

三軸圧縮試験による材令初期のソイルセメントの性質について

山内 豊聰*
石堂 稔**

1. まえがき

ソイルセメント層厚さの設計は、普通タワミ性材料の場合に準じて行われている。しかしソイルセメントはある程度の曲げ強度を持っている点において、碎石層のような曲げ強度が無視できて正確にタワミ性材料といえるものとも異なっている。事実、ソイルセメント層は、碎石層の場合より薄いもので足りることは、米欧の過去の経験でわかっている。これはソイルセメント層が、碎石層より高い弾性係数を持っていて大きい荷重分散能力を備えていることによるものと考えられる。そこでソイルセメント層の厚さ設計¹⁾には、その弾性係数を考えた方法を適用するのが合理的と考えられる。

完全弾性体にあっては、側方拘束の影響を受ける場合、とくにそれが完全拘束の場合であれば、一軸圧縮試験による弾性係数とポアソン比によってその応力・ヒズミ特性は完全に規定できる。したがってソイルセメントが完全弾性体として取扱えるならば、F. Reinhold²⁾ や E.J. Felt & M.S. Abrams³⁾ が行なったような一軸圧縮試験による弾性的性質を知るだけで十分であろう。しかし土やソイルセメントはかなり不完全な弾性体であるから、上記の試験の結果による2つの要素でもって十分に側方拘束の状態の応力・ヒズミの特性を表わしうるとは考えられない。また材令初期のソイルセメントはかなり土としての性質を持っているので、そのセン断抵抗をしらべる必要を感じしめる。そこで0~7日の材令において、島原焼土によるソイルセメントの供試体に対して三軸圧縮試験を行ない、圧縮強度、セン断抵抗とともに、弾性係数およびポアソン比を、とくに材令と側圧との関係についてしらべてみた。

しかし現場における層としてのソイルセメントの側圧力は、側方変形にしたがって変るべきもので、三軸圧縮試験における側圧の与え方とは異なるので、弾性的性質に関しては、その試験の結果をそのまま層としてのソイルセメントの解析に適用することはできないと考える。したがって本文で述べる結果は考察的研究の範囲を出ないであろう。

島原焼土は角閃石安山岩質の無機質火山灰土の一種で、島原半島東部に滞積している。しかし普通の火山灰土と異なり、軽石を含まず、粒子の比重も2.71、JISによる締固め最大乾燥密度2.0 g/cc であってともに高く、三角座表による分類では砂に属し、74 μ フルイ通過量は8~9%程度である。レキ分がやや脆弱であるほかは、ソイルセメントの母材として適當である。

2. 実験の方法

三軸圧縮試験の試料は、島原焼土の20 mm フルイ通過のものについて、現地で行なった試験基層工(昭34.10.~35.1.)の際の平均粒度と平行移動的に同じ粒度(表-1)となし、これに含水比が9.4%(最適含水比)、

表-1 供試体の土の粒度

粒径 (mm)	通過量 (%)	粒径 (mm)	通過量 (%)
20	100	0.40	37.5
10	96.0	0.25	27.6
4.8	85.4	0.11	18.0
2.0	65.6	0.075	15.1
0.85	49.5		

セメント量が5%になるように配合し、内径5cm、長さ10cmのモールドを用い、1, 2, 3tの3種の静荷重により、3種類の乾燥密度の供試体を作製した。静荷重による締固めにはCBR試験装置を応用して行ない、所定の圧力になってからなお1分間持続するようにした。締固めに静荷重を用いたのは、突固めによる場合にくらべて密度の偏差が小さくてすむからである。室内実験の結果を現地試験への参考資料とするには、最大粒径および粒度分布の相違による実験結果の相違を現場の試料のものに修正しなければならないが、実際上これが不可能である。それゆえ、現場と同じ最大粒径と粒度分布の供試体について試験したいのであるが、そのためには径が9~15cm(30mm×(3~5))といったかなり大きな供試体の試験が必要となるが、筆者のところでは設備がこれを許さない。そこで供試体の最大粒径をなるべく大きくすることにしたが、現場のソイルセメント層等の最大粒径を層厚さの1/3とする方法に準じて、仮りに直径の1/3まで許すとすれば許容される最大粒径は17mmとなる。しかしフルイの網目の大きさの都合上、最大粒径を

