

トンネル掘削時におけるインクリノメーターによる 地山変位拳動計測と切羽近傍の地山物性値の推定

岡部幸彦・近藤達敏

Displacement of Tunnel wall measured by the Inclinator during Excavation and Estimation of Young's Modulus of Rocks Adjacent to Tunnel Face

Yukihiko OKABE and Tatutosi KONDOH

Abstract

It is very important to measure displacement of tunnel face during tunnel excavation for confirmation of stability of tunnel face. We have successively measured the vertical displacement of rock mass between some interval including the point of tunnel face using inclinometer which was installed borehole drilled parallel to tunnel axis.

Displacement at any point of rock mass begins to occur before tunnel face do not arrived at the point, and it increases gradually according to approach of tunnel face. Displacement at any point increases rapidly when tunnel face passes away and it would reach finally to some value.

We defined, therefore, that pre-displacement (U_0) is displacement at the time when tunnel face just arrives at the point, that ratio R is value which is divided pre-displacement by overall displacement (U_{max}). We defined also that the critical distance (l) is distance between tunnel face and point where displacement is nearly equal to zero in front of tunnel face.

The result of analysis using data obtained from measurement of displacement, we could find the empirical equation between these values. The equation is as follows;

$$R(\%) = 48.57 \log(l/d) + 50.70$$

where R is U_0/U_{max} as defined above, d is diameter of tunnel. According to the above equation, we can estimate overall displacement using pre-displacement and critical distance obtained from measurement when tunnel face passes at the point.

This empirical equation was obtained from the measurement results in formation which consists of unconsolidated sandy rock. Overall displacements obtained by measurements are very closely agreed with displacements which are calculated from above equation using U_0 , l and d .

1 まえがき

トンネルの掘削工事において、切羽の自立性の保持や掘削に伴う地表沈下の防止などは、トンネル施工時の安全性を確保する上で重要である。

トンネル切羽の自立性や掘削に伴う地表沈下を予測する場合、一般的には、たとえば、久武ら(1982)が述べているような事前調査(室内試験、原位置試験)から求められる地山の物性値を用いたFEM解析によって検討するが多い。

しかしながら、わが国のように地質の変化が著しいところでは、事前調査から得られる物性値がその場所の物性値を代表しているか否かは、常に問題となるところであり、現実には一致しない場合が多い。この欠点を克服するために、桜井(1982)および桜井、武内(1983)は、施工時における実際の地山の变形挙動に基づいて、いわゆる“逆解析法”によって地山の物性値を評価する方法を提唱し、この方法によって多くの良好な成果を得ている。また、近藤ら(1982)は、トンネル壁面の実測された变形から地山のみかけ弾性係数を求める簡易な逆解析法を提案している。これらの逆解析法は、いずれもトンネル掘削過程における最終の变形値を使用するものである。

一方、横山ら(1983)および横山(1984)は、土被りの薄い未固結地山のトンネルにおいて、トンネル縦断方向の地表沈下曲線、あるいはトンネル天端沿いに設置したインクリノメーターの沈下曲線から得られるQ値を、トンネルの安定性に関する指標とした安全管理手法を提案している。この方法は、沈下曲線の勾配に注目して、地山を梁とみなし、梁の曲げ剛性の考え方によって沈下測定点間の平均せん断力に相当する指数Q値を求め、あらかじめ設定された管理目標値と対比するものである。この方法は、実測沈下曲線からせん断力に関する指標が直接求められる点では優れているといえるが、管理目標値を設定するためには、地山のせん断強度および变形係数を、沈下計測とは別の試験によって求めなければならないという繁雑さがある。

最近では、NATMによるトンネルの掘削工法が、土被りの薄い都市トンネルにも採用される傾向にある。したがって、工事の安全性に対する信頼度の向上が強く望まれるようになり、情報化施工の重要性が増してきている。このためには、工事中において、これから掘削しようとする切羽前方の地山の正確な挙動を掘削に先立って把握することが必要となる。すなわち、切羽前方の地山

物性値を、掘削に先立って知ることができれば、この推定値と設計時において設定した値とを比較することによって、その箇所にも最も適合した支保工および掘削工などを見出すための検討を行うことが可能となる。

このような観点から、筆者らは、トンネルの天端に当る付近において、トンネルの縦断方向に設置した水平インクリノメーターによって、切羽前方から後方までの鉛直方向変位を計測し、これら一連の計測によって求められた変位曲線の特徴と地質状況との関連性を考察し、インクリノメーターによる切羽前方の変位挙動に基づいて、切羽前方の地山物性値を推定する方法を提案するものである。

2 NATM トンネルにおける地山の挙動と逆解析

水平インクリノメーターを設置し、地山の鉛直方向変位を計測したトンネルのうち、AトンネルとBトンネルを代表例として示し、これらの地点における計測結果を用いて、切羽前方の物性値の推定方法を述べることにする。したがって、この章においては、これらのトンネルの周辺の地質と施工の概要を述べる。また、これらのトンネル箇所においては、水平インクリノメーターによる計測以外に、内空変位、天端沈下、地中変位などの計測が実施されており、それらの計測結果を用いて、地山の物性値の逆解析を行った。

2・1 トンネルの地質と施工の概要

(a) Aトンネル

このトンネルにおいて検討の対象となった箇所は、坑口から640~690mの区間であり、この箇所の地質は、主として花崗岩の断層破碎帯で、第三紀中新世の砂岩および泥岩の互層との境界付近にあり、境界部は巾3mの断層粘土となっている。花崗岩は、著しく破碎されマサ状になっている軟質な部分と、あまり破碎を受けていない硬質な部分とに分れている。そして、この硬・軟两部分の境界には割れ目あるいは小断層が存在し、この境界はトンネル坑口側に傾斜している(図-1(a)参照)。土被り厚は70~80mで、弾性波速度は2.2~2.6km/sとなっている。マサ状を呈する軟質部の粒度組成は、室内土質試験の結果によれば、粘土とシルト分で約40%、砂分が約60%であり、均等係数は20~56となっている。

