

III-142 粘性土中のトンネル土圧に関する一考察

京都大学防災研究所 正員 村山朝郎

〃。松岡 元

京都大学学生(現・フジタ工業K.K.) 山本香美

粘性土中に開削されたトンネルなどの地中構造物に作用する土圧が経時増加することはしばしば経験され、その値も強大であることが多い。LEFがって粘性土中の局部沈下部に作用する土圧の発生機構を解明し、作用土圧の値と予測する問題は重要な課題であるが、この方面の研究は砂質土中の土圧の問題に比して少いようである。そこで、ここでは粘性土を対象地盤として降下床土圧実験¹⁾を行ない、得られた土圧の経時増加持性と最終値と、粘性土地盤の土要素の応力緩和特性と強度から解析することを試み、考察を加えた。

└── 15 cm ─┘ └── 10 cm ─┘ └── 15 cm ─┘

1. 粘性土中の降下床土圧実験 この実験は、幅40cm、奥行30cm、高さ40cmの土槽内に練り返した粘土を入れ、圧密した後、中央の幅10cmの部分(図-1 ADHE; 降下床と名付ける)を鉛直に降下させ、降下床部に作用する荷重と周辺部に作用する土圧(測定箇所は図-1の①, ②, ③)の経時変化を荷重計および土圧計によって測定して行なう。なお荷重の測定は壁面摩擦の影響を除くため、降下床部ADHEの中央部BCGF(10cm×10cm)のみで行なった。実験に用いた試料は通称藤の森粘土(L.L.=43.6%, P.L.=26.1%, $G_s=2.68$)と通称防災粘土(L.L.=43.8%, P.L.=25.4%, $G_s=2.71$)の2種である。上載圧は藤の森粘土の場合は17 g/cm²、防災粘土の場合は100 g/cm²とした。圧密終了後の粘土の高さはそれぞれ30cmおよび20cmであった。土槽内での圧密にはいずれも1ヶ月余りを要した(上下両面排水)。

また降下床の降下量はともに0.5 mmとした。このような微小な降下量で降下直後に作用荷重は0となる。図-2, 3は降下床に作用する荷重(降下床土圧と仮称する)P (kg)と経過時間t (min. あるいは days)の関係を示した実験データを示している。図-2は藤の森粘土、図-3は防災粘土の場合であるが、ともに2日~7日程度のところで曲線が大きく曲がるのがみられる。

図-4, 5は図-2, 3の関係とそれぞれ時間の対数に対してプロットしたものである。降下床の降下から少々時間(100分余り)が経過すれば、Pはlog tに比例するような形で経時増加するのがみられる。このような傾向は現場におけるトネル土圧の測定データからも報告されていることである。²⁾

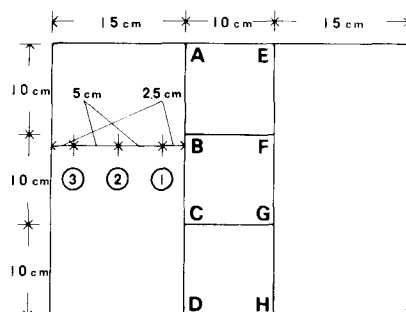


図-1 降下床土圧実験装置の土槽底部

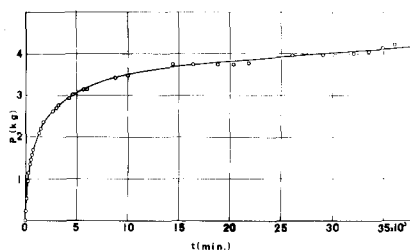
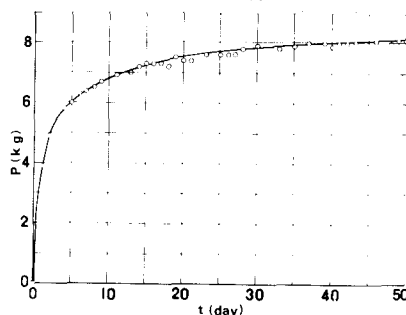


図-2 P(kg) ~ t(min.) 関係
(試料: 藤の森粘土)



181-3 $P(\text{kg}) \sim t(\text{days})$ 關係
(試料: 防災粘土)

式示すれば、 $P = a + b \cdot \log(t/t_a) \cdots (1)$ 。図-6(1)~(4)は降下床土圧と周辺土圧計①、②、③の測定値をあわせ、時間の経過とともに土圧分布の変化を段階的に表現している。(2)、(3)、(4)図から、降下床降下直後において土圧計①に集中していた土圧が周辺部へ再分配される様子が認められる。

