

トンネル掘削による土かぶりの浅い未固結砂質地山の挙動を特徴づける指標に関する研究

INVESTIGATION OF INDEXES CHARACTERIZING GROUND MOVEMENTS ABOVE SHALLOW TUNNELS IN DILUVIAL SAND

横山 章*・堀内義朗**・木村 宏***

By Akira YOKOYAMA, Yoshiro HORIUCHI and Koh KIMURA

To predict the following ground movement and detect the failure of the ground, it is important to assess ground conditions at that time based upon field measurement results as possible as we can.

From the experiences of nine shallow tunnels' excavation through diluvial sand, three indexes termed Simple shear strain, Moment index, and Shear index which are based upon the assumption that the ground above a shallow tunnel behaves as a kind of a continuous beam along tunnel alignment and transversally, characterize the settlement behaviour of the ground associated with tunnel advance as well as error function curve determines the shape and characteristics of transversal settlement trough.

Keywords: index, assessment, sand, shallow, tunnel, settlement behaviour

1. 序 論

土かぶりの浅い未固結な砂質地山にトンネルを掘削する場合に主として問題になるのは、次の2点である。

- (1) 周辺構造物に対する障害
- (2) 地山の崩壊とトンネルの変状

周辺構造物に対する障害は、主として構造物の基礎の不同沈下や大きな地表面沈下によって生ずるため、従来から地表面沈下の発生する範囲の大きさや最大沈下量を予測する方法に対する研究が行われてきた。Szechyの著書¹⁾の中には、Briggs, Goldreich, Aversin, Mortosらの地表面沈下の経験式、Kunczlの落とし戸による模型実験が紹介されている。Schmidt²⁾は、トンネル横断方向の地表面沈下形状が正規分布曲線で特徴づけられることを示し、正規分布曲線の評価に基づいた地表面沈下形状の特性化を行っている。Peck³⁾は都市トンネルにおけるシールドトンネル工事の実績から、正規分布曲線の特性値の1つであるトンネル中心から正規分布曲線の変曲点までの距離 i が、種々の地質によって、また、トンネ

ル中心の深さとトンネル直径の比 (Z/D) に応じてある範囲内にあることを示した。

この成果を受け、Attewell⁴⁾ら、O'Reilly⁵⁾ら、Hansmire⁶⁾ら、半谷⁷⁾、藤田⁸⁾、竹山⁹⁾らは、数多くのシールド工事の実績からこの研究を裏付けており、Schmidt¹⁰⁾は、さらに軟弱粘土にシールド工法を用いた条件下では $2i/D$ が Z/D の関数となることを示した。また間片¹¹⁾らは、地表面沈下の形状やトンネル中心からの離れと建物の被害の関係をシールド工事の実績から分析し、砂質土と粘性土による相違を示した。

一方、地山材料として砂やアルミ棒積層体を用いた落とし戸の実験も中崎¹²⁾ら、島田¹³⁾らによって行われ、Peckの成果と対比されている。また、足立¹⁴⁾らは金属円筒の収縮機構を使ってトンネル掘削をシミュレートした模型実験を行い、Atkinson¹⁵⁾、Mair¹⁶⁾らは砂および粘土を地盤材料とした遠心載荷試験を行い、Peckの成果を立証している。Kanji¹⁷⁾は土かぶりの浅いトンネルにおけるこれらの諸特性について総合的な評価を加えているものの、 $H/D < 1.0$ (ここで H は土かぶり厚) を取り扱っている例は非常に少ない。

近年著者らは、従来シールド工法が適用されていた未固結砂層に対し、 $H/D \leq 1.0$ の条件下で NATM とよばれる山岳トンネル工法の適用をはかり、トンネル周辺に

* 正会員 工博 前日本鉄道建設公団理事
(〒100 千代田区永田町2-14 山王グランドビル)

** 正会員 日本鉄道建設公団理事 (同上)

*** 正会員 工修 日本鉄道建設公団関東支社西船鉄道建設
所長 (〒273 千葉県船橋市西船4-11-11)

生ずる沈下挙動についての研究を行ってきた¹⁸⁾。本文では、ここで得られた沈下挙動を特徴づける指標について、トンネル縦断および横断方向の沈下曲線をもとに考察する。なお、山岳トンネル工法によるトンネル断面は、円形でないことが多いが、ここでは D をトンネル掘削幅として評価するものとする。

2. 地山挙動の評価の考え方

地山挙動の評価は、トンネルの建設という立場から考えると、序論で示した周辺構造物に対して障害が生ずるか、あるいは地山の崩壊やトンネルの変状の可能性があるか否かを判断することである。

著者らは、参考文献18)において、トンネル掘削による土かぶりの浅い未固結砂質地山の挙動として Table 1 に示すものがあることを報告した。これらの挙動は、主として最も現象として捉えやすいトンネル縦、横断方向の地表および地中の沈下に関する挙動特性であり、切羽の進行に伴い一般的に生ずることが認められる。すなわち、切羽の位置がトンネルの掘進につれて移動することにより、位置こそ変われ、同一の条件下ではこれらの挙動がトンネル縦断面あるいは横断面内のいずれかの地点でいつも生じていることになる。

また、トンネルが掘削される以前に先行隆起や先行沈下等の挙動が生じ、しかも先行横断クラックの発生がすでに掘削が行われた部分の沈下量と密接な関係を有しているという事実は、トンネル上方の地山があたかも三次元的な連続性を保って挙動を示していると考えられる。Table 1 に示した挙動の中には、先行横断クラックや切羽の崩壊、トンネル縦断方向のクラックなど

直接地山の崩壊を示す事象のほか、これに至る過程を示す挙動が含まれている。

このような地山の挙動を連続的に把握し評価するためには、従来から行われているようなトンネル周辺地山の挙動を1つの横断面の特性としてだけ評価することでは不十分であり、次のような条件を備えた情報が必要である。

