

被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動

SETTLEMENT BEHAVIOUR OF SANDY GROUND ABOVE SHALLOW TUNNELS

横山 章*・堀内義朗**・木村 宏***

By Akira YOKOYAMA, Yoshirou HORIUCHI and Koh KIMURA

To construct safely and economically a shallow tunnel with shotcrete and rockbolts, we have to understand the basic ground behaviour around the tunnel. This paper deals with the field measurement results as to settlement behaviour of ground above nine shallow tunnels in diluvial sand.

From the view point of tunnel advance, eleven typical phenomena were recognized on and in the ground associated with the construction procedures in case that shotcrete and rockbolts were adopted as main support members. They apparently show the importance of focusing on the phenomena along tunnel alignment and their interdependence in all direction in the ground. Hence they also proved to be effective information to assess qualitatively the ground condition, support design and construction procedure.

Keywords: sand, shallow, tunnel, settlement

1. 序 論

未固結の土砂地山中に被りの浅いトンネルを掘削することは従来より難しい工事であり、地表面沈下を抑え、近接構造物に被害を与えない施工法が研究、開発されてきている。このような工事では、トンネル掘削時に周辺地山がどのような挙動を示すのかを予測し、対策を立てることが必要である。

土砂地山中のトンネルの挙動に関しては、主に、地表面沈下現象について研究が進められており、その手法としては、次の4つの方法が主として用いられている。

- ① 模型実験
- ② 理論解析
- ③ 数値解析
- ④ 現場計測

①については、地山材料として砂やアルミ棒積層体を用い、降下床を使った実験(村山¹⁾、島田²⁾など)があり、足立ら³⁾は、金属円筒の収縮機構を使ったトンネル掘削のシミュレートを試みている。また、Atkinson⁴⁾らは、

砂および粘土を地盤材料として、遠心载荷中にモデルトンネル内の圧力を除去することでトンネル掘削をシミュレートした。

②については、主に、トンネル周辺の応力状態についての解析解が、弾性あるいは弾塑性条件下で種々提案されているが、地山の変位状態を扱ったものはあまりない。Limanovの近似解(Szechy⁵⁾の著書より引用)や木山ら⁶⁾の地盤の自重と地表面の影響を考慮した二次元弾性解がある程度である。

③については、電子計算機の汎用化と有限要素法の発達により、種々の形状のトンネル、等方性だけでなく、異方性の地山に対しても、弾性、塑性、粘性を考慮した解析が行われている。被りの浅いトンネルを対象とした二次元解析手法としては、Kawamoto⁷⁾、足立ら⁸⁾によるものが挙げられる。このうち、足立らは、砂地盤に特徴的な地山挙動をアルミ棒積層体による模型実験により取り出し、これを反映するジョイント要素を用いた手法を開発している。また、Roweら⁹⁾は、シールドトンネルでの地山挙動の支配的要因として、テールボイドをモデル化する手法を提案している。一方、実際のトンネル支保の過程と切羽の存在の影響を反映させるための三次元解析も行われており、Katzenbachら¹⁰⁾は、その結果をフランクフルト地下鉄における現場計測結果と比較して

* 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)

いる。さらに、有限要素法以外の解析手法として、境界要素法による久武ら¹¹⁾の研究や剛体要素法による木山ら¹²⁾の研究などがある。

④については、地表面沈下や陥没が鉱害として問題となっていた鉱山関係において古くから研究が進められており、Briggs, Goldreich, Aversin, Mortos らの地表面沈下の経験式が Szechy の著書⁵⁾の中で示されている。また、Schmidt¹³⁾や Peck¹⁴⁾は、トンネル横断方向の地表面沈下曲線が正規分布曲線の特徴づけられることを示し、主として、シールド工事の施工実績から、種々の地山条件下でのトンネル中心深さと正規分布曲線の変曲点のトンネル中心線からの距離の関係を報告している。これを受けて、O'Reilly ら¹⁵⁾さらに日本では、Hanya ら¹⁶⁾が数多くのシールドトンネルの施工実績から、最大地表面沈下量、トンネル横断方向の地表面沈下形状と地山条件、シールド形式、補助工法などの関係に関する研究を行っている。特に、Hansmire ら¹⁷⁾は、ワシントン地下鉄のシールド工事において、トンネル掘削に伴う地表面および地中の変形機構について三次元的に考察している。

最近では、被りの浅い砂質地山に対して、NATM とよばれる吹付けコンクリートとロックボルトを主な支保部材とし、地山状態を動態観測によって把握する山岳トンネル工法が適用されはじめ、シールド工法とは異なった支保機構によって生ずる地山挙動について数多くの現場計測が行われている。④の方法は、①～③の方法に対して基本となる資料を提供し、また、逆に、これらの研究成果を評価する資料として位置づけられる。著者らは、東京近郊において被りの浅いトンネルを洪積砂層中に掘削する機会に恵まれ、NATM の適用を進めてきた。本文では、Table 1 に示した 9 トンネルにおいて計測されたトンネル周辺地山の沈下挙動について、トンネルの掘

進による切羽の移動という視点からその特性およびトンネル掘削との関係について述べる。

2. 対象トンネルの特徴^{18)~20)}

(1) 地形、地質

Table 1 に示した 9 トンネルは、いずれも関東平野に位置し、この地域に広く分布する洪積砂層である見和層と成田層に掘削されたものである。いずれも粘着力の乏しい、均等係数の小さな粒径のそろった砂層であり、湧水による流砂現象や乾燥による流動の起こりやすい性質を有している。変形係数、 N 値とも深度に応じて大きくなるが、トンネル位置付近では、おおむね、 N 値が 10~30、変形係数は 100~400 kgf/cm² (孔内載荷試験による) である。

トンネルは比較的平坦な地表面を有する台地に掘削されているが、坑口に向かってはゆるい傾斜を成している場合が多い。地下水位はトンネルクラウン付近にあり、国分川分水路や栗山トンネルの一部では滞水状態にある。土被りは 15 m 程度以下 (最大は国分川分水路の約 19 m) で、そのほとんどが 10 m 以下である。

(2) 施工法

Table 1 に示した 9 トンネルは吹付けコンクリートとロックボルトを主要な支保部材として、山岳トンネル工法により施工された。主として、核を残したショートベンチ工法とサイロット工法で施工されているが、成田空港トンネル 9 工区だけは、上半先進工法が採用されている。従来の山岳トンネル工法は木矢板と鋼製支保工で施工されており、ここで報告する 9 トンネルで用いられた支保方法に比べ地山と支保の密着性も悪く、支保全体の剛性も小さい。したがって、本文で報告するトンネル周辺地山の挙動は、このような新しい支保の特性が反映されたものと考えられる。

Table 1 Tunnel List.

