

浸透水流による築堤斜面の崩壊について

— 凝集力のない場合 —

正員 久保田 敬 一*

ON THE COLLAPSE OF A SLOPE OF EMBANKMENT WITH SEEPAGE OCCURING.

(JSCE. Oct. 1952)

Keiichi Kubota, C.E. Member.

Synopsis The author has studied the collapse of a slope with seepage occurring by sand models which have a trapezoidal cross-section.

It seems that the slope begins to drop down from the upper part of the surface of seepage, but never from the toe of slope. Therefore, it is thought that the action on the surface of seepage is larger than that on the surface which is calculated by the method of A. Casagrande and etc. Namely, $e=(0.3\sim 0.5)a$ (see these signs Fig.-8,11)

The theory of equilibrium slope with seepage occurring which has been introduced by W. Bernatzik does not seem to be applicable to an actual stability of slope adequately.

1. 緒 言

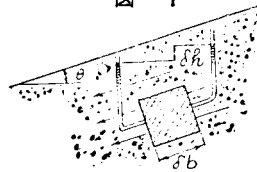
砂を用いた模型実験によつて浸潤線の性質及び形状について著者もその概要を実験的に研究したが¹⁾、実際の土堰堤及び築堤における浸透水の性質、形状はこれと趣きを異にしているように思われる²⁾。築堤内の流れは従来模型化された Sand Model や狭い壁の間の粘性流による類推が行われているが、実際の浸透流がこのような条件をもつたポテンシャル流であるか否かは疑問のあるところである。その1つは降雨による土砂の浸潤度の問題、2つは表面張力の影響であるが、これ等の問題を暫くおいても浸潤線が A. Casagrande や R. Dachler 等が提唱するような曲線であるか否かも一応検討する必要がある。著者は浸潤線の性質及び浸透水圧による法面の安定について実験的に検討してみたのでここにその一部を報告しようと思う。

2. 浸透水圧

一般に浸透水のある土塊内の1点がうける全圧力は土粒子間圧力と間隙水圧とに分けて考えられ、等ポテンシャル線に垂直な単位面積をとつてみれば $p=p'+p_n$ である。 p' は粒子間圧力で $p'=\sigma(\gamma-\gamma_w)=\gamma'\sigma$ 、 p_n は間隙水圧で $p_n=\sigma\gamma_w$ である。 σ は斜面からの深さを示し γ は浸潤土砂の単位重量、 γ' は $(\gamma-\gamma_w)$ で表わされる浸潤土砂の単位重量である。例えば間隙比 $e=0.78$ 、真比重 $G=2.65$ とすればその土砂の乾

燥単位容積重量は $\gamma_0=1.48 \text{ gr/cm}^3$ 、 $\gamma=1.92 \text{ gr/cm}^3$ 、 $\gamma'=0.92 \text{ gr/cm}^3$ である。もし相隣れる2点の圧力水

図— 1



頭に δh の差ができたとすれば土砂中の水は動いて間隙水圧 p_n は $\delta h\gamma_w$ だけ減少し、 p が不変であれば p' は同じ量だけ増加する。

すなわち $\delta h\gamma_w$ は浸透水圧の形として表われる。図—1に示すように δb を一辺とし、斜面上に平行な一辺を有する正方形を浸透水流中に考えれば、この点における動水勾配は $i=\delta h/\delta b$ である。もし浸透水流方向が斜面上に平行であれば $i=\delta h/\delta b=\sin \theta$ となり、 $\delta b=1$ にとれば単位面積に働く浸透水圧は

$$i\gamma_w = \sin \theta \cdot \gamma_w = \frac{G-1}{1+e} \gamma_w \dots\dots\dots (1)$$