- (1) トンネル支保部材の効果を含め、トンネル縦、横断方向の挙動が的確に反映していること。
- (2) 点または線としての情報ではなく、面またはマスとしての情報まで拡張できること。
- (3) 切羽の進行に従って連続的な情報として得られること。
- (4) 地表面の傾斜あるいは地山の崩壊を示すものであること。

これらの条件を満たす情報としては、トンネル上方の地山を1つのスラブ状の構造体と考えた場合の特性曲線であるトンネル縦断方向の地表（あるいは地中）沈下曲線と横断方向の沈下曲線が位置づけられる。

鉱山の分野では古くから地表陥没によって起こる土地運動として沈下、傾斜、湾曲、水平移動、引張および圧縮の作用が生ずることが知られており、その状態を地表面沈下曲線形状から把握することが行われてきている。

本文では、トンネル工事の現場計測から得られる地表面沈下曲線に対してこのような考え方を適用した場合、土かぶりの浅い未固結砂質地山の連続体的挙動から破壊現象に至るまでの挙動を実用的な精度で定量的に評価できる指標が得られるかどうかを検討し、その指標の特性と評価方法について述べる。

Table 1 Phenomena observed on and in the ground¹⁸⁾.

GROUND SURFACE			SUBSURFACE		
NORMAL PHENOMENON	FAILURE	TUNNEL NAME	NORMAL PHENOMENON	FAILURE	TUNNEL NAME
1, Pre-upheaval or relative pre-upheaval ($L < -1m$)		HT, TT, OT,			
	2, Transversal crack	KT,			
3, Pre-settlement		All.	3, Pre-settlement & Relative upheaval		All.
4, Enlargement of settlement trough		HT,		5, Local collapse	KT, HT, KWT,
6, Accelerative settlement ($-3 \leq L \leq 3m$)		All.	6, Accelerative settlement & Relative settlement		All.
	7, Failure of ground	HT, KT		8, Collapse	HT, TT, KT, KWT
9, Convergence of settlement ($1m < L$)		All.	9, Convergence of settlement 10, Decrease of relative settlement		All. HT,
	11, Longitudinal crack	HT, KT			

Remarks; Definition

- 1) Pre-upheaval means the upheaval before the tunnel face reaches the measuring point.
- 2) Relative pre-upheaval means the phenomenon that the smaller settlement in the area can be seen comparing to the surroundings.
- 3) Transversal crack is the crack which occurs before the tunnel face reaches.
- 4) Pre-settlement means the settlement which occurs before the tunnel face reaches.
- 5) Relative upheaval means the phenomenon that the surface settlement is larger than the subsurface settlement.
- 6) Relative settlement means the phenomenon that the surface settlement is smaller than the subsurface settlement.
- 7) Longitudinal crack is the crack which can be seen along the tunnel axis apart from the point above the tunnel wall.
- 8) L ; Distance from the tunnel face, Minus means the condition before the tunnel face reaches.
- 9) HT :Horinouchi T., TT :Tokko T., OT :Ohnuki T., KT :Kuriyama T., KWT :Kokubugawa T.

3. トンネル縦断方向沈下曲線の評価

トンネル縦断方向の沈下曲線は、トンネル掘削による切羽および切羽前方地山への影響はもちろん、切羽後方の支保効果を含めた影響を反映した結果として得られる。したがって、沈下曲線の連続性と不連続性を考慮し、次のような仮定を導入し、この曲線を用いて Table 1 に示した挙動の評価を行うことができる¹⁹⁾。

仮定：トンネル上方の地山および支保の一体となった部分は、トンネル縦断方向に連続性を保ったはりとしての挙動を行う。したがってトンネル縦断方向の地表または地中の沈下曲線はこのはりのたわみ曲線とみなす。

(1) 傾斜 (θ) による評価²⁰⁾

縦断方向の沈下曲線の傾斜 (θ) は次式で与えられる。

$$\theta(i), (i+1) = \frac{d(i+1) - d(i)}{l} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $d(i), d(i+1)$: 測点の沈下量

l : 測点間隔 (一定値)

2 測点間の傾斜 ($\theta(i), (i+1)$) は、切羽の進行に伴い Fig. 1 に示す変化をたどる。切羽が2つの測点間に近づいてくるにつれて θ は増大し、切羽が両測点の間中点を通過した後最大値を示し、切羽が離れるに従ってしだいに減少する。しかし、2つ以上の切羽が離れて存在する場合には、新たな切羽が近づいてくると θ は再び増大し、切羽の通過に伴い再び減少していくことがある。しかし、この一般的挙動は、地表面の傾斜や施工自体の影響を強く受けその形を変える。

地表と地中の縦断沈下曲線の傾斜は、Fig. 2²¹⁾ に示すように地表と地中の間に発生する沈下量の差により切羽

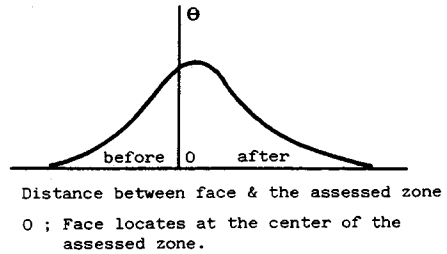


Fig. 1 General behaviour of θ -value.

