

# 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について

## —マサ土のような風化砂質土を対象として—

(Subsidence of Embankment due to Submergence and its Estimation)  
—With Special Reference to Weathering  
Sandy Soil like Decomposed Granite Soil—

福 田 護\* (Mamoru Fukuda)  
中 沢 重 一\*\* (Jūichi Nakazawa)

キーワード：砂質土／残積土／土の構造／土地造成  
／マサ土／盛土／履歴

IGC: E2

### 1. ま え が き

最近のひっばくした用地不足から、丘陵・山岳地帯においては、起伏の大きな谷筋まで埋め立てる大規模な盛土造成工事が行なわれている。

このような造成地盤が浸水を受けるとしばしば特異な沈下（以下、沈下と略称する）を生ずる。なかでも、V字谷を埋め立てた盛土地盤は、本来の谷筋の地形・地質状態から、水の供給をきわめて受けやすい条件下にある。とくに高盛土地盤で、埋設物が布設され家屋や構造物が構築されたのちの浸水による沈下はその量が大きいことから与える被害もじん大で、社会問題になる場合も少なくない。

このような沈下は、造成完了後の雨期に生じるのが通常である。低盛土地盤における沈下は比較的短期で終了するが、高盛土地盤のそれは、長期にわたる場合もある。ある高盛土地盤では、その沈下が数年にも及んだ。これは、地盤下の破碎帯からの断続的な湧水がもとの谷筋にたまり、その水面が昇降を繰り返しながら地表面下近くまでじょじょに上昇し、締固め不足の土の構造を変化させたことによるものと考えられる。

このような土の構造の変化による沈下は、ソ連・東欧に広く分布するレス (loess) でもみられ、一般にコラップス沈下 (Collapse Settlement) と呼ばれている。この現象は、レスの自然地盤に水路・ダムなどの水工構造物を布設あるいは構築した場合にしばしば生じ<sup>1),2)</sup>、その解

決策がレス地盤の重要課題とされている<sup>3)</sup>。

この種の沈下は水の供給による土粒子間の接触力の低下、土粒子群の相対的な移動、再配列によって生じた体積変化の結果であるといえよう。しかし、レスの研究ではおもに自然地盤の沈下を対象としているのに対し、著者らがここで取り扱うのは人工的に造成された盛土地盤の沈下であり、両者には差異がある。つまり、前者はある意味で宿命的なものといえるが、後者は締固め不足、すなわち設計・施工上の不備によるものと考えざるをえない。

このような事情から、本論文では盛土地盤の材料としてよく利用されるマサ土のような火成岩系風化砂質土を対象とし、締固め圧と造成完了後の土中の鉛直圧によってこの種の沈下は左右されるものと考えた。ここで、締固め圧は土中の鉛直圧より大となる部分で先行圧を意味し、地盤をその応力履歴によって正規圧密状態と過圧密状態に分けて考えることにした。

研究の結果、締固め圧、盛土高さおよび含水比を設定しその条件に応じた室内試験を行なえば、この種の沈下量を算定することが可能となったので以下これらについて述べることにする。

### 2. 水の影響による土の構造変化

ここで取り扱う風化砂質土は、母岩が風化作用によって土壌化し、もとの位置にそのまま残留したものである。したがって、粘土鉱物を含み、細粒砂から粗粒砂まで含んでいて粒度配合に富み、またチュウ積砂に比べ粒子が角ばっているのが特徴である。

このような特性を有する土を盛土地盤の材料として利用した場合、締固め不足で土の構造が高位<sup>4)</sup>であると浸水時、個々の粒子の移動が起こる。この場合の土の構造を拡大すると 図-1 のように表現されよう。便宜的に、土粒子間の接触力を接面に対し、垂直力  $N$  と水平力  $T$  に

\* 大阪工業大学工学部土木工学科 助教授 (大阪市旭区大宮 5-16-1)

\*\* 株式会社 鴻池組 (大阪市東区久宝寺町 4-27)

・この論文に対するディスカッションは昭和53年4月1日までにご投稿下さい。

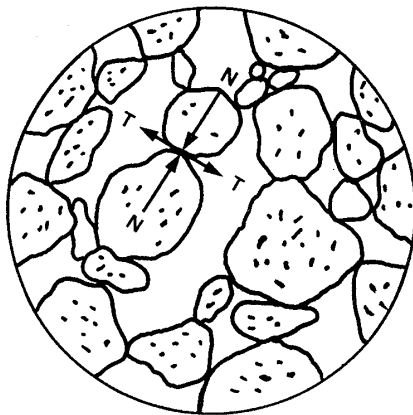


図-1 土粒子の力伝達図

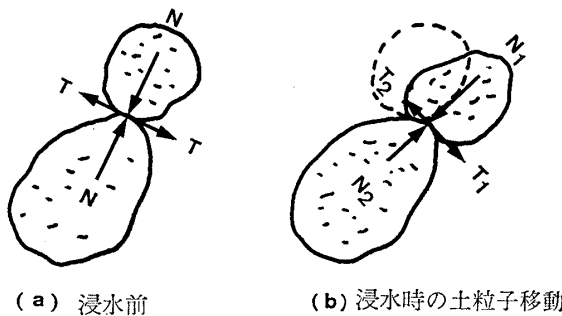


図-2 二粒子の拡大図

分け、二粒子間の状態を 図-2 のように表わす。浸水前は 図-2 中 (a) のように、接面において上方からの垂直力と下方からの反力、せん断力とせん断抵抗力がそれぞれ等しく、粒子は平衡状態にある。粒子間のせん断抵抗力の要素として、メニスカスによる吸着力、粘着力および摩擦力などが考えられる。このような状態の土が、浸水を受けるとメニスカスを消失し、粒子間の粘着力や摩擦力も同時に低下するので、図-2 (b) のようにせん断抵抗力はせん断力よりも小さくなり、土粒子はスベリや転がりを生ずる。すなわち、高位の構造から低位の構造へと土は変化し、体積の減少を伴うことになる。レスでは、この構造変化を“structural collapse”と呼んでいる<sup>5)</sup>。

