

双設シールドトンネルによる地表面沈下の 算定手法とその現場への適用

ESTIMATION METHOD OF GROUND SURFACE SUBSIDENCE
DUE TO PARALLEL SHIELDS TUNNELING AND ITS
APPLICATION TO PRACTICAL PROBLEMS

久武勝保*・竹山 喬**・伊藤 富雄***
By Masayasu HISATAKE, Takashi TAKEYAMA and Tomio ITO

1. 緒 論

トンネルの掘削による地表面の沈下が、トンネルと地表面との幾何学的関係、地質特性および施工条件の影響を顕著に受けることは、経験的によく知られている^{1)~7)}。そこで著者らは、単線トンネルによる地表面沈下について、上記の諸要素を考慮した境界要素法による三次元解析の手法をすでに示し^{8) 9)}、また、この手法を一般の多層地盤に拡張し、解析結果と現場実測結果とを比較して、その手法の妥当性を確認した¹⁰⁾。

一方、市街地では、2本のシールドトンネルが併設される場合もまれではなく、この場合の沈下の解析にあたっては、先行トンネルの施工および後続トンネルの掘削とセグメントの施工、といった両トンネルの施工手順を考慮に入れる必要がある。しかし、先行トンネルの掘削時に解放された応力と、そのセグメントに作用している地圧とが、後続トンネル掘削時に解放される応力に影響を与えること¹¹⁾、セグメントの外面と地山との間に生じる間隙の沈下に与える影響が大であること⁹⁾など、複雑な力学的条件を考慮せねばならないので、双設シールドトンネルによる地表面沈下量の合理的算定手法は、現在まだ確立されていない。

そこで、以下本文では、すでに行った単線トンネルに対する沈下量算定の成果を踏まえ、双設シールドトンネルによる地表面沈下量を、上記の諸条件を考慮しつつ算定する手法を提案し、次いで、本手法を実際の双設シールドトンネルに適用し、実測沈下量と解析結果とを比較することによって、本手法の妥当性を検証する。

2. 地表面沈下の解析

(1) 概 説

シールドトンネルでは、セグメントによって地山の変位が拘束される。すなわち、線形粘弾性地山内に 図-1 のようなトンネルを瞬間的に掘削し、ある時間経過後に切端を含む

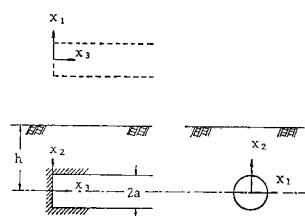


図-1 トンネルと地表面の幾何学的関係

トンネル内面の変位を完全に拘束すれば、以後地表面には沈下を生じないこと⁹⁾が理論的に知られている。しかし、通常、切端はその変位が拘束されずに、ある速度で前進し、セグメントもそれに伴って順次施工される。また、セグメントの外面と地山との間に多少の間隙を生じることは避けがたく、地山が変位してその間隙を埋めるまで、トンネルは無支持状態にある¹²⁾と考えられる。したがって、そのような諸条件を考慮して沈下量を算定する必要があるが、しかし厳密な三次元解析によるのは容易なことではない。そこで本文では、切端の前進による地表面の沈下およびトンネル内面の変位は、三次元粘弾性解析によって求めるが、セグメントの地圧によって抑制される地山の変位は、トンネル横断面について、二次元的に取り扱うこととする。また、本解析では、双設シールドトンネルの施工手順を考慮して地表面沈下量を算定するが、この場合、トンネル中心から地表面までの距離 h とトンネル半径 a との比 h/a は2以上とし、また、地山のポアソン比 ν は経時的に変化しない¹³⁾とする。

* 正会員 工博 大阪大学助手 工学部土木工学科

** 正会員 大阪市交通局計画部長

*** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

(2) 先行シールドトンネルによる沈下

a) 素掘の状態における沈下

図-2は、三次元弾性地山内に図-1のようなトンネルを掘削した場合について、面 x_2-x_3 に平行な任意の鉛直面内における地表面の沈下 u_2 と水平方向変位 u_1 を示したものであるが、これら u_1, u_2 をそれぞれに対応する平面ひずみ状態での値で除し、無次元曲線（以下、このような曲線を特性曲線という）として示すと、図-3 のようになる¹⁰⁾ので、上記 u_1, u_2 の特性曲線は、

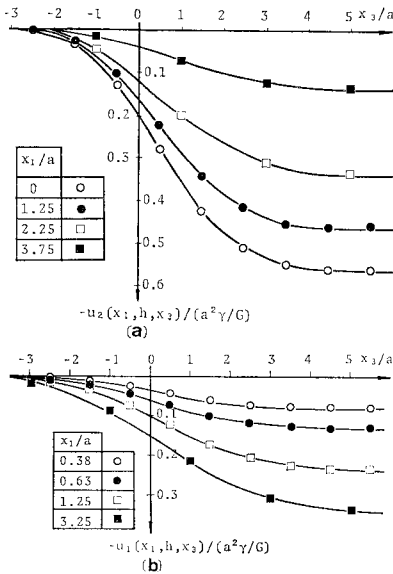


図-2 面 x_2-x_3 に平行な鉛直面内地表面の沈下(a)と水平変位 (b) ($h/a=4, \nu=0.45$)

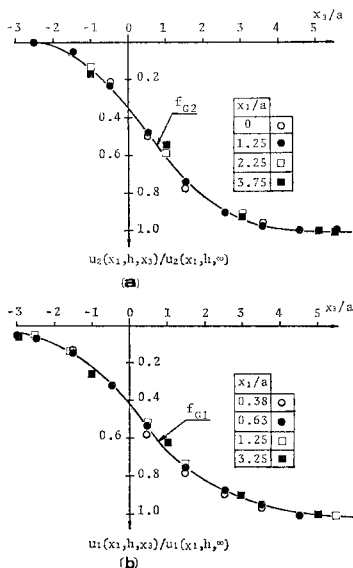


図-3 図-2 に示す沈下と水平変位の特性曲線 ($h/a=4, \nu=0.45$)

