

有効応力よりみた盛土基礎地盤の沈下解析

赤 井 浩 一

SETTLEMENT ANALYSIS OF EMBANKMENT FOUNDATION IN TERMS OF EFFECTIVE STRESS

By Koichi AKAI

Synopsis

In this paper a theory on the stress and strain analyses of embankment foundation has been deduced in terms of effective stress. The newly proposed theory is based on so-called poro-elasticity; the effective stress path at every point in the ground is shown, and the settlements due to shear deformation at the instant of loading and due to the following compression are compared with each other, by using the concept of compliance of soil skeleton. The comparison has indicated that the instantaneous settlement has possibility to take a large part of the total settlement. The results have been verified through a series of model tests and triaxial tests which simulate the in-situ stress conditions.

1. 序

およそ盛土に限らず、一般に粘土地盤上の構造物の沈下計算には、Terzaghiの一次元圧密理論と標準圧密試験の結果が用いられる。しかしながら、このような計算結果による沈下の推定値と、施工された実構造物の沈下の実測値との間の一致は、普通必ずしも良好であるとはいえない。たとえば持永¹⁾によると、今まで多くの沈下現象に対して圧密試験結果を適用してみたところ、沈下量の問題にせよ、沈下一時間関係の問題にせよ、なんらかの補正なしに理論値と実測値が一致した例はほとんど見うけられない。基本的には、原地盤における沈下は圧密による圧縮のみでなく、せん断による変形も多量を占め、圧密理論のみで沈下を処理することは不可能であり、したがって実際の推定にあたっては、一応現行理論による計算を行なった上で、経験的な適当な修正を加えて幅広い範囲での予測を行なっておく必要があるとしている。

本文では、上述のような粘土地盤の沈下機構を内部応力の面から究明するために、盛土基礎を対象とした二次元圧密の理論展開を行ない、室内実験および現地試験の結果からその検証を行なうものである。

2. 一次元圧密と多次元圧密

粘土層の圧密において一次元的な取扱いが許される場合としては、たとえば粘土層の厚さに比べて非常に広い範囲に等分布荷重がのっている場合や、あるいは荷重は局部的であっても、比較的厚さの薄い粘土層が砂層などのような圧縮性の小さい層の間にはさまれている場合の荷重直下の部分では、一次元圧密の状態が成立する。これに反して、割合厚い粘土層上に局部載荷した場合には、層内で任意の水平断面上の応力分布は一様でなく、載荷面の下にある土が側方に押し出されるので、変形が三次元的な状態となる。

著者はさらに、側方変位の生じない条件のもとで起こる一次元圧密においては、一定の鉛直全応力のもとで水平方向の応力が圧密の進行とともに減少し、その結果圧密の過程を通じて主応力差が増大して、せん断変形による沈下が全沈下のうちの大きい部分を占めることを明らかにした²⁾。すなわち、改良型三軸試験装置を用いて正規圧密粘土の乱さない試料に対して側方変位を許さない圧密試験を行ない、側圧変化および間

げき水圧の時間的変化に注目して、有効応力と体積変化、圧密中増大する主応力差と形状変化の関係や静止土圧係数の推移を調べた。この研究で得られた結論として、第1に一次元圧密中の全応力で表わした水平-鉛直主応力比 $K=\sigma_3/\sigma_1$ は、圧密開始時の $K=1.0$ から終局には $K\approx 0.5$ 程度にまで減少するが、一方、有効応力で表わした静止土圧係数 $K_0=\sigma_3'/\sigma_1'$ は、圧密過程を通じてほぼ一定 ($K_0\approx 0.5$) となる。また第2に、一次元圧密における沈下は、等方圧力 (平均有効主応力) σ_m' による圧縮変形の鉛直方向成分 ρ_e と、前述の主応力差による形状変化の成分 ρ_r および負のダイレイタンスによる成分 ρ_d の和からなり、これら三者の比はそれぞれ約30, 60, 10%となった。さらに第3として、一次元圧密では等方圧密に比べて初期において圧密の速さが大きい。これは平均全応力 σ_m の減少によって間げき水圧が内部的に減少を促進されるからであって、厳密にいうと一次元圧密を支配する圧密の基礎方程式は、Terzaghi の理論式

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに u は過剰間げき水圧、 t は時間、 z は鉛直下方への座標、 $c_v=k/m_v\gamma_w$ (k : 透水係数、 m_v : 体積圧縮係数、 γ_w : 水の単位体積重量) と異なり、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + R(z, t) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに R は σ_m の減少による間げき水圧の内部的減少の時間的割合の形をとらねばならないことが明らかにされた。

二次元または三次元の圧密において事情はどのようになるであろうか。上記の一次元圧密の研究において採用した粘土の内部応力に立ち入った考察をこれらの場合に対して展開する前に、多次元圧密に関する従来の研究を概観してみよう。

3. 従来の研究

粘土の構造骨格の変形が弾性的であると仮定して、三次元弾性論の立場から局部載荷をうける粘土層の圧縮沈下量を求める解法がある。この方法によれば、載荷直後の粘土層内任意点における間げき水圧の増分 Δu_0 は、三つの主応力増分をそれぞれ $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$, その総和を Θ , 主応力増分の平均値を $\Delta\sigma_m$ とすれば、

$$\Delta u_0 = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) = \frac{\Theta}{3} = \Delta\sigma_m \quad \dots\dots\dots (3)$$

で示されるから、これより時刻 $t=0$ における鉛直方向のひずみ ϵ_{10} は

$$\epsilon_{10} = \frac{2(1+\nu)}{3E} \left\{ \Delta\sigma_1 - \frac{1}{2}(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。ここに E は粘土の構造骨格のヤング率、 ν は同じくポアソン比である。この式は載荷の瞬間において全応力により表示された鉛直ひずみを示しているの、いわゆる即時沈下に対応するものである。弾性論によるひずみの一般式 (後述の(11)式) と(4)式とを比較すると明らかなように、粘土層が非排水条件にある載荷時のヤング率およびポアソン比は、それぞれ

$$E_t = \frac{3E}{2(1+\nu)}, \nu_t = \frac{1}{2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

で与えられることがわかる。三笠³⁾はこの式を用いて、局部載荷をうける粘土層の三次元的沈下計算法として次式を提案した。

$$\left. \begin{aligned} \text{終局沈下量: } \rho &= \int_0^H \frac{1}{E} \{ \Delta\sigma_{1f}' - \nu (\Delta\sigma_{2f}' + \Delta\sigma_{3f}') \} dz \\ \text{即時沈下量: } \rho_t &= \int_0^H \frac{2(1+\nu)}{3E} \left\{ \Delta\sigma_1 - \frac{1}{2}(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \right\} dz \\ \text{圧密沈下量: } \rho_e &= \rho - \rho_t \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに H は粘土層の厚さ、 $\Delta\sigma_{1f}'$ などの添字 f は、粘土層の弾性定数 (E, ν) が圧密過程を通じて変化し、

