

(43) 未固結土砂地山における切取法面の掘削に伴う変形挙動

日本鉄道建設公団 盛岡支社 吉 川 光 幸
 “ 吉 田 滋 夫
 応用地質株式会社 東北支社 入 佐 純 治
 “ ○ 大 塚 康 範

1. まえがき

掘削に伴う切取法面の変形挙動が実測された事例は極めて少ない。これは、現状の切取法面の設計が、既設法面の崩壊事例の統計的処理から経験的に定められるか、地山のせん断強度特性をもって定められることが多く、地山の変形特性にあまり着目することがないためと考えられる。切取法面のより合理的設計の体系化のためには、このような事例の集積が必要と考える。

ここで報告する変形挙動の計測データは、津軽海峡線大川平トンネル明り巻区間における仮設法面の施工時に得られたものである。この仮設法面の地質は第四紀洪積世の未固結砂層である。最大切土高25m、法面勾配5分とし、ロックボルトと吹付コンクリートを段階的に施工して法面の安定を図ったものである。なお、この仮設法面は、明り巻トンネル完成後に、保護盛土のために埋戻された。

変形挙動の計測は、高精度孔内傾斜計と伸縮計を用いて行なった。傾斜計は掘削前に設計法面と平行に、深度2m地点に埋設した。伸縮計は、法肩から上方斜面に設定した。

2. 施工の概要

施工は、図-1に示すように掘削、明り巻、埋戻しの過程で行なわれた。掘削過程A～Eにおいて、地山の掘削に従って長さ3mの全面接着式ロックボルトと厚さ15cmの吹付コンクリートが順次逆巻で施工された。

計測は、高精度孔内傾斜計を用いて行った。アルミケーシングパイプは、図-1に示すように法面からの被り2mの位置に施工基面の法尻より9mの深度まで埋設した。

地質は、図-1に示すように最上位に砂分を多く混入する砂質シルト(Hm)が分布し、その下位には、礫混り中砂(Hs)が分布する。

この地層の特徴は、層理が不明瞭でかつ層相の変化が著しいことである。また、分級度も悪く、所によって粘土やシルトを基質部分に多く含む箇所も認められる。

地山の物性値として、表-1と表-2に、それぞれ土質試験結果と孔内横方向載荷試験結果を示した。

3. 法面安定工の考え方

法面安定工の従来の設計法においては、力またはモーメントの釣合い条件から必要とされる安全率を得る考え方が一般的である。本報告の法面安定工は、掘削に伴う応力解放により生ずる地山内歪を、地山のもつ破壊歪以内に抑制することによって地山の安定を図るという考え方に基いている。¹⁾すなわち、ロックボルトと吹付コン

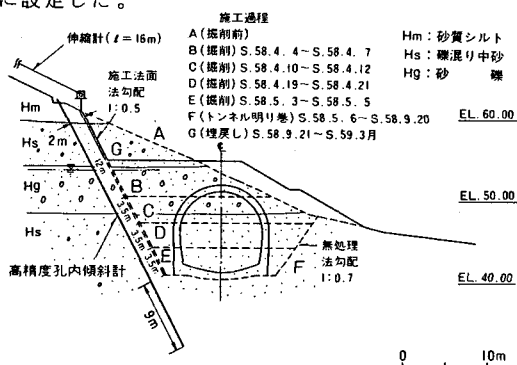


図-1 地質状況及び計器設置位置図

表-1 土質試験結果一覧表

地 質	粒 度 (%)				自然 含水 比 (%)	密 度 (g/cm^3)	一強 軸 圧 縮 度 (kgf/cm^2)	破 壊 歪 (%)
	礫 分	砂 分	シル ト 分	粘 土 分				
Hg (ブロック)	38.5	46.5	13.5	1.5	22.4	1.94	1.04 ~ 1.46	1.2 ~ 2.7
Hs 22.05m ~ 22.55m	1.0	88.0	8.5	2.5	19.4	2.03	0.373 ~ 0.610	1.1 ~ 1.4
Hs 27.50m ~ 28.20m	6.5	82.5	8.0	3.0	21.1	1.95	0.378	2.1