* 九州大学助教授、工学部土木工学教室

**同助手、同上

20 mm としたものであり、不本意ながら平行移動的に粒度分布のみを同じようにして、直径に比して比較的大きい最大粒径を用いざるをえなかった。このような供試体について、それぞれ、0, 2, 4, 7 日間の温室養生の後、0, 0.5, 1.0, 1.5 kg/cm² の4種の側圧のもとで三軸圧縮試験を行なった。

ポアソン比を実測するには、一軸圧縮強度にあっては直接的に横ヒズミと縦ヒズミを測定するか、竹下技官⁴⁾が行なわれたように試料室の液の容積変化をそれから導いたビュレットによって測定し、周知の次式によって計算するかによって行なわれる。

$$\mu = 1/2 \{ 1 - (4V/V)/(4h/h) \} \quad (1)$$

三輪圧縮試験では、飽和試料であれば、供試体中の水を上下の透水板からビュレットに導いて容積変化を測定して行なえばよいが、飽和試料では急速セン断の場合、ポアソン比は0.5であるべきで実測の意義に乏しい。そこで実測する意義のあるのは、本研究のような不完全飽和ないし乾燥状態の供試体の場合であるが、これについて星埜教授⁵⁾の方法がある。しかし星埜教授も述べておられるように、実験技術上かなりやっかいな問題を含んでいる。そこで筆者の実験では次に述べるような方法で、直接的に横ヒズミを測定することを試みたが、決して満足すべき方法とは考えていない。

膜面を定着液で溶脱した透明の写真フィルムで作製した幅約1cmのテープにmm単位の目盛を刻み、これを供試体のゴムスリーブの上から上、中、下の三カ所にテープの端末が重なるようにして巻きつけ、この部分をゴムで軽くとめた。その外観は写真-1に示すとおりであるが、供試体にテープを密着させるためには細心の注意が必要であった。圧縮はヒズミ制御式で行ない、ヒズミに対する圧縮応力の変化とともに、透明シリンダーを通してテープの目盛の変化を読み取り、3箇所の円周の長さの変化の平均値から横ヒズミを求める、これと縦ヒズミとの関係から、実測によるポアソン比の変化を求めるとした。フィルムテープの開きは、透

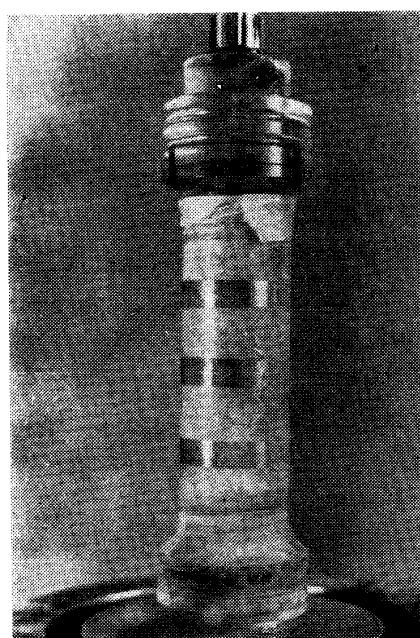


写真-1 フィルムテープを供試体に取付けた外観

明シリンダーを通して読むので、シリンダーと供試体の間の液が凸レンズの作用をして目盛は拡大される。読取りは多くの実験においてダイヤルゲージ等を、1/10目盛(1.5 mm × 1/10 = 0.15 mm)まで読取つているのにならって1/10目盛まで行なうのであるが(もっともダイヤルゲージではその読み取り誤差がそのまま求めるべき数値に影響しない)、この実験では見掛け上1.4倍(実測)に拡大されたので、1/10目盛は0.1 mm × 1.4 = 0.14 mmに相当し、しかもかなりゆるやかに目盛は変化するので、上記の方法を試みることにしたのである。いま仮りに圧縮強度50 kg/cm²、弾性係数2,500 kg/cm²とすると、1/3 q_u におけるヒズミは1/3 × 50 × 1/2,500 = 1/150となる。そこで読取りが3ヶの平均値をとること考えて、この誤差を1/2 × 0.10 mmとすると、ポアソン比の誤差は

$$4\mu = \frac{0.05}{\pi} \times \frac{1}{50.0} \div \frac{1}{150} = 0.048$$

このように読取の精度にはかなり問題を含んでおり、ある一つの測定値から大きさを論ずることはできないが、いくつかの測定値から曲線を描く場合には平均的な数値がえられるから、この方法にも実験の意義があると考えた。なおフィルムバンドにはバーニアを応用して読みをとる工夫をすればよかったです。

