

膨潤性に起因する変状切土のり面の対策工とその効果

大塚康範・満 弘之

The Countermeasure for the Deformation of a Cut Slope caused by Swelling and its Availability

Yasunori OHTSUKA and Hiroyuki MITSU

Abstract

At the Kosugou area of Tohoku Expressway, the vertical deformation of road surface and cracks of the retaining wall were found in 5 years after the completion of construction. Data actually measured had been accumulating over 3 and half years since 1981. Consequently it was suggested that the cause of the deformation was due to swelling of altered andesite. Based on the results obtained, rockbolting and shotcrete were applied to the deformed area on the slope as its countermeasure in 1984.

In this paper, Author describes the behavior of a cut slope which consists of potentially swelling rocks and the mechanical and geochemical properties of the rocks. Finally the effectiveness of rockbolting and shotcrete is discussed.

The results are summarized as follows:

1) The altered andesite contains a large quantity of montmorillonite, which mobilizes remarkable features of swelling. From this fact and the results of field measurements, it was concluded that the cause of deformation was due to swelling of the rocks, which in turn should be the result of stress relaxation by excavation.

2) CEC value and diffracted peak height of X-ray powder method have a good correlation to montmorillonite content. Moreover, density, water absorption and effective porosity are also available for good indices of potential swellingness and alteration.

3) According to the deformation behavior measured after the countermeasure, it was shown that rockbolting and shotcrete sufficiently constrains strain induced by swelling.

1 まえがき

東北自動車道越河地区(上り287KP付近)における約40m区間の路面および石積擁壁に、昭和55年(切土完成後約6年経過)に変状が観察された。この変状に対する対策工を設定するために、その動態を観測し変状原因を明らかにするための調査が、昭和55年から昭和58年までの4年間にわたって実施された。この調査結果を踏まえ、昭和58年度には変状対策工の検討と設計を行い、昭和59年度にロックボルトと吹付コンクリートによる変状

箇所のにり面補強工事を行った。

この報文においては、地山の膨潤特性を考慮したロックボルトと吹付コンクリートによる対策工の基本的考え方、および設計へのフィードバックのための動態観測を含むのにり面の管理手法について述べる。

2 対策工施工前の変状の概要

この変状箇所における対策工施工前の変状および当該箇所を含むグリーンタフ地域の岩石の膨潤特性について

は、入佐・麓・満 (1984) によって詳しく報告されている。その結果を要約すると、つぎようになる。

- ① 本地区の岩石は全般的に熱水変質を受けており、膨潤性を有する粘土鉱物 (モンモリロナイト) が含まれている。
- ② 変状の原因は、切土による応力解放の結果、上載出が減少し、地山の吸水膨潤性が増大し、路面および石積擁壁が盛り上がったことによる。
- ③ 切土完成後約6年間に受けた気象作用によって、特に表層部における風化が早く進行し、変状が助長された (建設時の記録によれば、石積擁壁部は切土によって新鮮な岩盤が露出した箇所であるが、昭和55年に変状が発生した時点では、約50cm厚の土砂状風化帯が形成されていた)。
- ④ 地山の変形挙動については、水平方向および斜面方向の変位は認められず、鉛直方向変位が顕著であ

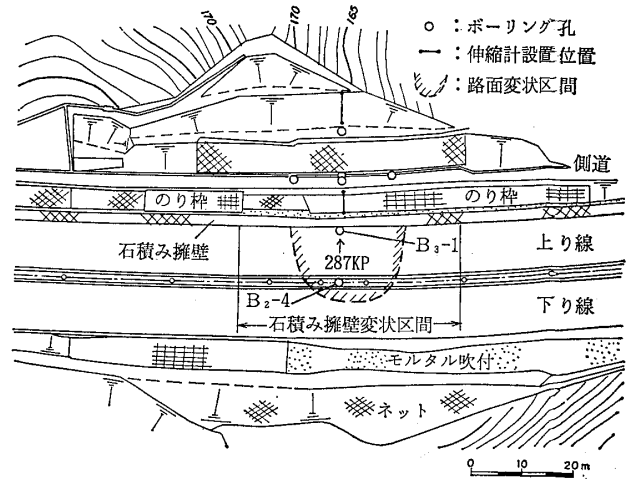


図-1 変状区間と計測器設置位置
Fig. 1 Deformation area and the locality of instruments for investigation

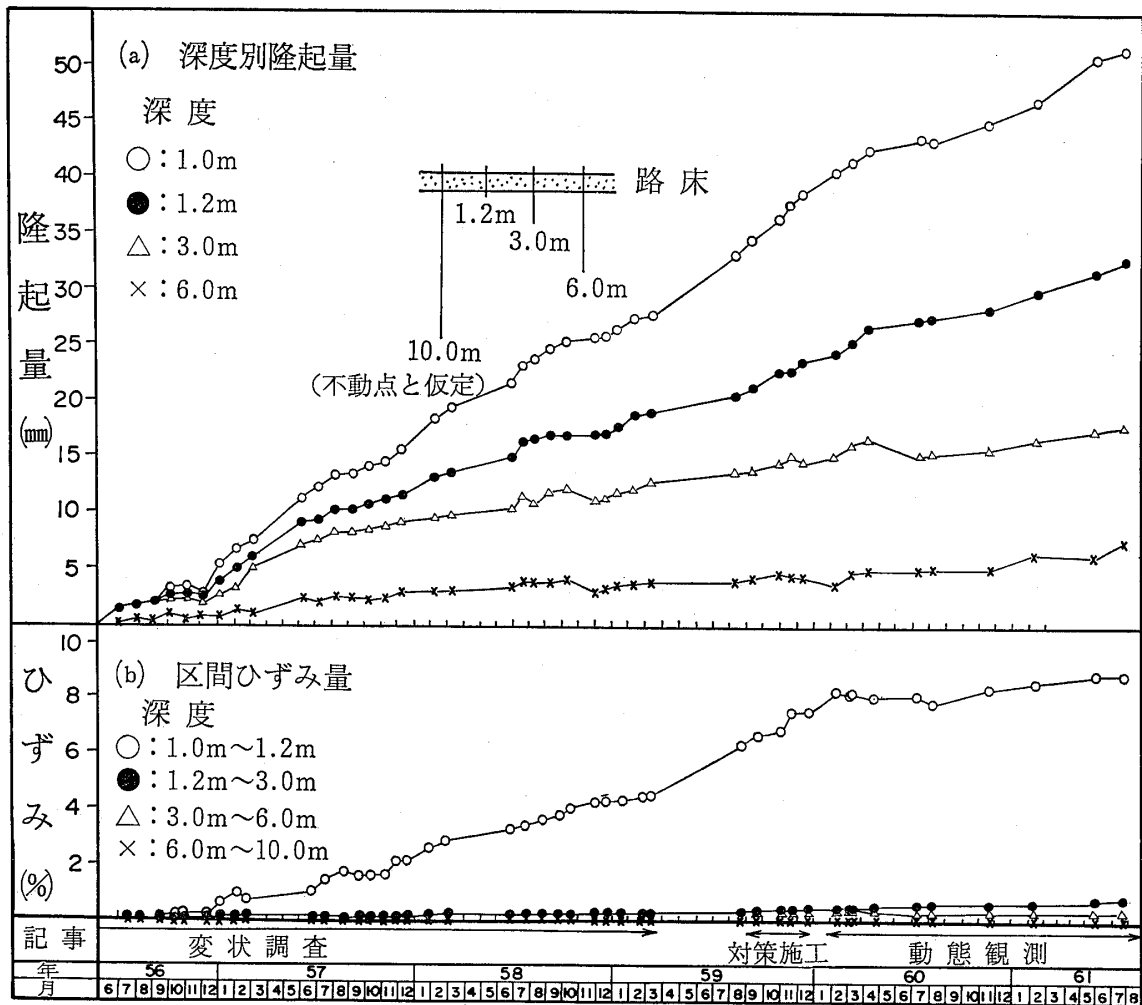


図-2 地中変位計より求めた隆起量および区間ひずみの経時変化(中央分離帯における)
Fig.2 Change in the amount of upheaval and strain measured by extensometer (at central separation strip)

る。この方向の変位は、路面においては継続的に進行しており、深度10m付近まで認められる。表層部は、気象作用（乾湿くり返しなど）の影響が付加され、地下水面以下に比べ著しく大きな変位が観測されている。

- ⑤ 斜面方向および水平方向の地山の変形が生じていないことから、斜面の迂り破壊に対する安定は保たれていると判断されるが、膨潤の進行に伴って地山の強度は徐々に劣化しているものと思われる。
- ⑥ 石積擁壁の変状は著しいものであり、改築あるいは補強などの対策を急ぐ必要がある。
- ⑦ 路面の変状（隆起）については、縦断勾配に余裕があるので、オーバーレイなどによって逐次段差修正をしてゆくことが可能である。

