

和泉層岩盤の巨視的変形特性と異方性

DEFORMABILITY AND ANISOTROPY OF THE DECOMPOSED ROCK
—IZUMI FORMATION

畠 昭治郎*・谷 本 親 伯**・木 村 宏***

By Shojiro HATA, Chikaosa TANIMOTO and Koh KIMURA

1. はじめに

広範囲にわたる岩盤を基礎とする大規模構造物の設計においては、マスとしての岩盤の工学的特性を的確に判定し、構造物の変形や基礎の変位を算定することは非常に重要であるが、一方きわめて難しいことも周知のとおりである。岩盤の変形性は、岩石コアの変形挙動と岩盤内の不連続面における変形挙動の和として考えられるが、後者による変形が一般に大きい。この岩盤の変形特性、すなわち変形係数を求める方法として現在よく用いられているのは、試掘用の横坑や立坑を利用したジャッキ試験、ボーリング孔を利用した孔内載荷試験などである。いずれも均質等方状態を前提として実施されるものであるが、最近では多くの不連続面を有する岩盤についても応用されることが多い。一方、これらの試験により得られる結果は、対象とする岩盤の領域に比し、きわめて狭く、いわば、一点における載荷試験を実施していることから、局所的な条件の影響を大きく受けることも知られている。現状では、このような原位置岩盤試験により変形係数を決定し、設計に用いることを余儀なくされていることが多い。この試験結果の解釈については、統一的な判断を下すことは、きわめて難しい課題である。これに対し、著者らは、大規模構造物の基礎、長大斜面やトンネルの掘削に際し、広範囲にわたる周辺の地盤を対象として比較的安価で簡便な変位計測を実施し、工事の規模に対応して地盤が実際に示す変形挙動から、目的に合致した変形特性を把握することによって、設計計算の妥当性の確認あるいは施工管理にフィードバックすることを提案したい。すなわち、荷重条件はかなり複雑となるが、掘削により生ずる地盤内の応力変化を実規模での

荷重試験とみなし、実際の変形挙動から適当な変形係数を見出し、活用しようというものである。地下発電所用の大きな空洞などの大規模な岩盤掘削に際しては、系統的な岩盤計測がかなり実施されているが、1976年から78年にわたり、比較的一般的な規模の工事に対応すると考えられる大鳴門橋架橋地点の和泉層の変形挙動について、いくつかの現場測定を実施し、岩盤を巨視的に弾性体と仮定することによって平板載荷試験および孔内載荷試験（等圧力載荷方式）の結果と比較検討した。また、和泉層の変形に対する異方性についても現場計測により得られた数値に基づき解析を行い、特に一般のトンネル工事における地山の異方的な変形挙動を解釈する方法を提案した。

2. 試験地点の概況と地質条件

試験対象は、鳴門海峡に架設される全長1729mの大鳴門橋の両側に分布する和泉層岩盤で、鳴門側においてはアンカレッジ設置部分の調査横坑（幅2m、高さ2m）にて平板載荷試験および孔内載荷試験を、アンカレッジおよびピア工事用の亀浦トンネル（掘削断面85m²）上半掘進時にトンネルの内外部より変位計測および弾性波探査を実施した。また、これと1800m離れて対峙する淡路側の側塔2Pの多柱式基礎用の立坑（掘削径3.6m）にて同じく変位計測、弾性波探査および孔内載荷試験を実施した。

(1) 地質条件

試験地点を含む地域の基礎岩盤は、中生代白亜紀に生成された、小断層や節理の著しく発達した和泉層から成り、砂岩・頁岩およびこれらの互層から成っている。各層の厚さは10～50cmの薄いものが多く、その走向はNE-SW方向で、SE方向にほぼ45度傾斜した単斜構造を示す。全般に、淡路側の方が砂岩層の層厚や亀裂間

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 京都大学講師 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 日本鉄道建設公団

隔が大きく、鳴門側に比べて若干良好な地質状況にあると考えられる。しかしながら、基礎地盤として和泉層を考える場合、砂岩よりも強度や支持力の低い頁岩層および互層帯の挙動が全体の安定度を決定する因子となるものと考えられるが、サンプリングに困難があり、これを分離してその材料特性を調査することはできなかった。

本文中で取り扱う岩区分は、表-1¹⁾ のようであり、試験対象地区より採取された試料について行った岩石試験結果は平均して次のとおりである。

見掛比重：砂岩 2.59, 頁岩 2.56, 超音波伝播速度 (P 波)：B 級砂岩 4.7 km/s, B 級頁岩 4.0 km/s, 静弾性係数 (初期接線)：B 級砂岩 $5.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($5.2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$), B 級頁岩 $3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($3.2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$), ポアソン比：B 級砂岩 0.2, B 級頁岩 0.3, 一軸圧縮強度：B 級砂岩 1280 kg/cm^2 ($1.25 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$), B 級頁岩 620 kg/cm^2 ($6.1 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$).

(2) 亀浦トンネル

工事中の運搬用として設けられるトンネルで、鳴門側アンカレッジより 200 m 南方に位置し、全長 135 m, 上部半断面先進工法により西側坑口を起点として掘削され、上半断面はほぼ半径 5 m の半円形である。付近の地質平面図および地質縦断面図を図-1 および図-2 に示す。なお、図表中の ss, sh および alt なる表示は、それぞれ砂岩, 頁岩およびそれらの互層を示す。トンネル中央部の被りがほぼ 32~45 m の部分を主なる対象として変形特性を調査した。

(3) 調査横坑

鳴門側アンカレッジ部分に水平に掘削され、

その長さは 50 m である。掘削に先立ち、掘削断面の中央部に 50 m 長の水平ボーリング (φ66 mm) を行い、コア採取と孔内載荷試験を実施した。平板載荷試験は、この横坑の側壁を利用し、60 cm 径の円形載荷板 2 枚を一組にして、両側に押しつけ、互いに反力を取り合う方

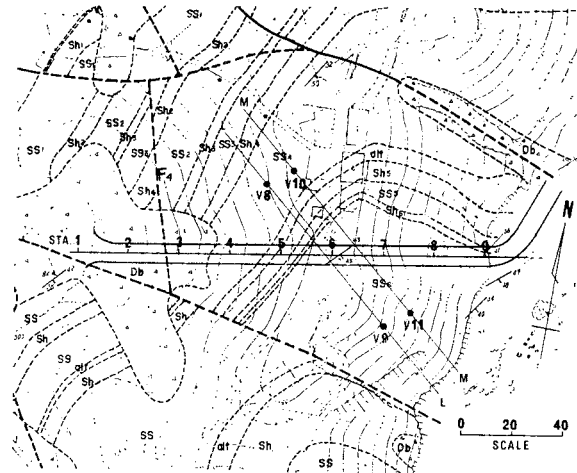


図-1 亀浦トンネル地質平面図

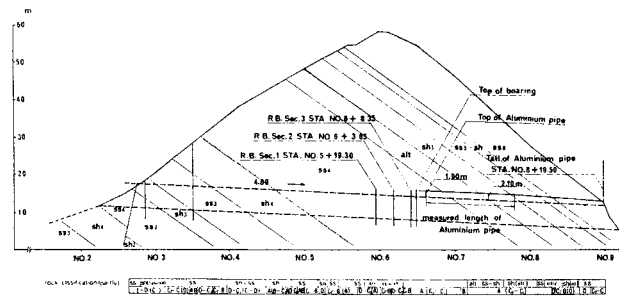
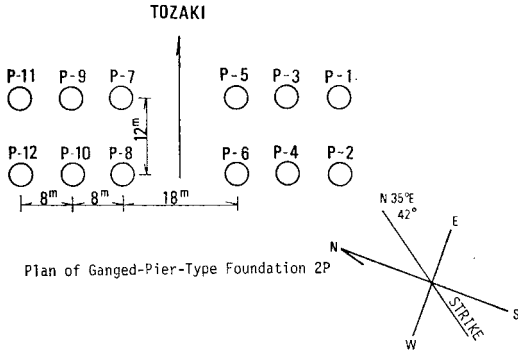


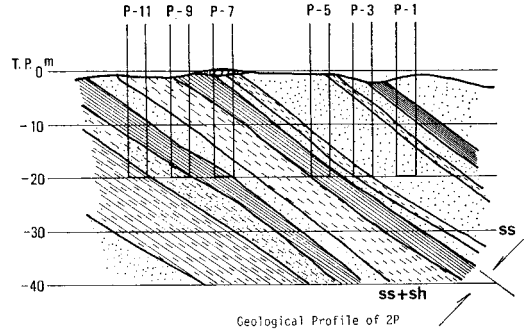
図-2 亀浦トンネル縦断面図

表-1 ボーリングコア観察による岩区分 (越智らによる¹⁾)