それともなって応力分布が変化するので、最終圧密状態での応力成分を用いることを意味している。

Skempton ら^{4), 5)} は三次元的な圧縮沈下について三軸圧縮試験をもとにした解法をとることを考え、構造指数という概念から進んで間げき圧係数 (A, B) を用いる方法を提案した。すなわち、局部荷重をうける粘土層の沈下 ρ を即時沈下 ρ_i と圧密沈下 ρ_c に分けて考えた ($\rho = \rho_i + \rho_c$)。即時沈下 ρ_i は荷重の瞬間に等体積せん断変形によって生ずる鉛直ひずみの和であって、粘土層内間げき水の排出には無関係な沈下である。一方、圧密沈下 ρ_c は荷重によって粘土層内部に生じた過剰間げき水圧が消散する過程で生ずる沈下であって、一次元圧密に関する Terzaghi の理論を三次元的に修正して計算できるとしている。

すなわち、半無限または有限厚の弾性体の表面に局部荷重されたときの表面の変形量は、弾性論により

$$\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_p \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに q は荷重強度、 B は載荷幅、 I_p は沈下に関する影響値で計算されるが、粘土層が飽和している場合、瞬間的な変形に伴なって体積変化は生じないので、見かけのポアソン比を $\nu = \nu_i = 1/2$ とすると、

$$\rho_i = \frac{3}{4} \frac{qB}{E_i} I_p \quad \dots\dots\dots (8)$$

で表わされる。ここに E_i は荷重時における見かけのヤング率であって、これは非排水型の三軸圧縮試験のさいの応力-ひずみ曲線のこう配から定められる。一方、圧密沈下 ρ_c は飽和粘土 ($B=1$) に対し次式で計算される。

$$\begin{aligned} \rho_c &= \int_0^H m_v \Delta u dz \\ &= \int_0^H m_v [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] dz \quad \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

Lambe^{6), 7)} は軸対称応力下の点における三次元的な圧縮沈下量を求めるために、応力径路による方法を

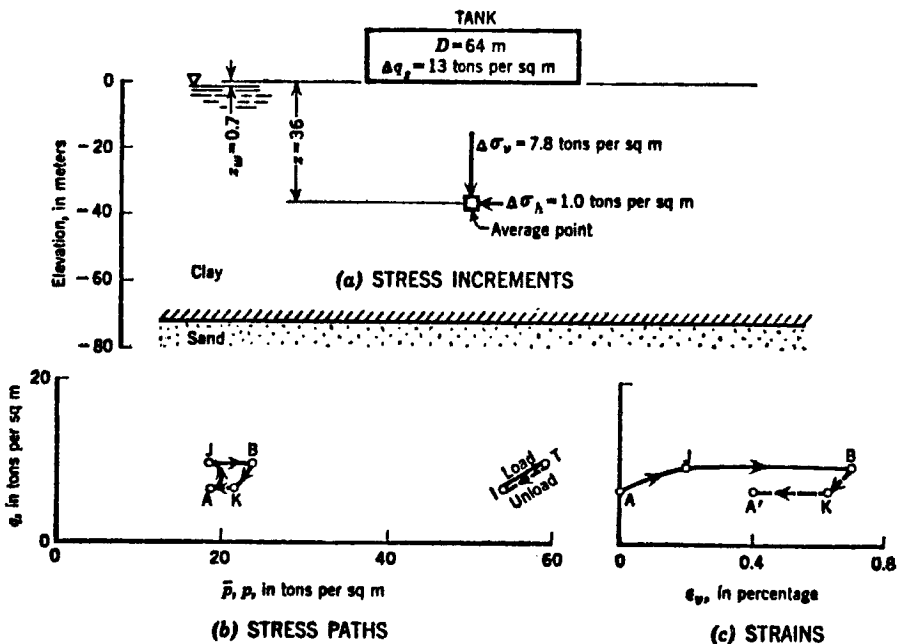


Fig. 1 Stress paths for tank resting on soft clay (after Lambe).

提案している。この方法によると、局部荷重による沈下量の計算の基礎として、現地の条件をシミュレートするような三軸応力下での圧密試験を行ない、圧密中に粘土層内の有効応力がいかなる径路をたどって変化するかを調べ、これに対応するひずみの鉛直成分を積分することによって沈下量が算出される。一例として、軟弱な粘土層上に円筒型のタンクが載せられた場合の荷重中心線直下の点についての応力状態と応力径路および鉛直方向ひずみが Fig. 1 に示されている。とくに Fig. 1 (e) は、粘土層内の代表点に対して予想した応力径路に沿って行なった実験室内での三軸試験から得られた鉛直ひずみを表わしている。さらに Table 1 には、このようなタンク内への注油と排油に伴う粘土層内の間げき水圧とひずみの変化がまとめられている。

Table 1 Pore-water pressures and strains (after Lambe).

Stage	Conditions at Average Point				Vertical Movement of Tank Center, in meters
	Type of stress	Change in Δu , in tons per square meter	Type of strain	Vertical strain, in percentage	
1	AJ Undrained loading	0 to +4.4		0.2 ↓	72 (0.002) = 0.144 ↓
2	JB Consolidation at constant load	+4.4 to 0		0.5 ↓	72 (0.005) = 0.360 ↓
3	BK Undrained unloading	0 to -2.9		0.07 ↑	72 (0.0007) = 0.050 ↑
4	KA Expansion at constant load	-2.9 to 0		0.23 ↑	72 (0.0023) = 0.166 ↑

なお圧密過程中的間げき水圧の消散と、沈下の進行に関する機構について詳細な研究があり、実際の載荷面についてこれらを進展させた研究成果も少なくないが、ここではそれらの引用を割愛することにする。

4. 有効応力径路による考察

本文では、粘土の構造骨格の変形が弾性的であると仮定して、三次元弾性論の立場から局部荷重をうける粘土層の圧縮沈下量を求めることにするが、基本的な姿勢として、土の強度や変形を支配するものが全応力ではなく、それから間げき水圧を差引いた有効応力であるという、いわゆる「有効応力の原理」をこの問題においても認めることから出発しよう。このような観点よりすれば、3.で概説した従来の解法は Lambe の方法の一部を除いてすべて全応力にもとづく考察であり、以下の論旨には相反するものといわねばならない。