表-2 孔内横方向載荷試験結果一覧表

試験深度 GL-(m)	地 質	試 験 結 果		
		静止土圧 P_0 kgf/cm^2	降伏圧 P_y kgf/cm^2	弾性係数 E kgf/cm^2
16.50 ~ 17.00m	Hs 礫混り 中砂	5.5	23.0	503
22.50 ~ 23.00m	"	8.5	29.5	1084
27.00 ~ 27.50m	"	10.0	38.0	1143

クリートにより地山を一体化し縫い付けることによって変形を拘束し、歪を抑制しようとするものである。また切取法面においては、後述するように法尻部に最大の歪が生ずる。この歪が掘削に伴って進行し地山の限界歪を越えた場合に法尻部より逐次破壊領域が拡がり、法面全体の迂り破壊が発生する機構が考えられる。したがって対策工としては、この法尻部の歪を極力抑制することがポイントとなる。そこで半無限弾性体地山中に一括掘削を行なって法面を作成した場合の応力と歪の分布をFEM計算により求めてみた。

計算結果の一例を図-2に示した。図中のコンターは最大せん断歪分布を表しているが、法尻付近に歪が集中していることがわかる。また、最大主応力に着目すると、せん断歪と同様に法尻部付近に大きい値が集中している。掘削によって生ずる最大せん断歪と最大主応力の最大値を法勾配との関係で整理したが、図-3である。法勾配が急になる程応力と歪が増大する傾向が理解される。すなわち対策工ならびに施工管理は、この法尻付近に着目して実施することが重要であることが示されている。

4. 法面安定工の施工手順とFEM計算による地山の挙動予測

FEM計算は、図-4に示した断面で自重による初期応力を求めた後に、次に示す4つの施工段階について行った。

- ① 第1段階掘削(施工過程B)と無処理法面
- ② 第1段階掘削(施工過程B)の切取法面に吹付コンクリートを施工した後に第2段階掘削(施工過程C)を行った時点

- ③ 第2段階掘削(施工過程C)の切取法面にロックボルトと吹付コンクリートを施工した後に第3段階掘削(施工過程D)を行った時点

- ④ 第3段階掘削(施工過程D)の切取法面にロックボルトと吹付コンクリートを施工した後に第4段階掘削(施工過程E)を行った時点

計算はFEMプログラム「STEP」²⁾により線形弾性、平面歪で行った。解析条件は、図-5に示す物性

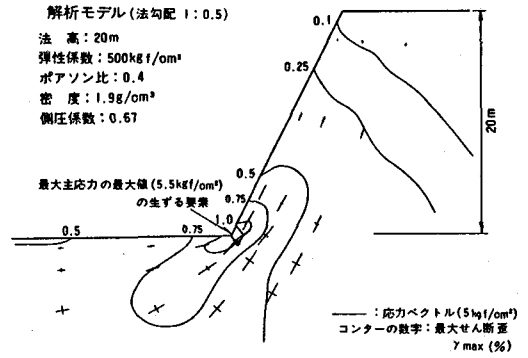


図-2 掘削により半無限弾性体地山内に生ずる主応力と最大せん断歪分布図(法勾配 1:0.5)

