

豪雨時の主働土圧の算定

CALCULATION OF ACTIVE EARTH PRESSURE DURING HEAVY RAINFALL

市原松平*・河 邑 眞**・伊藤文隆***

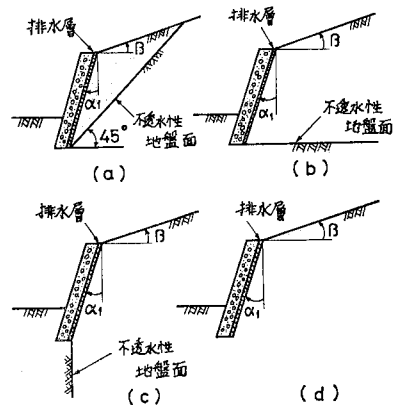
By Matsuhei ICHIHARA, Makoto KAWAMURA and Fumitaka ITO

1. ま え が き

豪雨時に擁壁が崩壊する事故はしばしば見られる。このような事故の要因の一つとして、裏込めてんば面から流入する浸透水の土圧増加に及ぼす影響が考えられる。裏込め土中の浸透流の問題では、定常状態の浸透流の基礎方程式は土の等方性を仮定すれば、水頭値もしくは速度ポテンシャルに関する調和微分方程式 (Laplace 方程式) として与えられる。したがって、豪雨時の土圧の算定においても裏込め土は飽和状態と仮定して裏込め土中のポテンシャルの決定が重要な問題となる。

Terzaghi (1943 年)¹⁾ は、裏込めてんば面から流入し擁壁背面の排水層に向かって流れる浸透流を考え、この浸透水によって生ずる間隙水圧をすべり面に付加し、すべり土塊のつり合いから豪雨時の主働土圧を決定する方法を示した。Gray (1958 年)²⁾ は Laplace 方程式の解をフーリエ級数によって求め、上述の Terzaghi の方法によって土圧を求めた。しかし、Gray の算定は擁壁背面が鉛直で、裏込めてんば面が水平であり、しかも不透水層が壁背面下端から水平に延びている場合のみ適用される。さらに、筆者ら³⁾ は、同じく擁壁背面が鉛直で裏込めてんば面が水平な場合について、不透水層が壁背面下端から水平面に対して 45° 傾斜して立ち上がっている場合、および不透水層が壁下端から鉛直下方に延びている場合についても、等角写像法を用いて解析的に裏込め土中のポテンシャルを決定し、豪雨時の主働土圧の算定を行った。

しかしながら、解析的に裏込め土中のポテンシャルが決定されるのは、壁の背面が鉛直で、裏込めてんば面が水平な擁壁で、しかも不透水層の位置が上述の 3 つの場



図一 不透水層の位置による擁壁の分類 (a) タイプ 1, (b) タイプ 2, (c) タイプ 3, (d) タイプ 4)

合に限られる。本論文では、筆者らは擁壁背面ならびに裏込めてんば面が傾斜した一般的な擁壁の条件に対しても、ポテンシャルの決定を可能にするために逐次過緩和法^{4),5)}を用いた。排水条件としては、図一に示すように不透水層の位置が異なる 4 つの場合を考える。タイプ 1 は不透水層が擁壁の背面下端を通して水平面に対して 45° の傾斜をなしている場合、タイプ 2 は擁壁背面下端から水平に不透水層が延びている場合である。また、タイプ 3 は不透水層が壁下端から鉛直下方に延びている場合、タイプ 4 は不透水層が存在せず、浸透水は擁壁背面の排水層に流出する以外に、壁の下方を通して壁の前面地盤内に流出する場合である。

筆者らは、すべり面を全域対数らせん線とし、緩和法を用いて決定されるポテンシャルからすべり面に作用する間隙水圧を求め、対数らせん線の極のまわりの回転モーメントのつり合いから主働土圧を算定する方法を開発した。

従来の対数らせん線法^{6),7)}は、対数らせん線の極を壁頂を通る直線上にとり、この直線より下方のすべり面を対数らせん線、上方のすべり面を直線としている。したがって、このようなすべり面は曲線と直線の複合されたものである

* 正会員 工博 中部工業大学教授 土木工学科

** 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部土圧研究施設

*** 正会員 名古屋道路エンジニアリング (株)

から複合すべり面とも称せられ、この方法は Ohde⁷⁾ によって開発されたものである。筆者らがすべり面を全域対数らせん線とした理由は次の点によるものである。(i) 地表面が傾斜し、裏込め土に粘着力が存在する場合には浸透水の有無にかかわらずすべり面は曲線になると考えられる。(ii) 複合すべり面における2つの直線すべり面で囲まれた領域では、土圧のつり合いがとれても浸透水による間隙水圧のつり合いがとれない。以下、上述の全域対数らせん線による方法を単に対数らせん線法と称する。

この方法を用い、壁高、盛土高、内部摩擦角等の種々の条件に対し、タイプ2、タイプ3、タイプ4、および浸透水がない場合について主動土圧を算定した。タイプ1については他のタイプの土圧係数との比較を示した。

対数らせん線法はすべり領域を mass として考え、この土塊に浸透水によって生ずる間隙水圧を付加させるという方法であり、土圧算定法としては古典的な方法に属する。近年、土圧算定法として、土の微小要素のつり合い条件と強度条件を満足させる、いわゆる塑性論による方法が Sokolovski (1960年)⁸⁾ らによって確立されている。また、浸透水の影響としては、流れの方向を考慮した浸透力が考えられる。この浸透力は堤体の安定解析などに用いられているものであり、流れの方向に沿って単位体積の土に作用する力として表わされる⁹⁾。

筆者らは、この浸透力を考慮して土のつり合い式を求め、強度条件を加味して、塑性論による土圧を Sokolovski 法で求めた。すなわち、豪雨時の主動土圧を Sokolovski 法で求めることを可能にした。この Sokolovski 法は土圧算定法としては合理的であるが、後述するような計算の制約条件があり、裏込めてんば面が傾斜している一般的な擁壁の場合に任意の c' 、 ϕ' に対して土圧が求められるとは限らない。しかしながら、この方法によって浸透水がある場合のすべり面の形状が明確となり、また上述の対数らせん線法で求めた浸透水がある場合の土圧はより厳密な土圧算定法 (Sokolovski 法) で求めたものと大差がないことがわかった。

2. 逐次過緩和法による裏込め土中のポテンシャルの決定

裏込め土中の速度ポテンシャルと間隙水圧の関係を述べ、次に逐次過緩和法の具体的な算定法について説明する。

(1) 裏込め土中の速度ポテンシャルと間隙水圧の関係

流速 v の x 方向、 y 方向の成分をそれぞれ v_x 、 v_y とすると、二次元浸透流の連続の式は次式で与えられる。

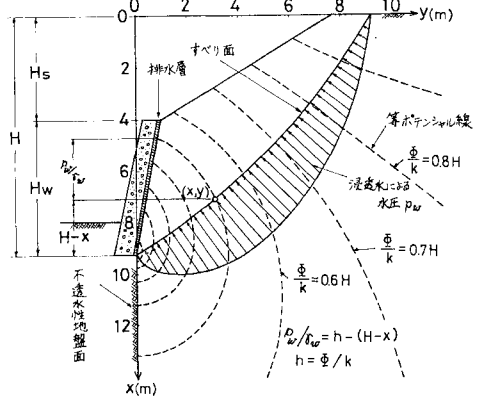


図-2 裏込め土中の速度ポテンシャル Φ と間隙水圧 p_w との関係

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

また、速度ポテンシャル Φ は透水係数 k と壁底からの水頭 h の積で表わされる。

$$\Phi = k \cdot h \dots\dots\dots (2)$$

土を等方性の材料とし、Darcy 則を適用すると、式(1)は次式に示す速度ポテンシャル Φ に関する Laplace の方程式として与えられる。

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

図-2 は、壁の背面、および裏込めてんば面が傾斜し、斜面が途中から水平になる擁壁を示す。図に示すように、 x 軸、 y 軸をとると、裏込め土中の1点 (x, y) における水頭 h は次式で表わされる。

$$H - x + \frac{p_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} = h = \text{const.} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $H - x$ は位置の水頭、 p_w/γ_w は圧力水頭である。

しかしながら、 $v^2/2g$ の値は他に比較して小さいので、等ポテンシャル線上の水頭 h は次式で表わされる。

$$h = \frac{p_w}{\gamma_w} + (H - x) \dots\dots\dots (5)$$

したがって、速度ポテンシャル Φ と間隙水圧 p_w との関係は、

$$\frac{p_w}{\gamma_w} = \frac{\Phi}{k} - (H - x) \dots\dots\dots (6)$$

となり、便宜上次式に示す Φ_0 を用いる。

$$\Phi_0 = H - \frac{\Phi}{k} \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{p_w}{\gamma_w} = x - \Phi_0 \dots\dots\dots (8)$$

以下の考察では、飽和した裏込め土中の浸透水による間隙水圧さえ決定できればよいので、速度ポテンシャルの求め方についてのみ述べる。

(2) 逐次過緩和法による裏込め土中のポテンシャルの算定

二次元浸透流問題では、式(3)の速度ポテンシャル ϕ についての Laplace 方程式が得られる。図-3 に示すように、両辺の長さが ph と qh で与えられる領域を考え、Laplace 方程式を 5 点差分式で表わすと、

$$\frac{1}{h^2}(\phi_{i+1,j} + \phi_{i-1,j} + \phi_{i,j+1} + \phi_{i,j-1} - 4\phi_{i,j}) = 0 \quad \dots\dots\dots(9)$$

上式の ϕ が厳密解でない場合には、次式で与えられる残差 $R_{i,j}$ を生ずる。

$$R_{i,j} = \phi_{i+1,j} + \phi_{i-1,j} + \phi_{i,j+1} + \phi_{i,j-1} - 4\phi_{i,j} \quad \dots\dots\dots(10)$$

緩和法では各格子点の ϕ に任意の値をわりつけて残差の大きいところから ϕ の値を変化させ、各格子点の残差が 0 になるように計算を進めることによって解を求める。

