

# 土圧問題に対する基礎的な立場

名古屋大学 正会員 松尾 稔  
名古屋大学 正会員 小川 村国夫

## I はじめに

現行の擁壁設計は、ほぼクーロン、ランキン、テルツァギーの方法を用いて行なわれている。本報の目的は土圧問題に内蔵すべき法を適用した際、その算定値が現行設計法といかなる関係にあるかを検討することにある。とくに内蔵すべき法からみてクーロン主働土圧の結果の内容を再検討しようとするものである。

## 2. 実際の現象と設計の立場

ある一つの現象を推論する場合、方法は数々のみならず数多い。たとえば擁壁土圧を推論する場合にはクーロン、ランキン、テルツァギー、その他がある。各推論の方法がなぜ違ふかを考えてみるとそれらは実際の現象とそれとを理想化した上でつくられたものであるため、理想化の違ひがそのまま各方法の違ひとなっている。このため各方法は現実からのバイアス 誤差を有していることから、このバイアス 誤差がもっとも小さい方法が最適な方法と考えられる。したがってこの方法によつた現象と最も近いものを検討することは工学上重要な意味をもつ。さて、土圧問題と考えるとクーロン土圧式が一般的に使われているので、この方法が実際の現象とどの程度バイアス 誤差を有しているか、他の精度の高い方法から見つけたことは工学的に意義がある。

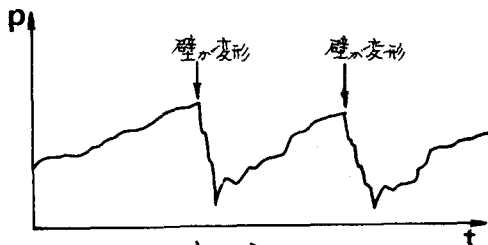


Fig.1 壁の変形と土圧性状

現実の擁壁の挙動に対して土圧性状はFig.1に示すように考えられる。すなわち、震込めが完了すると、震込め土は雨や振動などの原因によって緩固りが進行し、それとともに深度が増大して静止土圧は大きくなる傾向にある。この静止土圧によって擁壁は変形を受け、土圧は主働状態に変化して急激に低下する。すると擁壁の変形はこの時点で一旦止まるが、震込め土はいつまでも主働状態にあるわけではなく、自重やさまざまな外力によって再び緩固りが進行し、静止土圧に回復しようとする。このようなサイクルを繰返すことによって擁壁の変形は時間的に増大し徐々に不安定さが増しながらついには長手方向などでの破壊を生ずる。このような土圧性状に対して設計としよう立場に立てば、擁壁の変形は静止土圧の大きさに問題が集約されるため主働土圧との設計は考えにくい。すなわち、永久的な擁壁の設計は静止土圧で処理する方が妥当である。一方設計の便法として立場からは静止土圧および主働土圧を推論する場合どちらの精度が高

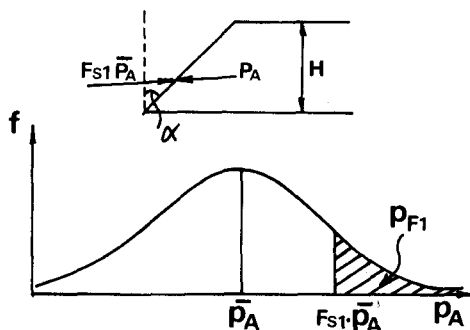


Fig.2 クーロン土圧の破壊確率

いかを検討すれば、現在のところでは前者は後者より精度が低い。そのため我々は推論しやすい主動土圧を経験的な安全率でカバーした静止土圧状態に近い土圧でも、設計することが工学的上重要となる。この観点に立てば設計は主動土圧で行なわれるため、クローン主動土圧が現象に対してどの程度の精度をもっているかは重要な問題となる。したがって今回の目的は斜面安定の分野で多くの実物大の実験などをこなして精度をあげてきた円弧ホッリジからクローン主動土圧の精度を再検討することにある。

Table 1  $\phi$  のばらつきと擁壁および裏込めの諸元

|         |               |    |    |    |   |
|---------|---------------|----|----|----|---|
| 内部マサツ   | $\mu_\phi$    | 30 | 35 | 40 |   |
| $\phi$  | $\sigma_\phi$ | 2  | 4  | 6  | 8 |
| 擁壁の傾角   |               | 10 | 20 | 30 |   |
| 裏込めの高 H |               | 4  | 6  | 8  |   |

