招待論文

軟弱地盤の側方流動

LATERAL SOIL MOVEMENTS UNDER EMBANKMENT LOADS

柴田 徹*・関口 秀雄**

By Toru SHIBATA and Hideo SEKIGUCHI

1. はじめに

軟弱地盤上に道路盛土や河川堤防などを構築する際には、地盤の沈下のみならず、側方流動現象にも十分な注意を払う必要がある。しかしながら現在のところ、全幅の確信をもって事前設計に供し得るような側方流動予測法は見当たらない。その背景には、側方流動問題が、いわゆる地盤の変形問題と破壊問題の両者にまたがっているため^{1),2)}、古典的な土質力学のアプローチでは十分に対処しきれないという大命題がある。

また、予測を行ううえに必要な三要素 (Geometry, Material, Loading)³⁾に目を転じると、特に自然堆積地盤のプロフィールづくりと、数値解析で仮定される地盤モデルとの間に大きなギャップがある。すなわち、自然堆積地盤の地層構成、サンド・シームやサンド・レンズなどのマクロ・ファブリック、さらには基盤の起伏や傾斜、被圧地下水の存在など、地盤の Geometry に関する情報を的確に把握し、それを三次元的な地盤の変形解析に反映させるような、一貫した調査・解析システム作りはいまだ十分でないように見受けられる。もちろん、このようなトータルとしての解析システムが一朝一夕に構築し得るものとは考えられないが、その方向への足がかりとして、著者らは、軟弱沖積地盤の地層構成を改めて重視したい。その大きな理由は、地層構成に、その地盤の成因と堆積環境が敏感に反映されていることによる。

本報告では、以上に述べたような視点から、まず側方変形特性の表現法について予備的な考察を行う。次いで、

試験盛土を中心とした現場実績を系統的に整理し、軟弱地盤の側方流動に及ぼす地層構成の影響を抽出する。さらに、弾・粘塑性有限要素解析に基づいて、軟弱粘土地盤の側方流動に及ぼす部分排水効果を定量的に明らかにする。

なお、本論文では圧縮応力と圧縮ひずみを正にとることにする。

2. 側方変形的基本性状とその表現法

(1) 粘塑性流動パターンと圧密変形パターン

簡単のため、平面変形場を考える。このとき、ある瞬間 $t = t$ における盛土基礎地盤の変形状況は、変位速度ベクトル図によって明示される。たとえば Fig. 1 は、モデル粘土地盤の破壊間近の流動状況を、弾・粘塑性非排水解析に基づいて示したものである²⁾。ここに q は載荷圧、 q_f は極限支持力である。同図において、のり面の中点を中心とする円弧すべり的な動きが注目される。

次に、局部載荷重を時間的に一定に保持した場合の地

Fig. 1 Velocity field of an undrained clay foundation at imminent collapse (after Shibata and Sekiguchi, 1980).

* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所長
(〒611 宇治市五ヶ庄)

** 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所 (同上)

Keywords: consolidation, embankment, lateral soil movement

Fig. 2 Velocity fields of a clay foundation during consolidation (after Shibata and Sekiguchi, 1980).

盤変形パターンについて考える。この場合、一般に脱水圧密が生じるため、地盤の変形量は刻々変化することになる。このような圧密途上の地盤の変形速度場を例示したものが、Fig. 2である²⁾。同図 (a) は、载荷レベルが低く、地盤がほぼ弾性的に振舞っている場合の圧密変形パターンである。のり尻付近の側方変位が、盛土側に向かっていていることに注目したい。他方、载荷レベルが高くなり、塑性ひずみが卓越するような状況では、側方変位は、盛土の外方に向かって、いわゆる圧密沈下と連動しながら発達していくことになる (Fig. 2 (b))。

(2) 側方変位コンターに基づく考察

一般に、地盤は成層構造を有している。したがって、

Fig. 3 Contours of equal lateral displacement at the end of construction of an embankment.

たとえば、圧縮性の小さな砂層で被覆された軟弱粘土層の側方流動の傾向を把握しようとする、変位杭などによる地表での側方変位計測のみでは不十分であり、鉛直傾斜計などによる地中側方変位計測が必要になる。

その場合、問題になるのは測線をどこに選ぶかということである。その判断資料として用意したものが、Fig. 3である。同図は、ある溺れ谷性の軟弱地盤上の盛土を対象として、盛立て完了時の側方変位 (δ) の等値線を、弾・粘塑性有限要素解析に基づいて描いたものである⁴⁾ (本論文では盛土の外側に向かう側方変位が正である)。ここで、盛土基礎地盤内で側方変位が最大となるのは図中の点 A であることに、まず注目したい。点 A は、おおむね盛土斜面の midpoint の下方に位置していることがわかる。したがって、このような斜面 midpoint を通る鉛直測線を選ぶのも一案である。実際、Marsland ら⁵⁾ は、試験盛土の破壊実験結果に基づいて、幅広い押え盛土部の midpoint を通る地中傾斜計が盛土の安定管理上、有効であると述べている。

さて、Fig. 3 中の点 A では、側方変位 δ の水平偏微係数と鉛直微係数がともにゼロになっている。それに対し、盛土のり尻下の点 B では、側方変位の鉛直微係数のみがゼロである。本論文では、このような盛土のり尻下の鉛直測線に沿う側方変位の極大値を δ_m と表示し、点 A に具現化される側方変位の数学的な意味の最大値 δ_{max} とは区別している。なお δ_m の値は、著者らの解析結果によれば、 δ_{max} の 75 % 程度には達するので、盛土のり尻を通る鉛直測線も、実用上、十分に有用である。

ところで、Fig. 3 中の点 C では側方変位の水平微係数がゼロとなっている。すなわち、次式の関係が成り立っている。

$$\epsilon_h = -\frac{\partial \delta}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ϵ_h は側方ひずみ、 x は水平座標である。このような側方ひずみ $\epsilon_h = 0$ の点を連ねた軌跡は、物理的にも重要な意味をもっているが、その詳細については次節で述べる。

(3) 側方ひずみと鉛直ひずみ

盛土中心線下の任意深度 z における微小土要素のひずみ状態を、Fig. 4 に模式的に示す。ここに、 ϵ_h は側方ひずみ、 ϵ_v は鉛直ひずみである。添字 cl は、各物理量の盛土中心線下の値を意味している。さて、盛土中心下の各要素の鉛直ひずみを、軟弱層の厚さ H にわたって積分すると、地表面沈下量 ρ_{cl} の値を求めることができる。このことは、軟弱層が多層から成る場合にも同様である。各層の寄与を詳しく知りたいときには、層別沈下計を設置し、各層の

Fig. 4 Schematic illustration of strain state beneath an embankment.