### 3. 試料および実験方法

試料の粒度および基本的性質をそれぞれ 図-3 および 表-1 に示す。供試土は自然乾燥したのち、約 500g をビニール袋に入れ約 1.5m の高さから 30 回自然落下調整<sup>6)</sup>し、2.0 mm 以上の粒子を取り除いて実験に供した。図-4 に試験装置を示す。正規圧密状態で実験を行なう場合、図-5 (a) のように供試土は段階的に載荷され、所定の荷重に達してから給水・排水を繰り返して行ない、その最終的な垂直変位を測定した。他方、過圧密状態の実験は、図-5 (b) のようにある荷重（先行荷重）まで載荷したのち、所定の荷重まで除荷し、のち給水・排水を

表-1 試料の基本的性質

試料	花コウ岩風化砂質土	セン緑岩風化砂質土	安山岩系風化砂質土
採取地	大東市竜間	川西市花屋敷	奈良県当麻町
細粒分の鉱物	石英・長石・雲母・カオリナイト	長石・カオリナイト・イライト・ハロイサイト	カオリナイト・ハロイサイト・モンモリロナイト
自然含水比 $w$ (%)	9.8	16.8	24.0
比重 $G_s$	2.65	2.67	2.66
強熱減量 (%)	2.98	6.17	4.12
流動限界 <sup>6)</sup> $w_{fi}$ (%)	24.7	33.9	37.5

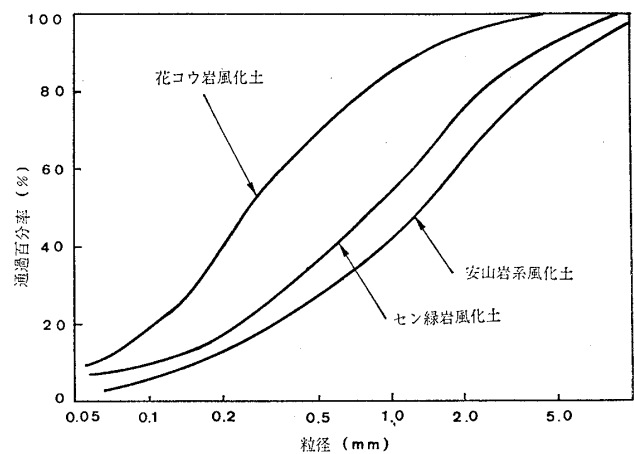


図-3 粒径加積曲線

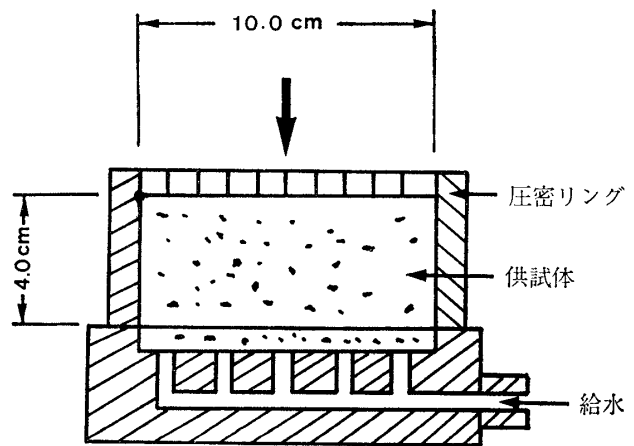


図-4 試験装置

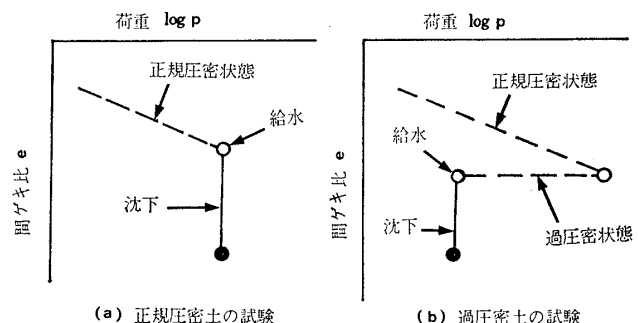


図-5 給水時の説明

繰り返し、それによって生じる最終的な垂直変位を測定した。また、実験当初の誤差をなくすため、あらかじめ約 0.03 kg/cm<sup>2</sup> の荷重を加え、除荷後実験を開始した。なお、リング壁面の摩擦抵抗力を測定した結果、載荷重は試料の含水比の差にはほとんど無関係に約 15% 減殺されることから、解析には 15% 減の荷重修正を行なった。

4. 実験結果とその考察

4.1 実験結果

浸水試験にさきだって、各試料の不飽和状態における圧縮試験を行なった。結果を図-6~8に示す。各図からわかるように  $e \sim \log p$  線は正規圧密状態のもとで直線性を呈す。そして、図-9 に例示する繰返し圧縮曲線をみると、先行荷重  $p_0$  は降伏荷重  $p_v$  に一致し、除荷による  $e$  の変化は無視できるほど小さい。浸水試験に関する各種風化土の試験結果を以下に詳述する。

4.1.1 正規圧密土

正規圧密状態下にあるこの種の土の浸水に伴う圧縮ヒズミ  $\epsilon_{v(sub)}$  (以下、圧縮ヒズミと略称する) は、載荷重  $p$  と初期含水比  $w_0$  によってきまる。以下、実験結果を各種風化土別に述べることにする。

(1) 花コウ岩風化土 (マサ土)

実験結果を図-10 に示す。図は  $p$  と  $\epsilon_{v(sub)}$  の関係を

示しているが、 $p$  が大なるほど  $\epsilon_{v(sub)}$  は小となり、 $p$  が約 5.0 kg/cm<sup>2</sup> 以上になると  $\epsilon_{v(sub)}$  は生じない。この 5.0 kg/cm<sup>2</sup> の  $p$  における浸水前の  $\gamma_d$  は 1.50 g/cm<sup>3</sup> であり、この  $\gamma_d$  以上になると  $\epsilon_{v(sub)}$  は生じないことになる。