表-2は試験結果と次第以下で述べる計算値を要約して示したものである。

3. セン断抵抗

材令に対する圧縮強度の関係は図-1に示すとおりである。次にモールの応力円の包絡線から求めたソイルセメントの内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は、材令について図-2に示すような関係がえられた。これら2つの値はともに材令の増加とともに増大し、一般的に7日目付近で最大値に近づくことは圧縮強度の場合と同様であるが、密度の高い供試体では相対的にみて内部摩擦角の増大の割合より粘着力の増大の割合の方が大きい。また粘着力は材令のごく初期において、乾燥密度の大きいものの方が

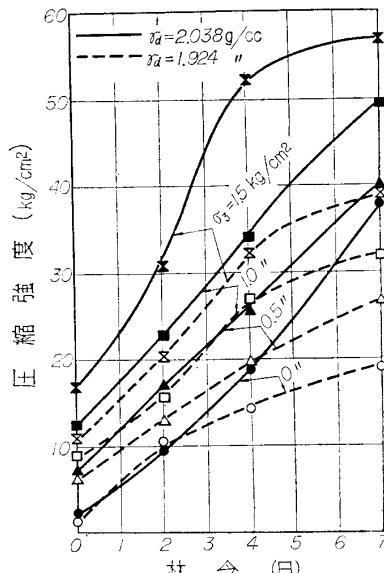


図-1 材令と圧縮強度の関係

報文・論文

表-2

材 令 (日)	締め固め		側圧 σ_3	圧縮強度 q_u	点における横・縦比 ズミ比	1/3 q_u (kg/cm ²)	1/3 q_u (%)	1/3 q_u 点における弾性係数 (kg/cm ²)	(7) 式による横・縦比 ズミ比	(8) 式による横・縦比 ズミ比	粘着力 c (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	内部応力 σ_i (kg/cm ²)	
	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cc)												
0	9.4 (0.1)	1.924 (0.002)	0 0.5 (0.1)	1.6 6.4 1.0 1.5	0.80 0.43 0.61 0.40	0.5 2.1 2.8 3.6	0.75 0.60 0.50 0.60	70 330 500 517	0.17 0.04 0.05 0.05	— 0.46 0.47 0.48	— 1.56 1.08 0.89	1.0	39.4	1.22
	9.4 (0.1)	1.971 (0.001)	0 0.5 1.0 1.5	1.8 5.8 11.0 14.1	1.00 0.67 0.48 0.44	0.6 1.9 3.7 4.7	0.44 0.48 0.75 0.78	163 367 444 538	0.24 0.05 0.06 0.03	— 0.41 0.43 0.44	— 0.90 0.68 0.93	0.5	51.0	0.41
	9.3 (0.1)	2.031 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	2.0 6.6 12.0 16.9	0.95 0.67 0.54 0.44	0.7 2.2 4.0 5.7	0.60 0.38 0.53 0.48	115 537 691 1,069	0.40 0.07 0.03 0.04	— 0.46 0.47 0.48	— 1.60 1.53 1.53	0.3	56.3	0.20
	9.4 (0.1)	1.925 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	10.2 12.8 15.7 20.5	— 0.54 0.40 0.32	3.4 4.3 5.3 6.8	0.57 0.60 0.73 0.77	590 683 695 822	— 0 0.03 0.03	— 0.23 0.24 0.31	— 0.56 0.38 0.60	1.75	49.5	1.49
	9.3 (0.1)	1.974 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	8.8 9.3 19.7 26.5	— 0.56 0.48 0.32	2.9 3.1 6.6 8.8	0.56 0.70 0.74 0.78	520 690 842 1,068	— 0.01 0.04 0.04	— 0.29 0.35 0.39	— 1.19 1.19 1.42	1.30	57.1	0.84
	9.4 (0.1)	2.037 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	9.8 17.0 23.0 30.9	0.40 0.96 0.47 0.37	3.3 5.7 7.7 10.3	0.52 0.62 0.48 0.60	630 887 1,527 1,632	0.04 0.03 0 0	— 0.31 0.41 0.42	— 1.59 2.15 2.01	1.37	60.0	0.79