通過前後で相違が生じ、一般に地中の沈下曲線の傾斜が急であるが、土かぶりが小さくなると ($H/D < 0.5$) その差はほとんどなくなる。

また、Fig. 3 に示すように、地山に何らかの変状が生ずる場合には、地表と地中における傾斜の差は非常に小さなものになっている。このような場合には、前述の仮定が成立せず、不連続面の発生する挙動となるため、むしろ、トンネル上方地山が測点ごとに区切られた長方形のブロックにより形成され、このブロックがトンネル施工により沈下し、せん断変形を生じるものと仮定し、傾斜をブロックに発生する単純せん断ひずみと対応させて考えることが現実的と考えられる²¹⁾。この考え方によると傾斜は、測定間隔が小さければ2つの測定間の不連続性を示す1つの指標と考えられ傾斜が急なほど2測点間の連続性を断つせん断力が作用していることを示すものと考えられる。したがって、トンネル上方地山が安定して掘削されている場合には、 θ の絶対値も小さく、不安定に近づけば近づくほど大きくなる。

掘之内トンネル、栗山トンネルの計測実績からは測定間隔が1mの場合に対して、5mの場合には、傾斜は

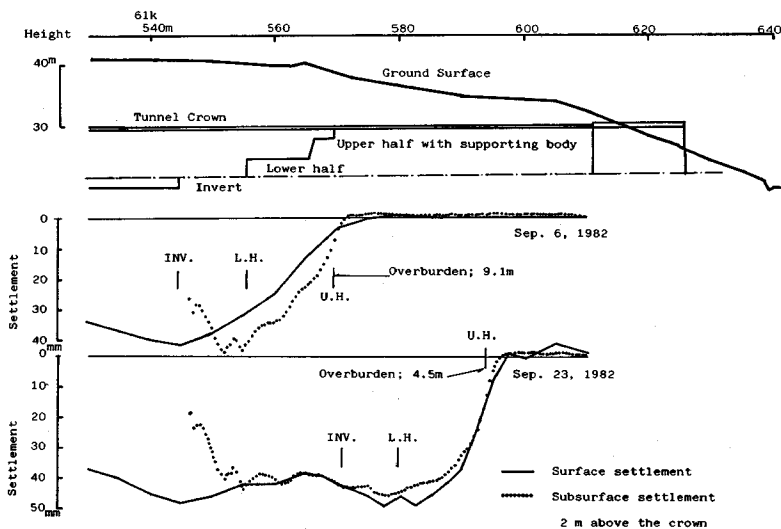


Fig. 2 Difference between two settlement curves²¹⁾.

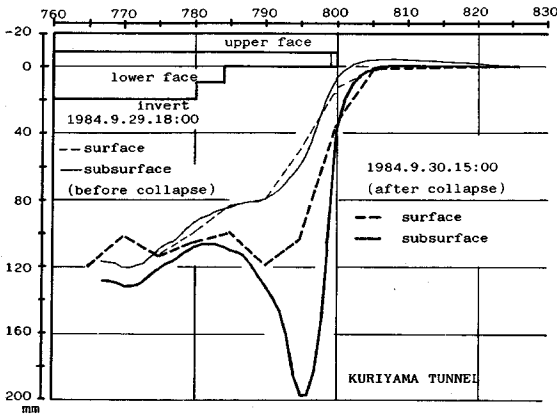


Fig. 3 Distribution chart of surface and subsurface settlement²⁰⁾.

50～60%まで減少しており、参考文献18)にも示したように地山に何らかの不安定現象が生ずる限界値は0.6～0.9%程度の範囲にある。

(2) 曲げモーメント指数 (M') による評価

曲げモーメント指数 (M') は、次式で定義する。

$$M'(i) = \frac{\theta(i), (i+1) - \theta(i-1), (i)}{l} \dots \dots \dots (2)$$

この指数は、前述の仮定に基づけば、はりの断面に作用する曲げモーメントに相当するもので、地表面付近あるいは掘削面、支保面などの自由面付近の表面応力状態を示す指標と考えられる。したがって、曲げモーメント指数の大小は、地表面に発生し得る引張りクラックあるいは支保の引張り破壊等の発生と密接な関係を示すことになる。

トンネル掘進に伴う曲げモーメント指数の一般的な挙動を Fig. 4 に示す。切羽が到達する前に負の曲げモーメントが作用し、切羽が通過した後では反対に正の曲げモーメントが作用している状態となっている。その後、新たな切羽が近づいてくる場合には、傾斜 (θ) と同様、掘削の影響の程度に応じて再びこの挙動を繰り返すことがある。この挙動も地表面の傾斜や施工自体の影響を強く受けその形を変える。一方、このときの地中における M'_{max} は地表と同様の動きを示すが、その絶対値は地表よりも若干大きい。Fig. 5 には、栗山トンネル (矢切区、 $l=5m$) における各測点における M' の最大値と土かぶりの関係を示しているが、 M' の最大値 M'_{max} がある一定値 ($-5 \times 10^{-7}/mm$) 以上となった区域では、切羽到達以前に地表面にトンネル横断方向クラックが発生している。このことは、切羽前方の地山の沈下が切羽後方の既施工部の地山の沈下に引き込まれる形で生じ、Table 1 に示した横断クラックは、地表面付近の引張り力によって発生していることを示しているものと考えら

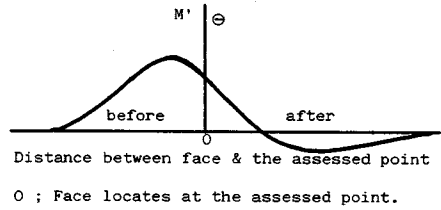


Fig. 4 General behaviour of M' -value.

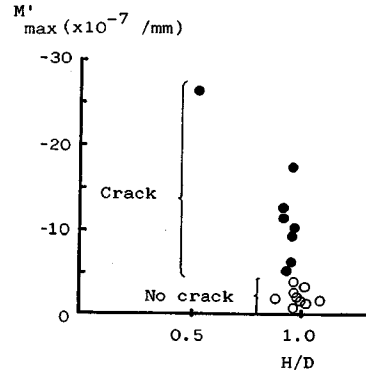


Fig. 5 M'_{max} ahead of face (Kuriyama, T.).

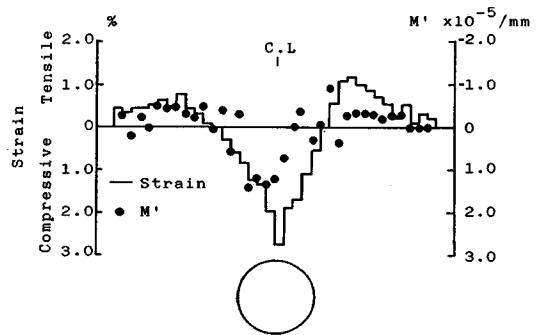


Fig. 6 Transversal strain distribution on the ground surface.