Fig. 5 Loci of zero lateral strain for a semi-infinite, undrained, elastic material subjected to embankment loading.

Fig. 6 Definitions of the volume lost in settlement, V_{σ} , and the volume gained in lateral deformation, V_{δ} .

平均的な鉛直ひずみを求めることもよく行われる。

しかし、もう1つの独立なひずみ成分、すなわち $(\epsilon_h)_{CL}$ に関しては、その重要性にもかかわらず、その逆解析は、ほとんど試みられていないように見受けられる。著者らは、任意の深度 z における側方ひずみ ϵ_h の値が、盛土中心線下 ($x=0$) から盛土のり尻 ($x=B/2$) まで、どのように変化していくかを、弾・粘塑性有限要素解析に基づいて調べ、最終的に次式の表現を得た⁶⁾。

$$\delta = -A^* \cdot b \cdot (\epsilon_h)_{CL} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 δ は盛土のり尻下の任意深度における側方変位、 $b=B/2$ である。同式中のパラメーター A^* は、 $\epsilon_h=0$ となる点の x 座標、すなわち x_m の値に依存する比例係数である。式 (2) の右辺に負符号がついているのは、圧縮ひずみを正とする本論文の符号規約のためである。

著者らがこれまでに行ってきた解析結果によると、パラメーター x_m/b の値は、深度には実質的に依存せず、0.7程度になっている。また、それに対応する A^* の値は、0.4程度である⁶⁾。したがって式 (2) を用いると、盛土のり尻に設置された地中変位計データから、盛土中心線下の側方ひずみ $(\epsilon_h)_{CL}$ の値を推定することができる。このように側方ひずみの値が推定できると、層別沈下計による鉛直ひずみ情報と結びつけて、いわば構成式レベルの詳しい検討を行うことも可能になる⁷⁾。

次に、側方ひずみ $\epsilon_h=0$ となる軌跡について補足しておく。半無限弾性地盤に対する応力分布解⁸⁾ を利用し、非排水条件のもとで $\epsilon_h=0$ となる軌跡を求めると、次のようになる。

$$x^2 - z^2 = \frac{a^2 + b^2}{2} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 x =水平座標、 z =鉛直座標、 a =天端幅/2、 b =敷幅/2 である。式 (3) は双曲線を表すが、Fig. 5 に例示するとおり、その内側の領域 (1) では、側方ひずみは負になる。すなわち、同領域内の各要素は側方に膨張傾向を示す。それに対し、同境界線の外側、すなわち領域 (2) の要素は、側方に圧縮ひずみを受けることになる。

ただし、実地盤では軟弱層の厚さは有限であり、また部分排水の影響も大きい。したがって、式 (3) をそのまま用いることはできないであろう。かくして著者らは、前出の Fig. 3 の結果と、式 (3) の形から類推して、次の近似式が有用であると考えている。

$$x_m \approx \pm \left(\frac{a^2 + b^2}{2} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (4)$$

(4) 側方流動土量と沈下土量

盛土基礎地盤の大局的な変形状況を把握するには、Fig. 6 に示すような幅 B 、厚さ H の地盤ブロックに着目するとよい。まず、その側方境界の変位プロフィールが既知であるとする。このとき、単位奥行長さ当たりの側方流動土量 V_{δ} は、次式によってただちに算定することができる。

$$V_{\delta} = 2 \int_0^H \delta \cdot dz \dots \dots \dots (5)$$

同様に、地表面における沈下プロフィールが既知であると、単位奥行長さ当たりの沈下土量 V_{σ} を、次式によって求めることができる。

$$V_{\sigma} = \int_{-B/2}^{B/2} \rho \cdot dx \dots \dots \dots (6)$$

いま、盛土基礎地盤が完全に飽和しており、局部載荷

に伴って非排水変形を生じるとしよう。このとき、 $V_o = V_o$ なる関係が成り立つはずである。すなわち、盛土のめり込み量だけ、基礎地盤ブロックは側方へはらみ出すはずである。従来、このことは自明のこととされていたようである（たとえば土質工学用語辞典の即時沈下の項⁹⁾参照）。しかし、Tavenas ら¹⁰⁾が鋭く指摘したように、上記のことは一種のドグマであり、現場実績によって実証されているケースはきわめて少ないのが実情である。

そこで以下では、軟弱地盤の側方流動の実態、特に部分排水と地層構成の影響について、詳しく調べることにする。

3. 軟弱地盤における側方流動実績のレビュー

(1) 部分排水を伴う側方流動の実例

盛土荷重によって引き起こされる地盤変形を記述するには、2. で述べたように、ひずみ、変位、および土量の3つの異なるレベルの諸量が考えられる。その中で、側方流動土量 V_o と沈下土量 V_o の関係は、大局的に盛土基礎地盤の変形機構、特に部分排水の度合いを把握するのに適している。

そこで、全層または最上層に泥炭を有する軟弱地盤を例にとって、一次盛立て中の土量変化実績をまとめると、Fig. 7 のようになる。同図より、いずれの盛土においても、その基礎地盤の側方流動は、かなりの部分排水を伴うことがよくわかる。

次に、地層構成の影響に関する後述の議論にも出てくるので、ここで各盛土の基礎地盤条件を要約しておく。

Fig. 7 Performance of the volume changes of soft foundations under embankments during construction.

