

浸された盛土部分に気泡を残すことのないように努めた。

(2) 盛土内浸透水流の性状

不透水層上の盛土の標準断面において、上流側水位が 25 cm の場合の流線網を 図-2 に示す。 図-2(a) の浸潤線の中、実線で示したのは実測によるもので、破線は A. Casagrande の図式解法によつて描いたものである。 また 図-2(b) はレラクゼーション法による数値計算によつて解いたときの速度ポテンシャルの分布を示している。 このように砂模型によつて得られる流線網は、理論的には他の流線網形成の手段である図解的方法や数値計算法、あるいは実験的方法の中でも電気的相似法や Hele-Shaw の方法などによる結果と等しくなるべきであるが、砂模型法では 図-2 に示したように浸潤線より上部に毛管水流の領域が存在することを知らることができる。 すなわち著者の実験において上流側流入点の最上部に色素を注入すると、その一部は重力の作用による浸透水流としての道をたどるが、他の一部はこの部分で急速に上昇して、その上端部はいわゆる毛管上昇高に相当する高さに到達し、この帯状の毛管水帯が下流面に向つて浸潤線より上方を移動する。 しかし流入点最上部よりごく僅かだけ水中に入った部分に注入された色素はこの毛管水帯に至ることなく、浸潤線のすぐ下側を重力水として移動している。 Uranin は拡散度が割合少く、かつ砂粒子を染色しないので、追跡用色素としてはきわめて好都合であると思われる。 毛管水帯の色素は毛管上昇高の上端附近では下流面への流動は見られず、全く静止していることが認められたので、この部分では附着水として土粒子空けき内に留まるものと考えられる。 それより下部の浸潤線までの間の毛管水はさきに述べたように下流面に向つて流動するが、その鉛直方向の速度分布は 図-3(a),(b)

図-2 標準断面における流線網と速度ポテンシャルの分布

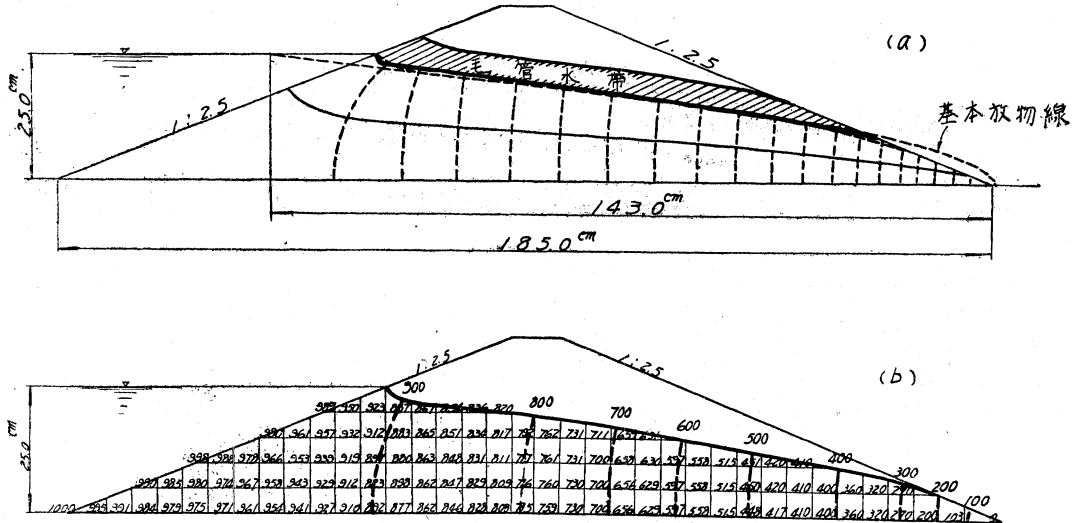
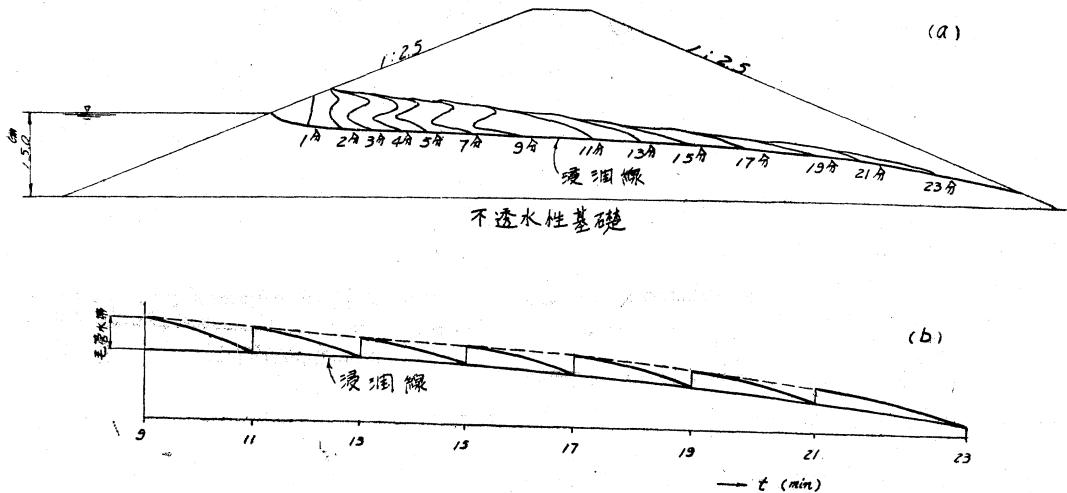


