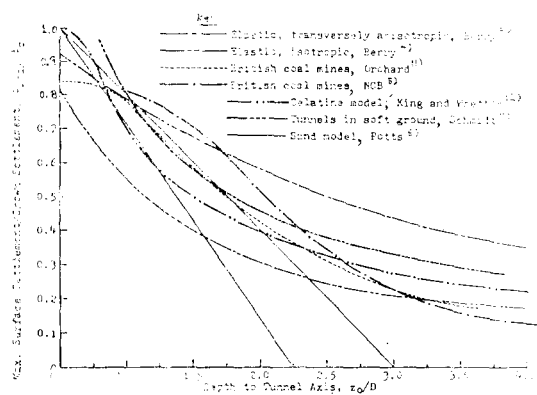


Fig.1 Variation of the Ratio  $\delta_{smax}/\delta_c$  With Tunnel Depth

Potts<sup>6)</sup>는 乾燥砂를 使用한 模型터널實驗의 結果로 아래 두 式을 提案하였다.

$$\delta_{smax}/\delta_c = 1 - 0.40(z_0/D - 0.5) \dots\dots\dots(1)$$

$$\delta_{smax}/\delta_c = 1 - 0.57(z_0/D - 0.5) \dots\dots\dots(2)$$

여기서  $z_0$ 는 地表에서 터널 中心軸까지의 깊이이고  $D$ 는 터널의 直徑이다. 式 (1)은 모래의 密度가 낮은 경우와 密度가 높되 높은 應力狀態에 있을 경우이고 式 (2)는 密度가 높되 낮은 應力狀態에 있는 경우 適用된다.

Schmidt<sup>7)</sup>은 石炭鑛에서의 地表沈下資料를 基礎로 하여 아래와 같은 關係를 提示하였다.

$$\delta_{smax}/\delta_c = 0.8(z_0/D)^{-0.8} \dots\dots\dots(3)$$

또한 Attewell과 Farmer<sup>8)</sup>, Myrianthis<sup>9)</sup> 등은 London Clay를 通過하는 터널 計測資料로부터

$$z_0/D = k(\delta_{smax}/D)^{-n} \dots\dots\dots(4)$$

의 關係를 提案했는데 여기서  $k$ 와  $n$ 은 地盤의 種類에 따른 定數이고 粘土地盤에 대해서는  $k=10$ 과  $n=2/3$ 의 값을 提示하였다.<sup>10)</sup>

地中沈下에 關해서는 Schmidt<sup>7)</sup>이 地表下,  $z$ 의 깊이에 있는 地中點의 沈下,  $\delta_v(z)$ 를 地表最大沈下와 關聯시켜,

$$\delta_v(z)/\delta_{smax} = [(z_0 - z)/z_0]^{-0.8} \dots\dots\dots(5)$$

로 提案했는데 式(3)을 式(5)에 代入하고  $h = z_0 - z - D/2$ 로 두면

$$\delta_v(h)/\delta_c = 1.4(1 + 2h/D)^{-0.8} \dots\dots\dots(6)$$

이 된다. 여기서  $h$ 는 터널 天端으로부터 地中點까지의 수직거리이다. 그러나  $h=0$ 일 때  $\delta_v(0) = \delta_c$ 인데 式(6)의 右邊은 1.4가 되어 이 式은 係數에 問題가 있음을 알 수 있다. 또한 式 (5)

는 地中에 體積變化가 없다고 假定하고 誘導된 것이다.

한편 Hansmire 와 Cording<sup>35)</sup>은 Washington, D. C 地下鐵의 計測資料로부터,

$$V_L = \delta v \cdot (D + 2h) \dots\dots\dots(7)$$

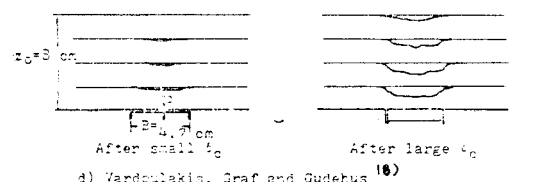
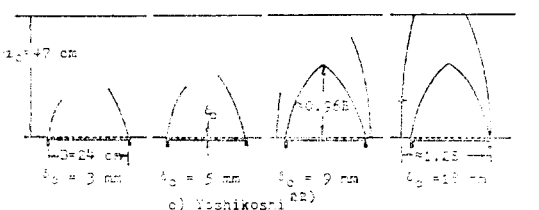
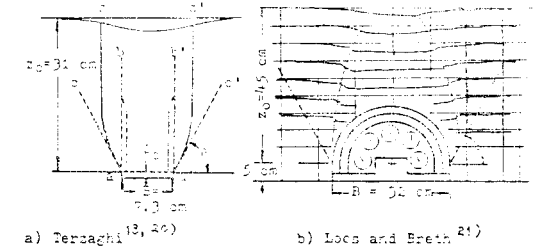
의 關係를 얻었다. 여기서  $V_L$ 은 터널內部로의 地盤損失量이고  $\delta v$ 는 터널天端에서 上向으로  $h$ 만큼 떨어진 點의 沈下이다. 이들은 式(7)이  $h < D/4$ 인 경우에 現場計測結果와 잘 맞았다고 報告하였다. 여기서  $V_L = \delta c \cdot D$ 로 假定하면 式(7)로부터

$$\delta v(h) / \delta c = (1 + 2h/D)^{-1} \dots\dots\dots(8)$$

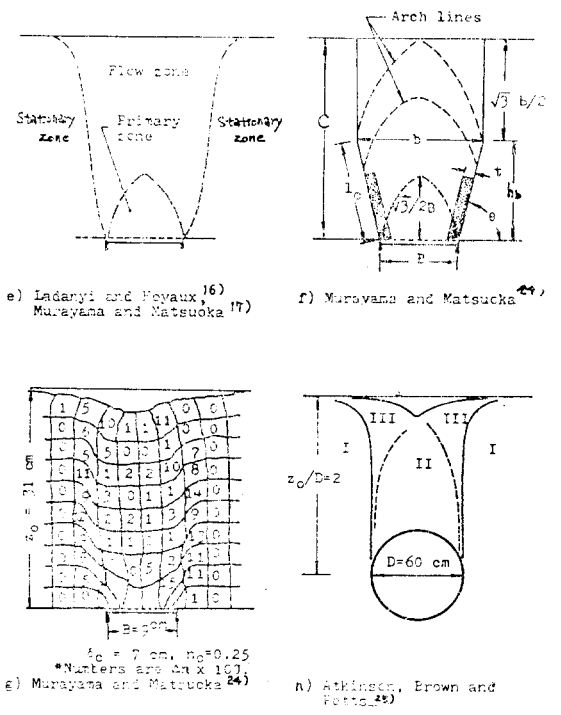
의 關係가 얻어져서 式(6)과 比較가 된다.