岩区分	風化・変質・変色・硬軟・亀裂の状態その他	コアの形状および採取率 (%)	最大コア長 (cm)	1m 当たり亀裂数
A	新鮮・緻密で堅硬。亀裂は密着または方解石膜により充填される。	棒状 100	20 以上	10 以下
A'	ほぼ新鮮で緻密, 堅硬。亀裂はAよりやや多く亀裂面に沿って少し酸化する。	棒状~短柱状 100	15~30	8~15
B	岩質は緻密で堅硬だが亀裂の発達著しく, 亀裂面の酸化やや顕著となる。亀裂面に沿って少し変質し褐色味を帯びる。	短柱状~疎状 ほぼ 100	5~30	15~25
B'	岩質は緻密, 堅硬だが亀裂の発達著しく, 亀裂面の酸化や面に沿って風化変質が著しく褐色を呈する。	短柱状~疎状 ほぼ 100	5~30	20~30
C	岩質は硬いが亀裂の発達が著しく, わずかな衝撃で細疎状に分断される。亀裂面の酸化はやや弱い, 時にわずく粘土をはさむ。	疎状 60 以上	5~15	30 以上
C'	岩質は硬いが亀裂の発達著しく, 細疎状となりやすい。亀裂面に粘土の挟在が多くなってくる。亀裂の発達著しく岩質はやや脆くなる。部分的に短柱状のコアとなるが亀裂面に沿って風化が進み, 多くが粘土を挟在する。	疎状~細疎状 60 以上 疎状~細疎状 一部短柱状 60 以上	5~15	30 以上
D	全般に風化を受け, 亀裂の発達が著しく亀裂面は分離しているものがほとんどで局部的に粘土化が強い。	疎状~細疎状 (粘土まじり) 60 以下	10 以下	30 以上
E	コア採取率が著しく低く, 地盤状況が確実に把握できない (おそらくは風化粘土化帯)。	疎状以下 著しく低い	10 以下	30 以上



図—3 大鳴門橋 2P 多柱基礎配置図



図—4 大鳴門橋 2P 多柱基礎地質構造

法を採用し、最大載荷荷重は 150 tf (1.47 × 10³ kN) である。坑内 8 か所にて平板載荷試験を実施したが、いずれの地点においても、わずか 0.28 m² の載荷領域に均一な岩盤状態が得られず、異なる岩区分の岩盤を同時に載荷している。この点だけを取り上げても、試験の規模に応じてその結果が相当異なることが予想される。

(4) 淡路側側塔多柱基礎

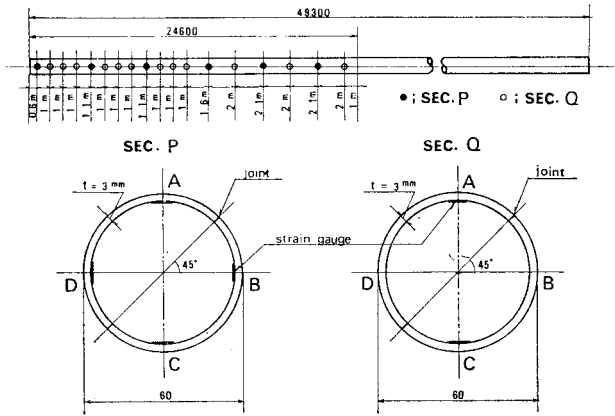
側塔 2P は、直径 3.6 m の柱 12 本から構成される多柱式基礎を有するもので、その配置と地質構造との関係を示したものが、図—3 および図—4 である。各柱の最短間隔は、中心軸間で 8 m、壁面間で 4.4 m となり、掘削径の 1.22 倍という非常に接近して掘削される状態にあり、変形挙動とともに各柱掘削時の周辺地盤のゆるみの重なり合いが及ぼす影響が懸念された。この地点での多柱基礎掘削作業には、大口径ボーリング機 (三菱・ヒューズシャフトボーリングマシン MD-360) が採用され、平均掘削速度は、0.186 m/h であった。なお、多柱基礎の岩盤中への根入れ長さは約 20 m である。

3. トンネルおよび多柱基礎周辺岩盤の変形測定

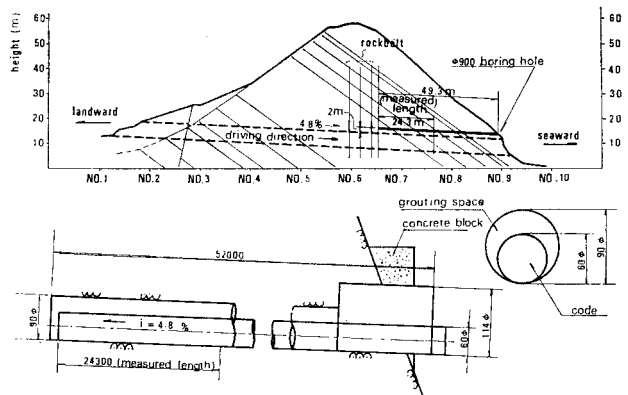
(1) 亀浦トンネルにおける測定方法及び結果

トンネル中央部すなわち 図—2 中の STA. No. 6~7 の岩盤を対象とし、掘削前後の切羽周辺の岩盤の変位を測定した。すなわち、No. 9 地点のトンネル坑口 (東側) より掘削前にトンネル頂部の 2 m 上方の位置に長さ 50 m の水平ボーリング (φ 90 mm) を行い、その内部に 図—5 に示すように外径 60 mm のアルミパイプの内側 48 か所にひずみゲージを貼付した変位計を設置した。

その取付けの詳細を、図—6 に示す。この変位計を便宜上、著者らの頭文字をとって、HT 式変位計とよぶことにする。ボーリング孔内に設置された HT 式変位計の内外部の空間を完全にグラウト充填すれば、岩盤の変位と変位計の各部分の変形は 1 対 1 に対応することになる。そこで、岩盤を均質等方性材料とみなす場合、HT 式変位計にて測定されたひずみ量から変位を算出するには、ある区間 l で曲率を一定と仮定し、次式を用いる。



図—5 アルミニウムパイプを使用した HT 式変位計



図—6 HT 式変位計取付図

$$u = \frac{l^2}{2D_p} (\epsilon_C - \epsilon_A) \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 u は、区間 l の両端の相対変位で、掘削された空洞に向かう変位を正值とする。 l は、パイプ軸方向のひずみゲージの貼付間隔、 D_p は、アルミパイプの内径である。 ϵ_A および ϵ_C は、図-5 に示すような配置で貼付したひずみゲージのA点およびC点より検出したひずみ量でC点の方がトンネル壁面に近いものとする。各区間にて、 u を算出し、固定点とみなせる区間から順次累計して所要の点の絶対変位量を算出する。

さて、この HT 式変位計による測定と並行し、トンネル切羽付近にて、切羽の進行に伴うトンネル断面の形状変化を図-7 に示す 10 個の測点間の距離の変化としてずい道スケールにて測定した（一般に、コンバージェンス測定とよぶ）。ずい道スケールは、各測点間にスチールテープを一定の張力下で設置し、一端の測点に固定した目盛付プーリーにて 1/20 の精度で距離を読み取るものである。測定時以外は、固定ピンを残し簡単に取り外せる仕組みになっている。

このように検出機構の異なる方法にて切羽周辺の岩盤の変位を比較した。

岩区分 A'~B に相当する区間について得られた HT 式変位計による結果は、図-8 に示すとおりで、クラウンより 2m 上方の点の最終変位量は、1.45 cm である。また、トンネル断面形状の変化は、切羽面での形状を初期値として、0.9m の進行ごとにコンバージェンス（断面縮小量）を測定した。基準点を STA. No. 5 + 19.30 m（断面 1）および No. 6 + 8.35 m（断面 2）に設定し、その結果は、図-9 に示す四角記号および丸記号にて示すようである。なお、断面 1 および 2 の地質は、それぞれ岩区分 B'~C' および A'~B に相当する。また、コンバージェンスの測定により得られる切羽面を基準とした場合のクラウンの最終沈下量は、それぞれの断面に対し、2.54 cm、1.03 cm であった。

(2) 亀浦トンネルに対する解析

測定により得られた変位量から変形係数を算出するには、荷重条件をまず決定しなければならない。これに関し、実際の設計において問題となるのは、初期応力状態の設定である。地下発電所のようにかなり良好な岩盤を対象とする工事においては、オーバーコリング方式による初期応力測定が成功しているようであるが、不連続面の多い岩盤において直接的に初期応力測定を実施し、満足できる結果を得た例はまだ報告されていない。

荷重条件、変位および変形係数の 3 者の関係を用いて、いずれか一つの因子を決定するためには、他の 2 つが既知でなければならないことはいまでもない。平板載荷試験や孔内載荷試験ではこの 2 つを既知とできるが、載荷領域があまりにも局所的で全体の挙動を推定するもう一つ新たな因子を導入せねばならない。