図-3 毛管水帯における流速分布



に示すようにほぼ放物線形をなし、浸潤線において最も流速が大きい。この毛管水流の挙動に関しては、秋葉博士^{1),2)}が提案した誘導毛管水の理論と定性的に一致している。

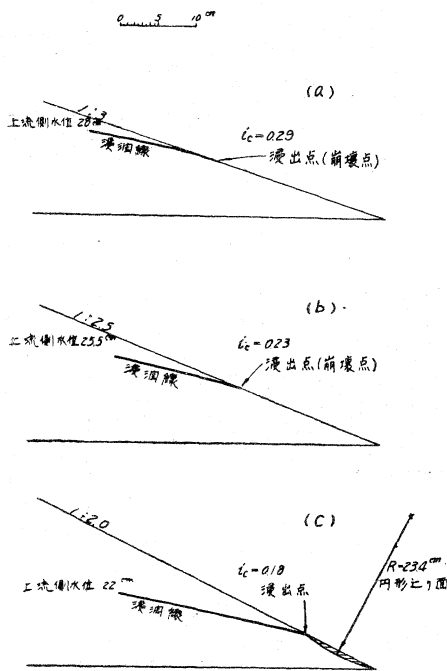
一方浸潤線以下の重力水帯における流速分布は流線網より得られるものと一致する。すなわち正しく正方形の集合からなる流線網においては、相隣る等ポテンシアル線間の距離は動水コウ配に反比例し、また相隣る流線の間隔は浸透流速に反比例する。故に流入面に近いところでは盛土底部の不透水層の近傍は流速はきわめて小さく、浸潤線において最大の流速を示す。しかし浸出面近くになると、浸潤線の近傍と底部の不透水層の近傍とで流線網を構成する正方形の辺長にほとんど差異がなくなるので、浸透流速の鉛直方向の分布はほぼ均一となり、またこの付近では総体に正方形の辺長が小さいので、盛土の上流側におけるよりもかなり大きい流速を有することが知られる。この部分の流速分布が裏法面の浸透破壊に対して重要な役割を果すのであるが、この点については後述することにする。

(3) 盛土裏法面の浸透破壊

いずれの盛土断面に対しても上流側水位がある限界水位以上になると、下流側法面に局部的な浸透破壊が生じ、上流側水位が更に上昇するにつれてこれが漸進的に伝わり拡大することが知られる³⁾。元來盛土の浸透破壊は多少とも非正常性を有することが知られるのであるが、時間的な因子を破壊機構の解析に含ませることは問題をきわめて複雑にする。それ故本実験においては上流側水位の上昇速度及び浸透水流の性状の観察測定の間隔をきわめて遅くし、上述の非正常問題を擬似定常問題として処理すべく実験操作を行った。

