で与えられ，$A(\alpha,t)$，$B(\alpha,t)$ は境界条件より定まる。しかして初期条件として $(u)_{t=0}=(w)_{t=0}=0$ を考える時 $B(\alpha,0)=0$ とおくべきである。いま境界条件として

$$\left.\begin{aligned}(\widehat{zz})_0&=-p_0 \quad (r\leq a)\\ &=0 \quad (r>a)\\ (\widehat{rz})_0&=0\end{aligned}\right\}$$

をとると

$$\left.\begin{aligned}(w)_0&=\frac{\lambda+2\mu}{2\mu(\lambda+\mu)}ap_0\xi-\frac{1}{2}\left\{\frac{e^{-(\lambda+\mu/\lambda'+\mu')t}}{\lambda+\mu}+\frac{1}{\mu}e^{-\mu t/\mu'}\right\}ap_0\xi\\ \xi&=\int_0^\infty\frac{J_0(\alpha r)J_1(a\alpha)}{\alpha}d\alpha\end{aligned}\right\}$$

$$(w)_0|_{\lambda\to\infty}=\frac{ap_0\xi}{2\mu}(1-e^{-\mu t/\mu'})$$

を得る。また p_0 の代りに p_0+p_1t をとれば定常的な変位として

$$(w)_0|_{t大}=\frac{a\xi}{2\mu}\left\{(\lambda+2\mu)\left(\frac{\nu p_0-\nu' p_1}{\nu^2}+\frac{tp_1}{\nu}\right)+\frac{\mu\lambda'-\mu'\lambda}{\mu\nu}p_1\right\}$$

$$\fallingdotseq\frac{a\xi}{2\mu}\left\{\left(1+\frac{\mu}{\lambda+\mu}\right)(p_0+p_1t)-\frac{\mu'}{\mu}\left(1-\frac{\mu}{\lambda+\mu}\right)p_1\right\}$$

これに対して最上教授の求められた非圧縮性表示式は

$$(w)_0=\frac{a\xi}{2\mu}\left(p_0+p_1t-\frac{\mu'}{\mu}p_1\right)$$

であり従つて圧縮性のための沈下の増加量は

$$\Delta(w)_0=-\frac{a\xi}{2\mu(\lambda+\mu)}\{\mu(p_0+p_1t)+\mu' p_1\}$$

で与えられる。

(6—11)　不等方応力による粘土の過剰水圧について

准員　大阪市立大学理工学部　　三　笠　正　人

水で飽和した粘土の過剰水圧 u は1次元圧密の場合その点の鉛直圧力 σ_z に等しくなるのであるが，干拓堤防などのように粘土層が直接部分的に載荷された場合にも，やはり $u=\sigma_z$ として圧密沈下を論ずることが一般に行われている。しかし一般に不等方応力を受ける粘土塊の過剰水圧はその点の3つの主応力 σ_1, σ_2, σ_3 のみによつて定まるべきものであつて σ_z とは無関係である。自分はさきに粘土の骨組構造を Hooke's Law に従う等方弾性体と仮定すればその値が

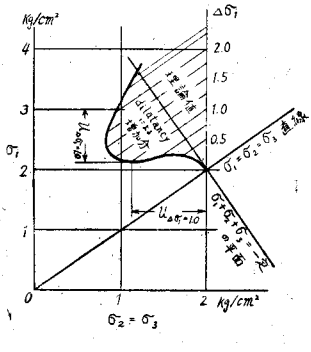
$$u=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)=\sigma_m \quad (\text{平均附加圧力}) \cdots\cdots(1)$$

になることを導き，その時の骨組に働く応力と変形を調べて一般の不等方応力による粘土層の沈下を論じた[1]。しかし実際の粘土の骨組は上の仮定とは随分かけ離れた性質を持つている。またいままでの実験結果は(1)式の与える値とかなりの開きを示している。たとえば Rendulic の得た結果[2]から1例をひくと図—1のようである。そこで粘土の骨組のどのような性質がこのような違いをもたらすのかを考えてみた結果，すでに砂において注目されている dilatancy—剪断変形が体積に変化を与える性質—が u と σ_m との開きの原因であることを知り得た。この dilatancy の機構としては，剪断変形による骨組構造の弱まりを考えるのが自然であるが，その他にも一応考えられるものがある。その1つは異方性に基くもので，もし x, y 方向の弾性係数が z 方向のそれの n 倍であれば，過剰水圧の値は

$$u=(\sigma_x+\sigma_y+n\sigma_z)/(n+2) \cdots\cdots(2)$$

となる。また Skempton の発表した[3]考え方は，圧密試験において膨脹に対

図—1



する弾性係数が，圧縮に対するそれよりも相当大きいことから，粘土塊が剪断変形を受けるとき縮む方向と膨れる方向とで弾性係数の違う異方体と同じような状況になる，と考えて（2）と同じような式を導いたものである。実際の粘土ではいくらかの異方性を持つことはあり得るが，Skempton の考え方は全くの誤りであり，いままでの実験結果とも矛盾することを示し，最も自然な考え方として骨組構造の disturbance による dilatancy を考えるべきことを提唱する。この考え方によれば，粘土の変形については等方弾性体としての理論を第一近似として採用することが許され，圧密については，(1) 式の与える理論値に dilatancy によるものを加えた過剰水圧を用いることになる。有明海の人工島の沈下計算[4]では dilatancy は不明のため省略してもらつた。Dilatancy についての実験は，現在設計中の三軸試験機で行う予定であるが，とりあえず定性的な考え方だけを報告しておく。