それぞれ1本の曲線 f_{G1}, f_{G2} で近似できることがわかる。また、軟質地山におけるトンネル横断面内のトンネル内面半径方向変位のモードも、切端とその横断面との間の距離にあまり依存しない⁹⁾ので、このトンネル内面変位についても、やはり上記のような特性曲線 f_T が得られる。

次に、粘弾性地山内にトンネルを瞬間的に掘削した二次元状態の場合を考えると、そのときの変位 u^0 は、トンネル境界と地表面における諸量にそれぞれ添字 T, G を付け、境界要素法における変位と応力のベクトルおよびマトリックスを離散化し、これらの配列を T, G に対応させれば、次式を得る^{9), 14)}。

$$\begin{Bmatrix} u^0_{G1}(x_1, x_2; t) \\ u^0_{G2}(x_1, x_2; t) \\ u^0_{T1}(x_1, x_2; t) \\ u^0_{T2}(x_1, x_2; t) \end{Bmatrix} = \phi(t) \begin{Bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \Gamma_{44} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ p^0_{T1}(x_1, x_2) \\ p^0_{T2}(x_1, x_2) \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 p^0_{Tj} はトンネル掘削時にトンネル境界で解放される j 方向の応力ベクトル、 $\phi(t)$ はせん断変形に対するクリープ関数、 f_{jk} は座標とポアソン比の関数である。次いで、図-1のようなトンネルを、三次元粘弾性地山内に一定の速度 V_1 で掘削する場合を考えることにすれば、地表面とトンネル境界の変位 u_G, u_T は、三次元弾性解析による特性曲線 f と、二次元粘弾性解析から得られる経時変位 u^0 を用いれば、次式のように求められる^{9), 15)}ので、

$$\begin{aligned} u_{Gk}(x_1, x_2; t_i) &= u_{Gk}(x_1, x_2, x_3=V_1(t_i-T_{Gk}); t_i) \\ &= \int_0^{t_i} u^0_{Gk}(x_1, x_2; t_i-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_{Gk} \\ &\quad \{V_1(\tau-T_{Gk})\} d\tau \\ u_{Tk}(x_1, x_2; t_j) &= u_{Tk}(x_1, x_2, x_3=V_1(t_j-T_T); t_j) \\ &= \int_0^{t_j} u^0_{Tk}(x_1, x_2; t_j-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_T \\ &\quad \{V_1(\tau-T_T)\} d\tau, (k=1, 2) \end{aligned} \dots \dots \dots (2)$$

これに式 (1) を代入すれば次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} u_{G1}(x_1, x_2; t_i) \\ u_{G2}(x_1, x_2; t_i) \\ u_{T1}(x_1, x_2; t_j) \\ u_{T2}(x_1, x_2; t_j) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_{G1}(t_i) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & A_{G2}(t_i) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & A_T(t_j) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A_T(t_j) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \Gamma_{44} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ p^0_{T1}(x_1, x_2) \\ p^0_{T2}(x_1, x_2) \end{Bmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 A_{Gk}(t_i) &= \int_0^{t_i} \phi(t_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_{Gk} \{V_1(\tau - T_{Gk})\} d\tau, \\
 (k=1, 2) \\
 A_T(t_j) &= \int_0^{t_j} \phi(t_j - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_T \{V_1(\tau - T_T)\} d\tau \\
 \dots\dots\dots (3)
 \end{aligned}$$

ここに、 t_i, t_j はそれぞれトンネル縦断地表面、および切端前方の仮想トンネル境界上の1点で、変位が生じ始める時刻を基準にした時間、 T_G はトンネル縦断地表面で変位が生じる位置と切端中心上地表点との間の距離を掘進速度 V_1 で除した時間、さらに T_T は、仮想トンネル境界で変位が生じる位置と切端との間の距離を V_1 で除した時間である。

b) セグメント施工後の沈下

解析を容易にするために、セグメントが切端のすぐ手前で施工されると考え、そのセグメントの外表面と地山との間に間隙が存在する場合を取り上げると、地山が変位してその間隙を埋めるまでの時間 T_c の間、セグメントに地圧は作用しないことになる。また、地表面の沈下防止を目的とするシールドトンネルでは、トンネル内面変位を極力小にする必要があり、そのため、セグメントも剛性の高いものを使用される。そこで、間隙がなくなったのち、セグメントがその外表面に接する地山の変位を完全に拘束し、かつ地山とセグメントの間にすべりが起こらないと仮定すれば、式(3)を用いることによって、次の境界条件式が得られる¹²⁾。ここに、 Δu は間隙が埋ま

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} \Delta u_{G1}(x_1, x_2; t_l) \\ \Delta u_{G2}(x_1, x_2; t_l) \\ \Delta u_{T1}(x_1, x_2; t_l) = 0 \\ \Delta u_{T2}(x_1, x_2; t_l) = 0 \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \Delta A_{G1}(t_l) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \Delta A_{G2}(t_l) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \Delta A_T(t_l) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Delta A_T(t_l) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \Gamma_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ p^{\circ}_{T1}(x_1, x_2) \\ p^{\circ}_{T2}(x_1, x_2) \end{Bmatrix} \\
 + \begin{bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \Gamma_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \int_0^{t_l} \phi(t_l - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_{T1}(x_1, x_2; \tau) d\tau \\ \int_0^{t_l} \phi(t_l - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_{T2}(x_1, x_2; \tau) d\tau \end{Bmatrix} \\
 \Delta A_{Gk}(t_l) &= \int_0^{T_{Gk} + T_c + t_l} \phi(T_{Gk} + T_c + t_l - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_{Gk} \{V_1(\tau - T_{Gk})\} d\tau \\
 &\quad - \int_0^{T_{Gk} + T_c} \phi(T_{Gk} + T_c - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_{Gk} \{V_1(\tau - T_{Gk})\} d\tau, (k=1, 2) \\
 \Delta A_T(t_l) &= \int_0^{T_T + T_c + t_l} \phi(T_T + T_c + t_l - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_T \{V_1(\tau - T_T)\} d\tau \\
 &\quad - \int_0^{T_T + T_c} \phi(T_T + T_c - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_T \{V_1(\tau - T_T)\} d\tau
 \end{aligned} \dots\dots\dots (4)$$

