

被圧帯水層における地下水圧伝播に関する一実験

八 木 則 男

MODEL EXPERIMENT ON WATER PRESSURE PROPAGATION IN SANDY AQUIFER

By *Norio YAGI*

Synopsis

In this paper, three contents are included. (1) Model experiment on water pressure propagation in sandy aquifer, (2) Influence of the change of effective stress on water pressure propagation in sandy aquifer, (3) Estimate of settlement in sandy aquifer due to repetitious variation of water pressure.

From the model experiment in which water pressure periodically varied was applied to sandy aquifer, it may be clear that the coefficient C_v in Eq. (1) can be estimate from the damping of water pressure with distance and the velocity of its propagation. On the other hand, the coefficient C_v is affected by effective pressure in sandy aquifer. The equation which expresses relation between C_v and effective pressure, can be shown using the laboratory tests results on the compressibility and permeability of sand.

Finally, residual settlement ϵ_R in sandy aquifer due to repetitious variation of effective pressure follows the equation,

$$\epsilon_R = \frac{N}{\alpha + \beta N}$$

where N is repetitious number, α and β are constants.

1. ま え が き

大阪などにおける地盤沈下は地下水の過剰揚水が一大原因であることは周知のごとくである。これは揚水の結果、被圧帯水層の水圧の低下による地盤の圧密沈下によるものである。したがって揚水を規制すれば、沈下は停止するであろう。実際、大阪市内で揚水規制によって沈下は停止した。しかし地下水は工業用、冷房用として、重要な水資源となっているので、地盤沈下を考慮した積極的な地下水の開発が望まれている。このためには種々の地盤の調査が必要であるが、そのうちの一つに帯水層の性状とくに透水性と圧縮性を知る必要がある。

この目的のために、大阪をはじめ各地において現場揚水試験を行ない、帯水層の圧縮係数や透水係数を求めることが行なわれてきた。揚水試験は帯水層中を水圧がいかに伝播するかを調べることにより帯水層の性状を知ろうとするものである。一方地下水圧は潮汐のような振動する荷重変動によっても伝播する。ここでは振動する水圧が帯水層中を伝播する様相より圧縮性や透水性の推定の可能性を調べるため、一模型実験を行なったので、報告する。また帯水層の水圧低下や上昇が水圧伝播に与える影響および水圧変動の繰り返しを受けた場合の沈下の推定についても考察したのであわせて報告する。

2. 地下水圧伝播に関する模型実験

2.1 実験装置と実験材料

ここで行った実験は 1 次元方向のみ水圧が伝播するものである。実験装置は Fig. 1 に示すように、長さ 600 cm, 巾 49 cm, 高さ 100 cm のスチール製の水路の両端を約 100 cm づつ区切って、その中央部に被圧帯水層の模型地盤を作成した。すなわち水路の底面より 20 cm の厚さの帯水砂層, その上に約 10 cm の

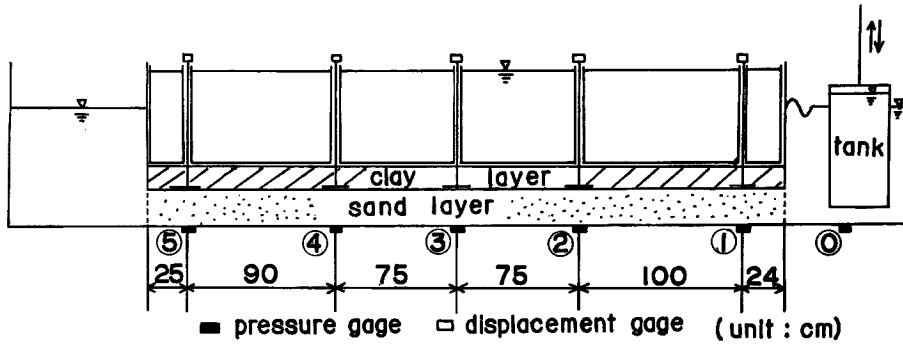


Fig. 1 Model for sandy aquifer.

厚さに練り返し粘土を入れて模型地盤とした。さらにその上部にビニール袋に水を入れて上載荷重とした。そして粘土の圧密の完了後実験を開始した。

Fig. 1 に示すように砂層の間げき水圧と沈下を測定するために、①～⑤地点に水圧計と沈下板を設置した。沈下板の上部先端に不動点によって支えられた変位計をつけた。砂層の両端は真鍮製の金網で区切られて左右両水槽から水が通じるようになっている。Fig. 1 の右側の水槽に水で満した鋼製のタンクを出入れすることによって水槽内の水位を正弦波的に変化させた。変位計は $\pm 0.3 \text{ mm}$ まで測定でき、水圧計の容量は、①, ②, ③地点のものは最大 0.8 kg/cm^2 で、④, ⑤地点のものは 0.1 kg/cm^2 である。これらの変位および水圧は歪計を通じてオシログラフに自記させた。

