

# 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験IX

## ——安定解析法の検討——

Laboratory Study on Reinforcing of Sand Slope with Steel Bars

——Consideration of Stability Analysis Method——

龍岡文夫\*・浜田英治\*\*

Fumio TATSUOKA and Eiji HAMADA

### 1. はじめに

補強された斜面の安定解析法を極限つりあい (Limit equilibrium) 法で行うことにする。この方法では、運動学的に可能なすべり面 (変位の不連続面) で剛体が接していると仮定し、そのすべり面上での極限状態での静的な力のつりあいを解く方法である。この方法では、全ての場所で次の5つの条件が全て満足されている保証はない。

- (1) 応力のつりあい条件。
- (2) ひずみと変位の適合条件。
- (3) 砂 (土) の変形・強度特性 (せん断ひずみ～ダレイタンシー関係、応力比～せん断ひずみ関係破壊条件等々の構成関係)
- (4) 境界での応力の条件。
- (5) 境界での変位の条件。

このような厳密さはないにせよ、実際に生じる破壊形式に近似したすべり面を設定して極限つりあい法を用いれば、十分意味のある結果が得られることが知られているので、その計算の簡明さもあって従来多用されてきた (斜面の円弧すべり安定計算、支持力計算、土圧計算等)。しかし、本来不静定力であるすべり面上の応力の分布 (すなわち、せん断強度  $\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi$  の分布) は、この方法では解析的に得ることができない。したがって、なんらかの追加的仮定が必要となる。円弧すべり安定計算法では、この仮定について非常に多くの提案がある (Fellenius 法, Bishop 法, Janbu 法……)。

一方、上記(1)～(5)の条件全てを満足する解を得るのはそれほど容易ではなく、手法として十分に発達していない。直交条件が成り立っている完全塑性体を仮定すれば、極限解析 (Limit analysis) 法を用いて真値を推定できる。しかし、 $\nu = \phi$  が成り立っていない砂 (土) の場合には、この極限解析法の厳密な適用はできない。さらに、境界が簡明で一般的な地盤、斜面に適用する場合でも上記の極限つりあい法よりも複雑である。特に補強され

た斜面のようにその内部の応力とひずみ分布が複雑になる場合にこれらの方法を適用するには、まだ、いっそうの研究が必要とされる段階である。

### 2. 解析の方針

以上の理由により、今回は従来多く用いられてきた斜面の円弧すべり安定計算法を修正して用いることにした。すべり面の形が円弧であると仮定したのは次の理由である。

- (1) 実際に観察されたすべり面 (変形が集中しているせん断層) は全体として円弧に近いものであった。
- (2) 円弧と仮定すると計算が簡明になる。

図 13<sup>10)</sup> は、土の自重を無視しているほかは理論的に厳密に求めたひずみ場と実測のひずみ場を比較したものである。ダレイタンシー角  $\nu = 20^\circ$  とした場合、実際に観察されたひずみ場とよく一致していることがわかる。この理論で求めたひずみ場では、変位の不連続面は対数らせんと直線から成っており、決して円弧ではない。円弧すべり安定計算法は、まずこの点で近似的な方法と言える。さらに、一様な砂地盤に対する通常の円弧すべり安定計算法では、すべり面上で同時に同一の値の内部摩擦角が発揮されると仮定する。今回の解析でもその仮定を用いる。しかし、この仮定は次の3つの事実を無視している。

- (1) 砂の内部摩擦角には拘束圧依存性がある。
- (2) 砂の内部摩擦角には異方性がある。今回の模型地盤では、最大主応力  $\sigma_1$  の方向が鉛直に近いほど大きい。
- (3) 砂のマスの破壊は進行的であり、一つのすべり面に沿ってそれぞれの点での内部摩擦角が同時に発揮されるわけではない。特に補強斜面に対してはフーチング荷重が最大になるまでに必要なフーチング沈下量は大きくなっていることから、補強斜面の破壊はより進行的である可能性が高い。

今回のケースでは、無補強斜面と補強斜面で(1)、(2)、(3)の要因はともに異なっている。したがって、厳密に言えば、同一解析対象に対しては  $\phi$  一定として解析するにしても、無補強斜面と補強斜面とは  $\phi$  の値は変えるべきである。しかし、今回の解析では、(1)、(2)、

