

地下空洞掘削に伴う堆積軟岩地盤の長期変形

Long-term Deformation of Sedimentary Soft Rock Associated with Underground Excavation

松本正士 (まつもと まさし)

東急建設(株)技術研究所土木研究室 土木基礎グループリーダー

龍岡文夫 (たつおか ふみお)

東京大学工学部 教授

早野公敏 (はやの きみとし)

東京大学生産技術研究所 助手

古関潤一 (こせき じゅんいち)

東京大学生産技術研究所 助教授

1. はじめに

近年、大型の橋梁基礎や地下構造物等の重要構造物を、堆積軟岩を対象に構築する例が増加している。その際、クリープ変形等も含めた長期的な地盤の変形特性を正確に把握する必要がある。著者らは神奈川県相模原市の上総層群堆積泥岩に大深度地下空間を構築し、各種原位置試験およびサンプリング試料を用いた室内三軸圧縮試験を実施し、現場計測結果と合わせて軟岩の変形特性を検討してきた^{1),2)}。今回、良質な不攪乱試料を用いた高精度の三軸クリープ試験を行い、原位置で軟岩地盤の長期変形挙動との比較検討を行った。

2. 地盤構成および実験地下空洞掘削

当該地域は、神奈川県相模原市西部の相模川丘陵に位置する。深度7 mまでは腐植土および立川ローム、その下は層厚14 mの砂礫層、さらにその下部は上総層群堆積泥岩である(図-1(a))。まず、地中連続壁工法(SMW)により山留め壁を構築し、幅6 m、長さ10 mの立坑を深度24 mまで切梁工法で構築した。堆積泥岩層ではロックボルトと吹付けコンクリートのNATM工法に切替え、深度50 mまで掘削した。その後、長さ30 m、最大高さ8 m、幅8 mの馬蹄形横坑を、実証実験用の地下空間として構築した。

約2年経過後、深度50 mの底盤より直径4 mの立坑を深度70 mまで構築した。その底部より、図-1(a)に示すようにらせん状のトンネル(『スパイラルトンネル』)を掘削し、コンクリートを充填してこれを支保工に用い、その後直径20 mのドーム状空洞を深度82.5 mまで掘削した(以下『ミニドーム』と言う)³⁾。ミニドーム掘削には、ロックボルトと吹付けコンクリートを適用した⁴⁾。

3. 堆積軟岩の強度・変形特性

泥岩層より採取した試料を、原位置有効上載圧(σ'_0)で等方圧密して、CD, CU三軸圧縮試験を行った。当該軟岩地盤は、主にシルトで構成されセメンテーションが卓越しているために、深度方向の強度(最大偏差応力 q_{max})の変化が小さい(図-1(c))。ミニドームが構築された深度82.5 m地点では、圧縮強度は大略8 MPaで

ある。地山強度比(q/σ'_0)は約10となり、破壊に対する強度は十分大きいことがわかる。

図-1(b)に、三軸圧縮試験において局所変位計(LDT)を用いて求めた接線ヤング率 E_{max} (0.001%のひずみレベル)と、原位置弾性波速度測定(PS検層)から求めた E_f を示す。両者は類似であり、その値はともに約3.2 GPaと非常に大きい。地盤変形の計測結果によると、『地盤のひずみは0.01%レベルと非常に小さく、数値解析により逆算して求めた変形係数は2.4 GPaと非常に大きい』とされている⁴⁾。このひずみレベルにおける非線形性、施工による地盤の乱れとクリープ変形の影響を考慮すれば、この変形係数と $E_f \div E_{max}$ の値との対応は良い。

4. クリープ挙動の検討

4.1 多段階クリープ三軸圧縮試験

堆積軟岩のクリープ特性を把握するため、精密な多段階排水三軸クリープ試験^{5),6)}を行った。深度82.5 m地点のドーム側壁にコア抜きマシンを堅固に固定し、水平方向に試料をサンプリングし、その後、直径5 cm、長さ15 cmに成形して三軸試験用のコアを得た。