れる。したがって、トンネル周辺地山の沈下量が小さく安定した状態で掘削されている場合の M'_{max} は、そうでない場合の数分の1以下にすぎないことが多い。トンネル横断方向の測定ではあるが、Hansmire⁹⁾らのワシントン地下鉄における地表面の水平移動量の測定結果から算出すると Fig. 6 に示すようなひずみ分布が地表面に発生しており、曲げモーメント指数にはこのような状況が反映されている。

(3) せん断指数 (Q') による評価²⁾

せん断指数 (Q') は、次式で定義する。

$$Q'(i), (i+1) = \frac{M'(i+1) - M'(i)}{l} \dots \dots \dots (3)$$

この指標は、はりに作用する曲げモーメントによって発生するせん断力に相当するものと考えられる。Fig. 7

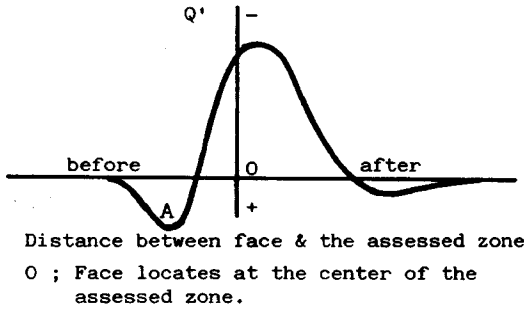


Fig. 7 General behaviour of Q' -value.

には、切羽の進行に伴うせん断指数の一般的な挙動を示す。

切羽がかなり離れた位置にある場合にはほとんど0であるが、切羽が近づくにつれて \oplus の値が大きくなり、さらに切羽が近づくとも符号が逆転し \ominus になる。この負の値は切羽の通過直後まで急激な増大を続け、以後切羽が遠ざかるにつれて0に近づいて安定する。さらに新たな切羽が近づくとその掘削による影響の程度に応じて同様の挙動を繰り返すことがある。

一方、地山に何らかの変状がある場合には、Fig. 8に示すように切羽通過前後のせん断指数 (Q') の負の値は急激に増大する。しかし、地山が安定している場合にはこの動きはゆるやかな場合も多い。

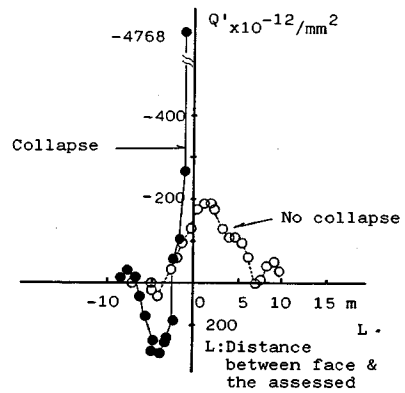
前述の仮定に従えば、切羽到達前の正の値を示す部分は、切羽前方の地山が支点となって既掘削部をはじめとするトンネル上方地山を支えている状態を示していることになる。このことは、Fig. 7に示すピーク値 (点A) の位置が支点となる部分の切羽からの離れを示し、この位置が原点から離れることは、切羽部分が支点としての効果を示さないほど劣化していることを示すと評価できる。

Fig. 9には、測点間隔5 mの場合の地中沈下曲線から得られたそれぞれの区間のせん断指数の最大値 ($Q'_{sub,max}$) を地表沈下曲線から得られたもの ($Q'_{s,max}$) と比較している。土かぶりの大きい場合には、地表と地中の沈下曲線から算出されたせん断指数には、切羽の通過前後で大きな差が生じる。しかし、この差も土かぶりが小さくなること ($H/D \leq 0.5$) ではほとんど無視できるほどになる。

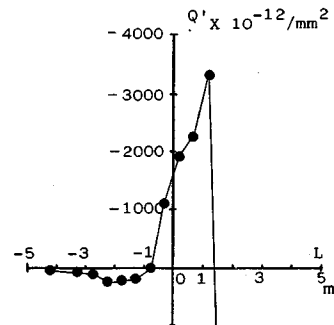
4. トンネル横断方向沈下曲線の評価

(1) 正規分布曲線の特性

トンネル横断方向の地表面沈下曲線が式 (4) の正規分布曲線で表わされることはよく知られている^{2), 3), 10), 15), 16)} (Fig. 10)。



(a) Horinouchi T.



(b) Kuriyama T.

Fig. 8 Q' -value behaviour observed when the ground over the tunnel became unstable.

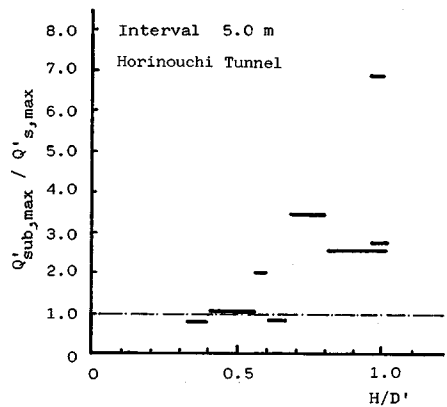


Fig. 9 $Q'_{sub,max} - Q'_{s,max}$ ratio associated with crown depth-tunnel diameter ratio.

$$y = \alpha \exp \left[-\frac{x^2}{2i^2} \right] \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 α : 最大地表面地下量
 i : 変曲点の位置

また、この式から沈下曲線の傾斜の最大値 (θ_{max}) が次式で与えられる。

$$\theta_{max} = \frac{0.61 \alpha}{i} \quad (x = i) \dots \dots \dots (5)$$

しかし、一般の現場計測で得られる沈下曲線では、必ずしもトンネル軸線を中心とした対称的な形状となとはならず、このような場合には式(4)は式(6)のように書き改められる。

$$y = \alpha \exp \left[-\frac{(x-\beta)^2}{2i^2} \right] \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 β ：最大沈下量が発生すると予想される点のトンネル軸線からの離れ