\* 東京大学生産技術研究所 第5部

\*\* 大洋技術開発株式会社

研 究 速 報

(3)の要因を現在の段階では定量的に評価できていないので、無補強斜面と補強斜面で同一の $\phi$ の値を用いた。おそらく、より厳密な解析では補強斜面の $\phi$ を無補強斜面の $\phi$ より小さくすべきであろう。

これまでに記述した実験事実<sup>19)</sup>から解析にとり入れるべき要因をとりまとめると、以下の(1), (2), (3)のようになるであろう。

(1) 補強材に作用する力について：あるすべり面による崩壊パターンが伸張補強材で補強されるのは、補強材引張力により(a)すべりに対する抵抗モーメントが増加し、さらに(b)すべり面に働く直応力 $\sigma$ が補強材引張力の存在により増加し、したがって、せん断強度 $\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi$ が増すからである。また、補強材のせん断抵抗 $S$ が十分に発揮されるのに必要な斜面の変位量は補強材の引張力が十分に発揮されるのに必要な斜面の変位量よりかなり大きいと言える。特に補強材の $EI$ が小さいほどそう言える。仮に $S$ の最大値 $S_{max}$ が発揮されたとしても今回用いた補強材ではその値はJuran<sup>3)</sup>によると、

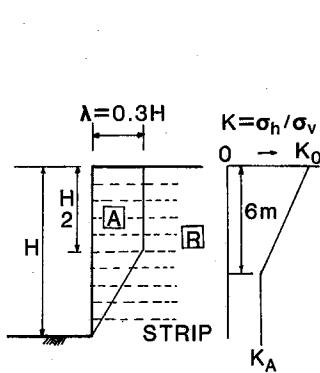
$$S_{max} = \frac{Dl_0}{2} \times p_f, l_0 = \sqrt{4EI/k_s \cdot D} \quad (9)$$

である。ここで、 $D$ は補強材の直径であり、 $k_s$ は地盤反力係数、 $p_f$ は周辺地盤の降伏圧力である。本研究では $EI=2.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、 $D=0.18 \text{ cm}$ である。 $k_s \cdot D=10 \text{ kgf/cm}^2$  (小さ目に見積った推定値)としても、 $S_{max} \approx 0.1 p_f$ であり、大きな値とはならない。したがって、少なくともピーク荷重時においては $S$ は補強材引張力と比較すると斜面補強という観点からは二次的な役割しか果たしていないと考えられる。したがって今回の解析では $S$ の影響を無視した。

(2) 想定するすべり面の形と位置について：補強に

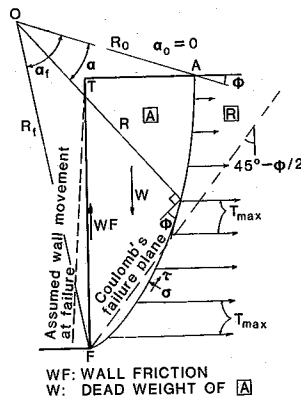
よりすべり面の位置(崩壊パターン)が変化する可能性がある。したがって、全ての任意のすべり面に対して安定計算を行い最小の安全率を与えるすべり面を求める必要がある。これは従来の斜面の安定計算でも行ってきたことである。今回はすべり面の形は円弧と固定するが本来は実際にありうる各種のすべり面の形に対して安定計算を行う必要がある。

テールアルメ工法の実用設計計算法では、解析対象物の断面形状が基本的に固定されている(鉛直法面、水平天端)ことがおもな理由で、個々のケースの間での破壊モードの変化は基本にはないと仮定し、図-69(a)<sup>19)</sup>に示すようにすべり面の形も位置も固定して一種の極限つりあい(水平方向のみの)法で安定計算をしている。これに対してより実際のなすべり面形状を用い、すべり面位置も固定しない極限つりあい安定計算がより合理的な方法として提案されている。<sup>3),20),21)</sup>この方法では図-69(b)に模式的に示すように補強材の破断による実際の破壊は鉛直な壁の変位は上端 $T$ を中心とした回転を伴って生ずるとしている。すなわち主動域[A]と抵抗域[R]はそれぞれ剛体で、この間にダイレイタンシー特性を持つすべり層が存在しているとしている。このすべり層でのダイレイタンシー角 $\nu = \arcsin\{-(\epsilon_1 + \epsilon_3)/(\epsilon_1 - \epsilon_3)\}$ は内部摩擦角 $\phi$ に等しいと仮定(すなわち直交条件を仮定)しているから、すべり層AFは対数らせん $R=R_0 \cdot \exp\{2(\alpha - \alpha_0) \cdot \tan \phi\}$ になる。運動の条件から $\alpha_0=0$ となり、かつすべり面は壁下端Fを通過するとしているが、Fにおける $\alpha_f$ を与えないとすべり面の大きさ、位置は決まらない。詳細は省略するが、まずおのおのの補強材で引張力はすべり層AFの位置で最大値 $T_{max}$ になるとしている。 $T_{max}$ の値は、「その補強材上下の土