(2) セン緑岩風化土

3つの異なった  $w_0$  に関する  $p \sim \epsilon_{v(sub)}$  の実験結果を図-11 に示す。このうち、 $w_0=11.6\%$  および  $w_0=16.4\%$  の実験では、花コウ岩風化土の場合と同様、 $p$  が大なるほど  $\epsilon_{v(sub)}$  は小となっている。そして、6.0 kg/cm<sup>2</sup> 以上の  $p$  では  $\epsilon_{v(sub)}$  を生じず、 $p=6.0$  kg/cm<sup>2</sup> における浸水前の  $\gamma_d$  は 1.60 g/cm<sup>3</sup> であった。したがって、

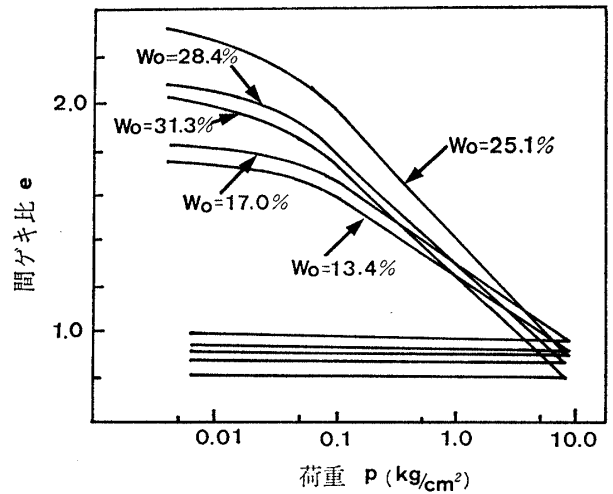


図-8 安山岩系風化土の  $e \sim \log p$  線

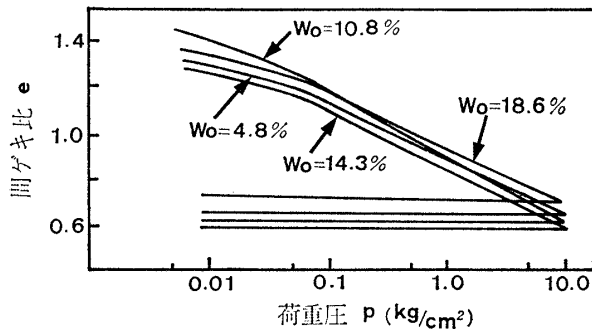


図-6 花コウ岩風化土の  $e \sim \log p$  線

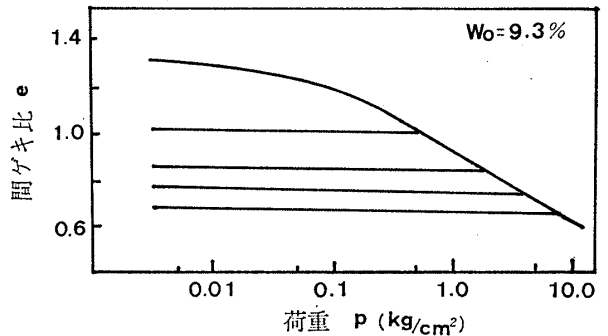


図-9 花コウ岩風化土の繰返し圧縮曲線

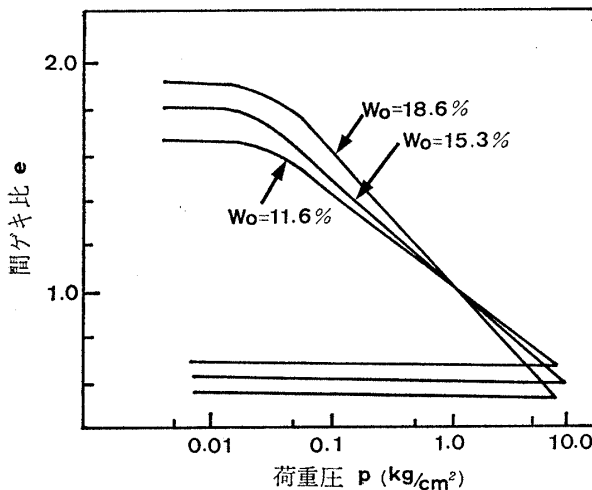


図-7 セン緑岩風化土の  $e \sim \log p$  線

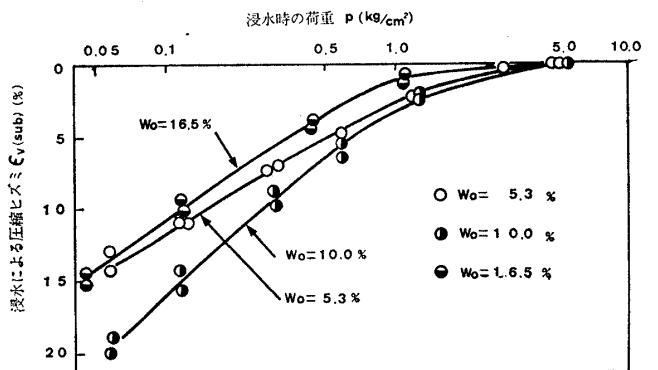


図-10 花コウ岩風化土の荷重と浸水による圧縮ヒズミ (正規圧密状態)

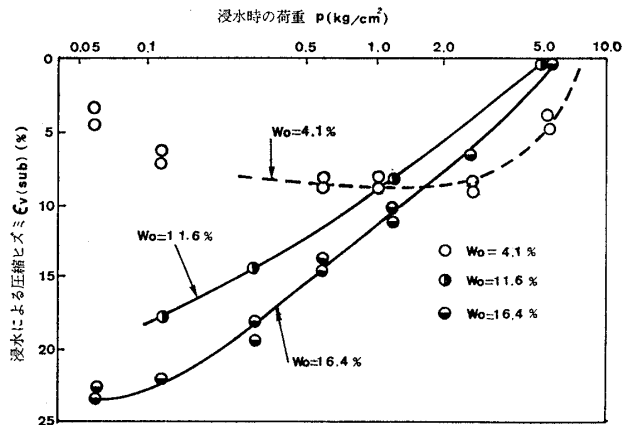


図-11 セン緑岩風化土の荷重と浸水による圧縮ヒズミ (正規圧密状態)