本研究に用いた三軸装置は、連続的に速度可変なACサーボモーターを用いた載荷システム⁷⁾であり、0.01~

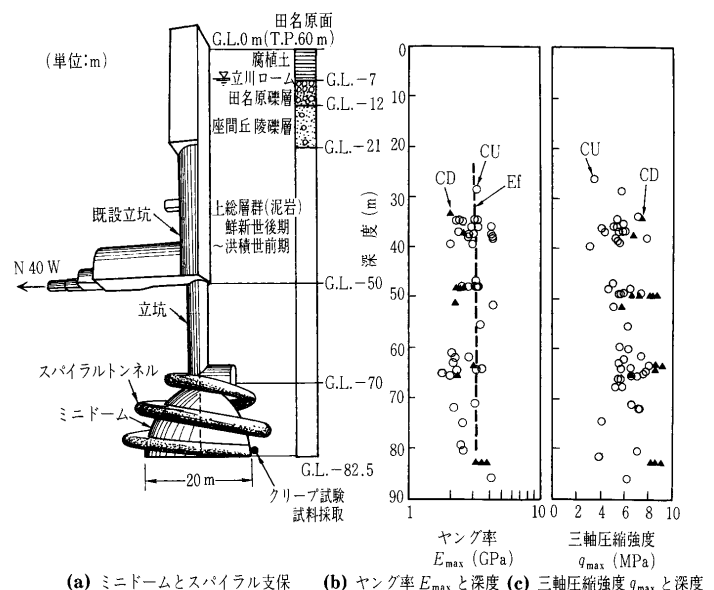


図-1 相模原ミニドームと地盤構成

0.0001%/分の範囲で任意の軸ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_v$) で載荷できる。軸変位は、図-2に示すように、①外部変位計(ダイヤルゲージ)でロッドの変位を測定 (EXT), 非接触型変位計②でキャップの変位を測定 (GS. cap), および供試体側面のターゲット間距離を非接触型変位計③で測定 (GS. local), および④LDTで測定 (LDT)の四つの方法を用いた。端面をキャッピングして供試体をセルに設置し、側面にろ紙を貼付け、二重負圧法により飽和化を図り、原位置の有効上載圧とはほぼ等しい有効拘束圧0.8 MPaで等方圧密した後、排水条件で三軸試験を開始した。供試体の含水比は22.5~27.6%, B 値は0.95~0.98であった。

3種類の応力レベル $q=1$ MPa, 3.6 MPa, 4.6 MPa でクリープ試験をそれぞれ1~2日間行い, $q=4.6$ MPaまで載荷した後、除荷した。載荷時のロッド変位による軸ひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_v$) は $q=3.6$ MPa まで $\dot{\epsilon}_0=6 \times 10^{-5}$ /分, $q=3.6 \sim 4.6$ MPa では $\dot{\epsilon}_0/100$ とした。ただし, LDTを用いた局所測定により測定した軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v$ は, 上記の $\dot{\epsilon}_v$ の約半分であった。単調載荷途中およびクリープ試験後には, 片振幅 $\Delta q=0.1$ MPa の微小な繰返し載荷(6回)を $\dot{\epsilon}_v=\dot{\epsilon}_0$ で行い, クリープ変形がほぼ終了した6回目の繰返し載荷試験の結果から各応力状態における弾性変形係数を求めた⁸⁾。

4.2 試験結果および現場計測

図-3に, 典型的な $q \sim \epsilon_v$ 関係を示す。全体として④LDTと③GS. localの局所計測軸ひずみは類似であるが, ②キャップ変位から求めた軸ひずみの変化ははるかに大きい。これは, 供試体端面のベディングエラーを含み変形を過大評価しているためであろう。①EXTによる軸ひずみは, 載荷軸とロードセルの変形を含んでいるために, さらに変化の程度が大きい。 $q=1$ MPa 付近の応力~ひずみ関係の拡大図(図-3(b))を見ると, $q=1$ MPa までの小さな応力レベルでの単調載荷では, ④LDTと③GS. localの局所計測, ②GS. capの外部計測ではそれほど大きな軸ひずみの差は現れていない。しかし, $q=1$ MPa における応力一定のクリープ状態では, 局所計測で観察される軸ひずみ増分はわずか0.0008%であるのに対し, ②GS. capによる軸ひずみ増分は

0.016%と非常に大きな値である。図-4に代表的なクリープ試験中の軸ひずみ ($q=3.6$ MPa) の時刻歴を示すが, 同様な傾向が得られている。図-4に示すクリープ軸ひずみは, 測定された軸ひずみの変化量そのものである。載荷装置が軸変位制御であるため, q を一定に保つために q は微小に変動しているが, これに伴う変形はほぼ可逆的, すなわち弾性的である。