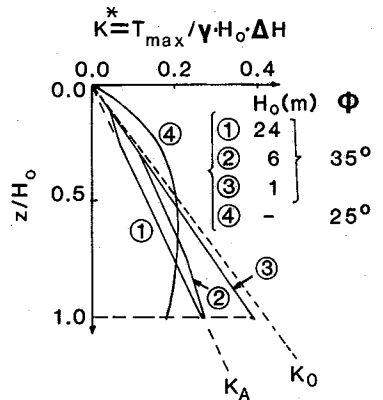


[A] ACTIVE ZONE  
[R] RESISTANT ZONE

(a) テールアルメ工法での実用的設計法<sup>19)</sup>



(b) Juranら<sup>3),20),21)</sup>におけるテールアルメ工法のより合理的設計法



(c) 左記(a),(b)の方法による計算補強材引張力の比較

図69

$\frac{1}{2}\Delta H$  ( $\Delta H$  は補強材上下間隔) の水平スライス (Slice) に対する水平方向の部分的極限つりあいから求めている。すなわち、スライスの上下面における水平方向のせん断応力はゼロと仮定し (簡易 Bishop 法におけるスライスにおける鉛直方向のつりあいを水平方向で考えているのと同義), AF に作用する地盤内応力  $\sigma, \tau = \sigma \tan \phi$  は補強材がないときと同一とし,  $T_{max}$  と  $\sigma, \tau$  の水平成分がつりあっているとされている。そして, ① O を中心としたモーメント, ② 水平方向の力, ③ 鉛直方向の力, のそれぞれのつりあいが成り立つような, すなわち土の内部摩擦角  $\phi$  がすべり面 AF に沿って一様に発揮されていて安全率が 1.0 になるような  $a_f$  の値を求めている。このときの  $T_{max}$  に抵抗できるように補強材を配置することになる。また, このときスキン背面に上下方向の摩擦力が発揮されている必要があることに注意する必要がある。この摩擦力がゼロだと, 力のつりあいからすべり面が直線から鉛直から  $45^\circ - \phi/2$  となっている Coulomb の主動土圧状態に帰してしまう。Juran らは多くの室内実験と現場測定の結果から, 図-69(a)あるいは図-69(b)のすべり面の仮定の方が Coulomb の  $45^\circ - \phi/2$  のすべり面よりも合理的であるとしている。

Juran<sup>3)</sup>はさらに議論を進めている。すなわち図-69(a)の変形モードは土のせん断強度が 100% 発揮されている極限状態ではなく, 土の強度安全率  $= \tan \phi_{max} / \tan \phi_{mob} = 1.5$  程度の常時の状態に適用すべきであるとしている。図-69(c)は  $\phi_{max} = 35^\circ$  を用いて図-69(a)の方法で求めた正規化された補強材最大張力  $K^* = (T_{max}) / \gamma H \cdot \Delta H$  で ①  $H = 24$  m と ②  $H = 6$  m, ③  $H = 1$  m の場合と, ④ 図-69(b)の方法 ( $\phi_{mob} = 25^\circ$ ) による場合で比較したものである。図を見ると, 実用 (簡易) 法による ①, ②, ③の  $K^*$  の値は, ④のより合理的方法による  $K^*$  と比較すると, 盛土下方で大きく, 盛土上方で小さい。したがって実際の補強材の破断は下方から生じやすいので, 実用 (簡易) 法は安全側と考えている。<sup>3)</sup>