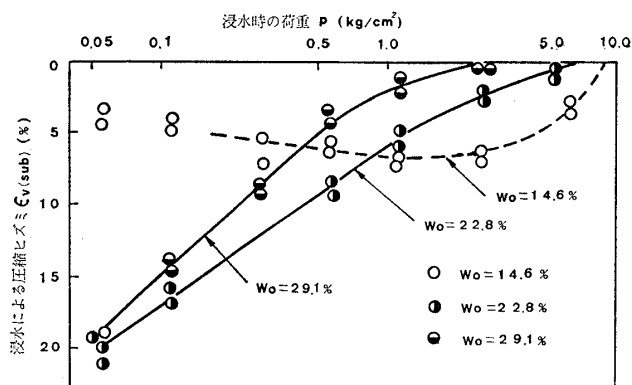


図-12 安山岩系風化土の荷重と浸水による圧縮ヒズミ (正規圧密状態)

この  $\tau_a$  以上であれば  $\epsilon_{v(sub)}$  を生じないことになる。一方、 $w_0=4.1\%$  の低含水比における実験では、図中の点線で示すように特異な結果を示した。

(3) 安山岩系風化土

3つの異なる  $w_0$  に関する  $p-\epsilon_{v(sub)}$  の実験結果を図-12に示す。 $w_0=22.8\%$  および  $w_0=29.1\%$  の実験結果をみると、いずれも  $p$  が大になるほど  $\epsilon_{v(sub)}$  は小となる。そして、 $w_0=22.8\%$  の場合には  $7.0 \text{ kg/cm}^2$  以上、また  $w_0=29.1\%$  の場合は  $3.0 \text{ kg/cm}^2$  以上の  $p$  になると  $\epsilon_{v(sub)}$  は生じなくなる。これに対し、この種の風化土としては  $w_0$  の低い  $14.6\%$  の試験では、セン緑岩風化土の場合と同様、図中の点線のように特異な結果を示している。総じて、この種の土の  $\epsilon_{v(sub)}$  はセン緑岩風化土の性状に類似している。

4.1.2 過圧密土

過圧密条件下における  $\epsilon_{v(sub)}$  は  $w_0$  を一定とすると、浸水時の載荷重  $p$  と浸水前に受けた先行荷重  $p_0$  に支配される。

各種風化土 (地山の自然含水比付近) について、 $p, p_0$  および  $\epsilon_{v(sub)}$  の相互関係をまとめてみると図-13~15のように表わされる。図は縦軸に  $\epsilon_{v(sub)}$ 、横軸に過圧密比  $p_0/p$  をとり、同じ大きさの  $p$  をパラメーターとして

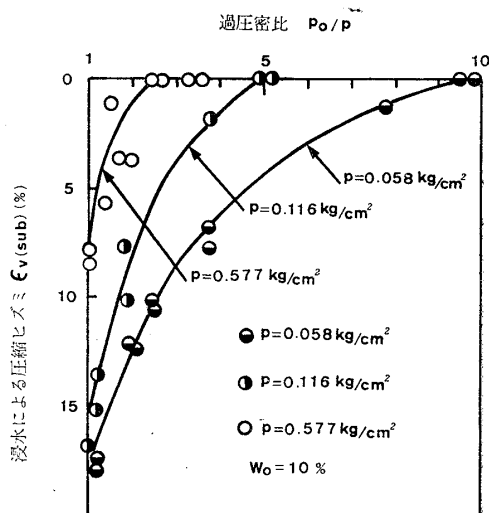


図-13 花コウ岩風化土の過圧密比と圧縮ヒズミ

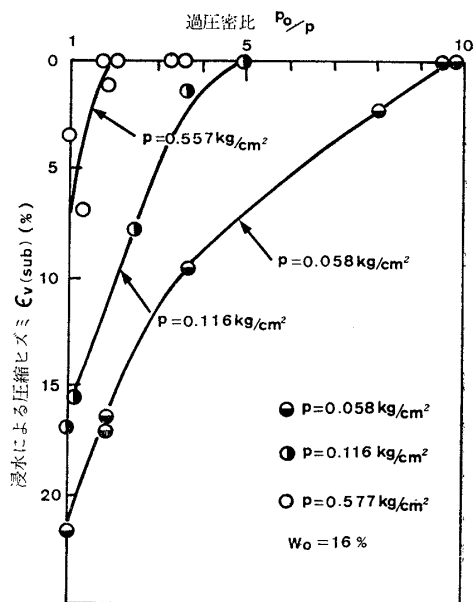


図-14 セン緑岩風化土の過圧密比と圧縮ヒズミ

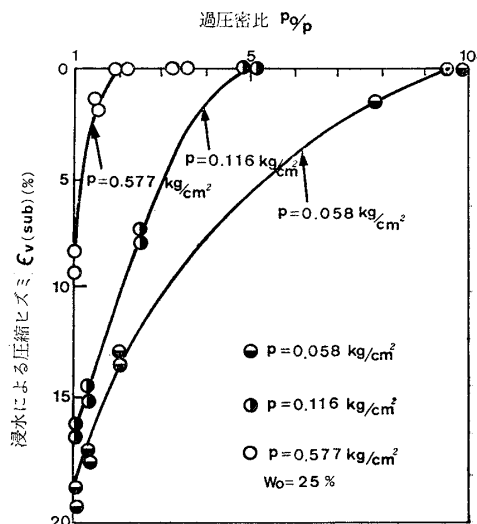


図-15 安山岩系風化土の過圧密比と圧縮ヒズミ

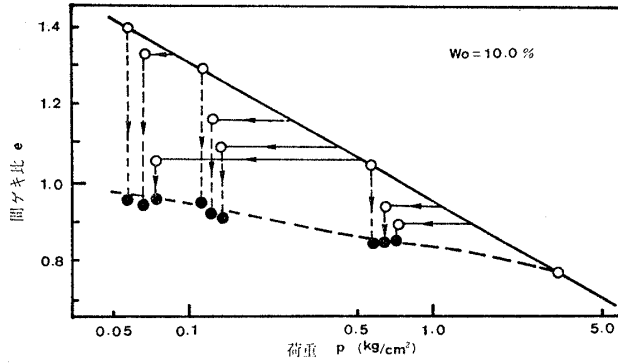


図-16 花コウ岩風化土の試験結果例

まとめたものである。図からわかるように、浸水時の載荷重が同じ大きさであっても、浸水前に受けた  $p_0$  が大なるほど  $\epsilon_{v(sub)}$  は小となる。