った後の変位増分、 t_l は間隙が埋まった時刻を基準にした時間、さらに p_T はセグメントに作用する経時地圧である。したがって、式(4)の右辺第1項は、セグメントが施工されない場合に生じる変位増分を表わし、右辺第2項は、セグメントの地圧に基づく変位を示している。

そこで、式(4)にラプラス変換

$$C^*(q) = \int_0^{\infty} C(t) \exp(-qt) dt$$

を施せば、

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} \Delta u^*_{G1}(x_1, x_2; q) \\ \Delta u^*_{G2}(x_1, x_2; q) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \Delta A^*_{G1}(q) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \Delta A^*_{G2}(q) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \Delta A^*_T(q) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Delta A^*_T(q) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \Gamma_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ p^*_{T1}(x_1, x_2) \\ p^*_{T2}(x_1, x_2) \end{Bmatrix} \\
 + \begin{bmatrix} \Gamma_{11} & \Gamma_{12} & \dots & \Gamma_{14} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \Gamma_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ q\phi^*(q) \cdot p^*_{T1}(x_1, x_2; q) \\ q\phi^*(q) \cdot p^*_{T2}(x_1, x_2; q) \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

となり、上式は次のように書くこともできる。

$$\begin{aligned}
 \Delta u^*_{G1}(x_1, x_2; q) &= \Delta A^*_{G1}(q) \{ \Gamma_{13} \cdot p^*_{T1}(x_1, x_2) + \Gamma_{14} \cdot p^*_{T2}(x_1, x_2) \} \\
 &\quad + q\phi^*(q) \{ \Gamma_{13} \cdot p^*_{T1}(x_1, x_2; q) + \Gamma_{14} \cdot p^*_{T2}(x_1, x_2; q) \}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta u^*_{G_2}(x_1, x_2; q) &= \Delta A^*_{G_2}(q) \{ \Gamma_{23} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) + \Gamma_{24} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) \} \\
 &+ q\phi^*(q) \{ \Gamma_{23} \cdot p^*_{T_1}(x_1, x_2; q) + \Gamma_{24} \cdot p^*_{T_2}(x_1, x_2; q) \} \\
 0 &= \Delta A^*_{T}(q) \{ \Gamma_{33} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) + \Gamma_{34} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) \} \\
 &+ q\phi^*(q) \{ \Gamma_{33} \cdot p^*_{T_1}(x_1, x_2; q) + \Gamma_{34} \cdot p^*_{T_2}(x_1, x_2; q) \} \\
 0 &= \Delta A^*_{T}(q) \{ \Gamma_{43} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) + \Gamma_{44} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) \} \\
 &+ q\phi^*(q) \{ \Gamma_{43} \cdot p^*_{T_1}(x_1, x_2; q) + \Gamma_{44} \cdot p^*_{T_2}(x_1, x_2; q) \}
 \end{aligned} \tag{5}$$

したがって、上式の第3および第4式を解けば、セグメントに作用する経時地圧が次のように求められる。

$$\begin{aligned}
 p_{T_k}(x_1, x_2; t_l) &= -W(t_l) \cdot p^{\circ}_{T_k}(x_1, x_2), \\
 &\quad (k=1, 2) \\
 W(t_l) &= \mathcal{L}^{-1} \left\{ \frac{\Delta A^*_{T}(q)}{q\phi^*(q)} \right\}
 \end{aligned} \tag{6}$$

ここに、 \mathcal{L}^{-1} はラプラス逆変換を示す。

要するに、セグメントに作用する地圧は、式(6)によって求められ、それは式(6)に含まれるパラメーター、すなわち、三次元弾性解析から求められる特性曲線 f_T 、クリープ関数 $\phi(t)$ 、時間 T_T と T_c 、掘進速度 V_1 、およびトンネル掘削時に解放された応力 p°_T により決定されることがわかる。また、式(6)の形からして、地圧の分布形状はトンネル掘削時に解放される応力の分布形状と同一になる。

次に、地表面沈下を考えると、まず、式(6)を式(5)の第1および第2式に代入すれば、セグメントが地山の変位を拘束した後の地表面の変位増分は、式

$$\begin{aligned}
 \Delta u_{Gk}(x_1, x_2; t_l) &= \{ \Delta A_{Gk}(t_l) - \Delta A_T(t_l) \} \\
 &\quad \cdot \{ \Gamma_{k3} \cdot p^{\circ}_{T_1}(x_1, x_2) + \Gamma_{k4} \cdot p^{\circ}_{T_2}(x_1, x_2) \}, \quad (k=1, 2)
 \end{aligned}$$

によって求められ、さらに式(1)の関係を利用すれば、上式は、二次元解析から求められる変位 u° を用いて、次のように変形される。

$$\begin{aligned}
 \Delta u_{Gk}(x_1, x_2; t_l) &= \{ \Delta A_{Gk}(t_l) - \Delta A_T(t_l) \} u^{\circ}_{Gk}(x_1, \\
 &\quad x_2; 0) / \phi(0), \quad (k=1, 2)
 \end{aligned} \tag{7}$$

