



057

土木研究所資料

第 805 号

トンネル掘削に伴なう地山 のゆるみの現場計測資料

昭和49年 3 月

建設省土木研究所
道路部トンネル研究室



目 次

ま え が き	1
1. トンネル施工中の現地計測	2
1-1 概 要	2
1-2 トンネル掘削に伴なう地山の変状に関する計測	2
1-3 トンネル構造物に作用する荷重に関連する計測	10
1-4 地山の力学的、物理的性質に関する計測	13
2. 調査トンネルの概要	15
2-1 小夜の中山トンネルの概要	15
2-2 嶺岡トンネルの概要	15
3. 計測結果	20
3-1 小夜の中山トンネルの場合	20
3-2 嶺岡トンネルの場合	20
あ と が き	42
参 考 文 献	43

まえがき

合理的かつ経済的なトンネルを設計し、施工するためにはトンネル構造物に作用する荷重を適確に把握することが必要であるが、トンネルの土圧現象は複雑であり、現在、トンネルの支保工や覆工などの設計は、対象とする地山ごとに既往の実績から得られた標準的な数値を用いて行なわれているのが実情である。したがって、トンネルに作用する荷重と地質条件との関係を明らかにするためには、理論および模型実験によるアプローチとともに、地質の状況を示す指標と荷重、土圧、変位、施工法などの関係を求めるための現地資料を収集しなければならない。

しかし、トンネル施工時における現場計測は他の構造物の場合と比較すれば非常に少なく、トンネルの現場計測方法やその結果の利用法はいろいろ提案されているが必ずしも実用的な段階にまで達していないように思われる。

このような状況のもとにトンネル研究室においては、現場計測としてトンネル構造物に作用する荷重を直接測定する方法や、作用する荷重と直接に関係すると考えられる地山のゆるみの実測方法を検討してきた。本文ではこれらの計測方法や、特に地山の変状の計測を重点に、関連する諸計測を嶺岡トンネル、小夜の中山トンネルにおいて実施したのでその計測結果を整理したものである。

昭和49年 3月

トンネル研究室 今 田 徹
 石 橋 正 穂
 木 村 美知秋

1. トンネル施工中の現地計測

1-1 概 要

トンネル施工中の現地計測方法としては各種の方法を考えることができる。計測項目を区分すれば次のとおりである。

- (1) トンネル掘削に伴う地山の変状に関する計測
- (2) トンネル構造物に作用する荷重に関連する計測
- (3) 地山の力学的、物理的性質に関する計測

現地計測については、その適用の範囲に制限のあるものや計測方法に欠陥を有するものもあり、それらの選択にあたっては計測の目的、重要度、計測器の精度、結果のまとめ方など十分に検討しておかなければならない。これらの計測法については、現在、開発、改良が進められている。本項では特に地山の変状に関する計測を中心に示す。

1-2 トンネル掘削に伴う地山の変状に関する計測

トンネル掘削に伴う地山の変位に関する計測項目には次のようなものがある。

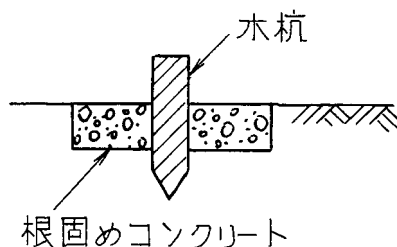
- (1) 地表沈下量（鉛直方向，横断方向，トンネル軸方向）
- (2) 地中変位量（鉛直方向，横断方向，トンネル軸方向）
- (3) 地山押出し量（掘削面での水平方向，切羽面でのトンネル軸方向）

地山は常に三次元的な変形をすると考えられるが，(1)，(2)の場合，地形・地質・施工上・特別な問題が少なければ一般に鉛直方向の変位が卓越する。また，膨張性地山の場合，トンネル掘削面は時間の経過とともに内空側に押出されることが予想されれば(3)の項目も実施したほうがよい。

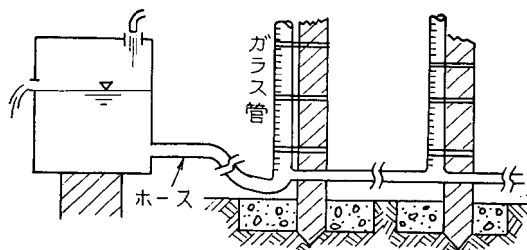
1-2-1 地表沈下の計測

地山の土被りが極めて大きい場合や岩盤が良好の場合は問題はないが，固結度の低い軟岩や崖スィなど未固結の地山を掘削すると，掘削によるゆるみの影響が地表面に達することが多い。道路の場合，比較的土被りの薄い場合や不良な地山にトンネルを建設することが多く，ぜひとも計測すべき項目の一つである。

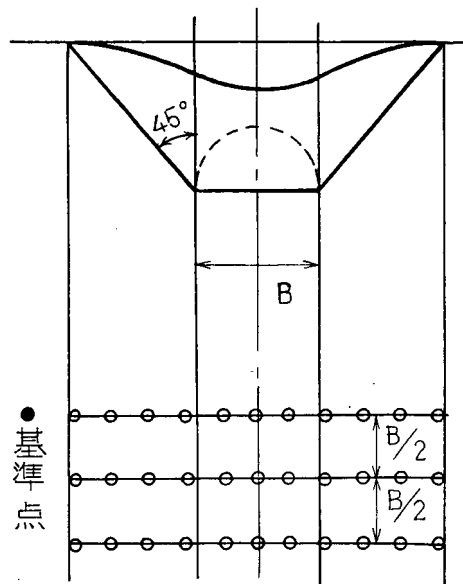
測定の位置は，岩質，土被り，地形などにより異なるが，トンネルの横断面については図一 1.1 に示すとおり予定掘削断面の底辺端部の直上から両側に 45° 程度の範囲において，等間隔または規則的に測点を，さらに基準点をこの範囲外に一点設ける。また，同一地点では，3本程度の測線を設けるほうが良い。測点として図一 1.2 に示すように根固めコンクリートにより測定杭を固定する。測定にはレベルによる方法，連通管式枕下計を用いる方法が通常であるが，地すべり用の表面変位計や傾斜計などを用いても測定することができる。レベルによる方法では，測定精度を確保する場合，一般の方法で



図一 1. 2 測定杭



図一 1. 3 連通管式沈下計



図一 1. 1 地表面沈下測定基準点計画

定することができる。レベルによる方法では、測定精度を確保するためには一般の方法では誤差が多いので、高精度のものを使用しなければならない。これには、 0.1 mm 以下の精度のものを確保できる傾読式レベルや、付属標尺を用いる方法をとらなければならない。図一 1. 3 に示す連通管式沈下計は基準点における水位を一定値 (R_h) としながら、測点の杭に取り付けたスケールにより、おのこの水面距離 (R_i) を読みとり、 $r = R_i - R_h$ を求め、 r の変化量がその期間内に生じた変位量である。その精度は $0.5 \sim 1\text{ mm}$ であるが、測定が容易であり、また安価であるので都合が良い。特に重要構造物など沈下の影響を常に監視しなければならない場合は、水位を自動記録させ、必要なら警報器を取り付けることもできる。これらは市販されている。なお、測定に際して注意すべきことは、(1) ホースの中に気泡がないようにすること、(2) スケールやガラス管は正しく垂直に立てること、(3) 温度差が生じないようにすること、(4) 風の強いときには測定水面が微動して誤差が入るので、計器に直接風があたらないようにすることである。坑口付近や特に地すべりの発生が心配される地点では、地すべり用の表面変位計や傾斜計を併用するのが良い。これらの計器の説明は省略する。

沈下の測定を開始する時期は、沈下の影響が測定点に現われる以前に設置することになるが、施工速度、土被り、地質などにより異なるので、事前に検討し、余裕を見込んで早めに測定を開始する方が賢明である。測定期間は覆工コンクリートの打設が完了した後、沈下の傾向が緩慢になった時点で終ってよい。測定時間間隔は一定の間隔とするが、測点下を掘削面が通過する時期は沈下量がより大きいので 1 回/日程度とする。沈下が比較的少ない時期はその変化状況により適宜変更すればよい。

1-2-2 地中変位の計測

地中内部の変位を直接測定する場合はボーリングを行ない、その孔内に地中測点を設ける必要がある。地中の測点を固定する方法にはボーリング孔内に丸鋼（16～19mmφ）を挿入し、その先端部をモルタルによって地山に固定させる方法がある（図-1.4）。この方法は容易ではあるが測点数が限られ、地中変位の様子を知らするためには多くのボーリングを必要とし、特に岩盤の場合割高となる。そこで、1本のボーリング孔に少なくとも6～8測点を設け計測できる方法を検討し実施してきたので、この方法を詳しく述べる。

(1) 概要

使用した計器は従来の伸縮計と異なり、アンカーの設置方法を工夫して、1本の孔中に数個のアンカーを設置する点が特徴であり、地表面や坑内に設置した多点変位計の受感部とアンカーをパイロットワイヤーで連結し相互の変位を求めるものである（図-1.5）。本計測器はアンカー、パイロットワイヤー、計測部（受感部）より構成される。

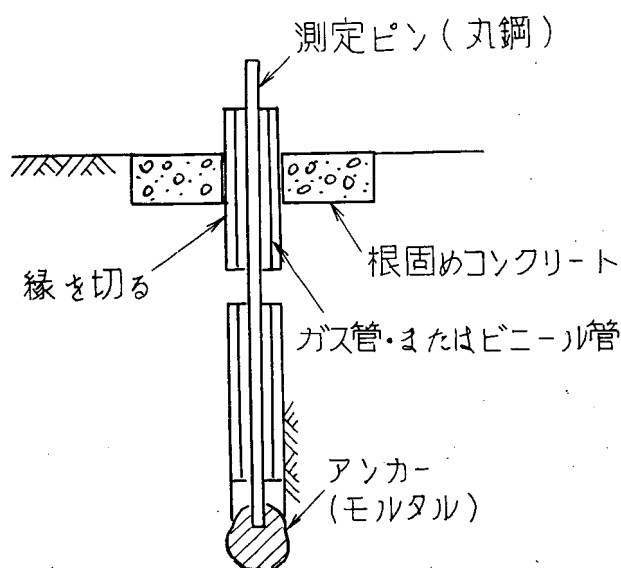


図-1.4 鉄筋棒を用いた測定法

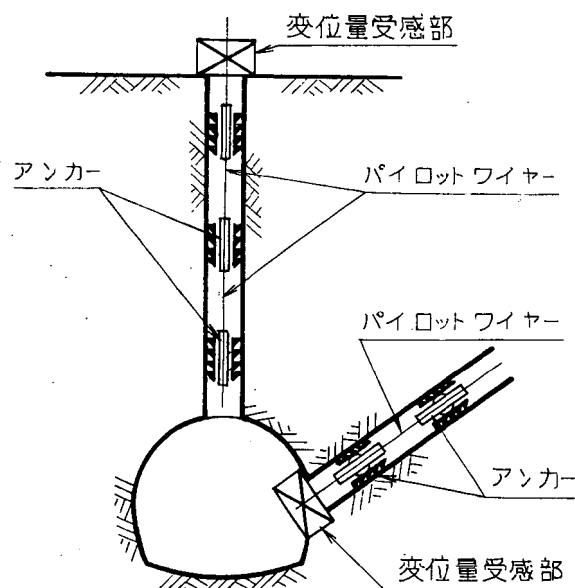


図-1.5 多点変位計による測定法

(2) アンカー

ボーリング孔内に取り付けアンカーはその設置地点の変位を確実にとらえるよう孔壁に密着する機能を有していなければならない。特に掘削時の発破に対し安定していることや設置作業が容易であるものでなければならない。

現在使用しているアンカーを大別すると、フラット型、スプリング型、クロー型の3種類である。

フラット型はボーリング孔が自立しており、時間が経過しても孔壁が崩壊しない硬岩で、発破の影響の少ない地山に用いられる（図-1.6(a), 写真-1.1(a)）。クロー型は地山に爪を食い込ませるもので不良な岩盤の場合に使用する（図-1.6(b), 写真-

1.1(b))。スプリング式は当研究室で改良を加えたもので、硬岩でも軟岩でも使用は可能である(図- 1.6(c), 写真- 1.1(c))。前二者がワイヤーを介して常に緊張しておく必要があるのに対し、スプリング式はスプリングでアンカー自身を孔壁に密着させるもので、スプリングの強さや接地面積を変えることにより定着の効果をあげることができる。

孔壁が自立しない場合や孔壁の崩れ、圧潰が予想される場合はアンカーの変位を拘束しない防護用のコルゲート管や塩ビ管を挿入したり、必要に応じてセメンテーションなどを行ない定着を確実にする。



写真- 1.2 アンカー挿入

(3) パイロットワイヤー

アンカーを計測器の受感部に連結するための $0.4 \sim 0.8 \text{ mm } \phi$ のピアノ線である。耐蝕性で温度変化による伸びの少ないものが望ましい。アンカーの挿入やもりかえ作業時におけるワイヤーの折損には注意しなければならない。

(4) 計測部

当研究室では変換機構の異なる 3 種類の多点変位計を 4 台所有しており、その仕様諸元は表- 1.1 のとおりである。

表- 1.1 多点変位計の仕様

型 式	MPBX F-2	E-8PT	PUF-100A-6P
変換機構	ヒズミゲージ型	差動トランス型	巻線抵抗型
測 定 数	8	8	6
測定範囲	15.3 mm	$\pm 20.0 \text{ mm}$	$\pm 100 \text{ mm}$
精 度	0.03 mm	0.10 mm	1 mm
感 度	0.015 mm	0.05 mm	0.5 mm
台 数	1	2	1

(イ) ヒズミゲージ型

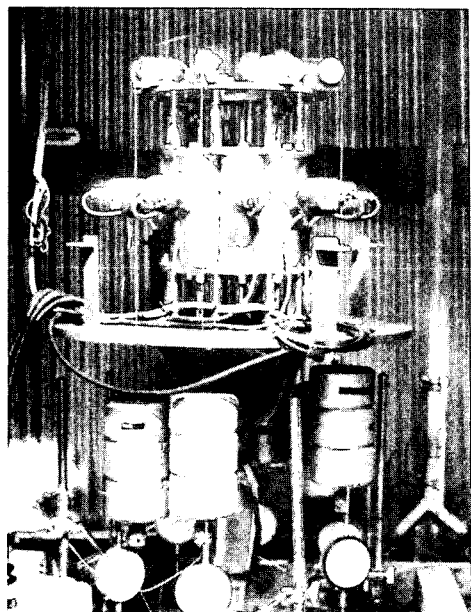
片持ばりの両面にヒズミゲージを貼りつけ、あらかじめ緊張させたピアノ線の取り付けられた端部の変位をそのヒズミ量から求めるものである。精度の良い点が特徴であるが、構造上、相対変位の減少する方向の変位量が少ないこと、ピアノ線の張力変化による補正を必要とすること、測定範囲がせまいことなどが短所である。この型は特に岩盤が良好で変位が少ないと予想される場合には都合がよい（図－1.7）。

(ロ) 差動トランス型

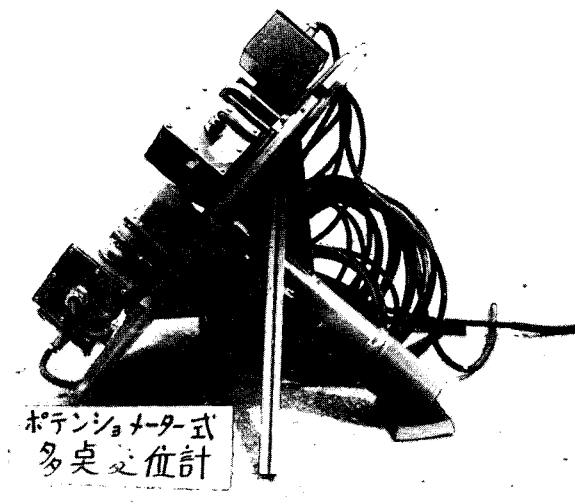
測定範囲が(イ)より大きく、もりかえ作業が円滑にできるように当研究室で開発、改良したもので、アンカーと計測部の固定点を連結するピアノ線に一定の張力を重錘により加え、そのピアノ線の中に差動トランスを取り付けるものである（図－1.8，写真－1.3）。

(ハ) 巻線抵抗型

ピアノ線を巻線抵抗型計器の滑車に巻きつけ、その終端に重錘を取り付ける。アンカーの移動量に応じ滑車が回転し抵抗を変化させる。精度は劣るが測定範囲は広い（写真－1.4）。



写真－1.3 差動トランス式多点変位計



写真－1.4 巻線抵抗型多点変位計

1－2－3 地山押し出し量の計測

トンネル掘削直後に掘削面（壁面）から所定の深度までレグドリルなどにより削孔し、その孔中に塩ビ管をケーシングとした鉄筋棒を埋め込み、対応する鉄筋棒間の相対距離をトンネル用バーニヤスケールなどにより計測するものである（図－1.9）。数種の深度について計測を行えば掘削後の地山の押し出し量や押し出し範囲を求めることが可能で、特

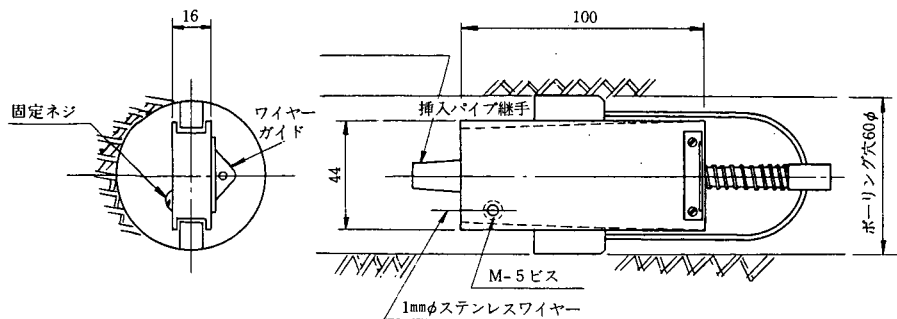


図-1.6 (a) フラット型アンカー (単位: mm)

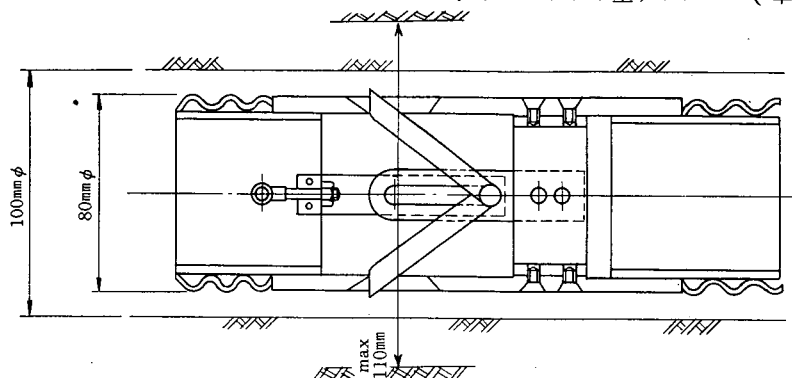


図-1.6 (b) クロー型アンカー (単位: mm)

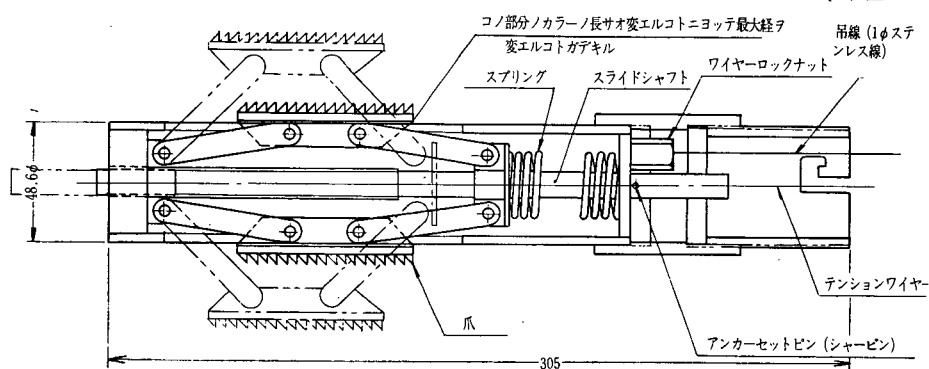


図-1.6 (c-1) スプリング式アンカー (単位: mm)