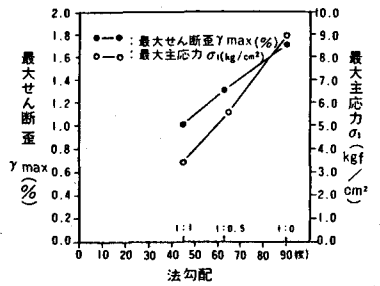


図-3 掘削により生ずる最大主応力と最大せん断歪の法勾配との関係

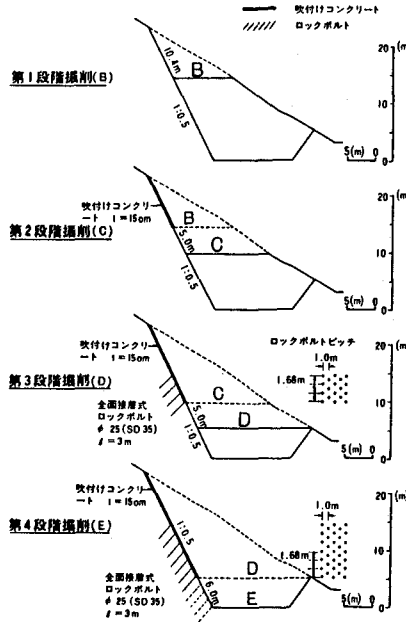


図-4 FEM解析に用いたロックボルトと吹付けコンクリートの施工手順

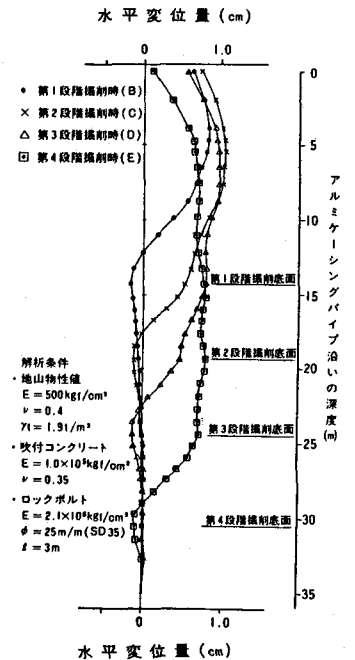


図-5 FEM解析により求めた各掘削段階における法面の水平変位(孔底を変位0とする)

値を用いた。図 - 5 にその結果を示す。図中の変位は、アルミケーシングパイプの水平変位を表しており、孔底の変位を 0 として求めたものである。図 - 5 より明らかなように、法尻からやや上方にかけて大きな変形が現れており、この変形箇所は各掘削深度ごとの法尻付近に追従して現われている。

5. 法面掘削に伴う地山変位の実測結果

計測結果から孔底の変位を 0 として累積変位を算出し、アルミケーシングパイプに沿う各深度における法面に直交する方向の変位を求めた。また、各掘削段階におけるせん断歪を次式によって算出した。

$$\gamma_i = \frac{U_i}{d} \times 100$$

ここに、 γ_i : 区間 i のせん断歪 (%) U_i : 区間 d の区間変位 (cm) d : 区間長 (= 50 cm)
図 - 6 に、各施工段階の掘削終了時における実測による地山の変位分布を示す。施工過程 C、D、E についてみると、いずれの掘削段階でも法尻付近で変位分布に顕著な屈曲部が現れている。そしてこの屈曲部は、掘削による法尻の低下に追従しているのが特徴である。この結果は、図 - 5 に示した FEM 計算による変形の予測にはほぼ合致している。

次に、実測結果を上述の式によるせん断歪で整理したのが、図 - 7 である。図 - 6 の変位の屈曲点付近でせん断歪の極大値が現われており、歪が集中していることがよくわかる。また、施工過程が C ~ E と進むにつれてせん断歪の増大が認められる。せん断歪の最大値を示す位置は、各施工過程ともそれぞれの段階の法尻部から 2 m ~ 4 m 上方にある。これは、孔内傾斜計測定用のアルミケーシングパイプを法面より 2 m の被りの位置に埋設したためである。このせん断歪の最大値が発生する位置関係は、図 - 2 に示したモデル解析による歪分布ゾーンが法尻から斜め上方に延びる傾向と対応している。

なお、明り巻施工期間 (施工過程 F) 中の昭和 58 年 5 月 26 日に秋田県沖を震源とする日本海中部地震 ($M = 7.7$) が発生したが、この直後にも測定を行っている。その結果も図 - 6 と図 - 7 に示した。図に見られるように、この地震により法尻部付近の変形や歪の増大が著しく現われて、法尻に微細なヘアークラックが発生した。

また、埋戻し期間 (施工過程 G) についてみると、変位、歪が埋戻しにより減少する状況にあることが示されている。

図 - 8 は、図 - 7 のせん断歪の最大値を示す位置 (深度 21 m) を着目点として、施工の経過に伴うせん断歪と法面に直交する方向の累積変位の経時変化をみたものである。

切取深度がこの着目点に達した時点 (施工過程 E) で大きな歪 ($\gamma = 0.6\%$) が発生しているが、日本海中部地震時の歪の増大を除けば歪の累積は認め