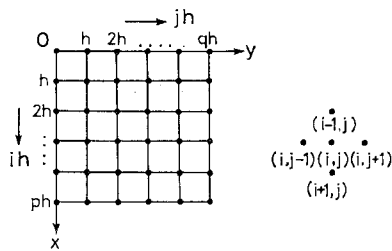


図-3 緩和法の説明

式(9)の解を系統的に計算機で求めるために逐次過緩和法を用いる。第 n 次近似値を $\phi_{i,j}^n$ 、第 $n+1$ 次近似値を $\phi_{i,j}^{n+1}$ とすると、逐次過緩和法では $\phi_{i,j}^{n+1}$ は次式で与えられる。

$$\phi_{i,j}^{n+1} = \phi_{i,j}^n + \alpha(\phi_{i-1,j}^{n+1} + \phi_{i+1,j}^{n+1} + \phi_{i,j-1}^{n+1} + \phi_{i,j+1}^{n+1} - 4\phi_{i,j}^n) \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 $\alpha = (2 - \sqrt{4 - l^2}) / l^2$ 、 $l = \cos(\pi/p) + \cos(\pi/q)$ であり、 p, q はそれぞれ x 方向、 y 方向の分割数である。

式(11)を用いて計算を繰り返し、残差 $R_{i,j}^{n+1}$ の最大値がある一定の値より小さくなった時点で計算を終了し、 $\phi_{i,j}$ の解とする。なお、上述の説明中の ϕ は ϕ_0 を意味する。

(3) 境界条件

図-4 は不透水層の位置が異なる 4 つの場合を示す。(a), (b), (c), (d) はそれぞれタイプ 1, 2, 3, 4 を示す。

- (i) 水平てんば面 $x=0$ では、間隙水圧 $p_w=0$ であるから $\phi_0=0$ である。
- (ii) 斜面では間隙水圧 $p_w=0$ である。壁背面の排水層では、豪雨時に排水されると仮定すれば $p_w=0$

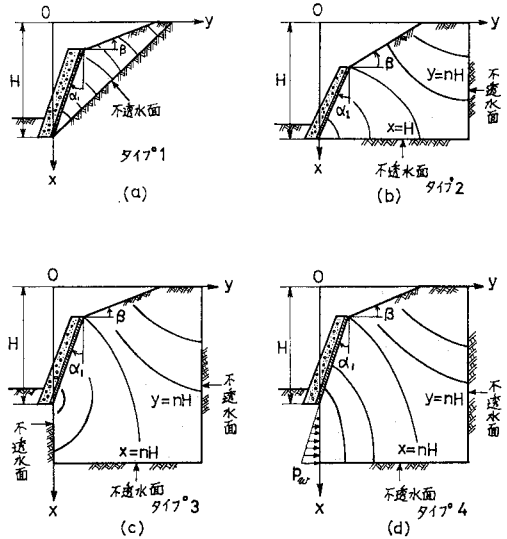


図-4 緩和法に用いる境界条件

であるから、ポテンシャル ϕ_0 の値は水平てんば面からの距離に等しく $\phi_0=x$ となる。

- (iii) 不透水境界面等でポテンシャル線は面に直交するので、(b), (c), (d) に示す $y=nH$ の面では $\partial\phi_0/\partial y=0$ である。同様にして、(b) における $x=H$ 、および (c), (d) に示す $x=nH$ の面では $\partial\phi_0/\partial x=0$ という条件が与えられる。

- (iv) (d) の壁底下端より下方の $y=0$ の境界面では、等ポテンシャル線は境界面と平行である。したがって、ポテンシャル ϕ_0 は既知であり、 $\phi_0=H$ で与えられる。

(4) 計算領域、および境界条件の与え方

斜面と擁壁のそれぞれの鉛直高さ H_w, H_s の和を H とすると、計算は 1 辺を $4H$ とする正方形領域の各辺を 20 分割して行う。次に一辺を $2H$ とする領域を各辺 20 分割して計算する。さらに同じ領域で分割数を 40, 80 と上げて計算の精度を高める。

不透水性地盤との境界では、境界面に等ポテンシャル線が直交しているので、図-5 (a) に示すように不透水性境界面 ($j=\text{const.}$) に対して、 $\phi_{i,j+1}=\phi_{i,j-1}$ という

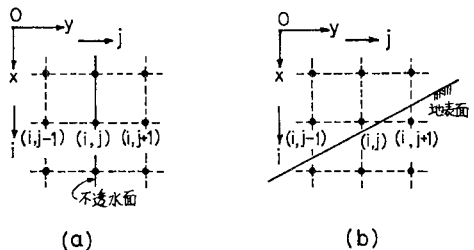


図-5 不透水面、および地表面の計算条件

関係を与えて $\phi_{i,j}$ を計算する。地表面付近の点のポテンシャルについては、その点が地中にあるかどうかを判別し、図-5 (b) に示すように点 (i, j) が地中の点でない場合には、間隙水圧をゼロとする値、すなわち $\phi_{i,j} = x$ を与える。ここに、 x は水平てんば面からの距離である。

3. すべり面を対数らせん線とした場合の豪雨時の土圧算定法

擁壁背後の斜面が内部摩擦角に近い角度で立ち上がっている場合でも、豪雨時に斜面が崩壊を起こさない理由は土に粘着力があるためである。前述したように、すべり面は全域対数らせん線とする。図-6 はすべり面が対数らせん線の場合のすべり土塊に作用する力を示す。ここで、反力 F は対数らせん線の中心を通る。極 O' のまわりの回転モーメントのつり合いから壁面に作用する土圧合力を算定し、極 O' の位置を変化させ土圧合力が最大となる極 O' の位置を求める。この位置の土圧合力が豪雨時の主働土圧となる。

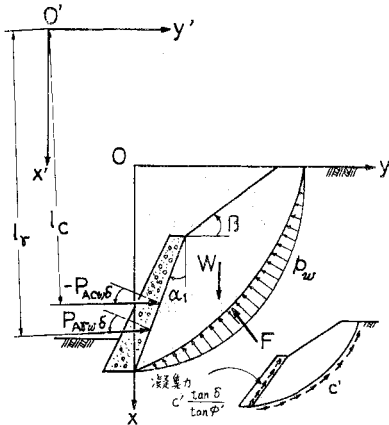


図-6 すべり土塊に作用する力

(1) 土圧算定法

壁面に作用する土圧合力は、土塊の自重と間隙水圧による土圧合力 P_{Arw} と粘着力による土圧合力 P_{Acw} に分けられると考える。対数らせん線の極 O' のまわりの回転モーメントのつり合いを考えると、 P_{Arw} 、 P_{Acw} は次式より求められる。

$$\left. \begin{aligned} P_{Arw} &= (M_T + M_{pw}) / l_T \\ P_{Acw} &= M_c / l_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

- M_T : すべり土塊の自重による回転モーメント
- M_{pw} : すべり面に作用する間隙水圧による回転モーメント

M_c : 後述する粘着力・付着力(凝集力)による回転モーメント

l_T : 極 O' から P_{Arw} の作用線までの距離

l_c : 極 O' から P_{Acw} の作用線までの距離

また、土圧係数 K_{Arw} 、 K_{Acw} と P_{Arw} 、 P_{Acw} の関係は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} P_{Arw} &= \frac{1}{2} \gamma_{sat} H^2 W \frac{K_{Arw}}{\cos \alpha_1 \cos \delta} \\ P_{Acw} &= c' H W \frac{K_{Acw}}{\cos \alpha_1 \cos \delta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 α_1 は鉛直面から測った壁背面までの角度であり、反時計まわりに測った場合が正である。また、 δ は壁摩擦角である。

(2) 回転モーメントの算定法

壁高 H_W 、盛土高 H_S 、壁背面の傾角 α_1 、地表面傾角 β をもつ擁壁について、図-7 のように xy 座標をとると、各点の座標は次のように与えられる。

点 O' (x_0, y_0)、点 A ($H_S, -H_W \tan \alpha_1$)、点 B ($H, 0$)、点 E ($0, y_A + H_S \cot \beta$)

ここに、 y_A はA点の y 座標である。

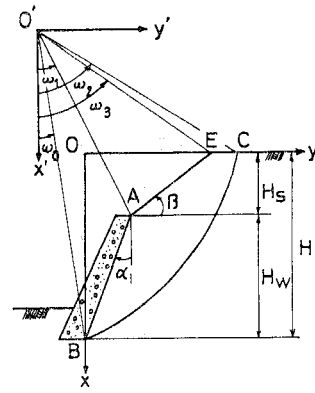


図-7 すべり面の位置を決定する $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ の説明

a) 自重による回転モーメント M_T の算定

扇形 OBC を土塊とみなしたときの自重による O' 点のまわりの回転モーメントを M_4 、 $\triangle O'AB$ 、 $\triangle O'AE$ 、 $\triangle O'EC$ を全部土とみなしたときの自重による O' 点のまわりの回転モーメントをそれぞれ M_1, M_2, M_3 とすると、極 O' のまわりのすべり土塊の自重による回転モーメント M_T は次式で与えられる。

$$M_T = M_4 - (M_1 + M_2 + M_3) \dots\dots\dots (14)$$

$\triangle O'AB$ 、 $\triangle O'AE$ 、 $\triangle O'EC$ の面積を、それぞれ $SO'AB$ 、 $SO'AE$ 、 $SO'EC$ 、また各三角形の重心の座標を、それぞれ (x'_1, y'_1) 、 (x'_2, y'_2) 、 (x'_3, y'_3) とすると、

$$SO'AB = \frac{1}{2} \overline{O'A} \cdot \overline{O'B} \sin(\omega_1 - \omega_0) \dots\dots\dots$$

$$\left. \begin{aligned} S_{O'AE} &= \frac{1}{2} \overline{O'A} \cdot \overline{O'E} \sin(\omega_3 - \omega_1) \\ S_{O'EC} &= \frac{1}{2} \overline{O'E} \cdot \overline{O'C} \sin(\omega_2 - \omega_3) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

$$\left. \begin{aligned} x_1' &= (\overline{O'A} \cos \omega_1 + \overline{O'B} \cos \omega_0) / 3 \\ y_1' &= (\overline{O'A} \sin \omega_1 + \overline{O'B} \sin \omega_0) / 3 \\ x_2' &= (\overline{O'A} \cos \omega_1 + \overline{O'E} \cos \omega_3) / 3 \\ y_2' &= (\overline{O'A} \sin \omega_1 + \overline{O'E} \sin \omega_3) / 3 \\ x_3' &= (\overline{O'E} \cos \omega_3 + \overline{O'C} \cos \omega_2) / 3 \\ y_3' &= (\overline{O'E} \sin \omega_3 + \overline{O'C} \sin \omega_2) / 3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \overline{O'A} &= \sqrt{(H_S - x_0)^2 + (H_W \tan \alpha_1 + y_0)^2} \\ \overline{O'B} &= \sqrt{(H - x_0)^2 + y_0^2} \\ \overline{O'E} &= \sqrt{x_0'^2 + (y_A + H_S \cot \beta - y_0)^2} \end{aligned}$$