トンネル切羽からの湧水はしばしば起こっており、全体に切羽の自立性が悪い状態であったため、底設導坑先進上部半断面工法によって掘削が行われた。

トンネル支保は、吹付コンクリート、ロックボルトお

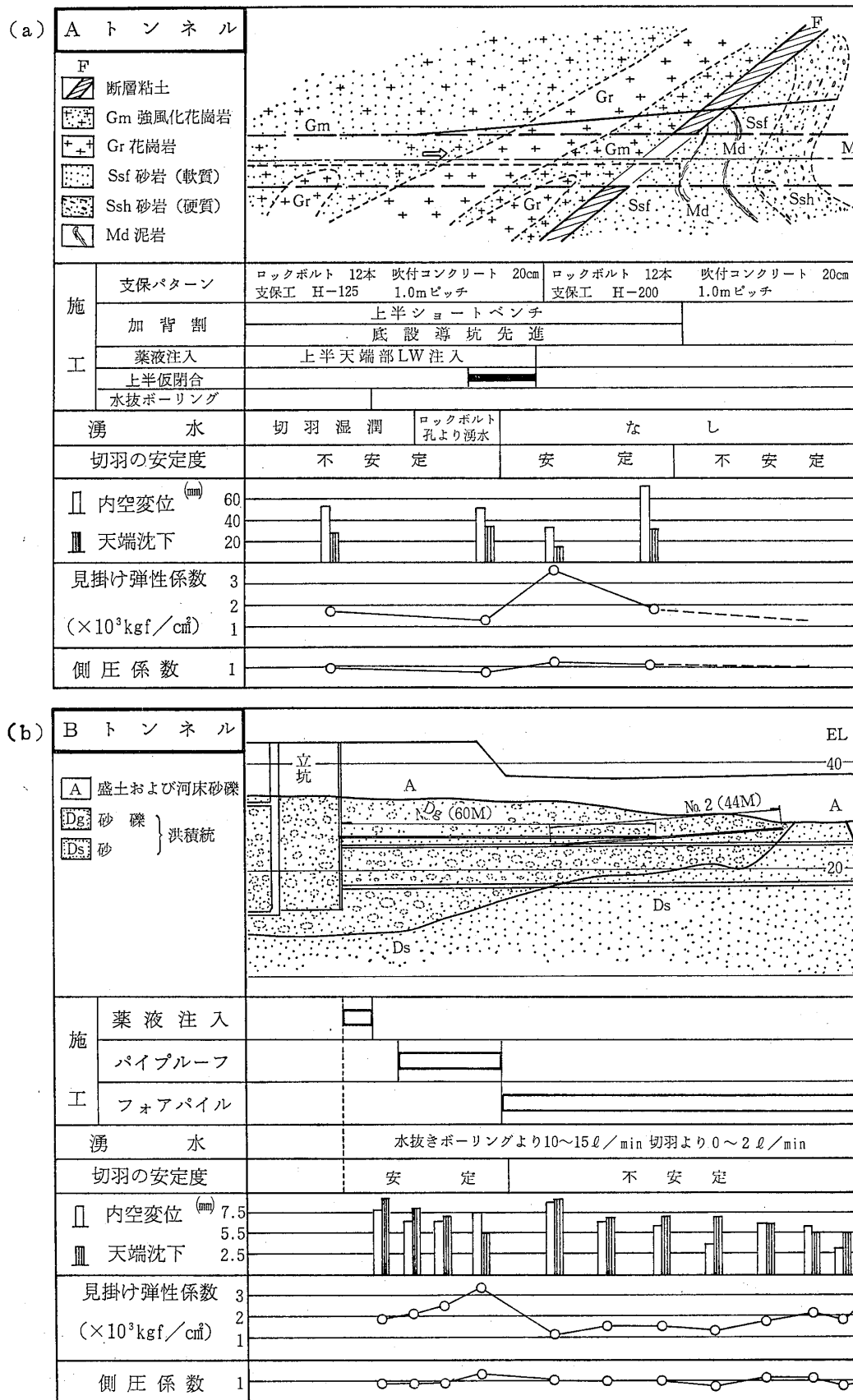


図-1 AトンネルおよびBトンネルの地質縦断面

Fig. 1 Geological sections at A tunnel and B tunnel

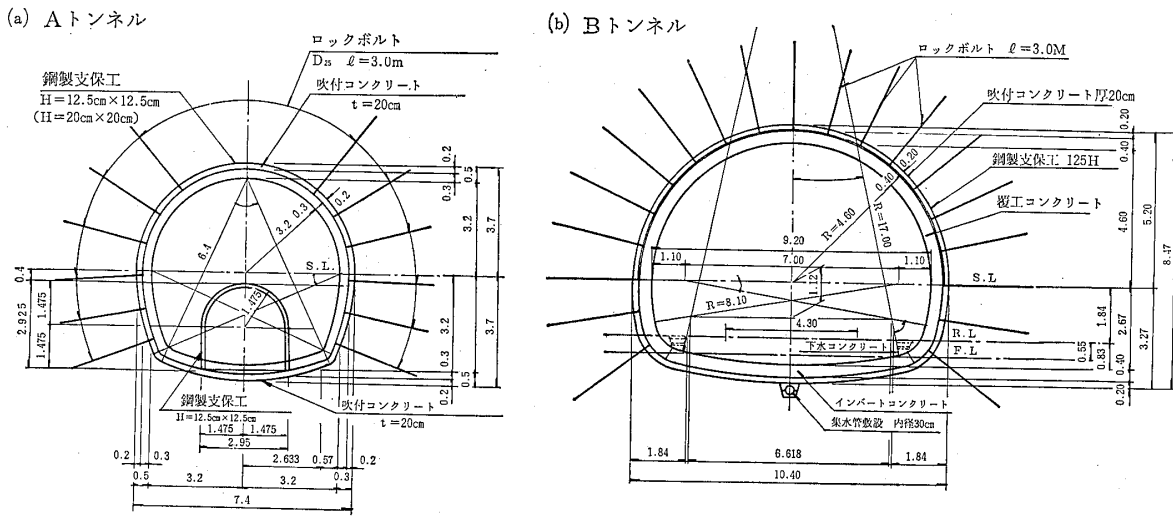


図-2 AトンネルおよびBトンネルの支保パターン

Fig. 2 Patterns of tunnel surport at A tunnel and B tunnel

よびH鋼によって行われた。図-2(a)に支保パターンを示す。このトンネルの掘削断面積は約45m²である。

(b) Bトンネル

このトンネルは、重要構造物の直下を土被り厚12mで掘削したものである。この箇所の地質は、洪積世の未固結な砂および砂礫で構成されている(図-1(b)参照)。N値は50以上で良く締っている。砂礫層は全体的には均質であるが、くさり礫が多く入っている。砂層は比較的粒径がそろっており、均等係数は9~21.7である。

施工は上半ショートベンチ掘削で行われ、補助工として、パイプルーフ、モルタル地中壁あるいは水抜きボーリングが行われた。図-2(b)に標準的な支保パターンを示す。トンネルの掘削断面積は72.7m²である。

2・2 力学特性について

AトンネルおよびBトンネルの岩石のうち、砂状を呈する部分の試料について室内土質試験が行われており、また、工事中に孔内載荷試験が実施された。これらの試験結果のうち、インクリノメーターによる計測を行った箇所周辺における値を整理して示すと、表-1のようになる。

2・3 逆解析による弾性係数

等方均質弾性体の無限板に円形素掘りトンネルを掘削したときの半径方向変位は、Duvall および鈴木によって次式によって表されている。

$$U = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \left(r + \frac{a^2}{r} \right) + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \left(r + \frac{4a^2}{r} - \frac{a^4}{r^3} \right) \right]$$

$$\times \cos 2\theta - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left[\frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \left(r - \frac{a^2}{r} \right) - \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \left(r - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right] \quad (1)$$

- ここに、U：半径方向変位
- E：地山の弾性係数
- r：地山の任意点からトンネル中心までの距離
- a：トンネル半径
- σ_x ：水平方向応力
- σ_y ：鉛直方向応力
- θ ：トンネル中心を通る鉛直線からの角度
- ν ：ポアソン比

近藤・岡部(1982)の簡易逆解析法によれば、(1)式において、トンネルの壁面では $r = a$ であり、 $\sigma_y = \gamma z$ (γ ：地山の平均単位体積重量、 z ：土被り高さ)、 $\sigma_x / \sigma_y = K_0$ (K_0 ：側圧係数)と置き、 $\theta = 90^\circ$ および $\theta = 0^\circ$ とし、Eに関して整理すると、つぎに示す関係が得られることを述べている。

$$E = \frac{(1-\nu^2)(3K_0-1) \times \gamma z \times a}{U_H} \quad (\theta = 90^\circ) \quad (2)$$

$$E = \frac{(1-\nu^2)(3-K_0) \times \gamma z \times a}{U_V} \quad (\theta = 0^\circ) \quad (3)$$

ここに、 U_H ：トンネルのS.L付近の水平方向変位
 U_V ：トンネルの天端の鉛直方向変位
 (2)式=(3)式であるので、 K_0 に関して整理すると

$$K_0 = \frac{3U_H + U_V}{3U_V + U_H} \quad (4)$$

となる。

表-1 AトンネルおよびBトンネルの地山の性質
Table 1 Physical and mechanical properties of rocks at A tunnel and B tunnel

| 試験項目 | Aトンネル | | | | Bトンネル | | | | |
|-------------------------------|--------------|-----------|-----------|----|-----------|-----------|-----------|-----------|------|
| | 強風化花崗岩 Gm | | 花崗岩 Gr | | 砂 礫 Dg | | 砂 Ds | | |
| | 範囲 | 平均 | 範囲 | 平均 | 範囲 | 平均 | 範囲 | 平均 | |
| 単位体積重量 kgf/cm ² | — | — | — | — | 1.80 | — | 1.80 | — | |
| 変形係数* g/cm ³ | 750~940 | 870 | 1840 | — | 430~1900 | 1180 | 510~2150 | 1280 | |
| 一軸圧縮強さ kgf/cm ² | — | — | — | — | 2.14 | — | 4.83 | — | |
| 粘着力 C kgf/cm ² | — | — | — | — | 0.5 | — | 1.0 | — | |
| 内部摩擦角(°) | — | — | — | — | 40° | — | 45° | — | |
| ポアソン比 | — | — | — | — | 0.40 | — | 0.35 | — | |
| 粒度組成 | レキ分% | 0.5~1.5 | 1.2 | — | — | 0.0~19.0 | 9.0 | 8.0~11.0 | 9.5 |
| | 砂分% | 59.0~66.0 | 62.3 | — | — | 62.0~76.0 | 68.0 | 68.0~70.0 | 69.0 |
| | シルト分% | 26.5~28.5 | 27.5 | — | — | 13.0~31.0 | 20.0 | 18.0~20.0 | 19.0 |
| | 粘土分% | 6.0~11.0 | 9.0 | — | — | 2.0~4.0 | 3.0 | 1.0~4.0 | 2.5 |
| 均等係数 | 21.9~56.0 | 39.6 | — | — | 9.0~21.7 | 13.6 | 11.0~15.0 | 13.0 | |
| 自然含水比% | 5.8~8.6 | 7.5 | — | — | 13.9~19.9 | 16.4 | 13.0~16.0 | 14.5 | |

*変形係数は孔内載荷試験で求めた値

(4)式によれば、水平方向応力と鉛直方向応力との比である側圧係数 K_0 が、トンネル壁面の変位の関数で表されるので、トンネルのS.L付近の水平方向変位および天端の鉛直方向変位がわかれば、(4)式から側圧係数が求められる、(2)式あるいは(3)式において、ポアソン比を仮定することによって、地山の弾性係数を求めることができる。

したがって、実際のトンネルにおいて計測されるS.L付近の内空変位が U_H に、また、天端沈下が U_V に対応するものとし、これらの計測値を用いて計算されるものを、見掛け側圧係数 K_0' および見掛け弾性係数 E' と呼んでいる。

AトンネルおよびBトンネルにおいて計測された内空変位および天端沈下は、図-1に示す通りで、これらの計測値を用いて、(4)式および(2)式から求めた見掛け側圧係数 K_0' および見掛け弾性係数 E' をも、同図に合せて示してある。ここに、ポアソン比 $\nu = 0.40$ とした。

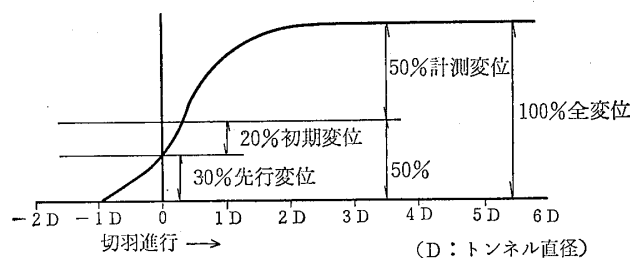


図-3 切羽の進行と変位

Fig. 3 Relationship between displacement and distance from tunnel face

ここに示した内空変位および天端沈下は、トンネル掘削後、すなわち切羽通過後に計測された変位であり、切羽通過前の先行変位や切羽通過から計測開始までに生じた初期変位は含まれていない。したがって、厳密にいえば、切羽通過前に計器を設置して先行変位や初期変位を

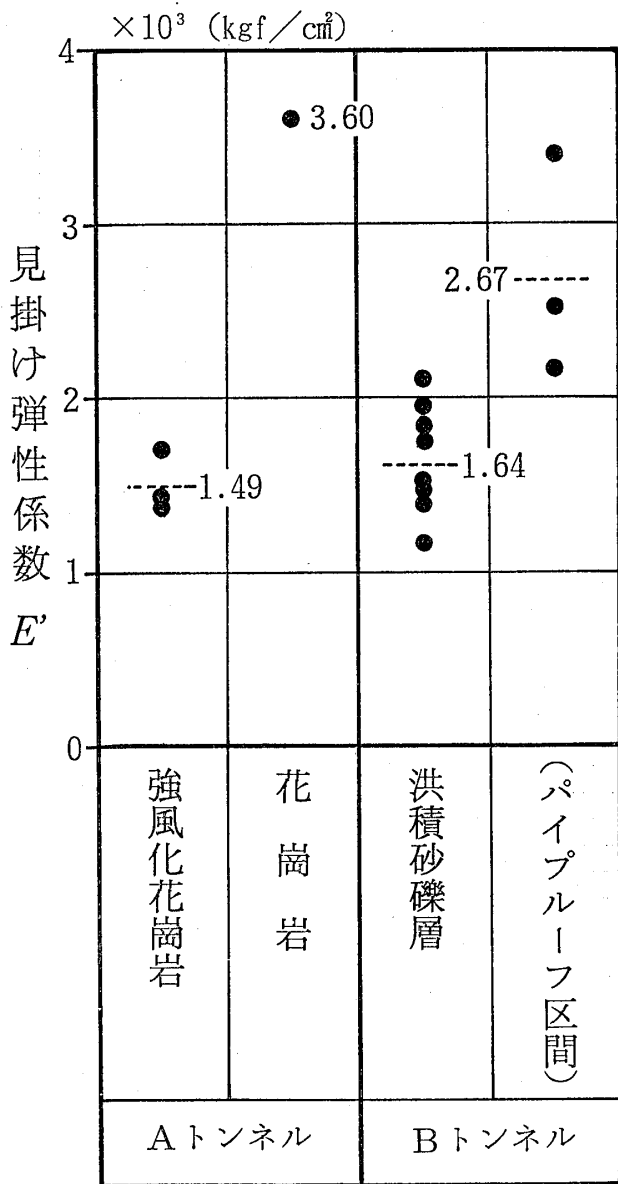


図-4 岩質と見掛け弾性係数(E')
Fig.4 Relationship between lithology and apparent Young's modulus (E')