幸田試験盛土は、新幹線建設の一環として昭和 37 年から 38 年にかけて、愛知県幸田地区で実施された¹¹⁾。当地は、比較的狭い谷間に分布する沖積低地で、田面の標高は M.S.L. +7 m ~ +8 m である。軟弱層厚は 6 m で、表層の青灰色シルト (0.5 m 厚) の下位に、自然含水比 400 % 程度の泥炭が深度 6 m まで分布している。先述の Fig. 7 の結果は、一次盛土完了直前 (盛土高さ $h = 2.0$ m) までの土量変化実績を示したものである。それによると、当地区では、サンド・ドレーン処理を行った盛土 (A) の方が相対的に側方流動の割合が大きくなっており、明瞭な地盤改良効果の認められないことがわかる。

江別試験盛土は、日本有数の泥炭性軟弱地盤である石狩低地を横断する道央自動車道建設の一環として行われた、大規模な試験盛土である¹²⁾。当地の土質柱状図を Fig. 8 に示す。田面から深度 5 m ~ 6 m までの地層は、自然含水比の値が 1000 % にも及ぶ泥炭である。その下位にはシルト質粘土が堆積している。深度 11 m ~ 12 m には砂層が存在するため、試験盛土 (RF) における地盤改良は、この深度までの軟弱層を対象として実施されている (破線でその改良範囲を示す)。深度 12 m 以深は、シルト質粘土を主体とする地層であるが、中間砂層を数枚はさんでいるのが特徴である。当地では、Fig. 7 から明らかなように地盤改良効果が認められるが、その大きな理由の 1 つとして、幅広い押さえ盛土の採用が挙げられよう。ちなみに、盛土敷幅 B と泥炭層の厚さ H_{pt} との比を求めると、当地では、 $B/H_{pt} = 11$ となる。なお、上述の幸田試験盛土では、 $B/H_{pt} = 4$ である。

Atchafalaya Levee では、ミシシッピ川の氾濫制御を目的とした河川堤防の試験嵩上げ工事が行われた¹³⁾。当地は、軟弱層が 36 m にも及ぶ大規模な後背湿地性の沖積低地である (Fig. 9)。表層の 9 m は、自然含水比 $w_n = 70 \% \sim 500 \%$ の泥炭と有機質粘土から成り立っている。その下位には、厚さ 27 m の粘土層 ($w_n = 40 \% \sim 60$

Fig. 8 Cross-section of Ebetsu test embankment (NF3), together with a typical boring log. (After Ref. 12).

Fig.9 Foundation conditions of Atchafalaya test bank (after Kaufman and Weaver, 1967).

%)が分布している。主要盛土部の敷幅 B の値は 72 m である。先述の土量実績 (Fig. 7) によれば、試験嵩上げ完了直前の土量増分比 $\Delta V_o/\Delta V_o$ の値は、0.43 とかなり大きい。さらに興味あることは、図は省略しているが、嵩上げ完了後にも側方流動の勢いが衰えていないことである。ちなみに、嵩上げ完了後から 4 か月間の $\Delta V_o/\Delta V_o$ の値を求めてみると、0.36 となる。

他方、盛土幅と軟弱層厚が Atchafalaya Levee と同規模の江別試験盛土 (NF 3) においては、盛立完了後から 4 か月間の $\Delta V_o/\Delta V_o$ の値は 0.04 であり、盛立完了前の $\Delta V_o/\Delta V_o=0.36$ という値から大幅に減少している。すなわち、放置期間中にかなり早く、安定性の増す傾向がうかがわれる。

上述のような Atchafalaya Levee と江別試験盛土 (NF 3) の側方流動実績の差は、泥炭層の下位に厚く分布する粘土層中に、前者では中間砂層がみられないのに対し、後者では数枚の中間砂層が存在していることが、深くかかわっていると推察される。

(2) 側方変位プロフィールに及ぼす地層構成の影響

a) 泥炭性軟弱地盤の場合

まず、前出の幸田試験盛土 (B) ののり尻における側方変位プロフィールを、Fig. 10 に示す¹¹⁾。当盛土の基礎地盤は、ほぼ全層が高含水比の泥炭であるため、地表部にまで顕著な側方流動の傾向が及んでいる。したがって、このようなタイプの軟弱地盤では、地表における変位杭によっても、その不安定化の傾向を察知し得る可能性が高いと考えられる。

一方、泥炭層の下位に軟弱粘土層が厚く分布するケースは、その成因から大規模な軟弱地盤地帯にみられることが多い。わが国におけるその代表例が、石狩低地の泥炭性地盤である。当地域の地層構成に関して盛土の安定上、特に注意を要することは、泥炭層とその直下の粘土層の間にヘドロ状の超軟弱な薄層が往々にして存在することである¹⁴⁾。江別試験盛土 (NF 3) においても、こ

Fig. 10 Profiles of lateral displacement under Koda test embankment (B). (after Muromachi and Watanabe, 1963).

のような超軟弱な薄層の存在が、泥炭層とその直下の粘土層の境に確認されている¹²⁾が、その側方変位プロフィールへの影響は、Fig. 11 に示すとおりである。当盛土は、放置期間後の二次盛立において、 $h=3.5$ m に達したときに堤体にクラックが生じ、それ以上は盛立て不可能となっている。それを反映して、泥炭層と粘土層の境界付近の側方変位の急増している様子が、同図からよくわかる。

b) 表層が“堅い”軟弱地盤の側方変位プロフィール
本項では、上述の泥炭性軟弱地盤と対極をなすタイプの軟弱地盤、すなわち比較的堅い地層で被覆されている軟弱粘土地盤を取り上げる。

① 自然堆積の表層砂層を有する軟弱粘土地盤

ここでは、表層部に現世河川の堆積物である比較的厚

Fig. 11 Profiles of lateral displacement under Ebetsu test embankment (NF 3). (after Ref. 12).

い砂層を有する、溺れ谷性の軟弱地盤の側方変形をとりあげる。そのため神田試験盛土 (A, B) の実績¹⁵⁾に基づいて、表層砂層の側方変位拘束効果と、その下位の軟弱粘土層の遅れ側方流動のメカニズムについて述べる。

常磐自動車道の日立工事事務所管内における久慈川左岸と多賀山地にはさまれた延長 2.8 km の区間は、標高 +3 m ~ +6 m の溺れ谷性の沖積低地である¹⁶⁾ (Fig. 12 参

照)。当軟弱地盤地域の地層構成は、比較的厚い陸性の砂層の下位に、縄文海進に伴って形成された海成粘土層

Fig. 12 Drowned valleys formed 6000 years BP, in the Kanto district (after Endo et al., 1983). The Kanda test site is located on such a drowned valley marked C.