3 のり面の安定性の検討

高速道路路面にあるB₂-4孔に設置した層別地中変位計およびB₃-1孔におけるスライディングマイクロメータ（図-1参照）による計測結果は、それぞれ、図-2および図-3に示す通りである。これらの結果を経時的にみると、膨潤ひずみがほぼ直線的に伸展していることは明らかである。したがって、ひずみが将来にわたっても上記のように進行した場合には、地山の強度が著しく低下することになり、このことが原因となつてのり面の不安定化をもたらすことが懸念された。

そこで、現場計測によって得られたひずみ量の変化状況に基づいて、将来におけるひずみ量を推定し、このひずみ量の増大に伴う地山強度の低下を室内試験によって試算し、将来ののり面の安定性を検討した。

3.1 膨潤量の将来予測

高速道路建設のために開削した当初の切土のり面には堅硬な安山岩が分布していたが、応力解放とその後の風化作用によって地山は劣化し、現在はどこによって風化過程に応じた様々な物性形態を示している。この劣化過程と地山を形成している岩石が土砂化するまでの関係を、図-4に模式的に示す。すなわち、硬岩においては劣化速度が小さく、しだいに風化が進み軟岩化するとともに劣化速度が大きくなり、ついには土砂となって膨潤が停止するという過程である。このような過程を考える場合、現在土砂状に近くなっている地表付近と、それよほも深い箇所とでは、将来の膨潤ひずみの増加の様子は異なるパターンを示すものと思われる。したがって、将来の膨潤ひずみの予測を行うに当たっては、上記のことを

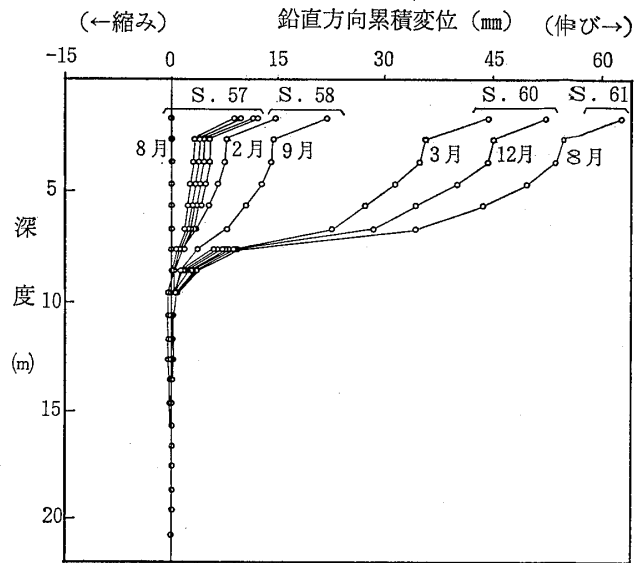


図-3 スライディングマイクロメータにより求めたのり尻部鉛直方向変位の経時変化

Fig.3 Change in the amount of vertical displacement under the ground at the toe of slope measured by the sliding micrometer

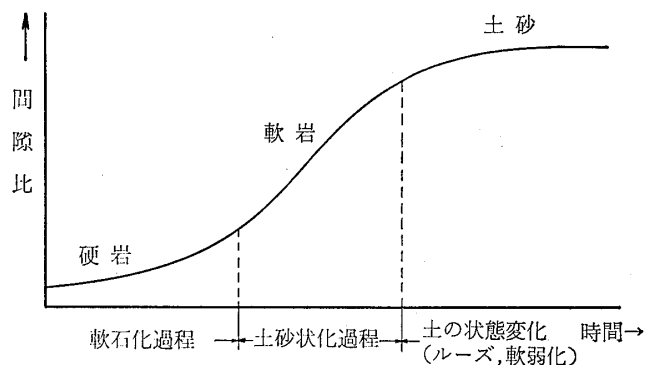
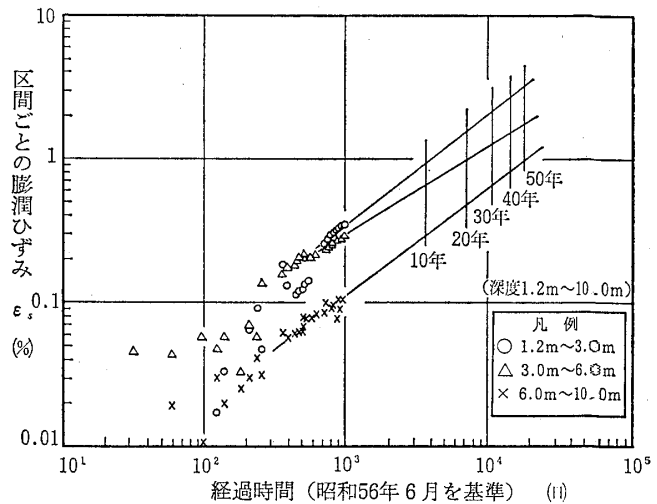
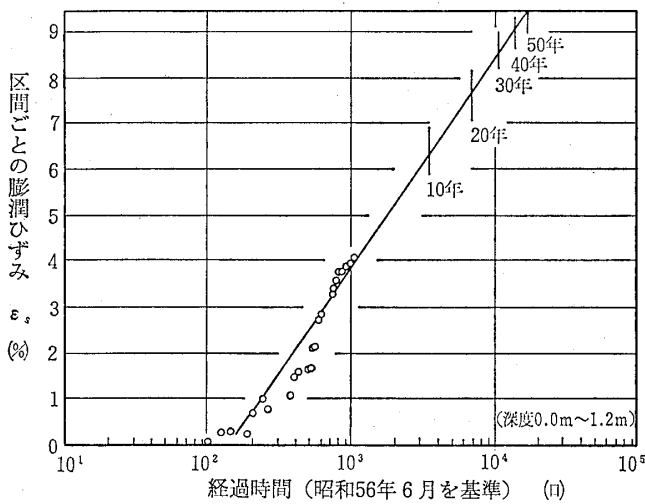


図-4 風化変質に伴う地山の変化と膨潤

Fig.4 Change in the state of rock and swelling by weathering

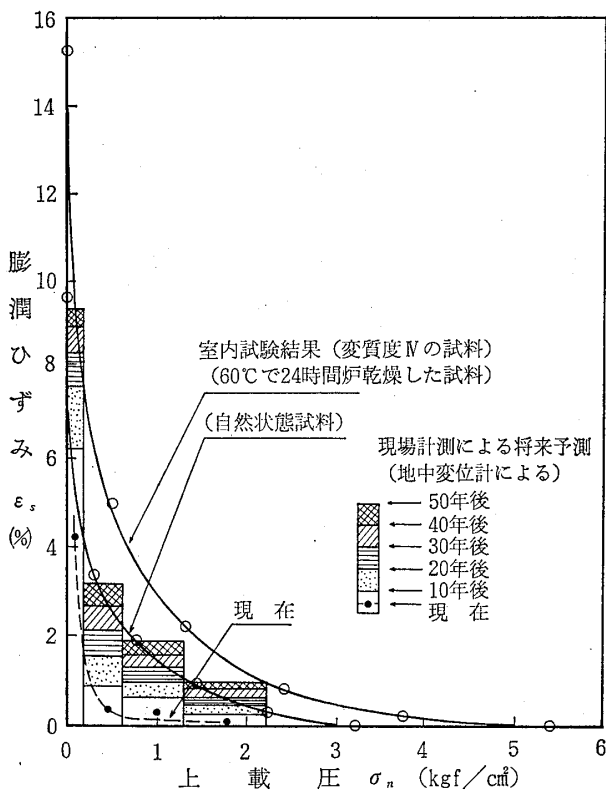
考慮して、土砂状に近くなっている地表付近では片対数グラフ ($\epsilon_s = a \log t$) を、一方、地表下の主に軟岩が分布している深度では両対数グラフ ($\epsilon_s = t^a$) を用いて、現場で計測されたひずみを時間との関係でプロットすると、図-5のようになる。

一方、入佐ほか(1984)によれば、その深度の上載圧を考慮して実施した室内膨潤試験によって求めた応力-膨潤ひずみ曲線は、図-6の白丸で示す通りである。また、図-6には、図-5に示した各深度における経過年数に応じた膨潤ひずみの予測量を、その深度に対応する上載圧のところに棒グラフで示してある。この図によれ



図一五 地中変位計による膨潤の予測

Fig.5 Forecasting of swelling displacement by extensometer



図一六 吸水膨張試験と現場計測に基づく膨潤ひずみの予測

Fig.6 Forecasting of swelling strain based on laboratory test and field measurement