和泉層の場合は、被りが薄いこともあり、造山活動に伴う残留応力が存在しているとは思われないので、鉛直

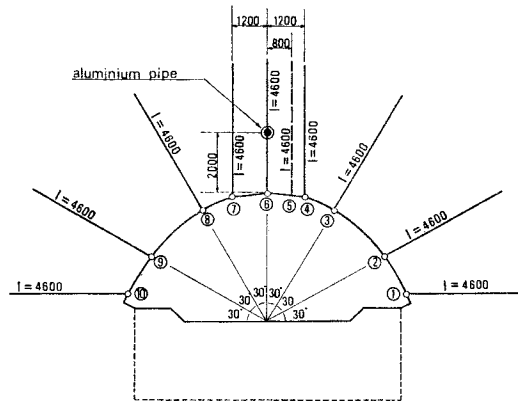


図-7 トンネル断面、HT 式変位計位置およびコンバージェンス測定点の配置

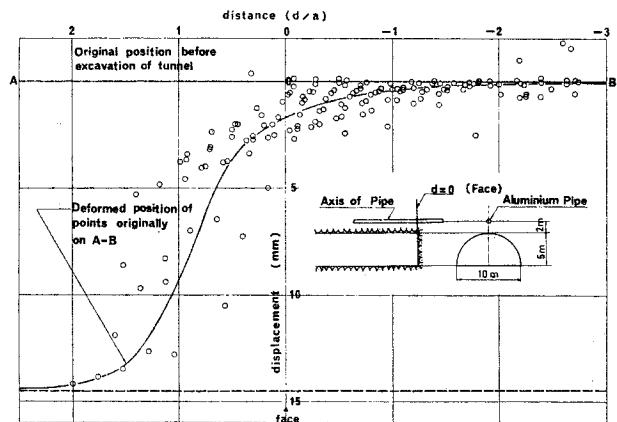


図-8 HT 式変位計による測定結果

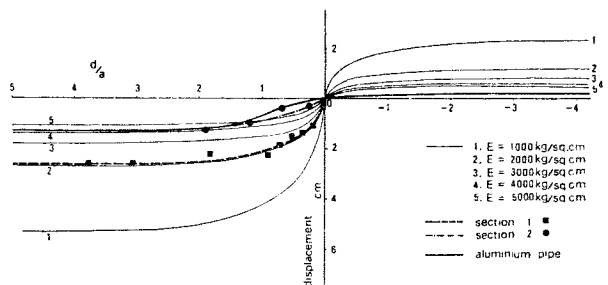


図-9 コンバージェンスによる壁面変位測定結果と解析値との比較（アルミニウムパイプはクラウンより 2m 上部の変位に対応）

方向には、被り厚から求めた上載荷重を想定し、これに対応する水平方向の荷重として、ポアソン比 0.33 の場合に相当する被り圧の 1/2 を仮定した。

得られた変位の実測値と解析上仮定した弾性係数 $E = 1000 \text{ kg/cm}^2 (10^3 \text{ kN/m}^2)$ 、ポアソン比 $\nu = 1/3$ の場合の解析値との比から実際の変形係数を推定した。解析モデルとして次の 3 つを考えた。

a) モデル A (解析解によるもの)

岩盤を等方弾性体と仮定すれば、図-10 に示すような 2 次元一様応力状態では、半径 a なる円孔周辺の変位 (水平変位 x 、鉛直変位 y) は、初期応力状態を考慮に入ると次式で表わされる (この式の誘導は末尾に付録として示す)。

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{(1+\nu)a}{2E} \left\{ (p_v + p_h) \cos \theta \right. \\ &\quad \left. - (3-4\nu)(p_v - p_h) \cos 3\theta \right\} \\ y &= \frac{(1+\nu)a}{2E} \left\{ (p_v + p_h) \sin \theta \right. \\ &\quad \left. - (3-4\nu)(p_v - p_h) \sin 3\theta \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

ここに、 E : 弾性係数、 ν : ポアソン比、 p_v および p_h : 鉛直および水平方向の初期応力である。

p_v に相当する被り圧は、トンネル中央部における平均被り高さ 38.5 m と単位体積重量 2.6 $\text{tf/m}^3 (25.5 \text{ kN/m}^3)$ から 100.1 $\text{tf/m}^2 (9.81 \times 10^4 \text{ kN/m}^2)$ となり、 $p_v = 10 \text{ kgf/cm}^2 (980 \text{ kN/m}^2)$ を採用する。そこで、 $E = 10^3 \text{ kgf/cm}^2 (9.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\nu = 1/3$ 、 $p_v = 2 p_h = 10 \text{ kgf/cm}^2 (980 \text{ kN/m}^2)$ 、 $a = 5 \text{ m}$ として、円孔周辺の変位を求めると、トンネル頂部 ($r = a$) および HT 型変位計埋設位置 ($r = 1.4 a$) での鉛直変位量はそれぞれ 8.89 cm および 7.51 cm となる。

b) モデル B

一様な応力場に開削された円形トンネルの切羽周辺の変位状態を FEM 軸対称モデルにより計算する。

$E = 10^3 \text{ kgf/cm}^2 (9.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\nu = 1/3$ 、 $p_v = p_h = 10 \text{ kgf/cm}^2 (980 \text{ kN/m}^2)$ 、 $a = 5 \text{ m}$ の場合の計算結果は、図-11 に示すとおりである。なお、 d は切羽面の位置を基準としたトンネル進行方向の距離を示す (以下同様)。

c) モデル C

半円形トンネルの切羽周辺の変位状態を FEM 3 次元モデルについて計算する。

$E = 10^3 \text{ kgf/cm}^2 (9.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\nu = 1/3$ 、 $p_v = 2 p_h = 10 \text{ kgf/cm}^2 (980 \text{ kN/m}^2)$ 、 $a = 5 \text{ m}$ の場合の結果は、図-12 に示すとおりである。また、初期状態から最終状態までの変位を $(u)_{\max}$ とし、切羽位置 ($d=0$) から最終状態までの変位を $(u)_{d=0}$ とすれば、

$r = a$ に対し、 $(u)_{\max} = 7.8 \text{ cm}$ 、 $(u)_{d=0} = 5.6 \text{ cm}$

$r = 1.4 a$ に対し、 $(u)_{\max} = 6.0 \text{ cm}$ 、 $(u)_{d=0} = 4.0 \text{ cm}$

である。

(3) 2P 多柱基礎における測定方法と結果

大鳴門橋側塔 2P 多柱基礎 No. 5 の周辺にて、3 項目の現場測定を行った。すなわち、孔間弾性波速度測定、多柱基礎岩盤変形測定および孔内載荷試験である。

計測は、図-13 に示すように配置された長さ 20 m の 6 本のボーリング孔を利用し、No. 1, 2 および 6 孔を利用して孔間弾性波速度測定を、また、大口径ボーリング