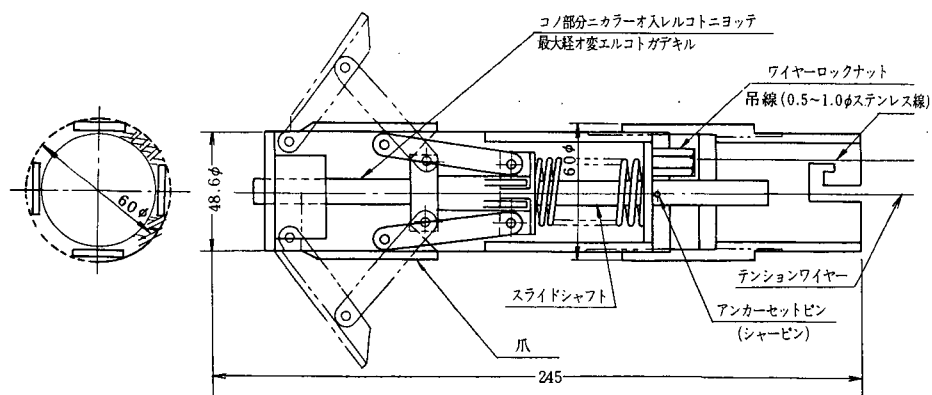
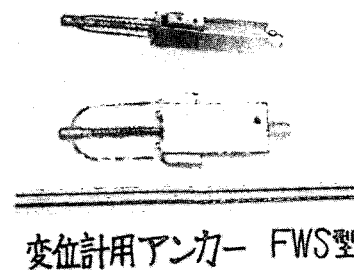
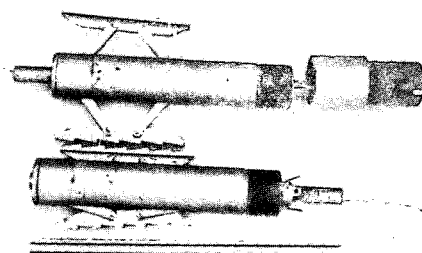


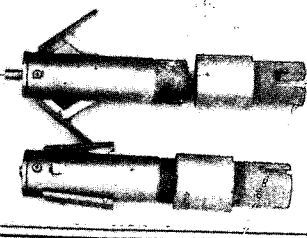
図-1.6 (c-2) スプリング式アンカー (単位: mm)



変位計用アンカー CA-100G型



変位計用アンカー SL-2型



変位計用アンカー SL-1型

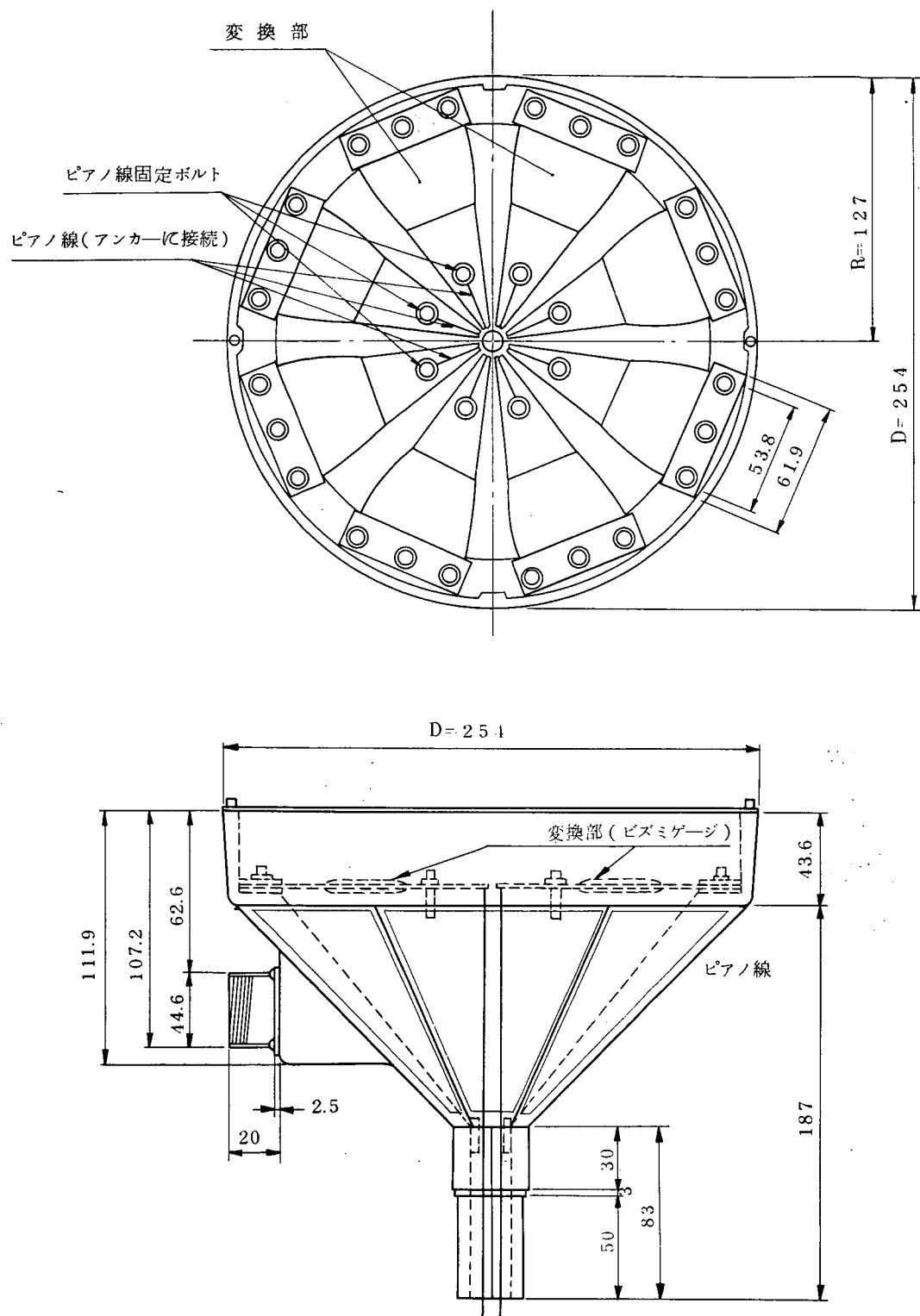


図-1.7 ビズミゲージ型多変変位計 (片持ぱり式) (単位: mm)

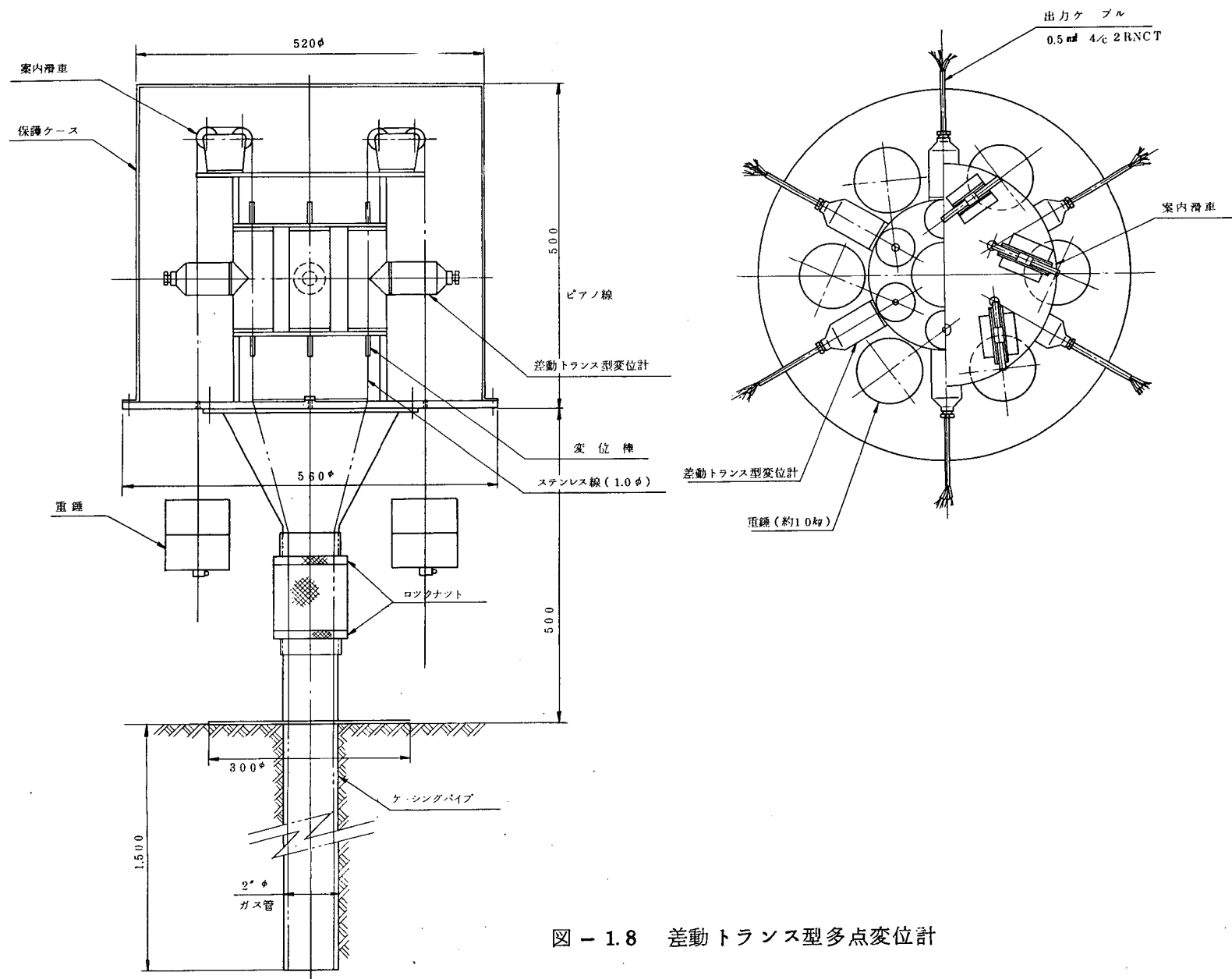


図 - 1.8 差動トランス型多点変位計

に膨張性地山の場合、導坑などにおいて計測が可能であれば施工管理上も非常に役立つ。

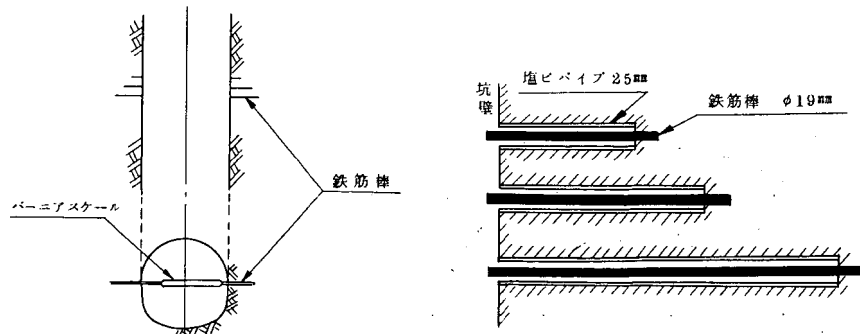


図-1.9 鉄筋棒による地山押出し量の測定法 びし量の測定法

1-3 トンネル構造物に作用する荷重に関連する計測

1-3-1 支保工の基礎反力およびクラウン部軸力

支保工の脚部やクラウン部に荷重計をとりつけ、脚部の基礎反力やクラウン部の軸力を求めるものであり、外荷重の概略値を知るには最も簡便である。

1-3-2 支保工応力

支保工にひずみ計をとりつけ、支保工の応力、断面力および外力（合力）の大きさと作用方向を求めるものであるが、その結果は施工条件や計測条件に大きく影響され信頼性に乏しい場合も多いので、実施にあたっては綿密な検討が必要である。計算順序は次のとおりである。

図-1.10に示すような円形鋼アーチ H 支保工の場合を考える。図中の M は曲げモーメント、 N は軸力、 Q はせん断力を表わし、断面 A 、 B 間に作用する外力の合力の作用点を C 、合力の半径方向および接線方向の成分を P_i 、 S_i とすれば、アーチの中心点 O の回りのモーメントの釣合い、および C 点の半径および接線方向の釣合いより次式が求まる。

$$S_i \{ R + (h/2) \} - N_i R + N_{i+1} R - M_i + M_{i+1} = 0 \quad (1)$$

$$P_i + Q_i \cos \phi_i - Q_{i+1} \cos \phi_{i+1} - N_i \sin \phi_i - N_{i+1} \sin \phi_{i+1} = 0 \quad (2)$$

$$S_i - Q_i \sin \phi_i - Q_{i+1} \sin \phi_{i+1} - N_i \cos \phi_i - N_{i+1} \cos \phi_{i+1} = 0 \quad (3)$$

中心角 ϕ は既知であるから

$$\phi_i + \phi_{i+1} = \phi \quad (\text{const.}) \quad (4)$$

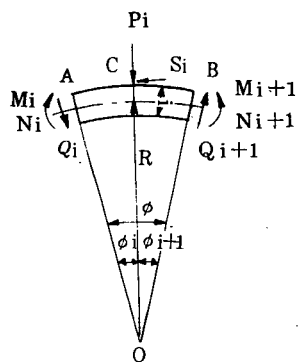


図-1.10 鋼アーチ支保工
の断面力および作
用外力

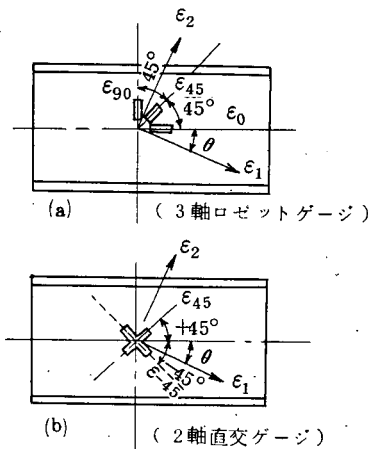


図-1.11 ロゼットゲージ
および直交ゲージ
の方向

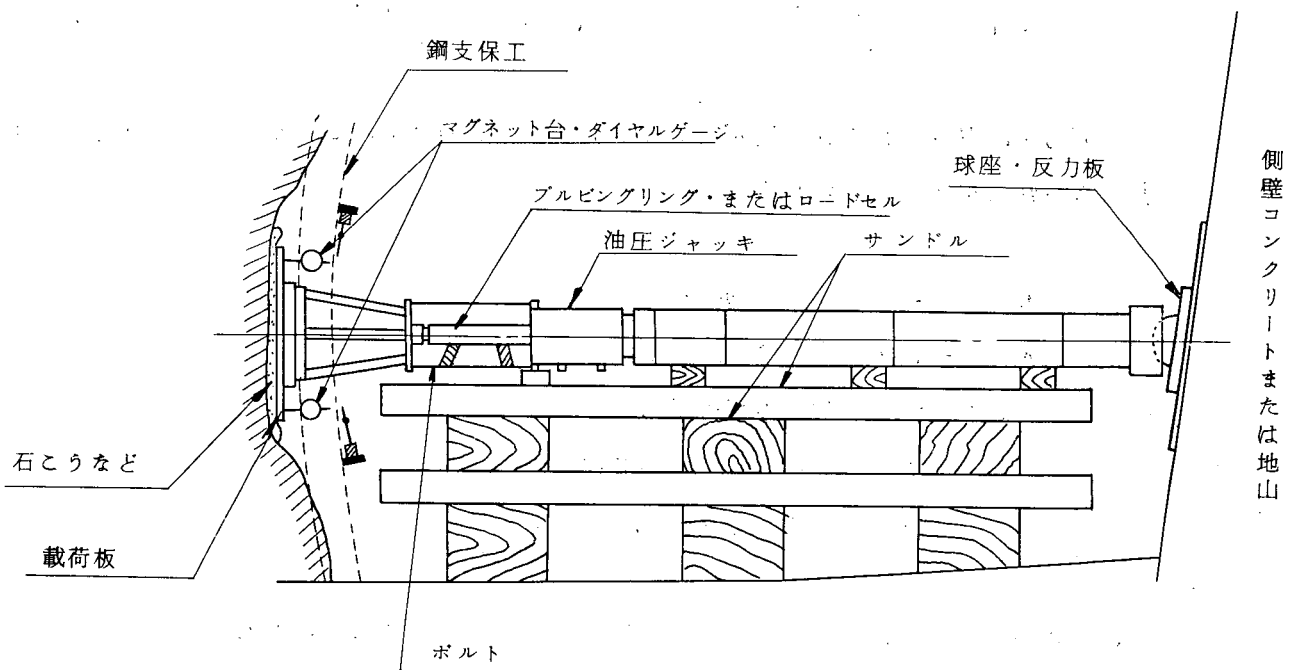


図-1.12 導坑における平板載荷試験

式(1)より

$$S_i = \frac{1}{(1+h/2R)} \left\{ N_i - N_{i+1} + \frac{M_i - M_{i+1}}{R} \right\} \quad (5)$$

一般に $R \gg h$ であるので $h/2R$ を無視すると

$$S_i \div N_i - N_{i+1} + (M_i - M_{i+1})/R \quad (5)'$$

式(2), (3)より

$$P_i = \sqrt{G^2 + H^2 - S_i^2} \quad (6)$$

$$\text{ここで } G = Q_i - Q_{i+1} \cos \phi - N_{i+1} \sin \phi$$

$$H = N_i - N_{i+1} \cos \phi + Q_{i+1} \sin \phi$$

式(2), (3), (4)より

$$\left. \begin{aligned} S_i &= G \sin \phi_i + H \cos \phi_i \\ P_i &= G \cos \phi_i + H \sin \phi_i \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

荷重作用点の中心角 ϕ_i は次式で示される。

$$\sin \phi_i = \frac{G \cdot S_i + H \cdot P_i}{G^2 + H^2} \quad \text{又は} \quad \cos \phi_i = \frac{H \cdot S_i - G \cdot P_i}{G^2 + H^2} \quad (8)$$

断面力 N, M はそれぞれの測定断面の上下フランジのひずみ $\varepsilon_v, \varepsilon_l$ (引張りを正) より求められた次式で表わされる。

$$M = (\varepsilon_l - \varepsilon_v) \cdot E \cdot W/2 \quad (9)$$

$$N = -(\varepsilon_l + \varepsilon_v) \cdot E \cdot A/2$$

ここで E : 支保工の弾性係数

$$W = I/y \quad I : \text{断面 2 次モーメント}$$

y : 中立軸からひずみ測定点までの距離

A : 支保工の断面積

測定断面の中立軸におけるせん断力 Q は次のようにして求める。せん断ひずみを r , せん断応力を τ , 支保工のポアソン比を ν , せん断弾性係数を G とすれば,

$$\begin{aligned} Q &\div \tau \cdot A_w, \quad \tau = G \cdot r, \quad G = E / \{ 2(1 + \nu) \}, \\ Q &\div \frac{E}{2(1 + \nu)} \cdot r \cdot A_w \end{aligned} \quad (10)$$

となる。ここで A_w は支保工のウェブ部分の断面積で、 τ の分布は A_w の範囲で一様と近似する。

r は次式で表わされる。

$$r = \epsilon_0 + \epsilon_{90} - 2\epsilon_{45} \quad (\text{3軸ロゼットゲージの場合})$$

$$r = \epsilon_0 - \epsilon_{90} \quad (\text{2軸直交ゲージの場合})$$

1-3-3 クサビ点に作用する荷重

クサビの代りに荷重計を挿入し、アーチ支保工に作用する半径方向の荷重分布を直接に求める。

1-3-4 覆工の応力

支保工応力を求める場合と同様であるが、コンクリートの乾燥収縮による影響を除去しなければならない。

1-3-5 覆工背面の土圧や水圧

特に土圧が大きいと予想される場合や、水の影響が考えられる場合、覆工背面において直接に盤圧計や間隙水圧計により求める。

1-3-6 支保工、覆工の変形、変状

変形はヒズミの計測のほか、スチールテープやトンネル用バーニヤスケールにより変形量を直接に求められる。また、変状の場所、位置、程度などを観察し、スケッチすることも重要である。また矢板の折損や変状の程度も同様に施工上参考となる。

1.4 地山の力学的、物理的性質に関する計測

1-4-1 地山の支持力、変形特性試験

鋼支保工や覆工の基礎として、地山の支持力が問題となる地山においては、地山の支持力や地盤反力係数を知る必要がある。たとえば、基礎が不平等な沈下をきたす場合、特に地盤反力係数が $20 \sim 50 \text{ Kg/cm}^2$ となると、支保工の耐荷力は著しく低減し、支保工の増枠、縫返しを必要としたり崩壊事故を起こしやすい。したがってあらかじめ地盤反力係数 R を知ることで、支保工沈下量の推定が可能となり、所要の地耐力が得られない場合、建込み間隔の変更、脚部接地面積の増大、支保工の一体化等の措置を講ずることができる。また、覆工の場合は、有害な亀裂やズレを生じたりし、漏水や変状の主因となる場合が多く、測壁コンクリートの基礎幅のとり方や、アーチ基部のはね出しなどの設計や施工上の資料を得ることができる。