### 3. クローン土圧に対する検討

#### 1) 破壊確率の定義

クローン主動土圧  $P_A$  は土質諸定数の関数であり、土質諸定数たとえば力学定数  $C$ 、 $\phi$  (1) がばらつきが自然  $P_A$  はばらつくと思われる。そのため擁壁の抵抗力を一つの決定値  $\bar{P}_A$  として想定すれば破壊確率  $Pr_1$  は、次のように定義できる。

$$Pr_1 = \text{Prob} [\bar{P}_A < P_A] \quad (1)$$

このため現実の擁壁設計ではこの土質諸定数のばらつきに起因する不確定性に対して安全率の概念で対処しているわけである。Fig.2 はこの安全率  $Fs_1$  を考慮した破壊確率  $Pr_1$  の概念図であり、 $Pr_1$  は再度次のように定義される。

$$Pr_1 = \text{Prob} [Fs_1 \bar{P}_A < P_A] \quad (2)$$

ここで  $\bar{P}_A$  は  $P_A$  の平均値をとることにする。また、この考え方は擁壁と裏込めを一つの系として考えると、作用する力関係は Fig.2 のようになる。勿論安全率の概念としては既述したように  $P_A$  の方に不確定性が存在するため、この  $P_A$  を係数  $Fs_2$  でカバーし、抵抗力  $\bar{P}_A$  とこの係数でカバーされた  $Fs_2 P_A$  の比すなわち安全率を  $1$  として力関係を考えるわけであるが、ここでは便宜上 Fig.2 のような  $P_A$  の安全率を適用する。

裏込め土は  $C=0$  系として考えられる砂質土を埋度  $H$  のものとし、その単位体積重量は  $18 \text{ t/m}^3$  とした。また力学定数  $\phi$  はいろいろばらつくことが予想されるが、そのばらつきはのすれも正規分布で近似できるものとし、その平均値  $\mu_\phi$ 、標準偏差  $\sigma_\phi$  を Table 1 に示すような各値について検討を行なった。同時には擁壁の傾角  $\alpha$  および高さ  $H$  についてもその値を Table 1 に示してある。

(2) 裏込め土の土質諸係数のばらつきによるクローン土圧  $P_A$  と破壊確率  $Pr_1$  の変化

裏込め土の  $\phi$  のばらつきによってクローンの主動土圧

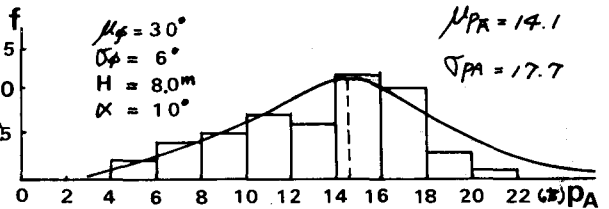


Fig.3 クローン土圧の頻度分布

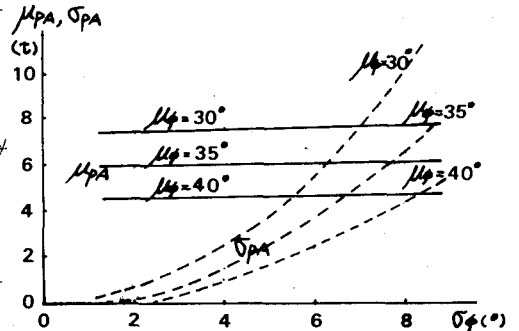


Fig.4  $\phi$  のばらつきによるクローン土圧のばらつき

は明らかにばらつくものと予想される。Fig.3は中のばらつきによるPAのばらつき具合をモンテカルロ法により計算し頻度分布を整理したものである。さらにカイニ乗検定より正規分布で近似できることを示してある。またTable1に示した $\mu_\phi$ ,  $\sigma_\phi$ のどの組合わせに対しても同様の結果が示された。

Fig.4は、中の統計量に対するPAの平均値 $\mu_{PA}$ , 標準偏差 $\sigma_{PA}$ をプロットしたものである。すなわち横軸に中の標準偏差 $\sigma_\phi$ を, 縦軸に $\mu_{PA}$ ,  $\sigma_{PA}$ をとリ,  $\mu_\phi$ をパラメータとして示したわけである。この図よりクローンの主働土圧 $P_A$ は中のばらつきにより平均値 $\mu_{PA}$ はほとんど影響を受けず, 標準偏差 $\sigma_{PA}$ に関しては大きく変化する。しかもその変化は $\mu_\phi$ が小さな値, すなわち中の変動係数が大きい程大きいものとなる。このことは中のばらつき具合が破壊確率に大きく感応することを物語っているに他ならない。

そこで震込め土の力学定数中のばらつきによって破壊確率 $P_{R2}$ がどの程度変化するかを示したのがFig.5である。Fig.5は横軸にFig.2で表現した安全率 $F_{S2}$ を, 縦軸に式(2)で定義した破壊確率 $P_{R2}$ をとり,  $\phi$ をパラメータとしてプロットした図である。この図からわかることは次のようなことである。