また、 $\overline{O'C}$ は次のようにして求められる。

$\omega_2 \leq \omega_3$ のとき、C 点は斜面上に位置する。 $\triangle O'AC$ より、

$$\overline{O'C} = \overline{O'A} \cos(\beta - \omega_1) / \cos(\beta - \omega_2) \dots\dots\dots (17)$$

$\omega_2 > \omega_3$ のとき、C 点は水平な裏込め面ば面上に位置する。

$$\overline{O'C} = -x_0 / \cos \omega_2 \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 x_0 は対数ら線の極の x 座標を表わす。また、対数ら線は、 $r = r_0 e^{-\omega \tan \phi'}$ で与えられるから、 $\overline{O'C} = r_0 e^{-\omega_2 \tan \phi'}$ とかくことができ、この式と式 (17)、もしくは式 (18) から、 (x_0, y_0) の与えられた値に対して、 ω_2 と線分 $\overline{O'C}$ の長さを決定する。

また、 $\omega_0, \omega_1, \omega_3$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \omega_0 &= \sin^{-1} \{ (y_B - y_0) / \overline{O'B} \} \\ \omega_1 &= \sin^{-1} \{ (y_A - y_0) / \overline{O'A} \} \\ \omega_3 &= \sin^{-1} \{ (y_E - y_0) / \overline{O'E} \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

土の単位体積重量を γ とすると、式 (15)、(16) を用いて、

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \gamma \cdot S_{O'AB} \cdot y_1' \\ M_2 &= \gamma \cdot S_{O'AE} \cdot y_2' \\ M_3 &= \gamma \cdot S_{O'EC} \cdot y_3' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

また、 $r = r_0 e^{-\omega \tan \phi'}$ で与えられる対数ら線を考えて、

$$\begin{aligned} M_4 &= \int_{\omega_0}^{\omega_2} \frac{2}{3} \gamma \cdot \sin \omega \cdot \frac{1}{2} r^3 d\omega \\ &= -\frac{\gamma}{3} r_0^3 \frac{1}{1 + 9 f^2} [e^{-3\omega f} (3 f \sin \omega + \cos \omega)]_{\omega_0}^{\omega_2} \end{aligned} \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 $f = \tan \phi'$ 。

以上のようにして、式 (14) の M_r を中心位置 (x_0, y_0) について求めることができる。

b) 間隙水圧による回転モーメント M_{pw} の算定

すべり面上の微小長さ dS に作用する間隙水圧 p_w によるモーメントを dM_{pw} とすると、

$$\begin{aligned} dM_{pw} &= r \cdot \sin \phi' \cdot p_w \cdot r d\omega \\ M_{pw} &= \int_{\omega_0}^{\omega_2} dM_{pw} = \int_{\omega_0}^{\omega_2} r^2 \sin \phi' \cdot p_w d\omega \dots\dots\dots (22) \end{aligned}$$

間隙水圧 p_w はすべり面に沿って変化するので、式 (22) の M_{pw} は数値積分によって求める。

c) 粘着力による回転モーメント M_c の算定

すべり面に作用する粘着力による抵抗モーメント M_{c1} 、壁面に作用する付着力（凝集力）によるモーメントを M_{c2} とすると、極 O' のまわりの粘着力によるモーメント M_c は次式で与えられる。

$$M_c = M_{c1} + M_{c2} \dots\dots\dots (23)$$

すべり面上の微小長さ dS に作用する粘着力によるモーメントを dM_c とすると、 $dM_c = rc' dS \cos \phi'$ であるから、 $dM_c = c' r^2 d\theta$ 、したがって、

$$M_{c1} = \int_{\omega_0}^{\omega_2} c' r^2 d\theta = -\frac{c'}{2 \tan \phi'} (r_2^2 - r_1^2) \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 $r_2 = \overline{O'C}$ 、 $r_1 = \overline{O'B}$

壁面 \overline{AB} と $\overline{O'B}$ の交角を ρ 、極 O' と付着力の作用線との距離を l_{ca} とすると、 $l_{ca} = \overline{O'B} \sin \rho$ であり、

$$M_{c2} = l_{ca} \cdot \overline{AB} \cdot c' \cdot \tan \delta / \tan \phi' \dots\dots\dots (25)$$

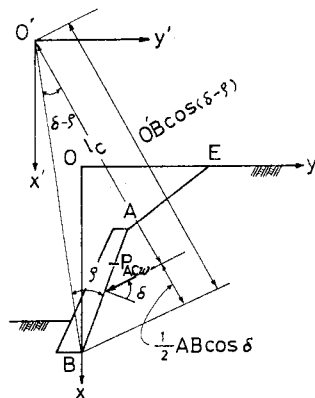
以上のようにして、 M_r, M_{pw}, M_c のすべてが中心位置 (x_0, y_0) について求められたことになる。

d) l_c, l_r の算定

図—8 には l_c のみが示されているが、 l_c, l_r は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} l_c &= \overline{O'B} \cos(\delta - \rho) - (\overline{AB} \cos \delta) / 2 \\ l_r &= \overline{O'B} \cos(\delta - \rho) - (\overline{AB} \cos \delta) / 3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (26)$$

以上のようにして、与えられた極 O' (x_0, y_0) の位置に対して P_{A1w}, P_{Acw} が式 (12) から求められる。極 O' の位置を変化させて $P_{A1w} - P_{Acw}$ が最大となる中心位置を求める。このときの土圧合力 $P_{A1w} - P_{Acw}$ が豪雨時の主動土圧合力となる。この土圧は壁面に δ だけ傾斜して作用する。



図—8 極 O' から P_{Acw} の作用線までの距離 l_c の説明

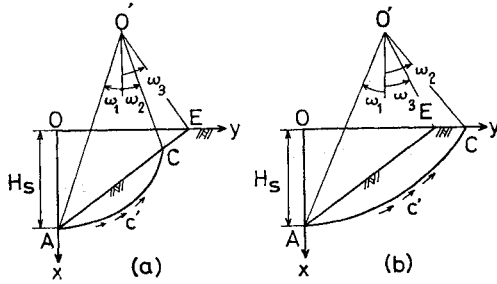


図-9 斜面安定の計算に用いるすべり面の位置

(3) 擁壁てんば面上の盛土の斜面安定

図-9 に示す盛土斜面上 AE 区間が降雨時に崩壊しないための粘着力 c' を求める。図-9 (a), (b) に示すように座標をとる。ここに、A 点は擁壁てんば面上の盛土の斜面先に相当する。O' を極として A 点を通る対数らせん線と与えられるすべり面が、(a) に示すように斜面内の C 点にでる場合と、(b) に示すように水平なてんば面にでる場合の 2 つの場合が考えられる。これは前述した土圧のすべり面における場合と同じである。

斜面安定に関する安全率 F_s は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{M_c}{M_T + M_{pw}} \dots\dots\dots (27)$$

ここに、

M_T : 土塊の自重による O' 点のまわりの回転モーメント

M_c : すべり面に作用する粘着力 c' による O' 点のまわりの抵抗モーメント

M_{pw} : すべり面に作用する間隙水圧 p_w による O' 点のまわりの回転モーメント

M_T は次式で与えられる。

$$M_T = M_{O'AC} - M_{O'AE} + M_{O'EC} \dots\dots\dots (28)$$

ここに、

$M_{O'AC}$: 扇形 O'AC を全部土と考えた場合の O' 点のまわりの回転モーメント

$M_{O'AE}$: $\triangle O'AE$ の土の重量による O' 点のまわりの回転モーメント

$M_{O'EC}$: $\triangle O'EC$ の土の重量による O' 点のまわりの回転モーメント

式 (28) の右辺第 3 項の符号は $\omega_2 \geq \omega_3$ の場合、ならびに $\omega_2 < \omega_3$ の場合にそのまま適用される。 M_c, M_{pw} の算定は前項の土圧算定を参考にして行うことができる。すべり面は全域対数らせん線としているので、前項の土圧と同じようにすべり面に沿う土の内部摩擦による反力は極 O' に向かって作用し、したがって抵抗モーメントとしては M_c のみが考えられる。

図-10 は代表的な例として、 $\alpha_1 = -10^\circ, H_W = 4.0 \text{ m}, \beta = 30^\circ, H_S = 4.0 \text{ m}$ のタイプ 2 の擁壁における斜面安定

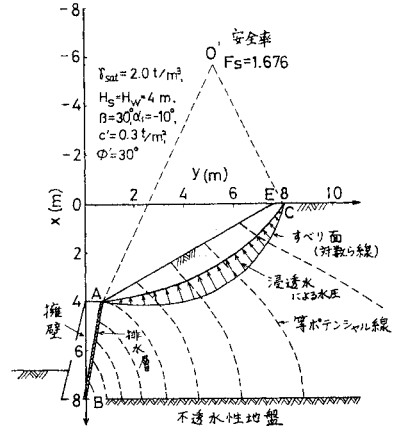


図-10 斜面安定計算の一例

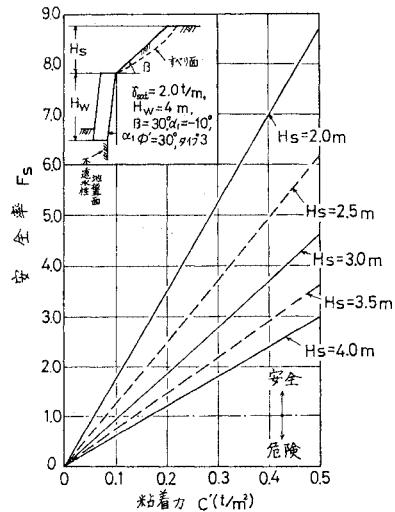


図-11 斜面安定計算における粘着力 c' と安全率 F_s との関係

を示したもので、 $r_{sat} = 2.0 \text{ t/m}^3, c' = 0.3 \text{ t/m}^2, \phi' = 30^\circ$ におけるすべり面とすべり面に作用する間隙水圧の分布を示している。この場合 $F_s = 1.676$ である。間隙水圧分布を求めるためのポテンシャル値を緩和法で求め、図には等ポテンシャル線として示している。