Fig. 13 Soil properties of Kanda test embankment (A).

Fig. 14 Cross-section of Kanda test embankment (A).

が厚く分布しているのが特徴である (Fig. 13)¹⁶⁾。このような地層構成から推測されるように、当軟弱地盤地域では、高盛土の施工に伴う長期沈下が特に問題となる。そのため、対策工法としてのサンド・ドレーン工法の有効性を確認するために、当地域内の神田地区において試験盛土 A, B が構築された¹⁵⁾。

盛土 A は無処理地盤上に造成されたもので、その敷幅は $B = 60$ m、盛土高さは $h = 10$ m となっている (Fig. 14)。盛土 B の諸元は、盛土 A と全く同じである。ただし、盛土 B では、その基礎地盤がマンドレル式のサンド・ドレーン (直径 40 cm, ピッチ 2.0 m, 長さ 20 m, 矩形配列) によって改良されている点が、盛土 A とは異なる。盛立ては両盛土とも、浚渫砂 ($\gamma = 1.73 \text{ tf/m}^3$) を用いて行われ、130 日間で所定の盛土高さ $h = 10$ m まで造成されている。その後、200 日間の挙動計測がなされた。なお、これらの試験工事にあたっては、盛土 A, B 間の干渉が起らないように、縦断方向に 100 m の間隔が確保されている。

盛土 B ののり尻における盛立て完了時点と最終計測時点の側方変位の深度分布を、Fig. 15 に示す¹⁵⁾。図中の () 内の数値は、盛立て完了後の日数を表わしている。同図より、深度 6 m 付近で側方変位が拘束されていることがわかる。これは、同深度にまで分布する砂層の影響によるものである。また同図から、地表面付近では盛土側へ引き込まれるような側方変位の生じていることもわかる。これは、砂層のようにそれ自体は圧縮性の小さな地層が、それ以深の高圧縮性粘土層の横断沈下プロフィール (すなわち、碗状の不同沈下プロフィール) に適応しようとして、あたかも弾性ばりのようにたわむ¹⁷⁾と考えると、定性的には説明がつくものである。

次に、深度 10 m 以深の海成粘土層の側方変位プロフィールに注目すると、深度 13 m ~ 14 m において極大値をとる弓状分布になっていることがわかる。ここで特に興味あることは、同層における側方変位が盛土外方に

Fig. 15 Profiles of lateral displacement, immediately after and 200 days after the construction of Kanda test embankment (B).

向かって、時間の経過とともに増大していることである。このような遅れ側方流動 (delayed lateral flow) のメカニズムを明らかにするために、Fig. 16 を用意した。同図は盛土 A, B の両者に対し、盛土のり尻下 15 m 地点の粘土層の側方変位量を、同粘土層の相対圧縮量 (盛土中心線下、深度 10 m ~ 20 m) に対してプロットしたものである。同図中にはまた、著者らが行った弾・粘塑性有限要素解析の結果¹⁸⁾も示してある (同解析を行うにあたり、サンド・ドレーン打設地盤に対して、マクロ・エレメント法なる連成圧密解析手法を新たに開発しているが、その詳細については文献 18) に譲る)。

まず、Fig. 16 において無処理地盤上の盛土 A の最終計測結果、すなわち盛立てが完了してから 200 日経過時点の実測結果¹⁵⁾に着目してみよう。この場合、上記粘土

Fig. 16 Correlations between lateral displacement and vertical compression of a clay layer.

層の相対圧縮量は 35 cm, 側方変位量は 7.2 cm である。他方, サンド・ドレーン処理地盤上の盛土 B では, 対応する粘土層の実測の相対圧縮量は 98 cm に達しており¹⁵⁾, サンド・ドレーンによる明瞭な圧密促進効果が認められる。なお, このときの実測の側方変位量は 14.5 cm であり, 相対圧縮量の 15 % の数値となっている。それに対し, 盛土 A では, 実測の側方変位量の相対圧縮量に対する割合は 22 % であり, 盛土 B の場合とそれほど変わらない。

上述のことを, Fig. 16 中に併記した弾・粘塑性多次元圧密解析による $t=5000$ 日までの予測変形経路¹⁸⁾に照らして解釈すると, 次のようになる。すなわち, 盛土 A 地点における無処理粘土層の変形経路(正確には側方変位量～相対圧縮量図上の変形経路)は, 盛立完了後の多次元塑性圧密の進展に伴って, 将来的には, 盛土 B 地点におけるサンド・ドレーン処理を受けた対応粘土層の変形経路にほぼ沿って伸びていく。すなわち, 当地区で認められた深部粘土層の遅れ側方流動現象は, 同粘土層の多次元塑性圧密の明瞭な現われであるとともに, 表層砂層による変形拘束効果と応力分散効果を受けた, 比較的安定なものであると結論できよう。

② 粘土クラストを有する, やや過圧密な粘土地盤の場合

粘土地盤の表層部に, 地下水位の季節的変動や乾燥作用などによって, 過圧密状態の粘土クラストが形成されると, その補強効果によって, 粘土地盤の支持力は一般

Fig. 17 Foundation conditions for Cubzac-les-Ponts (B) test embankment (after Magnan et al., 1983).

Fig. 18 Profiles of lateral displacement under Cubzac-les-Ponts (B) test embankment (after Magnan et al., 1983).

にかなり増加する¹⁹⁾。ここでは, 粘土クラストをその表層部に有する, やや過圧密な粘土地盤上の盛土例として, フランスのボルドー市近郊の三角州性沖積低地上に構築された Cubzac-les-Ponts (B) 試験盛土²⁰⁾を取り上げてみよう。

同試験盛土地点における地層構成と, 盛土の横断形状を Fig. 17 に示す。地表面の標高は, M. S. L. +2 m ~ +3 m である。その下位 1.8 m までが過圧密状態の粘土クラストで, その非排水せん断強度 (c_u) の値は 5 tf/m² 程度, 圧密降伏応力 (σ'_{vc}) の値は 7 tf/m² 程度である。この粘土クラストの下位には, 層厚 8 m の高圧縮性の有機質粘土が分布している。同粘土層の中でも, 深度 1.8 m ~ 3.8 m の地層は特に有機物含有量が多く, 自然含水比 w_n の値が最大 200 % にも及ぶ軟弱層である。