求めなければならないことになる。しかしながら、いままでの経験から推して、図-3に示すように、全変位の50%が計測されているものと考えられるので、計測された変位の2倍を全変位とした。

図-1に示した見掛け弾性係数を地質別に見ると、図-4のようになる。この図によれば、Aトンネルにおいては、比較的硬質な花崗岩(Gr)は強風化花崗岩(Gm)に対して3倍に近い弾性係数の値を示しており、地山の変形に関して、両者の間に大きな相違があることを示唆している。一方、Bトンネルにおいては、同じ洪積世の砂礫層であるが、パイプルーフの施工区間は、他の区間

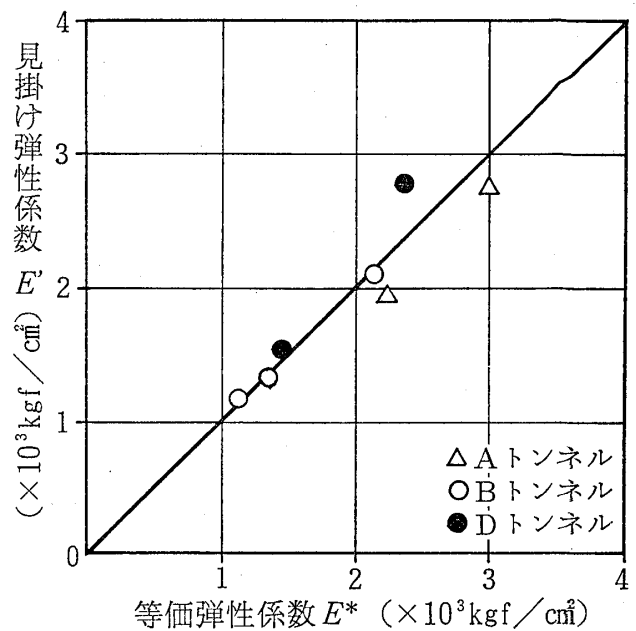


図-5 見掛け弾性係数(E')と等価弾性係数(E*)との比較
Fig.5 Comparison between the apparent Young's modulus (E') and the equivalent Young's modulus (E*)

に比較して、約1.6倍の値を示しており、パイプルーフの施工が変位の抑制に有効であることを示している。

また、切羽通過前に設置してあった地中変位計による計測結果を用い、桜井・武内(1983)の逆解析法によって弾性係数(等価弾性係数E*と呼ぶ)を計算した。この等価弾性係数(E*)と、さきに示した内空変位と天端沈下から求めた見掛け弾性係数(E')との関係を示すと、図-5のようになる。図中のDトンネルの地質は、大阪層群の砂礫層を主体としている。この結果によれば、見掛け弾性係数と等価弾性係数とはよく一致していることがわかる。このことは、内空変位や天端沈下のような比較的簡単な計測によっても、地山の物性値をかなりの精度で評価することができることを示している。

3 インクリノメーターによる切羽前方の変位計測

(1) 地盤モデル

図-6は、インクリノメーターを設置してある部分の地盤モデルである。(a)は、図-1(a)に示すAトンネルの坑口から640~690m区間の地質を単純化したもので、軟質な強風化花崗岩の部分と比較的硬質な花崗岩の部分に区分され、硬質な部分がトンネルの進向に対して35°の傾斜で流れ盤の状態となって分布している。なお、強風

化花崗岩の見掛け弾性係数の平均値は $1,490\text{kgf/cm}^2$ であり、花崗岩は $3,600\text{kgf/cm}^2$ を示している (図-4)。

また、Aトンネルにおけるインクリノメーターは、図に示すように、坑口から640 m点のトンネル天端から上向きに 6° の角度をもって設置された。

一方、図-6 (b)は、Bトンネルの坑口から110~170m区間の地盤モデルで、洪積統の砂礫を主体とした全体的には均一な地山と考えられるが、坑口から120~145m区間には、補助工としてパイプルーフが施工されており、この区間の見掛け弾性係数の平均値は $2,670\text{kgf/cm}^2$ で、その周辺の無施工部の値 ($1,640\text{kgf/cm}^2$) より大きい値

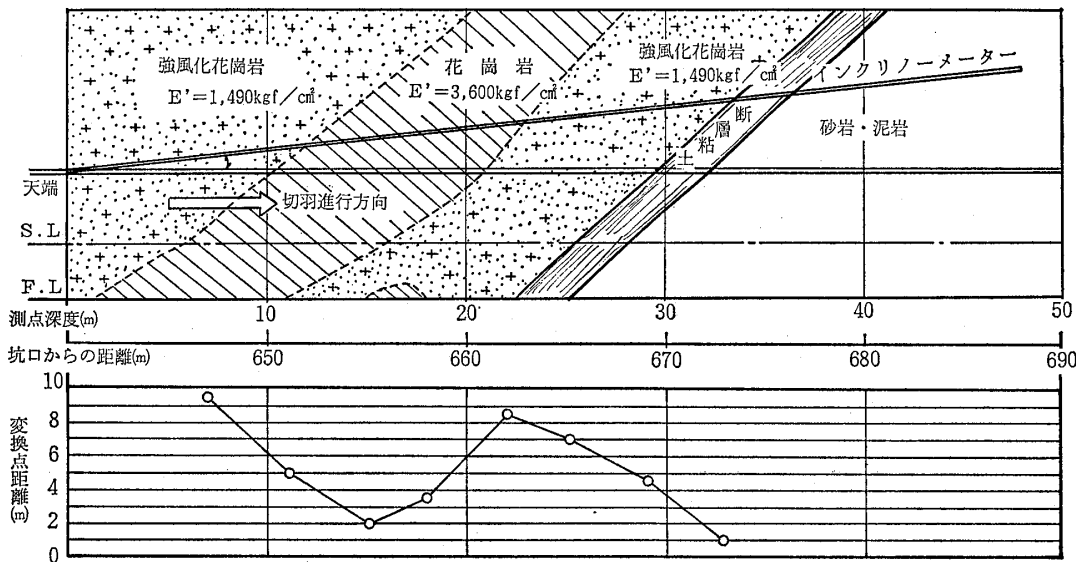
を示している。これは、このパイプルーフ工によって、内空変位や天端沈下が抑制されたためである。

Bトンネルにおけるインクリノメーターは、トンネルの天端上方2.5 mのところ、トンネル中心線に沿って水平に、110~170m間に設置された。

(2)変位の測定

AおよびBトンネルにおいて、切羽の進行に伴って生じた変位のインクリノメーターによる測定結果は、図-7に示す通りである。これは、それぞれの切羽位置にあるときに測定された変位を、測点に対してプロットしたものである。

(a) Aトンネル



(b) Bトンネル

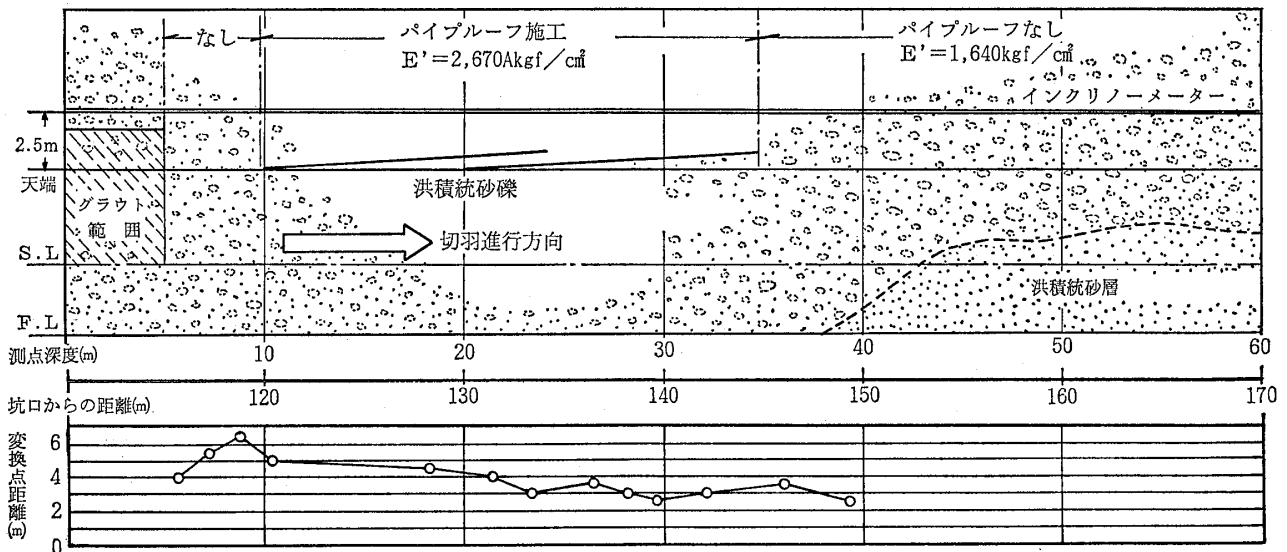
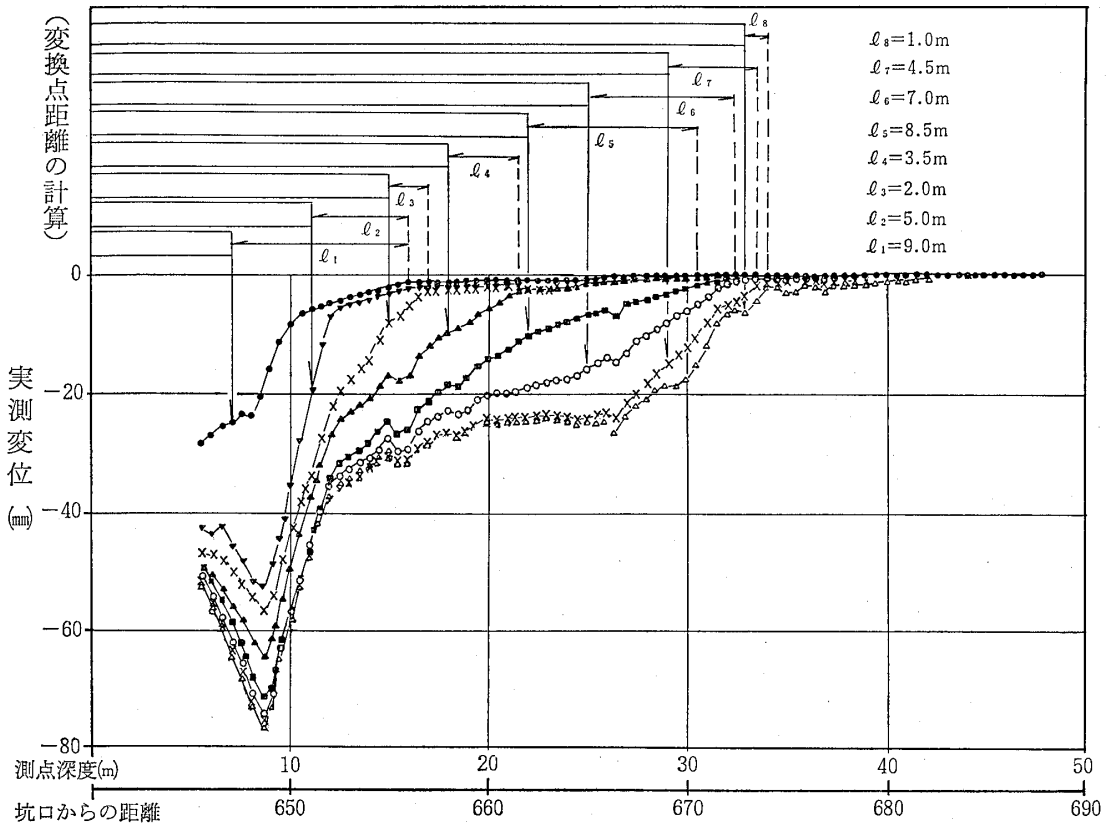