で行われていることを考慮すれば、50年経過後の地山の表層部は最大ひずみに近い状態に達し、膨潤変位は終息するものと思われる。また、地下水水面下の1.2m以深における経年30~50年の予測ひずみは、室内膨潤試験の自然状態試料を用いた応力-膨潤ひずみ曲線の示す値に近いものとなっており、試料の含水条件が、膨潤量に大きく影響することを表している。

3.2 強度低下の推定

現場から採取した試料（ボーリングコア）の変質度を表一に示す基準に従って区分した。これらの区分のうち、ⅢとⅣに該当する試料に対して、将来予想される所定の膨潤ひずみを与え、一面せん断試験、一軸圧縮試験

表一 変質度区分

Table 1 Classification of alteration

変質度	コア状況
I	黒色，新鮮堅硬でほとんど変質していない。
II	変質し，やや緑色および灰色を帯びる，白色鉱物脈を伴う，球果状組織が肉眼で認め難い。
III	緑灰色でコアの面が粗い球果状組織が肉眼で認められる。
IV	緑灰色を呈し，球果状組織が明瞭で，砂粒状を呈する。
V	土砂状化した部分。

ば、地下水水面より浅い1.2m以浅の表層部における経年50年の予測ひずみは、室内試験における炉乾燥試料を用いた曲線に漸近している。この室内試験が、温度60°Cで乾燥させた試料に含水させるという極めて厳しい条件

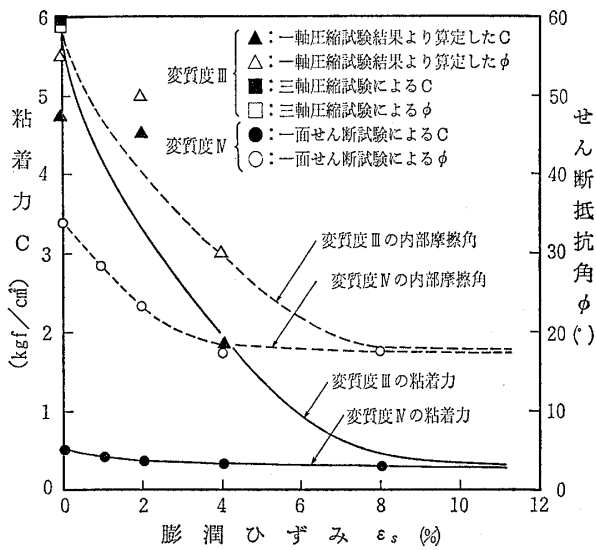


図-7 膨潤に伴う強度の低下（膨潤ひずみと粘着力、せん断抵抗角との関係）

Fig.7 Reduction of strength parameters according to swelling (Relationship between swelling strain and strength parameters)

および三軸圧縮試験を実施した。試験の結果は、図-7に示す通りである。ここに、変質度Ⅲの試料については、ひずみが0%の試料の三軸圧縮試験によって、粘着力 $C=5.95\text{kgf/cm}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=59^\circ$ が得られていたが、その他のひずみ量に対する C 、 ϕ の値は、不明であった。したがって、変質度Ⅲの試料については、膨潤ひずみが8%のときの C 、 ϕ の値が、変質度Ⅳの試料の値にほとんど等しくなるものとし、変質度Ⅲの試料の C 、 ϕ の値の膨潤ひずみに対する変化を、図-7に示すように仮定した。なお、変質度Ⅲで膨潤ひずみが0%、2%および4%の試料における一軸圧縮強度 q_u から、

$$q_u = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1)$$

の関係を用いて、先に仮定した曲線が示す値に最も近い値となる C 、 ϕ の組合せを求め、▲印と△印で示した。

3.3 のり面の安定解析

のり面の安定解析を行うための解析断面のモデル化に当っては、以下の条件を設定した。

- ① ボーリングコアの変質の程度を、表-1に示す基準に従って肉眼で分類し、解析断面における変質度分布を求めた。このとき、その分布を単純化するために、変質度ⅠをA、変質度ⅡとⅢをB、変質度ⅣとⅤをCと表わすことにした。

その結果、変質度の分布は図-8に示す通りで、

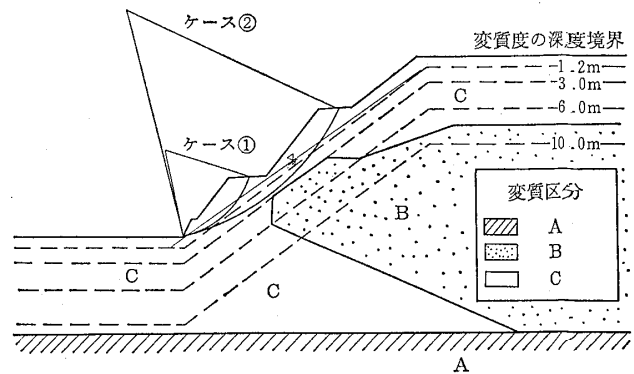


図-8 のり面の安定計算のモデル
Fig.8 Modeling for calculation of slope stability

のり面の中段部においては、比較的浅いところに変質度Bの岩盤が存在している。

- ② 上記の変質度分布に基づいてのり面の安定解析を行うに当たって、解析結果に影響を与える位置にある変質度BおよびCの岩盤に関する強度定数 (C および ϕ) を求めるために、変質度Bに対しては、図-7に示した変質度Ⅲの曲線を、変質度Cに対しては変質度Ⅳの曲線を適用することにした。
- ③ 一方、図-5に示したように、膨潤ひずみの経年変化の大きさは深度に依存しているため、地中変位計の計測深度に合わせて0~1.2m、1.2m~3.0m、3.0m~6.0m、6.0m~10.0mおよび10m以深の5層に区分した。これらの深さに相当する上載圧は、それぞれ0~0.2kgf/cm²、0.2~0.6kgf/cm²、0.6~1.3kgf/cm²、1.3~2.3kgf/cm²および2.3kgf/cm²である。図-8にはこの深度区分も記入してある。

したがって、各経過年数に対応したのり面の安全率を計算するとき、図-8によって各要素の深さ（上載圧）と変質度を知らることができる。そして、深さ（上載圧）と経過年数から、図-6によってその要素の経過年数に応じた膨潤ひずみを求める。つぎに、この膨潤ひずみとその要素の変質度から、図-7を用いて各要素のせん断強度定数を求めた。

以上の手順によって求めた定数を用いて、図-8に示すように、のり面の下段のみの場合（ケース①）と、のり面の中段と下段を合わせた場合（ケース②）について、経過年数0年、10年、20年、30年、40年、50年における安全率を計算した。その結果は図-9に示すようになった。これによると、ケース①の場合、およそ10年後において安全率が1を下まわることが予想された。したがって、下段下部の石積擁壁と1段目の切土のり面に対する

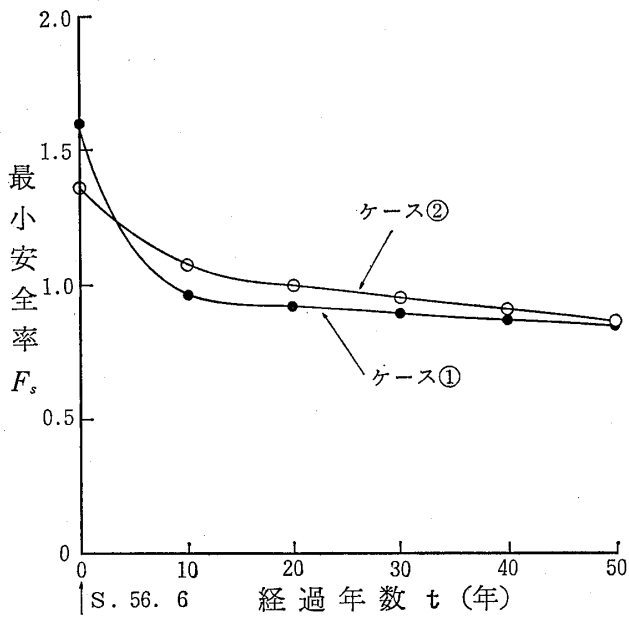


図-9 強度の経年変化を考慮したのり面安定解析結果
 Fig.9 Result of stability analysis taking into consideration the reduction of strength parameters by elapsed time