以上のことから, 予想に反して軸応力が増加している軸ひずみ速度一定の載荷状態よりも, 軸応力が一定のクリープ応力状態の方がベディングエラーの影響が顕著になる事が分かる。同様な結果が, 硬質な堆積軟岩については, 一貫して得られている^{5),6),8),9)}。これは, 供試体の上下端面成形時に端面近くが乱され, その領域のクリープ変形性が大きくなるのが理由として考えられるが, 真のメカニズムを把握するために今後の研究が必要である。少なくとも, キャップ変位からクリープ軸ひずみを求める従来の方法は大きな誤差を含んでしまい, クリープ変形を過大に評価する可能性が大きいと言える。

深度82.5 m 地点の有効上載圧は0.8 MPaであるため, 空洞掘削で生じる掘削面近くでの偏差応力 q も, 有効上載圧と同等と考えられる。 $q=1$ MPaでのクリープ状態の ϵ_v の時刻歴を図-5に示す。④LDTの測定結果の詳細は, 図-6に示す。図-5には次式による最小二乗近似線も合わせて示す。

$$\Delta \epsilon_{\text{creep}} = \beta + \alpha \cdot \ln t$$

あるいは,

$$\Delta \epsilon_{\text{creep}} = \epsilon_0 + \alpha \cdot \ln(t/t_0) \dots \dots \dots (1)$$

ここで, $\Delta \epsilon_{\text{creep}}$: クリープひずみ

t : クリープ開始後の経過時間

ϵ_0 : $t=t_0$ の時のクリープひずみ

α, β : 係数

(1)式でのクリープひずみ増加率を示す係数 α は, ④LDTで計測した軸ひずみに基づくとわずかな値であるが, ②外部計測に基づくとその約20倍となる。LDTで計測した軸ひずみに基づき, (1)式を用いた50年後のクリープによる最大主ひずみの予測値は, 0.001%程度と非常に小さく, 当該空洞掘削におけるクリープ変形はごくわずかであることが予測される。

ミニドーム断面に設置した地中変位計を図-7に示す^{3),4)}。図-7(a)中の曲線は地上から投影したスパイ

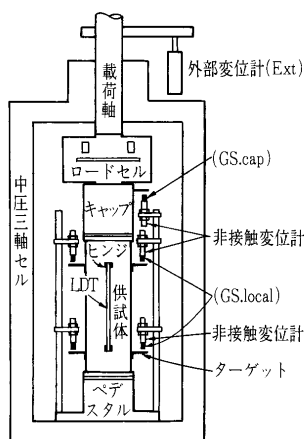


図-2 軸変位計測装置

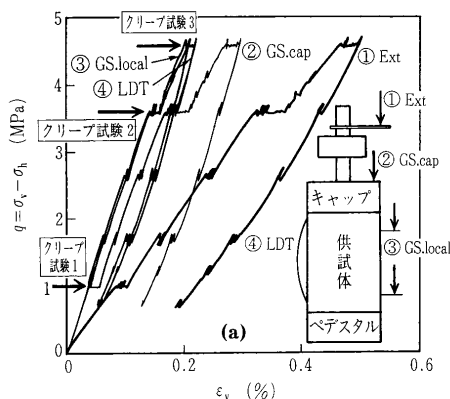
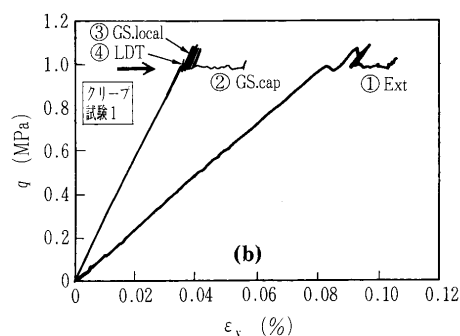
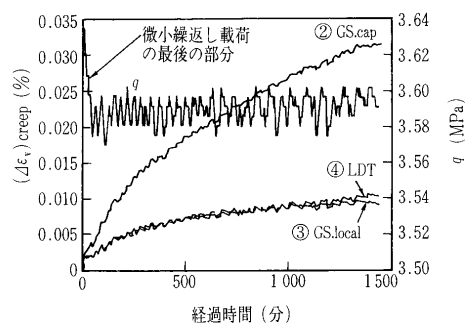
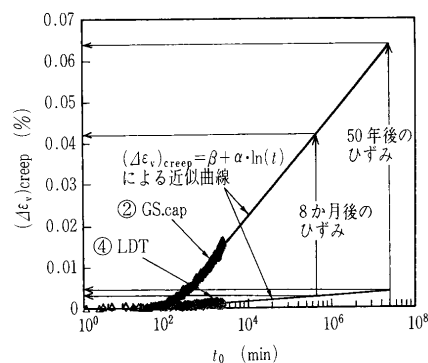