地盤反力の測定はトンネルの場合、試験位置が導坑等であることや、支保工底板のことを考えると試験装置が簡明で実用的なジャッキテストまたは平板載荷試験などが良い(図-1.12)。載荷板は直径または一辺30cmの剛な円形または正方形を原則とする。載荷形式としては、各種提案されているが、現在、土木学会で検討されている方法や道路における平板載荷試験に準ずればよい。

トンネルにおけるジャッキ試験はあまり行なわれていないのが現状であるが、導坑や調査坑を利用して数多く実施したいものである。

1-4-2 現位置採取試料の物理的性質の測定

地質踏査、ボーリング、調査坑、等で採取した試料の物理的なまた化学的な性質は地質の状況、地山の状態等の判断に資するための基礎的な性質であり、必要に応じて実施される。その項目は次のとおりである。

- ・密度、比重、含水比、空ゲキ率、透水係数
- ・圧縮強度、せん断強度、引張強度
- ・弾性波速度(V_p)、ポアソン比、ヤング率
- ・膨張性、鉱物組成
- ・その他

コアの試料の場合、風化、亀裂状態、方向性、含水状態などによりその性質が異なるので考慮しなければならない。これらの試験法はJISまたはその他の試験基準に定められているので省略する。

2. 調査トンネルの概要

2-1 小夜の中山トンネルの概要

計測結果の項に示す。

2-2 嶺岡トンネルの概要

2-2-1 トンネルの位置

計測を実施した嶺岡トンネルは千葉県鴨川市に位置し、一般国道128号線のバイパスの一部として、鴨川市横渚一岡波太に新設される延長725mの2車線道路トンネルである（図-2.1）。

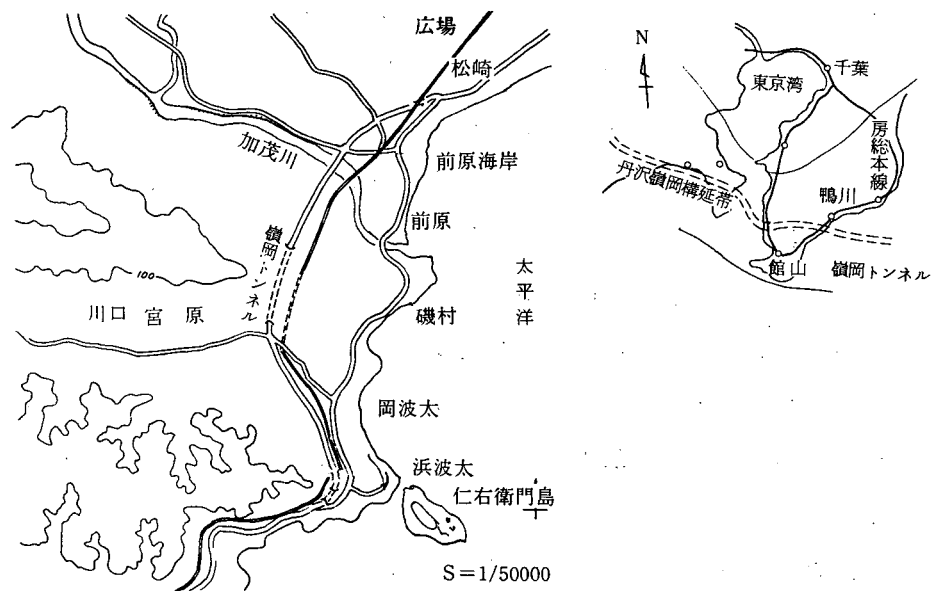


図-2.1 トンネル位置図

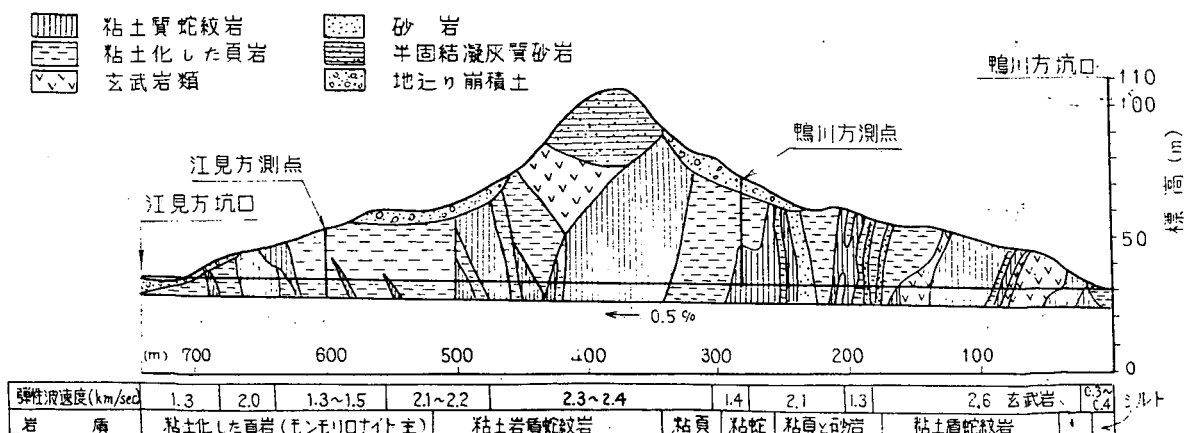


図-2.2 地質縦断面図

2-2-2 トンネル地点の地形地質

トンネル建設地点は通称「丹沢・嶺岡隆起帯」と呼ばれる構造線を貫き、粘土質蛇紋岩および粘土化した頁岩、玄武岩類および砂岩より構成され、全体が極めて不良な地山である。トンネル地質縦断図は図-2.2のとおりである。

同地点は全延長の約30%が30m以下の土被りで、地表は主に水田であり、またこの地域は有名な地すべり地帯に位置している。計測地点については後述する。

トンネル地質は岩相の変化が著しく、岩相の境界はほとんどが断層および断層粘土を挟在する破砕帯である。各岩相の特徴は次のとおりである。

- 鱗片状粘土化した頁岩は暗灰色～黒色を呈し、手中で容易に鱗片状に粉碎し、粉碎した表面は光沢性がある。この岩体内には断層面に平行およびやや斜交する土状光沢を有する鏡肌が多く、掘さく時にはそれをすべり面とする崩壊が生じている。

- 粘土化した頁岩は暗灰色～黒色を呈し、一部に頁岩の玉石を有する粘土である。この岩体も断層付近では鱗片状を有している。

- 鱗片状茶褐色粘土質岩は一部に蛇紋岩および玄武岩の玉石を有する破砕性粘土質岩で、手中で鱗片状に粉碎し、粉碎した表面は光沢性がある。この岩体内にも土状光沢を有する鏡肌が多く、崩壊性に富んでいる。

- 粘土質蛇紋岩は乳白色～青緑色の縞状の色彩を呈し、かんらん岩、はんれい岩、蛇紋岩の玉石を有する粘土で、水につけると白濁して崩壊する。この岩体は嶺岡山系の地質構造活動時に地殻深部より選入したものと推定され嶺岡山系の中心部に広く分布している。

- 砂岩および玄武岩は節理が多く、切羽面では細かく崩壊するが全体的には硬岩状である。

X線により粘土鉱物の回折の結果、粘土質蛇紋岩は蛇紋石の粘土鉱物より構成されているのに対し、鱗片状茶褐色粘土質岩は多量のモンモリロナイトと少量の蛇紋石粘土鉱物により構成されている。また（鱗片状）粘土化した頁岩はモンモリロナイトを主成分とするものと混合層鉱物、イライト、クローライトより構成されるものがある。

2-2-3 トンネル諸元および施工

トンネルの横断面図を図-2.3に、設計の概要を表-2.1に示す。

掘削方式には側壁導坑先進上部半断面工法が採用され、特に上半部の掘削には矢板推進工法が採用された。なお、本法は特殊鋼矢板を支持わくなしに支保工の外周に直接並べ、ずれ止め金具により進行方向を制御しながら油圧ジャッキにより鋼矢板を推進し、切羽上部を保護したのち支保工を建て込む工法である（図-2.4）。

なお本トンネルは昭和45年10月に着工され、昭和48年3月無事完成した。

表 - 2.1 設 計 概 要

構造規格	第3種 60Km/h	舗 装	コンクリート舗装厚 23cm
幅 員	車道巾員 6.5m 歩道 0.75m	排水溝	横断勾配 1.5% 拌み勾配
	全幅 8.5m		内矩 0.25m×0.25m L形フタ付
地 質	蛇紋岩, 粘土化した頁岩	掘削方式	側壁導坑先進上部半断面工法
平面線形	直 線	巻 厚	巻厚 1次 55cm, 2次 35cm
縦面線形	鴨川方へ上り 0.5% 江見方	インバート厚	55cm
内空断面	45.7m ²	企 業 者	千葉県鴨川土木事務所
支 保 工	アーチ H250×250×10/14ピッチ700mm	施 工 者	清水建設株式会社
	導坑 H125×125×6.5/9ピッチ1000mm	工 期	昭和45年10月～昭和48年3月

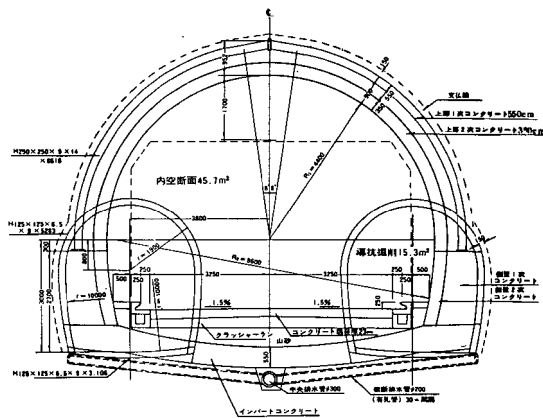


図 - 2.3 横断面図

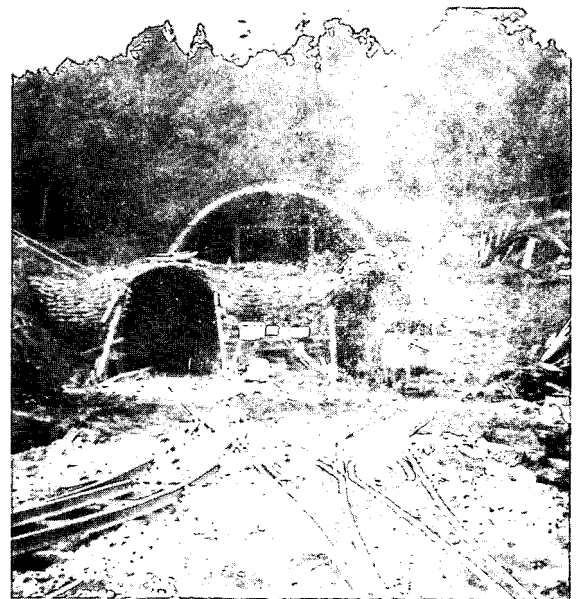


写真 - 2.1 鴨川方坑口

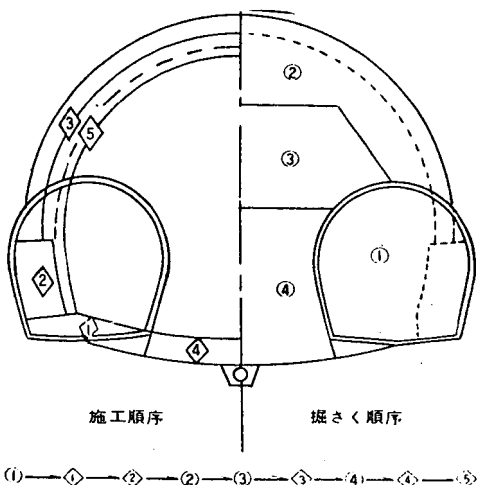


図 - 2.4 施工順序図

(側壁導坑先進上部半断面工法)

2-2-4 計測位置および計測事項

計測地点は比較的地質が均一で地表面の起伏が少なく、できるだけ平面問題として解析ができる位置として鴨川方坑口より279.4m地点を、そして施工時期、計測期間、土被りを考慮して600m地点の2点を選んだ(図-2.5(a),(b),(c))。前者は土被り約39m、後者は約20mで棚田の中央部に位置している。

計測事項の一覧を表-2.2に示す。なお、地中変位の計測位置は資料を多く得ることおよび横断面内の変位分布を求めるため、上半部と片側導坑のクラウン上に設置した。地表面の変位は横断面方向およびトンネル軸方向とした。また、地山押出し量の測定は導坑部で実施し、両導坑についてそれぞれの掘削による影響と双設トンネルの影響を調べることを目的とした。

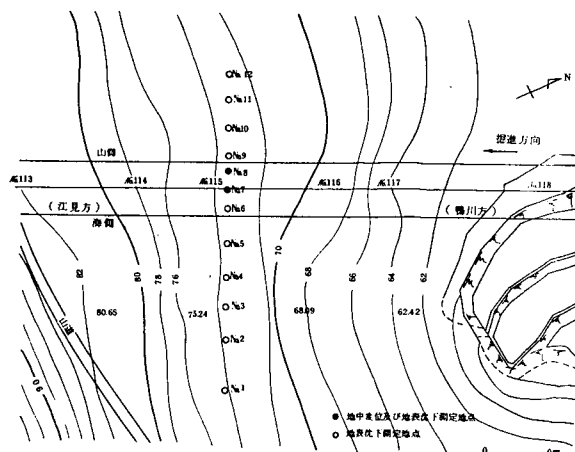


図-2.5(a) 計測位置(鴨川方坑口より279.3m地点)

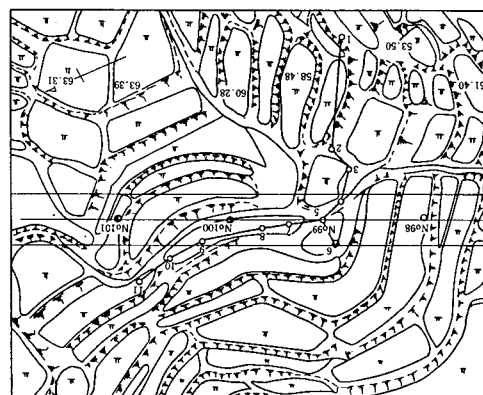


図-2.5(b) 計測位置(鴨川方坑口より600m地点, No.99)

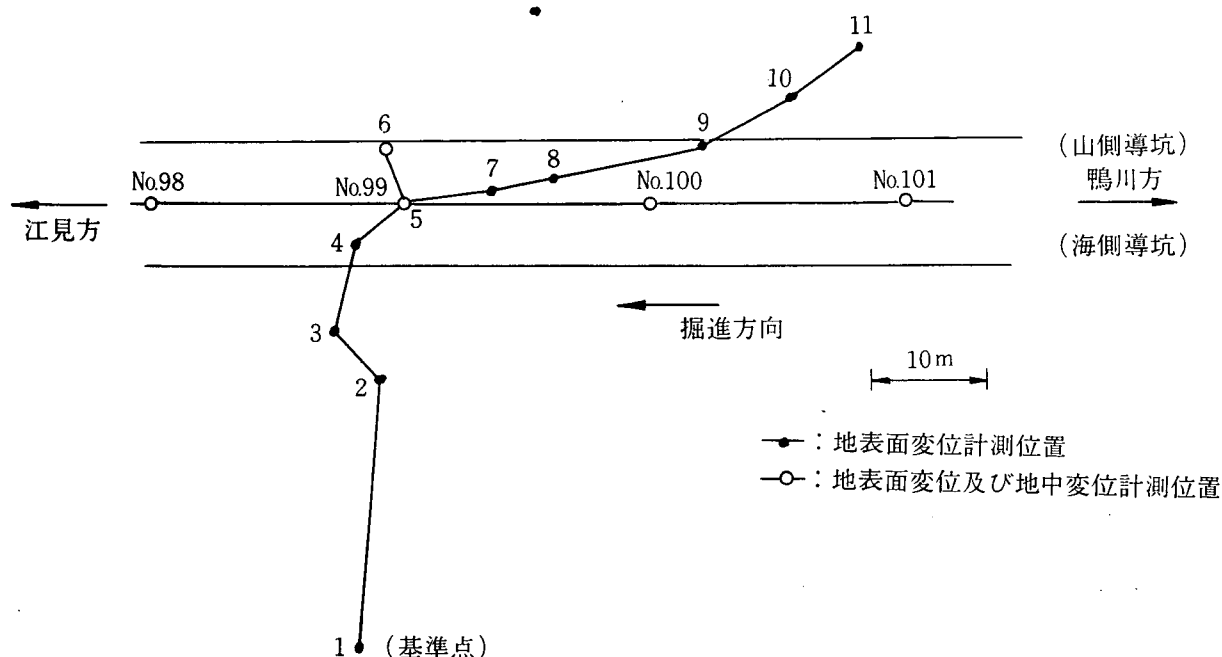


図-2.5(c) 600m地点計測位置

表 - 2.2 現場計測一覧表 (嶺岡 トンネル)

計測項目	計 測 位 置 お よ び 測 点 数		計 測 器	計測期間	備 考
地中変位量	A	上半アーチクラウン部 1 個所, 深さ 720, 1315, 2050, 2625, 2945, 3120, 3285m の計 7 測点 山側導坑クラウン部, 1 個所, 深さ 1245, 2060, 2525, 2950, 3740m の計 5 測点	差動トランス型 多点変位計	46. 12. 21 ~47. 3. 1	深さ 720m の測点は 計測不能になった。
	B	上半アーチクラウン部, 1 個所, 深さ 600, 1000, 1350, 1510, 1630, 180m の計 6 測点 山側導坑クラウン部, 1 個所, 深さ 750, 1150, 1360, 1560, 1700m の計 5 測点	同 上	47. 4. 25 ~47. 11. 5	
地表沈下量	A	トンネル横断方向に 1 測線, 1 1 測点	連通管式沈下計	46. 12. 29 ~ 47. 3. 4	
	B	トンネル長軸方向に 1 測線, 6 測点, トンネル横断方向に 1 測線, 5 測点	同 上	47. 4. 25 ~ 47. 11. 5	
地山押出し量	A	海側導坑 2 7 6 m 地点, 1 個所, 6 測点	鉄筋棒 パーニヤスケール	46. 2. 15 ~46. 3. 26	
	B	山側導坑, 3 個所, 1 8 測点 海側導坑, 4 個所, 4 測点	同 上	47. 5. 4 ~47. 9. 25	
上半部支保工 脚部荷重	A	支保工 2 基, 測定数 4	荷重計 200 t	47. 2. 3 ~47. 3. 6	荷重計の故障により 計測不能。
	B	同 上	同 上	47. 9. 25 ~47. 10. 27	
導坑支保工軸力	B	山側導坑アーチクラウン部, 6 個所, 6 測点 海側導坑アーチクラウン部, 2 個所, 2 測点	盤圧計 100 t	47. 5. 6 ~47. 10. 1	
地盤支持力	(A)	山側導坑, 側壁部, 粘土質蛇紋岩の部分で 4 個所, 粘土質頁岩の部分で 3 個所	φ500, φ300	46. 10. 30 ~46. 11. 1	
切羽観察	A	上半切羽, 4 断面	肉眼観察	47. 1. 28 ~1. 31	
	B	" , 5 断面	同 上	47. 9. 24 ~9. 26	
余掘り量	A	上半切羽, 3 断面	スケール	47. 1. 28 ~1. 31	
	B	" , 4 断面	同 上	47. 9. 24 ~9. 26	
支保工変形量	B	山側導坑, 側壁部, 6 基	パーニヤスケール	47. 5. 6 ~47. 10. 2	
切羽面含水量	B	山側導坑, 3 個所	———	46. 5. 9 ~46. 5. 14	