崩落防止対策工を早期に実施することが必要となった。

4 対策工

4.1 対策工の検討

膨潤に伴う強度定数の低下を考慮して、のり面安定性の検討を行った結果、昭和56年を起点として、安全率が5年経過後においては1.2以下となり、10年経過後においては1.0を下まわる可能性が示された。このように、現在の膨潤ひずみの進行速度は微々たるものであって、のり面が急激に不安定になることはないと思われる。しかしながら、ケース①ののり面を現在のまま放置すると、膨潤が進行し、これに伴って地山のせん断強度が低下することになり、下段ののり面が不安定化し、崩落するのみならず、中段をも含む大きな斜面崩壊に発展する恐れがある。さらに、強度低下の見積りはあくまでも現時点における将来予測であり、地山の将来の動きを完全に保障するものではない。そこで、現状ののり面の安全

表-2 対策工の比較

Table 2 Comparison of construction for countermeasure

項目	第1案 アンカー工法		第2案 ロックボルト工法	
	1-1案 経年10年対策工→2次対策工	1-2案 経年20年対策工→2次対策工	2-1案 経年10年対策工→2次対策工	2-2案 経年20年対策工→2次対策工
標準断面図				
安全性・施工性	<p>△</p> <p>信頼性は高いが、アンカー施工時に、そのつど足場を作る必要がある。 恒久対策アンカー施工時にも、第1段階施工のアンカーは有効に作用するものとした。 工費は高い 工期が長い 現状ののり面変形に対する工法としては大型工事である。</p>	<p>△</p>	<p>○</p> <p>恒久対策施工時は、第1段階施工のロックボルトは効力がないものとした。 工費は安い 工期が短い 枠工施工時点において、コンクリート吹付けの補修とするかもしれない。</p>	<p>×</p>
総評価			○	

率を維持するという防災上の観点から、対策工を実施することになった。

この道路は重要幹線であるため、平常通り使用しながら工事を行うことが必要であり、防災上の観点から、のり面対策工を先行させ、路面对策工は、縦断線形に余裕があることから、オーバーレイなどによって逐次段差修正することにした。

この箇所の地盤の膨潤は、乾湿くり返しによって促進されるが、上載圧（拘束圧）を加えることによって、膨潤を押えることが可能であるとの試験結果に基づいて、対策方法としては、拘束圧を加える方法によることになった。この場合、3章に述べたように、膨潤が50年あるいはそれ以上も継続するものであるとすれば、いつの時点の膨潤ひずみ量に対処するかによって、技術的にも経済的にも大きな相異が生じることになる。3章に述べた膨潤ひずみ量の予測にしても、高々3ヶ年ほどの実測値に基づいて行った1つの試行であることを考えると、現在の予知に関する技術レベルでは予測し難いような現象も起こり得る。したがって、50年後というような大きなひずみ量を対象にするよりも、10～20年後程度のひずみ量に対する対策工を施工し、その後の変状を確認しながら、その状況に応じ、必要があれば対策工を施工するという段階施工を検討することになった。

対策工の検討に当っては、アンカー工とロックボルト工のそれぞれについて、10年後および20年後のひずみ量を想定して、工事費、施工性などについて比較検討を行った。その結果は表-2に示す通りである。そして、総合的に判断して、経年10年のひずみ量を対象にして、ロックボルト工法による対策工を実施し、その後の変状を観測し、もし必要があれば、そのときにアンカー工法によって補強対策を行うことが決定された。

4・2 ロックボルト工の設計

膨潤に伴う地山強度の低下によって、10年後（昭和56年6月から）には、こののり面の安全率が1.0を下回ることが予想されていることから、ボルトの打設によってその10年後の時点においても、安全率 $F_s=1.2$ が確保できることをロックボルト工設計の基本方針とした。

ロックボルト工においては、

- ① 強度劣化に伴うすべりに対する補強
 - ② 強度劣化を防止するためのひずみの拘束
- の効果を期待している。しかしながら、②のボルトによるひずみ拘束の効果は、その支保機構が十分に解明されておらず、設計手法として確立されているとはいえない。そこで、設計法としては、①の迂りに対する補強の

効果として、ボルトのせん断力と引抜抵抗力によって、10年後においても所定の安全率を確保できる設計とした。その結果、表層2～3mのすべりに対し、その打設間隔は1mで、長さ4mのロックボルト（SNツイストボルトTD24）が採用された。

一方、ロックボルトを地山に挿入することによって、膨潤ひずみが抑制された場合、地山強度の低下や風化速度を減少させる効果が期待される。そして、ロックボルトによるひずみ拘束効果が顕著に現れるならば、10年後に予定している二次対策工の時期を遅らせることが可能になる。また、二次対策工において予定したアンカーの本数やアンカーの張力を減らすことも可能になるであろう。そのためには、一次対策工後に、地山の膨潤ひずみおよびロックボルト軸力を測定し、その結果を二次対策工の設計にフィードバックさせ、対策工全体としての効果の向上をはかることにした。

4・3 施工概要

(1) 捨土掘削

変形を起こしている既設の石積擁壁をバックホーを用いて取り除き、側道肩から本線路肩までの斜面が平らになるように掘削して仕上げを行った。一部の区間において、露出面が極めてルーズな状態となっていた箇所があり、このような区間では、ルーズになっている部分を除くために再切取を行った。

(2) 吹付コンクリート工

上記ののり面の整形を行った後に、湧水が認められた箇所には裏面排水工（ネトロンマット）を敷設し、吹付コンクリート工（厚さ15cm）を行った。当初、吹付コン

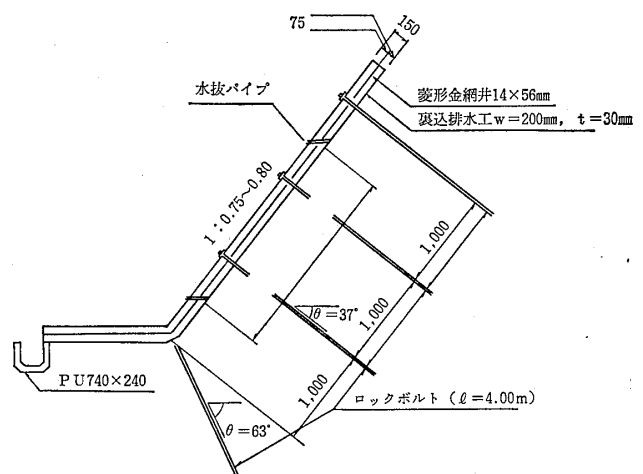


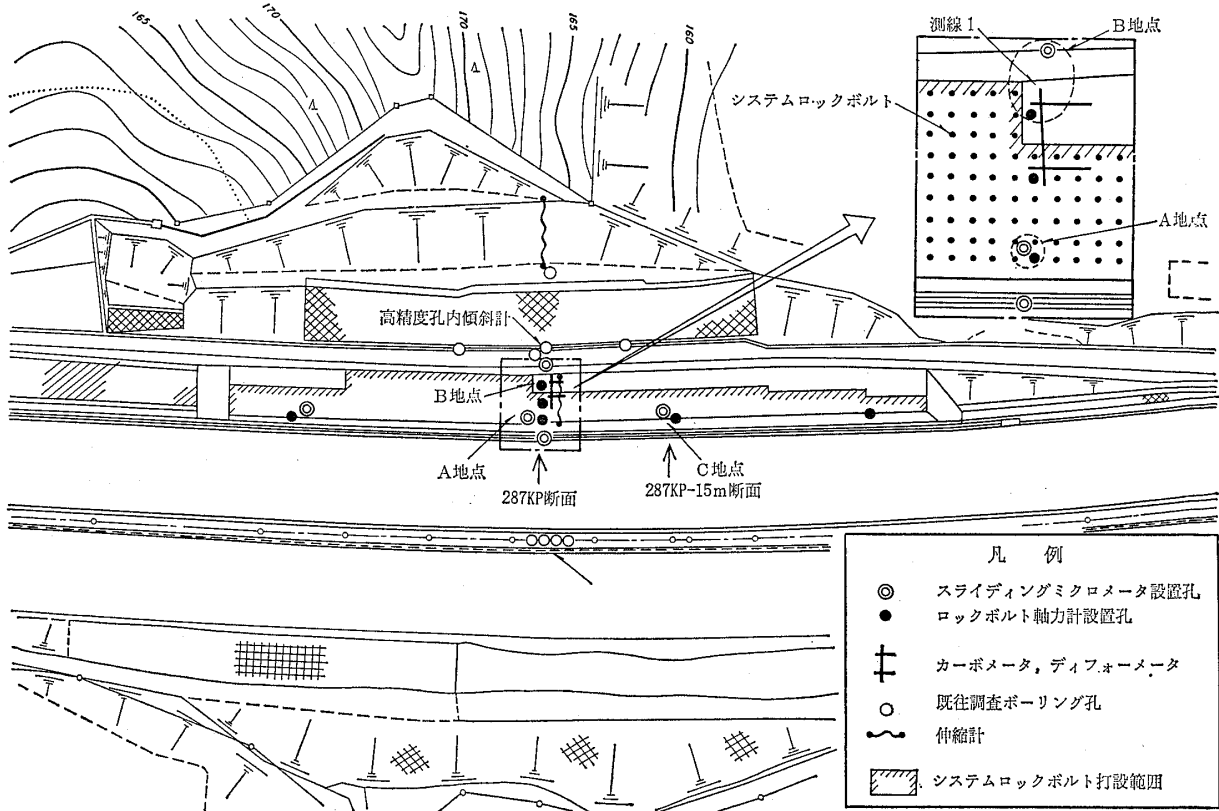
図-10 ロックボルト工および吹付コンクリート工断面
Fig. 10 Cross section of rock bolting and shotcrete