上記한 算定式들은 대체로 幾何學的 要素의 影響이 強調되어 있는 反面, 地盤損失의 分布狀態와 地盤의 性質이 제대로 反映되어 있지 않으므로 各 算定式의 根據가 된 特殊條件下에서는 有用하겠으나, 一般性이 缺如되어 있다고 하겠다.

物理的 模型이 土壓問題와 關聯하여 土質工學의 分野에 適用되기 시작한 19세기 이래로 많은 模型實驗이 遂行되었는데 地下構造物의 模型實驗中에서 흔히 사용되는 技法은 可動隕(Trapdoor)



**Fig. 2** Behavior of Ground Above Yielding Structures



**Fig. 2-i** (continued)

實驗이다. 이 種類의 實驗에서는 媒體를 넣은 상자의 底面에 可動隕을 設置하고 이 可動隕을 위로 밀거나(受動狀態) 또는 아래로 내리면서(主動狀態) 可動隕의 變位에 따라 이에 作用하는 土壓의 變化와 媒體의 舉動을 觀察한다. 比率의 遂行이 쉬운 關係로 Terzaghi<sup>13)</sup>以後 많은 研究者들이 이러한 實驗을 한 바 있다.<sup>14, 15, 16, 17, 18, 19)</sup>上記한 實驗中 觀察된 媒體의 舉動을 Fig. 2에 要約하였다.

Terzaghi<sup>13)</sup>는 乾燥砂를 넣은 상자下部에 位置한 幅 7.3 cm의 可動隕이 降下하는 初期에는 Fig. 2a)에 表示한  $ac$ 와  $a'c'$ 을 따라 剪斷破壞가 시작되고 可動隕 直上部의 모래重量 一部는  $ca$   $a'c'$  外部의 靜止狀態에 있는 모래로 移轉되며 可動隕의 沈下가 커지면 剪斷破壞面  $ac$ 와  $a'c'$ 는 점차  $ab$  및  $a'b'$ 의 位置로 移動한다고 하였고 이를 아칭(arching) 現象이라고 불렀다. 또한 剪斷破壞面과 水平과의 角度,  $\theta$ 는 初期에는  $45^\circ + \phi/2$  ( $\phi$ 는 모래의 內部摩擦角)이나 可動隕의 沈下가 커지면  $90^\circ$ 까지 變化한다고 하였다.<sup>20)</sup>

Loos 와 Breth<sup>21)</sup>도 乾燥砂中에 埋設한 半圓形 大韓土質工學會誌 49

斷面의 模型터널을 降下시키면서 Fig. 2b)에 點線으로 表示한 두 쌍의 破壞面을 觀察하였다. 안쪽에 位置한 한 쌍의 破壞面은 尖頭아치形의 曲面으로서 그 內部的 모래는 主로 沈下를 일으켰고 바깥쪽에 位置한 한 쌍의 破壞面은 水平과 約  $45^\circ + \phi/2$ 의 角度를 갖는 平面으로서 上記한 두 種類의 破壞面 사이에 있는 모래는 沈下와 함께 水平變位를 隨伴한다고 報告하였다.

Yoshikoshi<sup>22)</sup>도 역시 可動널의 沈下에 따라 두 쌍의 剪斷破壞面이 發展하는 狀況을 觀察하였고(Fig. 2c 참조), 特히 尖頭아치의 높이와 可動널의 幅이 비슷하다고 報告하였다.

Vardoulakis<sup>15)</sup> 등은 可動널이 降下할 때 彩色한 모래로 이루어진 水平線의 變位를 觀察하였고(Fig. 2d 참조), Ladanyi<sup>16)</sup>와 무라야마(村山)<sup>23)</sup>는 각각 直徑이 다른 알미늄棒을 섞은 媒體의 變位를 時間露出寫眞으로 撮影하여 媒體의 舉動을 研究하였다. 이들은 媒體의 變위가 可動널위에 局限된 것을 確認하고 이를 流動領域(flow zone), 그 바깥쪽에 있어 變위가 없는 部分을 靜止領域(stationary zone) 또는 遠方領域으로 區分하였다. 또한 可動널 直上部에는 尖頭아치形의 部分이 있어 이 部分의 媒體가 可動널의 變位와 같은 크기로 沈下하는 것을 確認하고 이를 主領域(primary zone) 또는 1次領域이라고 불렀다(Fig. 2e 참조). 무라야마(村山)와 마즈오카(松岡)<sup>24)</sup>는 可動널이 상당히 降下했을 때( $\delta c/B = 0.78$ )에 媒體에 表示한 正四角形格子의 變形과 이에 따른 間隙比의 變化를 計算하였다(Fig. 2g 참조). 靜止領域內에는 體積變化가 없으나, 流動領域 內部에서는 0 내지 5% 정도의 體積膨脹이 일어났고 流動領域과 靜止領域의 境界를 따라서 5 내지 14%의 體積膨脹(dilation)이 集中的으로 發生한 것을 알 수 있다.

Atkinson 등<sup>25)</sup>은 乾燥砂를 사용한 模型터널實驗을 하면서 流動領域이 上部로 移動하는 狀況을 觀察하였다. 이들이 찍은 X-ray 사진을 檢討하여 筆者가 Fig. 2h)에 보인 바와 같이 地盤內의 體積膨脹程度에 따라 세 領域으로 區分하였다. 여기서 領域 I 은 靜止領域, 領域 III과 II는 各各 體積膨脹이 크고 中間程度인 領域에 해당된다.

## 2.2 무라야마(村山)의 沈下算定式

무라야마는 알미늄棒이나 乾燥砂를 사용한 수직 또는 水平 可動널의 模型實驗을 통하여 可動널에 作用하는 土壓과 地盤變位機構를 現象學的으로 考察하였고,<sup>17,23)</sup> 터널막장의 安定과 실드(shield) 前面에 作用하는 土壓도 研究하였다.<sup>24)</sup> 特히 地表 및 地中の 沈下算定式을 提案했는데<sup>26)</sup> 아래에는 이에 대하여 記述하기로 한다.

### 媒體의 舉動

1) (Fig. 2e)에 보인 流動領域의 境界는 (Fig. 2f)와 같이 두 개의 直線, 즉 길이가  $l$ 이고 水平과  $\theta$ 의 角을 이루는 傾斜直線과 길이가  $\sqrt{3}b/2$ 인 鉛直線으로 單純化시킬 수 있다. 여기서  $b$ 는 流動領域의 最大幅이다. 傾斜角  $\theta$ 는

$$\theta = 45^\circ + \phi/2 + 16^\circ \dots\dots\dots(9)$$

로 觀測되었는데  $\phi$ 는 모래의 內部摩擦角이고  $16^\circ$ 의 角度는 最大主應力方向의 平均回轉角으로 說明하였다.

2) 主領域 또는 1次領域內의 媒體는 可動널의 沈下와 같은 크기의 鉛直變位를 일으키고 體積變化는 없다. 主領域의 境界는 可動널을 底邊으로 한 正三角形에 外接하는 尖頭아치로 假定한다. 따라서 可動널의 幅이  $B$ 인 경우 尖頭아치의 높이는  $\sqrt{3}/2 \cdot B$ 이다.