2	9.3 (0.1)	1.924 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	14.0 19.3 26.1 32.5	0.05 0.54 0.52 0.62	4.7 6.4 8.7 10.8	0.43 0.45 0.58 0.53	1,120 1,390 1,443 1,949	0 0.02 0.02 0.04	— 0.27 0.28 0.37	— 1.22 0.94 1.47	1.8	59.0	1.10
	9.5 (0.1)	1.973 (0.003)	0 0.5 1.0 1.5	17.7 23.4 31.6 37.6	0.32 0.48 0.50 0.62	5.9 7.8 10.5 12.5	0.58 0.53 0.67 0.51	1,51 1,440 1,522 2,359	0.02 0.03 0.05 0.04	— 0.32 0.33 0.41	— 2.25 1.70 2.29	2.5	59.5	1.47
	9.4 (0.1)	2.039 (0.004)	0 0.5 1.0 1.5	19.1 26.0 34.1 52.2	0.34 0.88 0.22 0.30	6.4 8.7 11.4 17.0	0.55 0.51 0.50 0.66	1,160 1,667 2,240 2,561	0.04 0.02 0.04 0.05	— 0.32 0.38 0.40	— 2.59 2.70 3.80	2.4	62.0	1.28
	9.4 (0.1)	1.921 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	19.0 27.0 32.4 39.2	— 0.20 0.20 0.50	6.3 9.0 10.8 13.1	0.44 0.49 0.43 0.47	1,610 2,208 2,435 2,674	— 0.02 0.02 0.12	— 0.31 0.33 0.36	— 2.39 1.78 1.67	2.7	59.0	1.62
	9.4 (0.0)	1.972 (0.004)	0 0.5 1.0 1.5	24.9 34.4 43.2 51.9	0.40 0.44 0.46 0.48	8.3 11.5 14.4 17.3	0.53 0.65 0.53 0.60	1,570 1,738 2,655 2,800	0.08 0.08 0 0.03	— 0.20 0.36 0.37	— 1.09 2.88 2.46	3.1	63.0	1.58
	9.4 (0.0)	2.044 (0.002)	0 0.5 1.0 1.5	38.2 39.9 49.8 56.8	0.22 0.36 0.20 0.33	12.7 13.3 16.6 18.9	0.39 0.65 0.69 0.58	2,100 2,050 2,358 3,150	0.03 0.06 0.01 0.04	— — (0.21) (0.33)	— — 0.89 2.03	4.5	62.5	2.34

* 平均値(標準偏差)を示す。

小さく現われている。

供試体内部には、モールの応力円から考えて $\sigma_i = c \cot \phi$ なる内部応力が働いていると仮定される。また一軸圧縮強度 q_u は最大主応力であるから、それと供試体に対する全側圧 $\sigma_t = \sigma_i + \sigma_3$ の間にはモールの応力円から

$$\sin \phi \{ \sigma_t + 1/2(q_u - \sigma_3) \} = 1/2(q_u - \sigma_3)$$

これを整理すれば

$$q_u = \sigma_t \left(1 + \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) - c \cot \phi$$

いま $1 + \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \theta$ とおけば

$$q_u = \theta \sigma_t - \sigma_i \quad (2)$$

 θ は供試体の材令と密度によって変化する常数で ϕ の

大きさによって定まり、この実験では 4.5~16.7($\phi = 39.4^\circ$ ~ 62.5°) の範囲で変化している。図-3は σ_3 に対する q_u の関係、すなわち $q_u = \theta \sigma_3 + c \cot \phi (\theta - 1)$ なる関係を示している。

4. 弹性係数

まえがきで述べたように、弾性理論における弾性係数は一軸的なものであるから、側方拘束の場合の弾性係数は圧密理論における容積変化率の逆数にはかならない。しかし三軸圧縮の場合の側方拘束度は圧密試験の場合と異なり不完全なものであるから、正確にはそれとも異なっている。