図-3 典型的な実験結果 ($\bar{\sigma}_c'=0.8$ MPa)

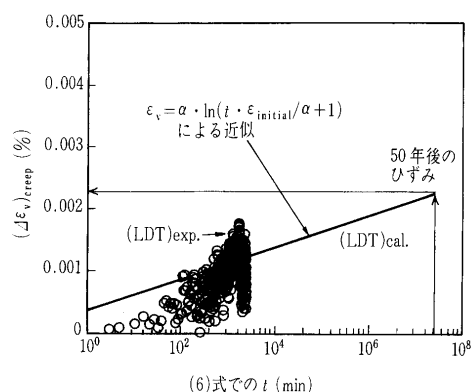




図—4 $q=3.6$ MPa でのクリープ試験での q と軸ひずみ ϵ_v の時刻歴

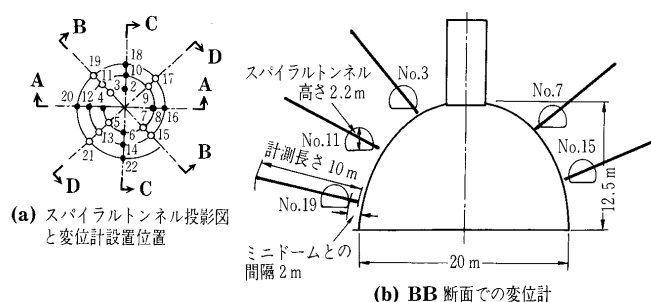


図—5 $q=1.0$ MPa でのクリープ軸ひずみの時刻歴



図—6 (6)式を適用したクリープ軸ひずみの時刻歴

ラルトンネルの位置である。深度70 mの立坑底盤付近のNo. 2から、円弧外側のNo. 22に行くに従い深度は大きくなる。ミニドームはこのスパイラルトンネルの内側に掘削、構築される。スパイラルトンネルの4断面の22箇所に、地中変位計を設置した。図—7 (a)のBB断面での変位計設置状況を図—7 (b)に示し、計測変位長さを図—7 (c)に示す。スパイラルトンネルよりミニドームと反対方向6 mの位置に、仮不動点を設置し、そこからドーム壁面とほぼ垂直方向に約10 mの長さ(反対側先端はミニドーム坑壁より50 cm地中の位置)の地中変位計を設置した。変位計測の時刻歴を図—7 (d)に示す。ミニドーム掘削が完了した後、8箇月の計測期間中、クリープ変形はほとんど認められない。なお、三軸試験で測定されたのはクリープ最大主ひずみ $(\epsilon_1)_{creep}$ であり、現場で測定されたクリープ変形はクリープ最小主ひずみ $(\epsilon_3)_{creep}$ に相当する。したがって、室内試験と現場計測のクリープひずみ(変形)は直接対応しない。



図—7 地中変位計測位置および変位計測結果

一方、微小ひずみレベルでの排水状態でのポアソン比は0.2程度である¹⁰⁾。したがって、 $(\epsilon_1)_{creep}$ が微小であれば $(\epsilon_3)_{creep}$ も微小である事になる。この点で、LDTを用いたクリープ三軸試験結果と現場計測結果は対応している。

ここで、(1)式は $t=0$ の場合に解が求まらない不都合がある。そこで、(1)式を変形する。クリープ開始時 $(\epsilon_0=0)$ を、 $t=t_0$ として、 $t \geq t_0$ の場合に適用すると、(1)式は(2)式に変形できる。

$$\Delta \epsilon_{creep} = \alpha \cdot \ln(t/t_0); t \geq t_0 \quad \dots \dots \dots (2)$$