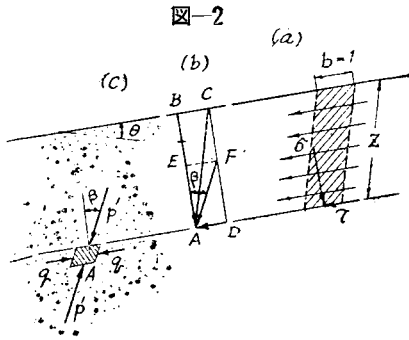
である。今斜面上に平行な浸透水流のある土塊内に σ の深さにある1点 A を考え、そこに働く全圧力の垂直及び切線分力を求めると、 $b=1$ にとつて、

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \gamma \sigma \cos^2 \theta \\ \tau &= \gamma \sigma \cos \theta \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

である。また間隙水圧は圧力水頭が $\sigma \cos^2 \theta$ であるから $\gamma_w \sigma \cos^2 \theta$ 、従つて粒子間圧力は $(\gamma-\gamma_w)\sigma \cos^2 \theta = \gamma'\sigma \cos^2 \theta$ 従つて

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= \gamma'\sigma \cos^2 \theta \\ \tau &= \gamma \sigma \cos \theta \sin \theta = (\gamma'+\gamma_w)\sigma \cos \theta \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

* 徳島大学教授，工学部土木教室

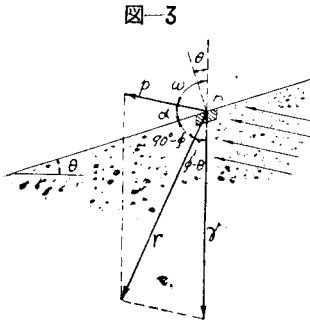


結局 σ' 及び τ は A に働く粒子間圧力の分力で、 σ' は流線に垂直な方向であるから浸透水圧の影響は加わらないが、 τ は流線方向の応力であるから $\gamma_w \cdot z \cos \theta \sin \theta$ の浸透水圧の影響をうける。今 σ を vector GA で表わせば σ' は $\sigma' = \gamma' / \gamma \cdot \sigma$ となり vector EA で表わされる。またこれは一般に $\gamma' / \gamma = 0.5$ に近い値をとる。従つて A 点に働く浸透水圧を考えた圧力 p' は σ' と τ との vector 和 FA で与えられ、その大きさと方向は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} p' &= \gamma' z \cos \theta \sqrt{1 + \sin^2 \theta \left[\left(\frac{\gamma'}{\gamma} \right)^2 - 1 \right]} \\ \beta &= \tan^{-1} \left[\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \theta \right] \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

3. 浸透水圧をうけた安定斜面

浸透水流のある法面の表面上の 1 点 A に微小部分をとつて考えると、



A 点には重力 γ と浸透水流方向の流動水圧 p が働く。A 点においては重力の場 γ の代りに γ と p との合力 r の力が成立する。Rankine の理論によれば土の内部摩擦角を ϕ とすれば限界の法面勾配は力の場 r と常に $(90^\circ - \phi)$ なる角度をなさねばならない。図-4 において $\alpha = 90^\circ$ の場合には

$$\overline{OE} = p_o = \frac{\gamma}{\sin \phi} \sin(\phi - \theta) \dots (5)$$

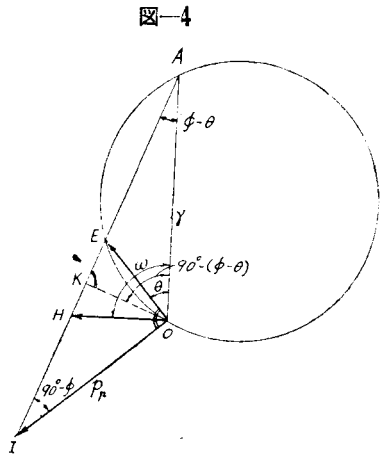
$\alpha = 0$ の場合には、

$$\overline{OI} = p_p = \frac{\gamma}{\cos \phi} \sin(\phi - \theta) \dots (6)$$

$\alpha = 45^\circ$ の場合には、

$$\overline{OK} = p_k = p_{\min} = \gamma \sin(\phi - \theta) \dots (7)$$

となる。 k を有効滲透係数、 $\gamma_w = 1$ とすれば、 $i_{y_o} = v/k = \sin \theta$ 、従つて図-6 において OQ の長さを $\sin \theta$