3) 可動널이 降下함에 따라 地盤의 變위가 두 剪斷破壞面內部에서 점차 上向移動하는 것은 主領域과 類似한 形態의 아치가 그 頂點이 地表에 이를 때까지 점차 上部로 移動한다고 생각할 수 있다. 이 移動아치의 頂點이 地表에 到達한 후에는 流動領域의 幅은 더 增加하지 않는다. 따라서 流動領域의 最大幅,  $b$ 는 (Fig. 2f)에서 幾何學的 要素만 考慮하여

$$b/B = C/B \cdot 2(\tan \theta + \sqrt{3}) + \tan \theta / (\tan \theta + \sqrt{3}) \dots\dots\dots(10)$$

으로 주어진다. 여기서  $b$ 와  $B$ 는 각각 流動領域과 可動널의 幅이고  $C$ 는 地表에서 可動보까지의 깊이이며  $\theta$ 는 式(9)로 주어진다.

4) 媒體中에서 일어나는 體積變化는 傾斜破壞面을 따라 좁은 帶狀區間(shear band)에 集中的으로 發生하고(Fig. 2f 참조), 이 帶狀區間은 可

動보의 兩端에서 上向으로 서서히 成長하여  $l_c$ 의 길이로 된다. 또 이 帶狀區間內的 媒體는 臨界間隙率(critical void ratio)에 到達한다.

### 地表沈下

5) 3)項에 言及한 移動아치가 上向移動하여 그 頂點이 地表에 到達하면 剪斷帶(shear band)는 더 以上 成長하지 않는다. 이때 可動보의 沈下를 臨界天端沈下(critical crown settlement),  $\delta_{cc}$ 라 하고 地表에서 可動보의 中心線上에 發生하는 沈下를 地表最大沈下,  $\delta_{smax}$ 이라 하면,

$$\Delta\delta_{smax}/\Delta\delta c = \alpha \cdot \delta c / \delta_{cc}, \text{ for } \delta c \leq \delta_{cc} \dots\dots\dots(11)$$

즉 可動보의 沈下가 臨界天端沈下보다 작을 때는 地表最大沈下の 増分과 可動보沈下増分の 比는 可動보沈下에 定比例한다. 또

$$\Delta\delta_{smax}/\Delta\delta c = \alpha \text{ for } \delta c \geq \delta_{cc} \dots\dots\dots(12)$$

즉 可動보의 沈下가 臨界天端沈下보다 클 때에는 이 比가 一定하다. 定數  $\alpha$ 는 대략 다음과 같은 關係가 있음을 發見하였다.

$$\alpha \approx B/b \dots\dots\dots(13)$$

따라서  $\alpha$ 의 값은 式(10)으로부터 計算할 수 있다. 式(11)과 式(12)를 積分하고  $\delta c=0$ 일 때  $\delta_{smax}=0$ 이며  $\delta c=\delta_{cc}$ 일 때, 두 式으로 計算한  $\delta_{smax}$ 이 같아야 하는 條件을 考慮하면 아래와 같은 關係가 成立된다.

$$\delta_{smax} = \alpha \cdot \delta c^2 / (2\delta_{cc}) \text{ for } \delta c \leq \delta_{cc} \dots\dots\dots(14)$$

$$\delta_{smax} = \alpha(\delta c - \delta_{cc}/2) \text{ for } \delta c \geq \delta_{cc} \dots\dots\dots(15)$$

6) 地表의 沈下는 流動領域內에 均等히 分布하고 그 沈下量(單位길이當의 沈下體積)은,

$$V_s = b \cdot \delta_{smax} \dots\dots\dots(16)$$

으로 또 可動보의 沈下量은,

$$V_L = B \cdot \delta c = b \cdot \delta_{smax} + 2(t \cdot l \cdot \Delta n) \dots\dots\dots(17)$$

로 주어진다. 式(17)의 두 번째 항은 地盤中の 體積變化量으로서  $t$ 와  $l$ 은 각각 剪斷帶의 幅과 길이이며(Fig. 2f 참조)  $\Delta n$ 은 媒體의 間隙比(porosity)의 變化量이다. Fig. 2f에서  $\delta c > \delta_{cc}$ 인 경우

$$l = lc = (C - \sqrt{3}b/2) \operatorname{cosec} \theta$$

이므로 式(17)로부터

$$\delta_{smax} = \alpha \cdot \delta c - 2t \cdot \Delta n (C - \sqrt{3}b/2) \operatorname{cosec} \theta / b \dots\dots\dots(18)$$

을 얻고 式(15), 式(18)을 같이 놓고 式(10)을

사용하여 整理하면

$$\delta_{cc} = 4t \cdot \Delta n (C/B - \sqrt{3}/2) / (\sin \theta + \sqrt{3} \cos \theta) \dots\dots\dots(19)$$

를 얻는다. 따라서 式(13)과 式(19)에서  $\alpha$ 와  $\delta_{cc}$ 를 얻으면 式(14)와 式(15)로부터 주어진 天端沈下에 대한 地表最大沈下를 計算할 수 있다.

### 地中沈下

7) 무라야마(村山)와 마쯔오가(松岡)은 上記한 方法을 擴大하여 可動보의 中心線을 따라 發生하는 地中沈下量의 算定方法을 提示하였다. 여기서는 流動領域의 幅,  $b$ , 臨界天端沈下,  $\delta_{cc}$ , 그리고  $\alpha$ 를 可動보에서 上向으로 取한 수직거리,  $h$ 의 함수로 생각하였다. 따라서 式(14)와 式(15)中の  $\alpha$ 와  $\delta_{cc}$ 를  $\alpha(h)$ 와  $\delta_{cc}(h)$ 로 置換하면 可動보上方  $h$ 에서 中心線上에 發生하는 地中沈下,  $\delta_v(h)$ 는

$$\delta_v(h) = \alpha(h) \cdot \delta c^2 / [2\delta_{cc}(h)] \text{ for } \delta c \leq \delta_{cc}(h) \dots\dots\dots(20)$$

$$\text{과 } \delta_v(h) = \alpha(h) \cdot [\delta c - \delta_{cc}(h)/2] \text{ for } \delta c \geq \delta_{cc}(h) \dots\dots\dots(21)$$

로 주어진다. 또 式(19)의  $C$ 를  $h$ 로 置換하면,  $\delta_{cc}(h) = 4t \Delta n (h/B - \sqrt{3}/2) / (\sin \theta + \sqrt{3} \cos \theta) \dots\dots\dots(22)$ 이 된다.