クリート工は、ロックボルト打設後に行う予定であったが、地山が予想していたよりも脆弱で、降雨などによる地山の損傷を防ぐ意味から吹付コンクリート工を先行させた。

(3) ロックボルト工

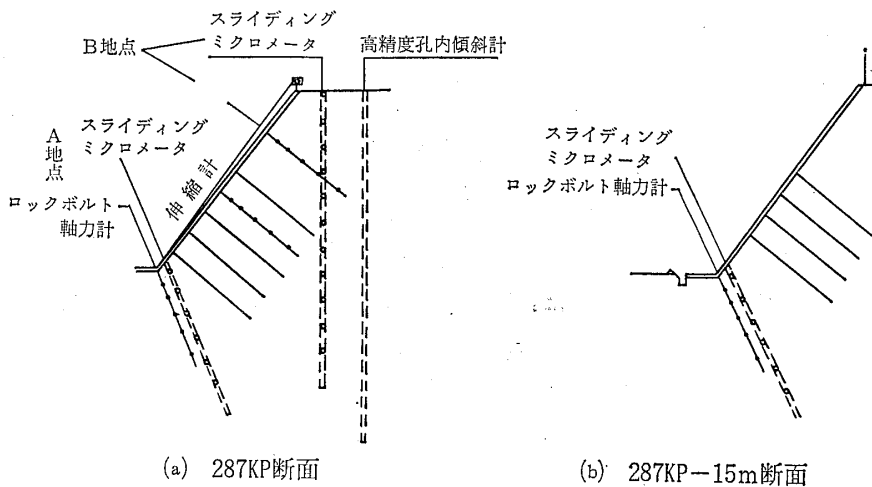
吹付コンクリート工の完了後に、ボーリングマシンに

よって吹付コンクリート上からのり面に直角に削孔し、ボルトを挿入した。ロックボルト工は全面接着式とし、ボルト頭部のベアリングプレートを吹付コンクリートの表面に接触する程度にナットによって軽く締付けた。これによって、ボルトにある程度の拘束を与えた。図—10に施工断面図を示す。



図—11 動態観測器設置箇所

Fig. 11 Locality of measuring instruments for field observation



図—12 計測器設置断面

Fig. 12 Arrangement of measuring instruments in vertical cross section

5 施工後の動態観測結果

施工後の動態観測としては、スライディングマイクロメータを使用して、地山内の変位を高精度で測定するとともに、そのときのボルトに作用する荷重を知るために、ロックボルト軸力計による測定を行った。一方、吹付コンクリート内の応力を算出するために、カーボメータおよびデフォメータによる測定を行った。

5.1 地山内の変位およびボルトに作用する軸力

スライディングマイクロメータは、ボーリング孔内において、その地中の孔軸方向の変位を1m区間ごとに測定するもので、図-11に示す5孔において測定を行った。一方、ロックボルト軸力計は、ロックボルト工に使用したボルトの頭部から、0.50m, 1.00m, 1.75m, 2.50mおよび3.50mのところ軸力計を取り付けたもので、図-11に示す6箇所に設置した。ここでは代表例として、287KP断面のA地点とB地点および287KP15m断面のC地点の計測結果について述べる。

(1) 287KP断面 (A地点およびB地点) の計測結果

A地点は、ロックボルト工を施工した斜面のり尻部であり、軸力計を取り付けたボルトに近接して、スライ

ディングマイクロメータによる膨潤ひずみ測定孔が設けられている(図-12(a)参照)。測定結果は図-13に示す通りである。深度0~1m間では、他の深度に比較して施工直後に膨潤ひずみが急速に増加しているが、1ヶ月後にはその増加を停止している。深度1~2m間では、ひずみは極めて小さく、ほとんど変化していない。これらの深度に対して、深度2~4m区間では、対策工施工直後から7月までの7ヶ月間、膨潤ひずみはほとんど一定の速度で増加し、0.3%強となっている。しかしながら、7月以降は、ひずみ速度が低下していることがわかる。また、深度4~5m間では、ひずみは一定速度で増加しているが、この区間はボルト打設深度範囲外である。これらのひずみの変化をボルトの軸力計による軸方向応力の変化と比較すると、総括的にみて、7月以後にひずみ速度が低下しているのに対して、軸方向応力は7月に急増している。このことはボルトのひずみ拘束効果が現れてきたためと考えられる。

B地点は、図-11に示すように、ロックボルト工を施工した斜面のり肩部に位置しているもので、システムロックボルト施工範囲外である。そして、図-12(a)に示すように、スライディングマイクロメータ孔は側道路肩に鉛直に掘削されているが、ロックボルト軸力計は、シ

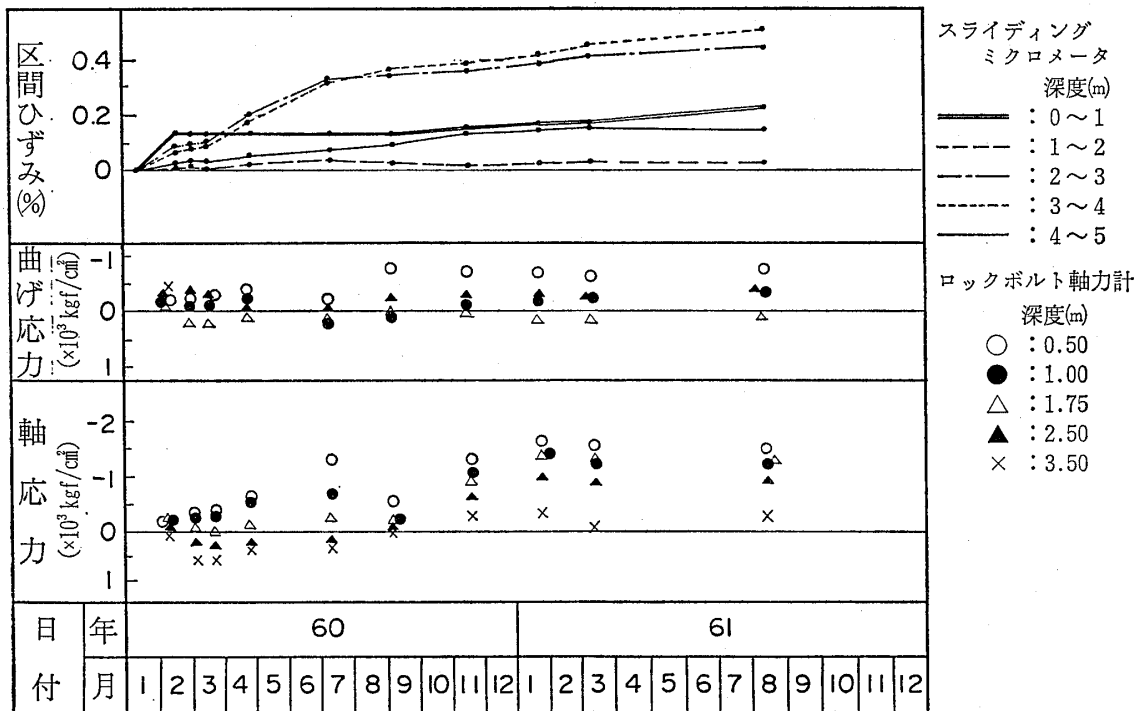


図-13 287KP断面のり尻部 (A地点) におけるスライディングマイクロメータおよびロックボルト軸力計測定結果

Fig.13 Results measured by slidingmicrometer and rock bolt strainmeter at the toe of slope in 287KP (A point)