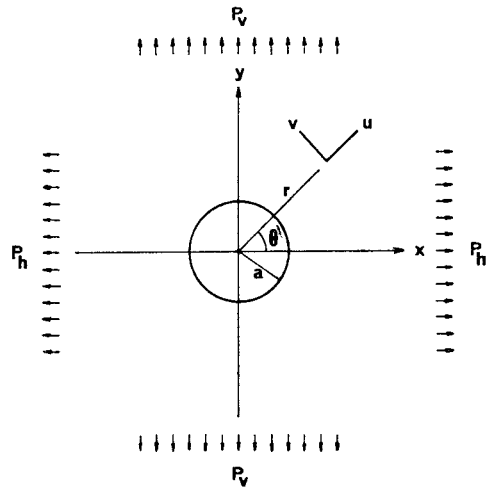


図-10 円形空洞周辺変位解析説明図

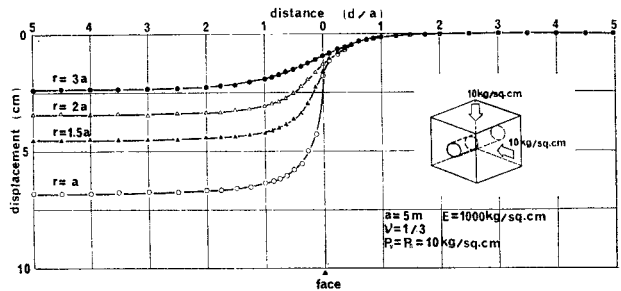


図-11 FEM 軸対称モデルによる円形空洞周辺変位解析結果

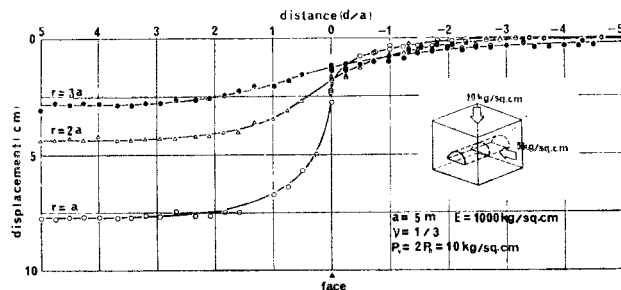


図-12 FEM 3 次元モデルによる半円形空洞周辺変位解析結果

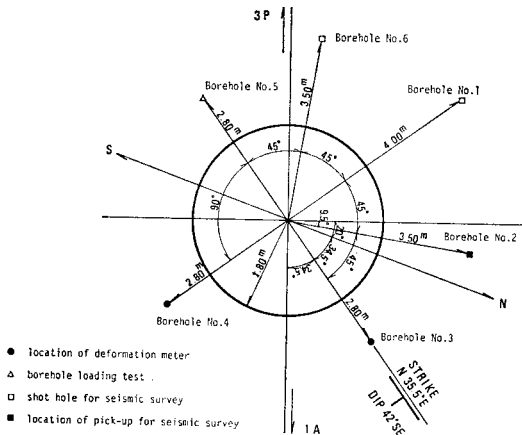
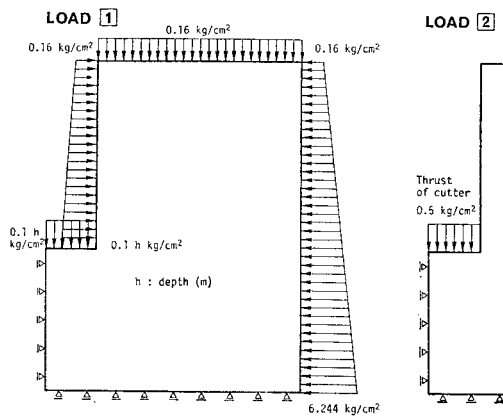


図-13 調査地点の走行・傾斜と測定点



Loading Condition

CASE	Position of Face TP. (m)	LOAD	CASE	Position of Face TP. (m)	LOAD
1	-10.00	①	6	-10.00	①+②
2	-13.00	①	7	-13.00	①+②
3	-15.00	①	8	-15.00	①+②
4	-17.00	①	9	-17.00	①+②
5	-20.00	①	10	-20.00	①+②

図-14 有限要素解析荷重条件

坑の壁面より 1 m 内部に配置された No. 3 および 4 孔に HT 式変位計を埋設し、多柱基礎岩盤の変形測定を、さらに No. 5 孔を利用して孔内荷重試験を実施した。この場合の HT 式変位計は、外径 100 mm、肉厚 5 mm、長さ 5 m のアルミパイプを組み立て、全長 20 m としたものである。ひずみゲージの貼付間隔は 1 m である。また、HT 式変位計では、1 ゲージ 3 導線法を採用し温度変化による影響を除いている。記録は、デジタルひずみ測定機（共和電業製 SD-500 A 型、2 台）を使用して、自動記録とした。

一方、FEM により、岩盤を弾性体とみなし、図-14

に示す荷重条件のもとで変位を計算した。大口径ボーリングマシンの推力 (50 tf (490 kN)) は、岩盤の変位には、ほとんど影響していないことがわかった。E=1000 kgf/cm² (9.8×10⁴ kN/m²)、ν=0.3、単位体積重量 2.6 tf/m³ (25.5 kN/m³) として計算した CASE-1~5 の結果に基づき、E=10³ kgf/cm² (9.8×10⁴ kN/m²)、1250 kgf/cm² (1.23×10⁵ kN/m²)、1670 kgf/cm² (1.64×10⁵ kN/m²)、2500 kgf/cm² (45×10⁵ kN/m²) および 5000 kgf/cm² (4.9×10⁵ kN/m²) に対応する変位曲線を描いたものが、図-15 (a)~(d) である。この図に、測定により得られた切羽周辺の変位をプロットすると図中の黒丸印となる。

4. 巨視的変形特性に対する考察

土木学会基準²⁾に従って得られた平板荷重試験結果は、表-2 に示すようである。載荷板の大きさは 60 cm 径であるが、16 か所に現われた地質は、同一載荷面内においてもほとんどの試験箇所でも 2 つ以上の異なる岩区分の地質を含み、「ひびわれ互層岩盤」における荷重試験

表-2 平板荷重試験結果

(in ×9.8×10⁵ kN/m²)

Site No.	Classification	1st cycle (50~500 kN)			1st & 2nd cycle (50~100 kN)		
		D	E _i	E _s	D	E _i	E _s
1	A _{ss} +C _{sh}	0.45	0.395	0.303	0.463	0.51	0.852
2	A _{ss} +C _{sh}	0.28	0.219	0.208	0.315	0.315	0.781
3	A _{ss}	0.471	0.525	0.606	0.463	0.502	0.781
4	A _{ss} +B _{ss} +C _{sh}	0.384	0.375	0.416	0.390	0.406	0.562
5	C _{alt}	0.414	0.370	0.351	0.463	0.493	0.740
6	C _{alt}	0.414	0.429	0.444	0.463	0.417	0.937
7	D _{sh} +C _{ss}	0.207	0.187	0.175	0.308	0.200	0.352
8	D'-E _{sh}	0.152	0.161	0.312	0.206	0.174	0.293
9	A _{sh}	0.414	0.375	0.395	0.617	0.449	0.827
10	B'-C _{sh}	0.357	0.340	0.329	0.569	0.477	0.879
11	A'-C _{sh}	1.036	0.449	0.455	0.529	0.529	0.879
12	C'-D _{sh}	0.121	0.106	0.090	0.137	0.129	0.227
13	C-D _{sh}	0.518	0.477	0.555	0.529	0.529	0.879
14	A'+B+C+E _{sh}	0.115	0.142	0.128	0.116	0.142	0.201
15	A-A _{sh} '	0.296	0.221	0.215	0.352	0.348	0.562
16	A'-B _{sh}	2.072	1.003	1.211	1.480	1.973	2.343

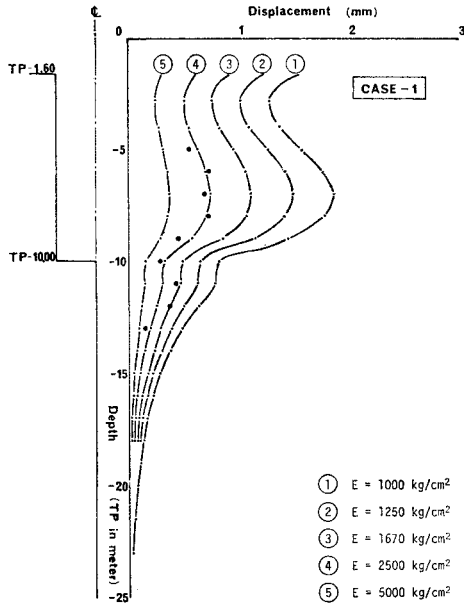
備考：たとえば、A_{ss}、C_{sh}、B_{alt} はそれぞれ A 級砂岩、C 級頁岩および B 級互層を示す。+ は載荷面に何種類かの地質が認められた場合、A-B は A~B 級岩盤を示す。

表-3 各岩盤試験による変形係数

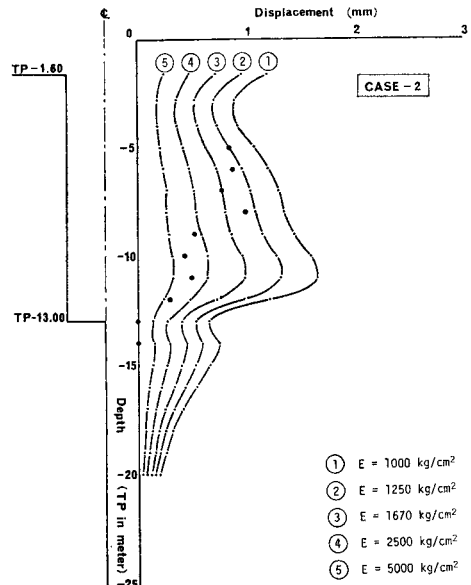
(in ×9.8×10⁴ kN/m²)

Classification	D	E _s	E _{sp}	E _m
A	5.40	8.04	7.97	5.48~4.80
A'	3.52	5.62	6.53	
B	—	—	7.45	
B'	—	—	3.47	(3.45)
C	4.56	8.04	2.40	2.71~2.24
C'	3.25	4.68	1.84	
D	1.61	2.47	1.95	