これが、セグメント背後の間隙がなくなった後の地表面沈下量を求める式であるが、すでに述べたように、上式は、セグメントへの地圧の反力に基づく地山の変位を二次元的に取り扱って導かれたものである。しかし、時間 t_l が十分大であれば、セグメントへの地圧の増加速度も、トンネル横断面内における地圧のトンネル軸方向の変化も、ともに小になり、状態が二次元問題に移行すると思われる。したがって、このような場合には、地表面沈下量が式(7)で算定でき、沈下を抑えるセグメントの効果を明らかにできると思われる。

なお、表-1は、切端のすぐ手前にセグメントを施工後、時間 T_c が経過して地圧の作用する場合について、トンネル縦断地表面の測点直下のライニングに地圧が作

用し始めてから、 $t_l=100$

日経過するまでに測点で生じる沈下増分を取り上げ、それを式(7)で求めて、これと素掘トンネルにおいて上記と同一の期間に生じる沈下増分との比 R を示したものである。この結果か

表-1 沈下増分比 R

V_1 (a/day)	T_c (day)	R
2	2	0.021
2	4	0.012
2	8	0.011
4	1	0.013
4	2	0.008

[$h/a=4, \nu=0.4, \phi(t)=\alpha(1+\ln(1+t))$]

ら、掘進速度 V_1 が早いほど、また、 T_c が大であるほど、 R の値が小になる。要するに、セグメントに地圧が作用した後の沈下の増分は、素掘トンネルでのそれに比べて、当然のことながら非常に小である。

(3) 後続シールドトンネルによる沈下

通常、後続トンネルは、先行トンネルの通過後、それに平行して施工されるが、ここでは先行および後続両トンネルの切端が十分離れ、いずれの切端周辺の応力も、他の切端の前進によって影響を受けないものとする。

さて、まず応力について考え、後続トンネルの掘削時に、その境界 S で解放される応力ベクトル p_j を求めると、それは、後続トンネル掘削以前における S 上の応力¹¹⁾、すなわち、

- a) 先行トンネル通過以前の S 上の初期応力 σ_{kj}
- b) 先行トンネルが素掘状態になったときに、 S 上に生じる応力増分 $\Delta\sigma_{kj}$
- c) 先行トンネルのセグメントに作用する地圧の反力により、 S 上に生じる応力増分 $\Delta\bar{\sigma}_{kj}$

の三者を用いることによって、次式で与えられる。

$$p_j = (\sigma_{kj} + \Delta\sigma_{kj} + \Delta\bar{\sigma}_{kj}) n_k \tag{8}$$

ここに、 n は境界 S において、トンネル内空方向に立てた単位法線ベクトルである。ところが、式(8)において、応力増分 $\Delta\sigma_{kj}$ は経時的には変化しないが、先行トンネルのセグメントに作用する地圧は経時的に増加するので、 $\Delta\bar{\sigma}_{kj}$ は時間的に変化する。そこで、この $\Delta\bar{\sigma}_{kj}$ を求めることとし、それをトンネル横断面内で二次元的に取り扱おうとすれば、式(6)で示すように、先行トンネルの地圧のモードが、その掘削時に解放された応力のモードと同一であることから、上記 $\Delta\sigma_{kj}$ と $\Delta\bar{\sigma}_{kj}$ との間には、次の関係が成立する。

$$\Delta\bar{\sigma}_{kj}(t_l) = -W(t_l) \cdot \Delta\sigma_{kj}$$

したがって、上式を式(8)に代入すれば次式が得られる。

$$p_j(t_l) = [\sigma_{kj} + \Delta\sigma_{kj}\{1 - W(t_l)\}]n_k \dots\dots\dots(9)$$

要するに、後続トンネルの掘削時にその境界 S で解放される応力は、両トンネル掘削前の初期応力 σ_{kj} 、先行トンネルの掘削による応力増分 $\Delta\sigma_{kj}$ 、さらに、パラメーター W に含まれる特性曲線 f_T 、クリープ関数 $\phi(t)$ 、時間 T_T と T_c 、先行トンネルの掘進速度 V_1 、後続トンネルの形状 (n_k) および時間 t_l によって決まることかわかる。

次に、地表面沈下の算定方法を示すと、まず、現場実測の結果によれば、後続トンネルの掘削時に、その縦断地表面で先行沈下の生じる位置と切端中心上地表点との間の距離 d は、先行トンネルにおけるその距離とほぼ同じである¹⁰⁾。そこで、後続トンネルによる沈下の特性曲線として、先行トンネルのそれを代用することにすれば、後続トンネルを速度 V_2 で掘削する場合の地表面沈下量 \bar{u}_{G_2} は、式(2)を求めたときと同様にして、次式で与えられる。

$$\bar{u}_{G_2}(x_1, x_2; \bar{t}_i) = \int_0^{\bar{t}_i} \bar{u}^{\circ}G_2(x_1, x_2; \bar{t}_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_{G_2}\{V_2(\tau - \bar{T}_{G_2})\} d\tau$$

ここに、 $\bar{u}^{\circ}G_2$ は、後続トンネルの境界 S 上で式(9)の応力を瞬間的に解放した場合について、二次元粘弾性解析で求めた地表面の経時沈下量を示し、 \bar{t}_i は後続トンネルの縦断地表面上の1点で、後続トンネルによる先行沈下が生じ始める時刻を基準とした時間、 \bar{T}_{G_2} は前記の距離 d を V_2 で除した時間である。

さらに、後続トンネル内に施工されるセグメントの影響を考えると、この場合にも、セグメントの外表面と地山との間に存在する間隙だけトンネル内面が変位したのち、セグメントがトンネルの内面変位を完全に拘束し、また、地山とセグメント外表面との間にすべりを生じないと仮定すれば、先行トンネルに対して導いた式(7)と同様の式が得られる。したがって、後続トンネルのセグメントに地圧が作用した後の地表面沈下量の増分も、先行トンネルの場合と同様、素掘時の沈下量の増分に比べて非常に小なることかわかる。