図-6 AトンネルおよびBトンネルの地盤モデルと変換点距離

Fig. 6 Geological engineering model and the critical distance at A tunnel and B tunnel

(a) Aトンネル



(b) Bトンネル

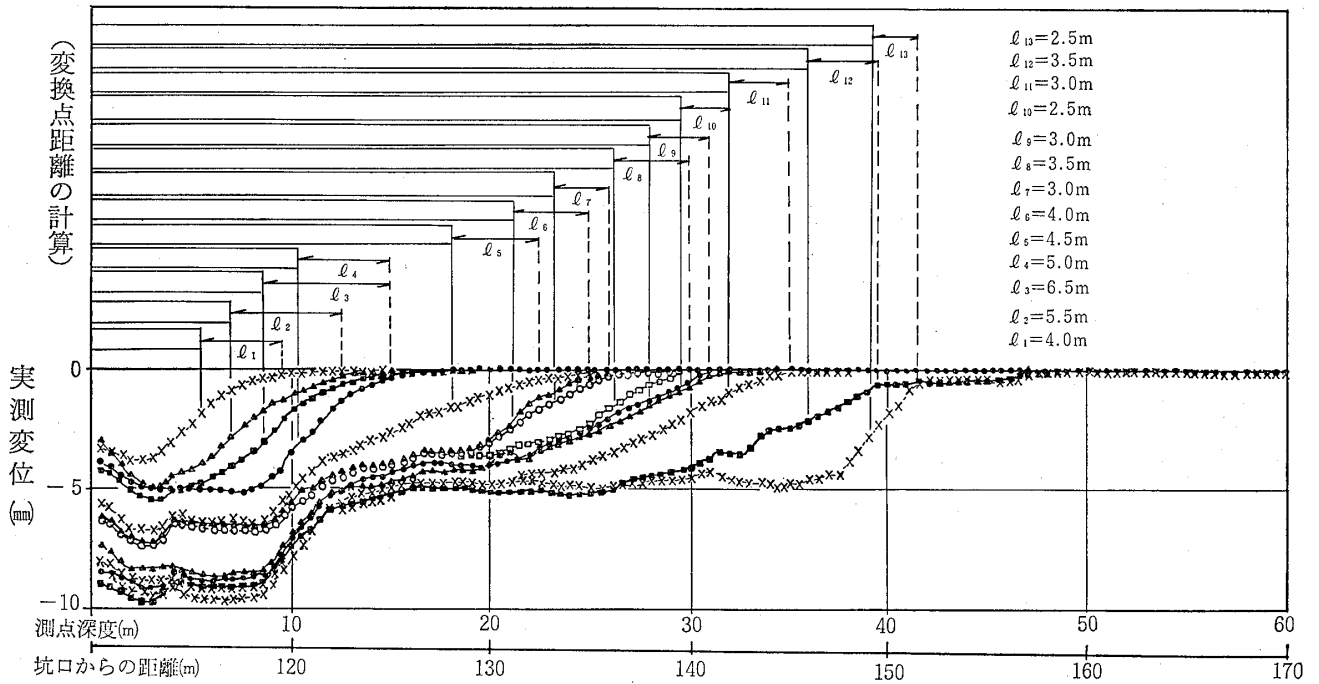


図-7 AトンネルおよびBトンネルにおいてインクリノメーターによって測定された変位と変換点距離の計算
 Fig. 7 The displacement measured by inclinometer and the calculation of the critical distance at A tunnel and B tunnel

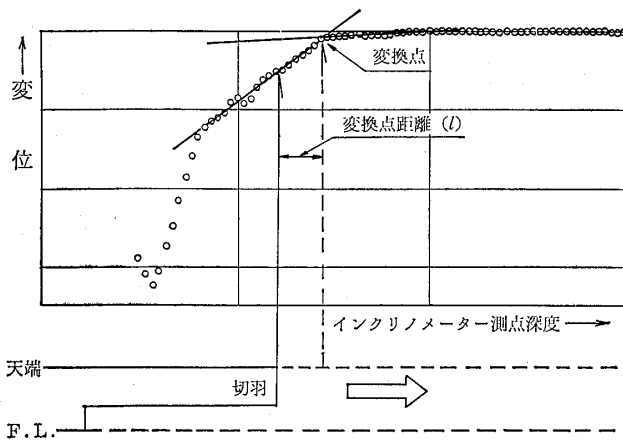


図-8 変換点および変換点距離の定義
Fig.8 Definition of the Critical point and the critical distance

図-8は、上記の変位曲線の典型例である。このような曲線の切羽前方部において、変位がほとんど零に等しく、曲線の勾配がほとんど水平になる最初の点を、変位曲線の“変換点”と呼ぶことにする。この点は、いかえると、切羽の位置に関して、そのときの、トンネル掘削による地山変形に対する影響が及んでいる位置を示していることになる。

AトンネルおよびBトンネルにおいて得られた各変位曲線について変換点を求め、図-7に示してある。

つぎに、切羽から変換点までの距離 (L ; 変換点距離と呼ぶこととする) を求め、この変換点距離を切羽位置に対してプロットしたものを、図-6の地盤モデルの下部に示す。

上記の変換点距離を地質と比較すると、Aトンネルにおいては、硬質な花崗岩の部分は短く、これに対して、強風化花崗岩の部分は長いという傾向が認められる。一方、Bトンネルにおいては、パイプルーフ施工区間は無施工区間に比べて小さくなっている。

(3) 先行変位と全変位

図-7に示すように、切羽前方においては、いまだ変位が発生していない時点から計測が行われているので、切羽がその箇所に到達したときの変位は、計測によって求めることができる。これが先行変位である。

一方、ある測点に切羽が到達し、さらに切羽が進行するとき、その点の切羽到達後の変位は、切羽距離 (変位計測点と切羽との距離) の関数と考え、つぎの式で表されるものとしている (近藤, 1979)。

$$U = A(1 - e^{-BL}) \quad (5)$$

ここに、 U : 切羽到達後の切羽進行に伴う変位

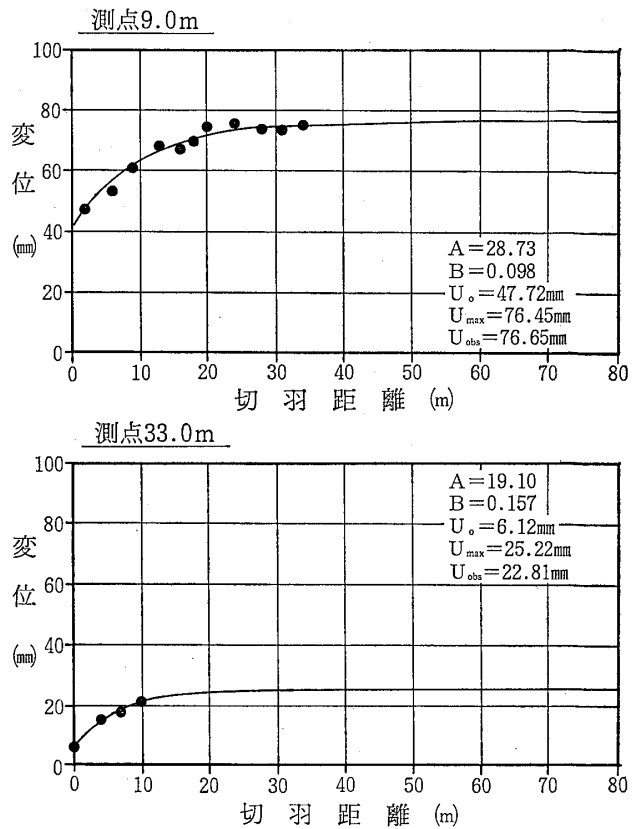


図-9 全変位 (U_{max}) の計算例
Fig.9 Example of the calculation of overall displacement (U_{max})

- L : 切羽距離
- A : 最終平衡時の変位
- B : 常数

したがって、ある任意の測点において、その点に切羽が到達した時点以後の切羽の進行に伴って計測された変位から先行変位を引いて、(5)式を用いて最小自乗法によってAおよびBを求めることができる。そして、ここに求めたAに先行変位 (U_0) を加えたものが全変位 (U_{max}) である。