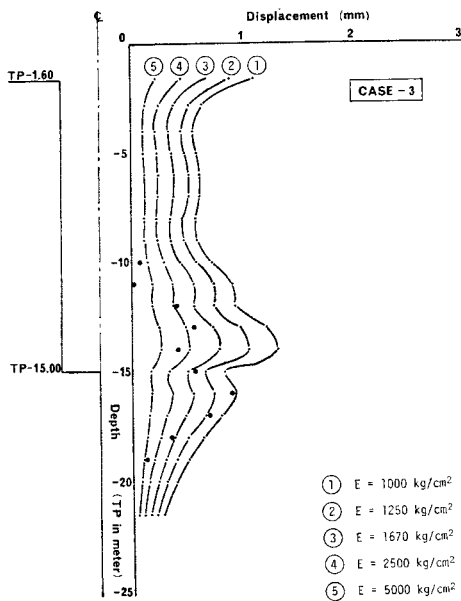
備考) D: 平板荷重試験による変形係数
 E_s: 平板荷重試験による接線弾性係数
 E_{sp}: 孔内荷重試験による変形係数
 E_m: HT 式変位計およびコンバージェンス測定による変形係数



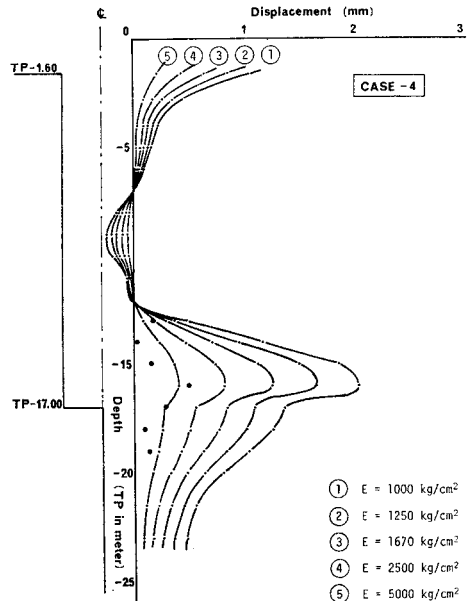
(a) Case-1 における解析解と実測値との対比



(b) Case-2 における解析解と実測値との対比



(c) Case-3 における解析解と実測値との対比



(d) Case-4 における解析解と実測値との対比

図-15 大口径ボーリング機により掘削された立坑周辺の変位状態 (トンネル中心に向かう方向を正とする)

の困難さを認める。さらに、載荷面における各地質の占有率を考慮して各岩区分に対応する変形係数を求めると、表-3 の D 欄に示す結果を得た。岩区分と平板載荷試験による変形係数との間に良好な相関関係を認めることは困難である。

亀浦トンネルについては、図-9 に数値解析による結果が細線で、HT 式変位計による結果が太線で、さらに岩区分 A'~B および B'~C' に相当する岩盤における

コンバージェンスから算出したクラウン部の沈下量が黒丸印および黒四角印で示されている。各岩区分とも切羽からの距離に応じて数値解析結果とほとんど同じ傾向の変位状態を示している。そこで、測定された変位量と前出のモデル C として求められた $E=1000 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$) に相当する FEM 数値解析結果の変位との比率から巨視的な変形係数 (E_m) を求めてみると、次のような値を得る。

i) 岩区分 A'~B に対して、
水平アルミパイプ変位計 ($r=1.4a$) によれば、

$$E_m = (6.0/1.45) \times 1000 \\ = 4138 \text{ kgf/cm}^2 (4.055 \times 10^5 \text{ kN/m}^2) \text{ となり、}$$

コンバージェンス ($r=a$) によれば、

$$E_m = (5.6/1.03) \times 1000 \\ = 5436 \text{ kgf/cm}^2 (5.327 \times 10^5 \text{ kN/m}^2) \text{ となる。}$$

平均値をとれば、

$$E_m = 4790 \text{ kgf/cm}^2 (4.69 \times 10^5 \text{ kN/m}^2) \text{ を得る。}$$

ii) 岩区分 B'~C' に対して、

コンバージェンス ($r=a$) によれば、

$$E_m = (5.6/2.5) \times 1000 \\ = 2240 \text{ kgf/cm}^2 (2.20 \times 10^5 \text{ kN/m}^2) \text{ となる。}$$

一方、多柱基礎での HT 式変位測定からは、表-4 に示す結果が得られ、巨視的変形係数と岩区分を対応させると、A'~B 級砂岩層および、C' 級互層帯に対して、 $E_m=5480 \text{ kgf/cm}^2 (5.37 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$ および $2700 \text{ kgf/cm}^2 (2.65 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$ となる。

孔内載荷試験は、土質地盤においては、杭の横抵抗の設計に利用されるなど、その方法がある程度確立したものになっているが、岩盤を対象とする場合はいまだに解明されていない点がいくつか残されている。特に、地盤を連続な弾性体と仮定して解析を行っているの、ひび割れを数多く含む岩盤に適用する場合には、測定結果に及ぼすひび割れ等の不連続面の影響の評価が重要な問題となる。また、孔内載荷試験で得られた変形係数や弾性係数と他の試験方法で得られたそれらの定数との相関関係について、実測値に基づく検討がいくつかなされているが、現在のところ十分に解明されているとはいえない。亀裂を含まない人工地盤において実施した孔内載荷試験は、材料試験から得られた弾性係数とほぼ同じ値を示すことが著者により確認されている³⁾。

しかしながら、孔内載荷試験は、他の試験方法のほとんどのものが、多大の経費と長時間の準備および試験時間が必要であるうえ、地表面とか空洞壁面とかの比較的大きなスペースの自由表面上での試験しか実施できないという欠点に対し、現場で簡単に実施することができ、困難な地形的・地質的条件下で、人間が近づきにくい地点、たとえば、水面下の岩盤、大規模な断層・破砕帯、あるいは長大トンネルで経験するようにその延長上で著しく変化する地盤においても実施できる利点から、最近では多く用いられるようになってきている。

試験対象地点から得られた孔内載荷試験による変形係数 (E_{sp}) および変位測定によるもの (E_m) を各区分に対応させて表示したのが、表-3 の E_{sp} および E_m 欄に示す値である。 E_{sp} および E_m は岩区分とかなりよい相関性を示しているが、 E_{sp} は A'~B 級の岩盤に対し、高い値を示し、C~D 級に対する相違もそれほど明らかではない。

5. 和泉層の変形に対する異方性

異方性の著しい岩盤の場合、岩盤の工学的分類区分との対応だけでなく、層理面や割れ目の方向と分布状態を地質調査により把握し、変形や強度への影響を考慮しなければならない。従来、ダムなどの建設地点では、いくつかの異方性に関する現場実験が実施されてきているが、トンネルに関しては、数々の数値解析や室内実験に比べ現場実験は少ないようである。調査の対象とした亀浦トンネルは、45度の傾斜角をもつ和泉層内に開さくされ、コンバージェンスによる地山の変位状況には、異方性が認められた。

すなわち、図-2 に示す断面 1 (STA. No. 5 +19.30 m) および断面 2 (STA. No. 6 +8.35 m) における切

表-4 多柱基礎における変位測定結果と変形係数

TP. (m)	CASE-1		CASE-2		CASE-3		CASE-4		ave. E (kg/cm ²)	Class
	U_r (mm)	E (kg/cm ²)	U_r (mm)	E (kg/cm ²)	U_r (mm)	E (kg/cm ²)	U_r (mm)	E (kg/cm ²)		
- 5.00	0.36	2780	0.80	1250						
- 6.00	0.42	2380	0.73	1370						
- 7.00	0.38	2630	0.60	1670						
- 8.00	0.40	2500	0.73	1370						
- 9.00	0.32	3125	0.35	2860						
-10.00	0.35	2860	0.28	3570	0.10	10000			5480	A'~B(ss)
-11.00	0.54	1850	0.32	3130	0.02	(50000)			2490 (18330)	
-12.00	0.58	1720	0.25	4000	0.43	2330			2683	ave. 2752
-13.00	0.30	3330			0.48	2080	0.36	2780	2705	C(alt)
-14.00					0.32	3130	0.02	(50000)	3130	
-15.00					0.70	1430	0.10	10000		
-16.00					0.95	1053	0.25	4000		ave. 3450
-17.00					0.83	1200	0.20	5000		
-18.00					0.56	1790	0.08	12500		
-19.00					0.25	4000	0.12	8330		