8) 이제 Fig. 2f에서 主領域의 높이를  $h_a$ ,  $(C - \sqrt{3}b/2) = h_b$ 로 놓으면 流動領域의 幅은,

$$\left. \begin{aligned} b(h) &= B \text{ for } h \leq h_a \\ b(h) &= b \text{ for } h \geq h_b \\ b(h) &= (b-B)(h-h_a)/(h_b-h_a) + B \text{ for } h_a \leq h \leq h_b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(23)$$

으로 주어진다. 즉 생각하는 地中點이  $h_a$ 와  $h_b$  사이에 있을 때는 流動領域의 幅이  $B$ 와  $b$  사이에서  $h$ 에 比例하여 直線的으로 變化한다고 보았다. 이에 따라  $\alpha$ 의 값도

$$\left. \begin{aligned} \alpha(h) &= 1 \text{ for } h \leq h_a \\ \alpha(h) &= B/b \text{ for } h \geq h_b \\ \alpha(h) &= B/b(h) \text{ for } h_a \leq h \leq h_b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(24)$$

가 된다. 따라서 式(22) 및 式(24)에서  $\delta_{cc}(h)$ 와  $\alpha(h)$ 를 구하면 式(20)과 式(21)에서 地中點의 沈下를 算定할 수 있다.

### 3. 模型터널實驗

本章에서는 筆者가 遂行한 模型터널實驗의 概要를 說明한다. 모래상자는 Fig. 3 과 같이 1.4 m×0.8 m×0.9 m 규격으로 152 mm 두 개의 바닥보위에 25 mm 두께의 철판을 바닥판으로, 13 mm 두께의 철판을 側板으로 하여 製作하였고, 前後面은 19 mm 두께의 合板을 사용하였다. 모래상자 上部에 設置된 모래鋪設裝置를 써서 모래를 51 mm 층으로 포설하면서 포설속도와 모래의 落下高를 一定하게 維持하였다. 이러한 方法으로 모래의 密度를 모래상자내에서 ±3% 範圍에서 維持할 수 있었다. 포설도중 미리 選定된 깊이에 計測計器를 埋設하였다.

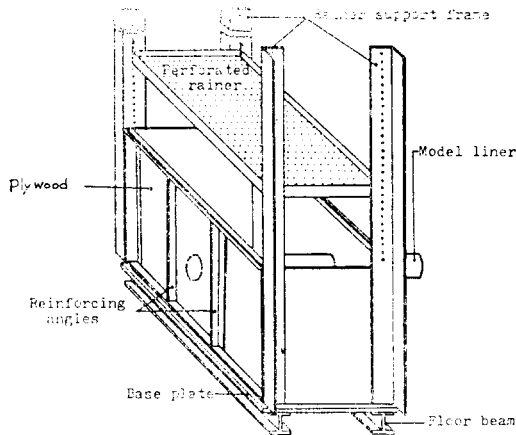
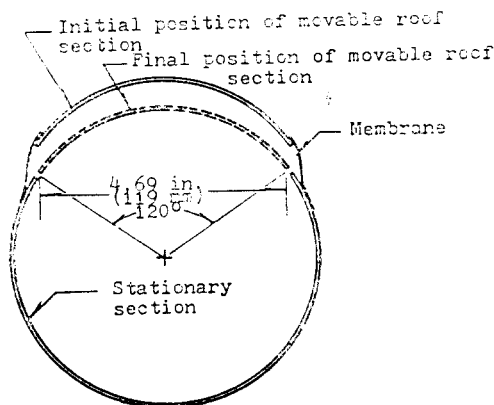


Fig. 3 Explosive View of Test Setup Test Series L



Tests of L-series

Fig. 4 Imposed Displacements About Tunnel

模型터널은 Fig. 4 와 같이 鐵製圓形管(直徑 138 mm)의 上部 120°部分을 잘라 上部可動部와 下部固定部로 나누고 자른 틈위에 合成고무製의 薄膜을 덮어 이 틈사이로 모래가 沈透하지 못하게 하였다.

模型터널 內部에는 두 개의 手動 잭과 세 개의 다이알계지를 장치하여 上部可動部를 一定量 昇降시킬 수 있도록 하였다(Fig. 5 참조).