に等しくとれば

$$\frac{\gamma}{\cos \phi} \sin(\phi - \theta) = \sin \theta$$

$$\tan \theta = \tan \phi \frac{\gamma}{\gamma + 1} \dots (8)$$

となり、この式で与えられる θ は ϕ と γ のみに関係した値で流動水圧 p をうけた斜面の限界値を与えるものである。A 点における斜面が平衡を保つべき傾斜角はこの式で求められるが、 p が斜面と任意の角度をなす場合には次のようにして図式的に求めることができる。

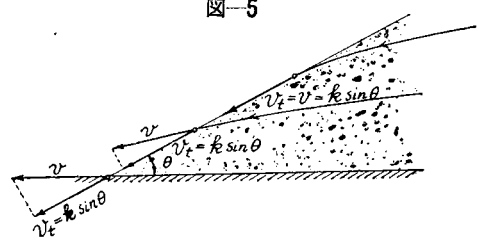
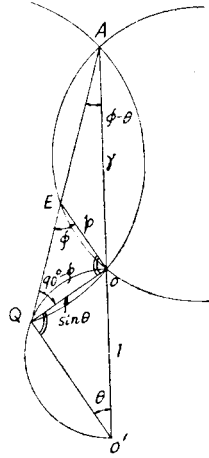
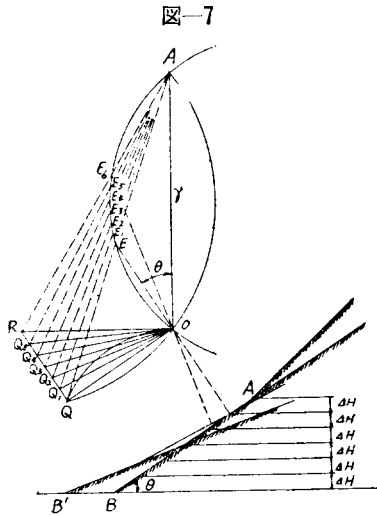


図-6



すなわち図-7 において前と同様に OQ を求めて Q を決定し、AB 間の高さ H を任意の数に等分して ΔH とする。Q から直角に QR を引き、水平線 OR との交点を R とし QR を得る。QR を H を等分したのと同じ数に等分して Q_1, Q_2, \dots, Q_n を求め O と結ぶ。これ等各点と A を結びそれ等が斜面円と交わる点 E_1, E_2, \dots, E_n を求め、更にこれ等と O を結んで得られる線と γ とがな

す角を $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n$ とすればこれ等が傾斜面 AB 間にあるそれぞれ等分点における平衡斜面角を与えることになる。



このようにして求めた角より大きな角を斜面がとれば法面は崩れることになる。

4. 法面崩壊実験

著者は標準砂を用いて写真-1 に示すような長さ
写真-1

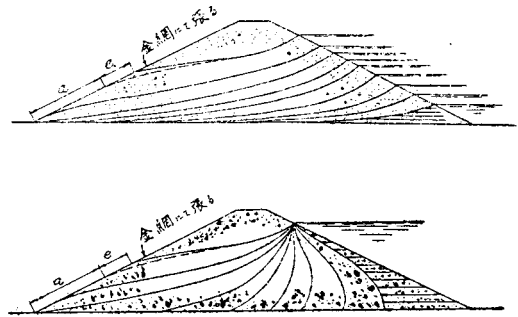


200 cm, 内法巾員 20 cm, 高さ 30 cm の両面硝子張りの水槽を用いて浸透水圧による法面の崩壊実験を行った。著者が用いた砂は豊浦及び相馬標準砂で著者が測定したその物理的性質は次の通りである。