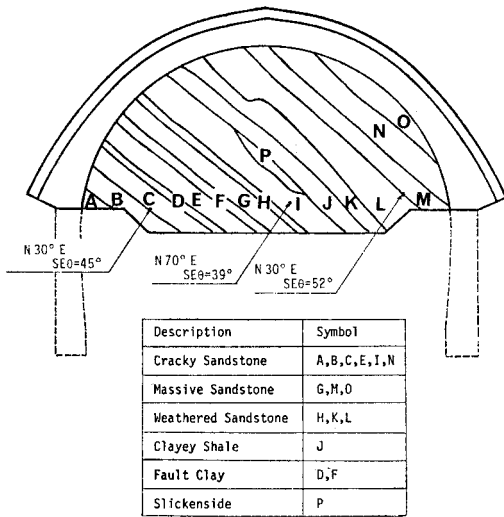


図-16 断面 1 (STA. No. 5 + 19.30) 地質観察図

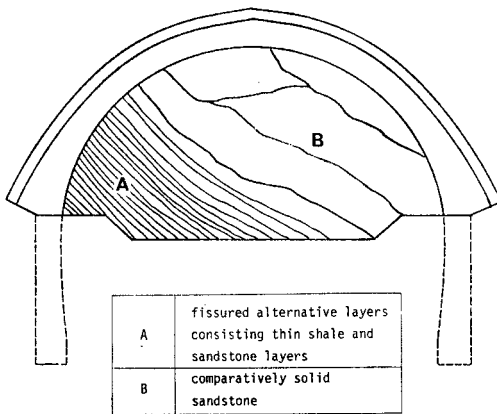


図-17 断面 2 (STA. No. 6 + 8.35) 地質観察図

羽に現われた地質状況は、それぞれ 図-16 および 17 に示すとおりで、傾斜がよくわかる。これらの断面におけるコンバージェンスの測定結果に基づく壁面の変位状態は、図-18 および 19 に示すとおりである。

そこで、この測定値に対し数値解析を行い、あわせて弾性波速度からみた和泉層の異方性と比較した。亀浦トンネルを円形空洞とみなし、その周辺地盤を一樣な直交異方性弾性体と仮定すれば、図-20 に示す応力場において、弾性の対称軸が主応力の方向と 45° の角度を有する場合 ($\phi=45^\circ$)、平面ひずみ状態では空洞壁面の変位量は次式で与えられる⁴⁾。

$$\left. \begin{aligned} U_r &= U_r^* - U_r^\circ \\ U_\theta &= U_\theta^* - U_\theta^\circ \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$U_r^* = -\frac{P_x}{2} a \{ (\alpha_1' + \beta_1') - (\alpha_1' - \beta_1') \cos 2\theta - (\alpha_2' + \beta_2') \sin 2\theta \}$$

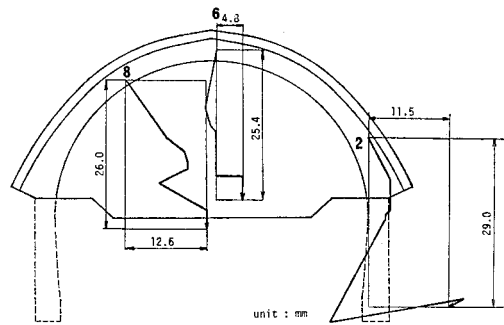


図-18 断面 1 におけるコンバージェンス測定結果

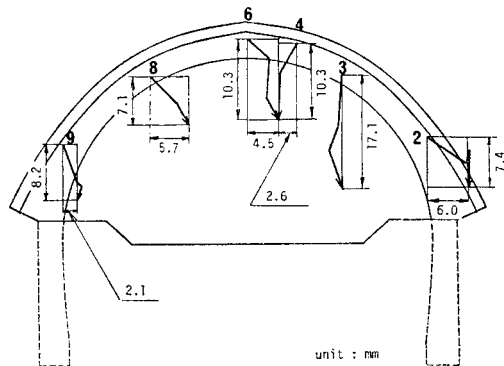


図-19 断面 2 におけるコンバージェンス測定結果

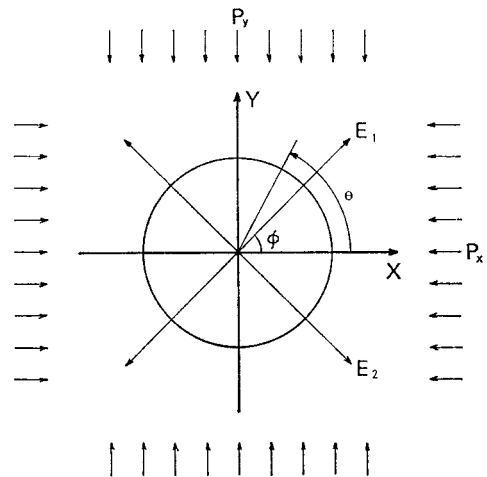


図-20 直交異方性弾性体内の円形空洞周辺変位解析説明図

$$U_\theta^* = \frac{P_x}{2} a \{ (\alpha_2' - \beta_2') - (\alpha_1' - \beta_1') \sin 2\theta - (\alpha_2' + \beta_2') \cos 2\theta \} + \frac{P_y}{2} a \{ (\alpha_2 - \beta_2) + (\alpha_1 - \beta_1) \sin 2\theta \}$$

$$\begin{aligned}
 & -(\alpha_2 + \beta_2) \cos 2\theta \} \\
 U_r^\circ &= \frac{p_x}{2} a \{ (a_{11}^* + a_{12}^*) + (a_{11}^* - a_{12}^*) \cos 2\theta \} \\
 & + \frac{p_y}{2} a \{ (a_{12}^* + a_{22}^*) + (a_{12}^* - a_{22}^*) \cos 2\theta \} \\
 U_\theta^\circ &= \frac{1}{2} a \{ (a_{22}^* - a_{12}^*) p_y \\
 & + (a_{12}^* - a_{11}^*) p_x \} \sin 2\theta \\
 a_{11}^* &= a_{11} \cos^4 \phi + (2 a_{12} + a_{66}) \sin^2 \phi \cos^2 \phi \\
 & + a_{22} \sin^4 \phi \\
 a_{12}^* &= a_{12} + (a_{11} + a_{22} - 2 a_{12} - a_{66}) \sin^2 \phi \cos^2 \phi \\
 a_{22}^* &= a_{11} \sin^4 \phi + (2 a_{12} + a_{66}) \sin^2 \phi \cos^2 \phi \\
 & + a_{22} \sin^4 \phi \\
 a_{66}^* &= a_{66} + 4(a_{11} + a_{22} - 2 a_{12} - a_{66}) \sin^2 \phi \cos^2 \phi \\
 \alpha_1 &= a_{11} \{ (1+N) \cos^2 \phi - M \sin^2 \phi \} \\
 \alpha_2 &= \left\{ a_{11} (M+N) + a_{12} + \frac{1}{3} a_{66} \right\} \\
 & \cdot \sin \phi \cos \phi \\
 \alpha_1' &= a_{11}' \{ (1+N') \cos^2 \phi - M' \sin^2 \phi \} \\
 \alpha_2' &= \left\{ a_{11}' (M'+N') + a_{12}' + \frac{1}{2} a_{66}' \right\} \\
 & \cdot \sin \phi \cos \phi \\
 \beta_1 &= a_{22} \left\{ \left(1 + \frac{N}{M} \right) \sin^2 \phi - \frac{1}{M} \cos^2 \phi \right\} \\
 \beta_2 &= \left\{ a_{22} \left(\frac{1+N}{M} \right) + a_{12} + \frac{1}{2} a_{66} \right\} \sin \phi \cos \phi \\
 \beta_1' &= a_{22}' \left\{ 1 + \frac{N'}{M'} \right\} \sin^2 \phi - \frac{1}{M'} \cos^2 \phi \} \\
 \beta_2' &= \left\{ a_{22}' \left(\frac{1+N'}{M'} \right) + a_{12}' + \frac{1}{2} a_{66}' \right\} \\
 & \cdot \sin \phi \cos \phi \\
 M &= \sqrt{\frac{a_{22}}{a_{11}}} \\
 N &= \sqrt{\frac{2 a_{12} + a_{66}}{a_{11}}} + 2 \sqrt{\frac{a_{22}}{a_{11}}} \\
 M' &= \sqrt{\frac{a_{22}'}{a_{11}'}} \\
 N' &= \sqrt{\frac{2 a_{12}' + a_{66}'}{a_{11}'}} + 2 \sqrt{\frac{a_{22}'}{a_{11}'}} \\
 a_{11} &= \frac{1}{E_1} (1 - \nu_{12} \nu_{21}), \quad a_{22} = \frac{1}{E_2} (1 - \nu_{23})^2, \\
 a_{12} &= -\frac{1}{E_1} (\nu_{12} + \nu_{23})^2, \\
 a_{66} &= \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{2 \nu_{12}}{E_1}, \\
 a_{11}' &= \frac{1}{E_2} (1 - \nu_{12} \nu_{21}), \quad a_{22}' = \frac{1}{E_1} (1 - \nu_{23})^2, \\
 a_{12}' &= -\frac{1}{E_2} (\nu_{12} + \nu_{23})^2, \\
 a_{66}' &= \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{2 \nu_{12}}{E_2}
 \end{aligned}$$