図-9は、Aトンネルにおける計測値によって上記の計算を行った結果を、代表例として示したものである。測点9.0mにおいては、切羽距離が31mまでの計測値が得られており、この切羽距離における変位 (U_{obs}) が76.65mmであるのに対し、計算によって得られた全変位 (U_{max}) は76.45mmで、両者の間の差はほとんど認められない。このような例に対して、測点33.0mにおいては、切羽距離が10mまで計測されているだけである。このときの変位 (U_{obs}) は22.81mmであるが、計算によって得られた全変位 (U_{max}) は25.22mmで、計測値よりも大きな値を示している。これは、測点33.0mにおいて

は、切羽距離10mの時点では変位が収束していないことを示すものである。

図-9(b)に示すように、その測点において計測された最も大きい変位でも、変位進行途中の値であることがあるので、各測点における地山の変位挙動を比較するに当たり、同一条件の下で得られた値とするために、上記の方法によって全変位を求めた。

Aトンネルにおける先行変位および全変位は、図-10(a)に示す通りである。さきに述べたように、Aトンネルにおいては、インクリノメーターが斜めに設置してあるために、測点深度が増すに従ってトンネルの天端壁面からの距離が大きくなっている。したがって、変位の絶対量を比較するためには、トンネル壁面のところの変位に補正することが必要である。そのために、4.1節に述べるように、インクリノメーターによる計測結果からトンネルの天端壁面における変位を算出した。

図-10(a)に示す先行変位および全変位を地盤モデル(図-6(a))と比較すると、硬質なところ(花崗岩)は、変位が小さく、軟質なところ(強風化花崗岩)は、変位が大きくなる傾向がある。特に、硬質なところに入る手

前の軟質などところには、極端に大きい変化が認められる。

また、図-10(b)は、先行変位の全変位に対する比を示したものである。これによると、硬質な花崗岩の部分においては、その比が25~40%であるのに対し、軟質な強風化花崗岩の部分では40~60%になっている。一般に、弾性体と考えられる地盤においては、先行変位の全変位に対する比は30%前後である。この点からみると、軟質な強風化花崗岩の部分はかなり大きな比を示しており、切羽が到達した時点において、すでに塑性化が進んだ状態にあることを示していることが考えられる。

一方、Bトンネルにおける先行変位および全変位は、図-11(a)に示す通りである。このトンネルは洪積統の砂礫の中を通過しており(図-6(b))、先行変位は、測定区間を通じ1~5mmであるが、全変位については、パイプ工施工区間(測点深度10m~35m間)においては10mm前後であって、無施工区間の15~20mmに対して1/2程度になっている。しかし、先行変位の全変位に対する比は、施工区間の方が小さくなる傾向がみられ、施工区間では、20~35%であるのに対し、無施工区間では25~42%となっている。

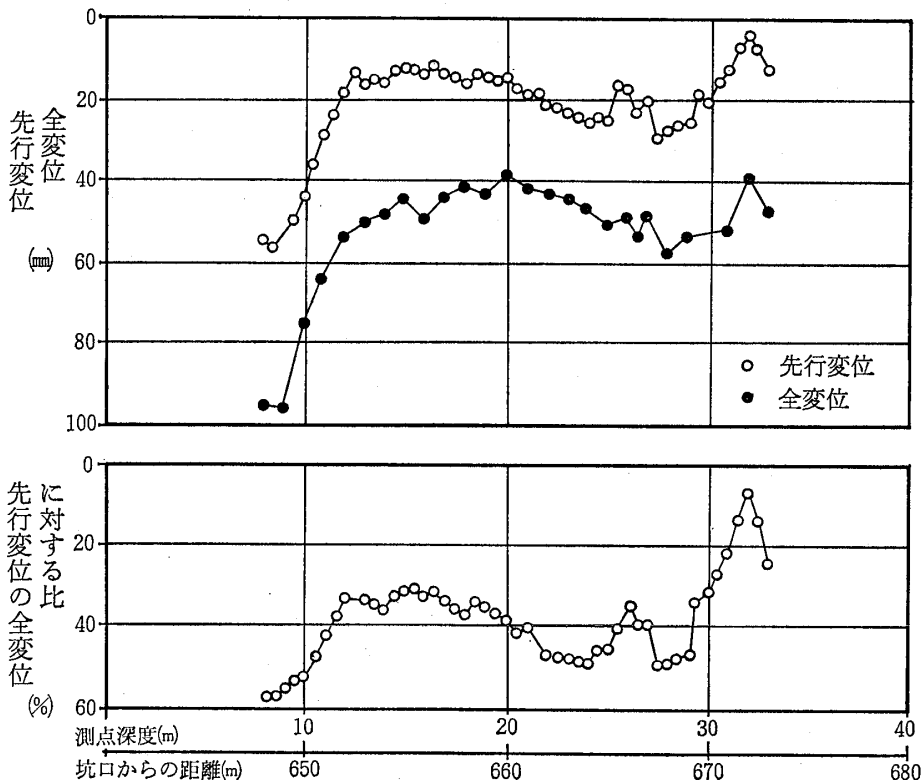


図-10 Aトンネルにおける先行変位、全変位およびその比の分布

Fig. 10 Distribution of pre-displacement, overall displacement and pre-displacement/overall displacement ratio at A tunnel

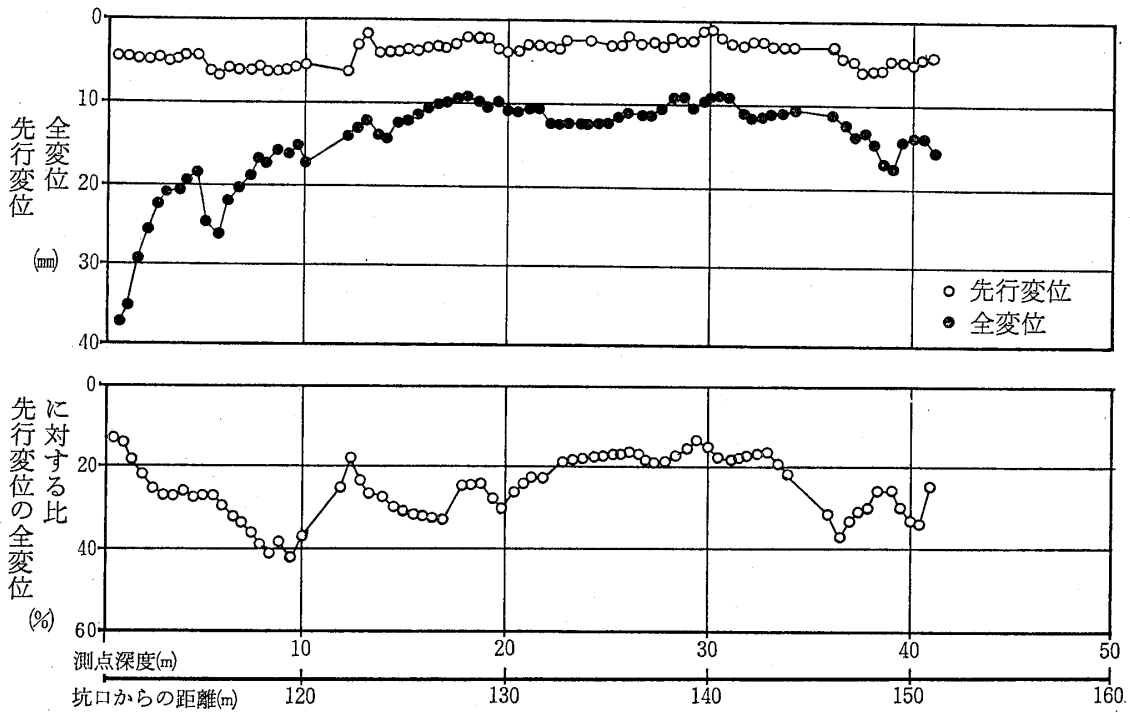


図-11 Bトンネルにおける先行変位、全変位およびその比の分布
 Fig.11 Distribution of pre-displacement, overall displacement and pre-displacement/ overall displacement ratio at B tunnel

4 インクリノメーターの変位によるみかけ弾性係数

4.1 トンネル壁面における変位

図-6に示すように、インクリノメーターによる変位計測は、一般的には、トンネル天端よりも上部の地山内において実施されている。しかしながら、トンネルの変形を考察するためには、壁面の変位を知ることが必要である。

桜井 (1970) によれば、図-12に示すように、円形トンネル周辺の弾塑性地山の弾性領域の半径方向の変位は、つぎの式で表される。

$$U_r = \frac{S_1 \lambda^2}{4Gr} \quad (r \geq \lambda) \quad (6)$$

(6)式において、

$$S_1 = \frac{2(P_0 k_3 + k_4)}{2 + k_3}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$k_3 = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

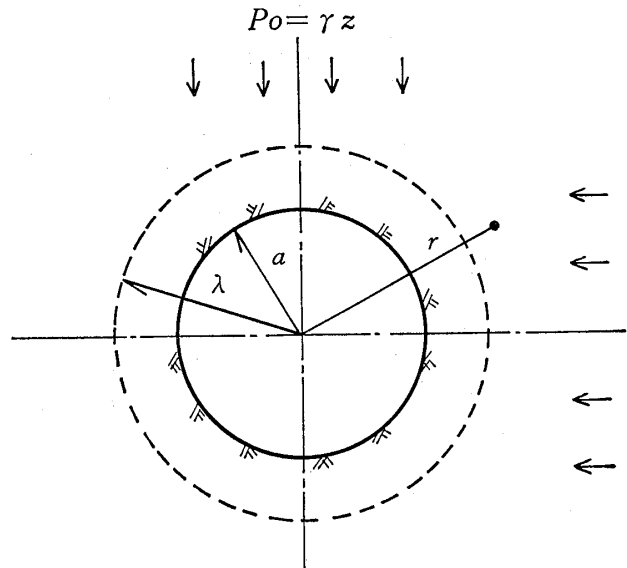


図-12 弾塑性計算モデル
 Fig.12 Calculation model of elastic-plastic plate with circular hole

$$k_4 = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

ここに、 λ : トンネル中心から弾性域までの距離
 r : トンネル中心から弾性域内の任意の点までの距離

P_0 : 地山の初期応力 ($=\gamma z$)

(r : 単位体積重量)
(z : 土被り高さ)