すなわち $\sigma_\phi$ が小さいとき(1)は,  $F_{S2} > 1$ にあり, 破壊確率 $P_{R2}$ は急激に0に近づくが,  $\sigma_\phi$ が大きくなると $F_{S2} > 1$ でもかなりの $P_{R2}$ が存在していることに注目すべきである。たとえば実務上 $F_{S2} = 1.5$ として設計したとすれば $P_{R2}$ は $\mu_\phi = 30^\circ \sim 40^\circ$ で $\sigma_\phi < 4^\circ$ にあり, 2)は $P_{R2} = 0 \sim 10\%$ である。3)は $\sigma_\phi > 6^\circ$ となれば $P_{R2} = 20 \sim 30\%$ と急激に上昇することが理解できる。さらに現行設計法にあり, 2)は震込め土の締固りの程度, 1)にかかわらず一律に安全率をかけた設計をしていると思われるが, Fig.5から考えられることは $\mu_\phi$ ,  $\sigma_\phi$ によって $P_{R2}$ が変化するため, 安全率を一律にかけた設計することはおかしいことであると思われ。すなわち,  $\mu_\phi$ が大きくなったり, あるいは $\sigma_\phi$ が小さくなったりの場合は $P_{R2}$ は小さくなる傾向にあるため, 同一の $P_{R2}$ で安全率 $F_{S2}$ を決定してやるとすればより小さな安全率で設計してもよいという結果が得られる。たとえば $P_{R2} = 10\%$ 設計しようとする場合 $\mu_\phi = 30^\circ$ ,  $\sigma_\phi = 6^\circ$ で $F_{S2} = 1.9$ ,  $\mu_\phi = 40^\circ$ ,  $\sigma_\phi = 6^\circ$ で $F_{S2} = 1.7$ , あるいは $\mu_\phi = 30^\circ$ ,  $\sigma_\phi = 4^\circ$ ならば $F_{S2} = 1.4$ で設計すれば同じ安全性で設計したということになるため, 実務において震込め土の力学状態によって安全率の値を変化させるような設計法が望まれる。

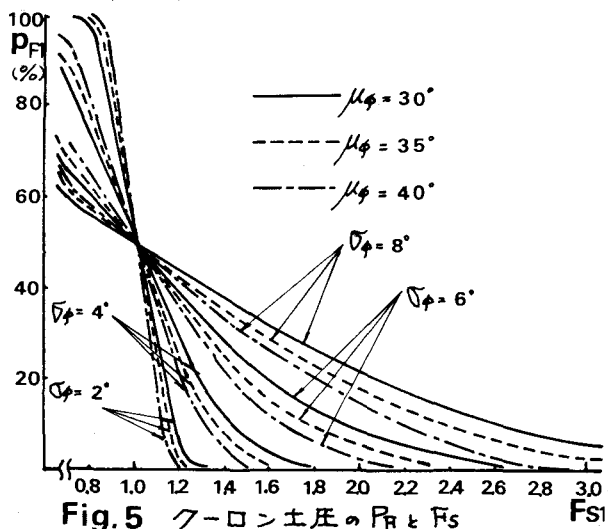


Fig.5 クローン土圧の $P_R$ と $F_S$

4 円弧すべり法による検討  
土圧問題を震込め地盤全体の変形, 破壊問題として考え, 震込め地盤の安全性を円弧すべり法で検討し, あわせて破壊確率を定義する。

Fig.6は円弧すべり法を上述のクローン土圧と比較するために設定した力関係とそれによる破壊確率を示す概念図である。すなわち, 震込め地盤の安全性を安全率 $F_{S2}$ として, 簡便法によって次のように定義する。

$$F_{S2} = \frac{\sum w_i \cos \alpha_i \tan \phi}{\sum w_i \sin \alpha_i} \quad (3)$$

ここで  $W$ ; エLEMENTの自重,  $\alpha$ ; エLEMENTの傾角である。これに対して擁壁の抵抗力は  $F_{R2}$  と同様に  $\bar{P}_A$  を考えこの系全体の安全率として  $F_S$  を次のように定義する。

$$F_S = \frac{(\sum W \cos \alpha \tan \phi + \bar{P}_A L)}{(\sum W \sin \alpha)} = F_{S2} + \bar{P}_A / \sum W \sin \alpha \quad (4)$$

式(4)より破壊確率  $P_{F2}$  は

$$P_{F2} = \text{Prob}[F_S < 1.0] \quad (5)$$

と定義した。そしてクーロン土圧と円弧すべり法を比較

検討するためこの方法論に  $P_{F2} = P_{Fa}$  という同一の安全性を規定し、その時取りうる安全率  $F_{S2}$  および  $F_{S2}$  を検討の指標にしようとするものである。なおこの検討に対して10次節以下で述べる。