ここに、 E_1 ：層理面に直交する方向の弾性係数、

E_2 ：層理面に平行な方向の弾性係数、 $\nu_{12}(\nu_{21})$ ： $E_2(E_1)$ 方向に生じたひずみの $E_1(E_2)$ 方向へのポアソン比、 ν_{23} ：層理面内ひずみのポアソン比、および a ：円形空洞半径である。

$a=5$ m とし、表-5 に示す材料定数を与え、被り高さより $p_y=10$ kgf/cm² (980 kN/m²) と想定し、水平方向については、 $p_x=p_y$, $p_x=\frac{1}{2} p_y$, $p_x=\frac{1}{3} p_y$ および $p_x=\frac{1}{4} p_y$ なる4種の荷重条件を与えて数値解析を行った。

式(3)で得られた半径方向および接線方向の変位を、空洞中心を原点とする x, y 座標に変換し、 x および y 方向変位をそれぞれ u および v として、その結果を示

表-5 異方性解析に用いた地盤の材料定数

$n=E_1/E_2$	$P_x=P_y=10$ kgf/cm ²						$2 P_x=P_y=10$ kgf/cm ²					
	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
E_2	1 000 kgf/cm ²						1 000 kgf/cm ²					
ν_{12}	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
ν_{23}	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2

($a=500$ cm)

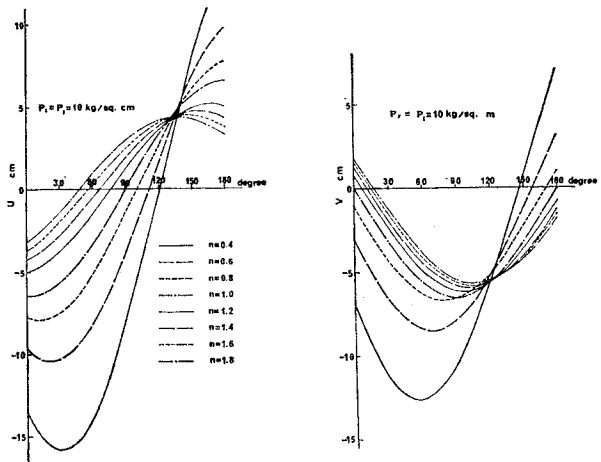


図-21 $p_x=p_y=10$ kgf/cm² での空洞壁面変位

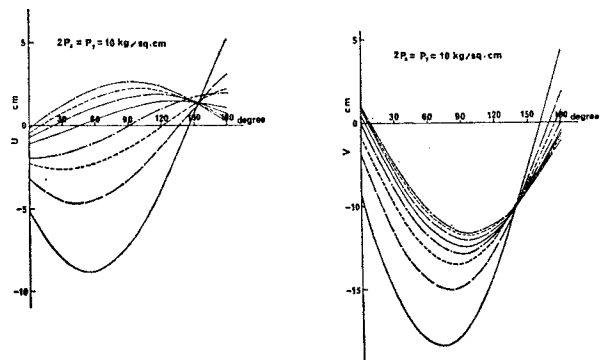


図-22 $2 p_x=p_y=10$ kgf/cm² での空洞壁面変位

すと、図-21, 22 のとおりである。これによれば、変位に対し、明瞭に異方性を反映するのは $\theta=30^\circ\sim 90^\circ$ で、トンネルクラウン部の測定値を用いて異方性を検討することが可能である。

クラウン部の変位について、断面1(岩区分B~C'級岩盤)では、 $u=4.8\text{ mm}$ 、 $v=25.4\text{ mm}$ 、また、断面2(A~B級岩盤)では、 $u=4.5\text{ mm}$ 、 $v=10.3\text{ mm}$ なる測定結果を得ている(図-18, 19より)。なお、半円形断面で得られたデータを円形空洞モデルに適用することについては、 $\theta=30^\circ\sim 90^\circ$ に対して、ほとんど問題は無い⁵⁾。

$E_2=1000\text{ kgf/cm}^2$ ($9.8\times 10^4\text{ kN/m}^2$)とする数値計算では、4種の荷重条件および6種の E_1/E_2 比 (n)に対し、クラウン部 ($\theta=90^\circ$) および南側側壁部 ($\theta=30^\circ$)の変位 u, v が求められており、これらをまとめると、図-23, 24のような結果を得た。 $\theta=90^\circ$ では、 p_x/p_y が小さくなるほど、鉛直変位の絶対値は増大し、 $n>1$ では水平方向変位は正となり、 $n<1$ では負である。また、 $\theta=30^\circ$ では、 p_x/p_y が小さくなるほど、水平変位は左側(正の値)に寄る傾向が認められ、 n が小さくなるほど、鉛直変位の絶対値は大きくなる。

これらの図に対し、測定値をプロットすると、黒三角印のようである。測定値は、切羽の進行による断面変形から求められたものであり、初期状態から切羽が到達するまでに最終変位の23%(図-12より)がすでに変位したものであるため、これを補正した位置が原点と測定

点を通る線上の1なる番号を付した点である。地山が弾性的挙動を示すならば、クラウン部および側壁部の変位は、地山の弾性係数に応じて、この斜線上を移動する。点0, 1間を基準として目盛を付せば、実際の荷重条件に対応する箇所が岩盤の弾性係数 (E_2)を示す。たとえば、経験的に $2p_x=p_y=10\text{ kgf/cm}^2$ (980 kN/m^2)が妥当とすれば、図-23より次の結果を得る。

A'~B級岩盤(断面2に相当)に対して、 $2p_x=p_y=10$ なる線とsec.2なる直線の交点は、直線上で $E_2=4800\text{ kgf/cm}^2$ ($4.7\times 10^5\text{ kN/m}^2$)を示し、同時に $n=2.0$ を示している。したがって、 $E_1=9600\text{ kgf/cm}^2$ ($9.4\times 10^5\text{ kN/m}^2$)となる。また、B'~C'級岩盤(断面1に相当)に対して、 $2p_x=p_y=10$ なる線とsec.1なる直線の交点は、同様に $E_2=2300\text{ kgf/cm}^2$ ($2.25\times 10^5\text{ kN/m}^2$)、 $n=1.33$ を示す。そこで、 $E_1=3060\text{ kgf/cm}^2$ ($3.0\times 10^5\text{ kN/m}^2$)を得る。

一方、弾性波伝播挙動から異方性の程度を推定する試みを行った。すなわち、トンネル切羽が図-1に示す2本の斜線を通る際に、掘削に伴い発生する発破振動を地表面の4点、すなわち層理に平行して伝播してくるP波および層理に直交して伝播するP波をそれぞれV8, V10およびV9, V11にて測定している。その結果を表-6に示す。 $V_p(x), V_p(z)$ はそれぞれ層理面方向およびそれに直交する方向に伝播するP波速度を示し、表中の1および2欄の $V_p(x)$ は、それぞれC~C'級およびB級岩盤を伝播してきたP波とみなすことができる。均質等方弾性体についてのP波速度 (V_p)と動的弾性係数 E_d との間には、密度を ρ とすると、

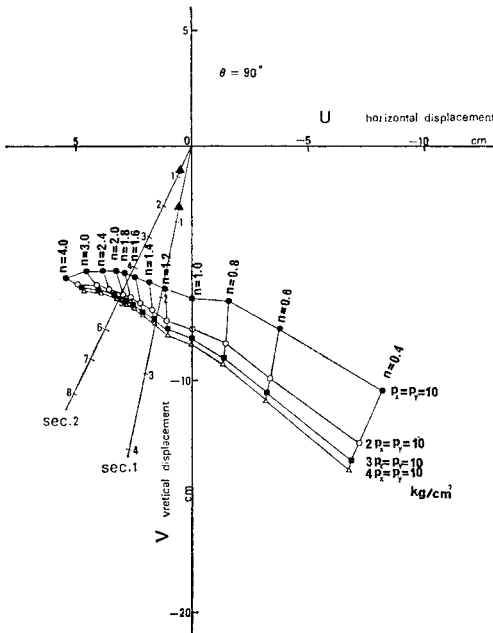


図-23 クラウン部 ($\theta=90^\circ$)の変位と異方性(実測値では、沈下量は負値、水平変位量は切羽面に向かい右側への変位が正値となる)

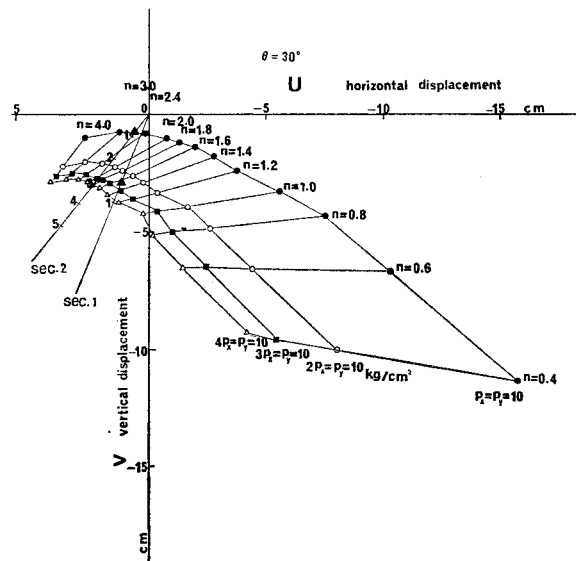


図-24 壁面 ($\theta=30^\circ$)の変位と異方性(実測値では、沈下量は負値、水平変位量は切羽面に向かい右側への変位が正値となる)