盛土のり尻に設置された傾斜計による、側方変位の深度方向プロフィールを Fig. 18 に示す²⁰⁾。ここに、図中の () 内の数値は盛立完了後の日数を表わしている。同図の結果によると、側方変位の発達が地表面付近でかなり抑えられている様子がよくわかる。これは、表層の粘土クラストの剛性が、その下位の軟弱な有機質粘土のそれに比べて十分に大きいためである。

したがって、当地における側方流動に大きく寄与するのは、深度 1.8 m 以深の有機質粘土層といえる。同層は、元来、やや過圧密の状態にあるので、放置期間中に過圧密の状態から正規圧密の状態に移行することになる。したがって、先述の神田試験盛土における実測および解析実績を参照すると、Fig. 18 にみられる有機質粘土層の側方変位量の著しい経時増加は、圧密降伏後の多次元塑性圧密過程の一側面であると解釈できよう。このことに関連して、当試験盛土実績に基づいて土量増分比の値を求めると、 $\Delta V_o/\Delta V_o = 0.14$ となる。なお、対応する変位増分比については、Magnan ら²⁰⁾ が、 $\Delta \delta_m/\Delta \rho_{cl} = 0.18$ なる関係を求めている。

③ 広域埋立てを受けた軟弱粘土地盤の場合

沼沢地や沿岸部の軟弱粘土地盤上に、良質の埋立て材を用いて広域埋立てを行うと、上述の神田地区とよく似たタイプの“表層が堅い軟弱地盤”が出現することになる。ここでは、その一例としてイタリアの Trieste 地区で行われた、貯油タンク用のプレロード盛土²¹⁾を取り上げる。

当事例は、M. S. L. ± 0.0 m 以深に厚さ 22 m にわたって堆積していた有機質粘土層の上に、厚さ 6 m の広域埋立てを行った後、円形のプレロード盛土を構築したものである。同盛土完成時の側方変位プロフィールを、 $\delta/\delta_m \sim z/H$ 関係として、Fig. 19 に示す。ここに、地中最大側方変位 δ_m の値は 23 cm である。同図から埋立て層内では、側方変位がかなり抑制されていることがわかる。

また Fig. 19 には比較のため、大規模な泥炭性軟弱地盤上の盛土の例として、Atchafalaya Levee¹³⁾の嵩上げ完了時点の側方変位プロフィールも示してある。同図の結果より、粘土層の上位に高圧縮性の泥炭層が存在するか、あるいは剛性の大きい埋立て層が存在するかによって、側方変位プロフィールは著しく異なることがわかる。

c) 受働杭の曲げモーメント分布と側方変位プロフィールとの相関

地層構成の違いに伴う側方変位プロフィールの差異は、いわゆる受働杭²²⁾の設計とも深いかわりがある。それを例示すると、Fig. 20 のようになる。同図は、Poulos²³⁾が三次元弾性論に基づいて求めた、両端ヒンジの受働杭中の無次元曲げモーメント $M/(p_y L^3)$ の分

Fig. 19 Typical lateral-displacement profiles reflecting the stiffness of uppermost soil layers.

Fig. 20 Predicted bending moments of a passive pile for two cases of assumed, lateral soil movement (after Poulos, 1973).

布を示したものである。ここに、 p_y は杭周地盤の水平支持力、 L は杭長である。同図中には、想定された杭周地盤の側方変位プロフィールも、 $\delta/d \sim z/L$ 関係図として示されている。ここに、 d は杭の直径である。さて、Fig. 20 における Case 1 の側方変位曲線の最大曲率は、明らかに Case 2 のそれよりも大きい。これを反映

して、Fig. 20 の無次元化された曲げモーメントの最大値は、Case 1の方がCase 2よりも約80%，大きくなっている。

ところで、Trieste 埋立て地盤のように、圧縮性の小さな埋立て層が粘土層を被覆している成層地盤では、その側方変位プロフィールはFig. 20のCase 1型になる。したがって、圧縮性の小さな埋立て層による側方変位拘束効果は、地盤全体の安定性には有利であるが、近接する杭基礎(受働杭)に対しては大きな曲げモーメントを発生させる可能性があるので、注意を要する。

(3) 軟弱地盤の側方流動ポテンシャルとその地域性

盛土荷重の作用による軟弱地盤の側方変形の起こりやすさ、すなわち“軟弱地盤の側方流動ポテンシャル”にみられる地域性を調べてみると、Fig. 21 のようになる。同図は、世界各地の代表的な軟弱地盤上の盛土を対象として、一次盛立て中の盛土圧 q と盛土のり尻下の地中最大側方変位 δ_m の関係をまとめたものである。石狩低地における江別試験盛土 (NF 3)¹²⁾ に対しては、参考のために、一次盛立て完了後の放置期間(破線で表示)と、その後の二次盛立て中の挙動も合わせて示している。ただし、放置期間中に q の値が減少しているのは、沈下に伴う盛土の水没の影響を補正したためである。

まず、アメリカ東海岸のBostonで実施されたMIT試験盛土(STA. 246)の実績^{(24), (25)}について考察しよう。当地の地盤は、Fig. 21の結果によると、“最も堅い”タイプの軟弱地盤となる。このことを理解するために、当地の地層構成と圧密降伏応力の深度分布を、Fig. 22に示す²⁵⁾。同図から次のことがわかる。すなわち、当地の地盤は、層厚46 mにも及ぶ大規模な粘土地盤であることに加えて、その上半分は過圧密状態になっている。特に標高-10 m以浅のMedium Blue ClayとStiff Blue Clayは、沖積地盤としては異常なほどの強い過圧密状態になっている。これは、現在から約2万年前には当地域が氷床に被覆されていた、という事実²⁶⁾を反映しているとみなすことができる。実際、Fig. 22の地層構成によれば、Soft Blue Clayの基底層となっている砂質氷礫土(Sandy Glacial Till)の存在が、このことをよく物語っている。

さて、破壊するまで盛立てが行われたにもかかわらず、

Fig. 21 Relations between the intensity of embankment loading and maximum lateral displacement for nine soil deposits.

Fig. 22 Soil properties of MIT test section (after D' Appolonia et al., 1971).