E : 地山の弾性係数

ν : 地山のポアソン比

C : 地山の粘着力

ϕ : 地山の内部摩擦角

図-12において、トンネル周辺に塑性域がない場合には、トンネルの半径を a とすれば、 $\lambda = a$ である。したがって、トンネル周辺の地山が弾性域のみの場合の任意の点における半径方向の変位 U_r' は、(b)式において、 $\lambda = a$ とおくことによって求められる。すなわち、

$$U_r' = \frac{S_1 a^2}{4Gr} \quad (7)$$

(7)式において、 $r = a$ とすれば、トンネル壁面における半径方向の変位 U_a' が得られる。

$$U_a' = \frac{S_1 a^2}{4Ga} \quad (8)$$

(7)式および(8)式から

$$U_a' = \frac{r}{a} U_r' \quad (9)$$

となる。

したがって、(9)式の関係を用いることによって、トンネル天端の上部においてインクリノメーターによって計測された鉛直方向の変位 (U_r') から、トンネル天端の壁面の鉛直方向の変位 (U_a') を求めることができる。

4・2 インクリノメーターによる変位の計測からの見掛け弾性係

2・3節において述べたように、内空変位 (水平方向変位) および天端沈下 (鉛直方向変位) から求められる見掛け側圧係数 K_0' の平均値はつぎの通りである。(図-1には、個々の値の一部が示されている。)

| | 平均値 | 標準偏差 | 個数 |
|-------|-------|-------|----|
| Aトンネル | 1.026 | 0.113 | 5 |
| Bトンネル | 0.977 | 0.144 | 14 |

したがって、Aトンネルに見られる強風化花崗岩やBトンネルの砂礫および砂のように、砂分が多く、均等係数が大きく、ある程度以上の土被り圧がある場合には、

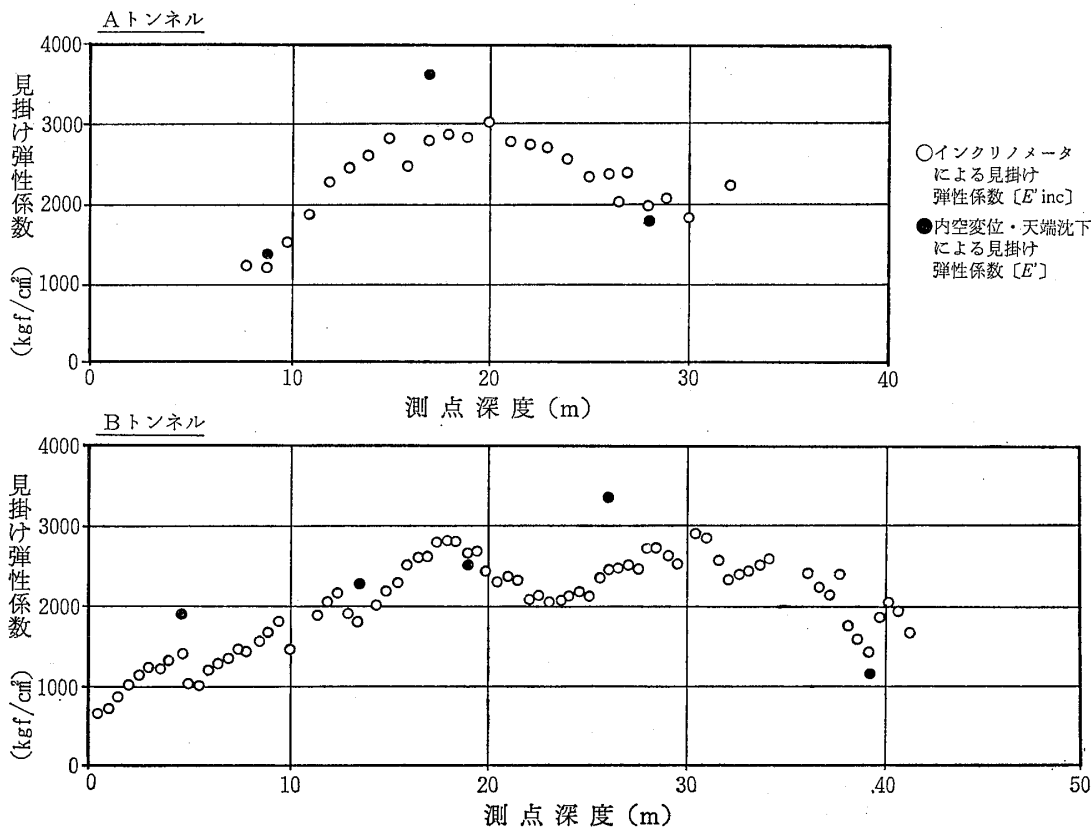


図-13 AトンネルおよびBトンネルにおける見掛け弾性係数

Fig. 13 Apparent Young's modulus from displacement by inclinometer at A tunnel and B tunnel

側圧係数 K_0 を1と仮定しても差支えないと判断される。これに対して、土被りが非常に薄く、トンネル上半のアーチ作用がとれないような場合、均等係数が非常に小さく流砂現象を発生するようなルーズな砂の場合、あるいは粘性土の場合などにおいては、 K_0 の値について別途検討する必要があると考えている。

そこで、(3)式において、 $K_0=1$ とすれば、(3)式は

$$E = \frac{2(1-\nu^2) \times \gamma z \times a}{U_V} \quad (10)$$

となる。したがって、インクリノメーターによる変位から計算によって求められた天端壁面の鉛直方向の全変位(U_{max})を(10)式の U_V とし、この変位から計算される見掛け弾性係数を E'_{inc} とすれば、(10)式は

$$E'_{inc} = \frac{2(1-\nu^2) \times \gamma z \times a}{U_{max}} \quad (11)$$

と表すことができる。

図-13は、AトンネルおよびBトンネルにおけるインクリノメーターによる計測変位から求められた全変位(U_{max})を用いて、(1)式において、 $\nu=0.40$ として、見掛け弾性係数(E'_{inc})を計算した結果をプロットしたものである。図中の黒丸●は、内空変位と天端沈下から求

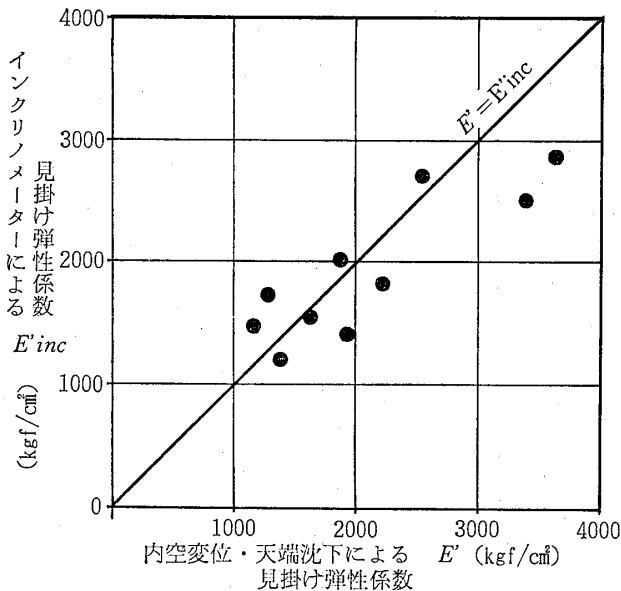


図-14 インクリノメーターによる変位から求めた見掛け弾性係数(E'_{inc})と内空変位、天端沈下から求めた見掛け弾性係数(E')との関係

Fig. 14 Relationship between apparent Young's modulus (E'_{inc}) from displacement by inclinometer and apparent Young's modulus(E') from convergence of the tunnel

めた見掛け弾性係数(E')である。

図-14は、A、B、Dの各トンネルにおいて得られたインクリノメーターによる見掛け弾性係数(E'_{inc})と、内空変位および天端沈下による見掛け弾性係数(E')との関係を示したものである。この図によれば、 $E' = E'_{inc}$ 線から大きく離れたものはなく、精度上問題のない範囲で一致しているとみることができる。ちなみに、試料数が10個ではあるが、原点を通る回帰直線を求めると、

$$E'_{inc} = 0.87E' \quad (n = 10)$$

となり、 E' が3000kgf/cm²以下の8試料については

$$E'_{inc} = 0.97E' \quad (n = 8)$$

となる。

5 インクリノメーターの計測による切羽前方の変形特性の推定

3章で述べたように、インクリノメーターの変位挙動は、地盤の変形特性と密接に関連している。このようなインクリノメーターの変位挙動に基づいて、切羽前方の

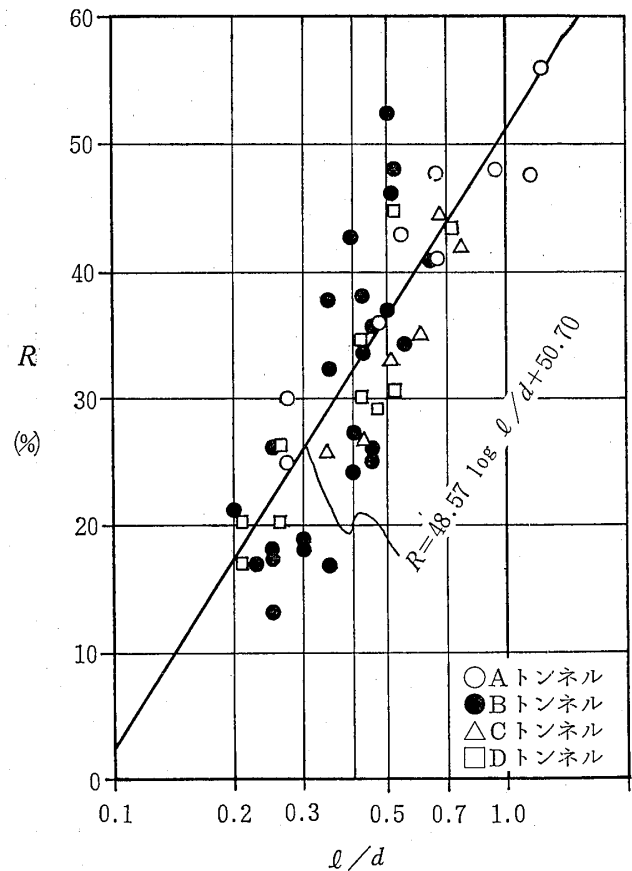


図-15 l/d と R との関係

Fig. 15 Relationship between l/d and R

表-2 A, B, C, Dトンネルにおけるインクリノメーターによる計測結果および全変位と見掛け弾性係数の推定値
 Table 2 Results of measurement by inclinometer and estimated values of overall displacement
 apparent Young's modulus