3種の断面形状について浸透破壊の状況を調べた結果、図-4(a), (b), (c)に示すようにそれぞれの限界水位における裏法面の破壊には、つぎの2種類の形式があることが知られた。これらはいずれも浸出点以下の法面部分

図-4 裏法面の浸透破壊

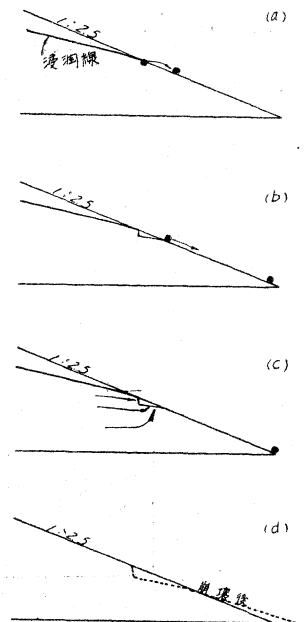


における洗掘またはスベリによる局部的な破壊であつて、決して従來の解析法としてとられているような大きいスベリ面に沿う全体的な破壊でないことは注目すべき結果である。

i) 洗掘破壊 (scouring failure)

裏法面のコウ配が 1:3(図-4(a))及び 1:2.5(図-4(b))のように緩傾斜の場合にはこの種の破壊が生じている。上流側水位がある限界に到達すると、まず浸出点における盛土の砂粒子の1コが浸透水圧によつて静止状態を保つことができなくなり、洗掘作用を受けて法面上に押しやられる。このとき浸出面にはすでに浸出点以上の法面のある長さの範囲にわたつて、毛管水流として浸出した水が薄層流となつて流下しているのので、このように法面上に押しやられた1コの砂粒子は直ちに下方へ洗い流される。するとこの粒子が支えていた他の粒子は支持粒子を失い、支持粒子がもとあつた位置に移動して前と同様な過程が繰り返される。

図-5 浸出点における洗掘破壊



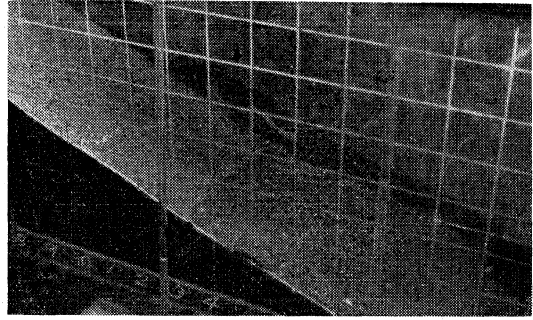
返される。この過程を図-5(a), (b)に示す。このような洗掘は上流側水位が限界水位より低下しない限り、法面に沿つて上方と浸潤線に沿つて盛土内部に伝わり、浸出点附近にある程度の三角形の切欠きが形成される。するとこの切欠きの底面のところに浸透水の薄層が生じ、この部分があたかも下流側水面となつたかのように、この附近の浸透水は下方より流出し(図-5(c)), 切欠き底面においてパイピング現象を起し、上述の洗掘作用を大いに助長して破壊の規模を大ならしめる(図-5(d))及び写真-2)。

ii) スベリ破壊 (sliding failure)

裏法面のコウ配が 1:2(図-4(c))のように急傾斜の場合には、浸出点を上

端とし法先に達する小さい円弧に沿ってスベリ破壊が生ずることが知られた。この場合は i) の洗掘による破壊のように 1 コの砂粒子の移動が順次に伝わる破壊形式ではなく、多少とも全体的なスベリが裏法面の浸出点以下の部分に生ずるのであるが、しかしこれも盛土全体から見るとやはり局部的な破壊にしか過ぎない。上流側水位がごく僅かでも上昇し、それに応じて浸出点の位置も上方へ移動するにつれてスベリ円弧の大きさが増し、その先端は法先より下流に広がって堆積する。