地表面に局部荷重をうける粘土層内部の任意の 1 点にとった直方体の微小要素において、任意の時点で載荷によって生じた主応力の増分をそれぞれ全応力について $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$, 有効応力について $\Delta\sigma_1', \Delta\sigma_2', \Delta\sigma_3'$ とすれば、これらは間げき水圧の増分 Δu と次の関係にある。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_1' &= \Delta\sigma_1 - \Delta u \\ \Delta\sigma_2' &= \Delta\sigma_2 - \Delta u \\ \Delta\sigma_3' &= \Delta\sigma_3 - \Delta u \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

この有効主応力の変化による主応力方向のひずみをそれぞれ $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ とすれば、弾性論より

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= -\frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_1' - \nu (\Delta \sigma_2' + \Delta \sigma_3') \} \\ \varepsilon_2 &= -\frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_2' - \nu (\Delta \sigma_3' + \Delta \sigma_1') \} \\ \varepsilon_3 &= -\frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_3' - \nu (\Delta \sigma_1' + \Delta \sigma_2') \} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

ここに E, ν は粘土の構造骨格のヤング率とポアソン比であって、有効応力にもとづくものであるから変形のすべての過程にわたって一定と考える。

載荷時 ($t=0$) において要素内に発生する間げき水圧 (初期間げき水圧) の増分 Δu_0 は、この瞬間に要素の体積変化がないという条件から、容易に前述の (3) 式で与えられることがわかる。すなわち、初期間げき水圧は全応力で表わした三つの主応力増分の平均値に等しい。また載荷時の有効主応力の増分は

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{10}' &= \frac{2}{3} \left\{ \Delta \sigma_1 - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \right\} \\ \Delta \sigma_{20}' &= \frac{2}{3} \left\{ \Delta \sigma_2 - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_3 + \Delta \sigma_1) \right\} \\ \Delta \sigma_{30}' &= \frac{2}{3} \left\{ \Delta \sigma_3 - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2) \right\} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

となる。一般に、三つの主応力のうち鉛直方向の増分を $\Delta \sigma_1$ とすると、これは、側方の増分 $\Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$ より大きいので、(3) 式と (10) 式から明らかなように、 $t=0$ の瞬間において $\Delta \sigma_1' > 0, \Delta \sigma_2' < 0, \Delta \sigma_3' < 0$ となる。つまり粘土層の表面に局部載荷されると、鉛直方向の有効主応力は増加するが、水平方向については減少することを示している。2. で述べた一次元圧密においては、載荷の瞬間にこのような有効応力のジャンプ状の増加または減少がなかったのと異なる点である。両者の相違を示すために、載荷による応力の時間的推移を軸対称問題 ($\sigma_2 = \sigma_3$) に例をとって Fig. 2 に模式的に示した。

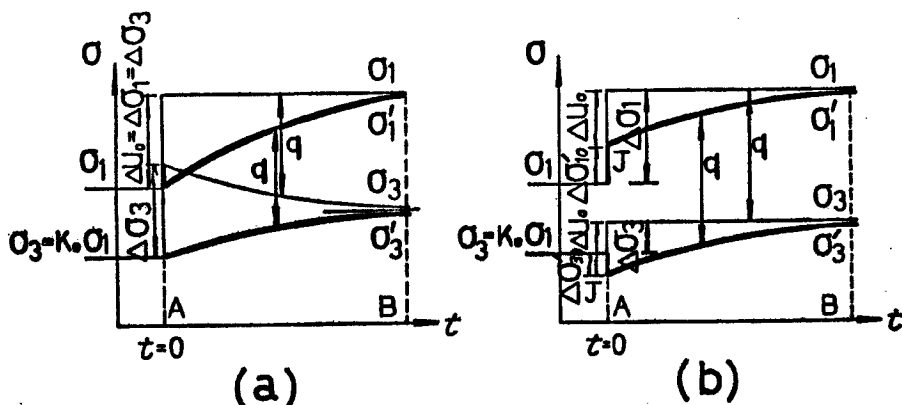


Fig. 2 Variation in principal stresses with time; (a) K_0 -consolidation and (b) axis-symmetric triaxial consolidation.

Fig. 2 (a) は全面載荷による側方変位のない一次元圧密に対するものであって、前述したように一定の鉛直全応力のもとで水平方向の全応力が圧密の進行とともに減少し、その結果圧密の過程を通じて主応力差が増大してゆく。一方、有効応力は載荷の瞬間には鉛直・水平両方向とも不変であり、圧密の進行につれて両者は徐々に増加するが、鉛直方向のものに比べて水平方向の増加は少ない。これに対して Fig. 2 (b) は軸対称応力状態における局部載荷による三次元圧密を示すもので、載荷後の全応力は鉛直・水平両方向とも一

定に保たれるが、载荷の瞬間 ($t=0$) に有効応力のジャンプがあり、その後は主応力差一定のまま有効主応力が徐々に増加して圧密の終局状態に到達する。

Fig. 2 に示された一次元圧密と多次元圧密における応力条件の相違は、Rendulic の応力面上での有効応力の径路を調べることによって、さらに明らかにすることができる。すなわち、自然に堆積された土層は载荷前に側方変位のない圧密 (K_0 -圧密) をうけているから、このような初期応力状態にある粘土層内の任意点の有効応力が地表面上の载荷によって変化する様子を、一次元圧密と軸対称三次元圧密の両者について比較したものが Fig. 3 に描かれている。Fig. 3 (a) の一次元圧密では、有効応力が初期値 A から K_0 -線に

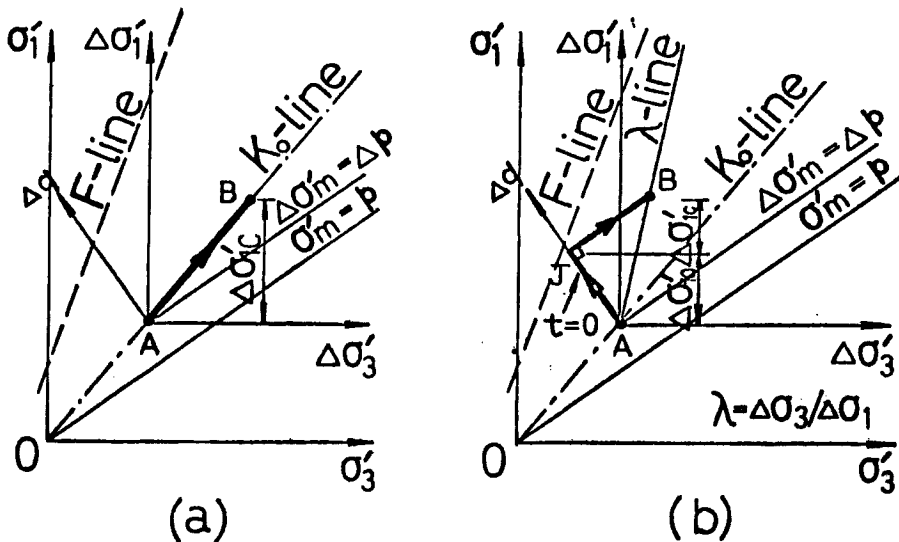


Fig. 3 Effective stress paths on Rendulic plane; (a) K_0 -consolidation and (b) axis-symmetric triaxial consolidation.