側方流動の少ない代表例が、Portsmouth 地区(アメリカ東海岸、ニューハンプシャー州)で実施された試験盛土²⁷⁾である。当地の標高はM. S. L. +6.3 mで、表層1.5 mが粘土クラストとなっている。その下位に、リーチングによって鋭敏化したシルト質粘土が厚さ9 mにわたって堆積している。この鋭敏粘土地盤では、Fig. 21

から明らかなように、盛土圧の増加に伴う地盤剛性の低下割合は小さい。実際、Ladd の報告²⁷⁾によると、同盛土の破壊は、はっきりとした前兆を伴わず、いわばカラストロフィー的に生じたようである。したがって、この種の鋭敏粘土地盤に対しては、変形計測に基づく盛土の安定管理は、現状では難しいといわざるを得ない。

神田試験盛土の実績¹⁵⁾については、前節でかなり詳しく述べた。当地の軟弱粘土地盤は溺れ谷性であり、ある意味では最も標準的な成因を有している。しかるに Fig. 21 の結果によれば、当地の粘土地盤は、“最も堅い”タイプに属している。その大きな理由は、同粘土層が、現世河川の土砂供給に伴って形成された砂層によって、かなり厚く被覆されていることによる。

他方、Fig. 21 において、“最も柔らかい”タイプの地盤は、泥炭性軟弱地盤（愛知県幸田地区¹¹⁾および石狩低地の江別地区¹²⁾）である。これらの地盤においては、盛土が不安定になるまで盛立てが行われている。盛土荷重の増加に対応して、側方流動が著しく発達している様子が、Fig. 21 からよくわかる。

残る 4 地区の盛土、すなわち Thames 河畔試験盛土⁵⁾、スウェーデンの Kalix 試験盛土²⁷⁾、フランスの Cubzac-les-Ponts (A) 試験盛土²⁸⁾、および Rio de Janeiro 試験盛土²⁹⁾では、いずれも盛土が最終的に破壊するまで盛立てが行われている。基礎地盤は、いずれも比較的含水比の高い有機質粘土層を主体としているが、その表層に粘土クラストを有している点も共通している。中でも、粘土クラストが 2 m と厚く、かつその過圧密の度合いが比較的大きいのは、Cubzac-les-Ponts 地区と Kalix 地

区である。このことを反映して、両地区における側方流動の発達傾向は、Fig. 21 からわかるように、盛土荷重が小さい間はそれほど顕著ではない。

一方、Thames 河畔試験盛土地点の粘土クラストの厚さはせいぜい、0.5 m である。また、Rio de Janeiro 試験盛土地点の粘土クラストは、その過圧密の度合いが 1.7 tf/m² と、あまり大きくない。そのため、Fig. 21 から明らかなように、これらの軟弱地盤では盛土荷重の増加とともに剛性が急速に劣化する傾向がある。

実際、Thames 河畔試験盛土における盛立て一層当たりの側方変位増分データ⁵⁾を、 $\Delta h/\Delta \delta \sim h$ 関係図として再整理すると、Fig. 23 の結果を得る²⁾。同図より、この種の軟弱地盤に対しては、地盤の剛性係数 $\Delta h/\Delta \delta$ の劣化パターンを利用して、極限盛土高さ h_f を“観測的に”予測し得ることがわかる。

4. 側方流動に及ぼす部分排水効果の解析

本章では、粘土地盤の側方流動を考慮した沈下予測システムの開発を目指し、まず、盛土基礎地盤の「体積変形に関する圧密度 U_v 」を新たに導入する。ついで、弾・粘塑性有限要素解析法^{2), 31)}に基づいて、このような部分排水度の指標 U_v と盛立て速度との関係を明らかにする。その結果をふまえ、盛立完了時の土量比 V_o/V_o と、最終沈下量比 ρ_f/ρ_{oed} の両者に及ぼす盛立て速度の影響を、 U_v を介して定量的に示す。

なお、本解析で設定した盛土敷幅 B と軟弱層厚 H の比は、2 と 4 の 2 種類である。また、盛土の天端幅と敷幅の比は 1/2 に固定している。解析に際して用いた土質パラメータの値は、文献 31) と同一であるので、ここでは割愛する。

(1) 部分排水度の定量的指標

盛土基礎地盤の部分排水の度合いを大局的にとらえるために、載荷域直下の幅 B 、厚さ H 、単位奥行長さの地盤ブロック（体積 V_o ）に着目する（Fig. 6 参照）。同地盤ブロックの正味の体積ひずみ量を、 $V_{net}/V_o = (V_o - V_o)/V_o$ と表示しよう。ここに、 V_o は沈下土量、 V_o は側方流動土量である。

さて、ある荷重強度 $\hat{q}$ に達するまで、一定の載荷速度 $\dot{q}$ で盛立てが行われ、その後、 $q = \hat{q}$ のもとで放置されたとする。この場合、上述の盛土基礎地盤ブロックに生じる正味の最終体積ひずみ量を $(V_{net}/V_o)_f$ と表示すると、同地盤ブロックの部分排水度は、次のように表わすことができる。

$$U_v = \frac{V_{net}/V_o}{(V_{net}/V_o)_f} \dots\dots\dots (7)$$

上式の定義の特徴は、「粘土地盤の場合、各土要素の体積ひずみ量は有効応力径路に実質的に依存しない」と

Fig. 23 (a) Data for lateral displacement increments (Marsland and Powell, 1977). (b) Reduction in stiffness parameter with fill height (Shibata and Sekiguchi, 1980).

Fig. 24 Predicted volume-changes after the stoppage of embankment loading ($B/H=2$).