一方、使用した砂は粒径が 2 mm 以下で、その粒度分布は Fig. 2 に示されている。均等係数は 2.4 であ

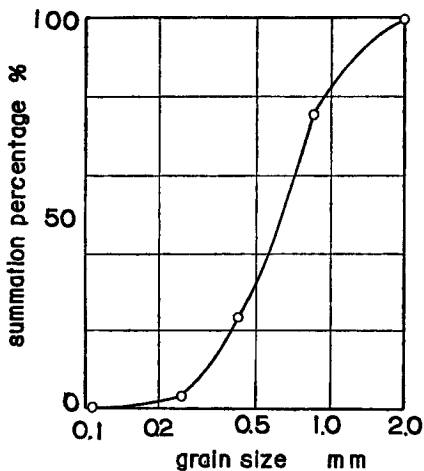


Fig. 2 Grain size distribution curve.

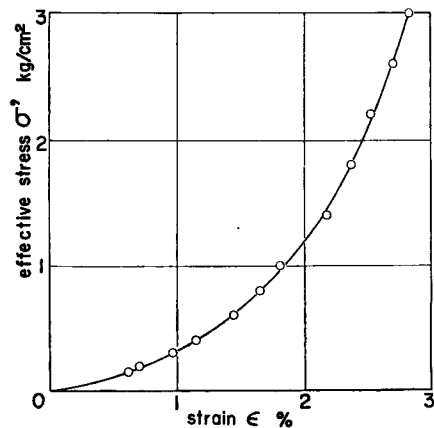


Fig. 3 Stress-strain curve in one dimensional compression.

り、有効径 $D_{10}=0.33 \text{ mm}$ である。Fig. 1 の砂層の間げき比は約 0.65 であり、その透水係数は約 0.1 cm/sec 程度であると思われる。また側方へ変位を許さない一次元圧縮状態での応力と変形の関係は Fig. 3 に示すごとくである。

2.2 砂層内の水圧伝播の計算式

Fig. 1 に示すように帯水砂層が不透水層または半不透水層に狭れていて、地下水の流れの方向が1次元である場合を考える。帯水砂層の1次元圧縮状態における応力と変形の関係が、対象としている水圧変動の範囲では線型弾性的であるとする、任意の場所 x (Fig. 1 の場合砂層の右端を 0 とし左側に正をとる) と任意の時間 t における水圧 ζ は次式で表わせる¹⁾。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \dots\dots\dots (1)$$

ここに $C_v = k/\gamma_w m_v$, k は透水係数, γ_w は水の密度 ($=1$ とする), m_v は帯水砂層の圧縮係数である。ここで m_v については、1次元圧縮における砂の応力～変形関係がどのように表わされるかが問題となる。しかし砂質土のように土粒子骨格に粘性がなく、有効応力の変化に対して即時に所定の圧縮量に至るので、応力～変形関係は時間に無関係であるとした。また考えている水圧変化(有効応力の変化)の範囲では応力～変形関係は線型であるとして m_v を一定とした。

a) 帯水層の長さが半無限大の場合

Fig. 1 において砂層が x 方向に半無限に続いている場合に、右側の水槽の水位を正弦波的に変化させた場合 (1) 式を解く境界条件および初期条件はつぎようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件 } x=0 \text{ で } \zeta = \zeta_0 \cos \omega t \\ \phantom{\text{境界条件}} x \rightarrow \infty \text{ で } \zeta = 0 \\ \text{初期条件 } t=0 \text{ で } \zeta = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで $x \rightarrow \infty$ で $\zeta = 0$ および $t = 0$ で $\zeta = 0$ としたのは $\zeta = \zeta_0 \cos \omega t$ で変動する水圧の中央値を 0 としたからである。また実験においては左側の水槽内の水位も $\zeta = 0$ の位置に保った。

(2) 式の条件による (1) 式の解は時間が十分経過した場合は次式で与えられる²⁾。

$$\zeta = \zeta_0 e^{-x\sqrt{\frac{\omega}{2C_v}}} \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega}{2C_v}} \cdot x\right) \dots\dots\dots (3)$$

ここに ω は振動数で $\omega = 2\pi/\tau$, τ は周期である。したがって任意の x における最大半振巾 $\zeta_{x\max}$ と水槽内の最大半振巾 ζ_0 の比は次式で与えられる。

$$\frac{\zeta_{x\max}}{\zeta_0} = e^{-x\sqrt{\frac{\omega}{2C_v}}} = e^{-x\sqrt{\frac{\pi}{C_v \tau}}} \dots\dots\dots (4)$$