同じく $\beta = 30^\circ$ で斜面の鉛直高さ H_S を大にするにしたがって安全率がどのように変化するかを、 $H_W = 4.0 \text{ m}, \phi' = 30^\circ, r_{sat} = 2.0 \text{ t/m}^3$, タイプ 3 の擁壁で調べたものが図-11 である。これによると、 H_S が大になるほど、また c' が小になるほど安全率は低下する。また $c' = 0.1 \text{ t/m}^2$ では、 $H_S = 3.0 \text{ m}$ の斜面で $F_s < 1$ となり崩壊することになる。以下の考察では、盛土が斜面崩壊を起こさない最小の粘着力を盛土と裏込め土に与えねばならない。この c' の値を図-11 から $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ とした。 $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ という値はせん断試験でも判別しが

たい小さな粘着力である。また、以下の考察では、盛土と裏込め土は同一の土であるとし、これらを一括して、単に裏込め土と称する。

4. Sokolovski 法による 豪雨時の主働土圧の算定

土が静水中にある場合には、土粒子に重力と浮力が作用するだけであるが、土塊中を水が流れるときには流線の接線方向に沿って浸透力も作用する。浸透力 D は単位体積の土に作用する力であり、土の単位体積重量と同じ元を有する。水の単位体積重量 r_w と動水傾度 i を用いて次式で与えられる⁹⁾。

$$D = r_w \cdot i \dots\dots\dots (29)$$

図-12 (a) に示すように、鉛直下方に対して θ_D なる角度をなす浸透力 D が単位体積の土に作用する場合を考えると、自重と浮力による力 r' と浸透力 D との合ベクトルの大きさ R 、および R が鉛直下方から測って時計まわりになす角度 θ_R は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \theta_R &= \tan^{-1} \{ D \cdot \sin \theta_D / (r' + D \cos \theta_D) \} \dots\dots (30) \\ R &= D \cdot \sin \theta_D / \sin \theta_R \end{aligned} \right\}$$

なお、上式の D 、 θ_D の求め方については後述する。

ここで、図-12 (b) に示すように、 xy 座標、 uv 座標、および nt 座標をとり、土の微小要素に作用する力のつり合いを考えると次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_u}{\partial u} + \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial v} &= R \cos \beta_0 \\ \frac{\partial \tau_{uv}}{\partial u} + \frac{\partial \sigma_v}{\partial v} &= -R \sin \beta_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $\beta_0 = \beta + \theta_R$ であり、式 (31) の R と β_0 は浸透

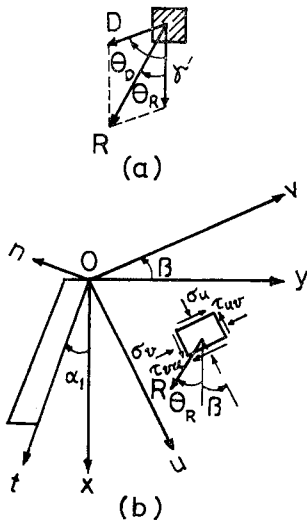


図-12 浸透力を考慮した裏込め土中の土の微小要素に作用する力のつり合い

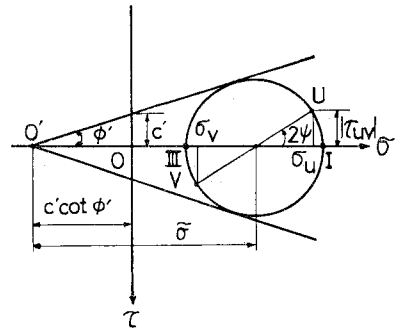


図-13 極限応力状態における Mohr の円

力 D の大きさおよび方向によって裏込め土中の各場所で異なる値である。

極限応力状態における応力は、図-13 の Mohr の円から次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= \bar{\sigma} (1 + \sin \phi' \cos 2\psi) - c' \cot \phi' \\ \sigma_v &= \bar{\sigma} (1 - \sin \phi' \cos 2\psi) - c' \cot \phi' \\ \tau_{uv} &= -\bar{\sigma} \sin \phi' \sin 2\psi \end{aligned} \right\} \dots\dots (32)$$

ここに、 $\bar{\sigma}$ は Coulomb の破壊包絡線から測った Mohr の円の中心までの距離であり、 ψ は最大主応力面から測った u 面までの角度である。 ψ は最大主応力面から反時計まわりにとるときが正である。

また、 $+m$ すべり面、 $-m$ すべり面⁶⁾では次の関係が成立する。

$$dv/du = -\tan(\psi \pm \mu) \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 $\mu = \pi/4 - \phi'/2$ であり、式 (33) の複号の上号は $+m$ すべり面に、下号は $-m$ すべり面に対応している。

式 (32) を式 (31) に代入し、さらに一個条件式を使用すると特性線に関する次式が得られる。

$$d\bar{\sigma} \pm 2\bar{\sigma} \tan \phi' d\psi = \frac{R}{\cos \phi'} [\cos(\beta_0 \mp \phi') du - \sin(\beta_0 \mp \phi') dv] \dots\dots (34)$$

複号の上号は $+m$ すべり面に、下号は $-m$ すべり面に適用される。

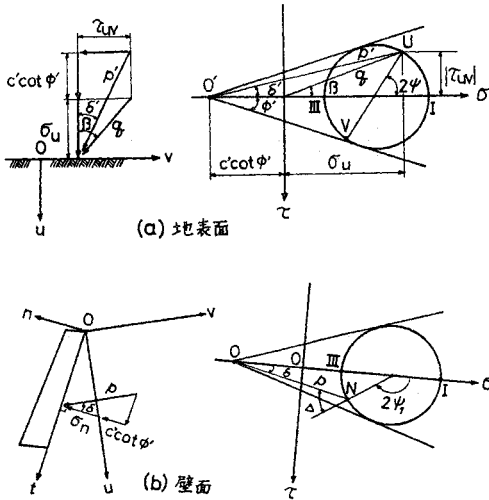
地震時土圧の場合には、 θ_R のかわりに θ_0 、すなわち $\theta_0 = \tan^{-1}(\alpha/g)$ (ここに、 α は水平加速度、 g は重力の加速度) を使用して $\beta_0 = \beta + \theta_0$ とし、また R のかわりに、 $r_0 = r/\cos \theta_0$ を使用すればよい。

裏込め土中の各点における D と θ_R がわかれば、式 (33)、(34) を差分化して求めた漸化式を用いて、地表面から Cauchy 問題、Goursat 問題、Mixed Boundary 問題を解くことによって壁面に作用する土圧が求められる。

地表面、および壁面における境界条件は次のように与えられる。

(1) 地表面の境界条件

地表面の応力は、等分布載荷重 q を考えると次式で与



図—14 Sokolovski 計算における境界条件

えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= q \cos \beta \\ \tau_{nu} &= -q \sin \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (35)$$

図—14 (a) に示される換算荷重 p' 、換算荷重の地表面に対する傾角を δ' とすると、

$$\begin{aligned} p' \cos \delta' &= q \cos \beta + c' \cot \phi' \\ p' \sin \delta' &= q \sin \beta \end{aligned}$$

また、Mohr の円から

$$\begin{aligned} p' \cos \delta' &= \bar{\sigma} (1 + \sin \phi' \cos 2\psi) \\ p' \sin \delta' &= \bar{\sigma} \sin \phi' \sin 2\psi \end{aligned}$$

以上の関係から、地表面の $\bar{\sigma}$ と ψ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= p' \frac{\cos \delta' - \sqrt{\cos^2 \delta' - \cos^2 \phi'}}{\cos^2 \phi'} \\ 2\psi &= \delta' + \delta' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (36)$$

ここに、

$$\sin \delta' = \sin \delta' / \sin \phi'$$

(2) 壁面の境界条件

図—14 (b) に示すように、壁面に作用する換算応力 p 、その壁摩擦角を δ とすると、

$$\begin{aligned} p \cos \delta &= \sigma_n + c' \cot \phi' = \bar{\sigma} (1 + \sin \phi' \cos 2\psi_1) \\ p \sin \delta &= \tau_{nt} = -\bar{\sigma} \sin \phi' \sin 2\psi_1 \end{aligned}$$

ここに、 σ_n 、 τ_{nt} は n 面（壁面）における応力であり、 ψ_1 は最大主応力面から n 面までの角度である。

上式より、

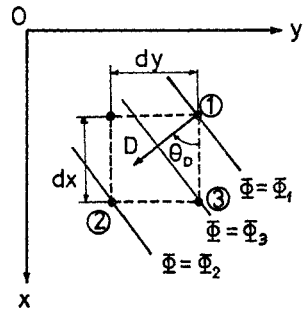
$$2\psi_1 = \delta - \delta - \pi \dots\dots\dots (37)$$

ここに、

$$\sin \delta = \sin \delta / \sin \phi'$$

ψ_1 を u 面に関連づけて ϕ で表わすと、

$$\begin{aligned} \phi &= \psi_1 + \beta - \alpha_1 + \pi/2 \\ &= (\delta - \delta)/2 + (\beta - \alpha_1) \dots\dots\dots (38) \end{aligned}$$



図—15 裏込め土中のポテンシャル Φ と浸透力 D との関係

(3) D 、 θ_D の求め方

図—15 に示すように、節点 ①、②、③ での速度ポテンシャルがそれぞれ ϕ_1 、 ϕ_2 、 ϕ_3 で与えられているとき、微小距離はなれた節点間での流線を直線と仮定すると、流線の接線方向に対して次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \phi_3 &= \phi_1 - dx \cos \theta_D \cdot i \\ \phi_2 &= \phi_3 - dy \sin \theta_D \cdot i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