式(1)が地表面が平坦な場合の地表面沈下曲線の性状を表わすことは、各種の模型実験や現場計測によって示されているが、地表面が傾斜していたり、掘削順序の影響を受ける場合には、むしろ式(6)で表わした方が適当な場合が多い。

西尾ら²³⁾は、式(6)を回帰曲線として決定する方法を提案しているが、これによれば Fig.11 に示すように、最大沈下量の発生する位置がトンネル中心線上からずれる場合でも、よく合った回帰曲線が得られる。Hansmire ら⁶⁾は、最大地表面沈下量が土かぶりの0.5%以上になると正規分布曲線との適合性が悪くなると報告しているが、最大地表面沈下量に対する標本標準偏差の割合で考えれば、決して適合性が悪いとはいえない。

以上のことから、トンネル横断方向沈下曲線は、式(4)または式(6)で表現することが可能であり、 α, β, i の3つの指標で特定化できるといえる。

(2) 最大沈下量 (α)

洪積砂層である成田層に掘削された5トンネルにおける最大地表面沈下量(トンネル軸線上の沈下量)は Fig.12 に示すとおりである。トンネルクラウンの深さ(H)とトンネル掘削幅(D)の比(H/D)の増大につれて、沈下量は減少する傾向にあるが、一方、ミニバ

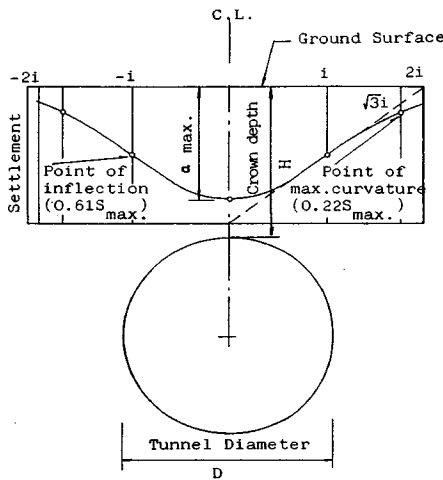


Fig. 10 Properties of error function curve as used to represent transversal trough settlement.

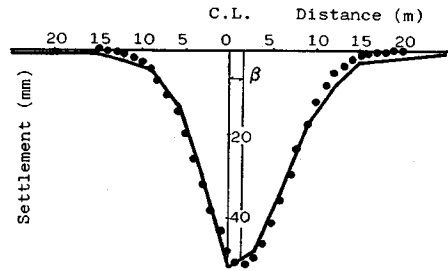


Fig. 11 Transversal settlement trough determined by non linear regression analysis.

イプルーフや薬液注入を補助工法として用いた場所では、同じ H/D でも 20~30 mm 地表面沈下が減少している。しかし、 H/D と設計がともに同じ条件下での沈下量の相違も 30 mm 以上みられる場合もあり、施工精度による影響が非常に大きいことを示している。ウェルポイントによって地下水を低下させた区間のある栗山トンネルでも、地下水位低下の地表面沈下量への影響は、施工条件、精度による影響よりは大きくなっていない。

一方、トンネル上方地山には厚みがあり、地表と地中の沈下量には厚みに応じて差が生じる。その差は土かぶりの増大に応じて大きくなる。 $H/D=1.0$ 程度で 10 mm 前後であるものの、土かぶりが小さくなると ($H/D < 0.5$) 切羽通過前後の一時的に発生するだけとなる。

(3) 最大沈下量の発生する位置 (β)

β は最大沈下量 (α) が小さい場合には沈下曲線の対称軸がトンネルセンターよりも離れた値を示すことがあるが、Fig. 13 のように地表面の傾斜の影響を受けなければ、沈下量が増大し α/H が 0.3% 以上になると β はおおむね 1 m 以下となる。

また、Fig. 14 に示すように、地表面の傾斜が 15 度以

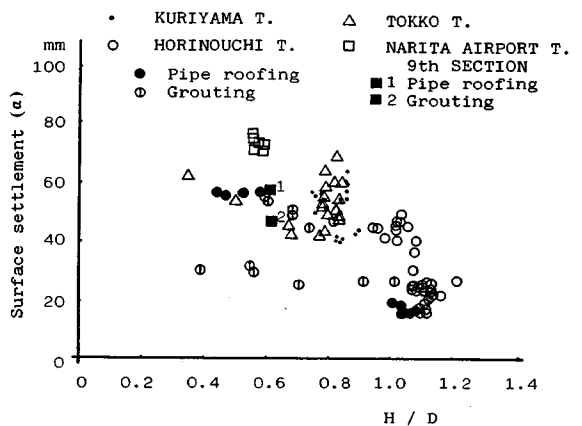


Fig. 12 Surface settlements on the centerline of tunnels constructed in the Narita Layers.

上の場合には、 β 値に有意な差 ($2\beta/D > 0.2$) が生じ、横断地表面沈下形状に傾斜の影響が現われてくるといえる。一方、 β 値は加背割、施工順序の影響を受けることもあるが、先に掘削された部分に特に剛性の高い構造物を作った後に周辺部の掘削を行うことがなければ、 β 値は小さい値に収まる傾向にある。成田空港トンネル8工区や栗山トンネルなどで行ったサイロット工法では、他のショートベンチ区間と比べて、 β 値が特に異なるという現象はみられなかった。

(4) 変曲点の位置 (i)

トンネル横断方向沈下形状のうち、沈下の広がり性を示す指標として変曲点の位置 (i) が位置づけられる。

Peck³⁾, Schmidt^(2),10)らの成果を受け、著者らは継続的な現場計測と非線形回帰法を使って、式(4)の回帰係数として i を求めた。6トンネル6測線における代表的な結果を Fig. 15, Fig. 16 に示す。

これらの結果と他の17測線の結果を総合すると、 i の値は最大地表面沈下量 (α) とトンネルクラウンの深さ (H) との比 α/H によって変化し、その変化パターン

