

III-134 地震時主動土圧の算定

名古屋大学工学部土圧研究施設 正会員 ○ 市原 松平
名古屋大学大学院 松沢 宏
学生員 河邑 真

1. よえがき 物部・岡部式は静的のクーロン土圧に地震の影響として慣性力をとり入れたにすぎなく、地震力が裏込め土に唯一回作用するという仮定に基づいている。しかるに、地震力は裏込め土や壁面に交互に向きを変えて繰り返して作用するので、地震時の土圧は再配分をおこすと考えられる。筆者らは地震時におけるこの再配分に着目して、新しい地震時土圧式を求めたので、ここで発表する。この土圧論によれば、裏込め土の崩壊時に、壁体の下端から発生するスベリ面が水平面となす角度 ρ は、スベリ土楔の底部の圧力を最大にするものとなる。

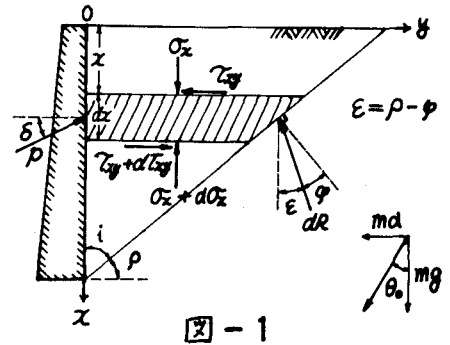


図-1

2. 土圧式と実験値との比較 図に斜線を付した微小部分の鉛直ならびに、水平方向の釣合より

$$\begin{aligned} &[-(H-x)d\sigma_x + \sigma_x dx] \tan i \cdot \sin \epsilon + [-(H-x)d\tau_y + \tau_y dx] \tan i \cdot \cos \epsilon \\ &+ \gamma(H-x)dx \tan i (\sin \epsilon + \cos \epsilon \cdot \tan \theta_0) = p dx (\sin \delta \cdot \sin \epsilon + \cos \delta \cdot \cos \epsilon) \quad \dots\dots\dots (1) \end{aligned}$$

ここで、 $p \sin \delta = \tau_{yx} = -\tau_{xy}$, $p \cos \delta = \sigma_y = K \sigma_x$ とおき、さらに、 $\tau_{xy} = \sigma_x \tan \delta_1 = -K \sigma_x \tan \delta$ (δ_1 は x 面での応力の傾角)という関係から、 $\tau_{xy} = -S \sigma_x$ とおくと、 $d\tau_y = -\sigma_x ds - S dx$, また

$$S = K \tan \delta = \pm \sqrt{(1+K)^2 \sin^2 \phi - (1-K)^2} / 2 \quad \dots\dots\dots (2) \quad \text{となり、}$$

以上の関係を釣合式(1)に代入して整理すると

$$\frac{d\sigma_x}{dx} + \left(\frac{\cot \epsilon}{S \cot \epsilon - 1} \frac{dS}{dx} - \frac{\lambda}{H} \right) \sigma_x + \gamma \frac{\cot \epsilon \cdot \tan \theta_0 + 1}{S \cot \epsilon - 1} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

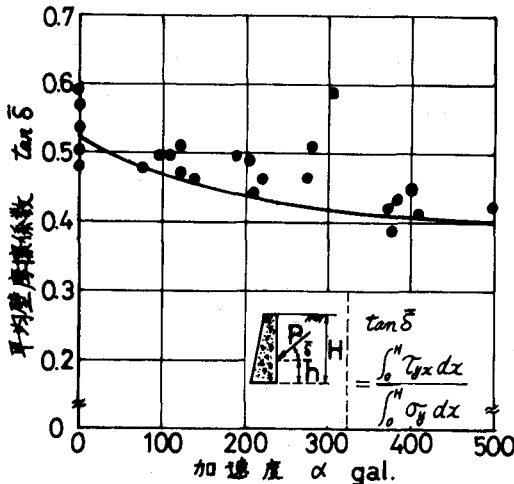


図-2

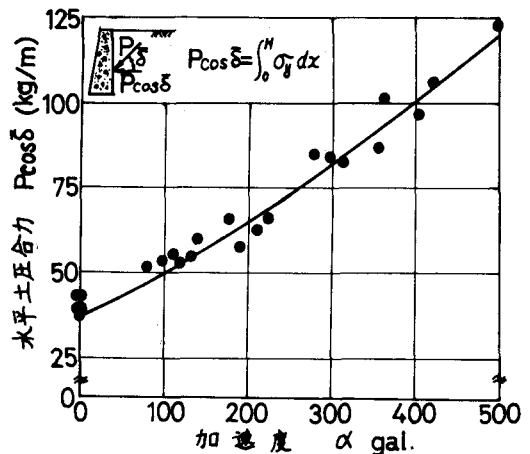


図-3

たゞし、

$$\frac{\lambda}{H} = \frac{1}{H-\lambda} \left[\frac{S(\cot \epsilon + \cot i) + K \cot i \cot \epsilon - 1}{S \cot \epsilon - 1} \right] \dots (4)$$

(λ は λ に無関係なる定数)

式(3)より

$$\sigma_x = -\frac{H}{\lambda} \gamma (\cot \epsilon \cdot \tan \theta_0 + 1) \frac{A}{KB+C} (1 - e^{\frac{\lambda x}{H}}) \dots (5)$$

式(4)より

$$S = \tan \epsilon \left[1 - \frac{KB+C}{A} \right] \dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに } A &= 1 - \frac{\lambda}{H}(H-\lambda) + \cot i \cdot \tan \epsilon \\ B &= \cot i \cdot \cot \epsilon, \quad C = \cot i \cdot \tan \epsilon \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

式(2)、(6)より S および K が計算され、式(5)より σ_x が求められるが、 σ_x 、 S 、 K はともに ϵ 、 λ 、 x の関数であり、 ϵ も λ も θ_0 ($\tan \theta_0 = \alpha/g$) で変化する量である。

以上のようにして計算される値を用いて、壁面の土圧は次式で与えられる。

$$\sigma_y = K \sigma_x, \quad \gamma_{yx} = S \sigma_x \dots (8)$$

λ の合理的な決定法は現在研究中であるが、実験では加速度が増大するにしたがって平均壁摩擦係数 $\tan \delta$ が減少するので、 $\bar{\delta} = \eta(\epsilon + \varphi)$ を与える η を用いる。 $(\eta = 0.42)$

図-2～図-4は、筆者らの研究室で振動砂槽を用いて行なった一連の土圧実験値(乾燥砂、裏込め高さ $H=0.55m$ 、 $\eta = 1.59g/cm^3$)を示す。図-2の実験値が示すように、 $\eta = 0.42$ が η の妥当な値である。土圧合力 $P \cos \bar{\delta}$ (kg/m)と実験値との比較が図-3に、その相対着力点については、図-4に示されている。実験値には側壁摩擦の影響が幾分入っているが、理論式は実験値をよく満足している。側壁摩擦は土圧合力と H/λ を幾分減少させ、 $\tan \delta$ を増加させる傾向にあることは理論式を基礎として計算される。

この ϵ と λ の値で、無次元量 σ_x' 、 σ_y' を同じく無次元量 z に対して図示したものが、図-5に示される。また、図-6は、これに対応する K と $\tan \delta$ の分布を示している。 K の曲線は次式に示す深さ z の位置で極小値をとり、またこの位置で S と $\tan \delta$ の値はゼロになる。

$$z = H \left[1 - (1 - K \cot i / \tan \epsilon) / \lambda \right] \dots (9)$$

ここに、 $K = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ である。