TUNNEL NAME	GEOLOGY	EXCAVATION AREA (m ²)	TUNNEL DIA.(m)	CROWN DEPTH /DIA. RATIO	SURFACE & GROUND WATER CONDITION	EXCAVATION METHOD
HORINOUCHI T.	Diluvial sand & Loam	85	10.7	0.39-1.01	Slope & Flat, A little water	Short bench with Supporting body
TOKKO T.	Diluvial sand & Loam	85	10.7	0.35-0.84	Almost flat, Little water	Short bench with Supporting body
KOMAINO T. (No.1)	Diluvial sand & Loam	85	10.7	0.24-0.86	Slope, Little water	Short bench with Supporting body
KOMAINO T. (No.2)	Diluvial sand & Loam	85	10.7	0.19-0.89	Slope, Little water	Short bench with Supporting body
OHNUKI T. SOUTHERN SEC.	Diluvial sand & Loam	36	5.96	0.35-1.54	Almost flat, Little water	Short bench with Supporting body
NARITA AIR-PORT(8th SEC)	Diluvial sand & Loam	136	14.3	0.34-0.57	Almost flat, A little water	With side drifts
NARITA AIR-PORT(9th SEC.)	Diluvial sand & Loam	122	13.4	0.54-0.61	Almost flat, A little water	Bench with Temporary invert
KOKUBUGAWA T.	Diluvial fine sand & Loam	58.6	8.6	0.81-2.21	Flat, Much water drained off by wells	Short bench with Supporting body
KURIYAMA T. (YAGIRI SEC.)	Diluvial fine sand & Loam	71.8-90	10.23-12.39	0.91-1.03	Almost flat, A little water	Short bench or Side drifts

3. トンネル周辺地山の沈下挙動^{(21), (22)}

前述した9トンネルにおけるトンネル周辺地山の挙動を地表面と地中に発生する現象として切羽の進行に従って分類すると、Table 2 のようになる。本章では、これらの現象のうち切羽や地山全体の崩壊現象を除いた現象を、(1) トンネルセンター上の縦断面内の現象、(2) トンネル軸線に直角な横断面内の現象の2つに分けて、切羽の進行に伴って、その特性を述べる。

(1) トンネルセンター上の縦断面内の現象

a) 切羽到達前

1) 先行隆起あるいは先行相対隆起

この現象は切羽の到達前に地表あるいは地中に発生する現象で、絶対値としての隆起の場合を先行隆起、周辺の地盤よりもある部分だけが沈下しない状態を先行相対隆起とよぶことにする。この現象は本報で取り上げた9トンネルのうち大貫トンネルをはじめとする4トンネルで観測され、その詳細は、Table 3 に示すとおりである。レベルによる測量のため3mm以上の隆起量の地点だけを挙げており、隆起発生時点の切羽と測点の離れをL/D(ここでDはトンネル直径)で表わしているが、各トンネルでは、L/Dが負、すなわち切羽が到達する相当前の時点から発生しており、切羽が測点にかなり近づくまで続いている。さらに、サイロット工法で施工された成田空港トンネル8工区では、大背の切羽が近づいてきたときに、サイロット施工完了時点より3mmの隆起が確認されている。

一方、トンネル縦断面内に1本の水平線を想定し、こ

の水平線上の点の変位を考えると、地表面と同様に地中の水平線上でも先行隆起が発生している。Fig. 1には、堀之内トンネルをはじめとする3トンネルで水平傾斜計を用いて測定したクラウン直上2~3mの切羽前方の水平線の地中沈下状況を示している。これらのトンネルでは地表面の先行隆起が観測されなかったにもかかわらず、地中では明らかな先行隆起が確認されており、その発生位置もTable 3の地表面での発生位置とよく一致している。

また、この時点の隆起は必ずしも絶対量としての隆起ではなく、相対的な隆起すなわち先行相対隆起であることもある。実際の現場計測では、トンネル縦断面内での相対隆起量が3mmを超えるような結果は得られていないが、Fig. 2に示すように、被りの浅い条件下の有限要素法による三次元弾性解析結果からもトンネルとある幾何学的関係を有する部分(Fig. 2の点B)では先行相対隆起が発生する可能性があるかと推定される。

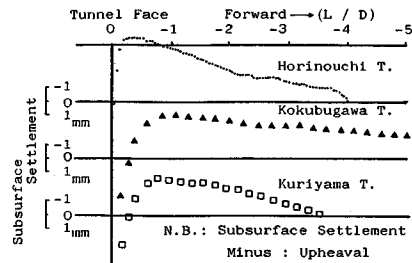


Fig. 1 Representative examples of subsurface upheaval before excavation.

Table 2 Phenomena observed on and in the ground.

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 ≤ L ≤ 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		All.
	11, Longitudinal crack	HT, KT	10, Decrease of relative settlement		HT,

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.

Table 3 Pre-upheaval or relative pre-upheaval observed on the ground surface.