いう、従来からの知見³²⁾を活用していることにある。

上述のことを裏書きする解析結果を、Fig. 24 に示す。同図は、放置期間中の土量変化に及ぼす盛立て速度 $\dot{q}$ の影響を示したものである。図中のパラメーター T_{ec} は、後出の式 (8) で定義される特性時間係数である。解析条件は、 $\dot{q}/\sigma'_{vc}=1.8$ (すなわち支持力安全率 $q_{ru}/\dot{q}=1.2$)、および $B/H=2$ となっている。ここに、 q_{ru} は非排水条件における極限支持力値である。同図において盛立て速度、すなわち T_{ec} の値の違いにかかわらず、圧密平衡状態 ($U_v=100\%$) に対応するプロットが、 V_{net}/V_0 —一定の線上に乗っていることがよくわかる。

(2) 盛立て完了時の部分排水度、時間係数および土量比の関係

上述のようにして定義された部分排水度 U_v は、盛立て速度と地盤の圧密能力 (圧密係数 c_v や最大排水距離 H_d) との大小関係に応じて、系統的に変化するはずである。すなわち、盛立て完了時点に着目すると、このときの部分排水度 ($U_v)_{ec}$ は、次式で定義される特性時間係数 T_{ec} の値の大小に応じて、系統的に変化するはずである。

$$T_{ec} = \frac{c_v}{H_d^2} \cdot t_{ec} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 $c_v=k/(m_v \cdot \gamma_w)$ 、 $H_d=H/2$ 、 $t_{ec}=\dot{q}/\dot{q}$ である。ただし、 k は透水係数、 m_v は側方ひずみゼロの条件における体積圧縮係数、 γ_w は水の単位体積重量である。

上述のことを一連の弾・粘塑性有限要素解析によって確かめたものが、Fig. 25 の $(U_v)_{ec} \sim T_{ec}$ 関係である。同図上には $B/H=2$ の場合の結果のみをプロットしているが、 $B/H=4$ の結果も、図示した曲線で非常によくフィットさせることができる。同図中には、Lumb³³⁾ によって求められた漸増载荷に対する一次元弾性圧密

Fig. 25 Predicted relation between the degree of partial drainage and time factor.

Fig. 26 Predicted variations of volume ratio with the degree of partial drainage at given B/H ratios.

解、すなわち沈下に関する圧密度 ($U_\rho)_{ec}$ と時間係数 T_{ec} の関係も示してある。その結果、それぞれの理論的前提が全く異なるにもかかわらず、Fig. 25 中の二曲線が実質的に一致することはきわめて興味深い。

次に、盛立て完了時の土量比 ($V_s/V_0)_{ec}$ に及ぼす盛立て速度の影響を、部分排水度 ($U_v)_{ec}$ を介して表現すると、Fig. 26 のようになる。同図より、各 B/H 比のもとで、土量比の値が部分排水度の低下とともに大きくなること、すなわち、側方流動の割合が、部分排水度の低下とともに増加することがわかる。たとえば、盛立て速度が非常に大きく、 $T_{ec} \leq 0.08$ となる場合を考えてみよう。この場合には、Fig. 25 より、部分排水度は 20 % 以下になる。これに対応して土量比は、 $B/H=2$ の場合を例にとると、0.4 という値から非排水応答の理論値 1.0 に向かって、急速に増加していく (Fig. 26)。

ところで、軟弱地盤上の盛土の施工実績では、盛立て完了時の部分排水度はどの程度の値であろうか。わが国における道路盛土実績³⁴⁾によると、盛立て完了時の沈下に関する圧密度 (U_{ec}) の値は、40 %～70 % となる場合が多い。すなわち、Fig. 25 の結果を参照すると、対応する (U_{ec}) の推定値は、40 %～70 % となる。

そこで、対応する土量比の値を Fig. 26 から読み取ると、 $B/H=2$ の場合には 0.28～0.16、 $B/H=4$ の場合には 0.14～0.07 となる。したがって、各 B/H 比のもとで、盛土基礎地盤ブロックの土量比が上記の範囲を大幅に上回らないことが、盛土を安定裡に構築するための 1 つの目安となろう。

(3) 最終沈下量に及ぼす側方流動の影響

最終沈下量に及ぼす側方流動の影響を、盛立て完了時点の部分排水度 (U_{ec}) を介して表わすと、Fig. 27 のようになる。ここでは、弾・粘塑性解析による最終沈下量 ρ_f を、慣用の準一次元沈下計算法³⁴⁾による最終沈下量 ρ_{oed} で除し、無次元化している。まず、 $B/H=2$ の場合を考えよう。この場合、局部载荷の影響が最終沈下量に強く反映されていることがわかる。ちなみに、盛立て完了時点の部分排水度=50 % の場合の沈下比 ρ_f/ρ_{oed} の値を求めると、1.52 となる。一方、 $B/H=4$ の場合、局部载荷の影響は相対的にかなり小さくなっているが、実用上無視し得る程度までは減少していない。実際、盛立て完了時点の部分排水度=50 % の場合、沈下比 ρ_f/ρ_{oed} の値は、1.25 になっている。

したがって、局部载荷を受ける粘土地盤の最終沈下量を慣用法に基づいて精度よく行うには、補正係数 $\mu = \rho_f/\rho_{oed}$ を導入する必要がある。ここに、補正係数 μ は、盛立て完了時点の部分排水度 (U_{ec}) と B/H の関数で、Fig. 27 のように与えられる。なお、(U_{ec}) の値を推定

するには、Fig. 25 の結果を利用すればよい。

5. ま と め

本研究で得られた主要な成果をまとめると、次のようになる。

(1) 盛土構築中、その基礎地盤には側方流動が生じることが、それは、従来仮定されるような非排水変形ではなく、一般にかなりの部分排水を伴っている (Fig. 7)。

(2) 盛立て完了後の放置期間中にみられる軟弱粘土層の遅れ側方流動は、多くの場合、同粘土層の多次元塑性圧密の現われと考えるとよい (Fig. 16)。

(3) 土砂供給の多い三角州や溺れ谷性軟弱地盤では、厚い海成粘土層の上位に、圧縮性の小さな砂層が比較的厚く分布することが多い (海岸埋立て地盤も、これとよく似た成層構造をもつ)。このように表層が“堅い”軟弱地盤と、泥炭性地盤のように表層が“極度に柔らかい”軟弱地盤では、その側方変位プロフィールは、明瞭に異なる (Fig. 19)。

(4) 盛土荷重に伴う軟弱地盤の側方変形の起こりやすさ、すなわち“側方流動ポテンシャル”には、地域性が認められる (Fig. 21)。すなわち、極限支持力が 8 tf/m² 以下の軟弱地盤 (泥炭性地盤や有機質粘土地盤) では、载荷に伴う地盤剛性の劣化が著しいのに対し、極限支持力が 10 tf/m² 以上の比較的堅い地盤 (かつて氷床が存在した影響を受けている過圧密粘土地盤など) では、载荷圧の増加に伴う地盤剛性の低下割合が小さい。