沿って終局点 B に至ることは、以前の研究によって明らかにされたところである³⁾。一方 Fig. 3 (b) の三次元圧密では、終局点 B は K_0 -線ではなく、 λ -線にある。ここに $\lambda = \Delta \sigma_3 / \Delta \sigma_1$ は、地表面上の局部载荷による粘土層内で考えている点の主応力増分比を示すものであって、上载荷重の性状と、考えている点の位置によって定まる値である。応力状態が点 A から B に到着するまでにたどる径路は、Fig. 2 (b) を参照して Fig. 3 (b) では $\overrightarrow{AJB}$ となることが (3) 式と (12) 式を用いた簡単な計算から明らかであり、しかも $\overrightarrow{AJ}$ は载荷の瞬間 ($t=0$) において平均有効主応力 $p (= \sigma'_m)$ は不変であり、主応力差によるせん断応力 dq だけが完全に作用する。さきに述べた Lambe の応力径路法では、この点が明らかにされていないうらみがある。 $t > 0$ に対する有効応力径路は $\overrightarrow{JB}$ であって、これは空間対角線 (静水圧軸) に平行であるから、結局载荷以後は純粋な等方的圧力増分 dp によって圧密が進行することになる。

Fig. 3 (b) において、载荷直後 ($t=0$) の応力点 J が破壊線 (F-線) の内部にとどまるか、またはこれを超過するかという問題は、基礎地盤の安定にとって重要な意義を有している。もし J 点が F-線より外側にくれば、これはとりも直さず粘土層内の考えている点で局部的にせよせん断破壊が発生することを意味しており、恐らくせん断変形が全体的なすべりを誘発する程度に大きいものとなるであろう。この危険性は、もちろん载荷による主応力増分比 λ が小さく、载荷時の発生せん断応力 dq が大きいものほどいじむしい。逆に J 点が F-線の内側にとどまれば、せん断破壊に対する安全性が確保されていることになる。これより

F-線に対する J 点の接近度をもって地盤破壊の安全率の指標とすることが可能であり、これにより粘土地盤上の盛土構造物などの施工管理への規準を設定しうるのである。

5. 有効応力による沈下解析

Fig. 2 および Fig. 3 を用いた考察によって、地表面上の局部載荷により粘土層内に発生する応力の性状はきわめて明瞭となった。次に研究の主題である沈下解析に進むのであるが、さきにも述べたように粘土の変形は圧縮変形にせよ、せん断変形にせよ、すべて有効応力によって土の構造骨格が変形を生ずるという立場を堅持しよう。

まず三次元応力のもとで、たとえば最大主応力方向のひずみ ϵ_1 は (11) 式の第 1 式で表わされるが、Florin⁸⁾ によりこれは

$$\begin{aligned}\epsilon_1 &= -\frac{1+\nu}{E}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_m) + \frac{1-2\nu}{E}\Delta\sigma_m \\ &= -\frac{1+\nu}{E}\left(\Delta\sigma_1 - \frac{\theta}{3}\right) + \frac{1-2\nu}{E}\frac{\theta}{3} \dots\dots\dots (13)\end{aligned}$$

と書き改めることができる。この式の右辺第 1 項の応力 $(\Delta\sigma_1 - \theta/3)$ は、Fig. 2 (b) より明らかなように時刻 $t=0$ における最大有効主応力の増分 $\Delta\sigma_{10}'$ ((12) 式参照) にほかならず、同様に第 2 項の応力 $\theta/3$ は $t=0$ から $t=\infty$ までの圧密期間中に現われる最大有効主応力の増分 $\Delta\sigma_{1e}'$ に等しい。したがって、(13) 式をこのように有効応力表示すると、

$$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \epsilon_1(0) + \epsilon_1(t) \\ &= J_0 \times \Delta\sigma_{10}' + J_e \times \Delta\sigma_{1e}' \dots\dots\dots (14)\end{aligned}$$

となるが、それぞれの応力増分は Fig. 3 (b) によって明らかである。(14) 式において

$$J_0 = -\frac{1+\nu}{E}, \quad J_e = -\frac{1-2\nu}{E} \dots\dots\dots (15)$$

は、それぞれ載荷の瞬間 ($t=0$) およびその後の時点 ($t>0$) における土の構造骨格のコンプライアンスを意味する。

くり返し注意したように、すべて有効応力の変化にもとづいて土の構造骨格が変形するとしているから、(15) 式で定義されるコンプライアンスはあらゆる時点において一定であり、これがたとえば全応力にもとづいた三笠³⁾ の考え方などと根本的に異なる点である。

(14) 式は最大主応力方向のひずみのみならず、他の主軸方向のひずみについてもそのままの形で適用できるが、この式によって載荷をうける粘土層内任意点における各主軸方向のひずみを計算することができる。ここで (14) 式によって載荷直後に生ずるひずみ $\epsilon_1(0)$ と、その後の圧密によるひずみ $\epsilon_1(t)$ との大きさを比較してみよう。それによって従来、即時沈下とか側方流動とかいわれていた変位成分の評価がある程度可能となることが期待される。

一般にひずみは、(14) 式から明らかなようにコンプライアンスと応力の積で与えられるから、載荷直後とその後の時点でのひずみの大きさを比較するには、コンプライアンスと有効主応力をそれぞれ別個に比べて、その相乗積の比をとればよい。まずコンプライアンス比は (15) 式により

$$\frac{J_0}{J_e} = \frac{1+\nu}{1-2\nu} \dots\dots\dots (16)$$

となるが、土の構造骨格のポアソン比 ν は静止土圧係数 K_0 と

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \dots\dots\dots (17)$$

なる関係があるので、先述した実験結果にもとづいて $K_0=0.5$ をとると $\nu=1/3$ が得られ、これを (16) 式に用いると $J_0/J_e=4.0$ となる。すなわち、コンプライアンスは単位有効応力をうけた物質の変形しやすさ (軟弱性) を表わす物質定数であるから、上の結果は粘土の構造骨格が載荷直後にはその後のものに比べて