以上の考え方はいわゆるテールアルメ工法に固有な面があることに注意する必要がある。すなわち盛土前面が鉛直で天端面が水平である断面を対象としていることと, 破壊モードとして図-69(b)に示すように, 壁面が上端を中心に回転する場合を想定していることである。これは, 力のつり合いの観点からはスキンに上下方向の摩擦力が作用していることを前提としていることになるが, ひずみの観点からは次のように説明されている。<sup>3)</sup> 盛土が破壊状態に至っていないときは, 伸び剛性の大きい補強材を用いているので盛土内の水平方向のひずみは小さく, 盛土上方ほどこの補強材によるひずみの拘束の程

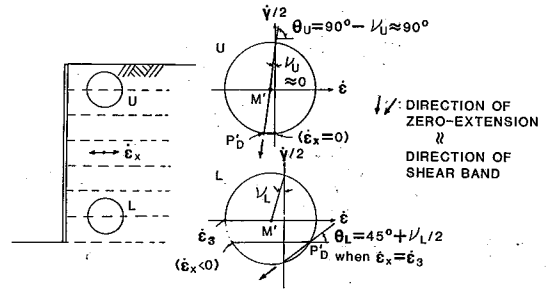
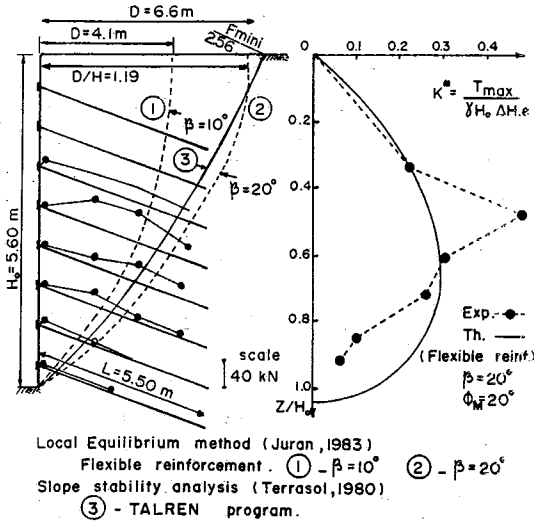


図70 テールアルメ工法における想定している盛土内のマクロ的ひずみ状態

度は大きく, 全体として  $K_0$  状態に近く, 盛土下方にゆくほど  $K_A$  状態になってゆく。これは, 図-69(b)に示したような壁面上端  $T$  を中心とした壁面回転を想定していることに対応している。したがってマクロ的に見れば, Zero-extension 方向  $\Rightarrow$  すべり層の方向は盛土上方でより鉛直に近くなる (図-70)。さらに破壊時を考えても補強材は下方から破断してゆくならば, やはり図-69(b)のような崩壊モードになる。したがって, 盛土断面形・壁面条件・補強材の諸条件等が変わったらすべり面の形状が対数らせんになるとは限らない。たとえば, テールアルメ工法の場合でも盛土上方での補強材の抜け出しにより破壊が生ずる場合は, 盛土上方でも水平ひずみが大きくなるから図-69(b)の崩壊モードは適用できないことになる。また, 補強材を盛土上下方ほど密に配置し, 補強材全部が同時に破断し, 壁面が平行移動しながら破壊するならば, Coulomb 土圧論の直線すべり面の方が合理的である。さらに, テールアルメ工法のような剛なパネルを用いずに一部の Geotextile 工法のように柔らかな壁面を用いるときは壁面摩擦が期待できないので, すべり面は必ずしも対数らせん的にはならないであろう。一方, Geotextile 工法では補強材 (Geotextile) の伸び剛性は小さくなるので, 盛土上方でも水平方向の伸びひずみが生ずることになりマクロ的なひずみ状態は図-70での L のようになり, すべり面の形は全体として直線とした方が合理的になるであろう。

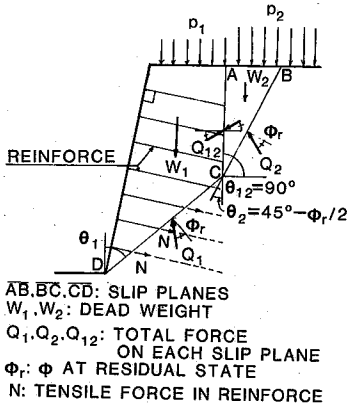
一方, Nailing (ネイリング) 工法では次のような方法がとられている。Juran<sup>3)</sup>は図-69(b)に示す方法を図-71(a)に示すようにこの場合にも適用し妥当な方法であると結論している。図-71(a)に示す対数らせんが最も小さい安全率を与えるものである。この場合, 補強材の曲げ剛性によるすべり抵抗も考慮していて,  $\beta$  はすべり面における補強材断面の鉛直方向からなす角で,  $\beta$  が大きいほど, 大きな曲げによる抵抗を考えていることになる。一方, Gassler ら<sup>22)</sup>は実際の破壊の形態の観察にもとづ

研究速報



Local Equilibrium method (Juran,1983)  
Flexible reinforcement. ① -  $\beta=10^\circ$  ② -  $\beta=20^\circ$   
Slope stability analysis (Terrasol,1980)  
③ - TALREN program.