| トンネル名 | 先行変位 U_0 (mm) | 全変位 U_{max} (mm) | l/d | R (%) | 推定 R (%) | 推定全変位 U'_{max} (mm) | 見掛け弾性係数 E'_{inc} (kgf/cm ²) | 推定見掛け弾性係数 E''_{inc} (kgf/cm ²) |
|---|---|-----------------------|-------|------------|---------------|--------------------------|--|---|
| A $a=370$ cm $z=80$ m $P_0=18.4$ kgf/cm ² | 53.38 | 95.07 | 1.22 | 56.1 | 54.9 | 97.29 | 1200 | 1180 |
| | 27.25 | 63.54 | 0.54 | 42.9 | 37.7 | 72.31 | 1800 | 1580 |
| | 12.92 | 42.88 | 0.27 | 30.1 | 23.1 | 55.95 | 2670 | 2040 |
| | 15.10 | 41.98 | 0.47 | 36.0 | 34.8 | 45.00 | 2720 | 2540 |
| | 20.42 | 42.93 | 1.15 | 47.5 | 53.6 | 38.07 | 2660 | 3000 |
| | 23.83 | 49.69 | 0.95 | 47.9 | 49.6 | 48.00 | 2300 | 2380 |
| | 22.93 | 55.83 | 0.67 | 41.1 | 42.3 | 54.25 | 2050 | 2110 |
| | 25.30 | 53.96 | 0.61 | 47.7 | 40.3 | 44.59 | 2120 | 2540 |
| | 12.35 | 49.41 | 0.27 | 25.0 | 23.1 | 53.46 | 2320 | 2140 |
| | B $a=500$ cm $z=17$ m $P_0=3.06$ kgf/cm ² | 6.90 | 25.35 | 0.40 | 27.2 | 31.4 | 22.05 | 1010 |
| 6.45 | | 18.75 | 0.55 | 34.4 | 38.1 | 16.95 | 1370 | 1520 |
| 6.75 | | 16.50 | 0.65 | 40.9 | 41.6 | 16.20 | 1560 | 1590 |
| 6.45 | | 17.40 | 0.50 | 37.1 | 36.1 | 17.85 | 1470 | 1440 |
| 6.95 | | 13.05 | 0.35 | 37.9 | 28.6 | 13.65 | 1970 | 1880 |
| 2.55 | | 9.75 | 0.45 | 26.2 | 33.9 | 7.50 | 2640 | 3430 |
| 2.55 | | 10.20 | 0.45 | 25.0 | 33.9 | 7.50 | 2520 | 3430 |
| 2.55 | | 10.50 | 0.40 | 24.3 | 31.4 | 8.10 | 2450 | 3170 |
| 2.25 | | 12.00 | 0.30 | 18.8 | 25.3 | 8.85 | 2140 | 2900 |
| 2.10 | | 10.65 | 0.35 | 16.9 | 28.6 | 7.50 | 2410 | 3430 |
| 1.80 | | 9.75 | 0.30 | 18.5 | 25.3 | 7.05 | 2640 | 3650 |
| 1.35 | | 10.20 | 0.25 | 13.2 | 21.5 | 6.30 | 2520 | 4080 |
| 1.95 | | 11.10 | 0.25 | 17.6 | 21.5 | 9.15 | 2320 | 2810 |
| 1.80 | | 10.50 | 0.23 | 17.1 | 19.2 | 9.30 | 2450 | 2760 |
| 3.45 | | 10.65 | 0.35 | 32.4 | 28.6 | 12.15 | 2410 | 2120 |
| 4.80 | | 12.60 | 0.43 | 38.1 | 32.7 | 14.70 | 2040 | 1750 |
| 5.40 | | 16.05 | 0.43 | 33.6 | 32.7 | 16.50 | 2410 | 1560 |
| 4.80 | | 18.15 | 0.25 | 26.4 | 21.5 | 22.35 | 1420 | 1150 |
| 4.39 | | 20.60 | 0.20 | 21.3 | 16.8 | 26.11 | 1250 | 980 |
| 3.96 | | 22.18 | 0.25 | 17.8 | 21.5 | 18.48 | 1160 | 1390 |
| 10.29 | 24.11 | 0.40 | 42.7 | 31.4 | 32.71 | 1070 | 790 | |
| 8.79 | 24.59 | 0.45 | 35.8 | 33.9 | 25.93 | 1050 | 990 | |
| 12.92 | 24.62 | 0.50 | 52.5 | 36.1 | 35.72 | 1040 | 720 | |
| 10.97 | 20.67 | 0.51 | 46.1 | 36.5 | 30.05 | 1240 | 860 | |
| 8.02 | 16.70 | 0.52 | 48.0 | 36.9 | 21.71 | 1540 | 1180 | |
| C $a=495$ cm $z=15$ m $P_0=3.45$ kgf/cm ² | 3.43 | 10.56 | 0.51 | 32.7 | 36.5 | 9.37 | 2720 | 3060 |
| | 3.04 | 11.88 | 0.34 | 25.6 | 27.9 | 10.82 | 2420 | 2650 |
| | 4.49 | 17.03 | 0.43 | 26.6 | 32.9 | 13.60 | 1680 | 2110 |
| | 8.45 | 20.20 | 0.77 | 41.7 | 45.2 | 18.94 | 1420 | 1530 |
| | 9.37 | 21.12 | 0.68 | 44.4 | 42.6 | 17.16 | 1360 | 1670 |
| 6.86 | 19.80 | 0.60 | 34.9 | 39.9 | 13.07 | 1450 | 2200 | |
| D $a=480$ cm $z=16$ m $P_0=3.52$ kgf/cm ² | 2.44 | 11.99 | 0.26 | 20.3 | 22.3 | 11.00 | 2370 | 2580 |
| | 2.53 | 12.54 | 0.21 | 20.2 | 17.8 | 14.26 | 2260 | 1990 |
| | 2.26 | 13.33 | 0.21 | 17.0 | 17.8 | 12.74 | 2130 | 2230 |
| | 3.33 | 11.31 | 0.26 | 26.2 | 22.3 | 14.99 | 2510 | 1890 |
| | 3.28 | 10.71 | 0.42 | 30.1 | 32.4 | 10.08 | 2650 | 2820 |
| | 2.99 | 8.57 | 0.42 | 34.6 | 32.4 | 9.25 | 3310 | 3070 |
| | 0.98 | 3.36 | 0.47 | 29.2 | 34.8 | 2.80 | 8450 | 10140 |
| | 1.29 | 2.79 | 0.52 | 44.6 | 36.9 | 3.43 | 10170 | 8280 |
| | 1.81 | 5.89 | 0.52 | 30.6 | 36.9 | 5.29 | 4820 | 5370 |
| | 2.50 | 5.93 | 0.73 | 43.3 | 44.1 | 5.62 | 4790 | 5050 |

変形特性を切羽における変形特性との関連において考察しようとする場合、まず考えられるものは、切羽から変位曲線の変換点までの距離（変換点距離）と先行変位の全変位に対する比であろう。すなわち、変換点距離は、トンネル掘削によって切羽前方の地山に及ぼす影響の範囲を表すもので、その値が大きいほど変形しやすい地山と考えることができる。また、一般に、トンネルの直径が大きくなるに従って周辺地山のゆるみ領域も大きくなることを考えると、変換点距離が同じである場合、トンネル直径が大きいほど変形しにくい地山といえることができる。したがって、切羽前方の地山の変形特性を、変換点距離（ l ）とトンネル直径（ $d=2a$ ）の比（ l/d ）の関数とすることができる。一方、先行変位と全変位との比は、トンネル完成時に生じる変位に対するその測点に切羽が達したときの変位で、その比が大きいほど変形しやすいことを示しているものである。

そこで、先行変位の全変位に対する比を百分率で表したものを R とし、 R が l/d の対数に対して直線関係にあ

るとしてプロットすると、両者の関係は図-15に示す通りである。この図には、データ数を増すために、AおよびBトンネルと同様に、砂質地盤であるCトンネル（地質は中生代の風化した粘板岩）およびDトンネル（地質は大阪層群の砂礫層）において、インクリノメーターによって得られたデータを加えてある（表-2参照）。この結果によれば、 R と l/d の間には比較的良好な相関（相関係数： $r=0.832$ ）があり、つぎのように表すことができる。

$$R = 48.57 \log(l/d) + 50.70 \quad (12)$$

ただし、 $0.2 < l/d < 1.5$ ($15\% < R < 60\%$) とする。

(12)式におけるトンネルの直径 d は既知であり、変換点距離は、インクリノメーターによる変位計測データから求めることができる（図-8参照）。したがって、(12)式を用いることによって R を知ることができる。そして、