注) A : 鴨川方坑口より 2 7 9. 3 m 地点

B : " " 6 0 0. 0 m 地点

3. 計測結果

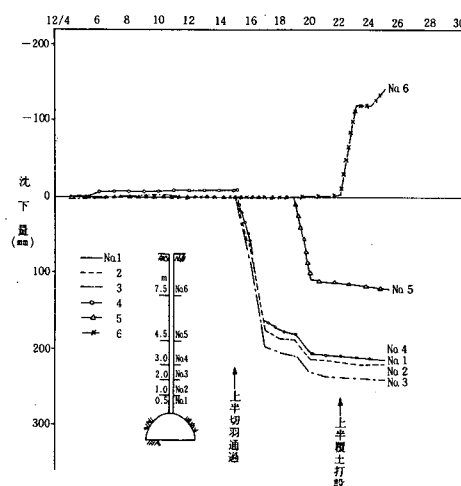
3-1 小夜の中山トンネルの場合

本トンネルは国道1号線の静岡県掛川市に位置する延長171mの既設2車線トンネルを拡幅するものである。地質は節理の多い砂岩であり、特に現場管理を目的として比較的土被りが薄く、地盤が不良と予想される地点を選んだが、孔壁は自立し、地中変位計用アンカーをそのまま定着することができた。掘削は、既設のトンネルが断面の大きい中央導坑に相当し、リング部、側壁部の順で掘削するもので掘削断面巾は約11m、高さは9.5mである。

計測は上半クラウン部上で行ない、地中変位の測点を6点設けた。アンカーはスプリング式のものを用い、変位計はポテンシヨ式多点変位計である。

上半部掘削時における地中変位の計測結果を図一3.1に示す。

図一3.1によれば、上半切羽が計測点を通過すると同時に地中の変位も生じ、切羽通過5日目（切羽は計測点の前方約11m）にはほぼ一定値を示す。またNo.4とNo.5の地中変位は明らかに分離し、No.4以深の変位はほぼ等しい。これは、節理の多い硬質の砂岩で、時間に依存せずトンネルの坑頂部上の岩盤の崩壊の現象を示していると考えることができる。同一地点における支保工の脚部反力の鉛直成分やヒズミ計測による外力分布を考慮すると、アーチ部に一様なゆるみを生じているのではなく、断面が錐状ゆるみを呈していると考えられる。その分布をアーチクラウン部上に頂点を持ち、支保工両脚部間を底辺とする三角形分布と仮定し、脚部反力の鉛直成分と等しくなる頂点を求めると掘削面から、(3.4~4.1)mとなり、この位置は測点No.5とNo.4の間にあり、地中変位の計測値と一致する。



図一 3.1 地中変位の経時変化
(小夜の中山トンネル)

3-2 嶺岡トンネルの場合

(1) 地表沈下の計測結果

表一3.1, 図一3.6(a), (b), (c)のとおりである。

(2) 地中変位の計測結果

表一3.2, 図一3.7(a), (b), (c), (d) のとおりである。

(3) 地山押出し量の計測結果

表一3.3, 図一3.8(a), (b), (c), (d), (e) のとおりである。

表 - 3. 1 地表面沈下測定結果一覧表

測 点 項 目		鴨 川 方 測 線		江 見 方 測 線	
		上 半 通 過 時	山 側 導 坑 通 過 時	海 側 導 坑 通 過 時	上 半 通 過 時
横 断 影 響 範 囲		側壁下部より60°の仰角内	導坑側壁下部より50°仰角内		側壁下部より50°の仰角内
横 断 沈 下 形 状		中心線から離れるにつれて急減する 確率分布曲線を逆立した曲線に近似する。	中心線から離れるにつれて急減する。	中心線から離れるにつれて急減する。 海側導坑アーチクラウン線上で特に下に凸。	中心線から離れるにつれて急減する。 確率分布曲線を逆立した曲線に近似する。
縦 断 沈 下 始 点		切羽が測線の手前 m に到達したときに生ずる(12/29, 測線通過前31日) 0.04cm/日(12/29~1/20)	切羽が測線を通過する時点 (5/10)	切羽が測線の手前11mに到達したときに生ずる(6/23, 測線通過前4日)	切羽が測線の手前17mに到達したときに生ずる(9/14, 測線通過前13日)
最 大 沈 下 発 生 位 置		トンネル中心線上	山側導坑アーチクラウン線上	海側導坑アーチクラウン線上	切羽が測線位置から215m先進した時点(10/11, 測線通過後14日)まではトンネル中心線上, その後は海側導坑側にずれる。
沈 下 量 ・ 位 置 下 置 速 度	前 方 2 B	1.2cm(1/21, 切羽は測線通過前8日) 0.18cm/日(1/20~1/24)	変化なし(5/8, 切羽は測線通過前2日)	9.8cm, 0.1cm(7/1, 切羽は測線通過前3日) 0.5cm/日(6/30~7/4)	変化なし(9/12, 切羽は測線通過前15日) 0.42cm/日(9/12, 9/24)
	B	2.1cm(1/25, 切羽測線通過前4日) 0.4cm/日(1/24~1/30)	変化なし(5/9, 切羽は測線通過前1日)	11.6cm, 1.9cm, (7/3, 切羽は測線通過前1日) 0.5cm/日	65.5cm, 1.0cm(9/22, 切羽は測線通過前5日) 0.42cm/日
	切羽通過 0	3.5cm(1/29) 0.4cm/日	0.4cm(変化始点, 5/10) 1.2cm/日(5/10~5/13)	13.3cm, 3.5cm(7/4) 1.6cm/日(7/4~7/12)	68.5cm, 3.2cm(9/27) 2.5cm/日(9/26~9/28) 1.5cm/日(9/28~10/2)
	後 方 — B	4.8cm(2/3, 切羽は測線通過後5日) 0.2cm/日(1/30~2/5) 0.04cm/日(2/5~2/12)	1.1cm(5/11, 切羽測線通過後1日) 1.2cm/日	14.3cm, 4.6cm(7/5, 切羽測線通過後1日) 1.6cm/日	79.5cm, 9.7cm(10/4, 切羽測線通過後6日) 0.05cm/日(10/2~10/11)
	— 2 B	5.5cm(2/12, 切羽は測線通過後14日) 以降はとんと沈下せず。	2.9cm(5/12, 切羽測線通過後2日) 0.8cm/日(5/13~5/17)	16.0cm, 6.3cm(7/6, 切羽測線通過後2日) 1.5cm/日(7/12~7/29)	85.4cm, 13.4cm(10/10, 切羽測線通過後13日) 0.05cm/日
	径時変曲点	—B地点を切羽が通過する時点	6.7cm(5/17, 切羽が測線位置から27m先進した時点, 測線通過後7日) 0.05cm/日(5/17~6/30)	56.4cm, 36.7cm(7/29, 切羽は測線位置から37.5m先進した時点で停止, 測線通過後25日)	86.7cm, 14.7cm(10/11, 切羽は測線位置から21.5m先進した時点, 測線通過後14日), 覆工打設まで沈下速度0.05cm/日
	覆工時点	5.3cm(2/23, 切羽が測線位置から m 先進した時点, 測線通過後25日)			88.3cm, 15.7cm(10/15, 切羽が測線位置から26.5m先進した時点, 測線通過後18日)以降沈下速度0.01cm/日
	沈下の落置いた時点	5.3cm(2/9, 切羽が測線位置から14m先進した時点, 測線通過後11日)	7.5cm(5/24, 切羽が測線位置から58m先進した時点, 測線通過後14日)	61.0cm, 40.0cm(9/1, 切羽は測線位置から70.5m先進した時点, 測線通過後28日) 0.12cm/日	92.0cm, 60.3cm(11/16, 切羽が測線位置から679m先進した時点, 測線通過後50日, 計測の最終値)

表 - 3.2 地中変位計測結果一覧表

測点	切羽位置	月日	経過日数	切羽地点	上半アーチクラウン部直上 (mm)										山側導坑アーチクラウン部直上 (mm)								摘要			
					3235m		3120m		2945m		2625m		2050m		1315m		2950m		2525m		2060m			1245m		
鴨川方 (土被り37.8m)	上半部通過時			(m)																						
		12/29	-31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
		1/21	-8	259	-16.5	-1.0	-16.5	-1.0	-16.5	-1.0	-16.5	-1.0	-16.5	-1.0	-16.5	-1.0	-8.0	0.0	-8.0	0.0	-8.0	0.0	-8.0	0.0		
		1/25	-4	269	-19.0	-1.0	-19.0	-1.0	-19.0	-1.0	-19.0	-1.0	-19.0	-1.0	-19.0	-1.0	-14.0	0.0	-14.0	0.0	-14.0	0.0	-14.0	0.0		
		1/29	0	279	-40.0	-5.0	-38.0	-3.0	-40.0	-5.0	-40.0	-5.0	-40.0	-5.0	-40.0	-5.0	-28.5	-3.5	-30.0	-5.0	-31.0	-6.0	-27.0	-2.0		
		2/3	+5	295	-92.5	-42.5	-53.0	-3.0	-76.0	-26.0	-59.0	-9.0	-59.0	-9.0	-55.0	-5.0	-64.5	-23.5	-47.5	-6.5	-48.5	-7.5	-43.0	-2.0		
		2/9	+11	300	-99.5	-44.5	-58.5	-3.5	-83.0	-28.0	-64.0	-9.0	-64.0	-9.0	-61.0	-6.0	-64.5	-23.5	-52.1	-11.1	-49.0	-8.0	-43.0	-2.0		
		2/12	+14	300	-99.5	-45.5	-59.0	-5.0	-83.0	-29.0	-64.5	-10.5	-64.5	-10.5	-61.0	-7.0	-65.5	-24.0	-52.5	-11.0	-49.5	-8.0	-43.5	-2.0		
2/23	+25		-109.5	-56.5	-58.5	-5.5	-87.5	-34.5	-65.5	-12.5	-65.5	-12.5	-		-69.5	-26.5	-55.5	-12.5	-57.0	-14.0	-47.5	-4.5				
江見方 (土被り19.7m)	山側導坑通過時				180m		163m		151m		135m		100m		60m		170m		156m		136m		115m		75m	
		5/3	-7	573	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			-6	580	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		5/9	-1	598	+3.7	-0.3	-4.1	+0.1	+3.0	-0.1	+4.3	+0.3	+4.3	+0.3	+2.6	-1.4	-1.1	-1.1	-0.9	+0.1	-1.0	0.0	-1.1	-0.1	-1.0	0.0
		5/10	0	600	+1.6	-0.4	-2.3	+0.3	+0.9	+0.7	+2.7	+0.7	+2.3	+0.3	+0.2	-1.8	-2.9	-0.9	-3.0	-0.0	-2.8	+0.2	-3.1	-0.1	-2.9	+0.1
		5/12	+2	616	-30.9	-10.9	-36.9	-16.1	-30.0	-10.0	-28.9	-8.9	-21.9	-1.9	-21.9	-1.9	-59.8	-31.8	-55.2	-27.2	-45.9	-17.9	-36.3	-8.3	-28.9	-0.3
		5/13	+3	622	-42.5	-12.5	-48.1	-18.1	-41.5	-11.5	-40.5	-10.5	-42.4	-2.4	-41.6	-1.6	-71.7	-35.1	-66.3	-30.3	-56.2	-20.2	-45.8	-9.8	-36.5	-0.5
		5/18	+8	634	-70.6	-12.6	-76.2	-18.2	-69.4	-11.4	-68.5	-10.5	-60.6	-2.6	-59.9	-1.9	-104.4	-34.5	-90.5	-31.5	-89.3	-20.3	-79.1	-10.1	-69.4	-0.4
		5/27	+27	673	-78.8	-11.8	-82.0	-15.0	-73.5	-6.5	-73.0	-6.0	-63.6	+3.4	-65.6	+1.4	-111.0	-32.0	-106.2	-27.2	-91.2	-20.3	-85.3	-6.3	-73.9	+5.1
		6/30	-4	589	-15.0	0.0	-15.0	0.0	-14.8	+0.2	-15.1	0.0	-15.1	0.0	-15.1	0.0	-1.1	-0.1	-1.0	0.0	-1.0	0.0	-1.0	0.0	-1.0	-0.0
	海側導坑通過時	7/1	-3	593	-14.9	+0.1	-15.0	0.0	-14.9	+0.1	-15.2	-0.2	-14.9	+0.1	-15.2	+0.2	-11.1	-0.1	-11.0	0.0	-11.1	-0.1	-11.0	0.0	-10.8	+0.2
		7/3	-1	597	-40.1	-10.6	-42.7	+3.7	-38.8	-9.8	-40.1	-11.1	-34.5	-5.5	-40.1	-0.7	-27.5	-7.5	-26.8	-2.4	-22.4	-2.4	-24.2	-4.2	-23.4	-3.4
		7/4	0	601	-62.1	-17.1	-64.6	-19.6	-59.1	-14.1	-61.7	-16.7	-52.8	-7.8	-61.7	-2.2	-58.2	-12.2	-47.8	-11.8	-39.7	-3.7	-42.4	-6.4	-41.1	-5.1
		7/6	+2	610	-112.7	-33.7	-113.4	-34.4	-105.9	-26.9	-103.8	-24.8	-94.4	-15.4	-103.8	-6.8	-93.2	-33.2	-78.7	-18.7	-73.7	-3.7	-75.7	-15.7	-72.6	-12.6
		7/10	+4	620	-172.9	-34.7	-173.1	-35.1	-166.0	-27.9	-163.7	-25.7	-154.6	-16.3	-163.7	-7.4	-147.9	-33.6	-137.9	-19.1	-107.3	-3.6	-122.0	-16.3	-129.8	-13.0
		8/8	+35	656	-340.8	+4.2	-342.6	+23.1	-321.9	-23.1	-325.6	+19.4	-322.0	+23.0	-325.6	+19.0	-299.0	+0.4	-289.8	+13.2	-260.9	+42.1	-270.0	+33.0	-281.8	+21.8
		9/14	-13	584	+25.0	0.0	+25.0	0.0	+25.0	0.0	+25.3	+0.3	+27.8	+2.8	+24.1	+0.1	+26.4	+2.4	+26.6	+2.6	+24.8	+0.8	+26.6	+2.6	+24.3	+0.3
		9/21	-6	590	-6.2	-0.2	-5.6	+0.4	-5.5	+0.5	-6.0	0.0	-7.3	-1.3	-6.2	-0.2	-1.9	-0.9	-1.6	-0.6	-1.1	-0.1	-1.7	-0.7	-1.1	-0.1
		9/26	-1	597	-9.7	-1.7	-9.93	-13.3	-20.35	-11.75	-10.87	-2.28	-13.03	-4.43	-11.42	-2.82	-10.79	-4.69	-11.47	-5.37	-8.90	-2.80	-9.77	-3.67	-10.96	-4.86
		9/27	0	600	-290.1	-174.1	-153.2	-37.2	-146.8	-30.8	-154.7	-38.7	-171.2	-55.2	-150.5	-34.5	-156.8	-68.8	-154.4	-66.4	-144.4	-56.4	-161.5	-73.1	-110.1	-22.1
	上半部通過時	9/29	+2	602	-314.1	-180.1	-181.2	-47.2	-174.1	-40.1	-184.0	-50.0	-178.9	-44.9	-178.3	-44.3	-214.1	-83.3	-210.5	-79.5	-201.8	-70.8	-218.1	-87.0	-185.2	-54.2
		10/1	+4	605	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		10/4	+7	611	-411.0	-183.0	-282.4	-50.4	-270.2	-42.2	-279.8	-51.8	-276.1	-48.1	-274.5	-46.5	-282.9	-87.9	-299.5	-84.5	-275.8	-80.8	-287.3	-92.3	-253.9	-58.9
		10/11	+14	625	-438.0	-177.0	-301.9	-40.9	-297.8	-31.8	-303.3	-42.3	-300.5	-39.5	-302.1	-41.1	-311.2	-81.2	-308.6	-78.6	-306.0	-76.0	-319.4	-89.4	-282.1	-52.1
10/20		+23		-449.7	-172.7	-313.5	-36.5	-304.8	-27.8	-315.0	-38.0	-313.2	-36.2	-314.2	-37.1	-316.5	-78.5	-314.1	-76.1	-311.9	-73.9	-323.8	-85.8	-387.3	-49.3	

注) 測定値の左値は全変位量, 右値は地表面との相対変位量を表す。

表 - 3.3 地山押出し量測定結果一覧表

計測 位置	切羽 通過	切羽 位置	月 日	経過 日数	備 考	F・Hより0.7mの位置				F・Hより2.3mの位置				地山押出し量				備 考
						0.3(m)	0.7(m)	1.0(m)	1.4(m)	0.3(m)	0.7(m)	1.0(m)	1.4(m)	0(m)	25(m)	50(m)	100(m)	
山側導坑580m地点	山側導坑通過	589(m)	5/6	1	計器設置。	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(m)	(m)	(m)	(m)	
		590	5/8	3	押出し顕著となる。	29	24	19	13	-	-	-	-	230	0.55	-	-	
		600	5/10	5	やや緩慢となる。	48	37	33	24	-	-	-	-	250	1.35	0.25	-	
		616	5/12	7	経時変曲点。以降非常に緩慢となる。	58	45	39	29	-	-	-	-	250	1.55	0.60	-	
		-	6/4	30		70	54	48	35	-	-	-	-	250	1.70	0.95	-	
	海側導坑通過	547(m)	6/4	-16	変化始点。	70	54	48	35	-	-	-	-	250	1.70	0.95	-	
		568	6/14	-6	押出し急に顕著となる。	86	68	62	45	-	-	-	-	260	1.95	1.30	-	
		580	6/20	0	押出しやや緩慢となる。	116	93	82	62	-	-	-	-	270	2.15	1.65	0.65	
		581	6/21	1	海側導坑停止する。	120	94	83	63	-	-	-	-	270	2.15	1.70	0.70	
		584	6/27	7	やや増大する。	124	97	86	66	-	-	-	-	265	2.15	1.70	0.75	
		590	7/2	12		148	109	102	76	-	-	-	-	-	215	1.80	1.05	
		598(m)	5/9	1	計器設置。	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	
	山側導坑通過	600	5/10	2	押出し顕著となる。	22	17	14	12	22	17	-	-	215	-	-	-	
		610	5/11	3		39	32	26	21	41	32	-	-	220	1.00	-	-	
		621	5/13	4	経時変曲点。以降非常に緩慢となる。	52	43	35	27	57	44	-	-	255	1.10	-	-	
		-	6/16	39	海側導坑(568m)の影響が表われる直前。	70	59	47	36	85	64	-	-	(210)	1.30	0.50	-	
		568(m)	6/16	-16	変化始点	70	59	47	36	85	64	-	-	260	1.50	0.40	-	
		580	6/20	-12		82	68	55	42	99	75	-	-	(190)	1.45	0.95	-	
		590	7/2	0		108	88	66	49	134	93	-	-	260	1.75	0.95	-	
		600	7/4	2		-	-	-	-	-	-	-	-	(200)	1.55	1.15	-	
		614	7/7	5	変化が増大する。	108	88	66	49	142	101	-	-	260	1.85	1.20	-	
		638	7/15	13	変化がさらに増大している。	124	101	79	58	153	109	-	-	(235)	1.85	1.40	0.85	
山側導坑600m地点	山側導坑通過	604(m)	5/11	1	計器設置。	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-	
		611	5/12	2	押出しが急激に増大している。	32	20	19	17	16	16	14	12	6.60	0.60	-	-	
		621	5/13	3	押出しの増加割合が減少する。	45	30	26	25	23	23	19	18	7.60	1.30	0.20	-	
		628	5/17	7		56	42	40	36	30	30	14	11	10.00	2.30	0.46	-	
		-	6/10	10	押出しがほとんど増加しなくなる。	68	52	49	44	38	38	30	28	14.00	3.30	0.90	-	
	海側導坑通過	578(m)	6/18	-16	海側導坑による影響が表われる。	76	60	50	49	-	-	-	-	(12.00)	(3.30)	(1.00)	-	
		584	6/28	-6		97	70	62	58	-	-	-	-	(13.00)	(4.80)	(1.80)	(0.28)	
		600	7/4	0	押出しが急増していく。	115	92	80	75	-	-	-	-	(21.00)	(7.00)	(3.00)	(0.45)	
		614	7/7	3		130	102	92	78	-	-	-	-	(21.00)	(7.40)	(3.20)	(0.75)	
		622	7/11	7		139	117	102	84	-	-	-	-	(21.00)	(8.20)	(4.10)	(1.00)	
		644	8/3	30	押出しは増加している。	232	201	176	122	-	-	-	-	(21.00)	(10.60)	(7.00)	(3.00)	

(4) 支保工軸力の計測結果

図一 3.9 (a), (b) のとおりである。

(5) 切羽観察図

図一 3.10 (a), (b) のとおりである。

(6) 工程表

図一 3.11 (a), (b) のとおりである。

(7) 坑内載荷試験結果

図一 3.12 (a), (b) のとおりである。

(8) 導坑支保工変形量の計測結果

図一 3.13 のとおりである。

(9) 土質試験結果

表一 3.4, 表一 3.5 に示した。

表一 3.4 土質試験結果 (文献(9)による)