TUNNEL NAME	LONGITUDINAL DIRECTION				TRANSVERSAL DIRECTION				
	MEASURING POINT	VALUE (mm)	L / D	REMARKS	MEASURING POINT	VALUE (mm)	L / D	L' / D	REMARKS
OHNUKI T.	13k482.5m	4	-3.10~-0.92	H = 7.98m	13k424m	3	0.68-2.36	1.17-2.85	Upheaval & Relative upheaval
	13k492.5m	5	-1.43~-0.08	H = 8.22m	13k492.5m	3	0.68-2.36	0.34-2.02	
	13k605.0m	3	-3.02~-0.50	H = 7.25m	13k605.0m	3	0.68-2.36	(0.34)*	
TOKKO T.	62k755m	3	-1.30~-0.37	H = 7.2m, Slope	62k780m	3	0.00-2.73	(1.84)*	L/D became larger according to tunnel advance.
	62k775m	3	-2.72~-0.65	H = 8.9m					
	62k780m	4	-4.20~-0.56	H = 8.9m					
	62k785m	3	-3.46~-1.03	H = 8.9m					
	62k790m	3	-4.49~-0.65	H = 8.9m					
62k795m	3	-4.86~-0.75	H = 8.9m						
NARITA AIRPORT T. (8th Sec.)	63k282m	(3)	3mm upheaval after side drifts' excavation was observed before the center porton was excavated.		63k252m	5		0.55-1.39	
					63k310m	4		0.69-1.11	
NARITA AIRPORT T. (9th Sec.)	63k084m	3	Upheaval was seen 5 to 19 days before the tunnel face reached.		62k084m	4		0.47-1.14	Upheaval was seen for 44 days before and after tunnel excavation

NOTICE: L; Distance from tunnel face or tunnel axis. Minus means the condition before tunnel face reaches.
 L'; Distance from tunnel wall where upheaval or relative upheaval was observed.
 H; Tunnel crown depth, D; Tunnel diameter
 L/D means tunnel face location when upheaval or relative upheaval was observed.
 *; () * shows the center of the section where relative upheaval was observed.

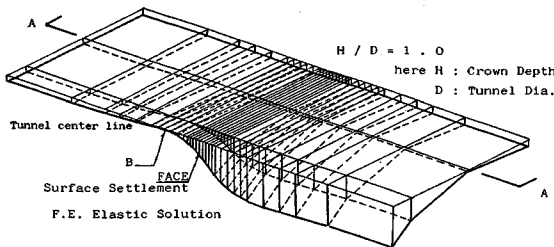


Fig. 2 Surface settlement by F. E. analysis.

2) 先行横断クラック

切羽が到達する前に地表面に発生するトンネル軸線に直交するクラックを先行横断クラックとよぶ。この現象は栗山トンネル（矢切工区）以外のトンネルでは観測されなかった。Table 4 には栗山トンネルで観測された先行横断クラックの発生位置と切羽位置の離れを地表面形状と土被りごとに示してある。このクラックは坑口の斜面から平坦部にかけての掘削中に発生したが、クラックを挟む両側の地面にはクラック発生に伴う段差もみられず、地表面沈下もほとんどない。しかし、切羽が傾斜部、傾斜部から平坦部への移行部、平坦部のそれぞれの区間にある場合ごとにクラックの発生した位置と切羽の離れに相違がみられる。傾斜部では切羽前方 1D 以上離れ

Table 4 Relation between transversal crack locations and ground conditions.

SURFACE CONDITION	L / D	CROWN DEPTH / DIA. RATIO
LONGITUDINAL SLOPE	1.08 ~ 1.37	0.25 ~ 0.93
FLAT (1)	0.73 ~ 1.03	0.92 ~ 0.93
FLAT (2)	0.39 ~ 0.49	0.92 ~ 0.97

REMARKS 1) FLAT (1) means the section between the slope and the level section.
 2) FLAT (2) means the level section.
 3) L/D means the distance between the tunnel face and the cracks on the ground surface.

た位置でクラックが発生しているのに対し、移行部では 1D 以下に、そして、平坦部では 0.5D 以下まで減少している。

3) 先行沈下および地表と地中の相対変位

切羽が測点到達する前に発生する沈下現象を先行沈下とよぶ。切羽が近づくにつれて地表と地中の双方で先行沈下が発生することは、すでに多くの現場計測で報告されている。その特性は既報（参考文献 22）にも示したように、切羽が測点まで 0.5D 程度まで近づいた時点から沈下がはじまるが、その変位開始位置は支保の施工いかんによってかなり異なってくる。地表と地中、特にトンネルクラウン付近では、先行沈下の開始時点はほぼ同じであるが、はじめ地表の沈下量の方が大きく、切羽が測点を通過する直前に、逆に、地中の沈下が地表を上回るようになる。

このような地表と地中の沈下量の違いは切羽到達前に地中の地表に対する相対隆起を生む。Fig. 3 には代表的な測点における地表とクラウン付近の相対変位を切羽の進行とともに表わしている。また、Table 5 には堀之内トンネルをはじめとする 4 トンネルで実施された地中変

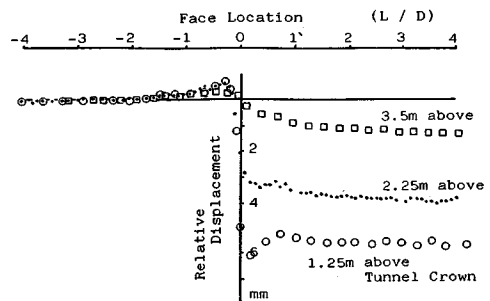


Fig. 3 Representative relative settlement between ground surface and subsurface above the tunnel crown.

Table 5 Maximum relative upheaval between ground surface and subsurface observed in 4 tunnels.