4.2 考 察

対象とした3種の試料のなかで、花コウ岩風化土の  $\epsilon_{v(sub)}$  は、他の2種のそれに比べ、 $w_0$  の大小にそれほど左右されず、その値も相対的に小さい。この理由は、試料の主要含有鉱物が粒子表面のなめらかな石英・長石で、しかも粘土鉱物も活性の低い少量のカオリナイトのため、試料全体として粘性に乏しいことに由来するものと考えられる。このことは、浸水試験前の  $\gamma_d$  が  $w_0$  の大小にあまり影響されずしかもよく締め固まっていることから理解できる。他方、セン緑岩風化土および安山岩系風化土の両者の  $\epsilon_{v(sub)}$  は、総じて類似の傾向を示し、 $\epsilon_{v(sub)}$  は大きく、それは  $w_0$  の大小に左右される。セン緑岩風化土は活性度の比較的高いイライト・ハロイサイトを、安山岩系風化土はさらに活性度の高いモンモリロナイトをも含んでいる。したがって、これらの鉱物の粘性度が含水程度に影響されることから、浸水前の供試土の  $\gamma_d$  は  $p$  が同じであっても  $w_0$  の大小によって異なる。この異なりが、 $p$  が同じであっても  $\epsilon_{v(sub)}$  に差異をもたらすゆえんであると考えられる。

つぎに、図-16 に例証するように、いずれの試料土においても浸水前の荷重が同じであれば、供試土の応力履歴条件には無関係に、浸水後の間げき比はほぼ同じ値を示し、浸水後の状態を図中の点線で示すことができる。このことと、図-9 に例示している除荷線（ほとんど  $e$  の変化はない）を合わせて利用すれば、正規圧密土の浸水試験のみで過圧密土の  $\epsilon_{v(sub)}$  を推定することが可能となる。なお、いずれの状態の試験においても、リング内の供試土への給水が終了するとほぼ同時に、その体積減少もみられなくなることが確認された。

5. 浸水に伴う圧縮ヒズミ

図-17~19 は、各種風化土の自然含水比程度の実験結果をまとめて示したものである。すなわち、 $p_0$  と  $p$  を

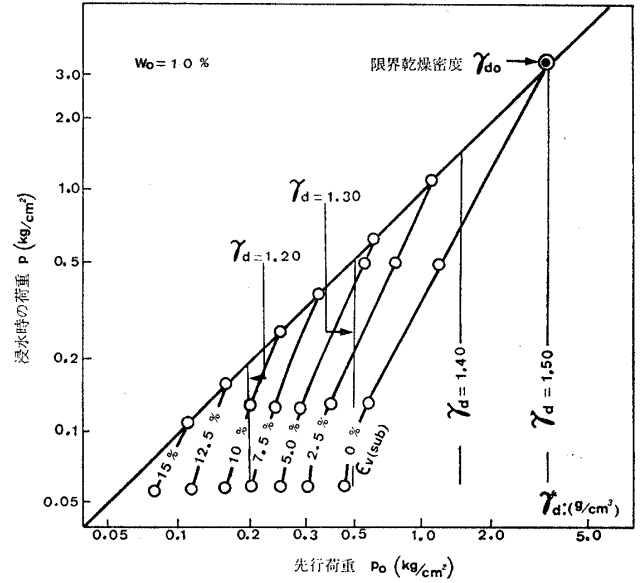


図-17 花コウ岩風化土の応力履歴と圧縮ヒズミ

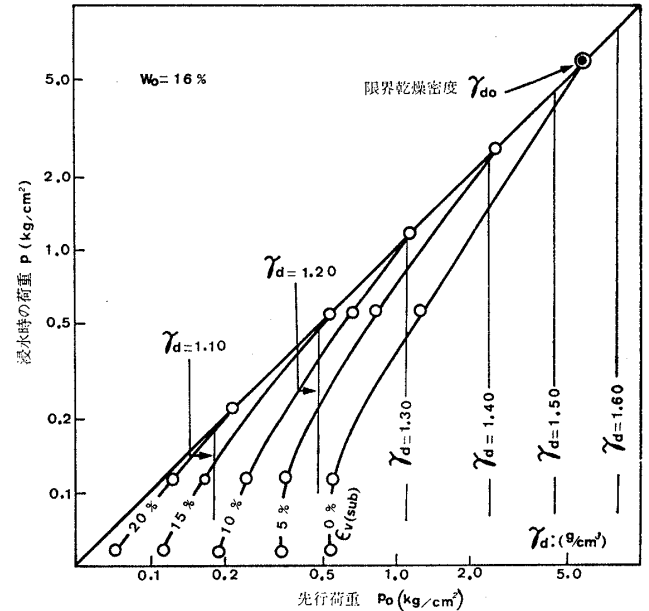


図-18 セン緑岩風化土の応力履歴と圧縮ヒズミ

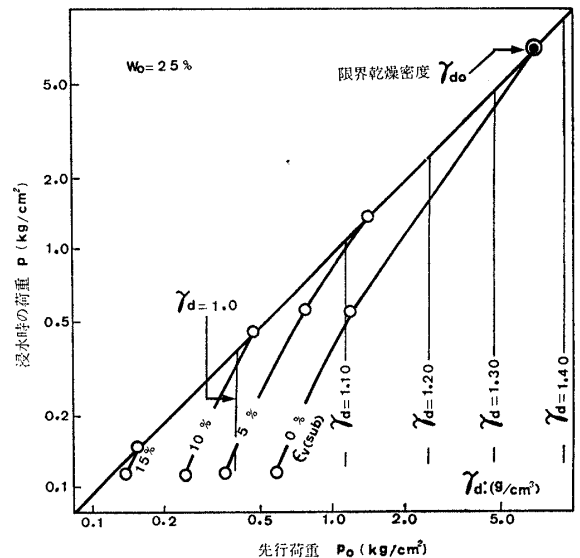


図-19 安山岩系風化土の応力履歴と圧縮ヒズミ

両対数紙上の両軸にとり、実験結果より  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を図中に点記し、 $p_0$  と  $p$  の条件によって決まる  $r_d$  を図上に重ねて線記した (図中の正規圧密土の  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じない  $r_{d0}$  を限界乾燥密度と呼ぶことにする)。ここにおいて、現場と室内試験の両者の含水比が同一ならば、上述の  $p_0$  は締固め荷重  $q$  に、また  $p$  は土カブリ圧  $p$  に対応するものである。したがってこの図は、 $p, p_0, r_d$  および  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  の相互関係を総合的に示したもので、後述する浸水による盛土地盤の沈下量の算定に用いられる。