は Fig. 17 のように3つの種類に分けられ、以下のように分類される。ここで α/H は単位土かぶり当たりの沈下量を示し、地山の受ける掘削の影響度を示すものである。

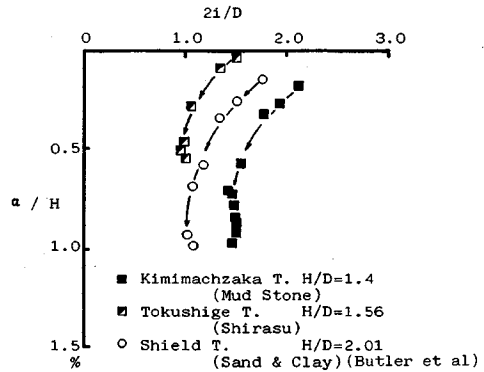


Fig. 15 Point of inflection associated with maximum surface settlement ($H/D > 1.0$).

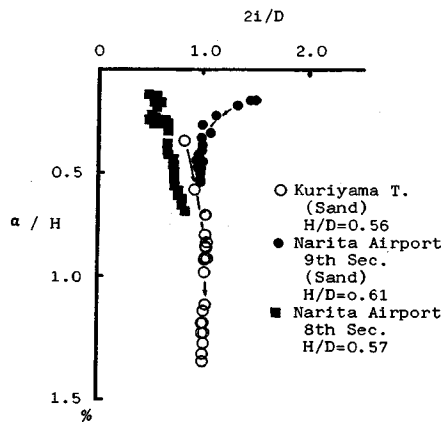


Fig. 16 Point of inflection associated with maximum surface settlement ($H/D < 1.0$).

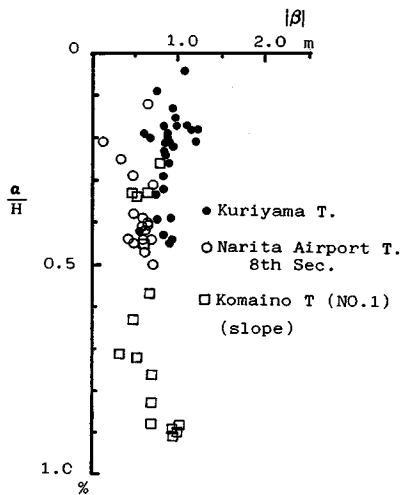


Fig. 13 β -value associated with the progressive surface settlement.

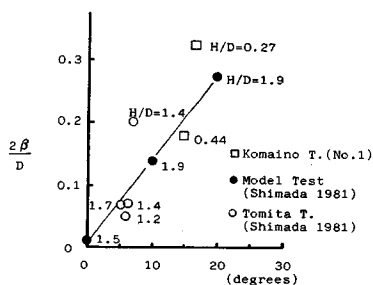


Fig. 14 $2\beta/D$ influenced by transversal gradient of ground surface.

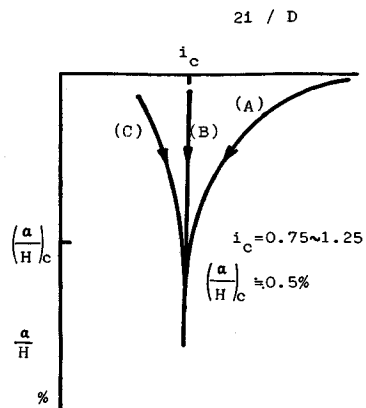


Fig. 17 Three representative patterns of point of inflection associated with maximum surface settlement.

- (A) α/H が小さいうちは、 i はトンネル中心軸から遠く離れた位置にあり、 α/H の増大につれてある一定値に近づいてくる。これは岩質地山や土かぶりの比較的大きな地山にみられる。
- (B) α/H のいかんにかかわらず、変曲点はトンネル側壁直上付近 ($2i/D \approx 1.0$) にある。
- (C) α/H が小さいうちは、変曲点はトンネル側壁直上よりトンネル軸線側 ($2i/D < 1.0$) にあり、 α/H の増大につれて i はわずかながら増大し、ほぼ一定値に近づく。栗山トンネル、成田空港 T8 工区は、いずれもサイロット工法で施工されたものである。

しかし、いずれの場合も近づく一定値 (i_c) は α/H が 0.5 % 以上ではあまり変化しない。

Schmidt¹⁰⁾、Atkinson¹⁵⁾らの報告では、 α/H の値のいかんにかかわらず、 $2i/D$ の値は一定であるが、Fig. 15 のように Butler²⁴⁾らのシールドトンネルの結果でも、 $2i/D$ の値が α/H の増大につれて減少する傾向が認められる。

また、(A) のタイプは岩質地山をはじめ土かぶりの大きな地山にみられ、トンネルの施工条件としては良好と判断される。このことは、施工実績からトンネル施工のための地山条件の良否を判断することが可能であること、さらに $\alpha/H \geq 0.5\%$ では地表面沈下の横断形状が式 (4) を用いて、最大沈下量 (α) だけで特定化できることを示している。

Fig. 18 には未固結地山において $\alpha/H \geq 0.5\%$ となった地点でのトンネル中心深さ (Z) とトンネル掘削幅 (D) の比に対する $2i/D$ の関係を示しているが、山岳トンネル工法で施工された本事例とシールド工法による事例を比較すると、Schmidt が示したシールド工法による軟弱粘土における実績¹⁰⁾ $2i/D = (2Z/D)^{0.8}$ が成田層における $Z/D < 1.5$ の上限値を与えていることがわかる。