Tunnel	HORINOUCHI T.												TOKKO T.	NARITA AIRPORT (9th Sec.) T.	KURIYAMA T.
	H / D	1.05	1.01	1.01	0.94	0.98	0.83	0.68	0.59	0.52	0.45	0.39	0.92	0.60	0.88
-L / D	0.26	0.51	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.28	1 day before	0.29
U_{rmax} (mm)	1.38	0.17	3.17	1.40	0.36	1.10	1.11	1.26	0.85	1.64	0.89	0.73	0.68	6.3	1.45

REMARKS : Measured point ; HORINOUCHI : 1~1.25m above the crown
 TOKKO : 1.25m above
 NARITA AIRPORT (9th Sec.) : about 1.2m above the crown
 KURIYAMA : 1.0m above the crown

位測定結果から、最大相対隆起量 (U_{rmax})、最大相対隆起発生時の切羽位置と土被りの関係を示す。これらからクラウン付近の点の地表に対する相対隆起量は $H/D < 1$ 以下 (ここで H は土被りである) では 0.5~2 mm 程度であり、測点がクラウンから離れるにつれて小さくなる。また、相対隆起量は切羽と測点の距離が $0.3 \sim 0.2D$ 程度になった時点で最大となる。

b) 切羽通過前後

1) 急激な沈下

切羽が通過する前後では、地山に急激な沈下が発生する。この急激な沈下は地表よりもクラウンに近い地中ほど大きい。Table 6 には掘之内トンネルほか 2 トンネルでの地表と地中の沈下測定結果から切羽通過前後 3 m ずつ 6 m 間の沈下量 (U^*) を最終沈下量 (U_{max}) との比率で示している。地表面が平坦な区間の急激な地表面の沈下量は最終沈下量の 30 % 未満であるのに対し、傾斜地形の区間では 39~56 % と平坦な区間の 2 倍近くにも達する。また、一掘進長 (1 m) 当たりの沈下量も、平坦区間では 1.1~2.5 mm、傾斜区間では 1.8~5.1 mm であり、傾斜区間は平坦区間の 4 倍にもなる場合がある。クラウン付近の地中でのこの比率 (U^*/U_{max}) は地表が平坦な場合、地表の 1.5 倍程度であり、傾斜区間のそれよりも大きい。Fig. 4 には傾斜部における地表面のこの比率と土被りの関係が示されているが、 $H/D < 0.7$ では H/D と (U^*/U_{max}) はほぼ反比例関係になる。

2) 地表面での相対変位

1) で発生する沈下が急激であれば、地表面における切羽前方と切羽後方の測点の間には大きな相対変位が発生する。Fig. 5 には切羽がある点に到達したときのそれ

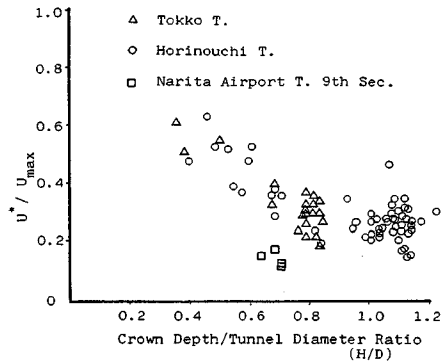


Fig. 4 Accelerative surface settlement observed when tunnel face passing.

ぞれの測点沈下量を結んだ曲線を沈下曲線として模式的に表わしている。このようにして得られた実測の沈下曲線をもとに、測点間隔 5 m 当たりの傾斜の最大値を各測定区間ごとに算出してこの相対変位として表わすと、Fig. 6 のようになる。ここで $(\delta_r/L)_{max}$ は傾斜の最大値であり、 H^* は 2 つの測点の土被りの平均値である。Fig. 4 から推定できるように、土被りとトンネル直径

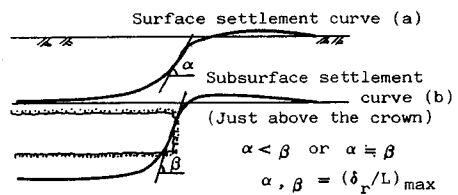


Fig. 5 General concept of longitudinal surface and subsurface settlement curves.

Table 6 Accelerative settlement/Maximum settlement ratio.

	HORINOUCHI T.			TOKKO T.		KURIYAMA T.	
	U^*/U_{max}	39 %	26 %	53 %	56 %	29 %	21 %
Ground Surface ¹⁾							
Subsurface ²⁾	51 %	40 %	60 %	56 %	43 %	21 %	
S/1 m Exca.	1.8mm	1.2mm	4.8mm	5.1mm	2.5mm	1.1mm	
Remark.	1) 5 samples H/D < 1.0 2) 1 sample Slope Section	1) 56 samples 2) 7 samples Flat Section	1) 6 samples H/D < 0.9 2) 3 samples Slope Section	1) 3 samples H/D ≤ 0.5 Slope Section	1) 21 samples 2) 1 sample Flat Section	1) 10 samples	

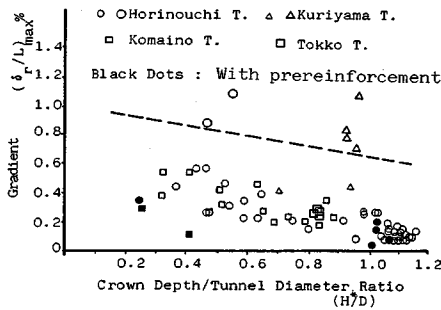


Fig. 6 Maximum relative surface settlement between two points along tunnel axis.

の比 (H^*/D) が增大するにつれて、傾斜はほぼ比例的に減少する。また、注入やミニパイプルーフなどを掘削に先立って施工し、地山を補強した区間ではそうでない区間の半分程度まで傾斜が小さくなっている。Fig. 6上の破線より上の点は地山に何かしらの変状があった地点の傾斜を表わしており、この破線付近に地山変状に至る傾斜の限界値があると推定される。

3) クラウン直上付近レベルでの相対変位

Fig. 6でも示したように、クラウン付近でもトンネル縦断方向に測線を考えた場合は2)同様に地中沈下曲線が得られ、傾斜として測点間の相対変位を表わすことができる。Table 7には堀之内トンネルと栗山トンネルにおいて水平傾斜計を用いて測定したクラウン直上の水平測線の沈下量を2)同様傾斜として表わし、地表面での傾斜と比較している。これによれば、地中の傾斜は地表と同じかあるいはそれより大きく、次に述べる地表と地中の相対変位の発生により、地表の同じ測点間の2倍以上も大きな傾斜が発生しているところもある。また、栗山トンネル2k 780 m~800 m間のように地山に変状があった区間や H/D が0.5に近いところでは、地表と地中の傾斜はほぼ等しくなっている。

4) 地表と地中の相対変位

前掲の Fig. 3からもわかるように切羽の通過前後では、地表と地中には最も大きな相対変位が発生する。

Table 7 Difference of gradient between ground surface and subsurface.