모래상자의 左半部에는 沈下測定裝置, 右半部에는 水平變位測定裝置를 Fig. 6 과 같이 埋設하였고, 이들 測定裝置는 Fig. 7 에 보인 바와 같

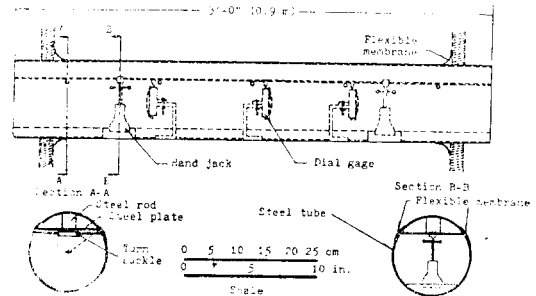


Fig. 5 Details of Model Tunnel, Test Series L

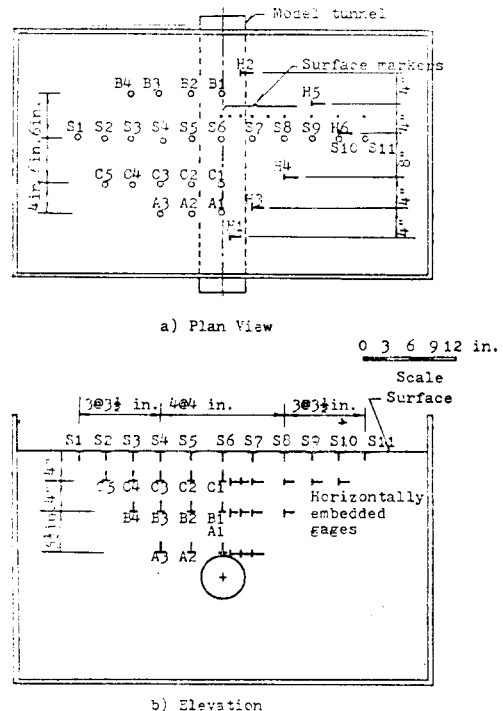


Fig. 6 Layout of Mechanical Embedded Gages, Test L-6

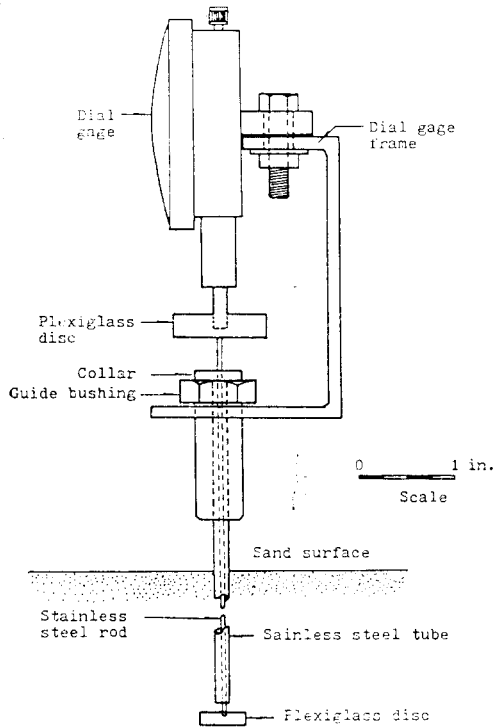


Fig. 7 Arrangement of Embedded Mechanical Gages

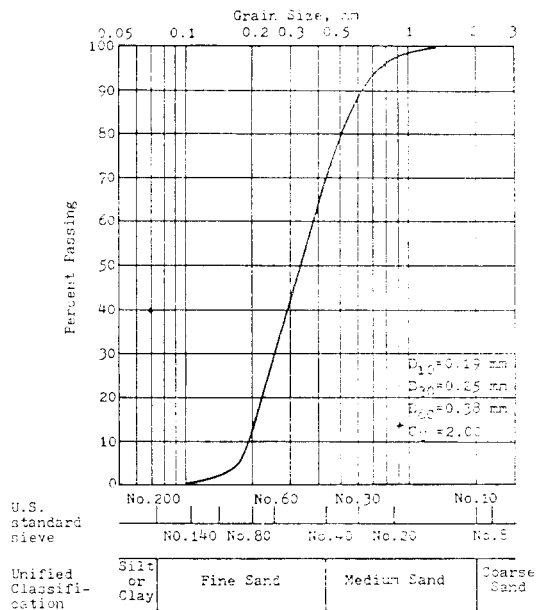


Fig. 8 Grain Size Distribution of Mason Sand

이 2.4 mm 직徑의 스테인레스鋼棒과 外徑 3.2 mm, 內徑 2.7 mm의 스테인레스鋼管으로 製作

하였다.

實驗에 使用한 모래는 Mason Sand로서 細粒의 깨끗하고 粒子形態가 球形에 가까왔으며 (mean roundness=0.48, sphericity=0.83) 約 90% 정도가 石英成分이었다. Fig. 8은 이 모래의 粒度加積曲線이다.

Kolbuszewski<sup>27)</sup>의 方法에 따라 決定한 最大 및 最小單位體積重量은 各各 17.6 kN/m<sup>3</sup>과 14.1 kN/m<sup>3</sup>이었고 이에 對應하는 最小 및 最大間隙率은 各各 0.48 및 0.85, 그리고 比重은 2.67 이었다. 三軸壓縮試驗과 三軸引張試驗을 排水狀態에서 實施한 結果를 Fig. 9에 보였다. 이들 試驗結果를 檢討한 바 內部摩擦角,  $\phi$ 와 初期間隙率,  $e_0$  사이에 아래와 같은 關係가 있음을 알았다.

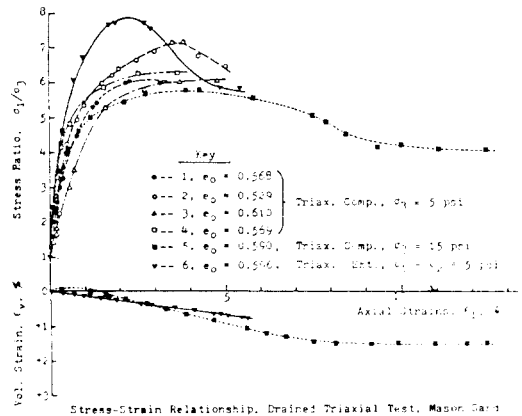


Fig. 9 Results of Triaxial Tests

$$\phi = 80 - 59e_0 \dots\dots\dots(25)$$

上記한 實驗에서는 터널天端 부근의 地盤損失을 再現하기 위하여  $4V_L/(\pi D^2)$ 의 값이 1%씩

Table 1 Test Geometry and Test Conditions

Test No.	Shield Diameter, D mm	Depth to Axis, z <sub>0</sub> mm	z <sub>0</sub> /D	Initial Average Density	
				e <sub>0</sub>	Dr, %
L-1	147	414	2.86	0.58	73
L-2	147	289	2.00	0.57	75
L-3	149	233	1.59	0.63	60
L-4	149	445	3.04	0.58	74
L-5	149	296	2.02	0.59	71
L-6	149	426	2.91	0.62	64
L-7	149	246	1.68	0.58	74

증가하여 10%가 될 때까지 段階的으로 上部可動部를 降下시켰다. 實驗條件은 Table. 1에 要約하였다.

Fig. 10에는 實驗結果中の 한 例로 變形度曲線을 보여준다.

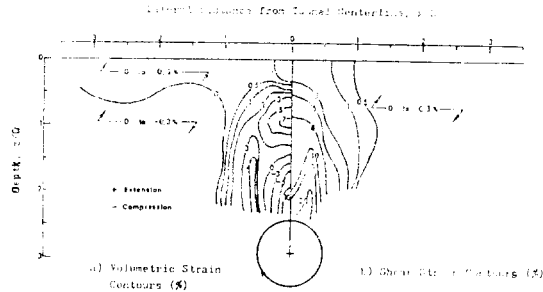


Fig. 10 Contour of Volumetric Strain and Maximum Shear Strain, Test L-6, 10%  $V_L$

體積變形度는 模型터널 直上部에 상당한 收縮이 있음을 보여 주는데 이는 주로 水平變形度の 影響으로 垂直變度는 0에 가까웠다. 剪斷變形度は 剪斷帶(shear band)의 形成을 示唆해 주고 있다.

#### 4. 模型實驗結果와 무라야마算定式的 比較

模型터널實驗이 可動널實驗과 類似하므로 무라야마算定式으로 地表 및 地中沈下量을 計算하여 實驗結果와 比較해 보기로 한다. Fig. 11과 같이 諸元을 取하고 Fig. 12에는  $\delta_c/D$ 와  $\Delta\delta_{smax}/\Delta\delta_c$ 와의 關係를 檢討하였다. 記號로 나타낸 것이 實驗值이고 破線으로 나타낸 것이 式(11), (12), (13)을 사용한 計算值이다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 實驗值와 計算值는 概略的인 傾向은 같으나, 잘 一致하지 않고 특히  $\delta_c$ 가 작을 때 이런 경향이 두드러졌다. 또 實驗 L-3 및 L-7에서 天端沈下가 臨界天端沈下를 超過했음을 알 수 있다. 따라서 두 實驗에서 觀測된  $\delta_{cc}$ 의 값으로 式(19)로부터 剪斷帶의 幅,  $t$ 를 逆算해 본 結果  $t=35\text{ mm}$ 를 얻었다. 이는 모래의 平均直徑을  $d_{50}$ 으로 보면  $t=100 \cdot d_{50}$ 이 된다. 이  $t$ 값을 計算에 사용하였다. 또  $\Delta n$ 값은 最大間隙比와 初期間隙比의 差를 사용하였다. 이것은 臨