	豊浦標準砂	相馬標準砂
真比重 G	$G = 2.645$	$G = 2.648$
間隙比 e	$e = 0.783$	$e = 0.652$
間隙率 n	$n = 43.9\%$	$n = 39.5\%$
安息角 ϕ	$\phi = 30^\circ 28'$	$\phi = 31^\circ 06'$
単位重量	$\gamma_0 = 1.483 \text{ gr/cm}^3$	$\gamma_0 = 1.603 \text{ gr/cm}^3$
	$\gamma = 1.922 \text{ ''}$	$\gamma = 1.998 \text{ ''}$
	$\gamma' = 0.922 \text{ ''}$	$\gamma' = 0.998 \text{ ''}$
含水率 w	$w = \text{約 } 4\%$	$w = \text{約 } 4\%$

上流側水深を次第に上昇せしめた場合及び上流側水深をある一定の高さに達せしめた後に一度に浸透を開始した場合の浸潤線の時間的変化状況は、相馬標準砂と色素を用いて図-8 に示す通りであることを推定した。

図-8



なおこの実験のいかなる場合においても、浸潤線は下流側浸出面に近づくると急に裏法面に引きつけられるように上昇し Casagrande 等の方法で求めた位置より高位に達してから定常状態になる。数多くの実験の結果より

$$e = (0.3 \sim 0.5) a \dots\dots\dots (9)$$

であることが認められた。

なお堤体寸法は底面巾 69 cm, 高さ 16 cm, 天端巾 5 cm, 斜面角 $26^\circ 34'$ (1:2勾配) であり, 上流側水深 $h_1 = 14 \text{ cm}$ の時の浸出面の長さは Casagrande の方法によれば $a = 12.5 \text{ cm}$ である。なおまた図-8の実験においては堤体表面を全網にておおい、色素としては

図-9

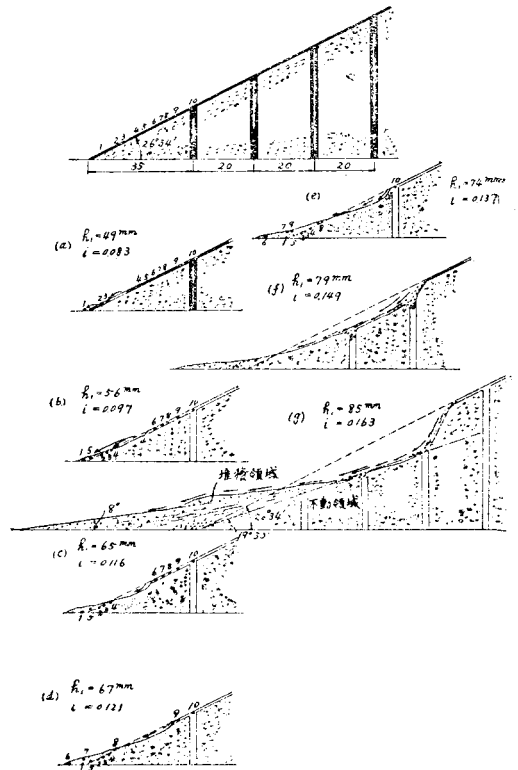


図-10

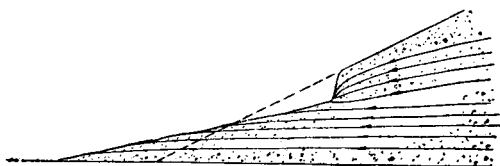


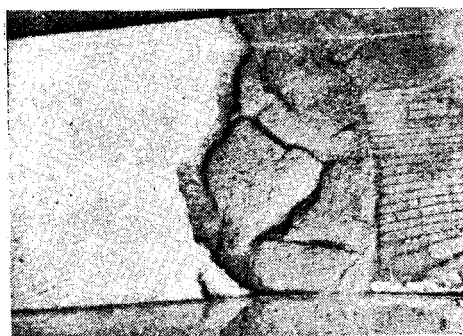
写真-2 (a)