地 質 項 目	粘土質 蛇紋岩	粘土化した 頁岩 (泥岩)	鱗片状 破碎性粘土
自然含水比%	20.81~5.67 (12.28)	21.99~7.15 (15.56)	27.80~11.19 (16.91)
湿潤密度 g/cm^3	2.33~1.79 (2.11)	2.36~1.90 (2.17)	2.15~2.01 (2.09)
液性限界 %	53.0~27.7 (40.3)	56.0~41.6 (49.0)	54.0~30.0 (40.2)
塑性限界 %	34.36~19.91 (23.61)	27.09~16.42 (20.84)	15.98~15.37 (15.68)
一軸圧縮強度 Kg/cm^2	26.1~0.62 (8.4)	15.2~1.34 (4.03)	3.41~0.79 (2.00)

()内は平均値

(10) 計測結果の要約

計測結果の一部を要約すれば次のとおりである。

1) 地表沈下について

- ① 横断面内における地表沈下は掘削断面の中心線上付近が最大で、中心線から離れるに従って急減する傾向があり、その沈下曲線は確率分布曲線を逆立した曲線に近似している (図一 3.2 (a), (b))。また、地表沈下の範囲は土被り高や掘削断面幅などに関

係するが側壁底部から仰角 50° 以上の範囲である。

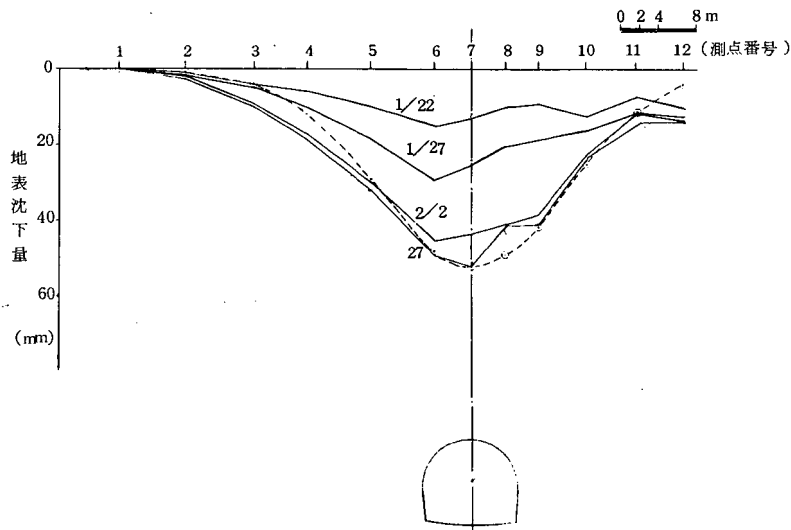


図-3.2 (a) 地表沈下の横断形状(上半掘削時, 鶴川方測線)

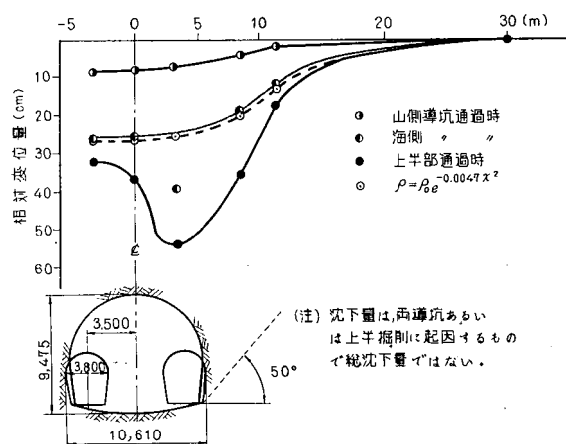


図-3.2 (b) 地表面沈下の横断形状(江見方測線)

- ② 地表沈下の経時変化は切羽位置, 掘削断面幅や高さ, 土被り高などにより異なる。上半掘削による沈下は切羽の通過前から生じ, その始点は切羽の下端から水平と $45^\circ \sim 60^\circ$ の直線が地表面を切る位置に切羽が達した時点である。これはスベリや塑性流動によるトンネル内空側への押出しによるものと考えられる。切羽が通過した直後, 沈下は急激に増大するが, これは掘削の進行とともに切羽前面での支持効果が少なくなることや地山のゆるみの進行によるものと考えられる(図-3.6(c))。
- ③ 両導坑を掘進する場合, 先進導坑と他導坑の掘進による地表面の沈下状況は異なる。すなわち, 先進導坑の掘進の影響は切羽が測線を通る時点に沈下を生じたのに対し, 他導坑の場合は測線の手前約 $11\text{ m} \div 3 \times \text{掘削幅}(B)$ から生じ, また後方の導

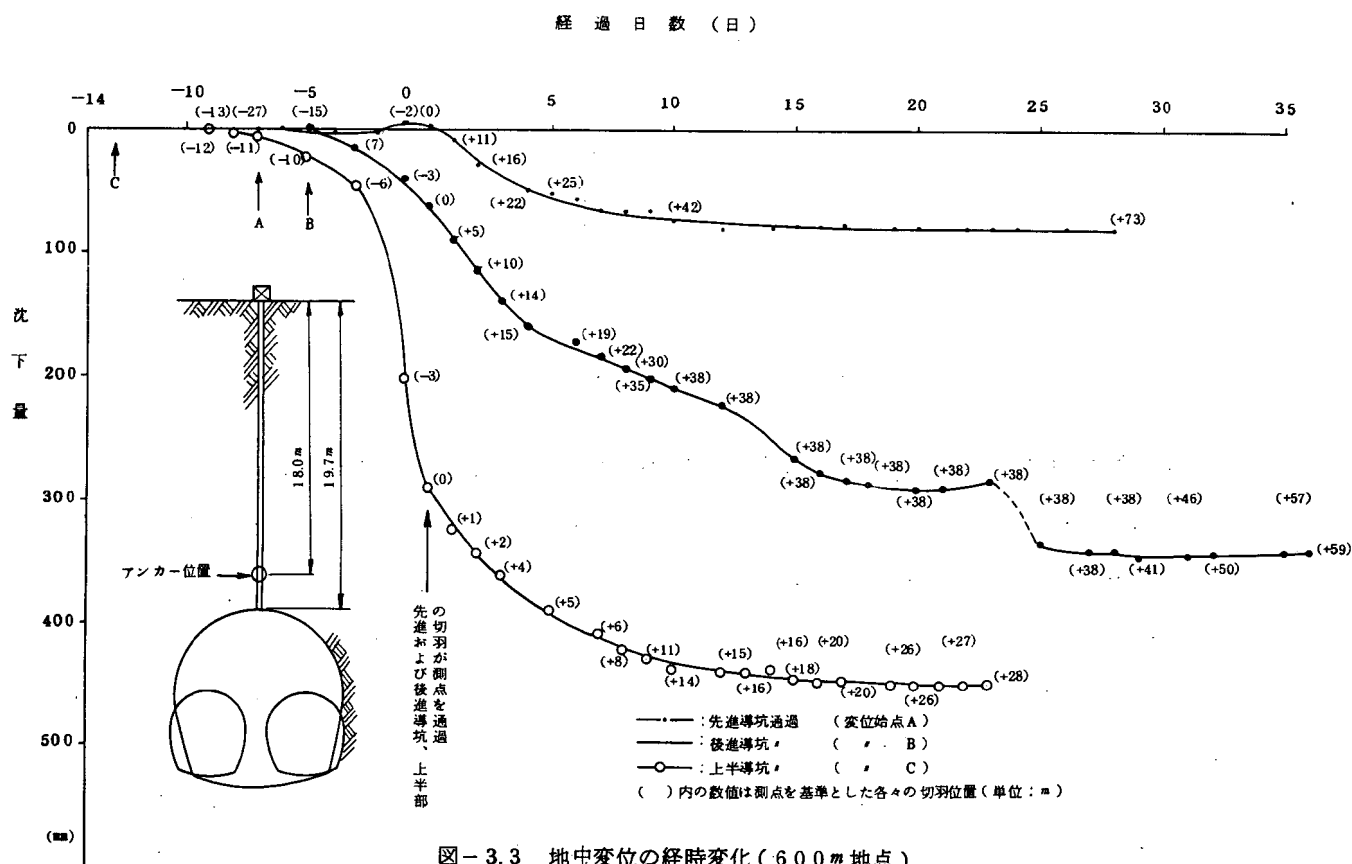
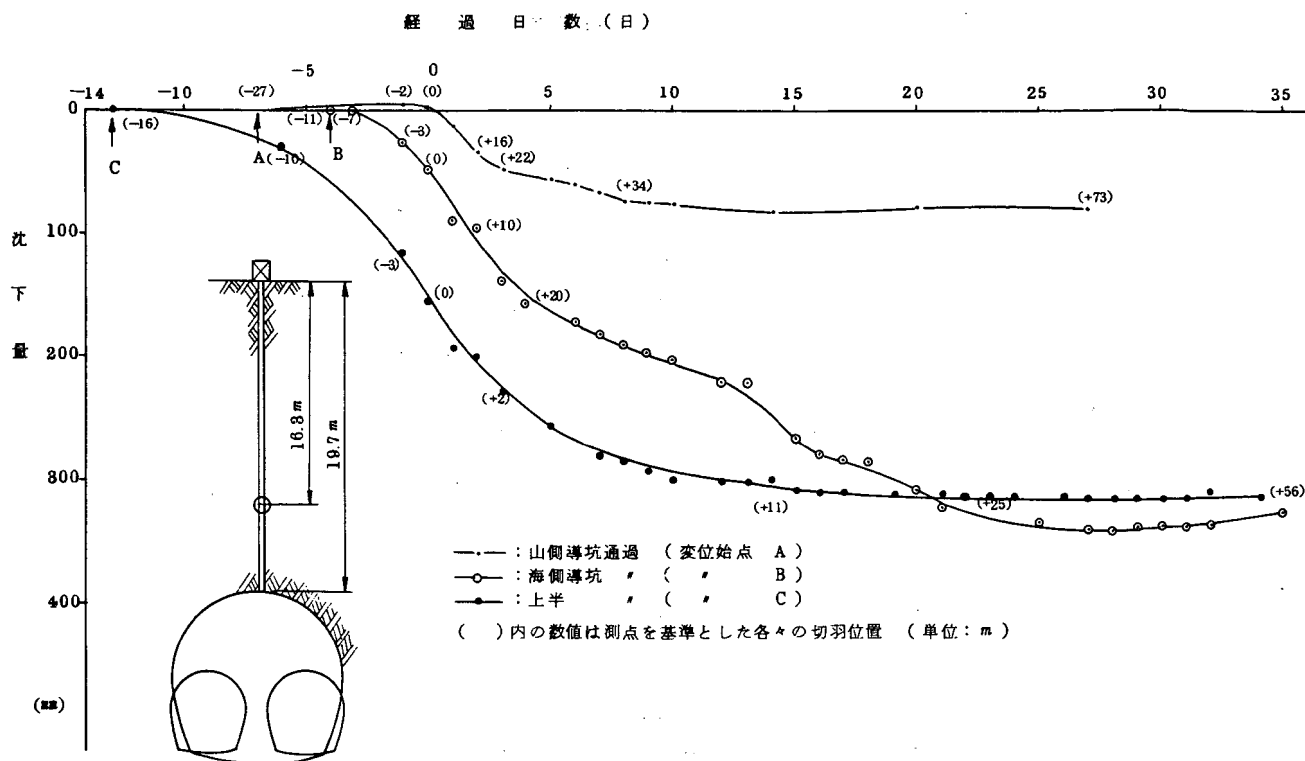
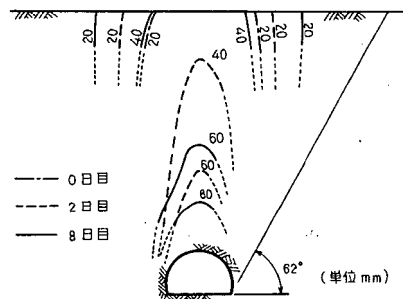


図-3.3 地中変位の経時変化 (600m 地点)

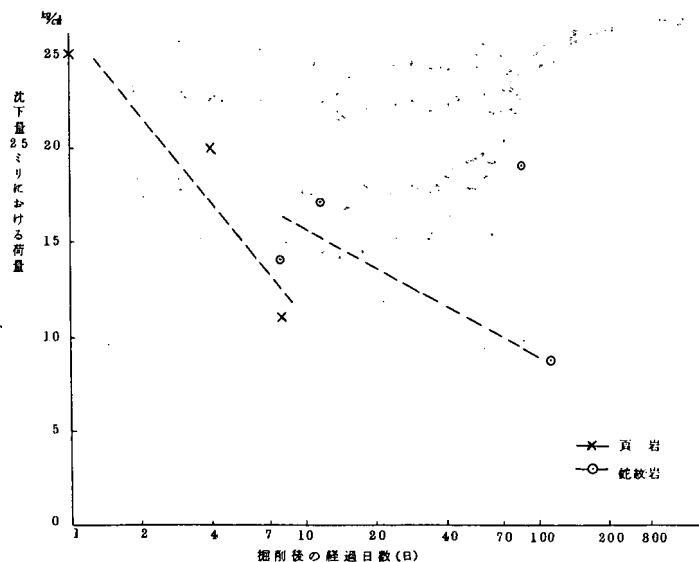
坑通過時の最大沈下量は先進導坑通過時の5～6倍となっている。これは先進導坑掘進の際にゆるみを生ぜしめ、他導坑掘進における地山のゆるみを助長した、いわゆる相互干渉によるものと考えられる。

2) 地中変位について

- ① 上半掘削の場合、地表沈下とほぼ同時に地中の変位は生ずるが、切羽が約 $(1.0 \sim 0.5) \cdot B$ 程度に近づくと、地表面との相対的な変位が生じ、切羽通過直前で急激に沈下し、通過後約 $(0.5 \sim 1.0) \cdot B$ で相対的な変位は緩慢となった(図一3.3)。
- ② 先進する導坑が測点を通る場合、地表沈下が切羽通過時に生ずるのに対し、相対的な変位は通過前約21m(6日前)から生ずる。また後方の導坑の場合は約7m(3日前)であった。また、後方の導坑の掘削による地中変位は先進導坑の場合より大きく、相互干渉の影響が認められる。
- ③ 地表沈下および地中変位の結果より掘削による地中変位の増大する傾向が明らかである(図一3.4)。
- ④ 江見方測線では切羽通過後、地表面との相対変位が減少する傾向がみられた。



図一 3.4 鉛直変位等値図(鴨川方)



図一 3.5 地山の支持力の経時変化

3) 地山押し出し量について

- ① 先進導坑の場合、切羽通過後1～3日目〔切羽は約 $(2 \sim 3) \cdot B$ 前方〕まで急激に膨張するが、切羽が約 $(4 \sim 5.5) \cdot B$ 前方に達すると変形は緩慢となるが地山の変位は徐々に進行する(図-3.8)。
- ② 他導坑が通過する場合、後方約 $8.5 \cdot B$ 程度から変化が生じ、 $(2.5 \sim 3) \cdot B$ 後方で急激に変化は大きくなりそのまま継続する。特に通過後は掘削面に近い部分の押し出し性が著しい。

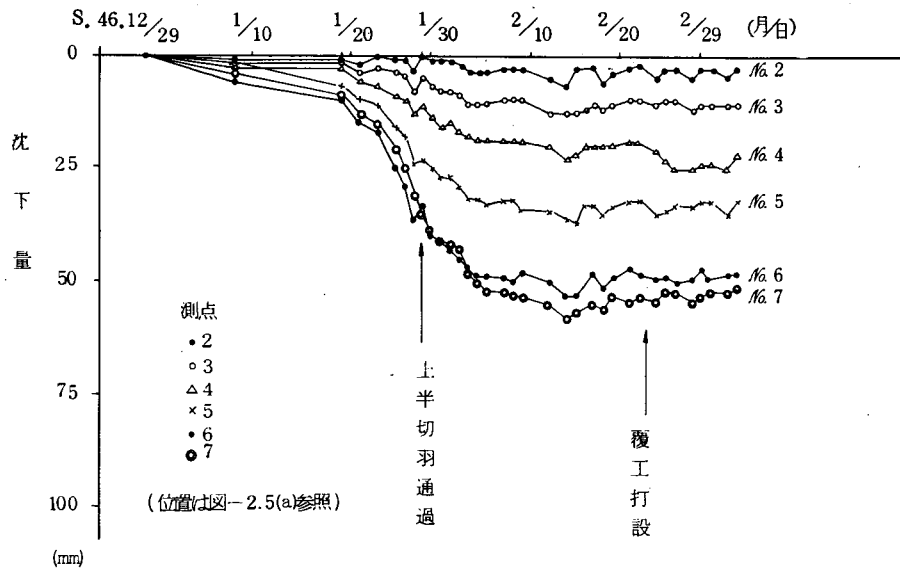


図-3.6(a) 地表沈下の経時変化(鴨川方)

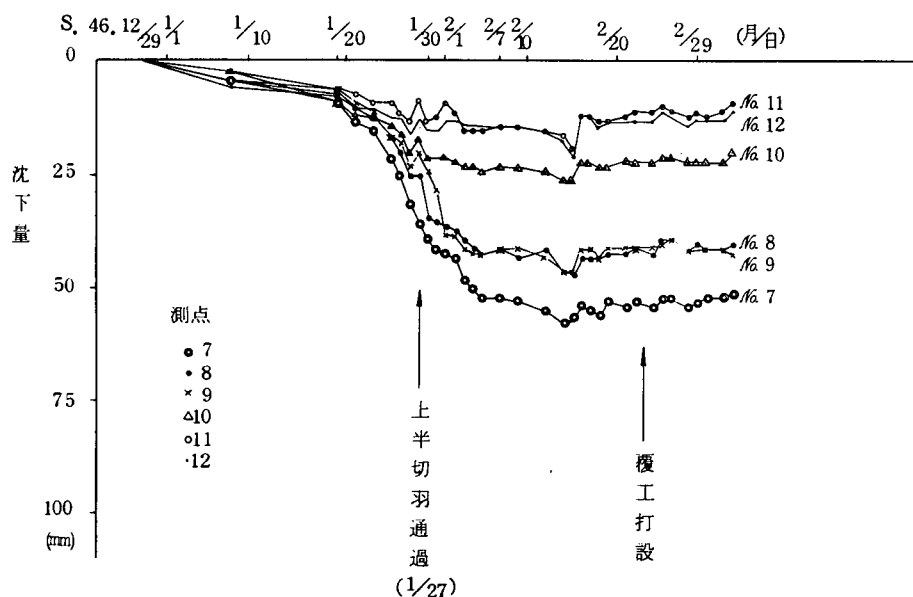


図-3.6(b) 地表沈下の経時変化(鴨川方)