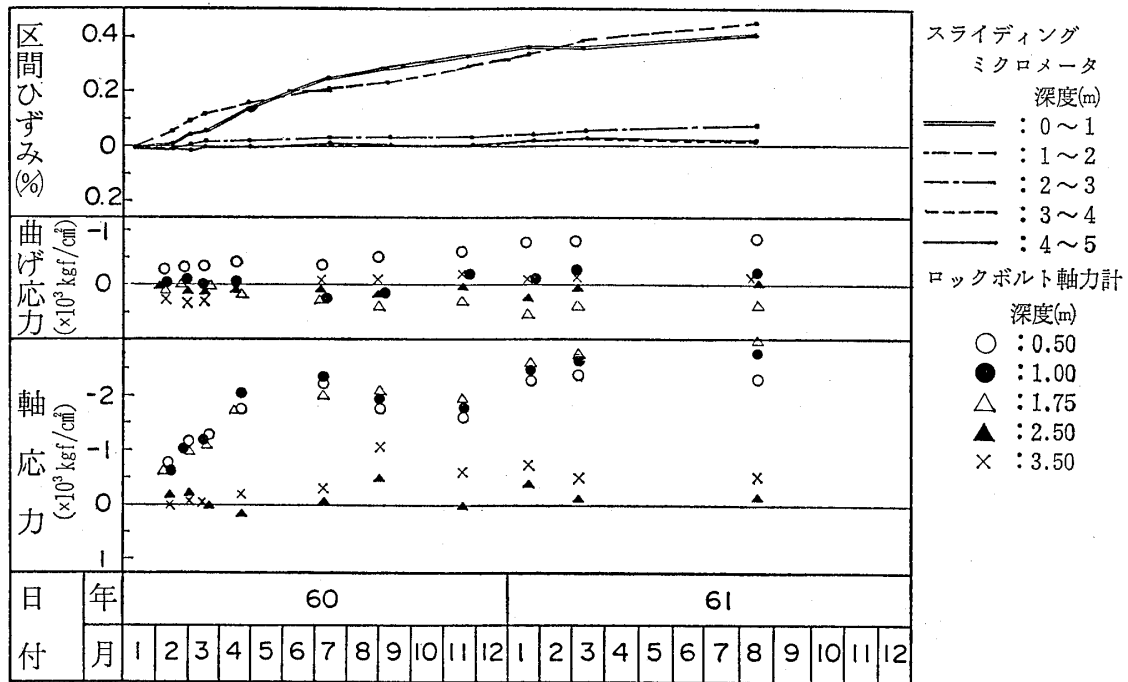


図-14 278KP断面8段目ロックボルト無施工箇所 (B地点) におけるスライディングマイクロメータおよびロックボルト軸力計測定結果
 Fig.14 Results measured by slidingmicrometer and rock bolt strainmeter at the middle of slope where no system rock bolt is setted in 287KP (B point)

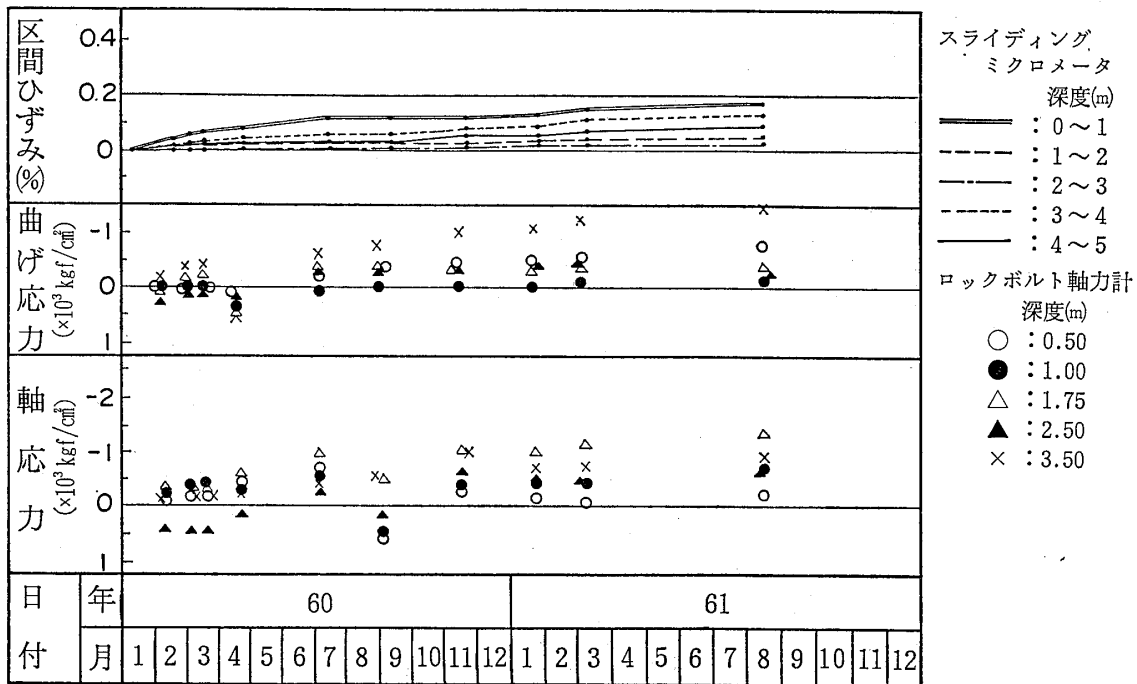


図-15 287KP-15m 断面のり尻部 (C地点) におけるスライディングマイクロメータおよびロックボルト軸力計測定結果
 Fig.15 Results measured by slidingmicrometer and rock bolt strainmeter at the toe of slope in 287KP-15m (C point)

ステムロックボルトの8段目から、のり面に直角に設置されている。したがって、図から分かるように、側道下2m以浅のところはロックボルトの影響が直接及ばない領域と考えられる。この地点における測定結果を図-14に示す。深度0~2mの浅部においては、当初比較的大きな値を示していたひずみ速度は、4月以降徐々に低下し、7月以降は一定速度を示している。これに対応して、軸応力は4月までは急激に上昇し、その後はその増加速度が緩やかになっている。この変化状況は、A地点において見られた状況と類似しており、この区間におけるひずみ速度の低下は、それより下部に施工されたシステムロックボルトのひずみ拘束効果を間接的に表しているものと考えられる。

一方、2m以深においては、ひずみが0.05%以下と小さく、また軸応力も多少のバラツキはあるものの、おおむね500kgf/cm²程度で増加の傾向は認められず、2m以浅とは対照的な動きを見せている。この2m以深には変質度がⅡの岩石が分布しており、膨潤性そのものが比較的小さいためと解される。

(2) 287KP-15m断面(C地点)の計測結果

C地点(図-11参照)は変質度がⅢであって、A地点およびB地点の表層部に比べて、膨潤ひずみの増加は全体的に小さい(図-15)。深度0~1m区間が0.15%程度、それ以深では0.1%以下となっている。軸方向応力も全体に小さく、すべて1,000kgf/cm²以下であって、7月頃からほとんど変化していない。これに対して、深度3.5m(他の深度に比べて、変質がやや進んでいる)における曲げ応力に増加傾向が認められる。これは、ひずみの増加が小さいことを考え合わせると、部分的に上方に膨潤しているためと思われる。

5・2 吹付コンクリートに生じた応力

カーボメータおよびデフォメータによる測定は、図-11に示すように、3本の測線に沿って行われた。測線1は、測点5以降がシステムロックボルト施工区域内にあり、測点2には隣接してロックボルト軸力計が設置されている。図-16は、測線1における曲げモーメントおよび曲げ応力の分布の経時変化を示したものである。この結果によれば、システムロックボルト施工区間(測点番号5~8区間)の曲げモーメントと曲げ応力の大きさは、ロックボルト無施工区間のものに比べて、相対的に小さくなっている。

一方、曲げモーメントの作用方向をみると、ロックボルトを打設してあるところに位置している測点(測点番号2, 5, 7)と、それらの間にある測点(測点番号

3, 4, 6)とでは方向が逆になっている。このことは、ロックボルト打設部の吹付コンクリートは拘束されているが、ロックボルトが打設されていない中間部の吹付コンクリート背面には、膨潤土圧がかかっていることを表しており、吹付コンクリートによる被覆効果が発揮されているということが出来る。

以上のように、カーボメータとデフォメータによる計測の結果、背面からの膨潤土圧によってかなり大きい曲げ応力が吹付コンクリートに作用していることが判明した。

6 のり面の管理

さきに述べたように、対策工を決めるに当たっての基本的考え方としては、膨潤に伴う強度劣化によって生ずるすべり破壊に対して、ロックボルトのせん断強度と引抜抵抗力を利用して、所定の安全率($F_s=1.2$)を確保することにあつた。しかしながら、強度劣化の将来予測が非常に困難である一方、ロックボルトによる膨潤ひずみの拘束効果が期待されることもあって、現場計測を行いながら、その状況に応じて段階的に施工対応をして行くこととした。この場合、スライディングマイクロメータによる膨潤ひずみの測定およびロックボルトに作用する軸応力の測定を行い、地山の安定性の管理を行うこととし、それぞれについて管理目標値を設定した。