写真-2 (b)



写真-3



拡散度少なく比重が1に近い Uranin (Fluorescein-natrium) を使用した。また法面の崩壊状況は写真-2 及び図-9 に示す通りである。一度崩壊が始まると浸透水は図-10に示すようにある点に集中して流出する傾向を有し、この浸出点は浸蝕の進行と共に次第に上に向つて移動する。なお写真-3 は凝集力をもつた土の崩壊で始めから写真のように集团的に崩れて行くがこれについては機会を更めて記したいと思う。

5. 実験に対する検討

(i) 安定斜面 浸潤砂の内部摩擦角は実験によつて正確に求めなければならないが、水中においてその安息角を求めることもあまり容易でない。そこで著者はかりに物部博士の提唱する⁹⁾ 実験公式を採用して浸潤状態にある細砂の内部摩擦角を求めることにした。

$$\tan \phi_1 = mk \tan \phi$$

この場合 $mk = 0.51 \sim 0.41 = 0.46$ とすれば ϕ_1 は

$$\text{豊浦砂} \quad \phi_1 = 15^\circ 9'$$

$$\text{相馬砂} \quad \phi_1 = 15^\circ 31'$$

また γ は同博士の式によれば $\gamma = (1-n)(\gamma_1-1)$ で表わされ、

$$\text{豊浦砂} \quad \gamma = (1-0.369)(2.649-1) = 1.039$$

$$\text{相馬砂} \quad \gamma = (1-0.416)(2.645-1) = 0.961$$

従つて平衡法面勾配は (8) 式から

$$\text{豊浦砂} \quad \theta = 7^\circ 33'$$

$$\text{相馬砂} \quad \theta = 8^\circ 3'$$

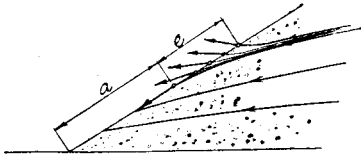
これ等の値は浸透水流の方向が斜面に平行な場合であるが、水平方向の場合 (法先部分) には図-7 の方法によつてそれぞれ豊浦砂の時は $\theta = 7^\circ 17'$ 、相馬砂の時は $\theta = 7^\circ 48'$ を得る。これ等の値を著者の実験結果と比較すると (相馬標準砂を用いた場合 $\theta = 8^\circ$ 、豊浦標準砂を用いた場合には $\theta = 7^\circ 50'$ であつた) よく似ている。しかし実験においては浸蝕が相当進み砂が浸透流によつて押し流された結果が現われているので、いわゆる平衡勾配と多少意味を異にしていると思われる。平衡勾配はこれより多少大きいと考えられる。(5), (6), (7), (8)式による平衡勾配は実験によつて認めることは困難である。それはe部分の崩壊がまず最初に起り、a部分においては上から堆積する砂によつて覆われ表面が次第に平衡勾配に近い斜面を作るからである。

(ii) 浸出面の長さ及び崩壊点 浸潤線の性質として図-8 に示すようにaの上にeの存在することを認めてよいと思われる。法面崩壊の様子をよく観察すると砂粒子はまずe部分から移動を始め決して法先から起らないということである。今(4)式を適用して $s=1$ cm の場合について計算してみると、

$$\text{豊浦砂の場合に} \quad \begin{cases} p' = 1.065 \text{ gr/cm}^2 \\ \beta = 46^\circ 11' \\ \tau = 0.769 \text{ gr/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{相馬砂の場合に} \quad \begin{cases} p' = 1.129 \text{ gr/cm}^2 \\ \beta = 45^\circ 3' \\ \tau = 0.798 \text{ gr/cm}^2 \end{cases}$$