また波の伝播速度 v は次式で表わせる。

$$v = \sqrt{2\omega C_v} = 2\sqrt{\frac{\pi C_v}{\tau}} \dots\dots\dots (5)$$

b) $x = a$ なる境界で $\zeta = \zeta_a$ (const.) の場合

この場合は Fig. 1 の実験と同じ条件になる。 $x = a$ における境界で $\zeta = \zeta_a = 0$ とすると、(1) 式に対する境界および初期条件はつぎようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{境界条件 } x=0 \text{ で } \zeta = \zeta_0 \cos \omega t \\ \phantom{\text{境界条件}} x=a \text{ で } \zeta = 0 \\ \text{初期条件 } t=0 \text{ で } \zeta = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

この条件による (1) 式の解は次式となる。

$$\zeta = \frac{2\pi C_v}{a^2} \sum_{n=1}^{\infty} n \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) \int_0^t e^{-\frac{C_v \cdot n^2 \cdot \pi^2 (t-\lambda)}{a^2}} \cos(\omega \lambda) d\lambda \dots\dots\dots (7)$$

ここで (7) 式を積分し、 t を十分大きくすると次式を得る。

$$\zeta = \frac{2\zeta_0}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \sin\left(\frac{n\pi}{a} x\right) \cdot \frac{n\pi C_v}{a} \cdot \frac{\frac{n^2\pi^2 C_v}{a^2} \cos(\omega t) + \omega \sin(\omega t)}{\left(\frac{n^2\pi^2 C_v}{a^2}\right)^2 + \omega^2} \dots\dots\dots (8)$$

したがって ζ を求めるには数値計算を行なわねばならない。

2.3 実験結果と考察

実験より得られた水圧の振動波形の一例を Fig. 4 に示す。これは周期が 5 sec の Fig. 1 における ㊸ 地点および ㊹ 地点における水圧変動で、両者とも正弦波で十分近似できる波形である。㊸ 地点における水圧の両振幅 $2\zeta_0$ は 44 g/cm^2 であり他の実験においても $43 \sim 45 \text{ g/cm}^2$ の範囲にあった。

実験結果を $\zeta_{x\text{max}}/\zeta_0$ の対数と x の関で係示すと Fig. 5 のようになる。周期 τ が小さくて、 x のあまり大きくない範囲では両者の関係は直線となるが、 τ が大きく、 x も大きくなると直線からはずれてくる。これは $x=a$ における境界の影響が入ってくるからである。ゆえに τ および x の小さい範囲では近似的に(4)式が成立するのではないかと思われる。そこで (4) 式を用いて Fig. 5 の直線部分の勾配より各周期に対し

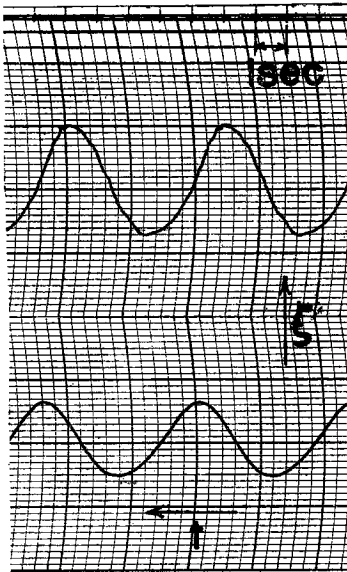


Fig. 4 Recorded water pressure in sandy aquifer.

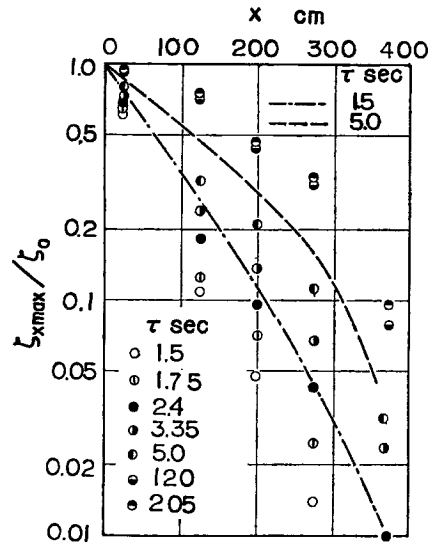


Fig. 5 Relationship between $\zeta_{x\text{max}}/\zeta_0$ and x .

Table 1 Values of C_v calculated from Fig. 5.