#### 5. クーロン土圧と円弧すべり法の比較検討

クーロン土圧と円弧すべり法を比較するたにまず  $P_{F2} = P_{Fa}$  という同一の安全性を規定したうえでクーロン土圧の安全率  $F_{S1}$  と  $F_{S2}$  を算出すれば両者の方法論の違いや破壊確率の定義の違いを認めたかたちで  $P_A$  と  $F_{S2}$  が比較されるわけである。すなわち  $F_{S2}$  が  $P_{F2}$  とわかる/関係にあるかが理解できる。しかし残念ながら円弧すべり法/簡便法では  $\alpha = 0$  法では  $90^\circ - \alpha > \phi$  の場合は  $F_{S2}$  を算出することができない。実際に今回も  $F_{S2}$  は算出することができなかった。そこで

まず円弧すべり法の適用に際してかりに擁壁の抵抗力としてクーロンの主動土圧  $P_A$  を考えたとき擁壁に対する設計安全率がいくらになるかを算出してみる。すなわちこの作業は次のことを意味する。現在では擁壁設計としてクーロン主動土圧を設計土圧とし、この土圧に安全率をかけた値で擁壁

を設計することが一般的であることは既述したとおりである。ここに擁壁の抵抗としてクーロン主動土圧  $P_A$  を天端より高  $H$  の場所に壁面摩擦角  $\delta = \phi$  を作用させたことは円弧すべり法で裏打ち地盤の安全性を検討するうえで現行設計法と比較検討となるわけである。Fig.7は裏打ち地盤の諸元と擁壁および裏打ち地盤の系としての安全率  $F_S$  の関係を示したものである。クーロン主動土圧  $P_A$  は  $\phi$  が  $\alpha$  により起因して変化するため、この図は  $\mu\phi = 30^\circ, \phi\phi = 6^\circ$  の条件でプロットしたものである。系全体の安全率  $F_S$  は式(4)で  $\bar{P}_A = P_A$  として同様に定義される。Fig.7は  $F_S$  の確率変数として表現するため、各々の  $\alpha, H$  に対して  $\mu_{F_S} \pm \sigma_{F_S}$  でプロットしてある。この図から考えられることは、 $P_A$  が大きくなるような  $\alpha, H$  ( $\alpha$  は小さく、 $H$  は大きくなる)に対しては  $P_A$  が抵抗力として作用するため当然、 $F_S$  は増加するわけであるが、主目すべきはいろいろの  $\alpha, H$  に対して  $F_S = \mu_{F_S} - \sigma_{F_S}$  でも  $F_S > 1.0$  となることである。また破壊確率として  $P_F = \text{Prob}[F_S < 1.0]$  と定義すれば、 $\alpha, H$  いろいろの場合でも  $P_F < 3.0\%$  の結果を示した。このことは円弧すべり法という方法論が現に斜面安定の分野で多用され、しかも設計安全率を  $n$  程度で抑える用い方から方法論の精度は土質力学の範疇ではかなり高いと考えられるため、たとえ  $P_A$  の作用点、円弧すべり法が土圧問題に対して最適な方法ではないにしても、現行の設計法のように  $P_A$  に安全率をかける設計することは不経済設計になる懸念を生じさせる。

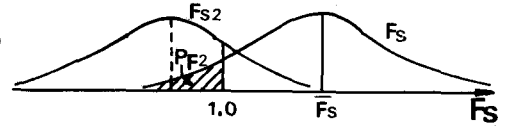
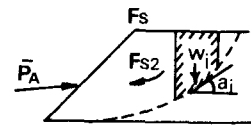


Fig.6 円弧すべり法の破壊確率

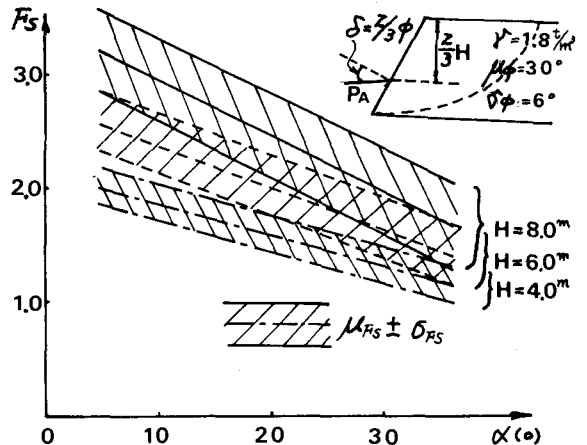


Fig.7  $P_A$ と抵抗力としたときの  $F_S$