上式を微分すると、

$$\dot{\epsilon}_{creep} = \alpha/t \quad \dots \dots \dots (3)$$

これより $t=t_0$ で、

$$\alpha = \dot{\epsilon}_{initial} \cdot t_0 \quad \dots \dots \dots (4)$$

したがって、(2)式は $\Delta t=t-t_0$ を用いて次式に変形できる。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \alpha \cdot \ln\{(t-t_0)/t_0+1\} \\ &= \alpha \cdot \ln(\Delta t/t_0+1) \\ &= \alpha \cdot \ln(\Delta t \cdot \dot{\epsilon}_{initial}/\alpha+1) \quad \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

$\Delta t \geq 0$ を $t \geq 0$ に置き換えると、最終的に次式を得る。

$$\epsilon = \alpha \cdot \ln(t \cdot \dot{\epsilon}_{initial}/\alpha+1); t \geq 0 \quad \dots \dots \dots (6)$$

(6)式ではクリープ開始時である $t=0$ の時にも不都合はない(注:「(6)式の t 」は「(2)式の t 」- t_0 である)。そこで、(6)式を用いて実験データの整理を、以下のように試みた。単調軸載荷を停止したときの軸ひずみ速度、すなわち(6)式での $t=0$ の時の $\dot{\epsilon}_{initial}$ を実験値から求めた。次に係数 α を任意に与え、実験結果の $(\Delta \epsilon_v)_{creep}$ と t の関係を(6)式により最小二乗近似する際、係数 α を試行的に与えて相関係数が最小となるよう繰返し計算を行い、係数 α を決定した。(6)式でのひずみ～時間関係を図—6に示す。データのばらつきが小さくはないが、LDTで計測した軸ひずみに基づくと、50年間で生じるクリ

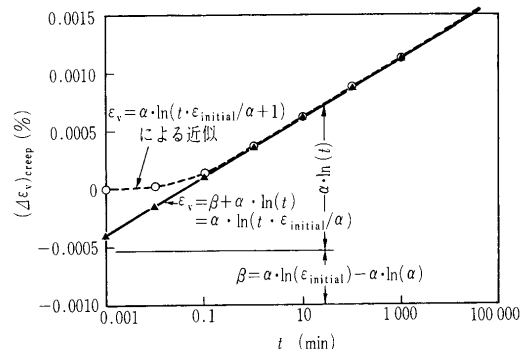


図-8 (1)式と(6)式の関係

一軸ひずみの予測値は、0.001%レベルと非常に小さい。これは(1)式による予測値と同じである。これより、地山強度比で10程度の比較的小規模な空洞掘削工事においては、掘削時およびその後のクリープで生じるひずみは非常に小さく、例えば三軸圧縮試験で観察される当該軟岩の破壊ひずみ0.4%と比較しても、そのクリープひずみははるかに小さいことがわかる。

一方、キャップ変位から求めた軸ひずみに基づくと、(6)式でも0.01%レベルの予測値が得られ、実測値を著しく過大評価する。以上の結果は、一般に、現場のクリープ挙動を把握するため、三軸圧縮クリープ試験を行うことが多いが、この結果はその際に局所的なひずみ計測が必須であることを示している。

4.3 対数クリープ式の考察

ここで、(6)式と(1)式との関係について若干の検討を行う。 $t \gg \alpha / \dot{\epsilon}_{\text{initial}}$ の場合、(6)式は次式に変形できる。

$$\begin{aligned} \epsilon &\doteq \alpha \cdot \ln(t \cdot \dot{\epsilon}_{\text{initial}} / \alpha) \\ &= \alpha \cdot \ln t + \{\alpha \cdot \ln(\dot{\epsilon}_{\text{initial}}) - \alpha \cdot \ln \alpha\} \quad \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

今、

$$\beta = \{\alpha \cdot \ln(\dot{\epsilon}_{\text{initial}}) - \alpha \cdot \ln \alpha\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

とすると、これは(1)式と等しくなる。これらの関係を図-8に示す。 $t \gg \alpha / \dot{\epsilon}_{\text{initial}}$ の場合(1)式と(6)式は等価となり、 $t < \alpha / \dot{\epsilon}_{\text{initial}}$ であるほど(1)式と(6)式の差は大きくなる。また(1)式での切片 β は、(6)式における $\dot{\epsilon}_{\text{initial}}$ と係数 α によって一意に決定される定数である。