τ sec	$C_v \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$
1.5	1.77
1.75	1.80
2.4	1.84
3.35	1.83
5.0	1.81
120.0	0.49
205.0	0.43

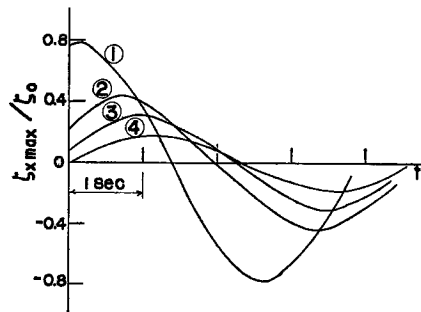


Fig. 6 Calculated water pressure in sandy aquifer.

て C_0 の値を計算したのが **Table 1** である。これによると τ が 5 sec 以下の周期に対しては C_0 はほぼ一定の値を示しているので、周期と距離が適当な範囲であれば、(4) 式を用いてもよいであろう。つぎに $C_0 = 1.8 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ として (8) 式によって、**Fig. 1** の各地点における周期 5 sec および 1.5 sec に対する水圧変動を計算おたのが **Fig. 6** である。この図より、 $\zeta_{z\text{max}}/\zeta_0$ の対数と x の関係を示すと **Fig. 5** の破線と一点鎖線となり実験値より大きな値を示している。この原因は **Fig. 5** の直線より推定した C_0 の値が大きすぎたのか、(8) 式にの計算時における誤差であるかはわからない。

つぎに、**Fig. 5** より得た C_0 の値 (**Table 1**) について検討する。 C_0 は前述のごとく透水係数 k と圧縮係数 m_0 の比で現わされる。実験に用いた砂層の透水係数 k は約 0.1 cm/sec 程度であった。またこの砂の k を Hazen や Terzaghi の式から計算すると各々 $1.08 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$, $0.82 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 程度となり、上記の値とほぼ一致する。ここで間げき率は 0.65 とした。一方、砂層の m_0 の値を求めるために、変位計より測定したひずみと水圧の関係を示したのが **Fig. 7** である。これは半周期間の水圧変化に対するひずみを示したも

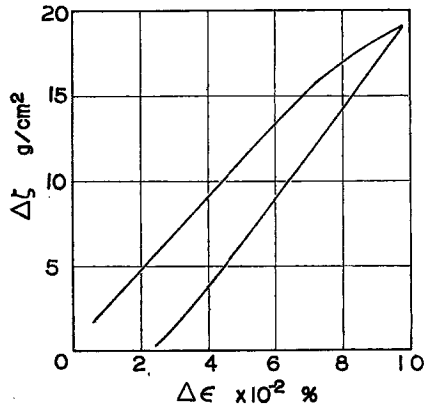


Fig. 7 Water pressure-strain curve for sandy aquifer.

のである。この図より m_0 を求めると $0.0051 \text{ cm}^2/\text{kg}$ となる。これは一つの例であるが、他のものについても大体同様の値であった。変位計の容量が小さかったため、取り付けの際や変位が生じたときに容量が越過して故障したためすべての地点で計測できなかった。また変位は水圧の変化に対してほとんど遅れがなく追従している。上記の k と m_0 から C_0 を求めると $1.9 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ となり $C_0 = 1.78 \text{ cm}^2/\text{sec}$ に近い値を示している。

つぎに水圧の伝播速度について述べる。砂層の長さを半無限大にしたときは水圧の伝播速度 v は (5) 式によって表わされる。記録紙より速度を計算して周期 τ に対してプロットしたのが **Fig. 8** である。図中の白点は **Fig. 1** の ① および ② 地点間、黒点は ③ および ④ 地点間での伝播速度を示している。**Fig. 8** が示すところによると ①～② 地点間速度より ③～④ 地点間の速度の方がやや大きい。この理由として **Fig. 7** に示すように応力～変形関係が線型でなく、圧力の振巾が小さいほど m_0 が小さいこと、および境界の条件のためであろう。したがって k の値が変らなくとも C_0 の値が変わるために部分的伝播速度が異なる。したがって **Fig. 5** より求めた C_0 の値は層全体についての平均的な値であると思われる。**Fig. 5** より求めた $C_0 = 1.8 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ を用いて (5) 式によって v と τ の関係を計算すると **Fig. 8** の実線となる。図によると v は計算値より実測値の方が小さい。そこで $C_0 = 1.5 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ および $1.2 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ として計算したのが **Fig. 8** の破線および一点鎖線である。黒点はほぼ破線上、白点は一点鎖線上にあり、1.5～5.0 sec の周期の範囲では (5) 式が適用できることを示すと同時に伝播速度より推定した C_0 の値が $1.5 \times 10^4 \sim 1.2 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$ の範囲にあると思われる。この値は **Table 1** の値より小さいが、測定精度や応力～変形関係が

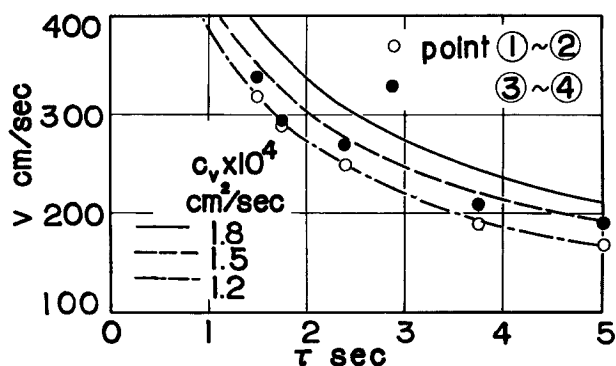


Fig. 8 Relationship between propagation velocity of water pressure, v in sandy aquifer and period τ .