上式より、 θ_D 、 i を求めると、

$$\left. \begin{aligned} \theta_D &= \tan^{-1} \left\{ \frac{\phi_3 - \phi_2}{\phi_1 - \phi_3} \frac{dx}{dy} \right\} \\ i &= \frac{\phi_3 - \phi_2}{dy \cdot \sin \theta_D} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (40)$$

式 (40) の動水傾度 i を用いて、 $D = r_w \cdot i$ から浸透力 D が求められる。このようにして、各節点での D と θ_D を求めておく。すべり面の算定中における任意の座標における D と θ_D はその座標を含む格子の節点における値から内挿して求める。

5. 結果と考察

(1) 解析と緩和法による等ポテンシャル線の比較

前述したように、裏込め土の各点の速度ポテンシャル ϕ_0 が決定されるのは、タイプ1、タイプ2、タイプ3の擁壁であり、しかも $\alpha_1 = \beta = 0$ の場合である。この ϕ_0 を緩和法で求めて、解析で求めた ϕ_0 と比較する。緩和法の計算における節点数は非常に多いので、明瞭な比較をするために等ポテンシャル線を用いる。図—16 にその比較を示す。

両者による等ポテンシャル線は壁の背面ではよく一致するが、不透水性地盤面または緩和法で用いた不透水境界面に接近するほど離れてくる。このように離れた位置に土圧を決定するすべり面があると、緩和法による近似解は土圧算定結果に大きな誤差を与えることになる。この誤差を調べるために、 $c' = 0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi' = 30^\circ$ 、 $\delta = 2/3\phi'$ を

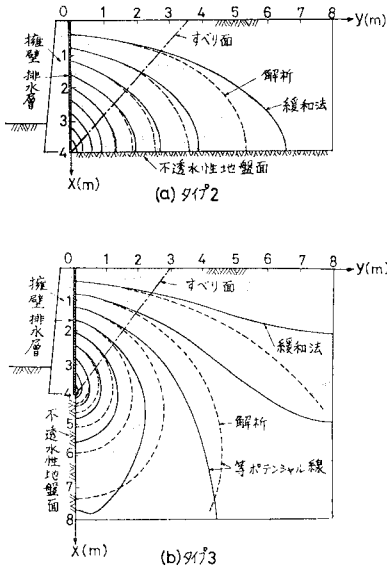


図-16 解析と緩和法による等ポテンシャル線の比較

用いて求めたすべり面を図-16 に示す。図-16 (a) の場合は土圧合力に 1% の誤差を、図-16 (b) では、約 2% の誤差を与え、いずれの場合も解析で求めた土圧合力の方が大きい。しかしながら、この程度の誤差であれば、緩和法による解は $\alpha_1 \neq 0, \beta \neq 0$ の擁壁に対しても十分に適用されると考えられる。

(2) 対数ら線法による土圧の算定結果

a) $\alpha_1 = -10^\circ, \beta = 30^\circ, c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ の場合の土圧算定結果

内部摩擦角 $\phi' = 35^\circ$, 粘着力 $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ を有する土に対して $\delta = 2/3 \phi', \tau_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^3$ とし、代表的な擁壁の一例として $\alpha_1 = -10^\circ, \beta = 30^\circ, H_W = 5.3 \text{ m}, H_S = 4.0 \text{ m}$ をとり計算した結果を以下に示す。タイプ 2 の場合の等ポテンシャル線、すべり面、およびすべり面に作用する間隙水圧の分布を描くと 図-17 のようになる。同様にタイプ 1, タイプ 3, タイプ 4 の場合について、

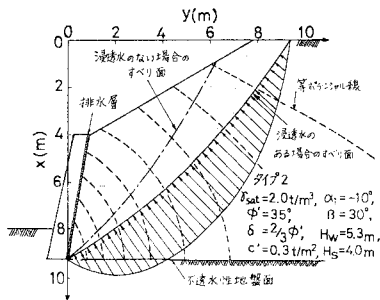


図-17 タイプ 2 における裏込め土中の等ポテンシャル線、すべり面、およびすべり面に作用する間隙水圧の分布

それぞれ 図-18, 19, 20 に示す。図中の一点鎖線は、 $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3, c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ として浸透水がない場合のすべり面を表わす。これらの図から、タイプ 1, タイプ 4 に比べてタイプ 2, タイプ 3 の場合にはすべり面に作用する間隙水圧が大きく、土圧を大きくしていると考えられる。壁面に作用する垂直土圧合力 P_n , 壁面に作用す

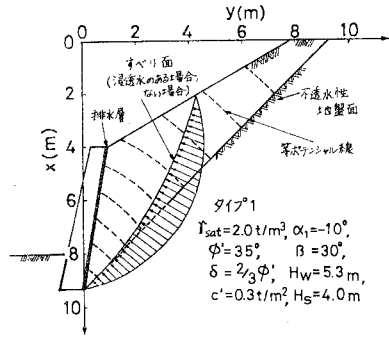


図-18 タイプ 1 における裏込め土中の等ポテンシャル線、すべり面、およびすべり面に作用する間隙水圧分布

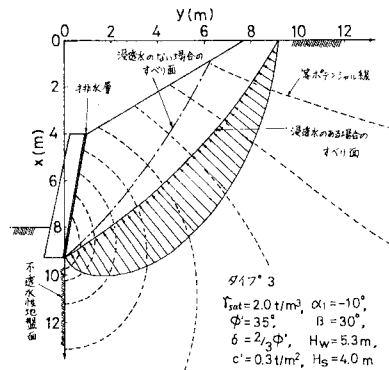


図-19 タイプ 3 における裏込め土中の等ポテンシャル線、すべり面、およびすべり面に作用する間隙水圧分布

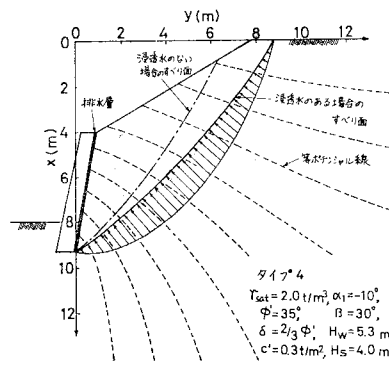


図-20 タイプ 4 における裏込め土中の等ポテンシャル線、すべり面、およびすべり面に作用する間隙水圧分布

るせん断力 T は次式で与えられる。

$$P_n = (P_{A7w} - P_{Acw}) \cdot \cos \delta$$

$$T = (P_{A7w} - P_{Acw}) \cdot \sin \delta + c' \cot \phi' \cdot \tan \delta \cdot H_1$$

ここに、 $H_1 = H_W / \cos \alpha_1$ 、 H_1 は壁の背面に沿う長さである。また $c' \cot \phi' \cdot \tan \delta$ は壁面に作用する凝集力に相当する。 $T > 0$ のとき、せん断力は壁面に沿って下方に向かって作用する。この P_{A7w} と P_{Acw} は式 (13) のように土圧係数 K_{A7w} 、 K_{Acw} で表示され、 γ は γ_{sat} を用いる。浸透水がない場合は γ_{sat} を γ 、 K_{A7w} を K_{A7} 、 K_{Acw} を K_{Ac} とおくことによって求められる。

ここで特筆すべきことは、壁高 H_W と、盛土高さ H_S

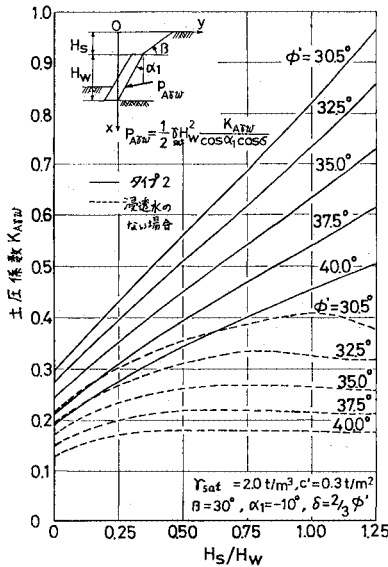


図-21 (a) タイプ2における土圧係数 K_{A7w} 、および浸透水のない場合の土圧係数 K_{A7} と H_S/H_W との関係

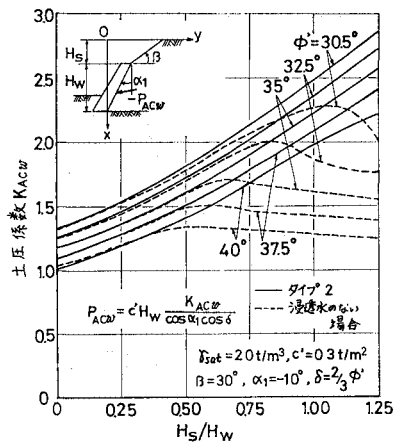


図-21 (b) タイプ2における土圧係数 K_{Acw} 、および浸透水のない場合の土圧係数 K_{Ac} と H_S/H_W との関係

との比を H_S/H_W とすると、タイプ2の場合 図-21 (a) に示すように土圧係数 K_{A7w} は H_S/H_W で整理されるということである。図は内部摩擦角 ϕ' をパラメーターとして示している。この計算は $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ 、 $\gamma_{sat} = 2.0 \text{ t/m}^3$ として行い、浸透水がない場合を点線で示している。同様に、図-21 (b) に K_{Acw} と H_S/H_W との関係を、また図-21 (c)、(d) には対数ら線の中心を与える角度 ω_0 、 ω_1 の値を示している。図-21 と同じように、図-22 にはタイプ3とタイプ4の場合の値をそれぞれ実線と点線で示している。

これらの図から、タイプ2、タイプ3、タイプ4の場合、および浸透水のない場合のいずれの場合にも、 H_S/H_W の値が大きくなると K_{A7w} 、 K_{Acw} はともに増大し、 ω_0 、 ω_1 はともに減少する。このことは盛土高の増大に伴