写真一 浸出点における洗掘破壊



さてこれら破壊現象の観察において最も注意を要するのは浸出点の決定である。元来浸潤線はその上での圧力が大気圧に等しい曲線として定義されており、いま大気圧を基準圧力にとると、浸潤線の上では間げき水圧が 0 でなければならない。実験的に浸潤線を見出すことは電気的相似法や Hele-Shaw の方法では割合簡単に行われるが、砂模型の実験においては浸潤線の上方のある範囲に毛管水帯が存在するので、色素を用いて追跡する方法は重力による浸透水流と毛管水流との区別を判然とさせない。また水位管を用いる方法はたとえそれが盛土底面または側壁を通して埋め込んであつても、指示される水圧はその先端部の間げき水圧の大きさを与えるものであつて、流れが盛土内の到るところで水平でない限り、決して浸潤線の位置を直ちに決定し得るものではない。要するに浸潤線の位置はたまたま水位管をうまく浸潤線の上に立てることができた場合に、指示する水圧が 0 であるような点の軌跡として求めなければ得られない。このような試索的な決定法を行わねばならない必然性は、例えば電気的相似実験法における操作⁴⁾ やレラクゼーション法による数値解における試算法⁵⁾ などと原理的に一致する。

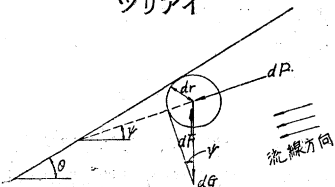
そこで著者は L 型毛細管を用いて試索的に浸潤線の下端端附近の形状を測定する方法を採用した。使用した毛細管は内径 1 mm のもので、L 型管の幹部に目盛りを刻み、予め静水面における毛管上昇高を測定した後、これを盛土の浸出点附近の探査に使用した。若しこの L 型管の脚部先端が浸潤線より下方に入れば、管内水位はこの目盛りの 0 点より上昇し、逆に浸潤線より上方では毛管水流の有する負圧のために 0 点より下という原理を応用して、正確に浸出点の位置を決定することができた。つぎにこの実験により得られた結果から、この種の破壊形式に対する安定解析法について著者の提案する方法を述べる。

3. 法面の局部破壊機構の解析

浸透水流による盛土裏法面の破壊に対する従来の理論的研究は Bernatzik⁶⁾、Haefeli⁷⁾ などによつて行われているが、いずれも実験的検証を経たものではないので、2. において述べた破壊現象と一致させることができない。その理由は前者においては法面における単一粒子の静的釣合を論ずる場合に、粒子の大きさや形状などの幾何学的性状を考慮していないので、その理論には力学的な欠陥を有し、また浸透水流の圧力コウ配に関する因子をきわめてあいまいな形で含めているためである。一方後者は平行浸透流に関する理論であるが、この場合には法面における単一粒子のツリアイでなく、少くともある大きさの土要素の釣合を考えているために、前記の破壊の様子とは全然異なつた考え方であり、さらに浸透水圧としては単に静水圧としての浮力だけしか考えていないことに欠陥があると考えられる。それ故両者の理論解によると、いずれも流線と法面との交角が大きい点、すなわち法先において安定コウ配が最小であり、従つてこの部分から破壊が生じなければならないという結果になつて、明らかに 2. で述べた実験結果と矛盾する。著者はさきの実験結果から 2. (3) i) の洗掘破壊に対して、法面における単一粒子の力学的釣合から出発する破壊理論式をつぎのように誘導した。

いま 図一6 のように浸出面において 1 コの微小な球状の砂粒子を考え、その半径を dr 、単位重量を r_s 、浸透水の単位重量を r_w とする。この微小な砂粒子に作用する力はつぎの通りである。

図一6 浸出面上の単一粒子のツリアイ



- 1) 自重 $dG = \frac{4}{3}\pi(dr)^3 r_s$
- 2) 静水圧(浮力) $dF = \frac{4}{3}\pi(dr)^3 r_w$
- 3) 流動水圧 $dP = \frac{1}{c}\pi(dr)^2 dp$

ここに c は粒子の形状及び間げきの大きさに関する係数、 dp は流線に垂直な方向の投影面に作用する単位面積あたりの浸透水圧である。浮力

を受けた砂粒子の単位重量を $r' = r_s - r_w$, 流線が水平面となす角を ψ とし, 図-6 の流線方向の力を dS , 法線方向の力を dN とすると, これらはそれぞれつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} dS &= \frac{4}{3} \pi (dr)^3 \sin \psi \cdot r' + \frac{1}{c} \pi (dr)^2 dp \\ dN &= \frac{4}{3} \pi (dr)^3 \cos \psi \cdot r' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