非線型であることを考えるとこれくらいの差はあるように思われる。実際の現地では有効応力のレベルが高く、その割には水圧変化が小さいので、その有効応力の変化の範囲では応力～変形関係はかなり線型性を有するが、境界条件や地層の条件はもっと複雑になる。したがって C_0 の推定値についてもかなりのばらつきが予想されるので、計算式として (3)～(5) 式を用いてもばらつきの範囲で推定が可能であろう。

ここで考えておかねばならないのは Fig. 1 のような境界がある場合に対する (3)～(5) 式の適用性である。ここでは τ が 5.0～120 sec の範囲で実験が行われていないので、明確なことはいえないが、少なくとも $\tau \leq 5.0$ sec で $a=389$ cm に対して $x \leq 274$ cm の範囲のものに対しては (3)～(5) 式が成立すると思われる。その理由としてつぎのことが挙げられる。すなわち、上記の範囲では $\log(\zeta_{x\max}/\zeta_0)$ と x の関係が直線であること、その直線の勾配より求めた C_0 の値がほぼ一定であること、および Fig. 8 の伝播速度と周期の関係が (4) 式に従うことなどが挙げられる。以上のことを無次元量で表わすと $a^2/C_0\tau$ が約 1.7 以上、 x/a が 0.7 以下であればよいことになる。

別の実験として被圧帯水層内に地下水流が生じている場合について実験を行なった。実験の方法は Fig. 1 の左側の水槽の水位を上げて右側の水槽に向けて水を流した場合で他の条件は同じである。左側の水槽の水位は振巾の中央値より 30～40 cm 高くし、コックにより流入量を調節した。流入水量は 0.14 cc/cm²min～0.015 cc/cm²min 程度である。実験の結果はこの程度の流入水量では水圧の伝播の大きさ $\zeta_{x\max}/\zeta_0$ や伝播速度にはほとんど影響を与えなかった。ただ流れを生じせしめるため砂層内の水圧がやや上昇し、有効応力が減少したので m_0 の増加によって、 $\zeta_{x\max}/\zeta_0$ の値が各地点においてわずかに減少したが、他傾向は同じであった。

以上の結果を要約すると $a^2/C_0\tau$ が約 1.7 以上、 x/a が 0.7 以下であれば、簡単な (3)～(5) 式を用いてもよい。つぎの 3 つの方法で計算した C_0 の値は 1.2～2.0×10⁴ cm²/sec であり誤差も考えるとほぼ一定であると考えてよい。 C_0 の計算法は (1) $\log(\zeta_{x\max}/\zeta_0)$ と x の関係の勾配, (2) 水圧の伝播速度, (3) 室内実験の k と m_0 である。

3. 被圧地下水圧の変化による水圧伝播の変化

実験の現地盤における被圧帯水層においては潮汐などの地表面荷重の変化によって伝播する地下水圧は同一帯水層では地下水圧(有効応力)の大きさなどによって変化する。潮汐の水位変化による地下水圧の変化の伝播は新潟や大阪などで観測され、解析もなされている^{3),4)}。その観測記録をみると深い帯水層における水圧伝播はかならずしも小さいとはかぎらない。ここでは同一帯水層内の状態の変化によって地下水圧の伝播がどのように変化するかを考察した。同一帯水層においては境界条件は変化しないから、状態の変化とは

帯水層の透水係数 k や圧縮係数 m_v の変化を意味する。帯水砂層の k や m_v の変化は地震などによって砂層が締め固ったことによることもあるが、このような特別な場合は別とすると、地下水圧の低下または上昇による有効応力の変化によって起る。 k, m_v は砂層の間げき率 n と有効応力 σ' の関数と考えられる。したがって n, σ' の変化による k, m_v の変化を知れば、地下水圧伝播についての変化を知ることができる。

まず k の変化について考える。 k は多分有効応力 σ' には無関係で、有効応力の変化による間げき率の変化のために変ると考えてよい。Fig. 9 は Loudon⁵⁾ によって与えられたもので、他の条件は同じで砂の間げ