4 倍も変形しやすいことを示している。

次に有効主応力比 $\Delta\sigma_{10}'/\Delta\sigma_{1c}'$ について調べるが、一例として盛土荷重のような平面ひずみ条件 ($\epsilon_2=0$) を考えると、このときの載荷直後の地盤内間げき水圧の増分は、(3)式の代わりに

$$\Delta u_0 = \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \quad \dots\dots\dots (18)$$

となるから、

$$\Delta\sigma_{10}' = \Delta\sigma_1 - \Delta u_0 = \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad \dots\dots\dots (19)$$

載荷による主応力増分比が $\lambda = \Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1 = 1/3$ となるような地点について計算すると、

$$\Delta\sigma_{10}' = \frac{2}{3} \Delta\sigma_1, \quad \Delta\sigma_{1c}' = \Delta u_0 = \frac{4}{3} \Delta\sigma_1$$

$$\therefore \frac{\Delta\sigma_{10}'}{\Delta\sigma_{1c}'} = \frac{1}{2}$$

すなわち、この地点での載荷直後とその後の有効主応力比は $1/2$ となる。したがって、さきのコンプライアンス比との相乗積の比として

$$\epsilon_1(0) : \epsilon_1(t) = 2 : 1$$

が得られる。

この計算例に示すように、即時ひずみ $\epsilon_1(0)$ はその後の圧密によるひずみ $\epsilon_1(t)$ に比べて全体のひずみ量の中でかなり大きい割合を占める。その比率はもちろん、考えている点における主応力増分比 λ によって変るものであるが、Table 2 に平面ひずみと鉛直軸対称との両条件のもとでのひずみの比が $K_c=0.5$ に対して計算されている。

Table 2 Strain ratio between immediate and consolidation strains ($K_c=0.5$).

$\lambda = \Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1$		1/5	1/4	1/3	1/2	2/3	3/4	1
$\epsilon_1(0)$	Plane-strain	2.67	2.40	2.00	1.33	0.80	0.57	0
$\epsilon_1(t)$	Axi-symmetric	4.57	4.00	3.20	2.00	1.14	0.80	0

さきに Fig. 2 と Fig. 3 において、地表面上の載荷による粘土層内任意点の有効応力径路を考察したが、ひずみの径路については Fig. 4 に示すものとなる。Fig. 4 (a) は ϵ_1 を鉛直ひずみとして、これをせん断応力の増分 Δq に対して描いたもの、(b) は同じく平均有効主応力の増分 $\Delta p(\Delta\sigma_m')$ に対して描いたもの、(c) はこれらを総合して三次元座標を用いて描いたもの、(d) はクリープ曲線である。地面上に載荷した瞬間 ($t=0$) には、さきに述べたように平均有効主応力の増分がないので、粘土を弾性物質とみなせば、Fig. 4 (c) のように J 点は $\Delta p=0$ となる平面 ($\epsilon_1 \sim \Delta q$ 平面) 上にあるはずであるが、実際には粘弾性的な性質によってせん断変形に時間的遅れが生ずる。したがって、ひずみと応力またはひずみと時間の関係は Fig. 4 (c) および (d) の破線で示すような曲線となるであろう。いずれにせよ、終局沈下量は (14) 式の鉛直ひずみ ϵ_1 を粘土層厚 H にわたって積分したもので算定される。すなわち、

$$\rho = \rho_i + \rho_c$$

$$= \int_0^H J_0 \Delta\sigma_{10}' dz + \int_0^H J_c \Delta\sigma_{1c}' dz \quad \dots\dots\dots (20)$$

この式の右辺第 1 項 ρ_i は即時沈下、第 2 項 ρ_c は圧密沈下に相当する。

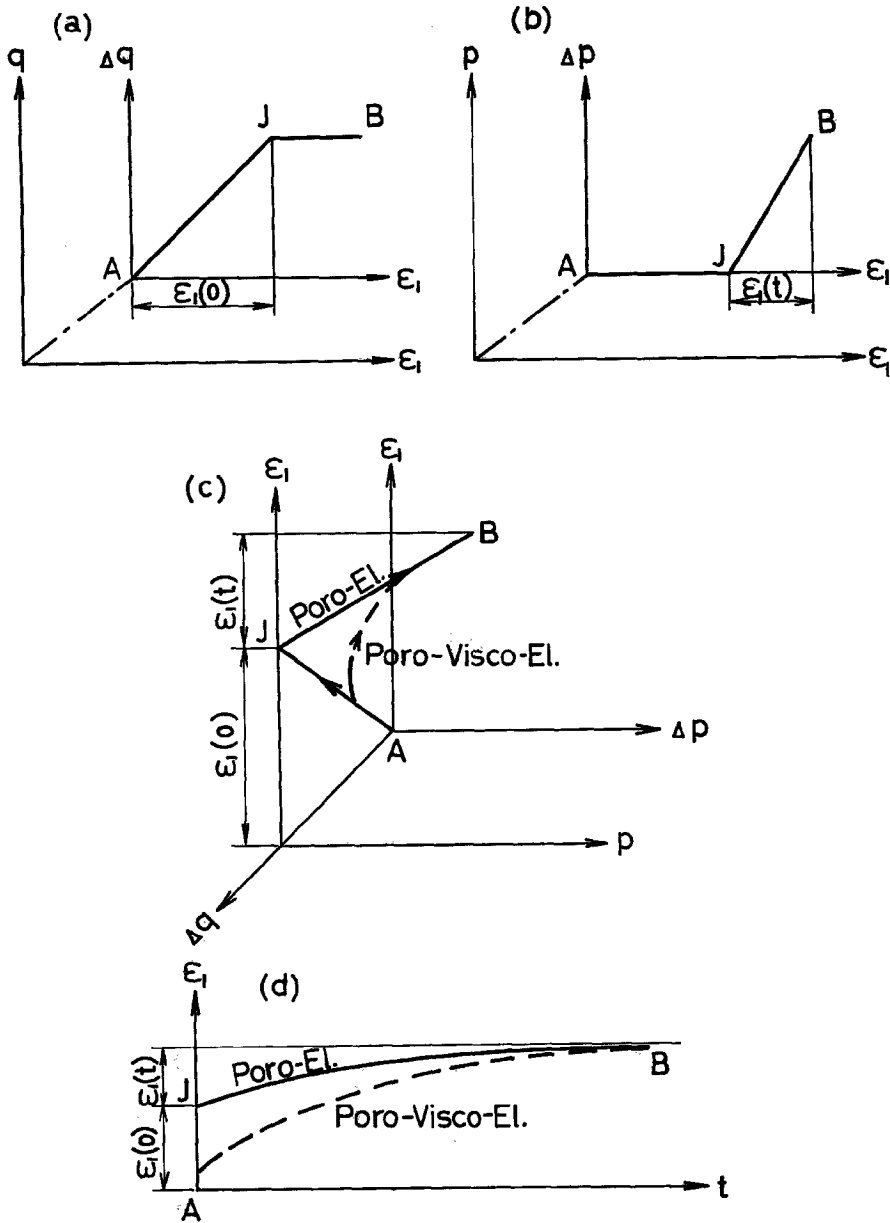


Fig. 4 Strain paths and creep curve.