## 6. 地盤浸水による圧縮ヒズミ性状

地盤の応力履歴条件、すなわち締固め荷重  $q$  と土カブリ圧  $p$  から浸水による地盤の圧縮ヒズミ  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  の性状を考えることにする。

一様に造成された盛土地盤が浸水を受け、もとの地盤面から地表面まで地下水面上昇するものと単純化すれば図-20に示す[A]~[D]の4つのタイプに分類される。

### (1) 締固めが行なわれない場合 (図-20[A])

単に盛り上げられた場合で、図中 (a) に示す地盤内の各点における応力状態を (c)(d) 図に点記し、 $\epsilon_{v(\text{sub})}$  の性状を (b) 図に示す。図からわかるように、B点を境として下部においては、 $r_d$  が前述の  $r_{d0}$  より大となるので  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じず、上部では  $r_d$  が  $r_{d0}$  より小となるので  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じることになる。この場合の  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  は地表面に近いほど大で、沈下量  $S$  は極めて大きい。

### (2) 締固め荷重が小さい場合 (図-20[B])

図のようにC点 ( $q=p$ ) を境にして、正規圧密領域と過圧密領域に分けられる。正規圧密領域内で  $r_{d0}$  となる点をBとすると、その点を境として上部で  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じ、下部では  $r_d > r_{d0}$  で  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じない。過圧密領域においては  $q$  が小さいので、この領域全体にわたり  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じることになる。このように  $q$  が小さい場合、両領域の境界面 (図ではC点) で (b) 図のように  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  は最大となる。

### (3) 締固め荷重が比較的大きい場合 (図-20[C])

この場合も (a) 図に示すようにC点を境として正規圧密と過圧密の両領域に分けられる。正規圧密領域内で  $r_{d0}$  となる点をBとすると、それより上部では  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じ、下部ではそれを生じない。一方、過圧密領域内では、(c) 図からわかるようにD点を境としてそれより上部では  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じず、下部ではそれを生じる。この場合、(b) 図のように地表面付近では  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じず、両領域の境界面付近で  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じるのが特徴である。地盤の沈下量  $S$  は、上述の二者に比べ当然小さい。

### (4) 締固め荷重が大きい場合 (図-20[D])

(a) 図に示すようにB点を境として正規圧密領域と

過圧密領域に分けられる。が、(b) 図のように両領域の  $r_d$  はすべてにわたって  $r_{d0}$  より大となるので  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じない。

以上のように分類されるが、とりわけ、構造物を直接支持しなければならない盛土地盤の設計・施工に際しては、 $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じないよう盛土厚ならびに締固め荷重の設定が必要である。4つのタイプのうち、もっとも安定した状態は[D]である。また[C]において、盛土厚が小で、もとの地盤がD点より上方になる場合には  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を生じないことになる。ともあれ、盛土地盤の築造に当たっては、上述のことを踏まえて十分な検討を行なうことが肝要である。

## 7. 解析方法

盛土地盤の浸水による沈下量の解析は、前述の圧縮ヒズミ図を利用し、つぎの手順で行なう。

- (1) 締固め荷重  $q$  を決める。
- (2)  $e \sim \log p$  線 (室内試験) より、 $q$  に対応する  $e$  から  $r_d$  を求め、土の単位体積重量  $\gamma$  を算定する。
- (3) 過圧密領域の  $\gamma$  は一定とする (繰返し試験結果によると  $\gamma$  の値はほとんどかわらない)。
- (4) 正規圧密領域と過圧密領域の境界深さ  $H_p$  を算定する ( $H_p = q/\gamma$ )。
- (5) 土カブリ圧は土の単位体積重量の累計とする。
- (6) 地盤において、各1メートル層当たりの  $\epsilon_{v(\text{sub})}$  を圧縮ヒズミ図から求める。
- (7) 地盤の沈下量  $S$  は、各1メートル層当たりの変形量を合計したものである。

## 8. 解析例

地山の自然含水比程度 (本研究に用いられた3種の土の解析結果では、最大沈下量を示した) で造成された地盤において、完成後浸水により地下水面が地表面まで上昇するものとした解析結果を図-21~23に示す。結果からわかるように、 $q$  が  $5\text{t/m}^2$  程度以下では図-20の[A]および[B]、 $8 \sim 50\text{t/m}^2$  程度で[C]そして  $50\text{t/m}^2$  程度以上になると[D]のタイプになる。

花コウ岩・セン緑岩土および安山岩系風化土の種々な条件における地盤の沈下量  $S$  を表-2に示す。 $S$  は、花コウ岩風化土 < 安山岩系風化土 < セン緑岩風化土であり、流動限界  $w_{fl}$  は花コウ岩風化土 < セン緑岩風化土 < 安山岩系風化土である。 $w_{fl}$  の観点から  $S$  を考えると、花コウ岩風化土のような  $w_{fl}$  の低い土は、他の二者に比べ、浸水前の同一荷重条件における  $r_d$  は大きく、さらに浸水を受けても土粒子が水にそれほど敏感でないので、 $S$  は表-2のように比較的小さい値にとどまるものと考えられる。しかし、上述のなかで、セン緑岩風化土