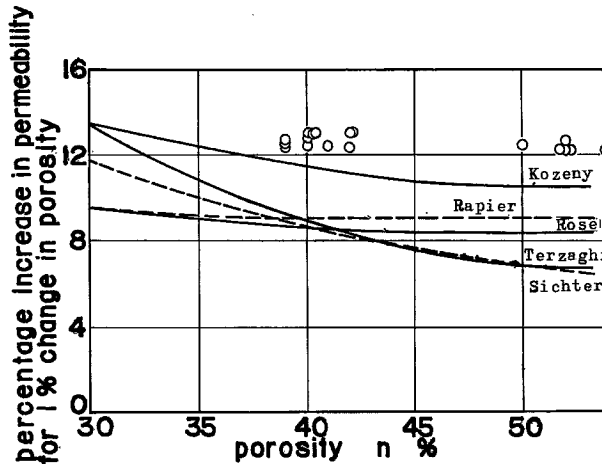


Fig. 9 Percentage increase in permeability for 1 per cent change in porosity. (after A. G. Loudon)

き率のみが1%変化したときの透水係数の変化を示したものである。図中のプロットは Loudon による実験結果であり、各曲線は各研究者によって提案された透水係数を与える式を示している。各式による間げき率の変化による k の変化の割合はかなり差はあるが、実験値は 12~13% の範囲で一定であり、Kozeny の式に最も近い。したがって任意の間げき率 n における k は次式で表わせる。

$$k = k_{\min} \{1 + 0.13(n - n_{\min})\} \dots \dots \dots (9)$$

ここに n_{\min} は最小間げき率で、 k_{\min} はそのときの透水係数である。

つぎに m_v について述べる。Schultze と Moussa⁶⁾ は種々の砂に対して 1 次元圧縮試験を系統的に行ない、応力~変形関係が次式で与えられることを示した。

$$\epsilon = a\tau^m \dots \dots \dots (10)$$

ここに ϵ は載荷方向のひずみで単位体積当りの体積変化に等しい。そして圧縮を正とする。 σ' は鉛直方向の有効応力、 a, m は常数である。 a, m は同じ砂であれば、初期間げき率 n_i の関数である。したがって m_v も有効応力 σ' の関数となり次式で与えられる。

$$m_v = a m \sigma'^{m-1} \dots \dots \dots (11)$$

1 に比べて ϵ は小さいとすると、 ϵ は間げき率の変化に等しい。したがって任意の有効応力のもとでの間げき率は次式で示される。

$$n = n_i - 100 \epsilon = n_i - 100 a \sigma'^m \dots \dots \dots (12)$$

ただし間げき率はパーセントで表わしている。(12) 式を (9) 式に代入すると次式を得る。

$$k = k_{\min} \{1 + 0.13(n_i - n_{\min} - 100 a \sigma'^m)\} \dots \dots \dots (13)$$

したがって任意の有効応力のもとでの C_v は (11), (13) 式より次式で示される。

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k_{min} \{1 + 0.13(n_i - n_{min} - 100 a \sigma'^m)\}}{\gamma_w \cdot a \cdot m \cdot \sigma'^{m-1}}$$

$$= \frac{k_{min}}{a m \gamma_w} \left\{ \frac{1}{\sigma'^{m-1}} + \frac{0.13(n_i - n_{min})}{\sigma'^{m-1}} - 13 a \sigma' \right\} \dots\dots\dots (14)$$

ここで常数 a, m については前述の Schultze と Moussa が種々の砂に対して求めた結果を示すと **Table 2** のようになる。**Table 2** によると相対密度 R_D が大きくなるにしたがって a は小さく m は大きくなっている。 m の値が1より小さく、 a の値が非常に小さいので (14) 式より σ' が増加すれば、 C_v も増加することが予想される。そこで、 $\sigma' = 1, 5, 10, 20, 50, 100 \text{ kg/cm}^2$ に対し C_v を計算したのが **Table 3** である。ただし常数 a, m などはつぎのようにした。 R_D を 0.8 程度とすれば、 $a \doteq 0.004, n \doteq 0.5$ となり、 $n_i - n_{min} \doteq 2$ となる。また k_{min} は Loudon⁶⁾ の結果を用いて $k_{min} \doteq 4.7 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ とした。したがって、**Table 3** の C_v の有効応力の変化に対する変化より、水圧伝播に関する有効応力の影響を知ることができる。

Table 2 Values of a and m . (after Schultze and Moussa)

R_D	a		m	
	from	to	from	to
0.0	0.0106	0.0480	0.206	0.432
0.1	0.0086	0.0370	0.232	0.450
0.2	0.0070	0.0290	0.264	0.470
0.3	0.0058	0.0220	0.292	0.486
0.4	0.0046	0.0170	0.320	0.508
0.5	0.0038	0.0132	0.346	0.528
0.6	0.0030	0.0102	0.372	0.552
0.7	0.0024	0.0078	0.394	0.578
0.8	0.0020	0.0060	0.418	0.606
0.9	0.0018	0.0047	0.440	0.640
1.0	0.0013	0.0037	0.460	0.680

Table 3 Calculated value of C_v .