3. 多層地盤における地表面沈下

以上の解析は、均質な粘弾性地山に対するものである。しかし、実際の地盤は一般に多数の地層によって構成されているので、さらに多層地盤についても解析をする必要が認められる。しかし、それを厳密に行うのは困難であるから、以下のようにして沈下量を求めることに

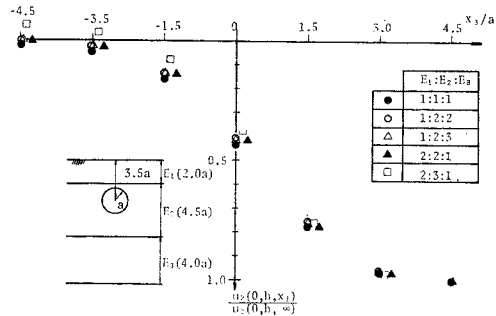


図-4 多層弾性地山での無次元沈下特性 ($\nu=0.3$)

する。

さて、図-4 は、多層弾性地山において、各層の弾性係数の比を種々に変化させ、三次元有限要素解析により、トンネル縦断地表面の無次元沈下特性を求めた結果¹⁰⁾である。これを見ると、図示の範囲内では、多層弾性地山の無次元沈下特性は、単層弾性地山のそれとほとんど差のないことがわかる。

一方、地山のクリープ関数 $\phi(t)$ は、多くの場合、対数関数

$$\phi(t) = \alpha + \beta \cdot \ln(1+t), \quad (t: \text{日}) \dots\dots\dots(10)$$

で近似でき、かつ、係数 β/α の平均値は、通常的地山ではほぼ1であること¹²⁾が知られている。そこで、多層粘弾性地山の各層 k のクリープ関数 $\phi_k(t)$ についても、 $\beta_k/\alpha_k=1$ であると仮定すれば、式(10)から、

$$\phi_k(t) = \alpha_k \{1 + \ln(1+t)\} \dots\dots\dots(11)$$

が得られ、 α_k がくり出されるので、図-1 のようなトンネルを瞬間的に掘削すれば、沈下のモードは経時的に変化せず、多層弾性地山の沈下のモードに一致することから、結局、多層粘弾性地山の沈下の特性曲線として、単層弾性地山のそれが利用できることになる。

次に、粘弾性体と弾性体とから成る混層地盤について考えると、その沈下の特性曲線は経時的に変化するが、その変化量は小さいと思われる。なぜならば、図-4 に示すように、多層弾性地山の弾性係数の比が変化しても、特性曲線はほとんど変化しないので、粘弾性体の見掛けの弾性係数が経時的に低下しても、特性曲線は経時的にあまり変化しないと思われるからである。したがって、通常混層地盤の地表面沈下量もまた、その地山でのトンネル横断面内の二次元粘弾性解析から得られる沈下量と、単層弾性地山での沈下の特性曲線とを用いて、2. で述べたと同様の手法で算定することができる。

最後に、先行トンネルの覆工地圧について述べる。まず、式(11)に示すクリープ関数を有する多層粘弾性地山では、2.(2)と同様の手法により、式(6)と同一の結果が

得られるが、弾性体と粘弾性体から成る混層地盤での地圧は、数値解析によらなければならない。しかし、そのような地山においても、地山全体としては、粘弾性的な挙動を示し、そのクリープ関数が式(10)のような形で近似される場合のあること¹²⁾から、以下混層地盤について、先行トンネルの覆工地圧は、式(6)で求めることと仮定する。

4. 本手法の現場への適用および考察

上述の地表面沈下の算定手法を、延長約5kmの双設シールドトンネル施工現場に適用し、本手法の妥当性を検証するとともに、種々考察を加えることとする。

(1) 地山の力学特性と施工条件

図-5と表-2に、それぞれトンネルの幾何学的関係と取り上げた6つの断面の施工条件を、図-6にはそれら6断面の土質特性を示す。また、当現場付近から採取した粘性土供試体の圧密非排水三軸クリープ試験結果は図-7のとおりで、図中の σ_1 、 σ_3 は軸圧と側圧、 σ_f は破壊応力を意味する。この図から明らかなように、粘性土は粘弾性体とみなすことができ、そのクリープ関数は式(10)のような対数関数で近似できることがわかる。そこで、既述のように、軸ひずみに対するクリープ関数 ϕ_e は、弾性係数を E として、 $\phi_e(t) = \{1 + \ln(1+t)\}/E$ となる。また、砂質土は弾性体とし、地盤のポアソン比はすべて0.4と

表-2 施工条件

		Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6
Depth to tunnel center h (m)		14.5	19.5	16.8	14.5	15.5	20.0
Tunnel diameter D (m)		6.9	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
Distance between two tunnel centers L (m)		13.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
Average unit weight of the ground (kN/m^3)		17.15	17.15	16.66	17.15	16.66	16.66
Time length from 1st tunnel passage to 2nd one (days)		34	25	10	12	8	7
Excavation velocity (m/day)	1st tunnel	3.33	3.90	5.08	3.18	3.11	6.45
	2nd tunnel	2.63	4.50	4.00	4.83	5.60	5.88
Air pressure (kN/m^2)	1st tunnel	66.5	35.0	50.0	35.0	30.0	50.0
	2nd tunnel	73.5	30.0	50.0	35.0	30.0	50.0
Tail void (cm)		5.2	6.5	6.5	6.0	6.0	6.5
Shield type (H: Hand-mining, M: Mechanical)		H	H	H	H	H	M