圧縮試験により、各種材料の供試体の弾性係数を求め

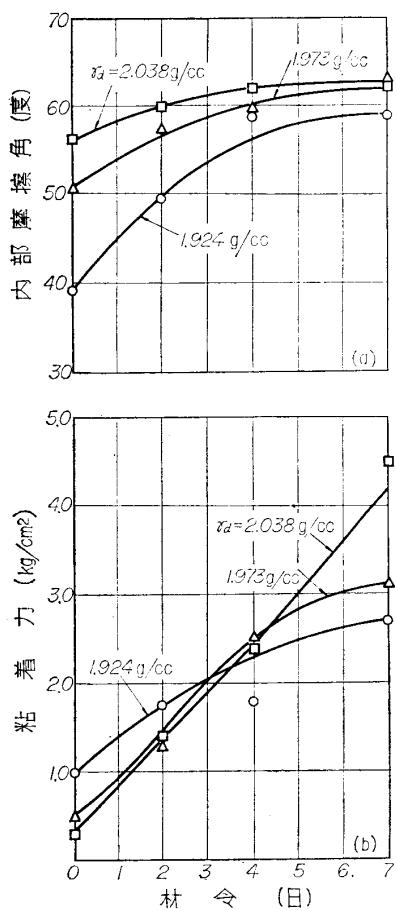


図-2 材令とセン断抵抗の関係

modulus) を弾性係数 E_i とするものと, (b) 便宜的に破壊応力の $1/3$ の大きさの応力の点と原点を結び, そのコウ配である正割係数 (secant modulus) を弾性係数 E_s とするものとがある。もちろん常に $E_i > E_s$ であるが, 土や安定処理土では大体 $1/3$ 破壊応力まではほぼ比例関係にあるので, 両者の値の差は小さく, しかも作図が容易なので以下本文でも (b) の方法による弾性係数を用い, E の記号で表わすことにする。

弾性係数は強度の場合と同じく, 供試体の密度, 材令および σ_3 の大きさによって変化する。図-4 は材令に関する弾性係数の変化の状態を示したものである。次に各同一材令の弾性係数は図-5 に示すように, 全側圧

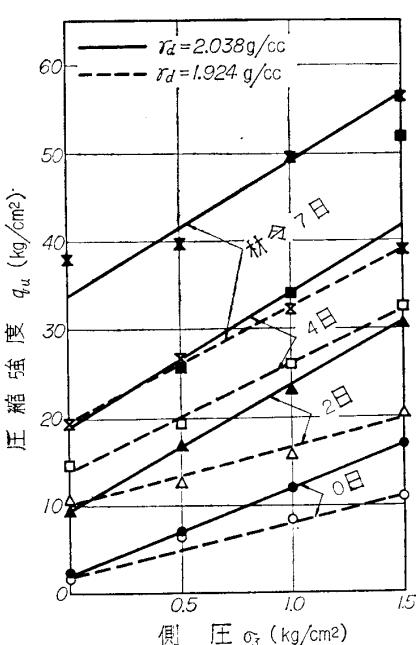


図-3 側圧と圧縮強度の関係

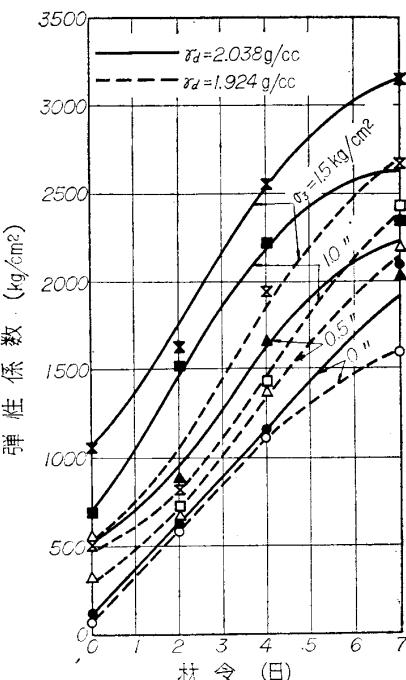


図-4 材令と容積変化率の逆数的弾性係数の関係

るには, (a) 応力・ヒズミ曲線の原点における切線である初期正切係数 (initial tangent

力 σ_t と比例的関係にあることがみとめられるから

$$E = \beta \sigma_t \quad (3)$$

上式は, 一定のヒズミを与えるときは軸圧は全側圧に正比例することを表わしている。ここに β は供試体の材令と密度によって変化する実験常数であり, 250~900 の範囲にあったが, 密度が高いものほど, また材令の大きいものほど大きい値をあたえる。