2. 実験に用いた粘土のせん断変形後の応力緩和特性

1. 述べた降下床の降下にともなう土圧の経時増加特性は、粘土がクリープ変形した後にその変形を拘束した二点において生じる応力緩和特性と関連するのではいかと想像される。そこで図-2の実験に用いたのと同じ試料を三軸試験機(N.G.I.型)によって、まずあるひずみまで排水せん断し、その後そのひずみを一定に拘束して排水状態で応力緩和試験も行なった。排水条件を採用したのは、降下床付近あるいは実際のトンネルの外周部では、比較的排水状態に近いと判断したからである。図-7、8はそれぞれ軸ひずみ ϵ_1 で0.25%および3.0%までせん断した後、そのひずみを一定に拘束して得られた応力緩和特性を潜在すべり面 $(\tau/\sigma_N)_{\max}$ 面 i.e. $(45^\circ + \phi_{mo}/2)$ 面; $\tau/\sigma_N = \tan \phi_{mo}$ 上のせん断垂直応力比 τ/σ_N と $\log t$ (min.) の関係で示したものである。この側圧はともに $\sigma_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ である。なお $\sigma_3 = 1.0$ および 2.0 kg/cm^2 でも同様の結果が得られている(データ省略)。これらの図より、せん断抵抗の時間的な低下はほぼ次式の形で表現できよう。 $\tau/\sigma_N = \alpha - \beta \cdot \log(t/t_a) \cdots (2)$ 3種類の側圧に対する α 、 β の平均値 $\bar{\alpha}$ 、 $\bar{\beta}$ は、 $\epsilon_1 = 0.25\%$ のとき $\bar{\alpha} = 0.093$ 、 $\bar{\beta} = 0.0225$ 、 $\epsilon_1 = 3.0\%$ のとき $\bar{\alpha} = 0.367$ 、 $\bar{\beta} = 0.0364$ であった。また $\log t_a = 1.74$ とした。なお $\epsilon_1 = 0.25\%$ はある仮定のもとで算定された降下床の降下量が0.5 mmのときの降下床周辺地山の平均的なひずみであり、 $\epsilon_1 = 3.0\%$ はあるひずみ($\epsilon_1 = 1.0\%$ 足す)以上では β の値が一定になること³⁾に着目して与えた大きい方のひずみの代表値である。

3. 降下床土圧の経時増加特性に対する解析の試み

2. 述べたように地山の土要素のせん断抵抗が時間とともに低下すれば、作用土圧は経時増加することになる。ここでは、このことと(1)、(2)式の形の対応性に着目して、降下床土圧の経時増加特性、特に勾配 $(dP/d \log t)$ と P の最終値を解析する二点を試みた。そのためには土圧とせん断抵抗の間の関係が必要であるが、Terzaghiの土圧式⁴⁾を用いるのも一つの方法である。

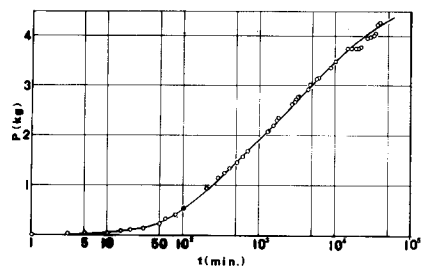


図-4 $P \sim \log t$ 関係
(試料: 藤の森粘土)

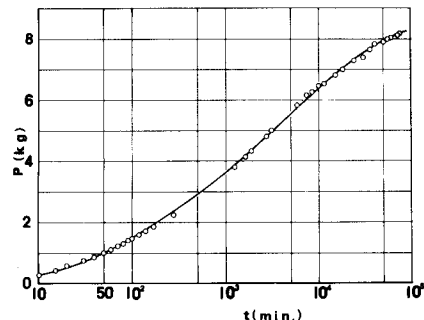


図-5 $P \sim \log t$ 関係
(試料: 防災粘土)

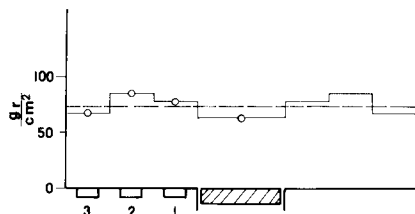


図-6 (1) 圧室完了時

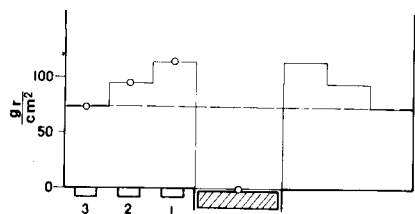


図-6 (2) 降下床降下直後 ($t=0$)

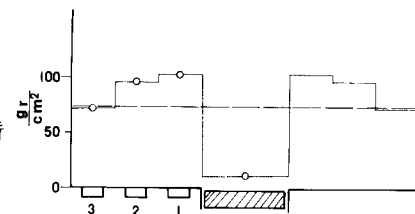


図-6 (3) $t = 280 \text{ min.}$

すなわち, Terzaghi 式の中の $\tan \phi$ を τ/σ_N と置き換え (2) 式を適用して P の時間的変化を求めるのである。この計算結果によれば, P は時間的に増加するがその勾配 ($dP/d \log t$) は図-2 のものよりもかなり小さくなった。なお村山はこの問題に関して現在新たな見地から解析を試みている。さす次節では、少し観点を変えて考察する。