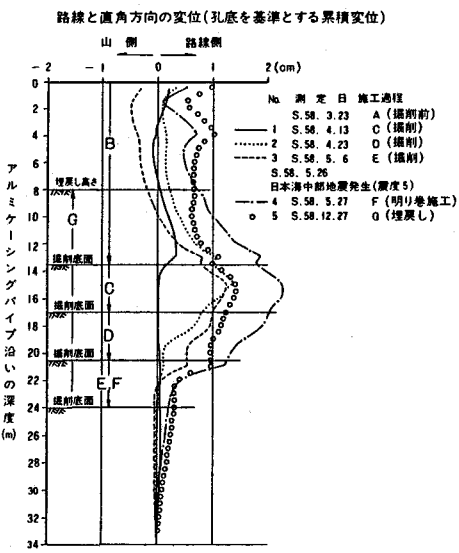


図 - 6 施工に伴う地山の変位分布 (実測結果)

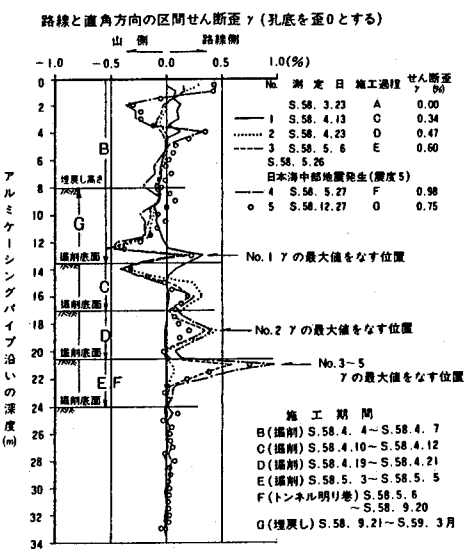


図 - 7 施工に伴う地山の歪分布 (実測結果)

られない。そして、9月からの埋戻しにより歪と変位が幾分解消された結果となっている。

図-9は、アルミケーシングパイプ沿いの深度13m、16m、18.5m、21mの点を着目点として、施工の経過に伴う歪の変化を示したものである。この図より次のことが読みとれる。

- ① 各掘削段階において、歪は、法尻部付近に集中して生ずる。
- ② 深い位置の法尻部程せん断歪は大きい値を示す。
- ③ 各掘削段階で生じた歪は、施工基面が離れて行くに従って減少するが、それでも最大値の $\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}$ 程度の歪は残留する。

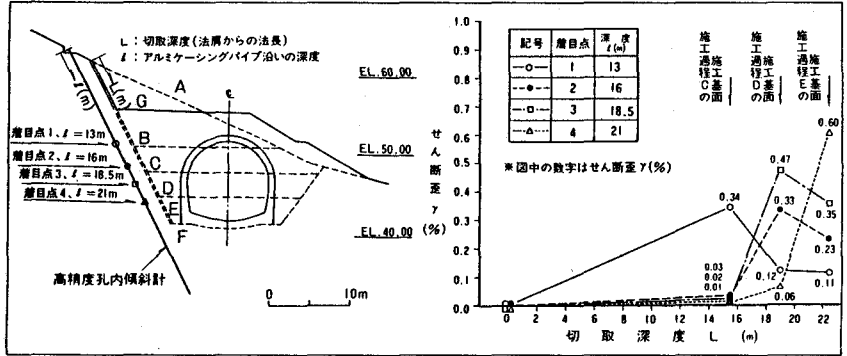


図-9 各施工過程における着目深度別のせん断歪変化

以上の結果を踏まえてFEM計算による解析結果

(図-5)と実測結果(図-6)を見ると、両者は多くの点で類似している。しかし、両者の大きな違いはFEM計算では、施工基面より上部の法面が全体に押し出しているのに対し、実測結果では、施工基面直上付近のみに変位が集中している点にある。これには、図-7のせん断歪において、深度15m付近からやや上方にかけて法尻部よりは小さいが符号の異なるせん断歪が生じていることが関係していると考えられる。これらのことは、地山の不均一性や、地下水等の要因もあって一概には言えないが、ロックボルトと吹付コンクリートによる歪拘束がFEM計算で得られる以上に期待できることを示している。図-10に施工中の伸縮計の実測結果を示したが第3段階掘削後に多少地山が不安定化する傾向があり水抜き工を施工した。(亡りの逆算により地山の平均強度として $C = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 33^\circ$ が得られている)この結果からも、仮設法面として最小限の安全率で施工できたものと判断される。