したがって弾性係数と圧縮強度の間には (2), (3) 式から次の関係が成立つ。

$$E = \frac{\beta \sigma_t}{\partial \sigma_t - \sigma_i} q_u = \frac{1}{\frac{1}{\beta} \left(\partial - \frac{\sigma_i}{\sigma_t} \right)} q_u \quad (4)$$

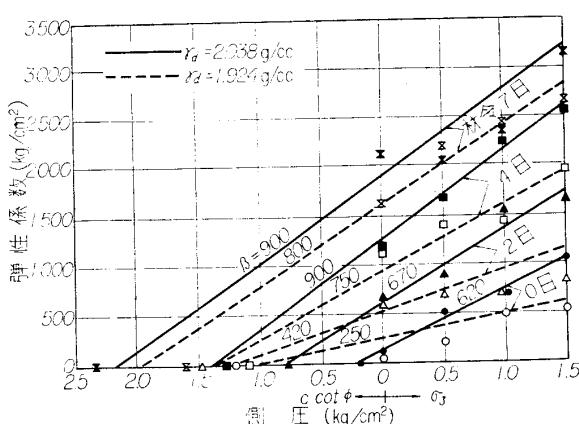


図-5 全側圧力と容積変化率の逆数的弾性係数の関係

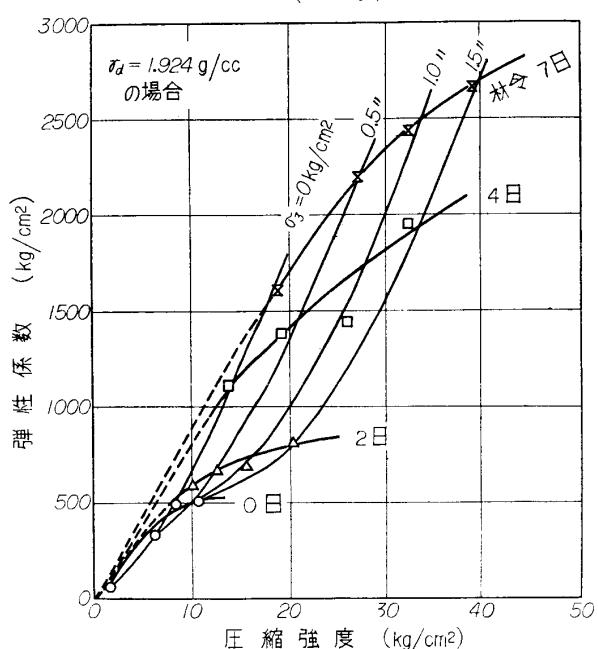


図-6 圧縮強度と容積変化率の逆数的弾性係数の関係に対する側圧と材令の影響

報文論文

上式からわかるように、 σ_3 の増加とともに q_u に対する E の値は減少する。この式による計算値は実験結果による E と q_u の関係をよく示している。このように三軸圧縮試験の場合の弾性係数は、セメント量を変えて行なった一軸圧縮試験の場合のように、圧縮強度に関して比例的に表わされるものではなく、側圧 σ_3 の影響を考える必要があることがわかる。図-6 は実験結果を示したものでその関係が現われている。

5. ポアソン比

いずれの方法でも横・縦ヒズミ比を実測すれば、その値は縦ヒズミの増加とともに増大するので、ポアソン比決定のためどれだけのヒズミに対する値を採用するかを決める必要がある。前節で述べたように、 $1/3 q_u$ の応力までは大体比例的関係にあるので、ポアソン比も弾性係数と同じように、この応力に対するものを求めるのが適当であると考える。表-2 では、試みに破壊応力に対するポアソン比をも示したが、その値は $1/3 q_u$ に対するものより相当に大きい。 $1/3 q_u$ に対するものは、材令 0 日、 $\sigma_3=0$ のもののほかすべて小数点以下 2 ヶタの大きさのものであった。F. Reinhold が一軸圧縮試験を行ない、横ヒズミはダイアルゲージを使ってしらべた砂によるソイルセメント供試体については表-3 に示すとおりであった。また E.J. Felt らがやはり養生後のソイルセメント供試体について一軸圧縮によってしらべた μ の値が 0.08~0.24 であることから、側圧を受ける本実験の場合の μ の値も決して過小と断定しえないようである。