4. 降下床周辺のアーチ状の応力伝達を考慮した解析
 前記表したように砂質土地山の場合には降下床上にアーチ形状の1次領域が存在し、その外周に沿ってアーチ状の粒子間力の伝達線が形成されるのが観察される。^{1), 5)} また地山が弾性体の場合でも降下床を降下させるという境界条件を入れると降下床をよぶアーチ状の最大圧縮主応力線の形成がみられる。これらのことより、ここでは粘性土地山の場合でも砂の場合と同様、1次領域に相当するものの存在を想定し、その外周に沿って最大圧縮主応力線が生じるものとして解析を試みた。解析にあたっては次の2つの仮定を設けた。(1) 図-9に示す応力 σ_θ , σ_r をそれぞれ最大主応力, 最小主応力とする。(2) この主応力比 σ_θ/σ_r は r と時間 t だけの関数である係数 $K(r, t)$ により表わされる。すなわち, $\sigma_\theta = K(r, t) \cdot \sigma_r$ ---- (3)。図-9の微小要素の力のつりあいより、次の2式を得る。

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \omega \cdot \sin \theta = 0 \quad \text{---- (4)}$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2}{r} \tau_{r\theta} + \omega \cdot \cos \theta = 0 \quad \text{---- (5)}$$

ここに ω は単位体積重量である。仮定(1)より主応力面では $\tau_{r\theta} = 0$ であるから、(5)式より $\sigma_\theta = -\omega \cdot r \cdot \sin \theta + C_1(r)$ ($C_1(r)$: 積分定数) ---- (6)。(6)式を(4)式へ代入して微分方程式を解くと、

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \int C_1(r) dr - \omega r^2 \sin \theta + \frac{1}{r} C_2(\theta) \quad (C_2(\theta): \text{積分定数}) \quad \text{---- (7)}$$

仮定(2)の(3)式へ(6)、(7)式を代入して $C_2(\theta)$ が θ だけの関数であることを考慮すれば、 $K(r, t) = \frac{1}{1 - A^2/r^2}$ (A : 定数) ---- (8)。

(8)式を用いて $C_1(r)$ を求めると、 $C_1(r) = C \sqrt{K(r, t)}$ (C : 定数) ---- (9)。

(9)式を(6)、(7)式に代入すれば、 $\sigma_\theta = -\omega \cdot r \cdot \sin \theta + C \sqrt{\frac{1}{1 - A^2/r^2}}$ ---- (10)。図-9 アーチングに着目した応力解析

$$\sigma_r = (1 - A^2/r^2) \cdot \left(C \sqrt{\frac{1}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta \right) \quad \text{---- (11)} \quad \text{== } \theta = \tan^{-1} \frac{2D}{B}, \quad r = \sqrt{D^2 + \frac{B^2}{4}} \quad (=R \text{ とおく})$$

のとき $\sigma_r \div \sigma$ (上載圧) なる境界条件を入れて C を決定すれば、 σ_θ , σ_r は次式のように求められる。

$$\sigma_\theta = \left(\omega D + \frac{B}{1 - A^2/R^2} \right) \sqrt{\frac{1 - A^2/R^2}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta \quad \text{---- (12)}, \quad \sigma_r = \left\{ \left(\omega D + \frac{B}{1 - A^2/R^2} \right) \sqrt{\frac{1 - A^2/R^2}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta \right\} (1 - A^2/r^2)$$

---- (13)。さて、降下床に作用する荷重 P は、1次領域 (図-9に示す幅 B の矢張りアーチ以下の部分) の重量を W_0 、奥行きを L とすれば次式により算定される。 $P = W_0 + 2L \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_r \cdot r \cdot \sin \theta \, d\theta$ ---- (14)。

(13)式を(14)式に入れ、 $r = B$ とすれば、 P は次式で与えられる。

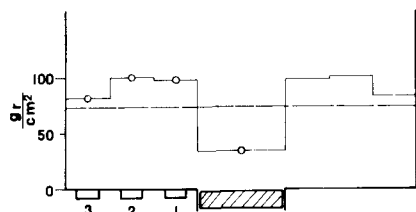


図-6 (4) $t = 20350 \text{ min.}$

土圧分布の経時変化

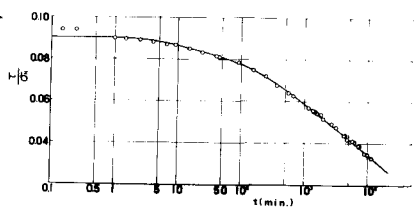


図-7 $\tau/\sigma_N \sim \log t$ 関係 ($\epsilon_t = 0.25\%$)

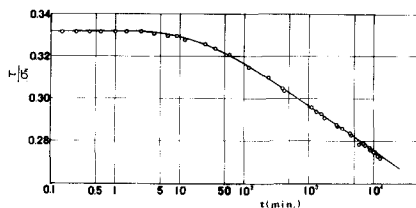


図-8 $\tau/\sigma_N \sim \log t$ 関係 ($\epsilon_t = 3.0\%$)

