

III-66 シラス斜面の安定性に関する一考察

宮崎大学工学部 正員 藤本 慶

1. まえがき

シラス層災害を調査してみても何時も痛感されることであるが、少なくとも土質力学の対象と成りうるような非熔結シラスあるいは二次堆積のシラスに対しては、一口に侵蝕とか崩壊と言っても、そこに次のような二つの問題点のあることが指摘される。その一は、斜面の被災が土質力学的な安定計算の適用が可能であるような崩壊によるものか、あるいは大規模な侵蝕とみるべきか判断に迷うケースの多いことである。もう一は、崩壊によるものと判断される場合があっても、その解析に、例えば、 $H_c = 4C \sin \beta \cos \phi / \gamma [1 - \cos(\beta - \phi)]$ ----- (1) ^(a) で表わされる限界安定高さの概念が全面的に適用できるようなケースは稀にしかないのである。著者の経験では、むしろ、写真-1に例示したようなケースの多いことを指摘しておきたい。ところで、シラス斜面の限界安定高さについては、春山、山内⁽¹⁾がシラスのせん断抵抗特性に基づいて、(a)斜面の安定は拘束圧の関係から高さが増す程 C_d に依存する程度が水に依存する程度より大となり、(b)限界安定高さには静的条件下では引張り亀裂の影響は考えないでよいが、動的には考慮する必要がある、として、最終的に、(c)斜面が飽和すると中立応力の発生によって有効土かぶり圧が減少して C_d が小さくなって不安定となる、と結論している。この考え方はシラス斜面の乾燥時から飽和時への条件変動に伴う限界安定高さの変化を対象とされているものであるが、式(1)に依って論ずる限りは C_d の減少もさることながら斜面の飽和に伴う γ の増大も無視できない要因ではなかろうかと著者は考えている。一方、写真-1に見られるような例については、著者は以前に直立斜面の場合に対してその計算法を提示したことがあるが⁽²⁾、その後、このような崩壊は進行性破壊を考慮すべきではないか、という考えに到達したので、今回はその案についての考察結果を報告することにした。

2. 崩壊機構

写真-1に例示したような崩壊は、図-1に示すように浸透水压によって生じた法尻部の caving に起因するもの、あるいは斜面上部からの流下木や法線に沿った流水によって生じた法尻部の caving または侵蝕に起因するものなどが考えられる。浸透水压による caving そのものについては、勾配 β の緩い築堤斜面に対して Dupuit-Forchheimer の式を基礎にして考察した久保田⁽³⁾の考え方が一応適用できよう。それによると、図-1のように、法尻側に滞溜水のない場合の浸出面長 a は次式で表わされる。

$$a = R_a / \sin \beta, \quad R_a = \left(\frac{B}{\sin \beta} + H \right) - \left[\left(\frac{B}{\sin \beta} + H \right)^2 - h_1^2 \right]^{1/2}, \quad m = \cot \beta \quad \text{--- (2)}$$

浸出点 C における浸透圧力とその点における土のせん断抵抗との関係から求められた斜面が安定を保ちうる限界動水勾配 i_c は次式で与えられている。

$$i_c = \frac{\gamma_w}{\gamma} (\tan \beta - \tan \phi) \cos \beta + \frac{C}{\gamma_w} \quad \text{--- (3)}$$



写真-1

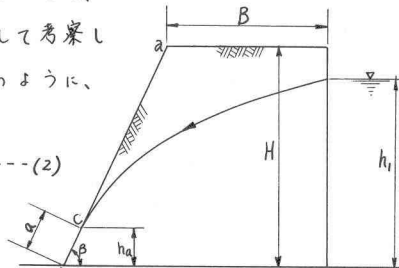
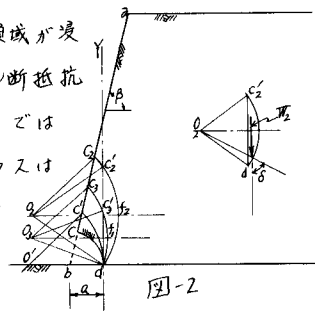


図-1.