水に浸された砂の内部摩擦角を φ_s とすると, ツリアイの極限においては次式の等号が成立する。

$$dS \leq dN \tan \varphi_s \dots\dots\dots (2)$$

式 (1) を式 (2) に代入すると,

$$\frac{dp}{dr} \leq \frac{4c}{3} r' \cos \psi (\tan \varphi_s - \tan \psi) \dots\dots\dots (3)$$

が得られる。式 (3) の左辺の dp/dr は浸出面近傍における浸透水流の平均圧力コウ配 i_p であつて, 平均動水コウ配 i との間には $i_p = i r_w$ なる関係が存在する。故に式 (3) はつぎのように表わされる。

$$i \leq \frac{4c}{3} \frac{r'}{r_w} \cos \psi (\tan \varphi_s - \tan \psi) \dots\dots\dots (4)$$

式 (4) は浸透水流が裏法面へ浸出するとき, 流線が水平面となす角 ψ とこの附近における平均動水コウ配 i との間の大小関係を与えるものであつて, 式 (4) の不等関係が成立している間は法面の洗掘破壊は生じない。若し左辺の i が増加して式 (4) の等式が成立すると, このときの i がいわゆる限界動水コウ配 i_c であつて, 法面は破壊の極限にある。

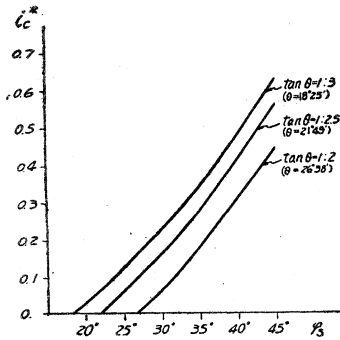
いま角度 ψ を 0 から法面の傾斜角 θ まで変化させたときの式 (4) の右辺の値の変化の様子を調べると, $\psi = 0$ (法先) において最大で, ψ が増すにつれてこの値は減少することが容易に知られる。一方式 (4) の左辺の動水コウ配 i は, すでに 2.(2) で述べたように一定水位に対しては浸出点附近でも法先附近でもほとんど差異がないことが, 浸透流速の測定及び流線網の形状から明らかになつている。故にこゝに述べた理論によると $\psi = \theta$ のとき, すなわち浸出点において単一粒子がまず移動し, 洗掘破壊の原因となることが証明せられる。この浸出点における限界動水コウ配に対しては式 (4) を変形して,

$$i_c^* = (i_c)_{\psi = \theta} = \frac{4c}{3} \frac{r'}{r_w} \cos \theta (\tan \varphi_s - \tan \theta) \dots\dots\dots (5)$$

と書くことができる。式 (5) の φ_s 及び θ と i_c^* との関係を 図-7 に示した。

式 (4) の係数 c はさきに述べたように砂粒子の形状と間げきの大きさに関係しており, 実験的に求めなければならぬ。いまこれを $c = 1/\alpha\beta$ とおいて α を粒子の形状形数, β を間げき係数とする。 α は砂粒子の形状によつてそこに作用する浸透水圧が割引かれる係数と見なされるから, 普通 $\alpha < 1$ と考えられる。一方 β は砂の密度によつて粒子間げきを通る浸透流速が実験で観測する見掛けの流速よりも速く, いま n を間げき率とすると $1/n$ 倍 ($0 < n < 1$) となることに関係しているのだから $\beta > 1$ である。

図-7 限界動水コウ配と φ_s 及び θ の関係



式 (4) を実験結果と比較するためにいま $c = 0.6$ とする。実験時の諸常数 $r_s = 2.61 \text{ g/cm}^3$, $r_w = 1 \text{ g/cm}^3$, $\varphi_s = 30^\circ 27'$ を用いて 1:2, 1:2.5, 1:3 の各法面コウ配に対し, 図-7 によつて浸出点における限界動水コウ配を計算し, これを実測の際のこの部分の破壊時の動水コウ配と比較するとつぎのようになる。