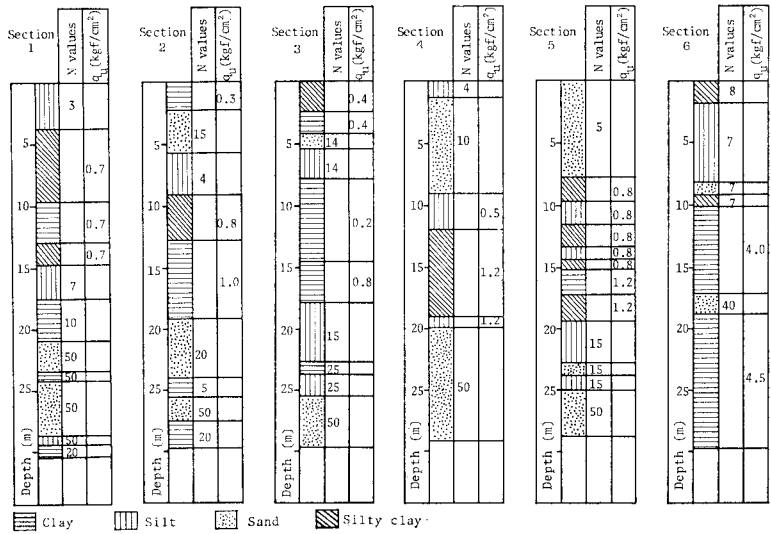


図-6 土質柱状図 (1 kgf/cm²=98 kPa)

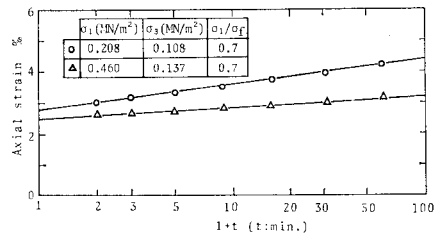


図-7 粘性土供試体のクリープ特性

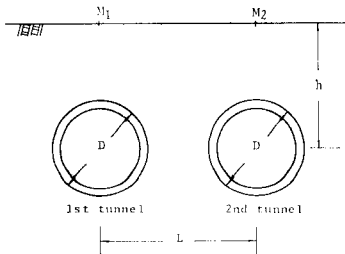


図-5 トンネルの幾何学的関係

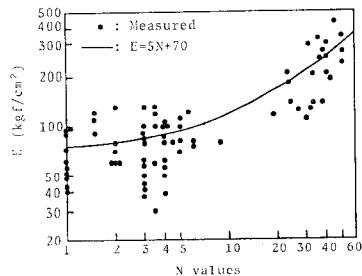


図-8 弾性係数 E と N 値の関係 (1 kgf/cm²=98 kPa)

仮定する。次に、粘性土の E は、通常利用される式 $E = 105 q_u^{1/2}$ (q_u : 一軸圧縮強度) によって求めることとするが、当現場付近において、 q_u を上式に適用して算出した E と N 値との関係、および砂質土に対する孔内水平載荷試験による E と N 値との関係が、ともに図-8 のようになっており、それらの関係は、式 $E = 5N + 70$ (18), (19) と比較的良好に合っている。したがって、 N 値が既知の砂質土および粘性土の E は上式で決定する。

(2) テールボイドと圧気圧の取扱い

本手法で用いる三次元弾性地山の特性曲線は、三次元境界要素法⁹⁾によって求め、二次元粘弾性解析による変位は、対応原理^{12), 20)}を利用した有限要素法¹⁰⁾で算出する。この場合、坑内圧気圧は、トンネル掘削時に解放される応力のうち、トンネル壁面に垂直な応力から圧気圧を差し引いて考慮する。

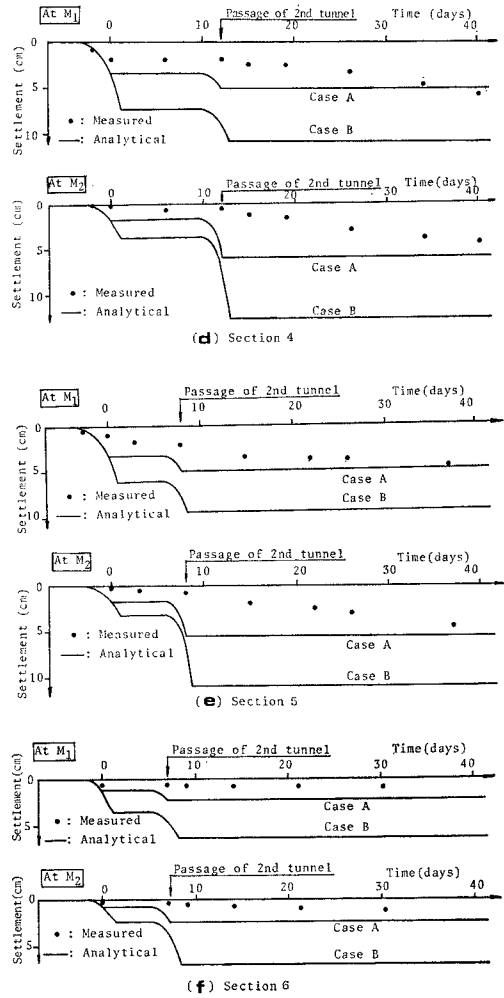
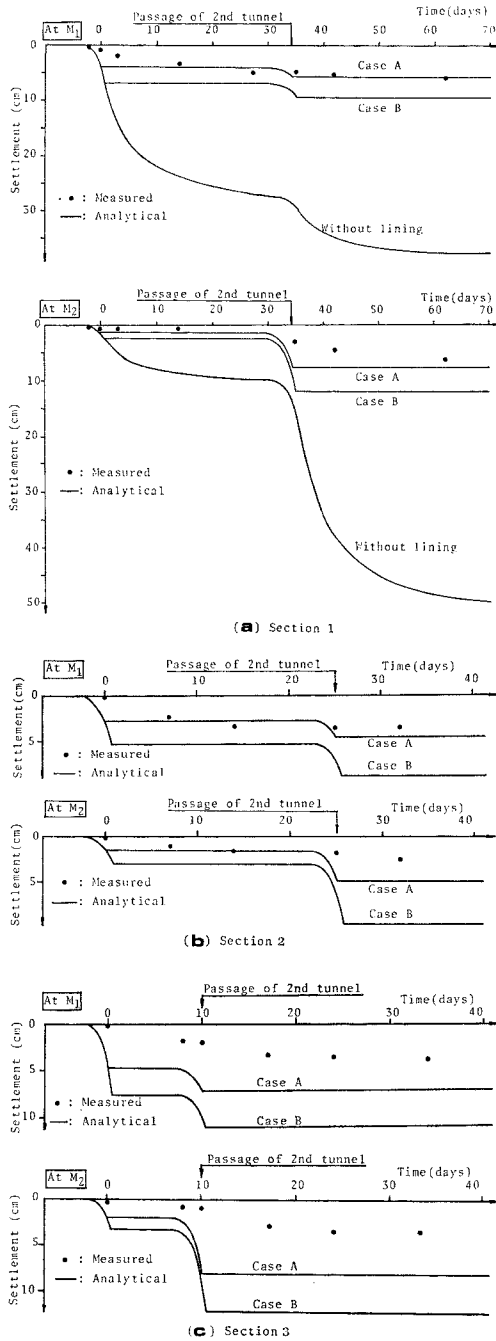