(a) Juran<sup>3)</sup>



AB, BC, CD: SLIP PLANES  
 $W_1, W_2$ : DEAD WEIGHT  
 $Q_1, Q_2, Q_{12}$ : TOTAL FORCE ON EACH SLIP PLANE  
 $\phi_r$ :  $\phi$  AT RESIDUAL STATE  
N: TENSILE FORCE IN REINFORCE

(b) Güssler and Gudehus<sup>22)</sup>

図71 Nailing 工法における設計法

いて図-71(b)のような複合直線すべり面を用いている。補強領域と背後の非補強領域ですべり面の勾配を変えているのは合理的である。なぜならば両領域で直線と仮定したすべり面の内最小の安全率を与えるものが同じであるという保証がないからである。全体を円弧のすべり面と仮定すると近似度は悪くなるであろう。実際の計算では、 $\theta_2 = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$  と固定し、 $\theta_1$  だけ変化させてやはり極限つりあい法で解析している。一方、Juran<sup>3)</sup>(図-71(a))、Cartier<sup>23)</sup>、Guilloux ら<sup>24)</sup>は、すべり面の位置に対してより自由度を持たせようとしている。ただし、すべり面は円弧あるいは対数らせんとしている。このようにする理由は、解析対象となる斜面形状と補強材配置法がさまざ

までであり、すべり面の位置を固定すると最も危険な崩壊パターンを見逃す恐れがあるからである。さらに、すべり線の位置を固定しなければ補強領域の内部安定と外部安定の解析を同時に自動的にすることができることになる。本研究でも Juran,<sup>3)</sup> Cartier ら,<sup>13)</sup> Guilloux ら<sup>24)</sup>と同様、すべり面の位置を固定しない方法を採用することにした。

(3) 補強材引張力について：補強材の引張力  $T$  の大きさと分布が補強の程度を決定している主要な要因であるにしても、その予測はそう単純ではなく、少なくとも長さ、本数に対して線型関係にはない。また、1本の補強材の引き抜き試験から決定しようとする単純なものではないであろう。今回の解析では、理論的にこれを予測するのはあきらめ、測定された引張力の大きさと分布を与えて計算することにした。その点では不十分な解析と言える。

3. ま と め

補強された斜面の安定解析法についての一般的な考察を行った。極限つりあい法で解析する場合、すべり面の形と位置の仮定、補強材引張力の大きさと分布型の推定がポイントであろう。次回では単純化した方法で模型実験の結果を解析した結果を報告する。

(1985年1月16日受理)

参 考 文 献

18) 龍岡文夫・浜田英治(1984~1985), "鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I~VIII", 生産研究, 36巻10号~37巻4号。  
19) 久野悟郎ほか(1982), "補強土(テールアルメ)壁工法, 設計・施工マニュアル," (財)土木研究センター, 8月。  
20) Juran, I. and Schlosser, F.(1978), "Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structures," Proc. of Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, pp. 528-555.  
21) Schlosser, F. and Juran, I.(1983), "Behaviour of Reinforced Earth Retaining Walls from Model Studies," Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering-1, Chap.6, Applied Science Publishers, pp. 197-229.  
22) Güssler, G. and Gudehus, G.(1981), "Soil Nailing—Some Aspects of a New Technique," Proc. of the 10th Int. Conf. on SMFE, Stockholm, Vol.3, pp. 665-670.  
23) Cartier, G. and Gigan, J.P.(1983), "Experiments and Observations on Soil Nailing Structures," Proc. of the 8th European Conference on SMFE, Helsinki, May, Vol.2, pp. 473-476.  
24) Guilloux, A., Notte, G. and Gonin, H.(1983), "Experiences on a Retaining Structure by Nailing in Moraine Soils," Proc. of the 8th European Conference on SMFE, Helsinki, May, Vol.2, pp.499-502.