膨潤ひずみに関する管理目標値は、以下に述べるようにして求めた。図-5および図-6に示したことを参考

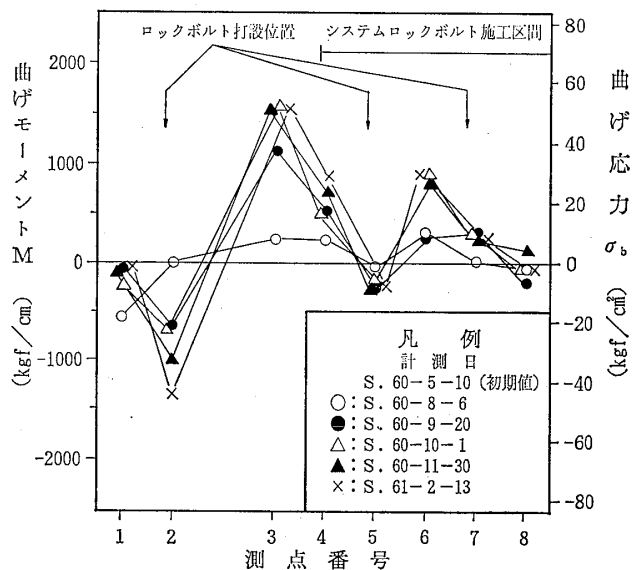
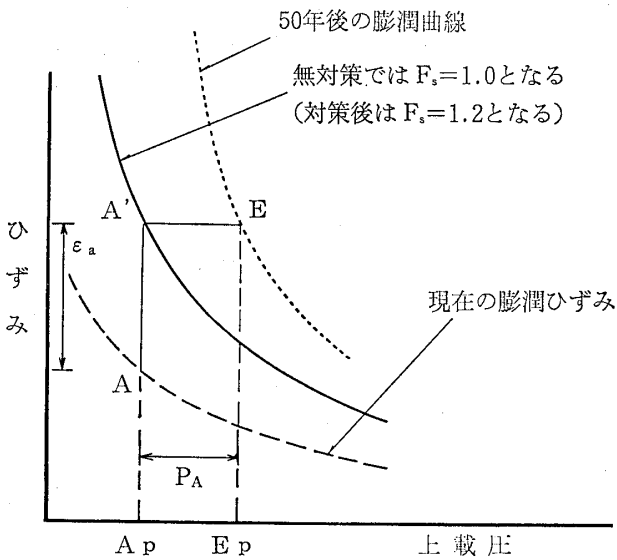


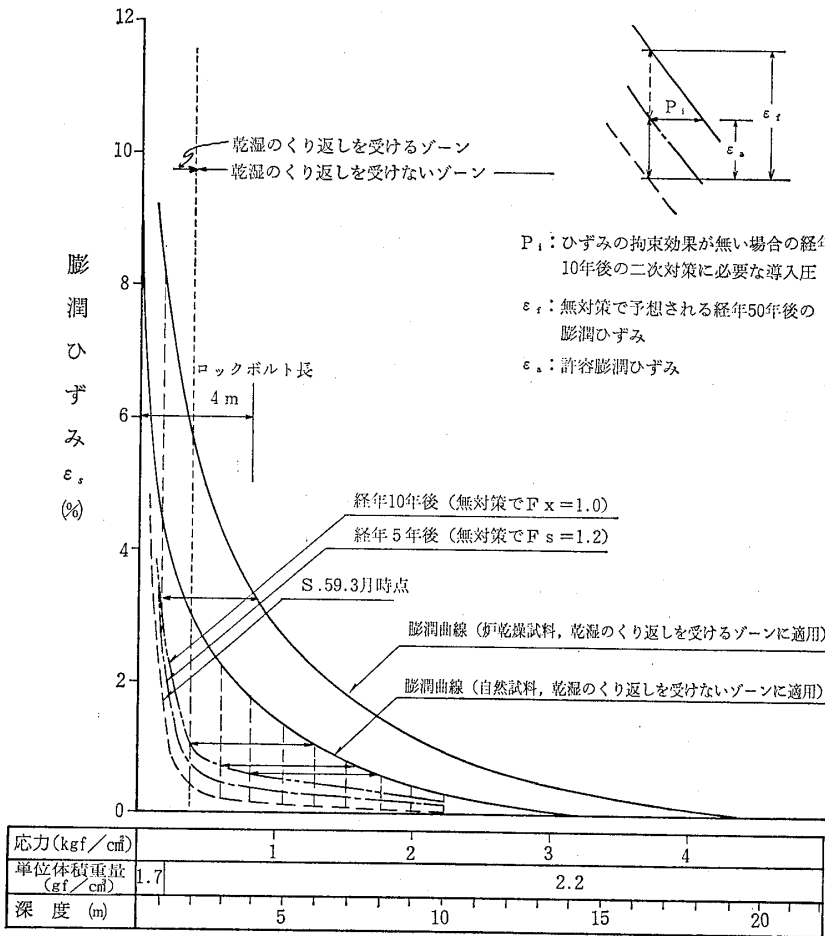
図-16 吹付コンクリートに作用する曲げモーメントおよび曲げ応力(測線1)

Fig.16 Bending moment and bending stress acting on shotcrete (line no.1)



図—17 管理基準説明用模式図
 Fig. 17 Schematic diagram for explaining the basis of administration

にして、深度ごとの膨潤ひずみの状態を上載圧との関係で示すと、図—17の模式図のようになる。図—17において、破線は膨潤が始まってから現在までの膨潤ひずみ量を示し、この時点におけるのり面の安全率 F_s は 1 より大きく、のり面は安定している。つぎに、膨潤が進行した場合、のり面の安全率が $F_s=1.0$ となる時の膨潤ひずみは実線で示される。すなわち、のり面の安定対策を施さない限り、破線で示されている現在の膨潤ひずみは、実線で示されている $F_s=1.0$ の膨潤ひずみ量に達し、のり面の安定が損なわれることになる。そこで、膨潤ひずみが増加し、実線で示されている $F_s=1.0$ の曲線に達しても、所定の安全率 $F_s=1.2$ が確保されるように、吹付コンクリートとロックボルトによるのり面補強対策工を実施したのである。したがって、対策後においては、地山の所定深度の膨潤ひずみがこの曲線より下にあれば、のり面は安全率 $F_s > 1.2$ を確保していることになる。図中の AA' (ϵ_a) は、対策工実施後における許容ひずみ量を表している。



図—18 吸水膨張試験と現場計測に基づく将来の膨潤ひずみと必要導入圧力
 Fig. 18 Swelling strain in future and introduced pressure estimated by swelling test and results of field measurement

一方、岩石試料による室内吸水膨張試験によって、図-6に示したように、拘束圧と膨潤ひずみの関係が得られている。この曲線は、そこに示す拘束圧のときの最大ひずみ量を表しており、その拘束圧においては、ひずみがそれ以上に増大しない限界を示している。図-17において

は、このひずみの限界を示す曲線を点線で表してある。図中の点 A' から横軸に平行に引いた直線が、上記の曲線と交わる点を E とすると、この点は、上載圧が E_p の限界値を示している。したがって、上載圧が A_p であるときのひずみる深度において、 $P_A (= E_p - A_p)$ の拘

表-3 管理目標とする許容膨潤ひずみと許容軸応力

Table 3 Allowable swelling strain and axial stress for administration based on field measurement

対策の範囲	深度 (m)	無対策の場合予想される極限のひずみ ϵ_f (%)	経年10年対策後の恒久対策に必要な導入圧 P_i (kgf/cm ²)	管理目標値	
				ロックボルトの許容軸応力 σ_a (kgf/cm ²)	S. 61. 1月時点より許容できる膨潤ひずみ ϵ_a (%)
打設範囲	1	6.0	0.7	3600	1.0
	2	2.6	0.9	3600	0.7
	3	2.0	1.0	3600	0.5
	4	1.6	0.9	3600	0.4
打設範囲外	5	1.2	—	—	0.4
	6	0.9	—	—	0.3
	7	0.7	—	—	0.3
	8	0.5	—	—	0.2
	9	0.4	—	—	0.2
	10	0.2	—	—	0.1