$$R = \frac{U_0}{U_{max}} \times 100 (\%) \quad (13)$$

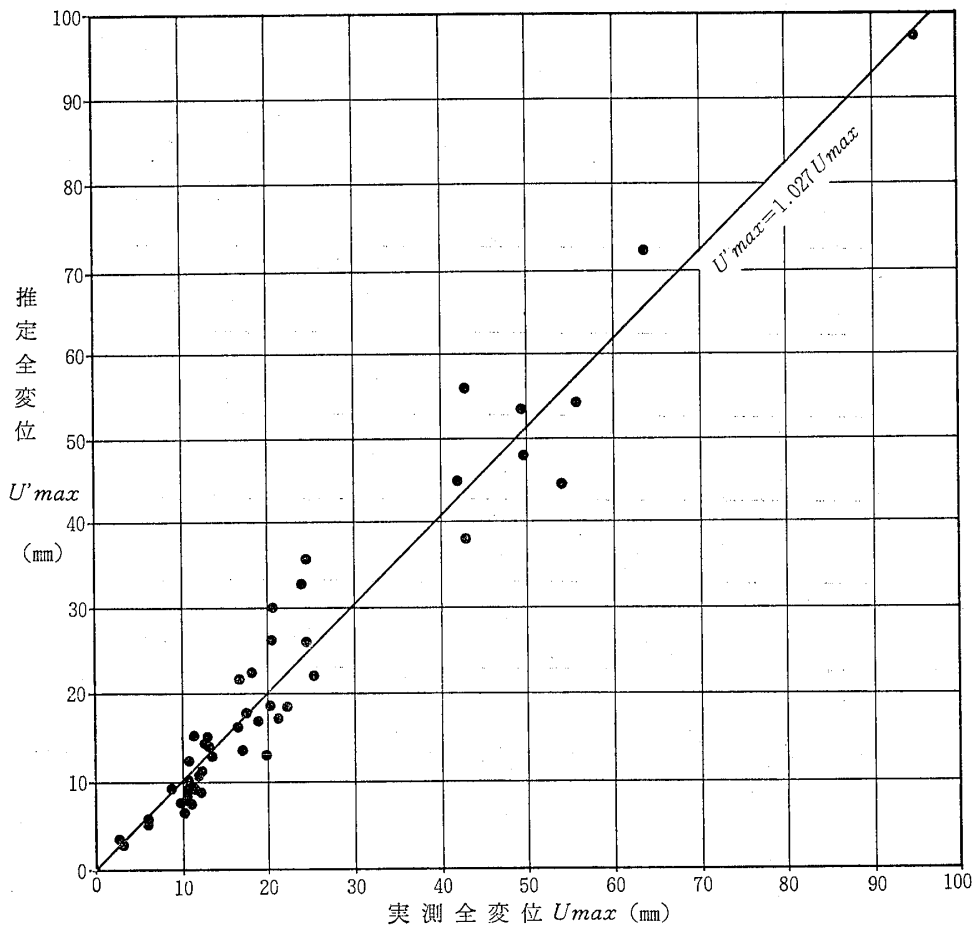


図-16 実測全変位（ U_{max} ）と推定全変位（ U'_{max} ）との比較

Fig. 16 Comparison between overall displacement (U_{max}) obtained by inclinometer and estimated overall displacement (U'_{max})

であり、トンネルの任意の測点における先行変位 U_0 は、その測点に切羽が到達した時点におけるインクリノメーターの計測値であるので、(12)式と(13)式によって、 l/d 値から全変位を推定することが可能になる。このようにして推定した全変位を U'_{max} と表し、(11)式の U_{max} の代わりに用いることによって、見掛け弾性係数 E''_{inc} を推定できることになる。すなわち、

$$E''_{inc} = \frac{2(1-\nu^2) \times \gamma z \times a}{U'_{max}} \quad (14)$$

である。

表-2には、A, B, C, Dそれぞれのトンネルにおける全変位および見掛け弾性係数について、インクリノメーターによる実測値から求めたものと、 l/d から推定したものとを比較して示してある。これらのうち、実測による全変位(U_{max})を横軸に、 l/d から推定した全変位(U'_{max})を縦軸にとってプロットすると、図-15に示

すようになる。実測全変位と推定全変位の関係の回帰直線を求めると、

$$U'_{max} = 1.045U_{max} - 0.635 \quad (15)$$

となる。ここに、 U'_{max} と U_{max} の間に相対的誤差がなければ、回帰係数 β は1に等しくならなければならない。そこで、 $H_0: \beta = 1$ の検定を行うと、

$$t_0 = 1.298 < 2.013 = t(48; 0.05)$$

で、有意とならないので相対的誤差は存在しないものとみなすことができる。また、系統的誤差がなければ、切片 α は0にならなければならない。そこで、 $H_0: \alpha = 0$ の検定を行うと、

$$t_0 = 0.655 < 2.013 = t(48; 0.05)$$

で、有意とならないので系統的誤差もないとみなすことができる。したがって原点を通る回帰直線を求めると、

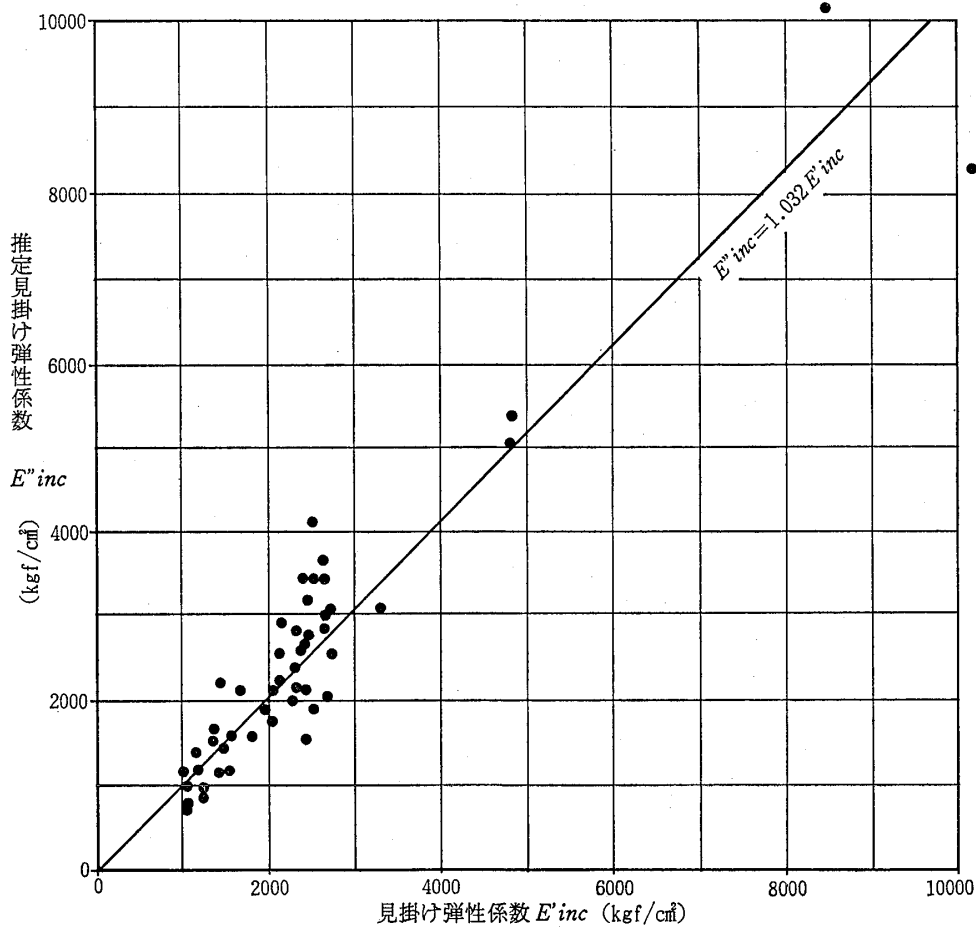


図-17 インクリノメーターによる変位から求めた見掛け弾性係数 (E'_{inc}) と推定した見掛け弾性係数 (E''_{inc}) との比較

Fig. 17 Comparison between apparent Young's modulus (E'_{inc}) from displacement by inclinometer and estimated apparent Young's modulus (E''_{inc})

$$U'_{max} = 1.027U_{max} \quad (16)$$

と表される。(16)式において、相対的誤差について、 $H_0: \beta = 1$ の検定を行うと、

$$t_0 = 1.253 < 2.012 = t(49; 0.05)$$

となり、相対的誤差はないものとみなすことができる。

上に述べたように、(12)式によって示された関係を用いて推定した全変位(U'_{max})と、実測によって求めた全変位(U_{max})との間には、統計的にみて、相対的誤差も系統的誤差も存在しないとみなすことができることは、(12)式に示すように、先行変位の全変位に対する比(R)が、変換点距離(l)とトンネル直径(d)の比(l/d)の対数値の一次関数として表すことの妥当性を示していることになる。

つぎに、トンネル周辺の地盤の性質という観点から、(11)式による見掛け弾性係数(E'_{inc})を横軸に、(14)式による推定見掛け弾性係数(E''_{inc})を縦軸にとってプロットすると、図-17のようになる。この場合も、全変位の場合と同じように、 E'_{inc} と E''_{inc} の間に、相対的誤差も系統的誤差も存在しないものとみなすことができ、原点を通る回帰直線は、

$$E''_{inc} = 1.02E'_{inc} \quad (17)$$

となる。(17)式において、相対的誤差について $H_0: \beta = 1$ の検定を行うと、

$$t_0 = 1.092 < 2.012 = t(49; 0.05)$$

となり、相対的誤差はないものとみなすことができる。

6 あとがき

この報文においては、トンネル天端の上部の地盤中において、水平あるいは水平に近い方向にインクリノメーターを挿入し計測することによって、トンネル縦断方向の連続的な変位を経時的に把握し、切羽前方の地山の弾性係数を推定する方法を述べた。この方法によって求められる弾性係数が、変位の実測値から解析された弾性係数と良好な対応を示すことを考慮すると、単なる推定方法というよりも予測方法といってもよいであろう。

ここに、インクリノメーターの計測結果から定義した変換点距離(l)とトンネル直径(d)との比(l/d)と R との間に、(12)式に示す関係が成立するとしている。この関係式を求めるために使用した試料は、砂質地盤におけるものであるが、表-2に記載してあるように、A, B,

C, Dの各トンネルの径や土被り高さに相違があるにもかかわらず、一定の関係が認められることは、地盤の固有な特性を示しているものと考えられる。しかしながら、地盤の基本的性質との関係は明らかではなく、ここで採用した砂質以外の地盤(たとえば粘土地盤)において適用もできるかどうか不明である。

いずれにしても、今後、砂質地盤のみならず、砂質以外の地盤についても、多くのデータを集積し検討を進めるとともに、力学的な理論づけを行う必要があると考えている。

参考文献

- 久武勝保, 伊藤富雄(1982): 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 p. 107~114
- 近藤達敏(1979): NATM 工法によるトンネル掘削における変位予測 応用地質調査事務所年報 No. 1 p. 229~236
- 近藤達敏, 岡部幸彦(1982): 内空変位の実測値に基づくトンネル地山のみかけ弾性係数の評価 土木学会第37回年次学術講演会講演概要集第3部 p. 323~324
- 桜井春輔(1970): 粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について 土木学会論文報告集 No. 181 p. 77~89
- 桜井春輔(1982): トンネル工事における変位計測結果の評価法 土木学会論文報告集 No. 317 p. 93~100
- 桜井春輔, 武内邦文(1983): トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法 土木学会論文報告集 No. 337 p. 137~145
- 都市 NATM ワーキンググループ(1985): 都市トンネルにおける NATM の適用に関する研究について 土木学会関西支部
- 横山章, 藤森房司, 寺戸幸雄, 木村宏(1983): 土被りの薄い未固結地山における切羽及び切羽前方の劣化の予測に関する研究 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 p. 180~183
- 横山章, 高測昭雄(1984): 上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 p. 79~88