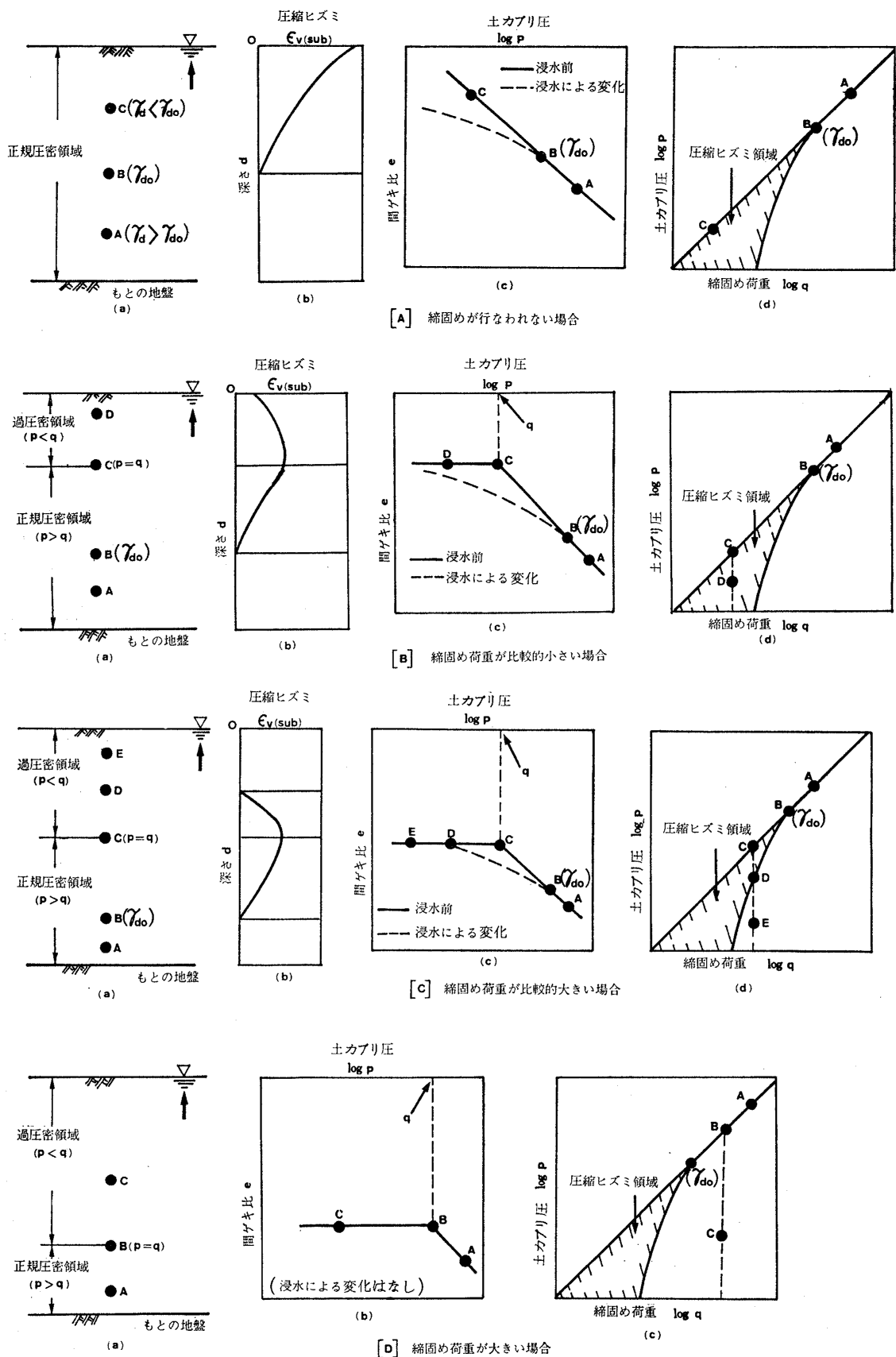


図-20 盛土地盤の浸水による圧縮ヒズミの性状

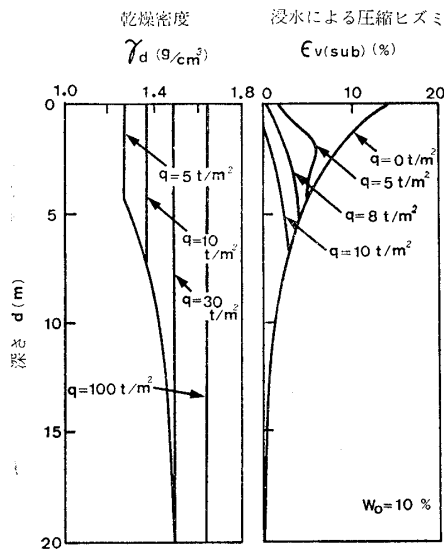


図-21 花コウ岩風化土地盤の解析例

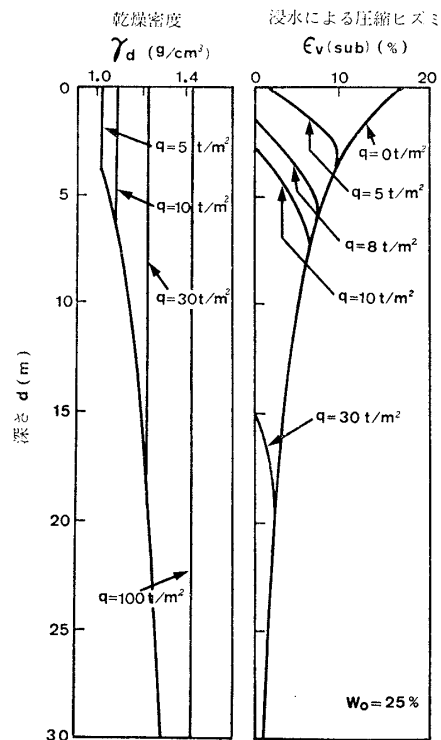


図-23 安山岩系風化土地盤の解析例

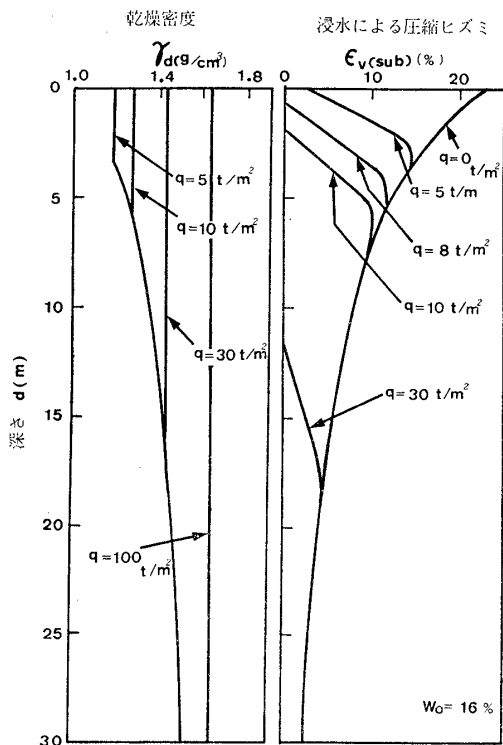


図-22 セン緑岩風化土地盤の解析例

表-2 風化土地盤の浸水による沈下量

単位: cm

風化土名	地盤厚 H(m)	締固め荷重 q(t/m²)		
		5	10	30
花コウ岩 風化土	5	22	4	0
	10	35	16	0
	20	41	21	0
	30	41	21	0
セン緑岩 風化土	5	50	9	0
	10	101	56	0
	20	135	115	20
	30	172	131	34
安山岩系 風化土	5	33	4	0
	10	65	31	0
	20	100	65	7
	30	110	94	15

と安山岩系風化土のSは、 $w_{fl}$ の大小関係とは逆になっている。安山岩系風化土はセン緑岩風化土に比べ $w_{fl}$ は高く、しかも浸水前の同一締固め荷重条件における $\gamma_d$ がセン緑岩風化土のそれよりも小である。にもかかわらず、表-2のとおり安山岩系風化土のSは小さい。これは、安山岩系風化土は粘性度が大なため、浸水を受けてもセン緑岩風化土ほど粒子が水に敏感でないことによるものと考えられる。以上のことはつまり、“粘性度が低くもなし、高くもなし”といった砂質土のSが、もっとも大となるものと考えられる。

### 9. あとがき

マサ土のような風化砂質土を利用して造成された地盤の浸水時における沈下性状は、地盤の応力履歴に支配されるという観点から、種々な応力状態で3種の土を用いて実験を行ない検討の結果、明らかになった点を以下にまとめる。

(1) 締固め不足で土の構造が高位にある地盤が浸水を受けると、個々の土粒子の移動が容易となり、結果として体積減少を生じる。

(2) 正規圧密状態においてある載荷圧(限界乾燥密

度  $\gamma_{d0}$ ) 以上では、浸水を受けても土は圧縮ヒズミを生じない。過圧密状態 (限界乾燥密度  $\gamma_{d0}$  以下) では、浸水時の載荷圧が同じ大きさであっても、浸水前に受けた先行圧が大なほど圧縮ヒズミは小となる。しかし、浸水時の載荷圧が同じであれば、正規圧密あるいは過圧密といった応力履歴条件には関係なく、浸水後の間ゲキ比がほぼ同じ値を示すので、正規圧密土の試験のみで過圧密土の圧縮ヒズミを推定することができる。

(3) 先行圧と載荷圧を両対数紙上にとり、圧縮ヒズミをパラメーターとすると、地盤の沈下量を算定するための図表を作成することができる (図-17~19)。

(4) 一様に造成された地盤が浸水を受け、地表面まで地下水面上昇するものと単純化すれば、地盤の圧縮ヒズミの性状は4つのタイプに分けられる (図-20)。そして締固められた地盤の圧縮ヒズミは、正規圧密領域と過圧密領域の境界面で最大となる。

(5) 浸水によって生ずる地盤の沈下量の大小はコンシステンシーにも関係があり、砂質土として粘性度が高くもなし低くもなし、といった土がもっとも大となるものと推察される。