図-9 測点 M_1 , M_2 における実測および解析の経時沈下

次に、当現場では、テールボイドの裏込注入が早期に行われているが、その成果を定量的に把握するのは困難であるため、特徴的な下記の2つの場合を仮定して解析を行う¹⁰⁾。

ケースA：シールドの前進に伴って、テールボイドへの裏込注入が完全に行われ、トンネル内面変位がシールドとセグメントにより完全に拘束される場合。

ケースB：裏込注入の効果を無視し、切端手前のトンネル内面がテールボイドの厚さだけ変位するまで、トンネルが素掘状態にあるとする場合。ただし、トンネル横断面内における変位は、内面上の各点で異なるから、トンネル縦断面での直径の変化が、テールボイドの2倍に達するまで、トンネルは素掘状態にあり、その後は、トンネルの内面変位がセグメントにより完全に拘束されるとする。

なお、セグメントに地圧が作用した後の地表面の沈下増分は、2.で述べたように非常に小なので、以下そのような沈下増分はないことにする。

(3) 解析結果と実測結果の比較およびその考察

図-9は、図-5に示すトンネル縦断面内の測点M₁、M₂の経時沈下量について、先行トンネルの切端が測点M₁の直下に達した時刻を基準とし、解析と実測の結果を比較したものである。同図(a)には、前記ケースA、Bの解析結果とともに、両トンネルが素掘のまま放置されたときの解析結果も併記されているが、その場合の沈下

量は、当然のことながら、ケースA、Bの解析および実測の結果に比べて、非常に大となることがわかる。また、ケースAとBの解析結果を比較すると、それらの沈下量の差は決して無視できない。したがって、地表面の沈下量を抑制するには、テールボイドへの裏込注入を早急に行い、トンネル内面を拘束する必要があるという現場の教訓が、本解析によって、定量的に解明されたとはいえる。

さらに、図-9の経時沈下量について調べると、切端通過時には、解析結果が実測結果よりも大であり、時間の経過とともに、実測結果がケースAの解析結果に近づいている。このことについては、以下のように説明することができよう。すなわち、本解析では、シールドとセグメントへの地圧の反力が抑制する地表面沈下について、トンネル横断面内で二次元解析を行っており、地圧の反力が先行沈下を抑制する効果を無視している。そのため、特に切端通過時に、解析結果が実測結果より大になったと思われる。一方、シールドの前進に伴って、ただちにテールボイドの裏込注入を施工したとしても、その効果が完全に発揮されるまでの間、シールドの受けていた地圧は一時的に解放されると考えられ、このことは、それまで抑えられていた地表面沈下を増加させることを意味する。言い換えれば、ケースAの解析は、地圧の反力が先行沈下を抑制する効果を無視することによって、実測値よりも大なる沈下量を算出し、一方、テールボイドは存在しないとして、切端通過後の沈下につい