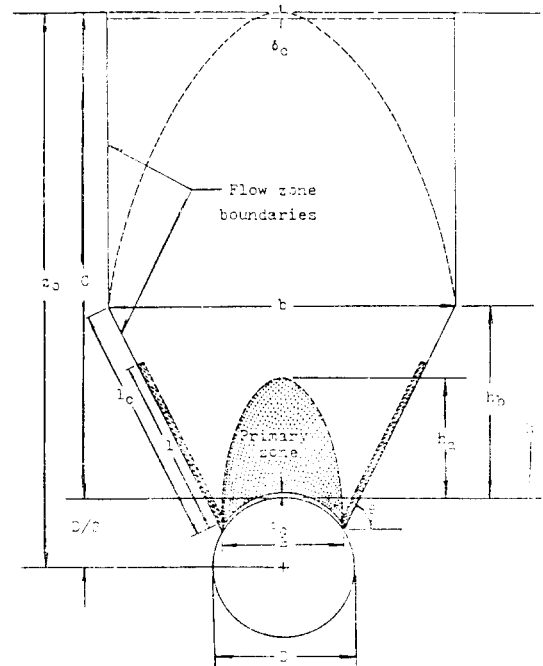


Fig. 11 Flow Zone Over Tunnels, L-Series Tests

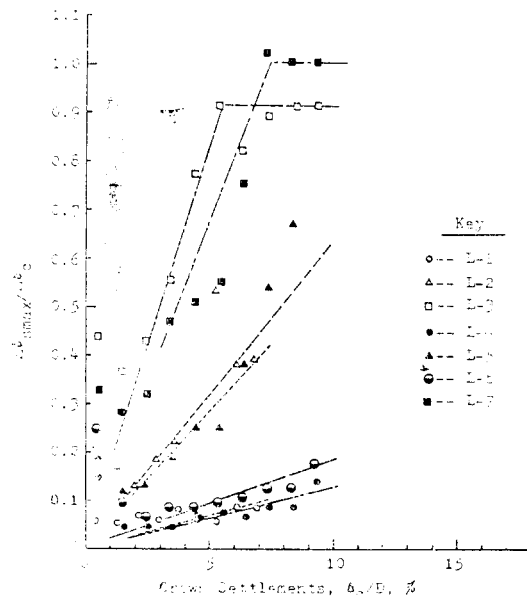


Fig. 12 Relationship Between  $\delta_c/D$  and  $\Delta\delta_{smax}/\Delta\delta_c$

界間隙比와 最大間隙比가 같다고 假定한 것인데 實驗室狀況에서 모래의 應力狀態가 매우 낮으므로 이러한 假定이 타당한 것으로 생각된다. 또한 式(25)의 關係를  $\theta$ 값의 算出에 사용하였다.



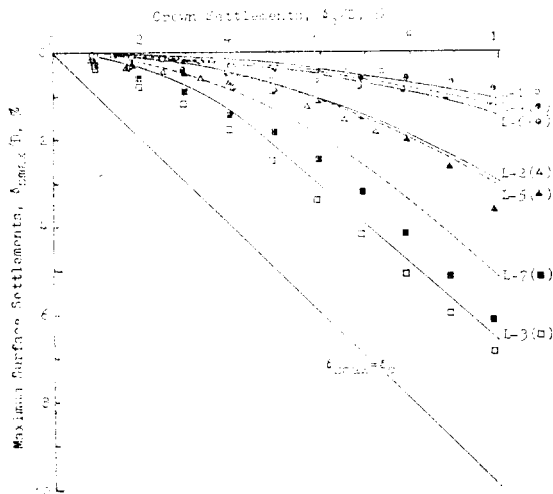


Fig. 13 Comparison of Estimated and Observed Relationship Between Crown Settlements and Maximum Surface Settlements, L-Series Tests

Fig. 13에 天端沈下와 地表最大沈下를 比較하였다.

記號로 表示한 것이 實驗值이고 實線과 點線으로 表示한 것이 式(14)와 (15)를 사용한 計算值이다. 計算值가 實驗值를 過小評價하고 있고 이러한 傾向이  $\delta_c/D$ 의 比가 2% 以下일 때 顯著함을 알 수 있다.

實驗 L-4 와 L-6 에서 計測된 地中沈下를 式(20)과 式(21)로 算定한 計算值와 Fig. 14에  $4V_L/(\pi D^2)$ 의 比가 1, 4, 7 및 10%인 경우에 대하여 比較하였다. 實線으로 表示한 것이 觀測值이고 點線으로 나타낸 것이 計算值이다.

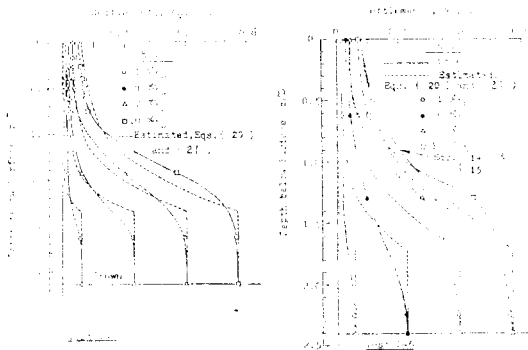


Fig. 14 Comparison of Estimated and Observed Variation of Settlements Over Tunnel Crown

沈下量의 實測值와 計算值의 差異는  $V_L$  값이 클 때보다 작을 때 커지며 터널天端에서 地表쪽으로 갈수록 커짐을 볼 수 있다.

터널中心線上에 있는 어느 地中點의 沈下는 터널上部의 被土高가 낮은 경우 그 地中點을 地表點이라 假定하고 式(14)와 式(15)를 써서 計算할 수도 있을 것이다. 다시 말하면 생각하는 地中點 上部의 被土를 無視하는 것이다. 이 方法으로 計算한 地中點의 沈下를 實驗 L-6에서  $4V_L/(\pi D^2)$ 의 比가 10%인 경우에 계산하여 Fig. 14에 破線으로 表示하였다. 그림에서 보는 바와 같이 式(14) 및 式(15)에 依한 地中沈下計算值와 式(20) 및 式(21)에 依한 地中沈下計算值에 큰 差異가 없음을 알 수 있다. 두 計算值는 터널天端, 地表 및 主領域內에서 一致하며 그 以外の 區間에서는 前者가 다소 큰 沈下를 나타내고 있다. 따라서 무라야마가 提案한 地中沈下算定式은 地表沈下算定式과 根本적으로 同一하며 터널上部의 被土高가 낮은 경우 두 方法中 어느 것을 사용해도 상관없다고 본다.

## 5. 考 察

무라야마(村山)의 地表 및 地中沈下 算定法은 比較的 간단하면서도 地中構造物의 幾何學의 諸元(B와 C) 構造物內部로의 地盤損失( $\delta_c$  또는  $V_L$ ), 粗粒媒體의 剪斷強度( $\phi$ ), 體積變化性質( $\Delta n$ ), 그리고 粒度와 關係되는 變數( $t$ ) 등을 포함하고 있으며 地中構造物 上部의 地盤을 세 領域으로 區分하여 考慮하고 있어 2.1節에서 記述한 다른 方法들에 比하여 보다 現實的이라고 말할 수 있다. 아래에는 무라야마方法에 대해 몇 가지 점을 考察해 보기로 한다.