（1） MIKASA : "On the Settlement of Clay Layer by Partial Load", Proc. of the 1st Japan National Congress for App. Mech., 1951. p. 303

（2） Rendulic : "Ein Grundgesetz der Tonmechanik und sein experimenteller Beweis". Der Bauingenieur Heft 31/32 1937, p. 459

（3） Skempton : "A study of the immediate triaxial test on cohesive soils". Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engr. 1948, vol. I, p. 192

（4） 森田定市 : "三池炭鉱における人工島の沈下について" 土木学会誌 37 巻 8 号，1952

(6—12) 軟弱地盤の圧密沈下に関する研究

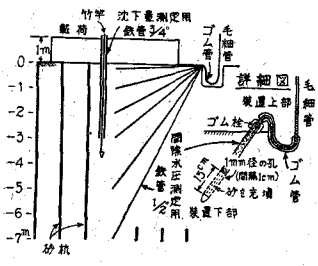
正員 九州大学工学部 工博 ○松 尾 春 雄

准員 同 大 原 資 生

1) 実験の目的及び方法 佐賀干拓地の堤防より内側約 50 m の距離にある軟弱土盤において，地盤の沈下を促進し早く安定状態に達せしめる目的で，砂杭工法の効果を前年度にひきつづき別の場所で実験した。実験では自然地盤と砂杭施工地盤との沈下状態を比較し，同時に粘土層中の間隙水圧を測定した。すなわち

1. 砂杭施工をしない地盤，2. 長さ 7 m，直径 15 cm の砂杭を間隔 1 m に施工した地盤，3. 同様の砂杭を 75 cm 間隔に施工した地盤。

図—1 試験装置

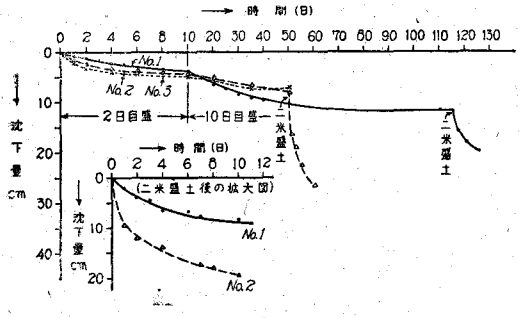


以上 3 種の地盤に直径 5 m，盛土高 1 m の砂の円形載荷（載荷強度 1.4 t/m²）を施した。沈下量の測定は 3/4" 鉄管の中に竹竿を入れたものを用い，竹竿が測定せんとする深さの沈下を示すような装置を用いた。

間隙水圧の測定は鉄管（径 1/2 in）の下部に径 1 mm の孔を多くあけ，その小孔の部分には外部より粘土の侵入を防ぐために砂を充填し，これとゴム管及び，毛細管を用いて行つた（図—1 詳細図参照）。すなわち測定せんとする深さに，鉄管を設置し，装置全体に水を満たせば粘土層中の圧力が毛細管の水柱として測定できるのである。これ等の装置により沈下量及び間隙水圧の変化を観測した。

図—2 1952 年度実験における実験 No. 1, No. 2, No. 3 各の地表下 0.2 m の点の時間—沈下曲線

〔備考〕 実験 No. 1 砂杭なき地盤
〃 No. 2 砂杭間隔 100 cm の地盤
〃 No. 3 〃 〃 75 cm 〃



2) 実験結果 図—2 の沈下量測定の結果によれば，初期においては砂杭のあるものの沈下量が大であるが，2 週間後くらいからは反対に自然地盤のものの方が大となつている。これは荷重をかけた直後は砂杭が間隙水圧を抜くに役立つているが，ある程度沈下した後は砂杭が支持杭としての働きをするようになり，この作用の方が大となるためと思われる。故に後さらに盛土を 1 m 増加したがその結果図—2 に見るごとく砂杭地盤の沈下がいちじるしく増大した。

図—3 は 26 年度の実験（盛土高最大 3 m）より得られたる地表下 0.5 m の点の時間—沈下量曲線である。この実験では自然地盤と，砂杭間隔 1 m の地盤の両者を比較実験した。初期には砂杭地盤のものの