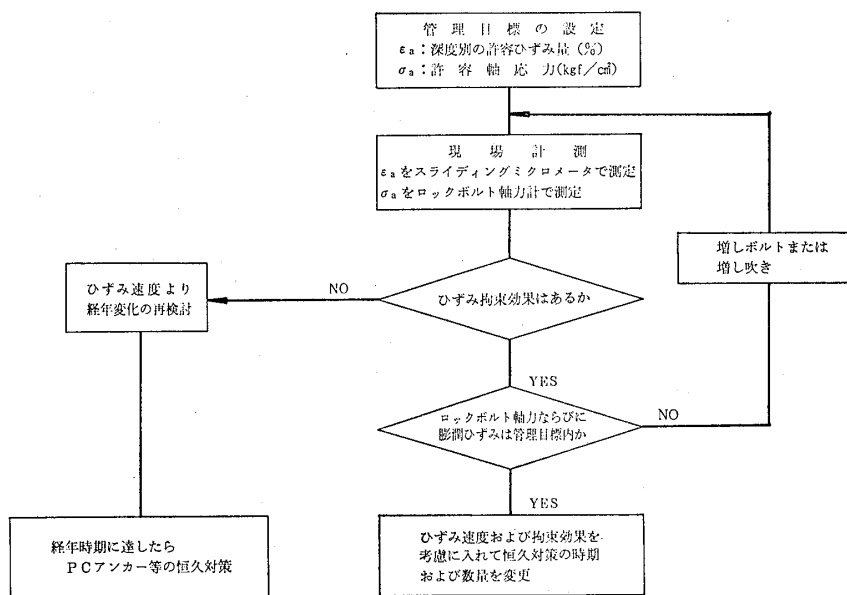


図-19 ロックボルト工による対策工と現場管理流れ図

Fig. 19 Countermeasure by rockbolting and flow chart for administration based on field measurement

束圧を加えることによって、上載圧が A_p である深度のひずみは点 A' より大きくなならないことになる。したがって、ひずみが点 A' に達した時点で、 $F_s=1.2$ を確保するのに必要な導入圧は $P_A(=E_p-A_p)$ ということになる。このような考え方に従って、許容できるひずみ量 ϵ_a と ϵ_a まで膨潤した時に施工する予定である二次対策に必要な導入圧を図-18によって求めた。また、施工してあるロックボルトの軸力強度が $5,400\text{kgf/cm}^2$ であるので、安全率 $F_s=1.5$ として、ロックボルトに加わる軸応力の管理目標値を $3,600\text{kgf/cm}^2$ とした。その結果、地山のひずみおよびロックボルトに加わる軸応力の測定に関する管理目標値を、表-3に示すように設定した。

一方、管理手順は、図-19に示す現場管理流れ図に従った。ひずみ拘束効果が期待できたと判断された場合、そのときのひずみが管理目標値以下であれば、二次対策の施工を遅らせることが可能となる。

のり面の安定確保のための管理方法としては、管理目標値に基づいた管理図を作成し、のり面の膨潤と応力の関係を監視することにした。

5・1節に述べた287KP断面のA地点におけるスライディングマイクロメータおよびロックボルト軸力計による計測結果を用いて、膨潤ひずみと軸方向応力の関係を各深度ごとに示すと図-20のようになる。ここに、ロックボルト軸力計の深度0.50m、1.75m、2.50m、3.50mに対しては、スライディングマイクロメータの測定区間0~1m、1~2m、2~3m、3~4mをそれぞれ対応させてプロットしてある。なお、軸力計の深度1.00mにおけるそれぞれの軸方向応力に対応する値としては、ひずみ測定区間が0~1mおよび1~2mの区間の膨潤ひずみの平均値を対応させてプロットした。これらの結果によれば、昭和61年8月の時点において、軸方向応力の値は、いずれの深度においても、管理目標値の $3,600\text{kgf/cm}^2$ よりも小さく、 $1/2$ 以下である。

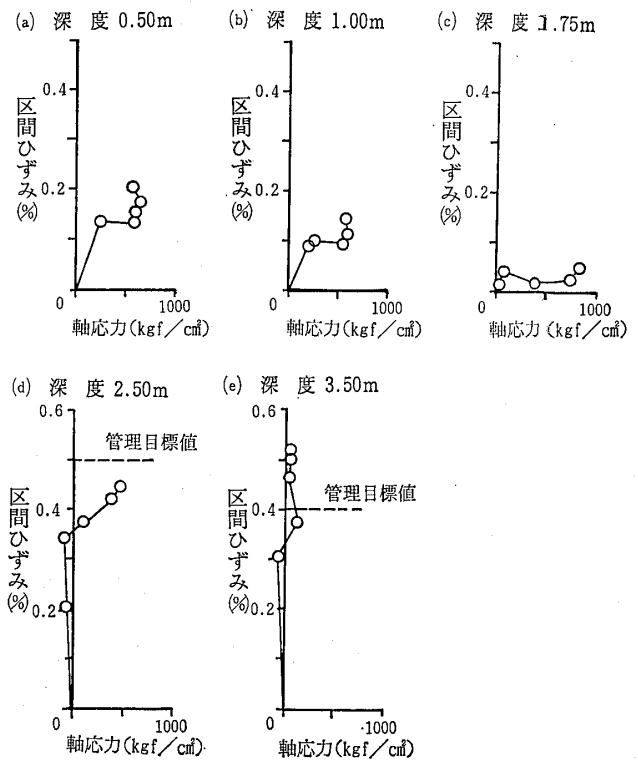


図-20 スライディングマイクロメータとロックボルト軸力計による対策工効果のモニター結果

Fig.20 Effect of rockbolting and shotcrete evaluated by results of field measurement

一方、膨潤ひずみに関しては、各深度ごとの管理目標値に対する最大測定値の比を求めると、表-4のようになる。これによれば、0.50m、1.00mおよび1.75mの3深度におけるその比は0.15以下であって、所定の安全率を十分確保していることがうかがえる。これに対して、深度2.50mおよび3.50mにおいては、それぞれ0.90および1.28となっており、所定の安全率を下回る傾向を示している。

表-4 ひずみおよび応力の許容値および最大値

Table 4 Allowable value and the maximum value in strain and stress

	深度 (m)	ひずみ (%)		A/B	軸方向応力 (kgf/cm ²)
		最大測定値(A)	管理目標値(B)		
1	0.50	0.15	1.00	0.15	1,500
2	1.00	(0.09)	(0.85)	(0.11)	1,250
3	1.75	0.02	0.70	0.03	1,300
4	2.50	0.45	0.50	0.90	950
5	3.50	0.51	0.40	1.28	350

軸方向応力の値とひずみの値の関係をみると、1.75m以浅においては、軸方向応力が1,500~1,300kgf/cm²、ひずみが0.15~0.02%であるのに対して、2.50m以深においては、深くなるに従って軸方向応力は950→350kgf/cm²と小さくなる傾向を示し、反対に、ひずみは、0.45←0.51%と大きくなり、深度3.50mにおいては管理目標値を示している。このことは、およそ2m以浅においてはロックボルトによる膨潤ひずみの拘束効果が現れているが、それ以深においては、膨潤ひずみの増加が著しく、拘束効果が十分に発揮されていないことを示している。

7 あとがき

のり面の変状調査の結果に基づいて、ロックボルト工と吹付コンクリート工によるのり面補強工事を行った。施工後に実施した動態観測結果によって、のり面の安定性の推移を監視し、第二次対策工検討のための資料としたほかに、以下のことが明らかになった。

- ① 膨潤性地山に対して、ロックボルトによるひずみ拘束効果が十分に発揮される。
- ② 吹付コンクリートは、地山の膨潤荷重に対して、梁の曲げ抵抗を主とした一種の被覆効果として評価できる。
- ③ 上記の場合、ロックボルトは梁の支持点として機能する。

今後の問題としては、この一連の調査で得られた膨潤

性地山に対する変形挙動と、ロックボルトと吹付コンクリートの効果を反映した地山のモデル化を行い、これらの工法の膨潤性地山に対する適用の普遍化をはかることを考えている。この場合、最も問題となるのは、膨潤に伴う強度劣化の定量的把握法であって、室内力学試験方法の開発もその1つと考えられる。

謝 辞

本報告の作成に際しては、日本道路公団仙台管理局の資料を御提供頂き、発表の機会を与えて頂いた。ここに関係各位に対し厚く御礼を申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 入佐純治, 麓秀夫, 満弘之 (1984): グリーンタフ地域における土木構造物の変状と岩石物性について, 応用地質調査事務所年報, No. 6, pp. 69~84
- 中出尚夫, 植本直之, 入佐純治 (1985): 変質安山岩の風化に伴う切土路面およびのり面の変状について, 切土のり面および斜面の風化と安定に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会
- 植本直之, 入佐純治, 大塚康範, 満弘之 (1986): 現場計測結果からみた膨潤性地山におけるロックボルト及び吹付コンクリートの挙動, 土木学会第41回年次学術講演会予稿集, pp. 613~614