1) 무라야마는 비교적 치밀한 상태의 건조모래와 알미늄棒을 사용하여 實驗하였고 可動보의 沈下는 매우 커서  $\delta_c/B$ 의 比가 0.7 내지 0.8까지 이르렀다. 實際現場에서 砂質土 地盤에 실드(shield)를 사용하여 터널을 掘鑿하는 경우  $\delta_c/B$ 의 比는 대개 0.05 미만이며 0.1을 초과하는 경우는 거의 없다. 前述한 대로  $\delta_c/B$ 의 比가 작은 경우 무라야마의 方法은 沈下를 過小評價하는 傾向이 顯著해진다.

2) 무라야마의 방법은 地盤中에서 일어나는 體積增加를 주로 假定하고 있으나, 實際의 터널에서는 터널스프링라인(springline) 부근에 대개 體積減少領域이 存在한다. 또한 剪斷帶에만 體積變化가 局限되어 있지도 않으며 剪斷帶內의 間隙比가 臨界間隙比로 變化한다는 假定에도 다소 무리가 있다고 생각되나, 이러한 體積變化에 關한 假定들은 서로 相殺되는 影響을 미친다.

3) 剪斷帶(shear band)의 概念은 새로운 것은 아니다. Coulomb 이래로 過壓密粘土나 稠密한 砂質土의 剪斷에서 剪斷變形이 集中된 比較的 좁은 幅의 剪斷帶가 實驗室에서 觀察되었다. 이들 剪斷帶의 發達條件과 成長方向에 대해 여러 研究가 이루어졌다.<sup>18, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34)</sup> de Josselin de Jong<sup>28)</sup>은 剪斷帶의 方向이 最大應力傾度(maximum stress obliquity)와 一致한다는 Coulomb의 概念을 그로 主唱한데 반하여 Roscoe<sup>31)</sup>는 無伸張率線(zero extension line)의 方向과 一致한다고 提案하였다. 한편 Arthur 等<sup>33)</sup>은 두 사람의 提案을 절충하여 아래와 같이 提案하였다.

$$\theta = 45^\circ + (\phi' + \nu')/4 \dots\dots\dots(26)$$

여기서  $\phi'$ 는 最大剪斷抵抗角(max. angle of shearing resistance)이며  $\nu'$ 은 最大體積膨脹角(max. angle of dilation)이다. 式(26)의 關係는 Vardoulakis<sup>34)</sup>가 實驗을 통해 確認한 바 있다.

2.1 節에서 言及한 Terzaghi<sup>20)</sup>의 角  $\theta$ 에 關한 觀察은  $\phi$ 를  $30^\circ$ 라고 假定할 때  $\theta$ 의 範圍가  $60^\circ$ 에서  $90^\circ$ 까지 변하고 그 平均值는  $45^\circ + \phi/2 + 15^\circ$ 가 되어 무라야마의 式(9)와 거의 같다. 한편 式(26) 중의  $(\phi' + \nu')/4$ 의 값은 보통 모래의 경우  $5^\circ$  내지  $10^\circ$  정도로 式(9)의  $16^\circ$ 보다는 작으나 무라야마의 方法으로 試算해 본 결과 이 程度의  $\theta$ 값 差異에는 거의 影響을 받지 않음을 確認하였다.

4) 式(19) 및 式(22) 중에 포함된 剪斷帶의 두께,  $t$ 를 어떻게 算定하느냐 하는 것도 問題이다. 무라야마의 實驗에서는 Table. 2에 보인 바와 같이  $t$ 값이 平均粒徑의 8 내지 80 배 정도로 觀測되었다.

한편 다른 實驗室觀測에서는<sup>31, 34)</sup>  $t$ 값이 媒體 平均粒徑의 10 내지 15 배로 報告된 바 있다. 4章의 計算에서는 前述한 대로 平均粒徑의 100 배

Table. 2 무라야마의 實驗<sup>24)</sup>에서 測定한 剪斷帶의 두께,  $t$

媒 體	$t$ (cm)	粒 度	비 고
알 미늄 棒 混 合 體	3-4	3:2 비율로 혼합한 $\phi 1.6$ mm 및 $\phi 3$ mm 棒과 8:7:5로 혼합한 $\phi 3$ mm, 5mm, 9mm의 棒	$t \approx (8 \sim 16)$ (평균입도)
稠密한  굵은 모래	4-4.5	0.3 mm ~ 5 mm	$t \approx 30$ (평균입도)
稠密한  가는 모래	2-3	0.1 mm ~ 1 mm	$t \approx 80$ (평균입도)

를  $t$ 값으로 사용하였으나, 앞으로 現場條件에서 的 觀測資料가 必要하다고 본다.

5) 地表沈下量,  $V_s$ 는 地表沈下가 Gauss의 定規確率曲線으로 分布할 때

$$V_s = 2.5i\delta_{smax} \dots\dots\dots(27)$$

로 주어지고 이 關係는 많은 現場計則으로 確認된 바 있다.<sup>1, 7, 35)</sup> 여기서  $i$ 는 定規確率曲線의 標準偏差 또는 沈下曲線의 中心線에서부터 變曲點까지의 距離이다. 式(16)과 式(27)을 比較하면

$$b = 2.5i \dots\dots\dots(28)$$

이 되나, 式(10)으로 計算한  $b$ 값은 約  $2.0i$ 에 해당하는 것을 發見하였다. 따라서 무라야마의 方法은 沈下範圍도 過小評價한다.

무라야마의 方法은 比較的 얇은 길이에 埋設되는 地下構造物과 팽창성(dilative)地盤에 적용된다. 즉 낮은 應力狀態에 있는 稠密한 粗粒土(granular soil) 地盤이다. 또한 이 方法은 沈下와 沈下範圍, 따라서 沈下體積을 過少評價한다. 이 方法은 剪斷帶의 形成前에 發生하는 變位를 考慮하지 않고 있으며, 따라서 彈性變形이 包含되지 않았다. 나고야(名古屋) 地下鐵에서 地表計測値와 무라야마方法으로 구한 計算値를 比較한 Kawamoto와 Okuzono<sup>36)</sup>는 計測値가 計算値보다 約 100% 컸다고 報告하였다. 또한 地盤을 線形彈性體로 假定한 有限要素解析의 結果로 얻은 地表沈下와 무라야마方法으로 구한 地表沈下를 合하였을 때 實測値에 近似한 값을 얻었다고 報告했는데, 이는 上述한 대로 무라야마의 方法이 彈性變形을 考慮하지 않았다는 것을 間接的으로 示唆해 준다.

## 6. 結 論

무라야마(村山)의 沈下算定式과 模型터널實驗 結果를 比較하여 아래와 같은 結論을 얻었다.

1) 무라야마의 算定式은 地盤의 彈性變形을 考慮하지 않고 있으며 따라서 沈下, 沈下の 範圍, 沈下體積을 過少評價한다.

2) 무라야마의 算定式은 比較的 낮은 應力狀態에 있는 稠密한 粗粒土를 貫通하는 地下構造物에 適用할 수 있다.