6. 模型実験および現地盛土試験による検証

盛土基礎地盤の沈下挙動に関する模型実験は、練り返した粘土を用いて行なわれた。実験土槽は幅 35 cm, 高さ 14.4 cm, 奥行 7.0 cm の鋼製箱であって、その前面は土中の変位を観測しうよう強化ガラスを用いている。載荷板は幅 6.0 cm, 奥行 6.5 cm, 厚さ 3 mm のゴム板を 2 枚敷き、その上に木片を置いて載荷装置で荷重をかけ、剛性載荷板として用いた。

土中変位を観測するガラス面の標点は、長さ 5 cm、直径 2 mm の木片の先の赤く塗った部分がガラス面に垂直になるように土中に埋め込まれたが、このさいガラス面に沿って厚さ約 1 mm の寒天の薄層を作り、この中に標点の先端を押し込んで観測した。土層の構成は粘土のみの単層と、上半が砂層、下半が粘土層の二層系の 2 種類である。標点の配置は 3 つのレベルで載荷板の下に近いところにおいて各 7 点ずつ左右対称とし、微読望遠鏡でその移動を測定した。読みとりの精度は 0.1 mm 程度と考えられる。

実験は繰り返した粘土を土槽につめ、24 時間自重圧密を行なった後、 $q=56.8 \text{ g/cm}^2$ の載荷を行なったが、即時変位は 20 分後に、また以後の圧密変位は 24 時間後に測定した。実験結果は単層地盤と二層系地盤のおののについて、それぞれ Fig. 5 (a), (b) に示されている。図中の点は、載荷前の測点と即時変位および圧

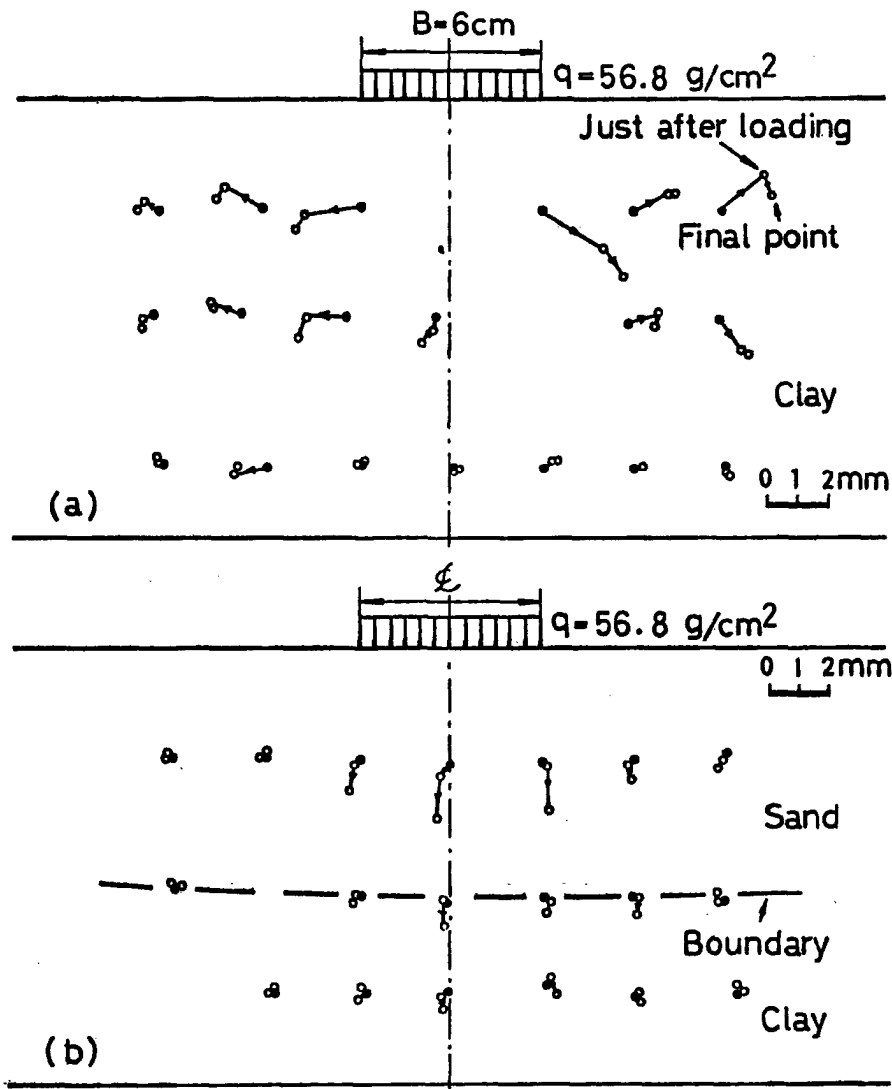


Fig. 5 Model test on displacement of ground subjected to partial loading;
(a) single clay layer and (b) sand/clay two-layer system.

密変位後の位置を表わしているが、大きい即時沈下の発生する位置が載荷板の端部の下方であり、理論的にみてもせん断応力の最大値が生じる部分に合致している。また測点によって、即時変位においてせん断ひずみにより外側あるいは上方に移動した点が、その後の圧密変位において内側および下方にもどる現象が認められる。また地盤の構成が二層の場合には、上部砂層の拘束によって下部粘土層の側方変位が大いに減少す

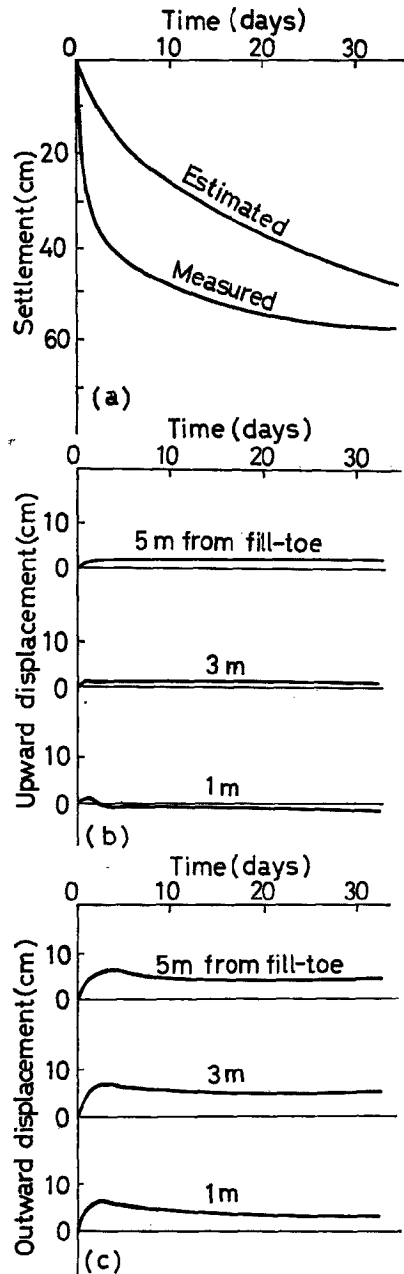


Fig. 6 In-situ observation of embankment foundation.