表-6 P 波伝播速度測定結果 (亀浦トンネル 地表面にて測定)

1		2	
$V_p(x)$ (km/s)	$V_p(z)$ (km/s)	$V_p(x)$ (km/s)	$V_p(z)$ (km/s)
—	1.7	—	1.6
1.9	1.6	2.1	1.9
1.7	1.7	2.1	1.6
1.8	1.6	2.1	1.2
1.9	1.6	2.1	2.0
ave. 1.9	ave. 1.6	ave. 2.1	ave. 1.7

備考) $V_p(x)$: 層理面方向に伝播する P 波速度
 $V_p(z)$: 層理面に直交する方向に伝播する P 波速度

$$E_d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \rho V_p^2 \dots \dots \dots (4)$$

なる関係があるので、 $V_p(x)/V_p(z)$ なる速度比の 2 乗を異方性の程度を示す $n(=E_1/E_2)$ と対応させれば次のようである。

B 級岩盤に対して、 $\{V_p(x)/V_p(z)\}^2=1.53$ 、コンバージェンスから求めた異方性 $n=2.0$ 、また、C~C' 級岩盤に対して前者は 1.41、 $n=1.33$ となる。

P 波の伝播速度から求めた異方性の程度は、岩区分に対し、明瞭な相違を示していない。この理由として、P 波速度と動的弾性係数の関係は均質等方弾性体とみなせる場合のみ成立することと、層理面に直交する方向に伝播する P 波は、地表面に到達するまでに多数の地層を横切っているため、岩区分との対応が不明であることが挙げられる。したがって、異方性については、コンバージェンスの結果から検討した方が現実的と考えられる。

6. 結 論

(1) 不連続面を多く含む岩盤の変形特性の調査にあたっては、載荷面積の大きさが著しい影響を及ぼすので、工事目的に対応した、できるだけ広範囲の変形挙動から巨視的な変形係数を求めることが望ましい。トンネル坑内でのコンバージェンスの測定は、かなり適切なものである。

(2) アルミニウムパイプを利用した HT 式変位計は、岩盤の変形にうまく追随し、良好な結果を与えるものと判断される。現場への取付けもボーリング孔に挿入して、グラウトにて固定するもので取扱いが簡単である。これにより求められた和泉層の巨視的変形係数は、次のようである。

- 岩区分 A' に対して、 $5\,500 \text{ kgf/cm}^2 (5.4 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$
- 岩区分 B に対して、 $4\,200 \text{ kgf/cm}^2 (4.1 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$
- 岩区分 B' に対して、 $2\,700 \text{ kgf/cm}^2 (2.6 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$
- 岩区分 C に対して、 $1\,600 \text{ kgf/cm}^2 (1.6 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$

(3) 巨視的変形係数と岩区分とは、比較的良好な相関関係を示した。試験工事や工事の初期に実施する計測

により設計条件の妥当性を確認することができる。

(4) 切羽周辺での岩盤の変形挙動は、数値解析結果とかなりよく一致し、おおむね次のような傾向を認めることができる。トンネル掘削による地山の変位は、切羽前方から生じ始め、トンネルの幅または高さ D とすると、ほぼ切羽前方 D 程度の範囲である。切羽位置にて、最終変位量の約 20~30% が生じ、切羽面より 1.5~2.0 D の範囲で最終状態に達する。したがって、トンネルのモニタリングとして実施されるコンバージェンスの測定により得られる変位量は絶対変位量の 70~80% を対象としている。

(5) トンネル内でのコンバージェンスの測定から岩盤の異方性を調査することができる。5. に提案した解析方法は、比較的簡単なもので、一般のトンネルにも応用できる。すなわち、トンネルのクラウン部あるいは、上半部側壁の変位状態から、初期応力状態を与えることによって異方性の程度が、また、異方性が認められず、 $n=1.0$ と仮定できる場合には、初期応力状態が推定できる。

付 録 (式(2)の導出)

図-10 に示す 2 次元平面ひずみ状態にある円孔周辺の応力-ひずみ関係は、次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= (1/E) \{ (1-\nu^2)\sigma_r - \nu(1+\nu)\sigma_\theta \} \\ \epsilon_\theta &= (1/E) \{ (1-\nu^2)\sigma_\theta - \nu(1+\nu)\sigma_r \} \\ \tau_{r\theta} &= \tau_{xy}/G = 2(1+\nu) \cdot \tau_{xy}/E \end{aligned} \right\} \dots (A.1)$$

また、ひずみ-変位関係は、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= \partial u / \partial r, \quad \epsilon_\theta = (u/r) + (1/r)(\partial v / \partial \theta) \\ \tau_{r\theta} &= (1/r)(\partial u / \partial \theta) + (\partial v / \partial r) - (v/r) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (A.2)$$

(A.1) および (A.2) の関係から、

$$\left. \begin{aligned} \partial u / \partial r &= (1/E) \{ (1-\nu^2)\sigma_r - \nu(1+\nu)\sigma_\theta \} \\ (u/r) + (1/r)(\partial v / \partial \theta) &= (1/E) \{ (1-\nu^2)\sigma_\theta - \nu(1+\nu)\sigma_r \} \\ (1/r)(\partial u / \partial \theta) + (\partial v / \partial r) - (v/r) &= 2(1+\nu) \cdot \tau_{r\theta} / E \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (A.3)$$

一方、作用している荷重と円孔周辺の応力との関係は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{2}(p_x + p_y) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \\ &+ \frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2}(p_x + p_y) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \\ &- \frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \end{aligned} \right\}$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad \text{.....(A.4)}$$

$$\times \left(r - \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta \quad \text{.....(A.6)}$$

(A.3), (A.4) より,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial r} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \right. \\ &\quad + \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \\ &\quad - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right\} \\ \frac{u}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \right. \\ &\quad - \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ &\quad - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right\} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} &= -\frac{2(1-\nu)}{E} \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \\ &\quad \times \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad \text{.....(A.5)}$$

また、円孔の壁面上 ($r=a$) では,

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1-\nu^2}{E} \{ a(p_x + p_y) + 2a(p_x - p_y) \cos 2\theta \} \\ v &= -\frac{1-\nu^2}{E} \{ 2a(p_x - p_y) \sin 2\theta \} \end{aligned} \right\} \quad \text{.....(A.7)}$$

ある初期応力状態下にあるトンネルを開きくする場合は、初期変位量 u_0, v_0 が存在する。式 (A.6) において $a=0$ とすれば、

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \cos 2\theta \right\} \cdot r \\ v_0 &= -\frac{(1-\nu)(1+2\nu)}{E} \left\{ \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \sin 2\theta \right\} \cdot r \end{aligned} \right\} \quad \text{.....(A.8)}$$

トンネルでの岩盤計測により得られる変位量は、半径方向 ($u-u_0$)、接線方向 ($v-v_0$) に相当する量である。水平方向、鉛直方向の成分に座標変換すれば、式 (2) を得る。

この式を積分すると、変位を表わす関係式が求まる。

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1-\nu^2}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(r + \frac{a^2}{r} \right) \right. \\ &\quad + \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^4}{r^3} + \frac{4a^2}{r} \right) \cos 2\theta \\ &\quad - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left\{ \left(\frac{p_x + p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^2}{r} \right) \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(r - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right\} \\ v &= -\frac{1-\nu^2}{E} \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \left(r + \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \\ &\quad \times \sin 2\theta - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left(\frac{p_x - p_y}{2} \right) \end{aligned} \right\}$$

参 考 文 献

- 1) 越智啓登・能戸 仉・福沢 久：岩盤の総合評価に関する一試案，第4回岩の力学シンポジウム講演集，1973年。
- 2) 土木学会岩盤力学委員会：平板載荷による原位置岩盤の変形試験方法の基準，1976年。
- 3) 谷本親伯：孔内載荷試験，地質と調査，第1号，pp. 17~21，1980年。
- 4) 丹羽義次・小林昭一・平島建一：光弾性ゲージによる直交異方性岩盤の応力測定法，材料，17巻181号，1968年。
- 5) 畠昭治郎：和泉層岩盤の変形特性に関する調査報告書(本四公団委託)，pp. 43~50，1977年。

(1980.9.11・受付)