また、点 A がトンネル施工後、数か月という長期的な測定結果に基づくものであること、点 B がサイロット工法を用い、 $2i/D$ が大きくなることを意図して加背割を行ったものであることを考え、これらの結果を除外すると、Fig. 18 の結果を表わす関係は次式となる。

$$\left[\frac{2i}{D} \right] = 0.09 \frac{H}{D} + 0.87 \dots \dots \dots (7)$$

このように、土かぶりの浅い未固結な砂層においても、地表面とトンネルの幾何学的位置関係が決まれば式 (7) より i の値が得られ、沈下量が増大した状態 ($\alpha/H \geq 0.5\%$) に対する地表面沈下の横断形状が特定化できることになる。

一方、地中における横断沈下曲線に対する変曲点の位置 i_{sub} と地表における i_s の比を Fig. 19 に示す。一般

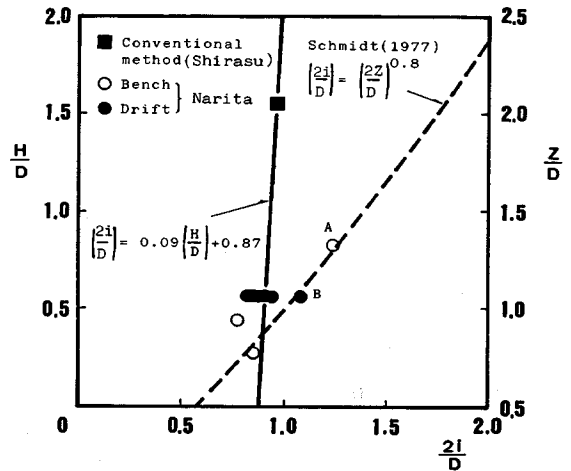


Fig. 18 Final point of inflection ($\alpha/H \geq 0.5\%$) associated with tunnel depth-diameter ratio.

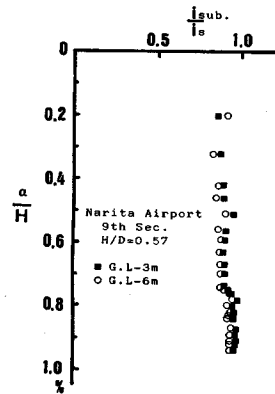
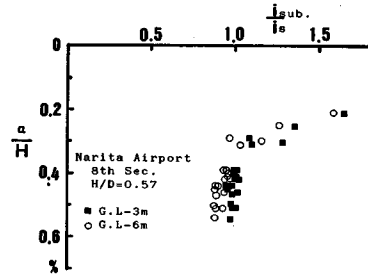


Fig. 19 Difference of i -value derived from surface and subsurface settlement.

に地中のレベルがトンネルクラウンに近づくにつれて i の値は小さくなるが、沈下量の小さい間は ($\alpha/H < 0.4\%$)、地中の i が地表よりも大きくなる場合もある。しかし、 $\alpha/H \geq 0.4\%$ では地表面沈下曲線に対する i の値との差は最大でも 15 % 程度である。

なお、ここまで述べた i の値は、式 (6) における正

規分布曲線の中心から変曲点の離れであるが、測定ごとに变化する変曲点の位置のトンネル軸線からの離れ(i)は $i+\beta$ で与えられるが、 i も β も同様の挙動を示している。

(5) 傾斜 (θ)、曲げモーメント指数 (M')、せん断指数 (Q')

トンネル縦断方向の沈下曲線の場合と同様に、傾斜 (θ)、曲げモーメント指数 (M')、せん断指数 (Q') によっても横断沈下曲線は特徴づけられる。

切羽の進行に伴うこれらの一般的な挙動は Fig. 20 のようになる。横断方向では縦断方向における切羽をトンネル側壁とみため、しかも切羽が停止して地表あるいは地中の沈下が進行していく状態に相当する挙動を示していることがわかる。

Fig. 21 には、(4) で示した6トンネルにおける i の範囲 ($0.85 \leq 2i/D \leq 1.0$) に対して、曲げモーメント指数の最大となる点と栗山トンネルで観察された地表面の縦断方向クラックの発生位置の関係を示しているが、この縦断クラックの発生位置が、曲げモーメント指数の最大値の発生する位置にはほぼ一致している。このことは、地表面でのこの縦断クラックの発生原因も 3.(2) で示した切羽前方の横断クラックと同じと評価することができる。

5. 結 論

本文では、山岳トンネル工法を用いたトンネル掘削による土かぶりの浅い未固結砂層地山の挙動を特徴づける

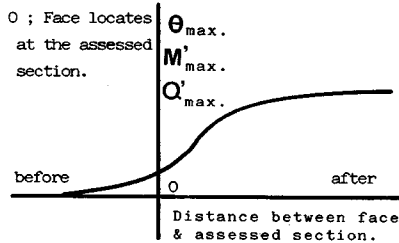


Fig. 20 General behaviour of θ_{max} -value, M'_{max} -value and Q'_{max} -value in the assessed section.

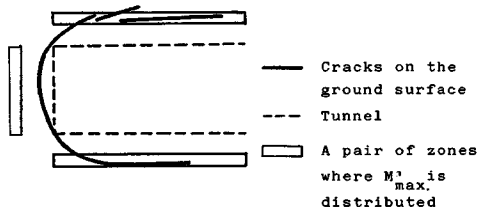


Fig. 21 Coincidence of cracks observed on ground surface with a pair of zone where M'_{max} is distributed ($0.85 \leq 2i/D \leq 1.0$).