(6) 本解析結果にみられるような沈下性状を簡単な野外実験 (十分な実験でないので本論文中には記載していない) からおよそは握してはいるものの、今後十分な現場検証が必要であり、この意味から施工状態が明確にされている多くの現場からの実測データが待たれるところである。

本解析において重要なことは、現場における先行等価締固め荷重 ( $t/m^2$ ) の確認である。これは施工時、現場で測定される  $e$  を現場と同じ含水比における室内試験の  $e \sim \log p$  線に対応させて求めればよいと考える。

## 10. 謝 辞

本研究にあたり種々ご指導いただいた京都大学 松尾新一郎教授、ご助力いただいた関西大学 西田一彦教授ならびに実験に協力くださった大阪工業大学の卒業生に深く謝意を表します。

### 記号説明

- $p$  = 載荷重または土カブリ圧 ( $kg/cm^2, t/m^2$ )  
 $p_0$  = 先行荷重 ( $kg/cm^2$ )  
 $p_v$  = 降伏荷重 ( $kg/cm^2$ )  
 $q$  = 締固め荷重 ( $t/m^2$ )  
 $S$  = 沈下量 (cm)  
 $w_0$  = 初期含水比 (%)  
 $w_{fl}$  = 流動限界 (%)  
 $\gamma$  = 土の単位体積重量 ( $g/cm^3, t/m^3$ )  
 $\gamma_d$  = 土の乾燥密度 ( $g/cm^3$ )  
 $\gamma_{d0}$  = 正規圧密土が浸水を受けても圧縮ヒズミを生じない限界乾燥密度 ( $g/cm^3$ )  
 $\epsilon_{v(sub)}$  = 浸水によって生じる圧縮ヒズミ (%)

### 参考文献

- 1) W.G. Holtz and J.W. Hilf (1961): "Settlement of soil foundations due to saturation," Proc., 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 673-679.
- 2) R. J. Bally, I. P. Antoneeu, S. V. Andrei, A. Dron and D. Popescu (1973): "Hydrotechnical structures on loessial collapsible soils," Proc., 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 2, 2, pp. 17-22.
- 3) 三木五三郎・斎藤孝夫 (1976): 生成に由来するレス土の工学特性, 「土と基礎」, Vol. 24, No. 5, pp. 37~44.
- 4) 土質工学会編 (1965): 「土質工学ハンドブック」, 技報堂, p. 135.
- 5) Kézdi (1974): Handbook of Soil Mechanics, Vol. 1, p. 241-244.
- 6) 土質工学会編 (1969): 「土質試験法」, 土質工学会, p. 528, pp. 523~524.

(原稿受付, 1976. 9. 2)