ることも明らかである。

このような現象は、現地の盛土試験においてもしばしば観測されている。一例として、国道 8 号線新賤ヶ岳トンネル東側坑口より伊香具川に至る区間の試験盛土を支える基礎地盤の挙動をみよう。この地域は、地質的には伊香具川が運搬堆積した砂質土と、地形的に閉塞されて沼沢地に堆積した腐植土層および後背湿地の条件に堆積した柔らかい粘性土が複雑に入り混った地盤を構成している。

この中でとくに問題となるのは、冲積層の腐植土および粘性土であり、ことに腐植土層は有機物含有量 40~80%，含水比 200~600% という値を示している。また全体としての単位体積重量は 1.1 t/m^3 前後の値を示すものが多く、きわめて大きい間げき比をもつ高圧縮性、低強度の地層である。とくに軟弱層の厚い地点の地層構成は、次のようである。

層 序	層 厚(m)	N-値	単位 重量 (t/m^3)	有機物 (%)	自然含水比 (%)
粘 土	0.5	0	1.6	—	—
腐 植 土	7.0	0~1	1.0	60~80	600
腐 植 土	1.3	0	1.15	40	200~400
砂	0.2	13	1.8	—	—
腐 植 土	5.5	2	1.5	—	—

試験盛土は盛土高 1.2 m，盛土幅 16 m，斜面こう配を 2 割として，単位体積重量 1.9 t/m^3 の盛土が行なわれた。Fig. 6 (a) は沈下量—時間曲線であり，計算値と実測値の比較が示されている。1. で述べたように，実測値は盛土による载荷の当初にいちじるしい沈下があり，これは単純な一次元圧密理論では説明し得ない。すなわち，载荷直後に地盤のせん断変形による沈下が大きく，その後緩慢な圧密沈下が続く。Fig. 6 (b)，(c) は試験盛土のり先より側方の地盤上にあらかじめ設置された移動ぐいの鉛直方向および水平方向の変位を示している。前者は载荷後 1 日程度で最大の隆起約 1.2 cm を示しているものが多く，また後者は载荷後約 2 日で外側への最大移動を示し，その後盛土の方向へもどる傾向が明らかにみられる。前述の模型実験結果と，この Fig. 6 にみられるすべての現象は，地盤上の局部载荷による前節までの理論によって定性的に説明されるものといえよう。

7. 三軸装置による三次元圧密実験

先述の模型実験に加えて，三次元圧密期間中の粘土要素内の応力条件をシミュレートするような特殊のプ

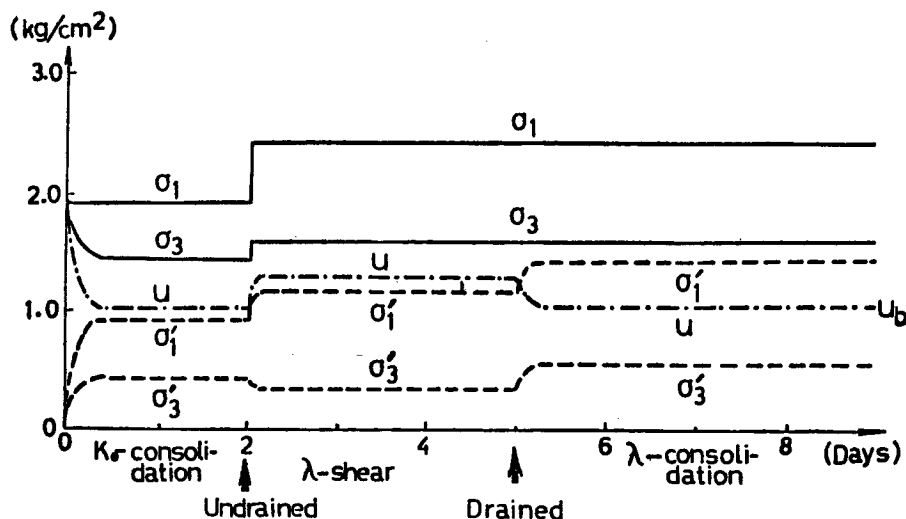


Fig. 7 Schematic program in triaxial test.

ロセスのもとで一連の三軸試験を行なった。この三軸試験そのものは Davis と Poulos^{9),10)} が同様な目的で実施したものと原理的には同様であるが、back pressure の利用など若干の点で改良されている。

土試料には、倉敷市水島地先で採取されたシルト質粘土を用いた。供試体寸法は直径 3.5 cm, 高さ 8.0 cm である。実験の手順は、できるだけ盛土工事における現地条件を表現するように組まれた。すなわち、第 1