6. あとがき

第四紀洪積世の未固結砂層において、切取直高最大25m 法面勾配1:0.5、小段なしの切取法面を、ロックボルトと吹付コンクリートによる法面安定工で安全に施工することが出来た。そして、掘削に伴う歪の分布とその進行状況が、連続弾性体地山のFEM解析により予想した地山挙動とほぼ合致する事が示された。

参考文献

- 1) 桜井春輔・武内邦文・森修一：トンネル工事における現場計測とその評価法について、現場計測シンポジウム(1981)
- 2) 桜井春輔・蓮井昭則・近藤達敏：3次元的な掘削手順を考慮したトンネルの有限要素解析、土木学会第36回年次学術講演会(1981)

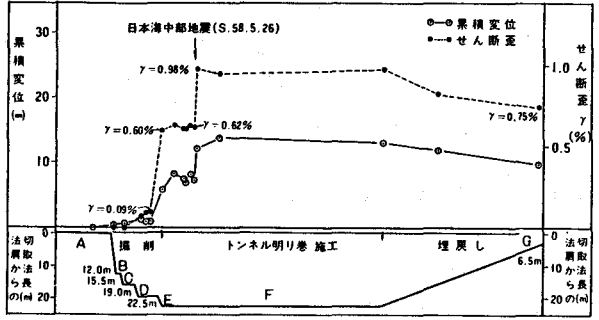


図-8 施工に伴う着目点(深度21m)のせん断歪と累積歪の経時変化

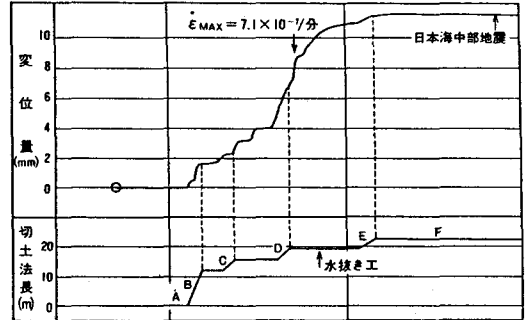


図-10 施工に伴う伸縮計の実測結果

(43) On the Deformation Behaviours of the Soft Grounds
by means of Slope Excavation

J.R.C.C.	Mitsuyuki	Kitikawa
J.R.C.C.	Shigeo	Yoshida
OYO Corp.	Junji	Irisa
OYO Corp.	Yasunori	Otsuka

Summary

The measurements of deformation behaviours of the grounds are rarely carried out during the slope excavation in Japan. One of the reasons about the situation may come from the fact that design procedures of the slope stand on the empirical and stochastic analysis for the case studies which include non-failed and failed slopes as well as the conventional calculations for the factor of safety due to the strength of grounds. In order to establish the reasonable procedures for the slope stabilities, it is necessary to accumulate many case studies including the actual results of deformation measurements during slope excavations.

The authors carried out the intensive measurements of ground behaviours during the slope excavation at the outside slope of Ohkawa-daira tunnel, Tsugaru-Kaikyo line constructed by Japan Railway Construction Corporation.

The grounds consist of soft and unconsolidated sand layers deposited in Diluvium, Quarternary age. The depth of excavation was up to 25m and the gradient of slope excavated was 63.4° . The installations of shotcretes were carried out on the slope surfaces as well as rockboltings to establish the slope stabilities. The field measurements were carried out using high precision inclinometer and extensometer.

On the article, the authors present several characteristic features with respect to the deformation behaviours of the grounds during the excavation as follows.

- 1) The actual results of deformation behaviours may have an accordance qualitatively to the prediction due to FEM based on the assumption of continuous elastic grounds.
- 2) The maximum values of strain were obtained at the toe of cut slope and the deeper the depth of excavation progressed, the more the value of strain became.
- 3) The weak cracks due to Nihonkai-Chubu earthquake ($M=7.7$) were occurred at the toe of cut slope after the excavation finished. The shear strain at the toe of slope attained around 1% by means of the strong earthquake.