HORINOUCHI TUNNEL									
Section	61k 550-555	555-560	560-565	565-570	570-575	575-580	580-585	585-590	
$\Delta\delta_{s\%}$	0.28	0.26	0.28	0.22	0.22	0.40	0.36	0.48	
$\Delta\delta_{sub\%}$	0.31	0.55	0.50	0.40	0.40	0.38	0.48	0.51	
$\Delta\delta_{sub}/\Delta\delta_s$	1.11	2.12	1.75	1.62	1.62	0.95	1.33	1.06	
H^*/D	1.03	0.96	0.99	0.92	0.75	0.64	0.59	0.54	

KURIYAMA TUNNEL									
Section	2k 770-775	775-780	780-785	785-790	790-795	795-800			
$\Delta\delta_{s\%}$	0.42	0.82	0.78	0.45	0.70	1.07			
$\Delta\delta_{sub\%}$	1.01	0.98	0.78	0.59	0.68	1.03			
$\Delta\delta_{sub}/\Delta\delta_s$	2.40	1.20	1.00	1.31	0.97	0.96			
H^*/D	0.74	0.92	0.92	0.94	0.95	0.96			

here $\Delta\delta_s = (\delta_s/L)_{max}$ (Surface)
 $\Delta\delta_{sub} = (\delta_{sub}/L)_{max}$ (Subsurface)

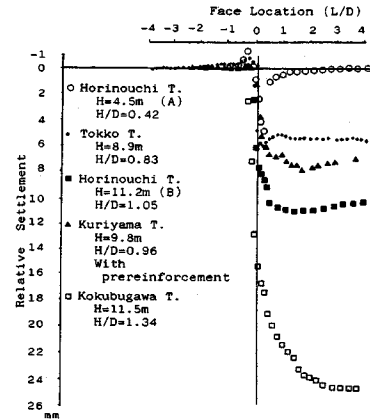


Fig. 7 Representative subsurface settlement relative to surface settlement with associated to tunnel advance.

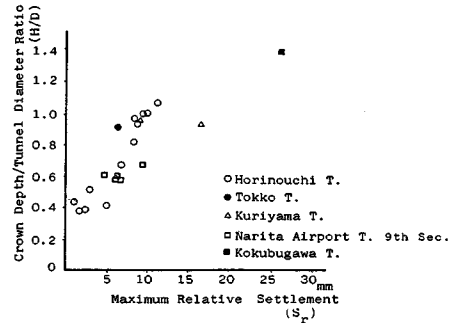


Fig. 8 Maximum relative subsurface settlement versus tunnel crown depth.

Fig. 7には H/D の異なる5地点で測定されたトンネルクラウン直上1~2.5 mの点と地表の相対変位を切羽の進行とともに示してある。この相対変位は切羽が通過する前後のごくわずかの期間 ($-0.3 \leq L/D \leq 0.3$) にそのほとんどが発生する。しかし、土被りが大きく地質が比較的良好な場合や地山が事前に補強されている場合には、相対変位が最大となる切羽位置は測点通過後1D以上離れた場所にまで延びている。また、Fig. 8には、土被りとトンネル直径の比 (H/D) と相対変位の最大値の関係を示しているが、この相対変位は H/D の増大

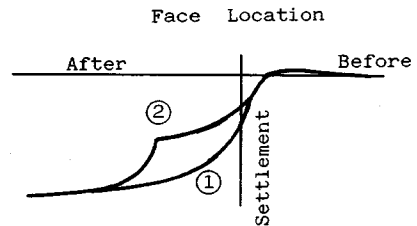


Fig. 9 Representative surface settlement patterns with associated to tunnel advance.

Table 8 Relative settlement patterns between ground surface and subsurface observed in 4 tunnels.

TUNNEL	KURIYAMA T. (YAGIRI SEC.)		KOKUBUGAWA T.	TOKKO T.	HORINOUCHI T.									
	2k 785m	805m	NO.141 +17.000	62k 780m	62k 300m	360m	547.5m	552.5m	557.5m	562.5m	567.5m	572.5m	577.5m	582.5m
H / D	0.88	0.96	1.34	0.92	0.42	1.05	1.01	1.00	0.94	0.98	0.83	0.68	0.59	0.52
PATTERN NO.	① or ②	②	①	① or ②	③	②	②	②	②	②	②	②	②	③

に比例して大きくなる傾向がみられるが、 H/D が0.3以下では相対変位が発生しないものと推定される。

c) 切羽通過以後

1) 地表面沈下の収束

Fig. 9には切羽通過後の地表面沈下の収束状況を模式的に示した。大貫トンネルをはじめとしてベンチ長が10~15m程度のショートベンチで施工された場合には、①のように切羽通過前後の急激な沈下が一度あって以後、切羽が遠ざかりトンネル断面が閉合されて沈下が収束する。しかし、取香トンネルでみられたように、沈下の時間依存性がかなり存在する場合もあり、断面閉合後1か月経過しても3~5mm/月程度で沈下が進行していくこともある。これは次に報告する地表と地中の相対変位の収束過程と密接な関係をもっていると考えられる。取香トンネルでは収束まで約2.5か月要した所もあった。

一方、②はベンチ長が長い場合やサイロットまたは一次閉合式を採用したトンネルで得られた収束の形で、1つの切羽の進行によって発生する沈下はそれぞれの切羽の通過とともに収束し、再び新しい切羽の掘削の影響によって沈下が発生することになる。