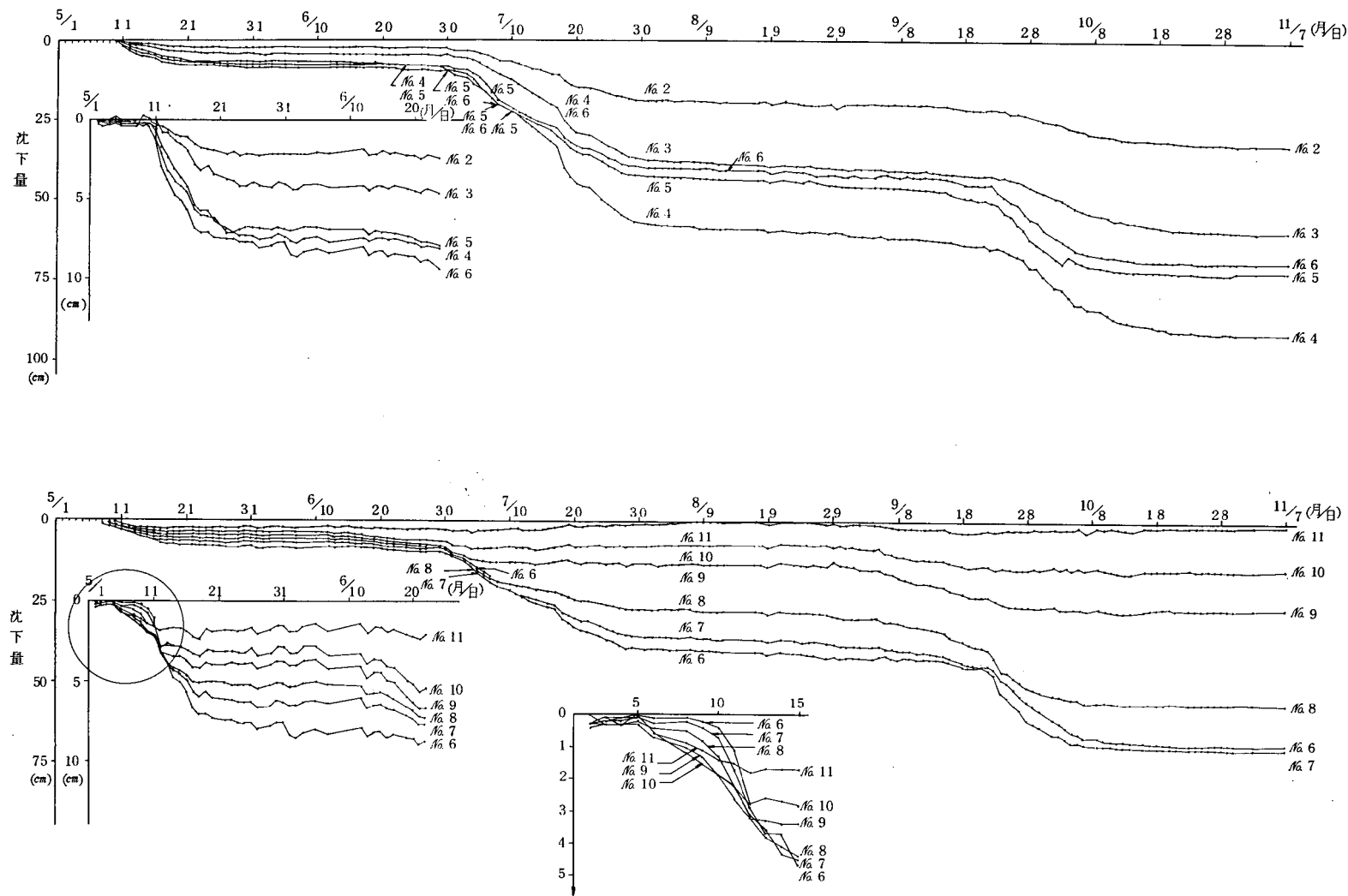


図-3.6(c) 地表沈下の経時変化(江見方測線)

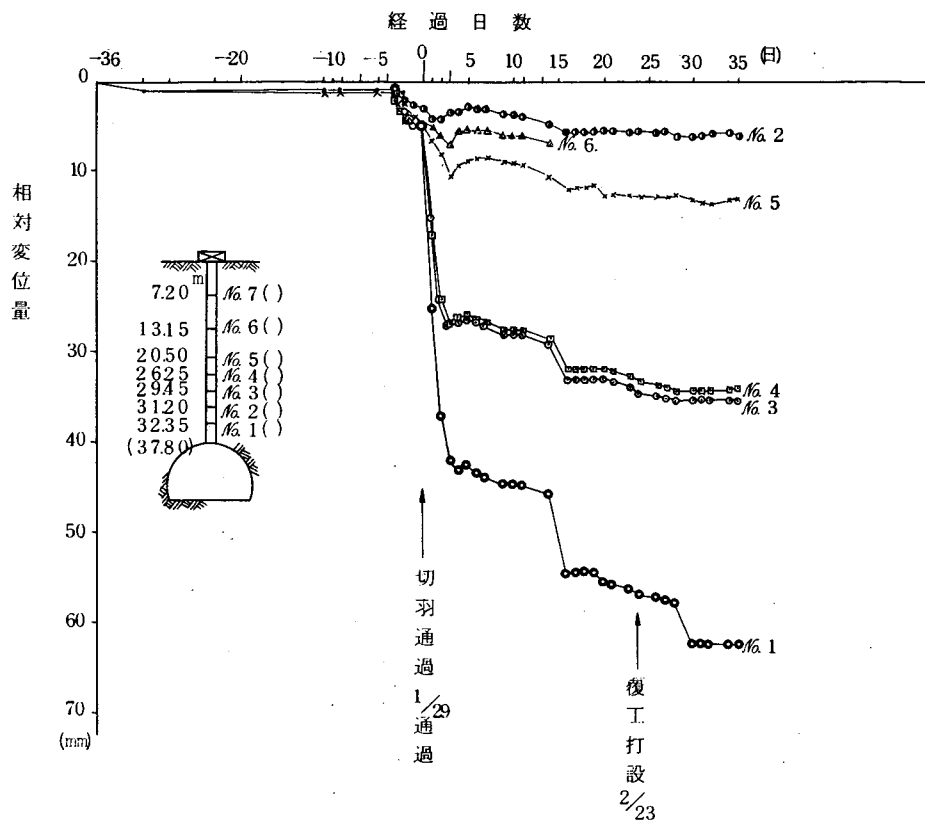


図- 3.7 (a) 地中変位の経時変化 (鴨川方 279.3 m 地点)

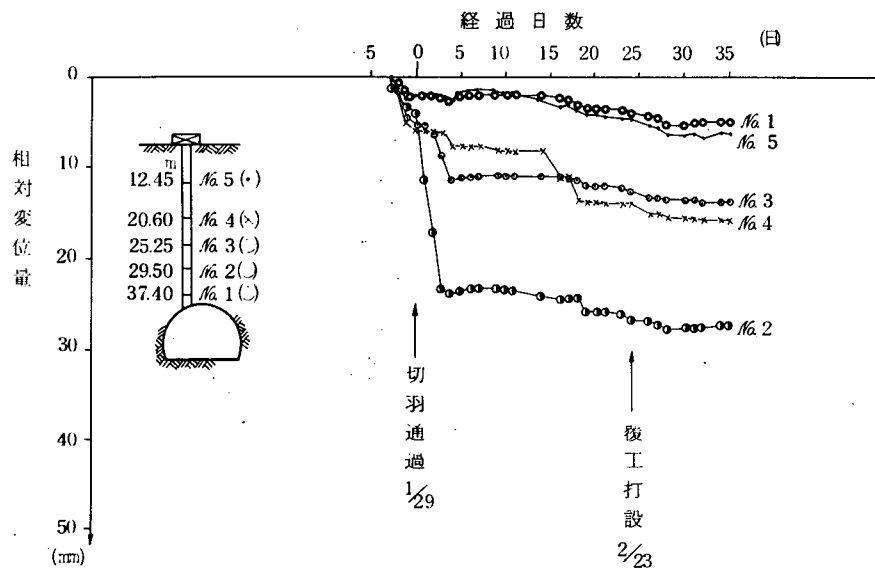


図- 3.7 (b) 地中変位の経時変化 (鴨川方 279.3 m 地点)

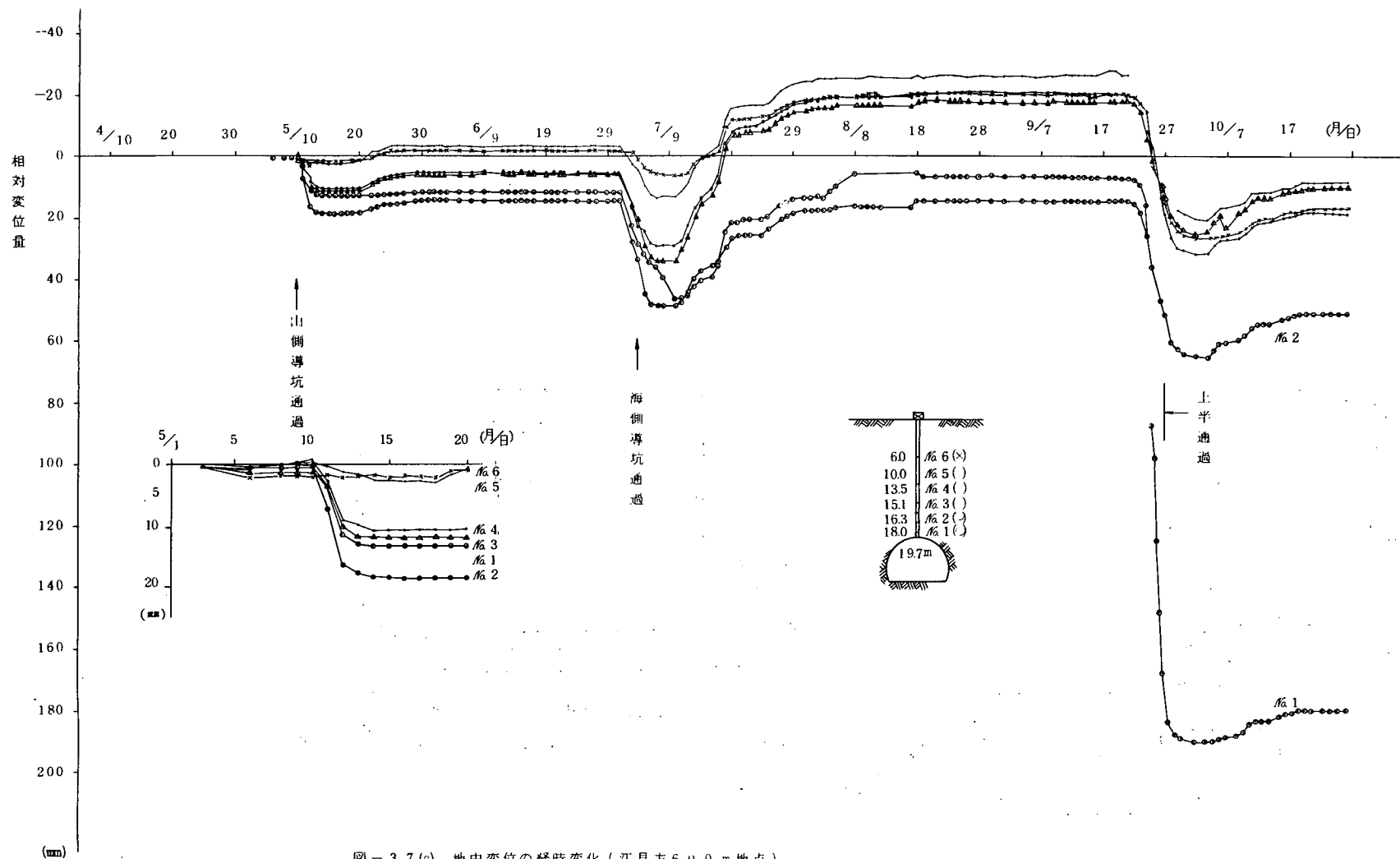


図-3.7(c) 地中変位の経時変化 (江見方600m地点)

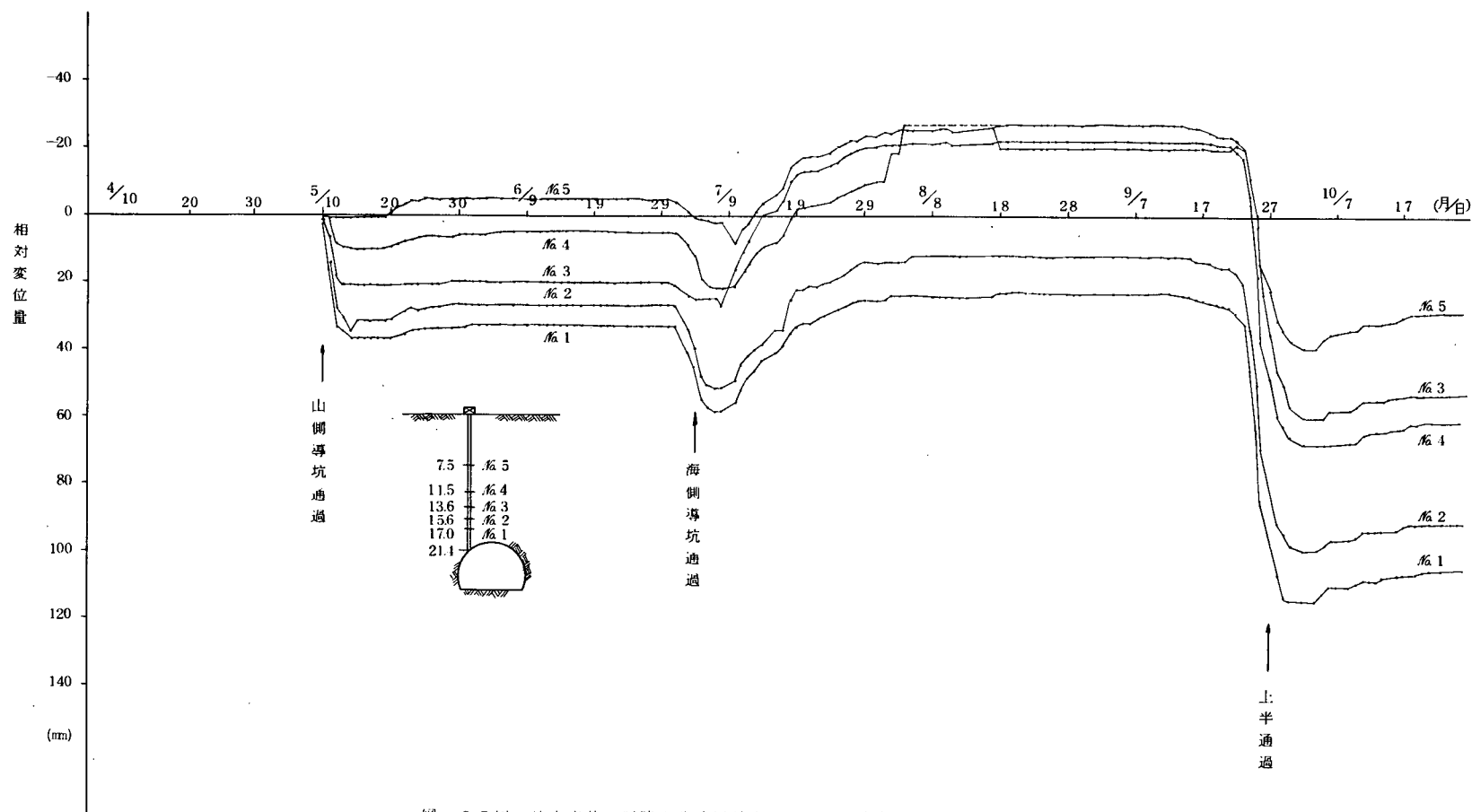


図-3.7(d) 地中変位の経時変化 (江見方600m地点)

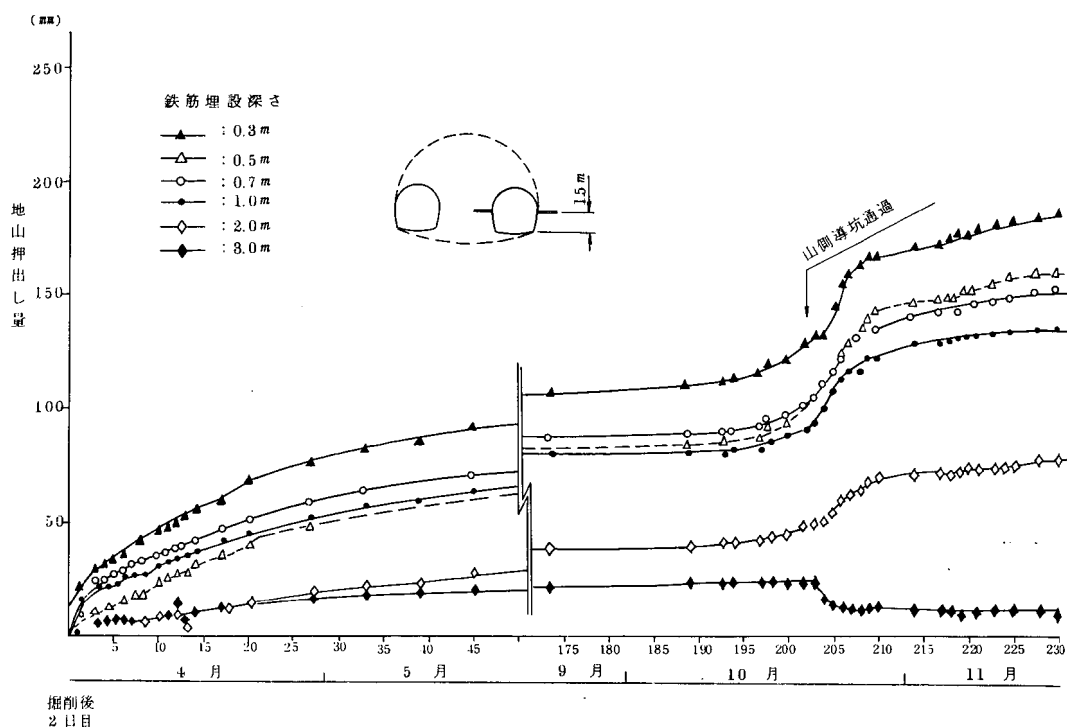


図-3.8 (a) トンネル側面の押し出し量の経日変化(海側導坑 276 m 地点)

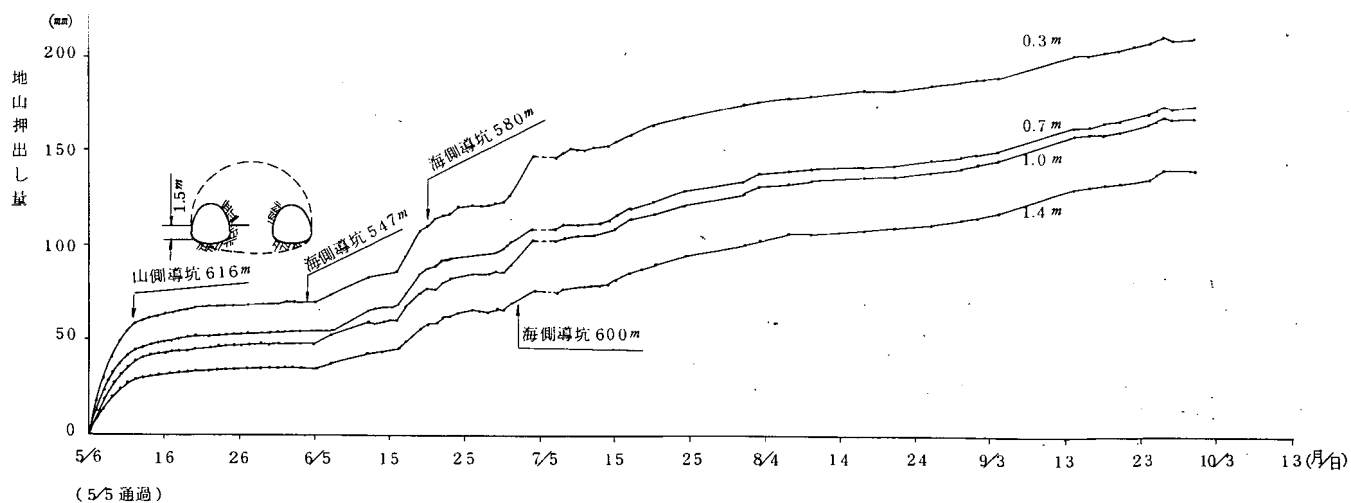


図-3.8 (b) 地山押し出し量の経時変化(山側導坑 580 m 地点)