法面コウ配	1 : 2	1 : 2.5	1 : 3
計算値	0.10	0.22	0.31
実測値	0.18	0.23	0.29

これによると法面コウ配が 1:2 の場合以外は, 計算値は実測値とよく一致している。故にこの実験に用いた盛土では式 (4) の係数として $c = 0.6$ が用いられることがわかつた。

いま仮に $c = 0.75$ とし, 法面に平行な浸透水流に対して $i_c = \sin \theta$ とおくと, 式 (4) から

$$\tan \theta = \frac{r'}{r' + 1} \tan \varphi_s \dots\dots\dots (6)$$

が得られる。これは Bernatzik⁹⁾ が提示した法面の安定コウ配を与える式と形式的に一致する。しかるに実際には盛土の浸出面附近では法面に平行な浸透水流が生ずるとは考えられないし, また $c = 0.75$ なる係数も常に採用

できるとはいえないので、式(6)を一般の盛土の裏法面の安定計算に用いることは正しくない。

つぎにさきの比較において法面コウ配が1:2の場合には、式(4)より算出した限界動水コウ配と実測時のものが一致しなかつた点について考えて見る。2.(3) ii) で述べたように法面コウ配が1:2の場合には、緩コウ配の場合に見られたような洗掘破壊の代りに局部的なスベリ破壊が生じている。いま実測したスベリ面の形状から図-4(e)のように円形スベリ面による安定解析を行つて、スベリに対する安全率を求めたところ0.49が得られた。このようにスベリに対する安全率が低いために、洗掘破壊が生ずるよりさきにスベリ破壊が生じたのである。なおこのスベリに対する安全率は、法面コウ配が1:2.5及び1:3の場合にはそれぞれ0.96及び1.18であつた。このように浸透水流による盛土裏法面の局部破壊が、洗掘またはスベリのいずれの形式をとるかについては個々の場合についての検討が必要である。

4. むすび

従来シャ水用盛土の設計は経験に頼ることが多く、また浸透水流の影響を考慮する場合でも抽象的な理論計算に甘んじている結果、必ずしも現実の破壊現象と一致しない場合が多かつた。本文ではこの問題に対してまず砂模型を用いた浸透実験により、盛土裏法面の破壊が浸出点附近に生ずる局部破壊として現われることを確かめ、しかも法面コウ配の緩急により単一粒子の洗掘と局部的なスベリとの2種類の形式をとることを見出した。以上の実験結果より、浸出点近傍の局部破壊に対して限界動水コウ配を与える理論式を誘導し、実際の破壊機構を十分解析することができた。

これらの浸透破壊に対する2,3の安定工法についても実験的検討を行つているので、別の機会に報告を行いたい。なお凝集強度を有する盛土においては、その破壊機構は本文で述べたものと異なり、普通の全体的なスベリに起因するものとなることが予想されるが、これに関しては今後の研究に待たねばならない。本実験にあつて本学土木工科学学生、陣内孝雄君の労を煩わせたので、こゝに謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 秋葉満寿次：地下水運動に伴う砂中毛管水，農業土木研究，Vol. 9, 1937, pp. 185-196
- 2) 秋葉満寿次：毛管誘導水の運動と抵抗係数との実験的研究，農業土木研究，Vol. 9, 1937, pp. 475-483
- 3) R.R. Chugaev: Approximate Determination of Stability of Earth Dams, Proc. 2nd Congr. on Large Dams, Vol. 4, 1936, pp. 593-614
- 4) 丹羽義次：滲透水流の電氣的計測について，土木学会誌，Vol. 35, 1950, pp. 310-312
- 5) R.V. Southwell: Relaxation Methods in Theoretical Physics, 1946, pp. 201-212
- 6) W. Bernatzik: Grenzneigung von Sandböschungen bei gleichzeitiger Grundwasserströmung, Bautechnik, Vol. 18, 1940, pp. 634-642
- 7) R. Haefeli: The Stability of Slopes Acted upon by Parallel Seepage, Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, 1948, pp. 57-62.

(昭. 31. 3. 5)