2) 地表と地中の相対変位の収束

前掲の Fig. 7から地表とクラウン付近の測点の相対変位の収束過程は大きく3つの形で現われた。①は切羽通過時に発生した相対変位が断面閉合後まで維持されるもの、②は相対変位が最大となった後わずかずつではあるが減少していくもの、③は相対変位が急激に減少して、切羽通過後わずかの間にゼロとなるものである。Table 8には4トンネル、14か所での計測結果を①~③のタイプに分類した結果を示している。これによれば、この収束過程のタイプはおおむね H/D によって分類することができ、①のタイプは $H/D > 1$ 、②は $0.5 < H/D \leq 1.0$ 、③は $H/D \leq 0.5$ となる。しかし、Fig. 7の取香トンネルや栗山トンネルの例のように①か②か区別のつきにくい場合もあるが、これは H/D 、地質、掘削、支保などの条件が複雑に影響したためと考えられる。Fig. 7に示した期間よりさらに長期的な計測はほとんど実施していないが、取香トンネルの例では、切羽通過後200日時点でもまだこの相対変位量が維持されていた。また、Fig. 10にはFig. 7の①~③のタイプに相当する地点のクラウン

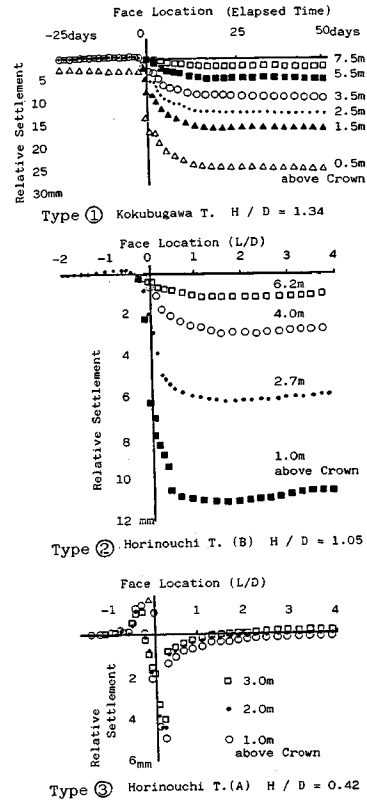


Fig. 10 Three patterns of relative settlement between ground surface and each instrument above tunnel crown.

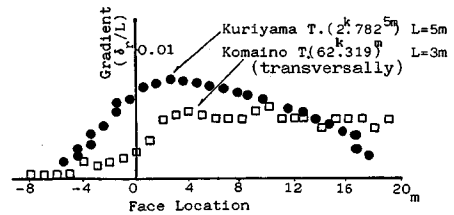


Fig. 11 Relative settlement behaviour between two instruments on ground surface.

上の3~5測点の地表に対する相対変位を示しているが、クラウン上のどの測点でも最もクラウンに近い測点と同じ収束状況となっている。

3) 地表面あるいはクラウンレベルのトンネルセンターライン上の2点の相対変位の収束

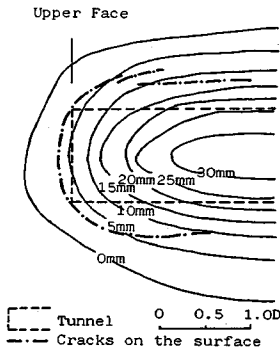


Fig. 12 Surface settlement contours (Tokko T.) and cracks observed on ground surface (Kuriyama T.).

切羽通過前後で発生した地表面上での相対変位は、Fig. 11 に代表例として栗山トンネルの測定例を示すが、通過した切羽が相対変位を考えている区間から離れるにつれだいに減少する。地山条件と施工条件が同じであれば、この相対変位はゼロとなるものと推定される。

(2) トンネル軸線に直角な横断面内の現象

a) 切羽到達前

Fig. 12 には取香トンネル 62 k 780 m 地点の横断方向に設置した地表面沈下測点から切羽の進行とともに得られた沈下量を、切羽位置を固定した形で等沈下曲線として表わしたものであるが、トンネルセンターラインから離れば離れるほど掘削の影響を受ける時期がトンネルセンター付近より遅れるため、トンネル切羽到達前の現象としては、わずかに地表面の横断沈下形状が現われる程度である。

b) 切羽通過前後

1) 地表面およびクラウンレベルの横断沈下形状

切羽通過後トンネルセンター上の地表面の沈下量が急激に増大するため、地表面の沈下形状は切羽通過前より中央値の大きい正規分布曲線状となる。一方、クラウンレベルの水平線上に設けた横断沈下測線から得られた横断沈下形状は地表面同様正規分布曲線状となるが、クラウンレベルの方が中央値も大きく、標準偏差のわずかに小さい形状となる。

2) 隆起あるいは相対隆起

前掲の Table 3 に示したように、トンネルセンターから離れた地点でもトンネルセンター上の点よりは遅れて、隆起あるいは周辺よりも沈下量が少ないという相対隆起現象が発生した。横断方向の測線の数はトンネルセンター上の測点よりも数が少ないものの、横断方向の測線で隆起あるいは相対隆起のみられた場合には、その測線上にあるトンネルセンター上の点でも先行隆起あるいは先行相対隆起が観測されていることは興味深い。また、Table 3 のトンネル縦断方向の L/D および横断方向の

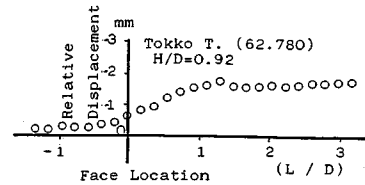


Fig. 13 Representative relative settlement between surface and subsurface above tunnel wall.

Table 9 Characteristics of relative displacement between ground surface and subsurface near tunnel wall.

TUNNEL NAME	MEASURING POINT	FACE STATION (*)	MAXIMUM RELATIVE DISPLACEMENT
OHNUKI T. (SOUTHERN SEC.)	13k492.5m	0.76D	6 mm
	13k424.0m	2.52-2.86D	5 mm
	13k605.0m	4.19-4.70D	5 mm
TOKKO T.	62k780.0m	2.71-5.70D	9.0 - 10.43 mm
HORINOUCHI T.	61k360.0m	0.98-1.07D	3.46 - 5.32 mm
KOKUBUGAWA T.	No151+7m	3.19-9.88D	5.08 - 5.55 mm
	No147+7m	2.36-2.52D	4.03 - 4.05 mm

*) FACE STATION means the face station where the maximum relative displacement was observed.