$\sigma' \text{ kg/cm}^2$	$C_v \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{sec}$
1	2.5
5	5.6
10	9.8
20	11.2
50	17.8
100	25.4

4. 水圧変化の繰り返しによる砂層の沈下

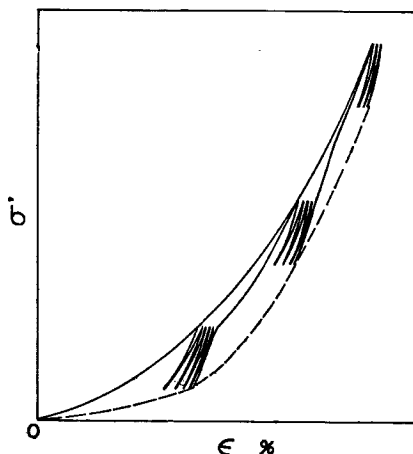


Fig. 10 Stress-strain curve of repetitious one dimensional compression.

1次元圧縮において同じレベルの範囲で有効応力を繰り返し作用させると残留ひずみを生じながら、最終的には弾性ヒステリシスループを描き残留ひずみは生じなくなる。この様相を模式的に示したのが Fig. 10 である。実際の帯水砂層が揚水などによって地下水位が低下すると有効応力の増加によって砂層は沈下する。さらに潮汐の変動による水圧の変動や揚水、揚水停止の繰り返しによる水圧変動によって砂層が繰り返し荷重を受けると沈下は促進される。このような有効応力が繰り返し作用した場合の沈下を推定する場合に、繰り返し応力を作用させない1次元圧縮の応力～変形関係より沈下を推定すると過少評価し危険側となることがある。

砂質土に対する1次元圧縮において繰り返し有効応力を作用させる場合の応力～変形関係は容器の側面摩擦などが大きく影響して誤差が生じやすく、これまでにあまり多くのデータがない。繰り返し载荷による締め固めや繰り返しせん断などについては研究がなされていて、その結果によれば、残留沈下量 ρ_R または残留せん断ひずみ γ_R は繰り返し回数 N に対して次式で与えられている。^{7),8)}

$$\rho_R, \gamma_R = \frac{N}{\alpha + \beta N} \dots\dots\dots (15)$$

したがって1次元圧縮においても残留ひずみ ϵ_R と N との間に次式が成立すると思われる。ここに α, β は常数である。

$$\epsilon_R = \frac{N}{\alpha + \beta N} \dots\dots\dots (16)$$

(16)式を確かめるため、標準圧密試験機を用いて側方変位を許さない1次元圧縮試験を行なった。供試体は高さ2cm、直径6cmの円板形で、使用した砂は初期相対密度70%で、乾燥状態の豊浦の標準砂である。側壁と砂の間の摩擦をとるため、側壁にクリースをぬった薄いゴム膜を張り付けた。測定には1/1000mm精度のダイヤルゲージを使用した。荷重はまず $\sigma' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ まで作用させ、その後 σ' が $1.0 \sim 1.3 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で繰り返し作用させ、残留変形量を測定した。続いて σ' を $3.5, 6.0 \text{ kg/cm}^2$ まで上昇させて各々の段階で 0.3 kg/cm^2 の振れ巾で繰り返し荷重を作用させた。しかし σ' が $3.5, 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合は変形量が小さく、ダイヤルゲージの精度の範囲では測定が十分でなかったこと、 $3.5, 6.0 \text{ kg/cm}^2$ に対して繰り返し荷重の巾 0.3 kg/cm^2 が小さくて側壁の摩擦によって実験精度が落ちたことにより、 N の大きな実験結果は $\sigma' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合についてのみ示す。すなわち、 σ' を $1.0 \sim 1.3 \text{ kg/cm}^2$ で繰り返したときの $\sigma' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における N 回目の残留ひずみ ϵ_R はつぎのようにして計算した。 σ' を0から 1.0 kg/cm^2 にしたときのひずみを ϵ_i 、 N 回目のひずみを ϵ_N とする。

$$\epsilon_R = \epsilon_N - \epsilon_i \dots\dots\dots (17)$$

(17)式で得られた ϵ_R が(16)式を満足するかを調べるために、 N/ϵ_R と N との関係を示したのが Fig. 11 である。Fig. 11 によると少々のばらつきはあるが N/ϵ_R と N は直線関係にあり(16)式が成立すること

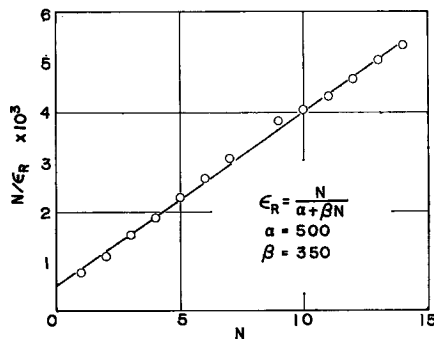


Fig. 11 Relationship between N/ϵ_R and N .