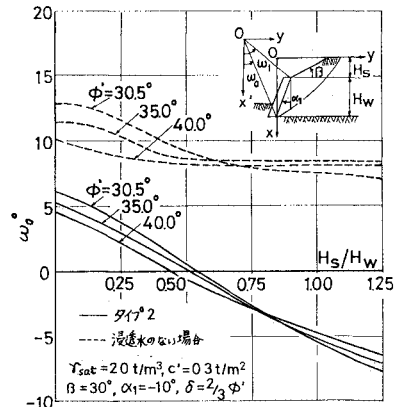


図-21 (c) タイプ2、および浸透水のない場合の ω_0 と H_S/H_W との関係

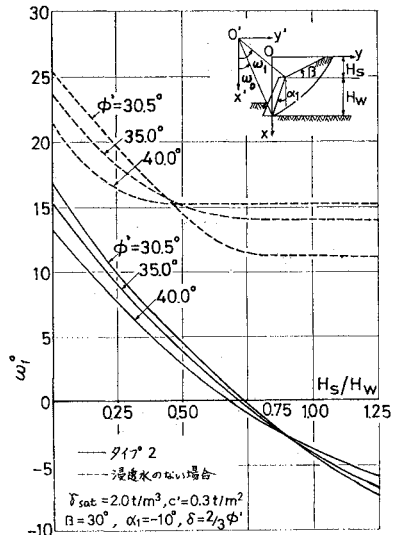


図-21 (d) タイプ2、および浸透水のない場合の ω_1 と H_S/H_W との関係

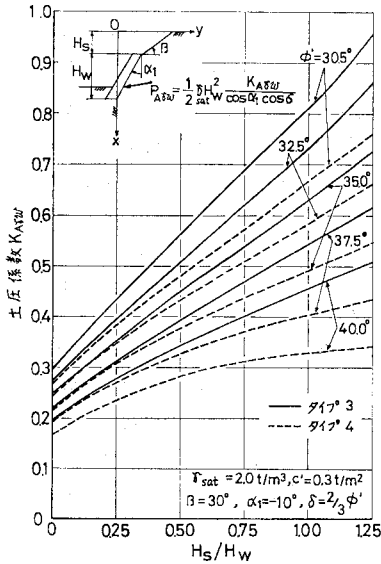


図-22 (a) タイプ 3, およびタイプ 4 における土圧係数 K_{A7w} と H_s/H_w との関係

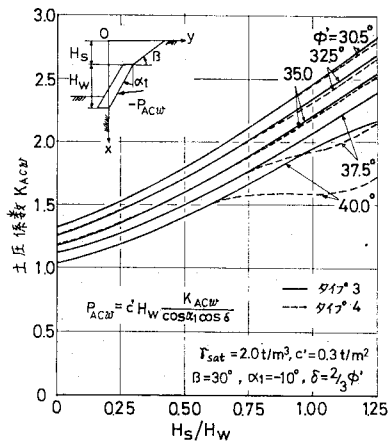


図-22 (b) タイプ 3, およびタイプ 4 における土圧係数 K_{Acw} と H_s/H_w との関係

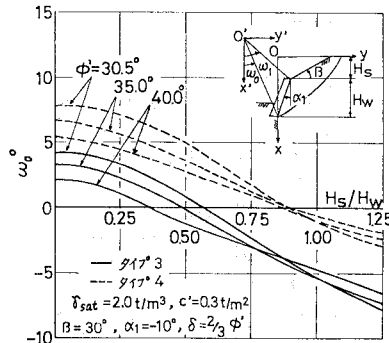


図-22 (c) タイプ 3, およびタイプ 4 における ω_0 と H_s/H_w との関係

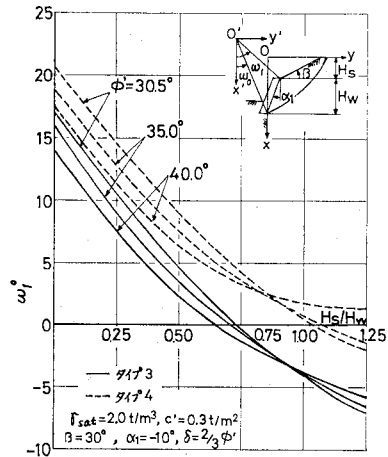


図-22 (d) タイプ 3, およびタイプ 4 における ω_1 と H_s/H_w との関係

表-1 浸透水の有無による土圧係数の比較 ($\alpha_1 = -10^\circ$, $\beta = 30^\circ$, $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$, $\gamma_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^3$, $\delta = 2/3 \phi'$, 土圧係数のあとに付けたかっこ内の数字はタイプの種類を示す)

ϕ'	H_s/H_w	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25
35.0	K_{A7}	0.1705	0.2314	0.2619	0.2585	0.2629	0.2580
	$K_{A7(1)}$	0.1705	0.2295	0.2370	0.2370	0.2370	0.2425
	$K_{A7w(1)}/K_{A7(1)}$	1.39	1.41	1.45	1.46	1.47	1.50
	$K_{A7w(2)}/K_{A7(1)}$	1.43	1.51	1.71	2.09	2.40	2.82
	$K_{A7w(3)}/K_{A7(1)}$	1.44	1.52	1.71	2.09	2.40	2.82
	$K_{A7w(4)}/K_{A7(1)}$	1.27	1.32	1.44	1.69	1.88	2.13
	K_{Ac}	1.1827	1.3529	1.5822	1.5655	1.6177	1.5607
	$K_{Ac(1)}$	1.1787	1.3500	1.4196	1.4196	1.4196	1.4472
	$K_{Acw(1)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$K_{Acw(2)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.01	1.02	1.21	1.37	1.64
30.5	K_{A7}	0.2169	0.2998	0.3522	0.3847	0.4081	0.3775
	$K_{A7(1)}$	0.2170	0.2872	0.2925	0.2925	0.3067	0.3067
	$K_{A7w(1)}/K_{A7(1)}$	1.30	1.31	1.33	1.35	1.37	1.38
	$K_{A7w(2)}/K_{A7(1)}$	1.37	1.43	1.58	1.78	2.01	2.55
	$K_{A7w(3)}/K_{A7(1)}$	1.38	1.44	1.58	1.78	2.01	2.55
	$K_{A7w(4)}/K_{A7(1)}$	1.23	1.27	1.37	1.49	1.63	2.01
	K_{Ac}	1.3249	1.5237	1.7687	2.0429	2.3712	2.0030
	$K_{Ac(1)}$	1.3317	1.5215	1.5803	1.5803	1.6220	1.6220
	$K_{Acw(1)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$K_{Acw(2)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.01	1.02	1.04	1.05	1.43
	$K_{Acw(3)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.00	1.02	1.03	1.04	1.42
	$K_{Acw(4)}/K_{Ac(1)}$	1.00	1.00	1.02	1.03	1.03	1.39

って対数ら線の中心が遠方に位置してすべりの領域が大きくなり、土圧が増加することを意味している。

表-1 にタイプ 1, 2, 3, 4 の土圧係数 K_{A7w} , K_{Acw} と浸透水のない場合の値 K_{A7} , K_{Ac} との比較を示す。なお、タイプ 1 の土圧算定では、すべり面が不透水性地盤に入らないという条件を付している。したがって、浸透水がない場合の土圧は、他のタイプの場合と異なっている。各タイプで K_{A7w} の大きさを比較すると、タイプ 2, タイプ 3 は同程度の大きさであり、これらは他のタ

タイプに比較して、 H_S/H_W が大になるほど増大する。タイプ1, タイプ4の大きさは H_S/H_W と ϕ' の値によって異なるが、 H_S/H_W が大になるとタイプ4の K_{A_7w} はタイプ1より大きくなる。 K_{Acw} は K_{A_7w} と同じ傾向を示すが、タイプ2, タイプ3とタイプ1, タイプ4の値の差は K_{A_7w} ほどではない。浸透水がない場合の土圧係数と比較すると、タイプ2, $\phi'=35^\circ$, $H_S/H_W=1.0$ の場合には $K_{A_7w}/K_{A_7} = 2.40$, $K_{Acw}/K_{Ac} = 1.37$ となる。土圧合力で考えると単位体積重量の比 $\gamma_{sat}/\gamma = 1.25$ が乗ぜられるので、浸透水のある場合の土圧合力はない場合に対して $H_W=H_S=5\text{m}$ では4.4倍に達する。

b) $\alpha_1=0^\circ$, $\beta=30^\circ$, $c'=0.3\text{t/m}^2$ の場合の土圧算定結果

図-23は、タイプ3の場合で $\alpha_1=0^\circ$, $\beta=30^\circ$, $c'=$

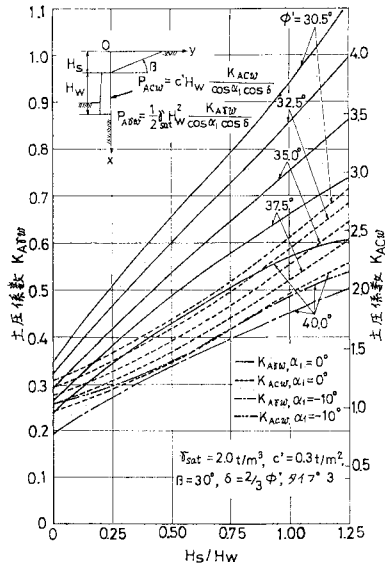


図-23 (a) タイプ3, $\alpha_1=0^\circ$ における土圧係数 K_{A_7w} , K_{Acw} と H_S/H_W との関係

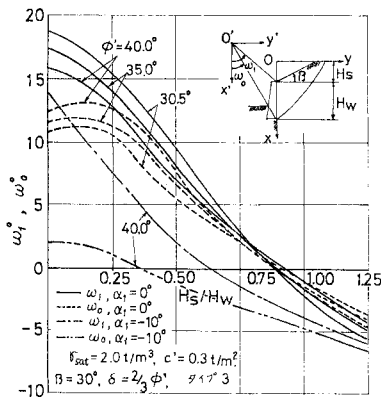


図-23 (b) タイプ3, $\alpha_1=0^\circ$ における ω_1 , ω_0 と H_S/H_W との関係

0.3t/m^2 , $\gamma_{sat}=2.0\text{t/m}^2$, $\delta=2/3\phi'$ として計算した土圧係数 K_{A_7w} , K_{Acw} , ならびに対数ら線の中心を与える角度 ω_0 , ω_1 と H_S/H_W との関係を示している。(a)は、 K_{A_7w} , K_{Acw} と H_S/H_W の関係を内部摩擦角 ϕ' をパラメーターとして示している。同様に、(b)は ω_0 , ω_1 の値を示している。 $\alpha_1=0^\circ$ の場合には、 $\alpha_1=-10^\circ$ に比較して K_{A_7w} は増大し、 K_{Acw} は逆に減少し、対数ら線の中心は原点0により接近する。

c) $\alpha_1=-10^\circ$, $\beta=30^\circ$, $c'=1, 2, 3\text{t/m}^2$ の場合の土圧算定結果

上述した計算は $c'=0.3\text{t/m}^2$, $\gamma_{sat}=2.0\text{t/m}^2$ として行ったもので、 c' , γ と浸透水のある場合の土圧係数 K_{Acw} , K_{A_7w} との間には相似性がないので、上述の土圧係数は他の c' , γ に対して適用できない。