L/D を比較してみると横断方向で隆起あるいは相対隆起が発生している地点とトンネル壁面の位置関係は、縦断方向での切羽位置と先行隆起あるいは先行相対隆起発生位置の関係と類似している。

3) トンネル側壁近傍の地表と地中の相対変位

Fig. 13 にはトンネル側壁近傍で観察された地表とクラウンレベルの点の相対変位の代表例を切羽の進行とともに示しており、さらに、Table 9 には各測点で測定された相対変位の特性値を挙げた。ここで発生する相対変位はすでに Fig. 7 で示したトンネルセンター上とは異なり、切羽通過前後でゆるやかに増大し、相対変位の最大値は切羽が測定断面をかなり離れた頃に発生する。

4) 地表面およびクラウンレベル上の相対変位

1) および 2) で述べた地表面上およびクラウンレベル上の横断沈下形状の特徴から、トンネル縦断方向同様、横断方向でも切羽通過後、トンネル側壁を縦断方向における切羽と考えた場合に相当する相対変位が地表面およびクラウンレベル上で発生している。

c) 切羽通過後

1) 地表面およびクラウンレベルの横断沈下形状

切羽通過前後から発生した中央値の大きい正規分布曲線状の沈下は、地表面およびクラウンレベルともにトンネルセンター上の沈下が収束するにつれて一定の形状となる。

2) 隆起あるいは相対隆起

前掲の Table 3 からわかるように、切羽通過後に発生したトンネル側壁から離れた地表面位置での隆起あるいは相対隆起現象は、切羽の通過後しばらくの間はそのままの状態が続く。

3) トンネル側壁近傍の地表と地中の相対変位

前掲の Fig. 13 および Table 9 に示したとおり、トンネル側壁近傍の地表と地中の相対変位は最大値が発生した後、トンネル掘削によって生ずる周辺地山の沈下が収束するまで、その相対変位を維持した状態が続く。

4) 地表面およびクラウンレベル上の相対変位

前掲の Fig. 11 の駒井野トンネルの例からもわかるように、切羽通過直後から発生した地表面レベルの相対変位は、両レベルにおける横断沈下形状の収束とともに、その相対変位を維持した状態が続く。1) で述べた地表面およびクラウンレベルの横断沈下形状から、クラウンレベルでも地表面と同様の挙動を示しているといえる。

5) トンネル軸線方向の地表面上のクラック

切羽の通過後、トンネルセンター上の地表沈下が収束せず、地表とクラウン近傍の相対変位が減少してくると、横断方向の地表面上の相対変位（沈下曲線の傾斜）は増大を続ける。その結果、前掲の Fig. 12 に示したようなトンネル軸線方向に沿ったクラックがトンネル側壁より外側の地表面上に発生する現象が、栗山トンネルにおいて観察された。このクラックは切羽付近では、切羽を取り囲むような形状を成し、地表が平坦な場所でみられる地表面沈下のコンターラインとほぼ同様の形となる。また、栗山トンネルの例では切羽付近の横断方向のクラックの方がトンネル軸線方向のクラックよりも時間的には、前に発生している。

4. 沈下現象とトンネル掘削

前述のようなトンネル周辺地山の沈下現象は、掘削に対する地山条件の良否やトンネルの設計、施工の的確さを判断する有効な指標となる。9 トンネルの施工経験からこれらを整理すると、次のようになる。

① 先行隆起あるいは先行相対隆起現象のみられる地山は、比較的良好な地山であり、クラウン上に粘性土を含む層が多く存在している。

② 先行沈下が早く始まったり、先行沈下量が大きい地山は、地山強度の小さな、掘削以前に切羽が劣化している地山であり、事前に何らかの地山補強対策を必要としている地山といえる。

③ 切羽到達前に地表と地中の間に相対隆起が発生する地山は、既掘削部の沈下の影響によって先行沈下が早く発生する地山であり、掘削対象地山としては②と同様の地山といえる。

④ 切羽通過前後に発生する地表と地中の間の相対変位が大きく、その相対変位が切羽通過後も維持されるような地山は土被りも十分な比較的良好な地山であり、反対に、発生する相対変位も小さく、切羽の通過につれてすぐに相対変位が減少してしまうような地山は、トンネル掘削対象地山としては土被りも小さく、施工に適した

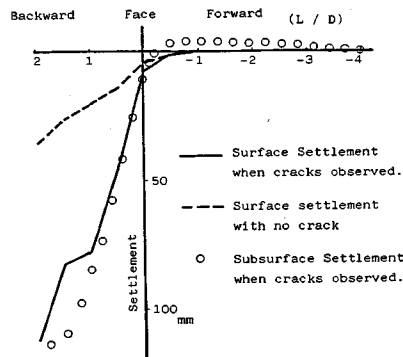


Fig. 14 Comparison of longitudinal settlement curves along tunnel alignment.

地山とはいいがたく、事前に大規模な補強工が必要な地山といえる。

⑤ 切羽通過前後に発生する地表および地中の沈下が急激な地山は、事前の切羽前方地山に対する補強が不十分であった弱い地山といえ、この沈下が切羽通過後なかなか収束しない場合は、支保および断面閉合時期などの設計、施工に問題があることが多い。

⑥ Fig. 14 には切羽前方に横断クラックが発生したときとそうでないときの切羽位置とそのときの切羽前後の地表面および地中の沈下状況を示しているが、切羽前方に横断クラックが発生している場合には、切羽後方での沈下量が際立って大きくなっており、切羽後方の沈下量を 50 mm 以下に抑えた場合にはこのクラックが発生していないことから、この横断クラックは、⑤同様切羽後方における支保および断面閉合時期などの設計、施工に問題があることを示唆する指標となる。

⑦ 切羽通過後発生するトンネル軸線方向の地表面クラックは明らかな地山の破壊現象であり、クラックの発生とともに、地山は完全に荷重としてトンネルに作用してくる。したがって、このような現象が発生する前にトンネル断面を閉合し、最悪の場合でも地山荷重に耐えることのできるよう支保を補強しておくことが必要となると考えられる。