を示している。そしてこの直線の $N=0$ における切片と勾配から α, β が計算でき、Fig. 11 の場合は $\alpha=500, \beta=350$ であった。したがって、 $N \rightarrow \infty$ としたときの ε_R は $1/\beta$ であり、0.286% となる。一方 σ' を 0 から 1.0 kg/cm^2 にしたときのひずみ ε は 1.472% であり 1.0 kg/cm^2 から 1.3 kg/cm^2 にしたときの ε は 1.598% である。また $N \rightarrow \infty$ にしたときの全ひずみ ε_N は 1.758% となる。ゆえに最初に 1.3 kg/cm^2 までを上昇したときのひずみ 1.598% より大きくなり、繰り返し荷重を受ける場合の沈下は繰り返しを無視した応力～変形関係より沈下を算定した場合より大きくなり、危険側となる。

つぎに繰り返し載荷を行なったときの圧縮係数について調べる。 σ' を $1.0 \sim 1.3, 3.5 \sim 3.8, 6.0 \sim 6.3 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で繰り返ししたときの圧縮係数 m_v を繰り返し回数 N に対して求めると Table 4 のようになる。 m_v は有効応力 σ' および N の増加とともに減少している。ゆえに揚水試験などで c_v, k, m_v を求める場合

Table 4 Value of m_v from repetitious one dimensional compression.

N	$m_v \text{ cm}^2/\text{kg}$		
	σ' $1.0 \sim 1.3 \text{ kg/cm}^2$	σ' $3.5 \sim 3.8 \text{ kg/cm}^2$	σ' $6.0 \sim 6.3 \text{ kg/cm}^2$
1	0.0042	0.0023	0.0014
2	0.0018	0.00028	0.00013
3	0.00043		
6	0.00020		
10	0.00015		

は十分応力の履歴を考慮せねばならない。揚水試験で低い σ' のレベルで水位の低下、回数を繰り返して求めた m_v と水位低下を大きくして高い σ' のレベルでの第1回目の揚水から求めた m_v とを比較すると後者の方が σ' が高いのに m_v が小とはかぎらないことがある。これは Table 4 からわかるように繰り返しのよって、より高 σ' のレベルの m_v より小さくなることもあるからである。

5. あとがき

以上のように本論文ではつぎの3つの内容について述べた。(1)地下水圧の伝播に関する模型実験、(2)地下水圧が低下または上昇したときの水圧伝播に与える影響、(3)帯水が水圧変動を繰り返し受けた場合の沈下の推定と圧縮係数の変化である。(1)においては帯水層内の水圧伝播の大きさや速度から帯水層の C_v が十分推定できることを模型実験によって明らかにした。(2)では室内実験で得られた砂の応力～変形関係や透水係数から地下水圧が増減して有効応力が変化したときの水圧伝播に与える影響を式示した。(3)では水圧変動の繰り返しを受けた帯水砂層の最終沈下の推定法を、室内での繰り返し圧縮試験の結果から考察した。今後(2)、(3)について現地観測で得られたデータについて解析を進めたい。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・本間仁編：応用水理学中II，丸善。
- 2) 川下研介：熱伝導論，1版，オーム社，昭44，pp. 73-78，pp. 101-115。
- 3) 新潟地区地盤沈下調査委員会：新潟の地盤沈下第1輯，昭34。
- 4) 速水頌一郎：境泉北臨海工業地帯総合地質調査報告書沈下篇，昭42，大阪府，pp. 49-69。
- 5) Loudon, A. G.: The Computation of Permeability from Simple Soil Test, Geotechnique, Vol. III, 1952~3, pp. 165-183.
- 6) Schultze, E. and A. Moussa: Factors Affecting the Copressibility of Sand, Proc, 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, 1961, pp. 335-340.
- 7) Murayama, S.: Stress Strain-Time Behavior of Soil Subjected to Deviatoric Stress, Proc. 7th Int.

Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, 1969, pp. 297-305.

- 8) 八木則男：繰り返しせん断による砂の変形特性，第6回土質工学研究発表会，昭46，pp.193-196.