いま、 ϕ' の各値に対して $\alpha_1=-10^\circ$, $\delta=2/3\phi'$, $\gamma_{sat}=2.0\text{t/m}^2$ とし、粘着力 c' を 1t/m^2 , 2t/m^2 , 3t/m^2 と変化させ、 K_{A_7w} , K_{Acw} をタイプ3の代表的な擁壁形状、すなわち、 $H_S/H_W=0.5, 1.0$ に対して求めると表-2 のようになる。表から c' が 0.3t/m^2 よりも大きくなると、 K_{A_7w} , K_{Acw} の値はともに小さくなるのがわかる。結果的には、 $c' > 0.3\text{t/m}^2$ の場合に、前述した $c'=0.3\text{t/m}^2$ で求めた K_{A_7w} , K_{Acw} を使用するとかなり安全側の土圧を与えることになる。

d) 土圧合力の求め方

K_{A_7w} , K_{Acw} を用いて土圧分布を描くと壁の背面上部では引張応力が作用する。すなわち、壁背面の上部では裏込め土が壁背面を裏込め土の方向へ引張っていることになる。このような引張応力は実際には期待できないので、設計では引張応力が作用する壁体の上部の垂直土圧をゼロとするのが妥当と考えられる。壁背面のせん断応力には一般に、正の値をとるので、せん断応力については壁の全面に作用させ式(41)で計算すればよい。

表-2 $c'=1\text{t/m}^2, 2\text{t/m}^2, 3\text{t/m}^2$ の場合の土圧係数 K_{A_7w} , K_{Acw} , ならびに ω_0 , ω_1 の値 ($\alpha_1=-10^\circ$, $\beta=30^\circ$, $\gamma_{sat}=2.0\text{t/m}^2$, $\delta=2/3\phi'$, タイプ3, $H_S/H_W=0.5, 1.0$)

ϕ'	H_S/H_W	0.5				1.0			
		c'	0.3	1.0	2.0	3.0	0.3	1.0	2.0
40.0	K_{A_7w}	0.3439	0.3186	0.2839	0.2689	0.4589	0.3731	0.3182	0.2974
	K_{Acw}	1.4072	1.2818	1.1800	1.1550	1.9603	1.3586	1.1970	1.1625
	ω_0	-1.26	-2.34	-2.34	-2.07	-4.79	-4.40	-3.67	-3.19
	ω_1	1.95	3.41	8.39	12.52	-3.85	-0.85	4.70	9.09
35.0	K_{A_7w}	0.4481	0.4405	0.3773	0.3519	0.6314	0.5455	0.4255	0.3882
	K_{Acw}	1.6201	1.5535	1.3924	1.3503	2.2056	1.7855	1.4246	1.3621
	ω_0	-0.21	-1.77	-1.64	-1.10	-5.27	-5.18	-3.24	-2.36
	ω_1	3.37	2.56	8.34	13.23	-4.25	-3.03	4.17	9.63
30.5	K_{A_7w}	0.5574	0.5495	0.4857	0.4464	0.8159	0.7988	0.4878	0.4899
	K_{Acw}	1.8009	1.7451	1.6211	1.5556	2.4603	2.3519	1.5802	1.5713
	ω_0	0.83	-0.53	-1.15	-0.24	-5.31	-6.12	3.49	-1.55
	ω_1	4.62	4.19	8.02	13.58	-4.23	-4.96	16.61	10.12

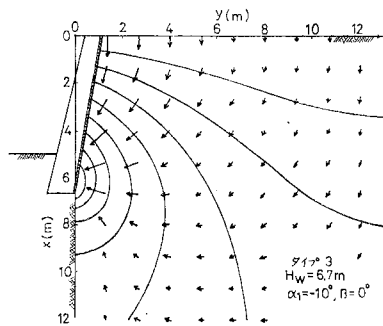


図-24 裏込め土中の浸透力の分布の一例

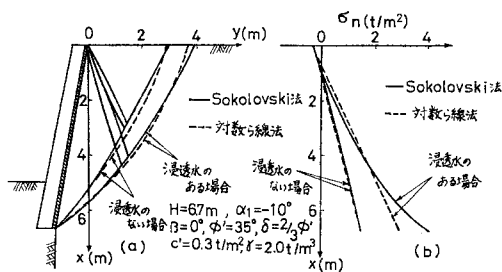


図-25 Sokolovski 法, ならびに対数ら線法による裏込め土中のすべり面, および壁面に作用する土圧 σ_n 分布の一例 ((a) すべり面, (b) σ_n 分布 (タイプ 3, $\beta=0^\circ$, $c'=0.3\text{ t/m}^2$))

(3) Sokolovski 法による土圧の算定結果

図-24 は $H_W=6.7\text{ m}$, $H_S=0\text{ m}$, $\alpha_1=-10^\circ$, $\beta=0^\circ$ の場合にタイプ 3 で求められる等ポテンシャル線と浸透力の分布を示したものである。図-25 (a) は図-24 と同じ擁壁の条件で, $\phi'=35^\circ$, $c'=0.3\text{ t/m}^2$, $\delta=2/3\phi'$ を用いて浸透水のある場合とない場合について求めたすべり面を示す。図中, 実線は Sokolovski 法によるものであり, 破線は対数ら線法によるものである。この図から, すべり面について両者に大きな差がないことがわかる。図-25 (b) は上述のすべり面に対応する壁面での垂直応力 σ_n の分布を示したものである。この図から, 浸透水がない場合には土圧分布は二つの方法でほとんど一致し, 浸透水がある場合にはその大きさはよく似た値を示すが分布形状が異なってくるのがわかる。Sokolovski 法による土圧分布が壁の下方で大きくなっているのは, 図-25 の浸透力の分布からわかるように, 壁の下方で浸透力が大きくなっているためと考えられる。

図-26 には, 図-25 と同じ条件で Sokolovski 法によって求めたタイプ 4 の場合のすべり面を (a) に, 垂直土圧 σ_n の分布を (b) に示す。また, 比較のために同じく Sokolovski 法で行ったタイプ 3, および, 浸透水のない場合の値を示した。図-26 から, タイプ 4 は, タイプ 3 に比較してすべりの領域が小さく土圧の大きさ

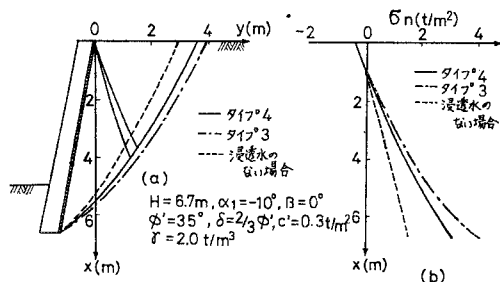


図-26 Sokolovski 法によるタイプ 4, タイプ 3, ならびに浸透水がない場合のすべり面, および壁面に作用する土圧 σ_n 分布の一例 ((a) すべり面, (b) σ_n 分布 ($\beta=0^\circ$, $c'=0.3\text{ t/m}^2$))

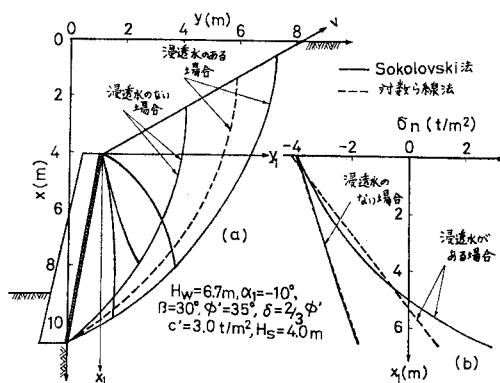


図-27 Sokolovski 法, ならびに対数ら線法による裏込め土中のすべり面, および壁面に作用する土圧 σ_n 分布の一例 ((a) すべり面, (b) σ_n 分布 (タイプ 3, $\beta=30^\circ$, $c'=3\text{ t/m}^2$))

も小さいことがわかる。この傾向は対数ら線による結果と一致している。

図-27 (a) は, $H_W=6.7\text{ m}$, $H_S=4\text{ m}$, $\alpha_1=-10^\circ$, $\beta=30^\circ$ の擁壁に対し, $\phi'=35^\circ$, $\delta=2/3\phi'$, $c'=3.0\text{ t/m}^2$ とし, タイプ 3 の場合について Sokolovski 法と対数ら線法によるすべり面を示したものである。また, 図-27 (b) は (a) のすべり面に対応する土圧分布を示したものである。

ここで, $c'=3.0\text{ t/m}^2$ として計算を行っている理由は, $\beta=30^\circ$ の場合に $c'=0.3\text{ t/m}^2$ として計算すると, 物体力の合ベクトルの v 面に対する角度 $\beta_0 = \beta + \theta_R$ が大きくなり, $\beta_0 > \phi'$ となり, 計算の限界線が裏込め土中に生じ, $x=10\text{ m}$ までの計算ができないためである。

図-27 から, $\beta=30^\circ$ の場合にも, 浸透水がある場合の土圧算定結果は Sokolovski 法と対数ら線法の間大きな差がないことがわかる。なお, (b) から $c'=3\text{ t/m}^2$ では浸透水がない場合には裏込め土が自立することがわかる。