5. 結 論

本報では、被りの浅い砂質地山に施工された9トンネルにおいて実施されたトンネル周辺地山の沈下計測と地山の観察結果から、その特徴的な現象とトンネル掘削について言及してきた。その結果、次のような結論を得た。

(1) 切羽の進行に伴ってトンネルセンター上の縦断面内で発生する沈下現象として、切羽前方で発生する先行隆起あるいは先行相対隆起、先行沈下、地中の点の地表面に対する相対隆起、切羽通過前後に発生する地表と地中の急激な沈下とこれに起因する地中の点の地表に対

する相対的な沈下の各現象の存在とその特性が明らかとなった。

(2) 切羽の位置を中心に考えた場合の切羽前方および後方の地表面とトンネルクラウンレベルの沈下形状、さらにトンネル横断面内の地表およびクラウンレベルの沈下形状が明らかになるとともに、トンネル横断面内では、トンネル側壁を切羽位置とみなした場合に予想される(1)に示したトンネルセンター上の縦断内で発生する現象が発生していることから、トンネル周辺地山の沈下現象の発生位置の予測にあたっては、切羽の位置およびトンネル壁面の位置が1つの基準となると考えられる。

(3) 地表面に発生する先行横断クラックやトンネル軸線方向のクラックは明らかな地山の破壊現象であり、これらの現象が発生するか否かは、すでに掘削された区間の沈下量あるいはトンネルセンターの沈下量の大小と密接な関係があることから、トンネル周辺地山の沈下挙動を考えるにあたっては、単にトンネル横断面上の挙動としてとらえるのではなく、縦、横断方向相互の関連についても考慮する必要がある。特に、トンネル縦断方向の沈下現象は横断方向の現象に先立って発生することから注意を払うことが必要である。

(4) 本報で紹介した沈下挙動はトンネル掘削対象地山の良否あるいは事前の地山補強の必要性の有無、さらに支保の設計や施工の地山に対する適否を定性的に示すよい情報となる。

謝 辞：本研究をまとめるにあたり常にご指導、ご鞭撻を賜わった、京都大学 足立紀尚教授ならびに神戸大学 桜井春輔教授にこの場を借りて深謝の意を表する次第です。また、種々の計測作業ならびにトンネル施工においてご協力いただいた大成建設(株)池田 宏氏、(株)大林組 塚本静夫氏、同 山崎武則氏をはじめとする関係各位に併せて心から御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 村山朗朗・松岡 元：粒状土地盤の局部沈下現象について、土木学会論文報告集, pp.149~159, 1969.
- 2) 島田隆夫：土被りの浅いトンネルの地表面沈下, 土木学会論文報告集, No.296, pp.97~109, 1980.
- 3) 足立紀尚・田村 武・八島 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, No.358, pp.129~136, 1985.
- 4) Atkinson, J.H. and Potts, D.M. : Subsidence above shallow tunnels in soft ground, Proc. ASCE, GT 4, pp.307~325, April, 1977.
- 5) Szechy, K. : The Art of Tunnelling, Akademia Kiado Budapest, 1967.
- 6) 木山英郎・藤村 尚：地下浅所のトンネル掘削に伴う地

表沈下の弾性解析, 土質工学会論文報告集, Vol.22, No.3, pp.161~169, 1982.

- 7) Kawamoto, T. and Okuzono, K. : Analysis of ground settlement due to shallow shield tunnels, Int. J. Num. and Mech. in Geo. Vol.1, pp.271~281, 1977.
- 8) 足立紀尚・田村 武・八島 厚・上野 洋：砂質地山におけるかぶりの浅いトンネル掘削に伴う地表沈下, 土木学会論文報告集, No.370, pp.85~93, 1986.
- 9) Row, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J. : A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground, CAN. Geotech. J., Vol.20, pp.11~22, 1983.
- 10) Katzenbach, R. and Berth, H. : Nonlinear 3-D analysis for NATM in Frankfurt Clay, Proc. 10 th ICSMFE, Stockholm, Vol.1, pp.315~318, 1981.
- 11) 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, 1982.
- 12) 木山英郎・藤村 尚・二木 隆：地下浅所のトンネル周辺地山の離散剛要素法解析と模型実験, 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.245~250, 1984.
- 13) Schmidt, B. : Settlements and ground movements associated with tunneling in soil, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969.
- 14) Peck, R.B. : Deep excavations and tunneling in soft ground, Proc. of 7th ICSMFE, Mexico City, pp.225~290, 1969.
- 15) O'Reilly, M.P. and New, B.M. : Settlement above tunnels in the United Kingdom-Their magnitude and prediction, Tunnelling '82, The institution of mining and Metallurgy, pp.173~181, 1982.
- 16) Hanya, T. : Ground movements due to construction of shield-driven tunnel, Case Histories, Proc. of 9th ICSMFE, Tokyo, Vol.4, pp.759~790, 1977.
- 17) Hansmire, W.H. and Cording, E.J. : Field measurements of ground displacements about a tunnel in soil, Final Report prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority, Washington D.C. Sept., 1975.
- 18) 吉田福次・杉村昌利・池田 宏：土被りの薄い砂地盤を貫く鹿島線大貫トンネル, トンネルと地下, Vol.11, No.10, pp.25~34, 1980.
- 19) 吉村 恒・増田 裕・内藤清治・阿曾満寿男：砂地盤に挑む大断面 NATM, 成田空港トンネル, トンネルと地下, Vol.11, No.9, pp.7~15, 1980.
- 20) 錦織 紀・栗原一高・埴原三寿：アーストンネルにおける大断面 NATM (1次閉合式)の計画と施工, 鉄道土木, 25-11, pp.25~31, 1983.
- 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) 寺戸幸雄・木村 宏：トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の变形挙動に関する考察, 第14回岩盤力学シンポジウム, pp.111~115, 1982.

(1987.3.27・受付)