表-3 Reinhold の実験値

セメント量 (%)	q_u (kg/cm ²)	$1/3 q_u$ に対する E (kg/cm ²)	$1/3 q_u$ に対する μ (ポアソン比)
16.7	89.4	138,500	0.120
12.5	59.1	112,250	0.138
10.0	42.6	91,000	0.142

側方拘束の場合の弾性係数 E_c と一軸圧縮による弾性係数 E_u との間には、周知のように次に示す関係がある。すなわち

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_u} \{ \sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z) \} \quad (5)$$

また $\epsilon_y = \epsilon_z = 0$ として

$$\frac{1}{E_u} \{ \sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y) \} = 0 \quad (6)$$

$\sigma_x = \sigma_1$, $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_3$, $\epsilon_x = \epsilon_1$ とすれば両式から

$$E_c = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} = \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} E_u \quad (7)$$

$\sigma_3 \neq 0$ の場合の三軸圧縮試験から求めた弾性係数 E_c と $\sigma_3=0$ の場合の E_u との比から、 μ の値を (7) 式によつて計算すると、表-2 に示すように実測による値の 10 倍程度の大きさになり、 q_u に対して求めた横・縦ヒズ

ミ比の実測値に近似した値がえられる。このように $1/3 q_u$ に対する値と合わないのは、関東ロームの路床土の場合⁴⁾と同じように、ソイルセメント供試体にも弾性理論が厳密に適用できないことによるものと思われる。またこの計算では圧密装置による圧縮試験の場合のような、側方のヒズミを全く許さない場合のものであるで、側圧 σ_3 の大きさを考慮に入れることにすると (5) 式より

$$E_c - E_u = 2 \mu \frac{\sigma_3}{\epsilon_1} \quad (8)$$

この計算による μ の値は、表-2 に示すようにあまりにも大きく、不合理である。このようにポアソン比は弾性理論を用いて弾性係数から間接的に求めることには問題があるから、実測による値を考慮せざるをえないが、その材令と側圧 σ_3 に関する変化の状態は、典型的な例として示した図-7 から次の性質を知ることができる。

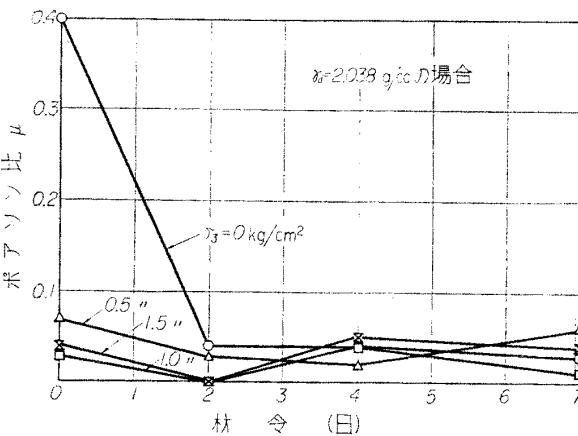


図-7 ポアソン比に対する側圧と材令の影響

側圧 σ_3 が大きくなるか、または同じ側圧のもとでも材令の増加にともない、ポアソン比は減少してある一定の値を示す。しかし材令が増すと側圧の影響はほとんど現われない。側圧と材令のその影響の限度は、それぞれ 0.5 kg/cm^2 および 2 日程度であった。

6. 結び

20 mm を最大粒径とする島原焼土による 5 % 配合のソイルセメント供試体について、0~7 日材令の範囲において三軸圧縮試験を行ない、圧縮強度、せん断抵抗、弾性係数(正確には容積変化率の逆数的意味を持つもの)およびポアソン比を、材令と側圧の変化に関してしらべ、一例として次のような性質を見出した。