表-3 には, タイプ 3 とタイプ 4 の場合に, $H_W=6.7\text{ m}$, $H_S=0\text{ m}$, $\alpha_1=-10^\circ$, $\beta=0^\circ$, $c'=0.3\text{ t/m}^2$, $\delta=2/3\phi'$

表-3 Sokolovski 法と対数線法による土圧係数 K_{A7w} , K_{Acw} の比較 ($\alpha_1 = -10^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$, $H_W = 6.7 \text{ m}$, $\delta = 2/3 \phi'$, タイプ 3, タイプ 4)

ϕ'	タイプ	タイプ 3			タイプ 4		
		(A) Sokolovski	(B) Log. spiral	(A)/(B)	(A) Sokolovski	(B) Log. spiral	(A)/(B)
40.0	K_{A7w}	0.2130	0.1938	1.10	0.1821	0.1680	1.08
	K_{Acw}	1.0414	1.0344	0.98	1.0141	1.0338	0.98
37.5	K_{A7w}	0.2354	0.2185	1.08	0.2041	0.1909	1.07
	K_{Acw}	1.0826	1.1048	0.98	1.0826	1.1036	0.98
35.0	K_{A7w}	0.2595	0.2451	1.06	0.2280	0.2161	1.06
	K_{Acw}	1.1541	1.1786	0.98	1.1541	1.1774	0.98
32.5	K_{A7w}	0.2857	0.2738	1.04	0.2542	0.2436	1.04
	K_{Acw}	1.2292	1.2558	0.98	1.2292	1.2549	0.98
30.5	K_{A7w}	0.3082	0.2984	1.03	0.2771	0.2674	1.04
	K_{Acw}	1.2919	1.3204	0.98	1.2919	1.3193	0.98

とし、各 ϕ' に対して Sokolovski 法で求めた土圧係数 K_{A7w} , K_{Acw} と対数線法による値を示す。上述した Sokolovski 法では各節点での R と θ_R が異なるので無次元計算ができない。深さ x の壁面に作用する垂直土圧を σ_n で表わし、土圧を直線分布と仮定すると σ_n は次式で与えられる。

$$\sigma_n = -c'K_{Acw} + \gamma x K_{A7w} \dots \dots \dots (42)$$

Sokolovski 法による K_{Acw} は $x=0$ での垂直土圧 σ_n ($x=0$) を c' で除して求められる。すなわち $K_{Acw} = -\sigma_n(x=0)/c'$ として正で表わす。Sokolovski 法による K_{A7w} に関する合力を Q_{A7w} とおけば、

$$Q_{A7w} = \int_0^{H_W} (\sigma_n + c'K_{Acw}) dx / \cos \alpha_1 \dots \dots \dots (43)$$

となり、Sokolovski 計算による σ_n 分布を数値積分することによって求められる。一方、式 (42) では土圧を直線分布としているので、この合力は $r_{\text{sat}} H_W^2 K_{A7w} / (2 \cos \alpha_1)$ で与えられる。したがって、 $K_{A7w} = 2 Q_{A7w} \cdot \cos \alpha_1 / r_{\text{sat}} H_W^2$ として Sokolovski 計算による K_{A7w} は決定される。

表-3 から、Sokolovski 法による土圧係数 K_{A7w} は対数線法による値に対して 3% から 10% 大きいことがわかる。また、Sokolovski 法による K_{Acw} は対数線法に対して 2% 小さい値を示している。

6. 結 語

筆者らは、擁壁背面ならびに裏込めてんば面が傾斜した最も普及された形状の擁壁に対して、不透水層の位置の異なる 4 つのタイプについて緩和法により裏込め土中の速度ポテンシャルを決定した。さらに、すべり面を全域対数線とし、上述の裏込め土中のポテンシャルを用いてすべり面に作用する間隙水圧を求め、すべり土塊に

作用する力による極 O' のまわりの回転モーメントのつり合いから壁面土圧を求め、極値法によって豪雨時の主働土圧を決定した。

また、筆者らは豪雨時に裏込めてんば面から流入する浸透水の裏込め土に与える影響を浸透力として考え、土の微小要素に作用する力のつり合いと強度条件より塑性論における応力場を求めることによって、豪雨時の主働土圧を算定する方法を開発した。

得られた結果の要点を以下に示す。

(1) 緩和法の精度を調べるために、擁壁背面が鉛直で裏込めてんば面が水平な擁壁に対して、緩和法と解析とによって裏込め土中のポテンシャルを決定し、それぞれの値を用いて壁面に作用する土圧を求めて比較を行った。解析によるポテンシャルを用いて求めた土圧合力は、タイプ 2 で約 1%、タイプ 3 で約 2% だけ緩和法による値より大きかった。しかしながら、この程度の誤差であれば一般的な形状の擁壁に対しても緩和法は十分適用できると考えられる。

(2) すべり面を対数線とし、壁高に対する盛土高さの比 H_S/H_W を 0.0~1.25 まで変化させ、土圧係数 K_{A7w} , K_{Acw} 、ならびに対数線の中心位置を与える角度 ω_0 , ω_1 を求めて図に示した。このように、上述した各値が H_S/H_W で整理されることは特筆すべきことである。計算は $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$, $r_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^2$, $\delta = 2/3 \phi'$, $\alpha_1 = -10^\circ$, および 0° , $\beta = 30^\circ$ の条件で、内部摩擦角 ϕ' を $30.5^\circ \sim 40^\circ$ まで変化させて行った。また、上述の計算はタイプ 2, タイプ 3, タイプ 4, および浸透水のない場合について行った。

(3) 上述の計算の結果、タイプ 2, タイプ 3, タイプ 4 の場合、および浸透水のない場合のいずれの場合にも、 H_S/H_W が大きくなると土圧係数 K_{A7w} , K_{Acw} はともに増大し、 ω_0 , ω_1 は減少した。すなわち盛土高の増大に伴って、対数線の中心が壁頂より遠方に位置し、すべり土塊が大きくなり、土圧を大きくすることを示している。また、内部摩擦角が減少する場合についても同様の傾向を示した。

(4) 土圧係数 K_{A7w} を各タイプで比較すると、タイプ 2, タイプ 3 の大きさは同程度で、これらは他のタイプよりも大きい。タイプ 1, タイプ 4 の大小は H_S/H_W によるが、 H_S/H_W が大になると、タイプ 4 の方がタイプ 1 より大になる。 K_{Acw} については、 K_{A7w} ほど各タイプの値の間に差はない。

(5) 浸透水のない場合の土圧係数 K_{A7} , K_{Ac} とタイプ 2 の土圧係数を比較すると、たとえば、 $\phi' = 35^\circ$, $H_S/H_W = 1.0$ の場合には $K_{A7w}/K_{A7} = 2.40$, $K_{Acw}/K_{Ac} = 1.37$ となる。土圧合力で考えると、単位体積重量の比 $r_{\text{sat}}/r = 1.25$ が乗ぜられるので、浸透水のある場合

の土圧合力はない場合に対して $H_W = H_S = 5 \text{ m}$ では 4.4 倍に達する。

(6) タイプ3の場合について、他の条件を同じとして $\alpha_1 = 0^\circ$ と $\alpha_1 = -10^\circ$ とで土圧係数を比較すると、 $\alpha_1 = 0^\circ$ の場合の $K_{A\tau w}$ は $\alpha_1 = -10^\circ$ の場合に比べて増大するのに対し、 $K_{A\sigma w}$ は減少した。

(7) (1) から (6) までに述べた計算は $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$, $r_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^3$ として行ったものであり、 c' , r と土圧係数 $K_{A\tau w}$, $K_{A\sigma w}$ との間には相似関係がないので、上述の土圧係数は、他の c' , r に対して適用されない。 $c' > 0.3 \text{ t/m}^2$ の場合に前述した $c' = 0.3 \text{ t/m}^2$ で求めた土圧係数を使用するときわめて安全側の土圧を与えることになる。

(8) $K_{A\tau w}$, $K_{A\sigma w}$ を用いて土圧分布を描くと、擁壁背面の上部では引張応力が作用することになる。このような引張力は実際には期待できないので、引張応力が作用する区間の土圧の垂直成分を無視するのが妥当である。また、せん断力については本文中で述べたように壁全面に作用させるのが妥当である。

(9) 浸透力を考慮した Sokolovski 法で求めたすべり面は、全域対数ら線法とよい合致を示した。また、その土圧分布は浸透水がない場合にはほとんど一致し、浸透水がある場合には、その大きさはよく似た値を示すが、分布形状は異なっている。Sokolovski 法では土の各要素に作用する浸透力の影響を考慮しているのでその分布をより正確に示していると考えられる。

(10) 対数ら線法と Sokolovski 法を比較すると、土

の各微小要素についてつり合い条件と強度条件を満足している点で後者の方がより合理的であるが、後者の方法では地表面傾角が大きくなると計算の限界線が生じるという欠点がある。より多くの条件に対して適用できるといふ点では対数ら線法が有用である。

以上の計算は、名古屋大学大型計算機センター FACOM 230-75 を使用した。

参考文献

- 1) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, p. 250, 1943.
- 2) Gray, H. : Contribution to the analysis of seepage effects in backfills, Geotechnique, Vol. 8, No. 4, pp. 166~170, 1958.
- 3) 市原松平・河邑 眞・伊藤文隆 : 裏込め土中の浸透水の解析とその擁壁の主働土圧への適用, 土質工学会論文報告集, Vol. 20, No. 1, pp. 283~293, Mar. 1980.
- 4) Smith, G.D. (藤川洋一郎訳) : 電算機による偏微分方程式の解法, サイエンス社, pp. 150~155, 1971.
- 5) 正野重方 : 理工学のための緩和法入門, 朝倉書店, pp. 64~81, 1963.
- 6) 市原松平・森 信夫 : 地震時受働土圧係数, 土木学会論文報告集, No. 215, pp. 27~42, 1973.
- 7) Ohde, J. : Zur Theorie der Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruck Verteilung, Die Bautechnik, Vol. 16, pp. 150~159, 1938.
- 8) Sokolovski, V.V. : Statics of Soil Media, pp. 137~172, 1960.
- 9) Jumikis, A.R. : Soil Mechanics, D. Van Nostrand company, pp. 327~331, 1962.

(1979.4.6・受付)