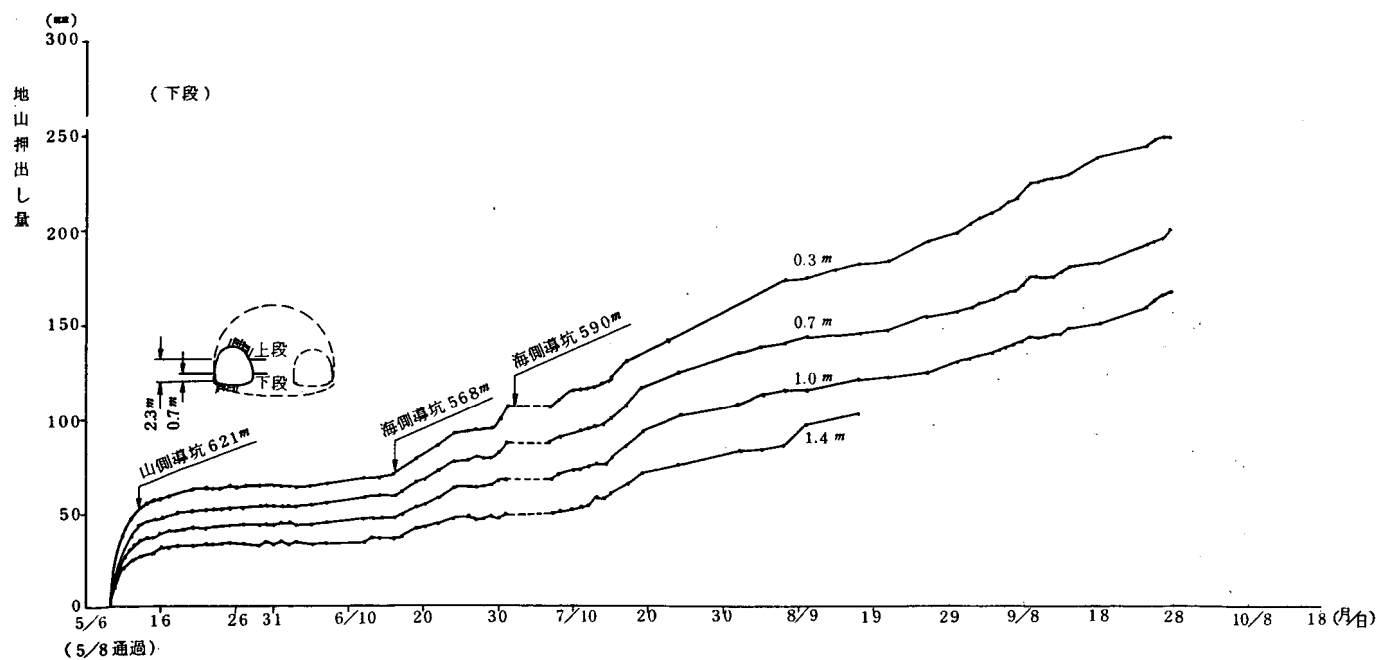
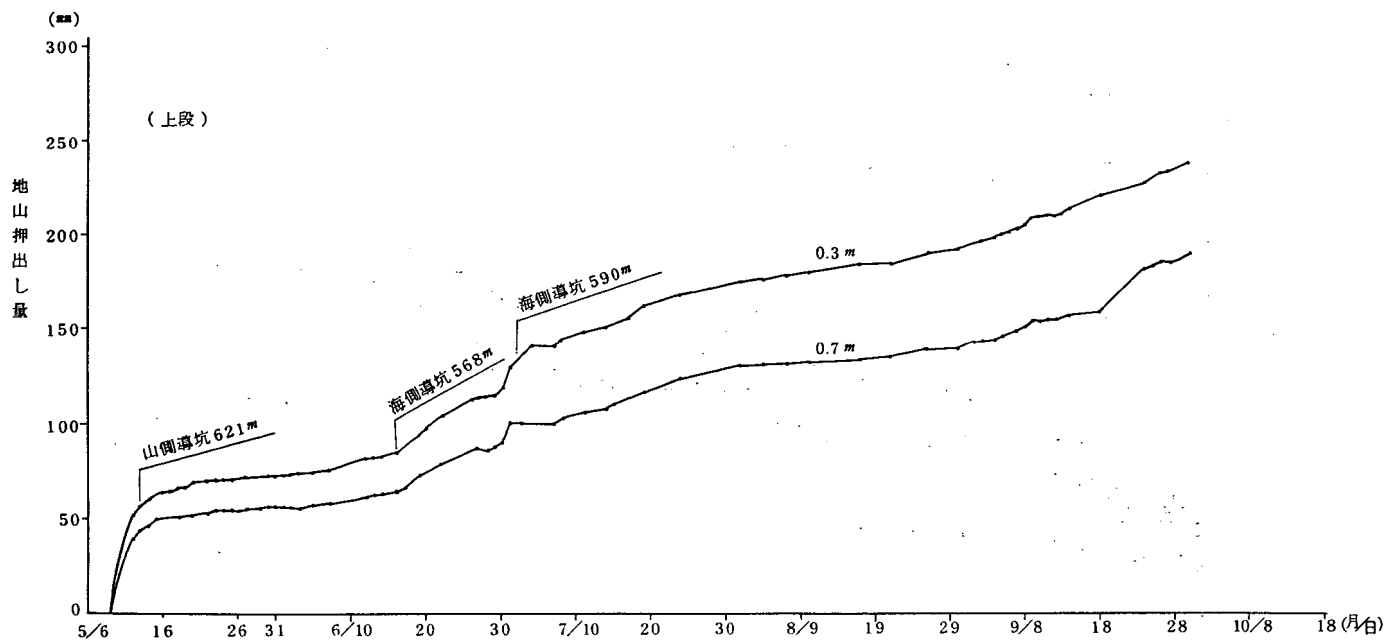


図-3.8 (c) 地山押出し量の経時変化 (山側導坑 590 m 地点)

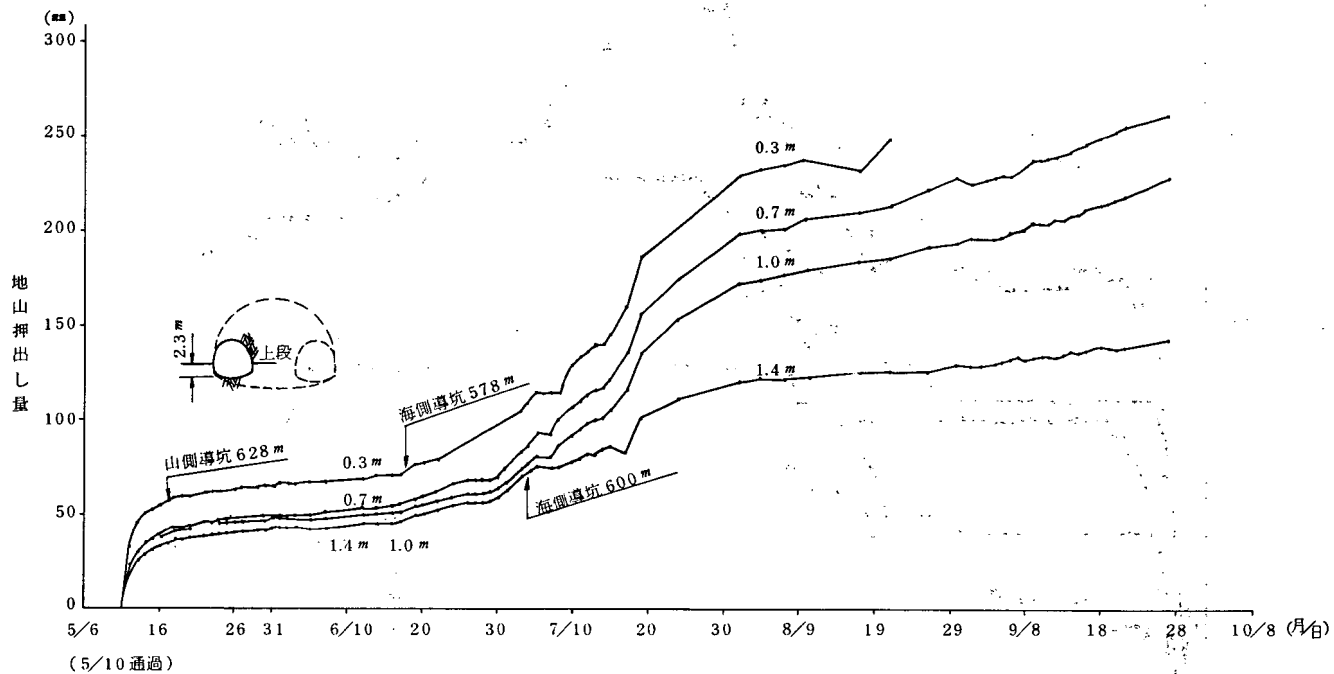


図-3.8 (d) 地山押出し量の経時変化 (山側導坑 600 m 地点)

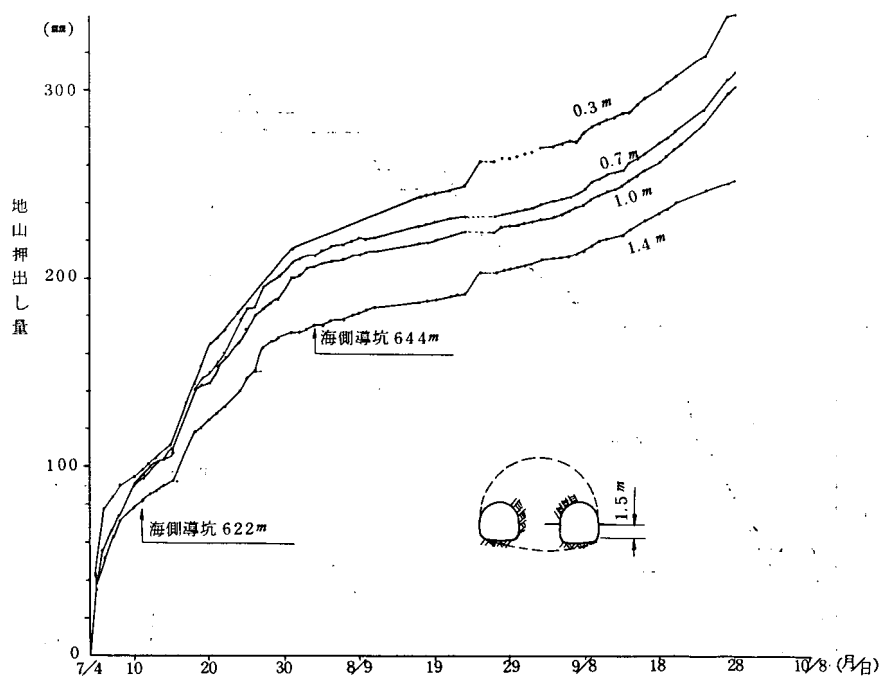


図-3.8 (e) 地山押出し量の経時変化 (海側導坑 600 m 地点)

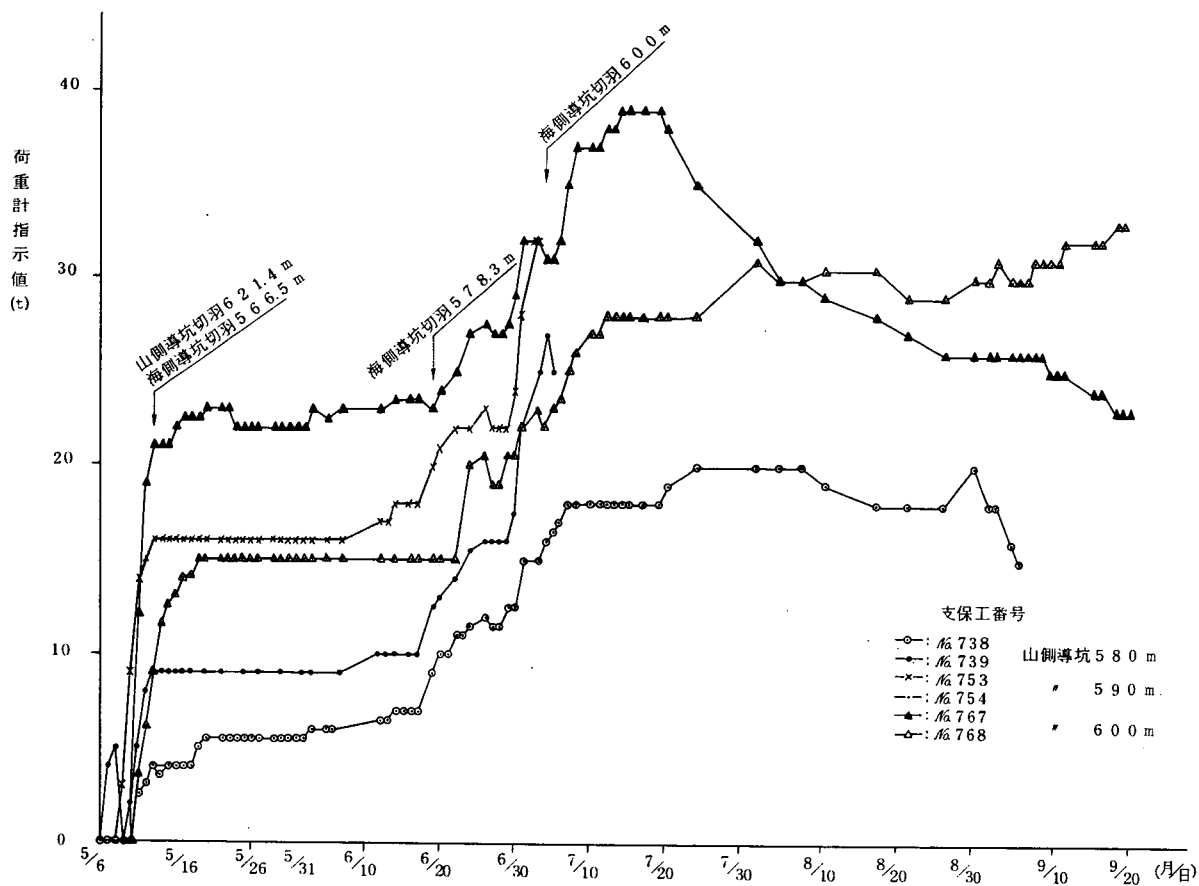


図-3.9 (a) 支保工軸力の計測結果

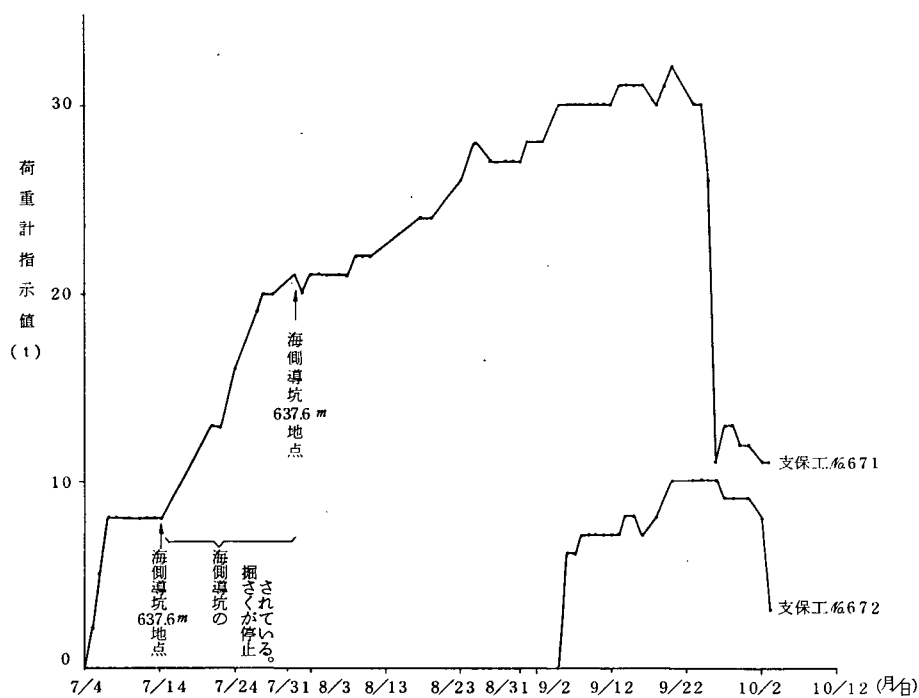


図-3.9 (b) 支保工軸力の計測結果 (海側導坑 600 m 付近)

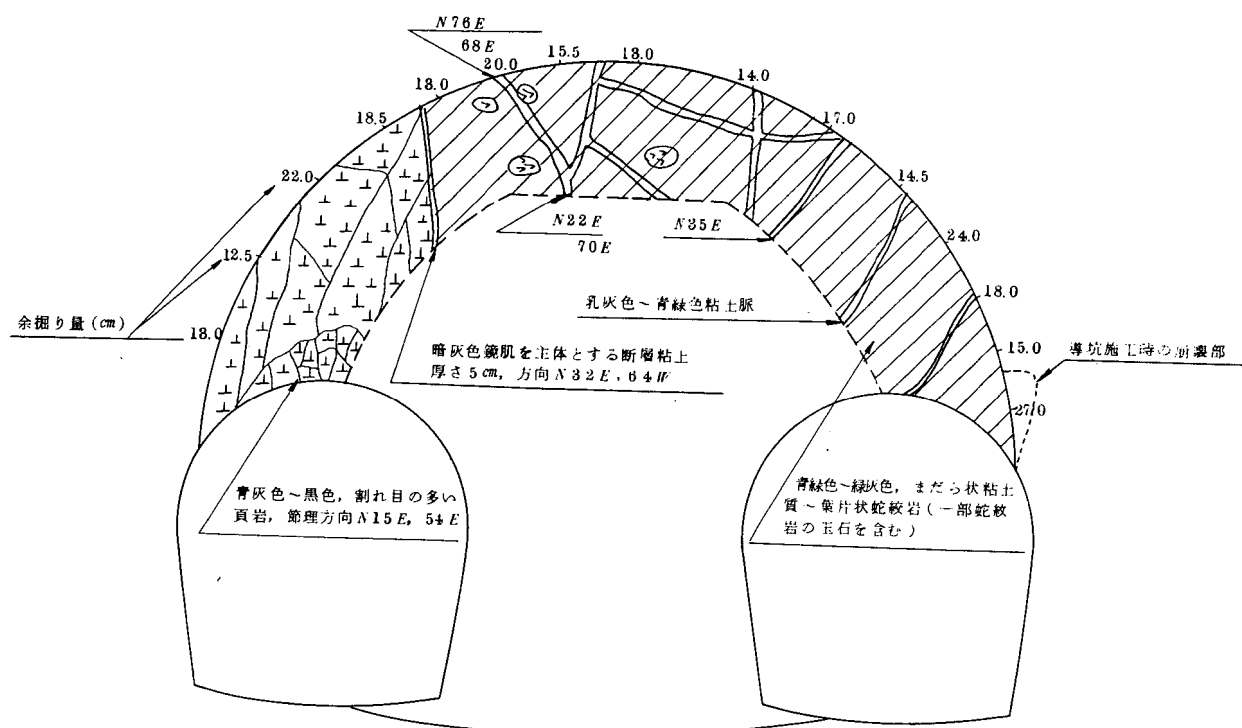


図-3.10(a) 切羽観察図, および余掘り量(上半切羽位置280m付近)

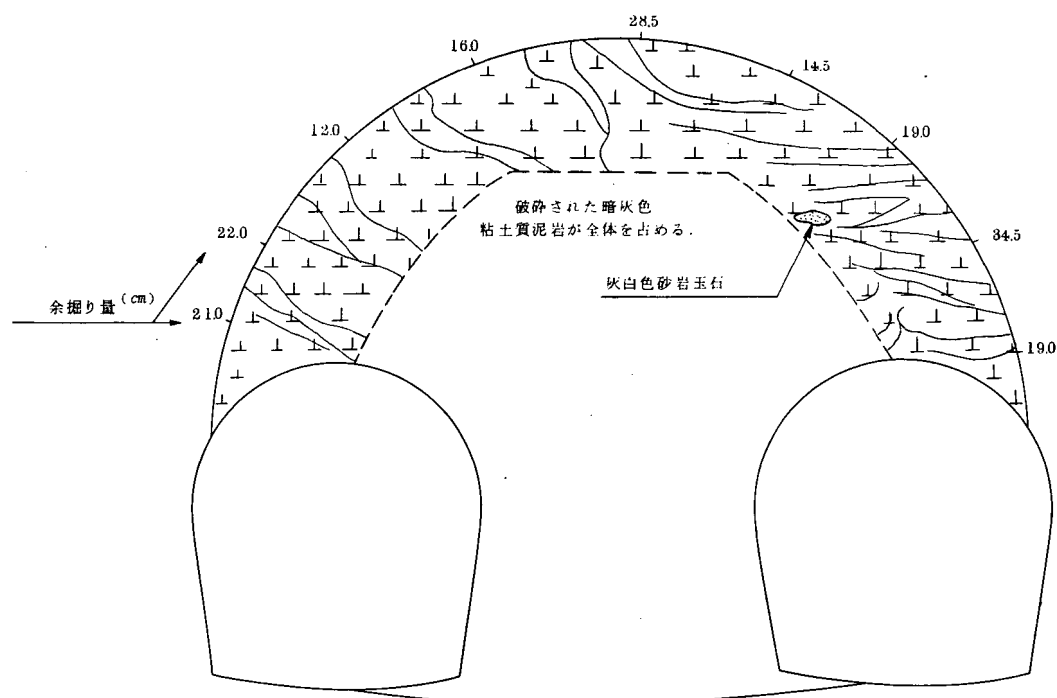


図-3.10(b) 切羽観察図, および余掘り量(上半切羽位置596.1m)