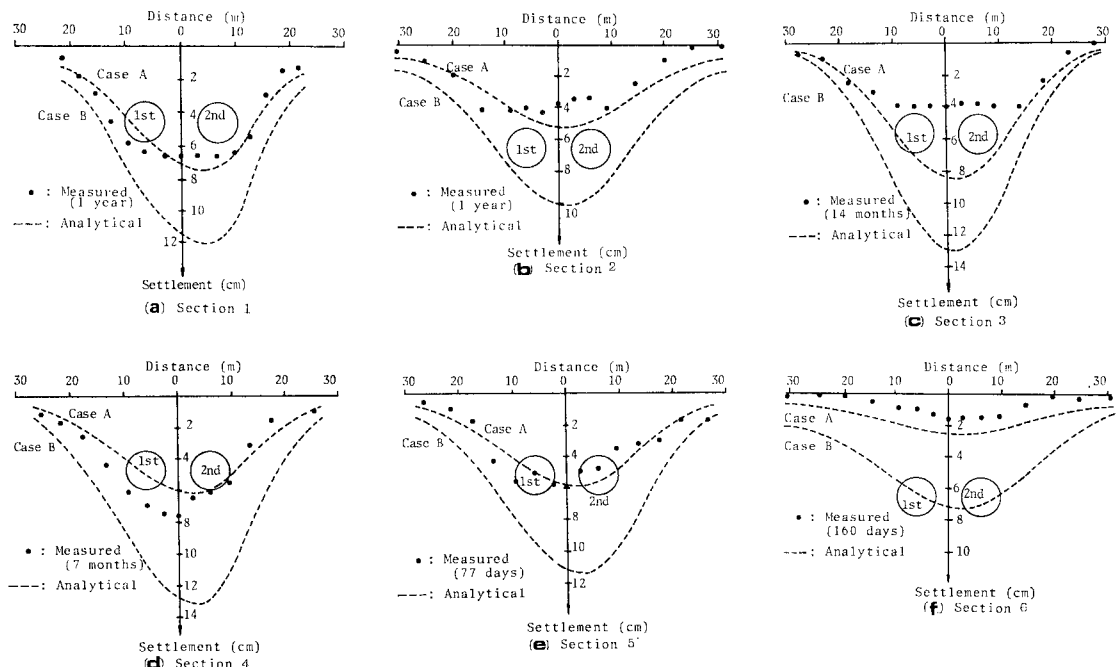


図-10 最終状態におけるトンネル横断面内地表面沈下の実測と解析の比較

て、実測値より小なる値を与えるものであるといえる。

次に、切端が測点のはるか前方まで進行した最終測定時には、地表面沈下量が 図-10 のようになる。この図をみると、実測沈下が異常な形を示している断面 3 を除けば、ケース A の解析結果と実測結果とは比較的良好に一致している。このことは、ケース A の解析法による前記のような過大と過小な計算値が相殺した結果によるものと思われる。なお、ケース B の解析結果が、 図-9, 10 のいずれにおいても、実測結果より大になっているのは、当然のことである。

5. 結 論

双設シールドトンネルによる地表面沈下量を合理的に算定する手法は、まだ開発されていないので、本研究では、両トンネルの施工手順、切端の位置、掘進速度、テールボイドの存在、圧気圧の作用および地山の時間依存性を考慮して、地表面沈下量を三次元的に算定する手法を提案した。この手法では、すでに著者らが求めた三次元弾性解析によるトンネル縦断地表面の無次元沈下曲線⁹⁾と、実際の地盤の力学特性を考慮したトンネル横断面での二次元粘弾性解析による経時沈下量、の 2 つを融合して地表面沈下量が算出される。したがって、本手法によれば、上記無次元沈下曲線を利用できるので、結局二次元解析を行うのみで解が得られるわけである。さらに、現場実測結果と本解析結果とを比較して、本手法の妥当性を検証し、双設シールドトンネルによる地表面沈下量が、本手法によって、ある程度定量的に予測できることを確認した。

終わりに、本研究を進めるにあたって、多大のご助力をいただいた葛野恒夫氏（大阪市交通局）、大阪大学の元大学院学生 中村雄二郎君（近畿日鉄）、谷井淳志君（防衛施設庁）、上田博之君（パシフィックコンサルタンツ）、仲久保忠伴君（京都府）に対して心から謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) Peck, R.B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., State of the Art Volume, pp. 225~290, 1969.
- 2) Attewell, P.B. and I.W. Farmer : Ground Deforma-

- tions Resulting from Shield Tunnelling in London Clay, Can. Geotech. J., Vol. 11, pp. 380~395, 1974.
- 3) 島田隆夫 : 土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下, 土木学会論文報告集, No. 296, pp. 97~109, 1980.
- 4) 島田隆夫・飯塚 全 : トンネル掘削に伴う地表沈下測定例について, 第 5 回トンネル工学シンポジウム, pp. 15~34, 1969.
- 5) Oteo, C.S. and J.F. Moya : Settlements Induced by a Tunnel in Miocene Soft Rocks of Madrid, Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech., Vol. 1, pp. 715~722, 1979.
- 6) 竹山 喬・浜田耕作 : シールド工法と地盤沈下, 施工技術, 1-3, pp. 39~47, 1969.
- 7) 竹山 喬・小竹 繁・高野 稔 : シールド工法と土質, 土と基礎, 26-4, pp. 67~72, 1978.
- 8) 伊藤富雄・竹山 喬・久武勝保・中村雄二郎 : シールドトンネル掘削による地表沈下の三次元解析, 第 16 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1569~1572, 1981.
- 9) 久武勝保・伊藤富雄 : トンネル掘削によって生じる地表面沈下の境界要素法による三次元解析, 土木学会論文報告集, No. 327, pp. 155~162, 1982.
- 10) Ito, T., and M. Hisatake : Three Dimensional Surface Subsidence Caused by Tunnel Driving, Proc. 4th Int. Conf. on Numer. Meth. in Geomech., Vol. 2, pp. 551~559, 1982.
- 11) Ito, T. and M. Hisatake : Effects of Existing Tunnel on the Stress Distribution of New Tunnel Lining, Proc. Int. Sympo. on Weak Rock, Session 3, pp. 193~198, 1981.
- 12) 伊藤富雄・久武勝保 : 粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧, 土木学会論文報告集, 第 307 号, pp. 51~57, 1981.
- 13) 桜井春輔 : 地中構造物の力学的挙動に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文, 1975.
- 14) 伊藤富雄・久武勝保 : 新設トンネルがそれに平行な既設トンネルの覆工応力に与える影響, 土木学会論文報告集, 第 308 号, pp. 77~84, 1981.
- 15) Ito, T. and M. Hisatake : Analytical Study of NATM, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Vol. 1, pp. 311~314, 1981.
- 16) Hanya, T. : Ground Movements Due to Construction of Shield-Driven Tunnel, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Case History Volume, pp. 759~790, 1977.
- 17) 川本眺万・宮地克人・奥園 清・森本正孝 : シールドトンネル掘削に伴う地表沈下と振動特性について, 土と基礎, 20-3, pp. 15~22, 1972.
- 18) 土質工学会 : 土質調査試験結果の解釈と適用例, pp. 50, 1968.
- 19) 斉藤二郎・藤原紀夫・吉岡尚也 : 有限要素法によるシールド外周地盤の挙動解析, 土と基礎, 25-3, p. 21~26, 1977.
- 20) Lee, E.H. : Stress Analysis in Viscoelastic Bodies, Quarterly of Appl. Mech., pp. 183~190, July, 1955.

(1982.3.27・受付)