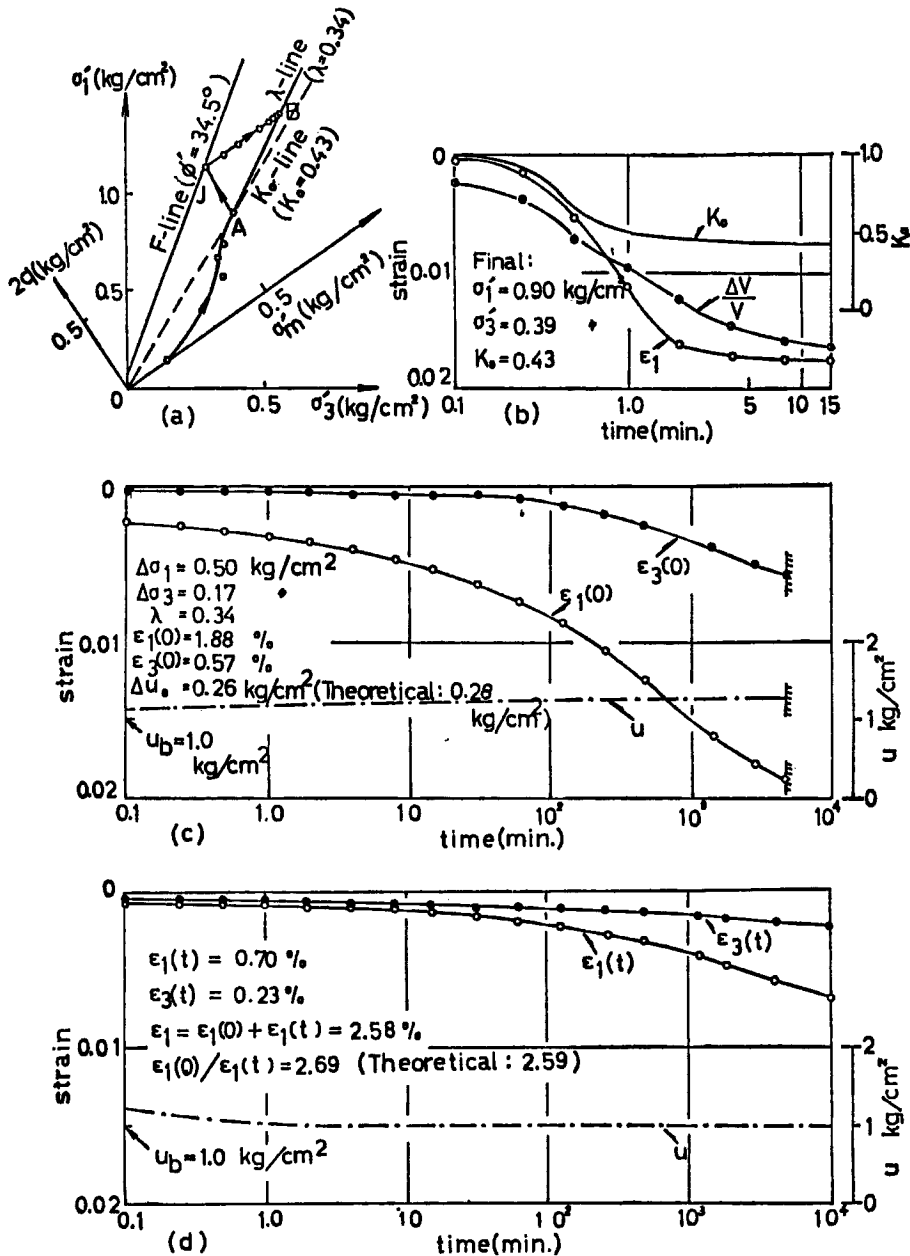


Fig. 8 Representative result of triaxial test; (a) effective stress path, (b) K_0 -consolidation, (c) λ -shear and (d) λ -consolidation.

に K_0 -圧密によって Fig. 3 (b) の初期応力点 A に到達させ、第2に非排水せん断 (λ -せん断) によって応力点 J に到達させ、さらに第3にいわゆる λ -圧密によって最終応力点 B に到達させるという順序がとられた。圧密はペーパー・ドレーンを用いて間げき水を側方に導き、圧密中の供試体の体積変化はビュレットに排出されてくる水量を測定して記録するとともに、縦ひずみと側方ひずみからも算出した。間げき水圧は圧密とせん断の両期間中を通じて底部ベDESTALの中央で測定したが、当初 K_0 -圧密の前に $u_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の back pressure を適用した。供試体の側方ひずみは、 K_0 -圧密では無変位状態に拘束され、また λ -せん断と λ -圧密期間中は実測されたが、そのためにはバーニヤ式の側方ひずみ計を用いた。このものは直径変化が $3.5 \pm 0.5 \text{ cm}$ の範囲で $5 \times 10^{-3} \text{ cm}$ の精度を有している。

Fig. 7 は三軸試験のプログラムを模式的に示したものである。また Fig. 8 に一連の試験から得られた代表的なデータが示されている。この図からわかるように、実験の第3段階である λ -圧密と比較して、第2段階の非排水 λ -せん断の間に大部分の鉛直ひずみが生じている。上述したように initial back pressure を採用したので、 λ -せん断期間中の間げき水圧の挙動は非常に安定している。図中に実験値と本文による理論値との比較が記入されている。

8. む す び

本研究では、局部載荷をうける粘土地盤の沈下機構を内部応力の面から究明するために、盛土基礎を対象とした二次元圧密の理論展開を行ない、三軸試験の結果などを用いてこれを検証した。

ここに提案した理論は、いわゆる poro-elasticity にもとづくものである。まず地盤内各点における有効応力の径路を示し、ついで土の構造骨格のコンプライアンスの概念を用いて、載荷の瞬間におけるせん断変形による沈下とそれに続く圧縮による沈下とを比較した。その結果、即時沈下が全体の中の非常に大きい部分を占めることを示し、これを模型実験と現地盛土試験によって説明した。

さらにこの研究の主題を深く研究するためには、poro-viscoelasticity の理論にもとづくレオロジー的考察が有力であると考えられ、実験方法として柔らかい粘土の排水クリープが指向されねばならない。本文で述べた模型実験と三軸試験は、本学工学部学生大槻英夫・芳川久洋君に負うところが多く、ここに謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 持永龍一郎：土質調査試験結果の解釈と適用例（土質工学会編），昭43，p. 239.
- 2) 赤井浩一・足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文集，第113号，昭40，pp. 11-27.
- 3) Mikasa, M.: On the Settlement of Clay Layer by Partial Load, Proc. 1st Japan Nat. Cong. Appl. Mech., 1951, pp. 303-308.
- 4) Skempton, A. W. and L. Bjerrum: A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay, Geotechnique, Vol. 7, 1957, pp. 168-178.
- 5) Skempton, A. W., R. B. Peck and D. H. MacDonald: Settlement Analysis of Six Structures in Chicago and London, Proc. Inst. Civil Engrs., Vol. 4, Pt. 3, 1955, pp. 525-544.
- 6) Lambe, T. W.: Method of Estimating Settlement, Proc. ASCE, Vol. 90, SM5, 1964, pp. 43-67.
- 7) Lambe, T. W.: Stress Path Method, Proc. ASCE, Vol. 93, SM6, 1967, pp. 309-331.
- 8) 大草重康訳：フローリンの土質力学，第II巻，森北出版，昭46，pp. 13-18.
- 9) Davis, E. H. and H. G. Poulos: Triaxial Testing and Three-dimensional Settlement Analysis, Proc. 4th Australia-New Zealand Conf. SMFE, 1963, pp. 233-243.
- 10) Davis, E. H. and H. G. Poulos: The Use of Elastic Theory for Settlement Prediction under Three-dimensional Conditions, Geotechnique, Vol. 18, 1968, pp. 67-91.