指標について、トンネル縦、横断方向の沈下曲線をもとに考察した結果、次のような結論を得た。

(1) トンネル周辺地山の挙動は、三次元的な連続性を有した状態から破壊時のこの連続性がなくなる状態への移行として位置づけられ、トンネル縦横断方向の地表および地中の沈下曲線は、この種の地山の挙動を評価する有効な情報となる。

(2) 一般に、地表および地中における縦、横断沈下曲線には相違がみられるが、 $H/D \leq 0.5$ あるいは地山が破壊に近づくにつれてこの相違は小さくなる。

(3) トンネル掘削による地山の挙動は、地表あるいは地中の沈下曲線を用いて、その傾斜 (θ)、曲げモーメント指数 (M') およびせん断指数 (Q') によって実用的な精度で定量的に特徴づけることができる。

すなわち、傾斜 (θ) はトンネル上方地山におけるせん断すべり面などの不連続面の発生を特徴づける指標となり、曲げモーメント指数 (M') は地表面に現われる引張りクラックの発生を特徴づける指標となる。

一方、せん断指数 (Q') は切羽およびその前方の部分の既掘削部分に対する支持状態を反映するとともに、傾斜同様、地山において不連続面の発生を知る指標となる。

(4) 吹付けコンクリートとロックボルトを支保部材として用いた山岳トンネル工法においても、トンネル横断方向の沈下特性は、地表および地中のいずれも Peckらの文献に示されているように正規分布曲線によって評価できるが、地表面の傾斜が沈下曲線の形状に影響を与えるのはおおむね 15° 以上傾斜している場合である。

また、正規分布曲線の変曲点の位置は、地表面の最大沈下量 (α) の増大に伴い、3つのパターンで変化し、沈下量が土かぶりの0.5%を越えると、ほぼ一定値に近づく。

地表面と地中におけるこの変曲点の位置の相違は、 α/H が同じであれば、最大でも15%程度である。

(5) $\alpha/H \geq 0.5\%$ で一定値となる変曲点の位置 (i or i') と H/D は、 $H/D \leq 1.5$ ではほぼ線形関係を有し、次式で与えられる。

$$\left[\frac{2i}{D} \right] = 0.09 \frac{H}{D} + 0.87$$

謝 辞：本研究をまとめるにあたり暖いご指導を賜った京都大学 足立紀尚教授に、この場を借りて謝意を表す次第です。また、終始、トンネルの施工にあたりご協力をいただいた皆様方に心から御礼申し上げます。

参 考 文 献

1) Szechy, K. : The Art of Tunnelling, Akademia Kiado

- Budapest, 1967.
- 2) Schmidt, B. : Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois Urbana, 1969.
 - 3) Peck, R. B. : Deep excavations and tunnelling in soft ground, Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, pp. 225~290, 1969.
 - 4) Attewell, P. B. : Engineering Contract, Site Investigation, and Surface Movements in Tunnelling Works Soft Ground Tunnelling Failure and Displacements, pp. 5~12, A. A. Balkema 1981.
 - 5) O'Reilly, M. P. and New, B. M. : Settlements above tunnels in the United Kingdom-Their Magnitude and Prediction, Tunnelling'82, The Institution of Mining and Metallurgy, pp.173~181, 1982.
 - 6) Hansmire, W. H. and Cording, E. J. : Field measurements of ground displacements about a tunnel in soil Sept. 1975 Final Report, Prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority.
 - 7) Hanya, T. : Ground movements due to construction of shield-driven tunnel, Vol. 4 Case Historie's, Proc. 9th ICSMFE, pp. 759~790, Tokyo, 1977.
 - 8) Fujita, K. : On the surface settlements caused by various methods of shield tunnelling, Vol. 4 10th ICSMFE, pp. 609~610, Stockholm, 1981.
 - 9) 竹山 喬 : シールド掘進による地盤沈下とその予測に関する研究, 大阪大学学位請求論文, 昭和 58 年 12 月.
 - 10) Clough, G. W. and Schmidt, B. : Design and performance of excavations and tunnels in soft Clay, A state of the Art Report, Prepared for The International Symposium on Soft Clays, pp. 39~76, Bangkok, Thailand, July, 1977.
 - 11) 間片博之・高橋良又・山田孝治・吉田 保 : シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について, 土と基礎, 28-6, pp. 59~66, June, 1980.
 - 12) 中崎英彦・浅井勝稔・岡部 博 : 乾燥砂を用いたトンネルの模型実験 (その 1), 第 14 回土質工学研究発表会, pp. 1493~1496, 1979.
 - 13) 島田隆夫 : 土被りの浅い鉄道山岳トンネルにおける地表面沈下の形状及び発生機構に関する研究, 鉄研報告, 第 1162 号, 1981 年 2 月.
 - 14) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋 : 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 358 号, III-3, pp. 129~136, 1985 年 6 月.
 - 15) Atkinson, J. H. and Potts, D. M. : Subsidence above shallow tunnels in soft ground, Journal of Geotechnical Division ASCE April, pp. 307~325, 1977.
 - 16) Mair, R. J. : Centrifugal Modellings of Tunnel Construction in Soft Clay Ph. D. Thesis, University of Cambridge, 1979.
 - 17) Kanji, M. A. : Subsurface displacement as a consequence of excavation activities, Proceedings 4th Congress of ISRM, Montreux Swiss, pp. 95~118, 1979.
 - 18) 横山 章・堀内義朗・木村 宏 : 被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動, 土木学会論文報告集投稿中.
 - 19) 小関周弘・寺戸幸雄・木村 宏 : 未固結地山における NATM の現場計測, 成田新幹線掘之内トンネル, トンネルと地下, 第 13 巻 7 号, pp. 35~41, 1982. 7.
 - 20) 藤森房司・田代美樹男・木村 宏・木村光夫 : 土被りの浅い砂質地山における安全管理方法, 土と基礎, 34-2, pp. 45~52, 1986. 2.
 - 21) 横山 章・高瀬昭雄 : 土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動, 土木学会論文報告集, No. 352, pp. 79~88, 1984.
 - 22) 横山 章・木村 宏・高瀬昭雄 : NATM による掘削時の現場計測に基づく施工管理手法, トンネルと地下, 第 15 巻 4 号, pp. 7~17, 1984.
 - 23) 西尾宣明・米山 潔・高木宣雄・島村一訓 : シールド工事に伴う地盤沈下と安定比の関係, 土質工学における確率統計の応用に関するシンポジウム, pp. 87~90, 1982.
 - 24) Butler, R. A. and Hampton, D. : Subsidence over Soft Ground Tunnel, Journal of ASCE, GTI, pp. 35~49, January, 1975.

(1987. 3. 27・受付)