図—11



となり同じ θ に対しては斜面全体について等しい値を得る。 θ が変化すればこれ等の値は変化するが、豊浦砂の場合について $\theta=30^\circ$, $\theta=45^\circ$ の時はそれぞれ

$$\theta=30^\circ \begin{cases} p'=1.082 \text{ gr/cm}^2 \\ \beta=50^\circ 16' \\ \tau=0.832 \text{ gr/cm}^2 \end{cases}$$

$$\theta=45^\circ \begin{cases} p'=1.066 \text{ gr/cm}^2 \\ \beta=64^\circ 22' \\ \tau=0.961 \text{ gr/cm}^2 \end{cases}$$

となり θ が大きければ τ は大きくなる。

法面がまず e の部分から崩れ始めることについては次のように解釈したいと思う。すなわち浸出面は空気に接する不連続面で自由表面ではあるが等ポテンシャル線をなしていない。特に e 部分においては表面張力の影響をうけている毛管水流が浸潤線以下の浸透流のために引張られて (Druggle) 集中的に強く流出するものと考えられる。そしてこの場合斜面が等ポテンシャル線となるように毛管水が流出する。一度崩壊が起れば図—10に示すような状態となり、その部分におい

ては θ が極めて大きくなるから τ が大きくなるものと思われる。崩壊が進めば普通の法面安定理論に近ずき集団的崩壊に移る。また砂粒子が比較的小さい場合には集団的崩壊は粘性土壌からなる法面崩壊に類似し、それが液性限界に達して崩壊するのとよく似ている。

6. 結 語

本実験は凝集力を持たない砂による法面が浸透水圧をうけて崩壊する機構を明らかにしようとして (8) 式の理論が成立するか否かを検討した浸出面 a の外に e の存在することを定量的に認めようとしたのであるが、それが極めて困難であつたことは遺憾である。殊に後者の問題に関しては表面張力の影響を無視した実験等によつて⁶⁾ もつと深く研究したいと思つている。読者諸賢の御批判を切に望む次第である。

参考文献その他

- 1) 著者：堤体の渗透流決定に関する実験 土木学会誌 第 36 卷 7 号, 昭.26
- 2) 内田茂男：土堰堤内の渗透水流について (山口堰堤の実例) 理工学研究所報告 第 4 卷第 1—2 号, 第 4 卷第 3—4 号
- 3) W. Bernatzik : Grenzneigung von Sandböschung bei gleichzeitiger Grundwasserströmung. Bautechnik. s. 634~642 1940
- 4) 久宝 保：土砂の水中傾斜角について 土木技術 第 6 卷第 5 号 昭.26
- 5) 物部長穂：浸潤作用に対する土堤の安定について 土木学会誌 第 4 卷第 2 号 大.7
- 6) 内田茂男：自由境界を有する非定常渗透流について 土木学会誌 第 37 卷第 2 号 昭.27 (昭. 27. 5. 23)

UDC 624.041:624.072.334.1

フィレンデル桁の一解法

正 貞 川 上 暢 夫*

A METHOD OF SOLUTION FOR A VIELENDEEL'S FRAME.

(JSCE. Oct. 1952)

Nobuo Kawakami, C.E. Member.

Synopsis A Viendeel's frame may be considered as a structure composed of many panel-rahmens like as shown in Fig.2. The author got an approximate solution for this frame by calculating the stress and amount of deflection of these rahmens individually and putting them together, without solving many simaltaneous equations.

要旨 フィレンデル桁は多数の門形ラーメンの集合体と考えられる。各個のラーメンにおける応力および歪について別々に検討し、これを総合することによつて、近似的に解こうとするのであつて、この際多数の

連立方程式を立てる必要はない。

[] 各個門形ラーメンの性質

図—1 に示すようなフィレンデル桁の第 m 格間の門形ラーメンを取り出せば、図—2 のようになる。ここに M_{m-1u} , H_{m-1u} , V_{m-1u} , M_{m-1l} , H_{m-1l} , V_{m-1l}

* 山口大学助教授, 工学部土木教室