(5) したがって、前者のタイプの軟弱地盤に対しては、側方変形計測に基づく安定管理が有効である (Fig. 23)。しかし同様のことは、後者のタイプの軟弱地盤にはあてはまらない。

(6) 盛土基礎地盤の部分排水度は、盛立て速度と地盤の圧密能力の関数であるが、その値を推定するには、Fig. 25 の解析結果を利用すればよい。

(7) 盛土基礎地盤の土量比は、部分排水度、および B/H 比の関数である。その値を予測するには、Fig. 26 の解析結果が有用である。

(8) 局部载荷を受ける粘土地盤の最終沈下量を慣用法で予測するには、Fig. 27 に求めた沈下比 ρ_f/ρ_{oed} を補正係数として用いればよい。

謝 辞：本論文をまとめるにあたり、貴重な試験盛土データの提供をいただいた日本道路公団試験所および (財) 高速道路調査会の関係各位、また側方流動に及ぼす部分排水効果の解析にあたって協力いただいた、京大助手 三村 衛氏に対し、感謝の意を表します。

Fig. 27 Predicted variations of normalized final settlement with the degree of partial drainage at given B/H ratios.

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔・川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文報告集，No. 241，pp. 81～91，1975.
- 2) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，No. 301，pp. 93～104，1980.
- 3) Burland, J. B., Broms, B. B. and de Mello, V. F. B. : Behaviour of foundations and structures, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 2, pp. 495～546, 1977.
- 4) 関口秀雄・西田義親・大森晃治・栗原勝美：盛土基礎地盤の側方流動予測，第19回土質工学研究発表会，pp. 867～870，1984.
- 5) Marsland, A. and Powell, J. J. M. : The behaviour of a trial bank constructed to failure on soft alluvium of the River Thames, Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bangkok, Vol. 1, pp. 505～525, 1977.
- 6) 関口秀雄・柴田 徹：軟弱地盤における側方流動，京都大学防災研究所年報，第29号B-2，pp. 69～82，1986.
- 7) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗：粘土の原位置応力-ひずみ関係の簡易推定法，第40回土木学会年次学術講演会，pp. 555～556，1985.
- 8) Gray, H. : Stress distribution in elastic solids, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cambridge, Mass., Vol. 2, pp. 157～168, 1936.
- 9) 土質工学会：土質工学用語辞典，1985.
- 10) Tavenas, F., Mieussens, C. and Bourges, F. : Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian Geotech. Jour., Vol. 16, pp. 532～550, 1979.
- 11) 室町忠彦・渡辺 進：野場軟弱地盤における変状観測，鉄道技術研究報告，No. 364，pp. 1～49，1963.
- 12) 日本道路公団／不動建設・田中組共同企業体：道央自動車道江別試験盛土工事報告書，1979.
- 13) Kaufman, R. I. and Weaver, F. J. : Stability of Atchafalaya Levees, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM 4, pp. 157～176, 1967.
- 14) 土木学会：日本の土木地理，pp. 99～109，1974.
- 15) 日本道路公団・不動建設：常磐自動車道神田地区軟弱地盤改良工事 試験盛土(A, B)観測結果最終報告書，1981.
- 16) 遠藤邦彦・関本勝久・高野 司・鈴木正章・平井幸弘：関東平野の沖積層，URBAN KUBOTA, No. 21, pp. 26～43，1983.
- 17) Lee, K. L. and Shen, C. K. : Horizontal movements related to subsidence, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 94, No. SM 6, pp. 139～166, 1969.
- 18) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗・山口博久：局部載荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第31回土質工学シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 111～116，1986.
- 19) Mitchell, R. J., Sangrey, D. A. and Webb, G. S. : Foundations in the crust of sensitive clay deposits, Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, pp. 1051～1072, 1972.
- 20) Magnan, J. P., Mieussens, C. et Queyroi, D. D. : Etude d'un remblai sur sols compressibles-Le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts, Rapports de Recherche LPC N° 127, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
- 21) Jamiolkowski, M. : Discussion. In : Settlement of Structures, Pentech Press, pp. 690～694, 1975.
- 22) De Beer, E. : Piles subjected to static lateral loads, Proc. Specialty Session 10, 9th ICSMFE, Tokyo, pp. 1～14, 1977.
- 23) Poulos, H. G. : Analysis of piles in soil undergoing lateral movement, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 99, No. SM 5, pp. 391～406, 1973.
- 24) Lambe, T. W. : Predictions in soil engineering, Géotechnique, Vol. 23, No. 2, pp. 149～202, 1973.
- 25) D'Appolonia, D. J., Lambe, T. W. and Poulos, H. G. : Evaluation of pore pressures beneath an embankment, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM 6, pp. 881～897, 1971.
- 26) Walcott, R. I. : Past sea levels, eustasy and deformation of the earth, Quarternary Research, Vol. 2, pp. 1～14, 1972.
- 27) Ladd, C. C. : Test embankment on sensitive clay, Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, pp. 101～128, 1972.
- 28) Stille, H., Fredriksson, A. and Broms, B. B. : Analysis of a test embankment considering the anisotropy, Proc. 2nd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Virginia, Vol. 2, pp. 611～622, 1976.
- 29) Leroueil, S., Magnan, J. P. et Tavenas, F. : Remblais sur Argiles Molles, Technique et Documentation, Lavoisier, Paris, 1985.
- 30) Ramalho-Ortigão, J. A., Werneck, M. L. G. and Lacerda, W. A. : Embankment failure on clay near Rio de Janeiro, J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 109, No. 11, pp. 1460～1479, 1983.
- 31) 関口秀雄・柴田 徹・三村 衛：粘土地盤の側方流動に及ぼす載荷速度と載荷幅の影響，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 49～56，1986.
- 32) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. : Yielding of clays in states wetter than critical, Géotechnique, Vol. 13, No. 3, pp. 211～240, 1963.
- 33) Lumb, P. : Rate of settlement of a clay layer due to a gradually applied load, Civil Eng. Publ. Wks Rev., March, pp. 315～317, 1963.
- 34) 日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針，1977.

(1987. 5. 13・受付)