5. ま と め

1) 軟岩のクリープ挙動の検討のため、三軸クリープ試験が行われることが多い。その際、LDT等の局所計測によるひずみと比較して、従来用いられているキャップ変位からのクリープひずみははるかに大きくなる可能性がある。相模原市でのミニドーム掘削完了後、8箇月間、地盤のクリープ変形はほとんど認められなかった。この観察結果は、三軸試験でのLDTによる局所計測データとよく対応する。しかし、キャップ変位から求めたクリープひずみは非常に過大である。したがって、泥岩地盤のクリープ挙動を把握するためには、精度の良い三軸クリープ試験を実施することが必須である。

2) 時間とひずみの関係を、(1)式で近似した場合、50年後のクリープひずみは0.001%程度と非常に小さい

事が予測される。ただし、(1)式では $t=0$ の場合に解が求まらないため、これを変形して(6)式を求めた。

$$\Delta \epsilon_{\text{creep}} = \beta + \alpha \cdot \ln t \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\Delta \epsilon_{\text{creep}} = \alpha \cdot \ln(t \cdot \dot{\epsilon}_{\text{initial}} / \alpha + 1); t \geq 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

3) (6)式により50年後のクリープひずみを求めても0.001%レベルとなる。通常の三軸圧縮試験で認められる破壊ひずみ0.4%と比較してはるかに小さい。したがって、地山強度比で10程度の地盤において、比較的小規模な空洞掘削の場合には、掘削時およびその後のクリープで生じるひずみは非常に小さいと考えられる。

4) (6)式と(1)式は、 $t \gg \alpha / \dot{\epsilon}_{\text{initial}}$ の場合には等価である。さらに、(1)式における係数 β は、(6)式から $\beta = \{\alpha \cdot \ln(\dot{\epsilon}_{\text{initial}}) - \alpha \cdot \ln \alpha\}$ で求めることができ、係数 α により一意に決定される。

謝辞：

深度82.5 m 地点でのミニドームの構築は、新エネルギー・産業技術総合開発機構(NEDO)から『大深度地下空間開発技術の研究開発』の委託を受けた(株)エンジニアリング振興協会により行われた。現場計測データ等を快く提供して下さった関係各位に、深い感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No. 487/Ⅲ-26，pp. 177～186，1994。
- 2) 壺内達也・越智健三・龍岡文夫：空洞掘削による堆積軟岩の変形挙動に及ぼす諸要因，第30回土質工学研究発表会，pp. 1151～1154，1995。
- 3) (株)エンジニアリング振興協会：大深度地下空間開発技術の研究開発成果報告書，平成8年度産業科学技術研究開発事業新エネルギー・産業技術総合開発機構委託，1997。
- 4) 中西 章・大川 孝・梶 修・細田泰宏：大深度地下空間開発技術の研究開発，土と基礎，Vol. 46，No. 6，pp. 17～20，1998。
- 5) 佐藤剛司・松本正士・龍岡文夫：軟岩の三軸クリープ試験法の開発，第32回地盤工学研究発表会，pp. 1225～1226，1997。
- 6) 松本正士・佐藤剛司・早野公敏・古閑潤一・龍岡文夫：堆積軟岩の三軸クリープ試験・低ひずみ速度載荷試験におけるベディングエラー，岩の一軸および三軸試験の方法と結果の適用に関するシンポジウム，pp. 169～176，1998。
- 7) 天谷宗徳・濱谷正司・佐藤剛司・古閑潤一：三軸載荷装置システムにおけるACサーボモータの利用，第32回地盤工学研究発表会，pp. 685～686，1997。
- 8) 松本正士・佐藤剛司・龍岡文夫：堆積軟岩の変形係数に及ぼすクリープ履歴およびひずみ速度の影響，第32回地盤工学研究発表会，pp. 1227～1228，1997。
- 9) 早野公敏・松本正士・龍岡文夫・古閑潤一・佐藤剛司：堆積軟岩の三軸クリープ試験およびクリープ変形予測モデルの検討，第29回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 8～14，1999。
- 10) Hayano, K., Sato, T. and Tatsuoka, F.: Deformation characteristics of a sedimentary soft rock from triaxial compression tests rectangular prism specimens, Geotechnique, Vol. 47, No. 3, Symposium In Pint, pp. 439～449, 1997。

(原稿受理 1999.4.14)