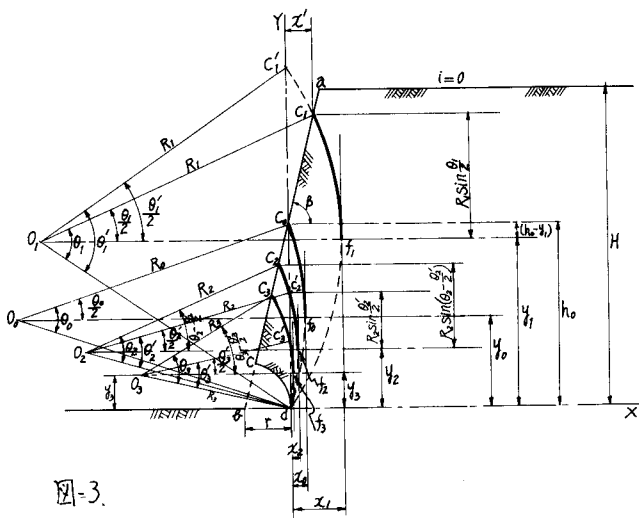
上式で、 γ_s は土の水浸重量、 γ_w は水の密度、 C と ϕ は土の強度定数である。ここで、式(2)を切取斜面に拡大適用するには B の取り方に問題がある。(3)式については、 $\beta < 90^\circ$ はうーだそのまゝ採用しようであるが、 C と ϕ の取り方に文献1)で考慮されている点を反映すべきであろう。

ところで、本文では、問題が斜面法尻に caving が生じた後の安定性という点にあるので、上述の問題点は一応措いて、ここでは caving が生じた後の崩壊機構について考えてみる。いま、問題を簡単にするために、 b を中心にして浸出面長 $\overline{bc} = a$ を半径とする扇形 bcd の領域が浸透圧によって洗掘されたとする。その後は砂質土としてのシラスのせん断抵抗特性から考えて、例えば d を通る鉛直線 $\overline{dy}$ に接する円弧 $c'd$ (中心 O') では引張りに対する抵抗は殆んどゼロとみなされるので、その円弧内のシラスは自重によって逐次崩落することが予想される。このように考えると、すべり面を円弧と仮定する限り、それに沿ってせん断抵抗が mobilize される円弧は図-2 に示すように d を通る鉛直線と intercept するような円弧 (例えば $\widehat{C_1f_1d}$; 中心 O_1) となる。この場合、せん断抵抗の mobilize される区間は $\widehat{df_1}$ となり、弧 $\widehat{C_1f_1}$ は引張り亀裂の領域とみて差支えあるまい。かくして、崩壊は進行性破壊の様相を呈して順次斜面上方へと進行してゆき、最終的に円弧に沿うすべり面の安全率 F_s が1となったところで崩壊が停止すると思われるのである。



3. 安定計算式.

図-3で中心 O_2 の円弧 $\widehat{C_2G_2f_2}$ を引張亀裂と見る場合、弓形 C_2df_2 のシラスの重量を W_2 とすれば、 W_2 に起因するすべりに対する安全率 F_s は



$$F_s = \frac{(C \frac{\pi \theta_2'}{2} R_2 + W_2 \cos \delta \tan \phi)}{W_2 \sin \delta}, \quad W_2 = \frac{\pi}{2} R_2^2 (1 - \cos \frac{\theta_2'}{2}) \sin \frac{\theta_2'}{2} \gamma_s \quad (4)$$

で示される。すなわち、このような方法で計算した F_s が1となる円弧で崩壊が最終的に止まると考えるのである。この場合、進行性破壊ということを考えて、上式中の C と ϕ はせん断試験 (排水または間隙圧計測と伴う非排水) で求められる残留強度から計算した値を採用すべきであろう。

計算例と実測値との比較は当日報告する。

参考文献

- 1) 春山、山内：土粒子のインターロッキングを考慮したシラス層の直立斜面の安定について、九大工学集報, Vol. 40, No. 3, 昭和42年6月。
- 2) 藤本：シラス層の安定性について、昭和41年度土木学会西部支部研究発表会論文集、昭和42年1月。
- 3) 久保田：浸透水流による築堤斜面の安定性について、土木学会誌, Vol. 41, No. 3, 昭和41年3月。
- 4) 藤本、他：粒子形状を考慮に入れた砂のダイラタシ効果について、(砂にシラスのせん断特性, 加藤) 全国環境研究発表会講演集41年。