3) 무라야마의 地表沈下算定式과 地中沈下算定式은 根本적으로 同一한 것이다.

4) 上記한 1, 2 項에 留意하면서 工學的 判斷을 適切히 驅使하면 무라야마의 算定式을 實際 터널의 地盤沈下概算에 利用할 수 있을 것이다.

## 7. 謝 辭

3 章에 記述한 模型터널實驗은 筆者가 Illinois 大學에 在學中 施行한 것이다.

### 參 考 文 獻

1. Peck, R.B., "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," State of the Art Report, 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Mexico City, State-of-the-Art Vol., 1969, pp. 225~290.
2. Heuer, R.E., "Catastrophic Ground Loss in Soft Ground Tunnels," Proc. N. Am. Rapid Exc. Tunneling Conf., AIME, 1976, pp. 278~295.
3. Hong, S-W., "Ground Movements Around Model Tunnels in Sand," PhD Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1984, pp. 189~218.
4. Berry, D.S., "The Ground Considered as a Transversely Isotropic Material," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, 1964, pp. 159~167.
5. British National Coal Board, "Subsidence Engineers' Handbook," 1975, pp. 8~15.
6. Potts, D.M., "Behavior of Lined and Unlined Cylindrical Cavities in Sand," PhD Thesis, Cambridge Univ., 1976.
7. Schmidt, B., "Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil," PhD Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1969.
8. Attewell, P.B. and Farmer, I.W., "Ground Disturbance Caused by Shield Tunnelling in a Stiff Overconsolidated Clay," Engineering Geology, Vol. 8, 1974, pp. 361~381.
9. Myrianthis, M.L., "The Development of Surface Subsidence Profiles during Soft Ground Tunneling," Proc. 2nd Int. Cong., Int. Assoc. Engng. Geologists, Sao Paulo, Vol. 2, 1974, pp. VII-4.1~4.8.
10. Farmer, I.W., "Case Histories of Settlement above Tunnels in Clay," Proc. Conf. Large Ground Movements and Structures, Cardiff, Halsted Press, 1980, pp. 75~91.
11. Orchard, R.J., "Recent Developments in Predicting Amplitude of Mining Subsidence," J. Roy. Instn. Chart. Surv., Vol. 33, 1954, pp. 864.
12. King, H.T. and Whetton, J.T., "Mechanics of Mining Subsidence," Colliery Engineering, Vol. 35, 1958, June, pp. 247~252. and July, pp. 285~288.
13. Terzaghi, K., "Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trapdoor," Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Cambridge, Vol. 1, 1936, pp. 307~311.
14. Cording, E.J. and Davisson, M.T., "Model Studies of Soil-Structure Interaction," Chapt. 6 in *Computation of Underground Structural Response*, ed. A. Ang and N.M. Newmark, Final Report by the Dept. of Civil Engng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, DA-49-146-XZ-104, 1963.
15. McNulty, J.W., "An Experimental Study of Arching in Sand," Technical Report, U.S. Army Waterways Experiment Station, No. 1-674, 1965.
16. Ladanyi, B. and Hoyaux, B., "A Study of the Trapdoor Problem in a Granular Mass," Can. Geot. J., Vol. 6, No. 1, 1969, pp. 1~14.
17. Murayama, S. and Matsuoka, H., "Earth Pressures on Tunnels in Sandy Ground," Trans., JSCE, Vol. 3, Part 1, 1971, pp. 78~79.
18. Vardoulakis, I., Graf, B. and Gudehus, G.,

- “Trap-door Problem with Dry Sand: A Statical Approach based upon Model Test Kinematics,” *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 5, 1981, pp. 57~78.
19. 鄭鎬永, “粗粒媒體斗 部分沈下에 關한 模型實驗的研究”, 碩士學位論文, 韓國科學技術院, 1986.
  20. Terzaghi, K., “*Theoretical Soil Mechanics*,” John Wiley and Sons Inc., N.Y., 1943, pp. 66~76.
  21. Loos, W. and Breth, H., “Kritische Betrachtung des Tunnel-und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes,” *Der Bauingenieur*, Vol. 24, Heft 5, 1949, pp. 129~135.
  22. Yoshikoshi, W., “Critical Earth Pressure on a Pipe in the Ground,” *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 2, 1976, pp. 31~41.
  23. 村山 朔郎, “砂層内 局部沈下部にかかる垂直土壓”, 京都大學 防災研究所 年報 第11號 B, 1968, pp. 549~565.
  24. 村山 朔郎, 松岡 元, “粒狀土地盤の局部沈下現象について”, 日本 土木學會 論文報告集, 第172號, 1969, pp. 31~41.
  25. Atkinson, J.E., Brown, E.T. and Potts, D.M., “Collapse of Shallow Unlined Tunnels in Dense Sand,” *Tunnels and Tunnelling*, May. 1975, pp. 81~87.
  26. 村山 朔郎, 遠藤正明, 中崎英彦, 竹村 章, “アルミ 棒積層體によるトンネル切羽の安定に關する模型實驗—土被りの深い場合”, 竹中技術研究所 研究報告書, No. 12, 1974.
  27. Kolbuszewski, J.J., “An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sand,” *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, Rotterdam, Vol. 1, 1948, pp. 158~165.
  28. de Josselin de Jong, G., “The Undefiniteness in Kinematics for Friction Materials,” *Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems*, Vol. 1, 1958, pp. 55~70.
  29. Rowe, P.W., “The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact,” *Proc. Royal Soc.*, Vol. A-269, 1962, pp. 500~527.
  30. Rowe, P.W., “Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soils,” *Proc. Roscoe Mem. Symp., Stress-Strain Behavior of Soils*, G.T. Foulis and Co., London, 1971, pp. 143~194.
  31. Roscoe, K.H., “The Influence of Strains in Soil Mechanics,” *Geotechnique*, Vol. 20, No. 2, 1970, pp. 129~170.
  32. Palmer, A.C. and Rice, J.R., “The Growth of Slip Surfaces in the Progressive Failure of Over-Consolidated Clay,” *Proc. Royal Soc. London*, A. 332, 1973, pp. 527~548.
  33. Arthur, J.R.F., Dunstan, T., Al-Ani, Q.A.J.L. and Assadi, A., “Plastic Deformation and Failure in Granular Media,” *Geotechnique*, Vol. 27, No. 1, 1977, pp. 53~74.
  34. Vardoulakis, I., “Shear Band Inclination and Shear Modulus of Sand in Biaxial Tests,” *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 4, 1980, pp. 103~119.
  35. Hansmire, W.H. and Cording, E.J., “*Field Measurements of Ground Displacements about a Tunnel in Soil*,” Final Report, Dept. of Civil Engng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign for the Washington Metropolitan Area Transit Authority, 1975.
  36. Kawamoto, T. and Okuzono, K., “Analysis of Ground Surface Settlement due to Shallow Shield Tunnels,” *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 1, 1977, pp. 271~281.