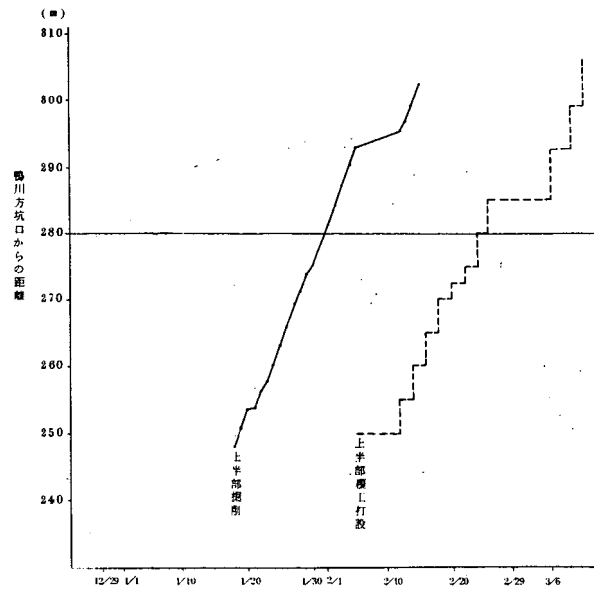


図- 3.11 (a) 工 程 図

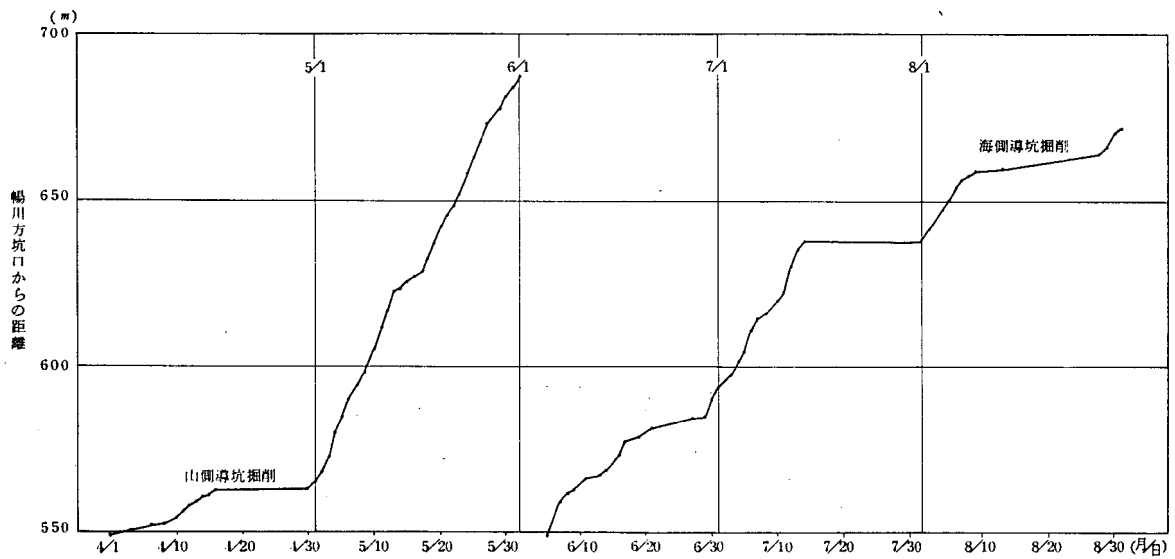


図- 3.11 (b-1) 工 程 図

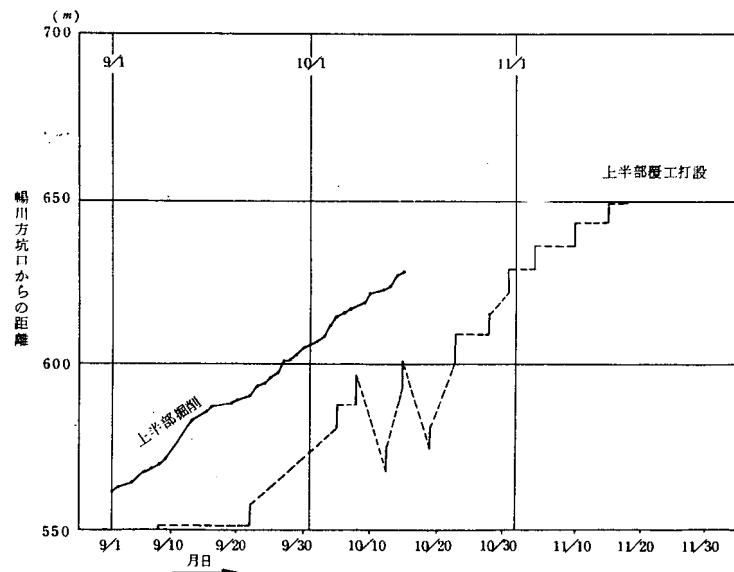


図- 3.11 (b-2) 工 程 図

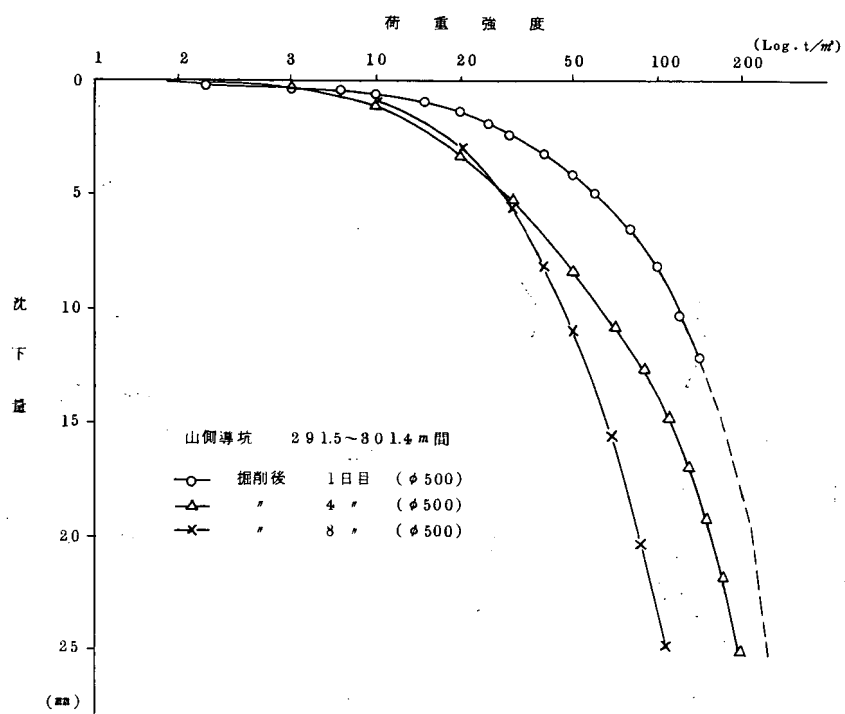


図 3.12 図-3.12(a) 平板載荷試験結果(頁岩部)

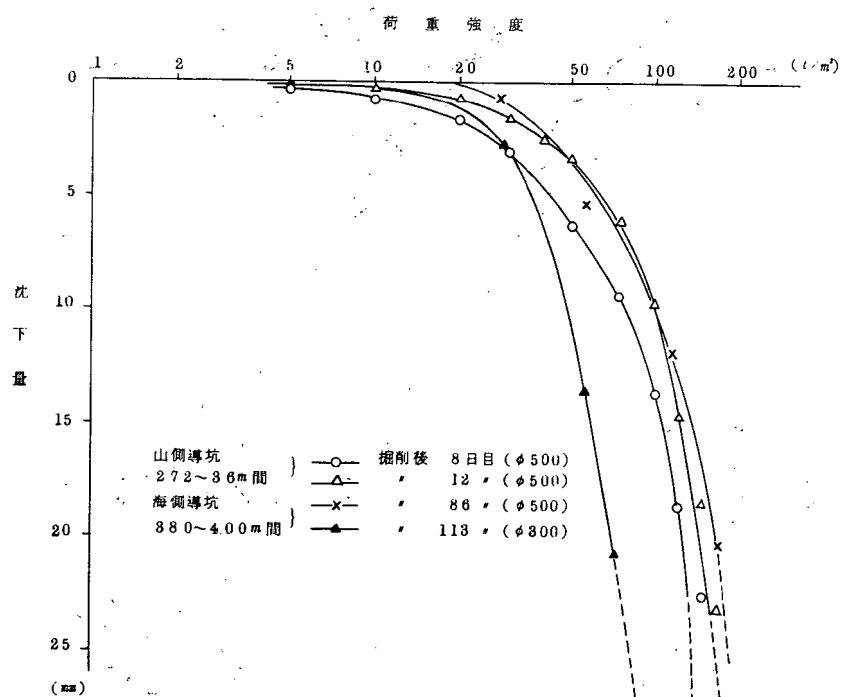


図-3.12(b) 平板載荷試験結果(蛇紋岩部)

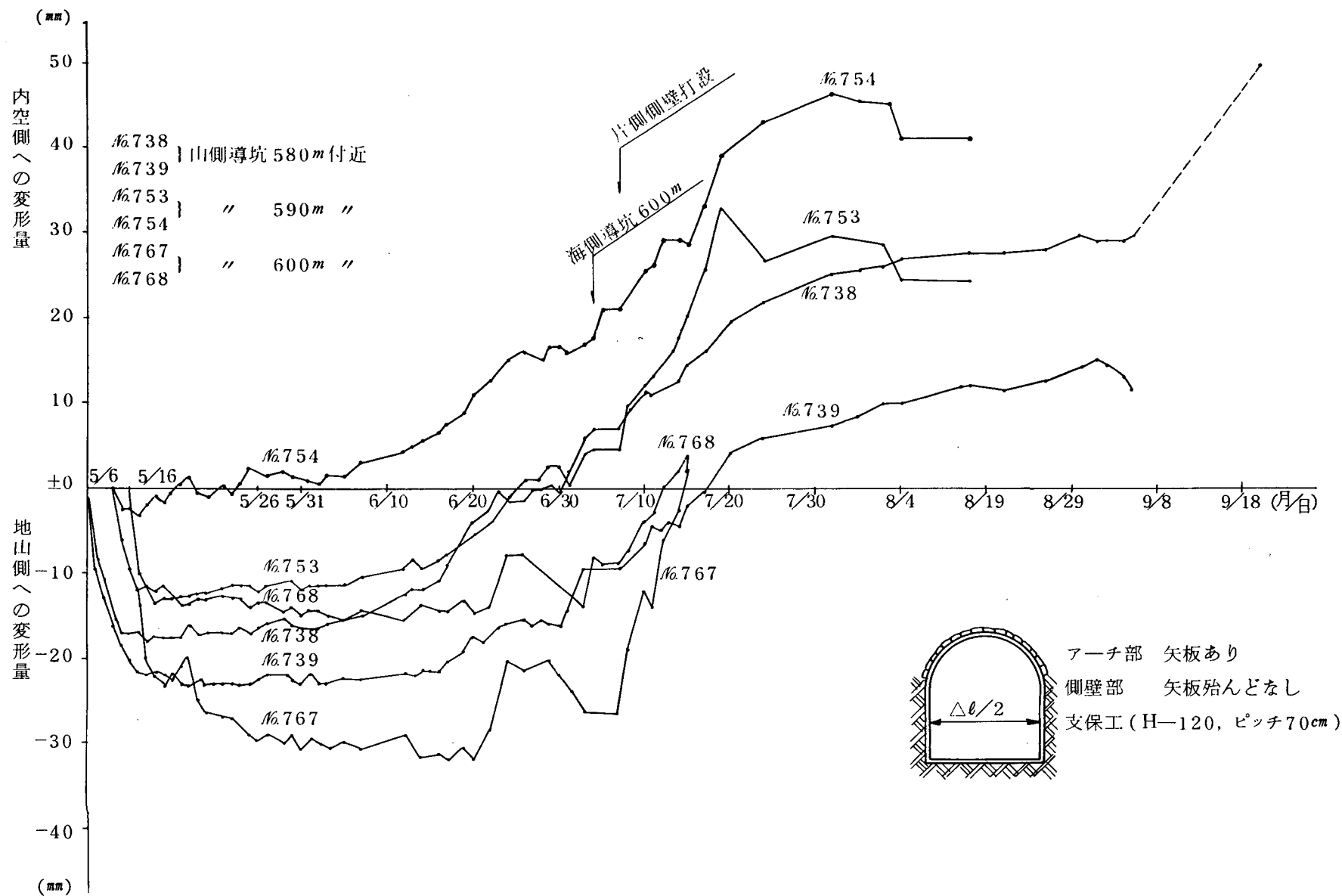


図-3.13 導坑支保工変形量の経時変化 (江見方)

③ 横断面内に2～3点、各深度の異なる測点を設けることにより、地山の押出し量の分布を求めることができ、さらに影響範囲を推定することが可能である(図-3.14)。

4) 地盤支持力について

肉眼観察によって地質状態がほぼ同等な地点を選び出し、平板載荷試験を実施した結果は図-3.12に示した。これによれば、地山の地耐力は極めて小さく、試験の範囲内では荷重の増加とともに沈下量もほぼ比例して増加する。沈下量が25mmのときの荷重強度の経時の関係を図-3.5に示した。試験数が少ないが、時間とともに強度が低下する傾向が認められる。

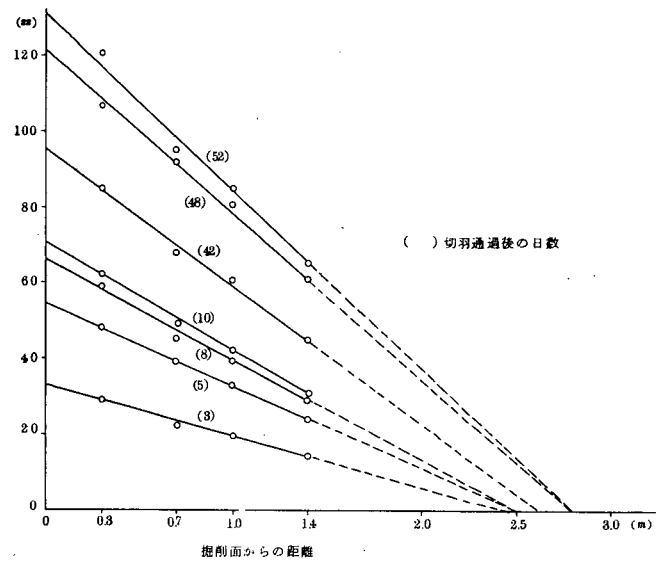


図-3.14(a) 地山押出し量および押し出し範囲(山側導坑580m)

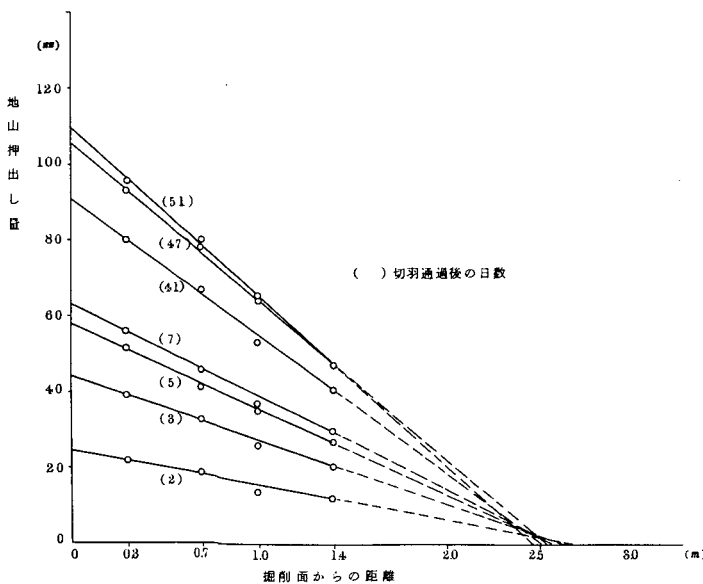


図-3.14(b) 地山押出し量および押し出し範囲(山側導坑590m下段)

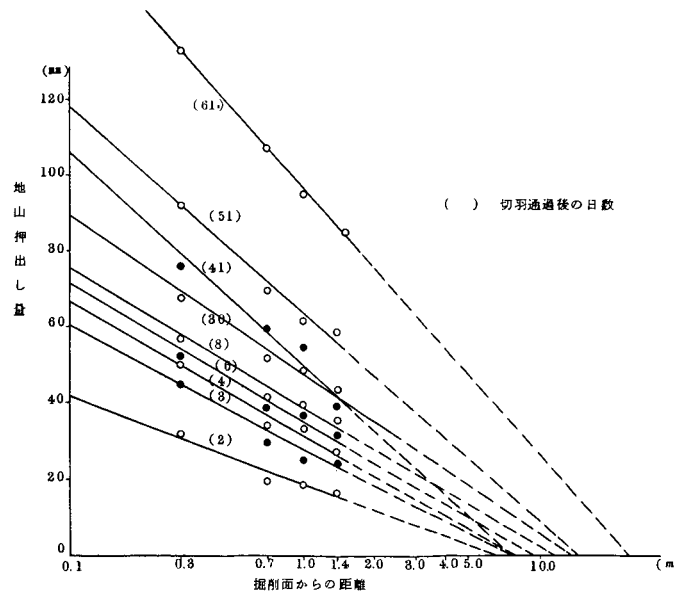


図-3.14(c) 地山押出し量および押し出し範囲(山側導坑600m)

あとがき

トンネル掘削に伴う地山の変位の計測を中心にトンネル施工時における現地計測法や計測結果資料を整理した。試験項目の相互の関係については詳細な検討が可能である。

今回の現地計測について、特に地山の変位については、計測の結果、極めて不良な地山においても多点変位計を用いアンカーを工夫することにより、地中の変位を実測することができ、さらに導坑掘削面付近の地山の押出し量を実測することにより地山の変形の状況や変化の程度を把握できることがわかった。また、膨張性地山におけるトンネル建設時の地山の変位などの資料を得ることができた。

今後は次の点に留意した現地計測を進め資料の集積をはかりたい。

- (1) 計測方法の簡易化と低廉化
- (2) 地山変位とトンネル構造物に作用する荷重に対応する力学的な指標との関連

近年、土被りのうすい場合や住宅地の下にトンネルを建設するとか、二期線トンネルの施工や地中でのトンネルの交差の事例が増加している状況にあり、これらの現場では地中構造物や地上構造物にトンネル掘削が与える影響の問題が重要な課題となり、ここに示した計測方法は有用であると考えられる。さらに計測技術の改良や開発を急がなければならない。

なお、嶺岡トンネルの計測においては本トンネルの施工者も同様の試験、測定も実施したので、これらと本資料とをまとめれば、特に土被りのうすい膨張性地山における掘削時の挙動を詳しく知ることが可能である。

おわりに、本計測においては中部地建浜松工事々務所、千葉県道路建設課、千葉県鴨川土木事務所、清水建設嶺岡トンネル作業所の各位に御協力をいただいたことを記し謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 今田 徹：トンネル土圧測定方法の問題点，第23回建設省技術研究会報告，昭和44年度
- 2) 土木学会：トンネル用鋼アーチ支保工の強度に関する研究，昭和41年度報告書
- 3) 今田 徹・石橋正穂：現場計測(6)トンネル(その1)，土木技術資料，Vol. 14, No. 9，
1972-9
- 4) 高橋彦治：トンネル土圧の測定方法と現況，第3回トンネル工学シンポジウム，1966-11
- 5) 島田隆夫・飯塚全：トンネル掘さく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，1969-11
- 6) 緒方義久・金岡一夫：蛇紋岩トンネルの施工，トンネルと地下，1972-3
- 7) 立石俊一・今田徹・石橋正穂：トンネル掘削に伴う地中変位の実測例について，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集，1972-10
- 8) 石橋正穂・木村美知秋：トンネル掘削に伴う地山変位の測定法と実測例，土木技術資料，
Vol. 15, No. 7，1973-7
- 9) 緒方 司・竹林重夫：膨張性地山トンネルの施工管理の一例，第11回日本道路会議一般論文集，1973-11
- 10) 村山朔郎：トンネル土圧時間依存性について，第6回トンネル工学シンポジウム，1970-9

トンネル掘削に伴う地山のゆるみの
現場計測資料

土木研究所資料第 805 号
昭和 49 年 3 月

立石俊一，今田 徹
木村美知秋

要旨 この資料は、嶺岡トンネル他で実施したトンネル掘削に伴う地
山のゆるみの実測例と、その計測方法をまとめたものである。



郵便はがき

十円切手
は
つ
て
下
さ
い

2 8 0 - □ □

千葉市穴川四丁目一二番五二号

建設省土木研究所 千葉支所

トンネル研究室

行

No. 057

No. 057

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 805 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印