(a) 密度の高い供試体では、低いものにくらべて内部摩擦角増大の割合が小さく、粘着力の増大の割合が大きい。

(b) 密度と材令が同一の供試体において、圧縮強度は仮定的内部応力と全側圧力に関して一次式で表わされることが確かめられ、またそのような供試体の $1/3$ 破壊応力に対する弾性係数は、全側圧力と比例関係にあること

がわかった。したがって弾性係数と圧縮強度の間には、側圧に関して(4)式の関係があり、実験結果もその関係を示した。

(c) 側圧を受ける場合の1/3破壊応力に対する横・縦ヒズミ比をポアソン比とすれば、その実測値は側圧と材令の大きさによって変化し、それぞれ 0.5 kg/cm^2 および2日以上において、ほぼ一定の値を示した。

- 文 献
1. 山内、石堂：ソイルセメント層の即日交通開放その他について、本誌特集号、No. 4 昭.36.1.
 2. F. Reinhold : Elastic Behavior of Soil-Cement Mixtures, HRB Bulletin 108, 1955.
 3. E.J. Felt & M.S. Abrams : Strength and Elastic Properties of Compacted Soil-Cement Mixtures, ASTM Special Technical Publication, No. 206, II nd Pacific Area Meeting, Papers on Soils, 1956(三木助教授の御好意による)。
 4. 竹下春見：舗装は下からこわれる、土と基礎、No.9, 昭.28.4., p. 19~24.
 5. 星埜和：土の三軸試験について、土質試験法解説、第2集、昭.34.2., p. 80.

評

構造物の基礎 一その設計と施工一

浅間敏生著 (理工図書発行)

著者は本書のはしがきで「権威ある土質力学、基礎工学の書物が多数あるにも拘らず、敢えて…」本書を著わしたことの理由について、「基礎工学を一つの方針で貫いて眺め基礎全体を調査、計画、設計、施工の各分野で土質工学的な観点からまとめたいと思い立ち、内外の文献を参考としてメモのような形で各基礎工法についてまとめてきた」と述べている。

まず1章の基礎の必要条件を例にしても、計画設計の要点を要領よく解説している。メモふうにまとめた苦心がうかがえる。

またたとえば、潜カンや井筒および根切やアンダーピニングの項などでは、とくに施工上の問題点が詳しく解説されている。これは実際の仕上を対象にした場合、本書の大きな長所である。

つぎに、土質定数や強度のとり方をはじめとして、実

際の仕事には数値的に問題となる点が多いが、本書ではこのような問題を比較的わりきって処理している。これにも実務経験の長い著者の経験的判断が生かされているようである。

全体的にみて Terzaghi & Peck が本書の根幹になっていると言えるであろう。それに Tschebotarioff や Taylor また Hanson・Thornborn 等も随所にみられる。すべてよくそしゃくされてはいるが、反面に図表などをはじめとしてその他で出所をはっきりさせるためにも、引用文献をそのつど示しておけば読者のためには一層便利で良いのではないかと考えられるところもある。

本書は土質力学の基本事項を知った技術者など建築土木の両分野にわたり実用に適した便利な参考書である。欲をいわせていただければ図表などをもう少し大きくして欲しかった。

ニュース

一八郎潟干拓調査研究委員会第2部会発足一

本学会ではかねて農林省よりの依託により、八郎潟干拓調査研究委員会を組織して、主として試験提防に関する調査研究を実施してきたが、昭和35年9月新たに第2部会を設けて次の委員を依嘱した。

委員長 最上武雄(東京大学教授、土木)
 委員 星埜和(東京大学教授、生産技研)
 " 竹山謙三郎(建設省、建築研究所)
 " 松下清夫(東京大学教授、建築)
 " 大崎順彦(建設省建築研究所)
 " 素木三郎(建設省營繕局建築課)

第2部会は、八郎潟干拓企画委員会農村建設部会(部

会長:高山英華)と協力して、主として干拓地に建設される建築物・サイロ等の基礎構造選定に関する諸問題とその経済性の検討ならびに土質条件からみた総合中心地選定の問題等について調査研究をおこなうものである。

第2部会では昭和35年9月6日第1回の会合を開催して一般的方針の打合せをおこなうとともに、総合中心地選定のための新たな地盤調査計画を立案し、また11月23, 24日の両日、試験堤防委員会と合同で現地の視察および当面の諸問題に関する現地討議をおこなった。

(大崎順彦記)