

円形スベリ計算における土の重量

ふく 福	おか 岡	たもつ 保*
か 加	のう 納	のぶ 伸
		お 郎**

1. まえがき

円形スベリ安定計算において、地下水面から下の土の重量を r' (土の水中単位体積重量) で計算することが定説のように思われているが、崩壊時の地下水の状態を考えると、難透水性の粘土層に対しても r' で計算することに、筆者らは疑問を抱いている。円形スベリが発生して、スベリ面から上の粘土層が変位するとき、粘土層は水分を 100% 含んだままである。すなわち、単位体積の重量は r であると考えられる。したがって、起動モーメント ΣWx における土塊の重量 W は、地下水面から下であっても、 r で計算すべきであると考えられる。

土および基礎に関する中立圧力と浮力と揚圧力はそれぞれ意味が違うことはいままでもない。しかし、有効圧力と浮力とを勘違いする人もあり、上記の問題に関連するので、はじめにこのことに言及した。つぎに、テンションクラックの深さに対する明解な設計基準がないので、斜面高の大小と斜面コウ配の緩急に対応する式を提案した。

本文で引例した設計基準書名はつぎのような略称を用いた。

- 1) “道路橋指針”：道路橋下部構造設計指針 (日本道路協会, 1954 年 3 月)
- 2) “港湾基準”：港湾構造物設計基準 (日本港湾協会, 1967 年 4 月)
- 3) “道路要領”：設計要領第 1 集 (日本道路公団, 1970 年 1 月)

2. 地下水および地下水面

浮力、揚圧力および有効圧力などの問題を正確に理解するには、地下水の定義、分類、性状等に関する知識が必要である。ここでは、地下水および地下水面に関する基礎的知識を簡単に復習してみる。

特別の場合以外は、土の間ゲキの中には水分があるが、これは地下水とはいわない。土の間ゲキの中の水分は土質力学では間ゲキ水という。そして、間ゲキ水は地下水になることができ、地下水になっている場合もある。

土の間ゲキの中の水量が増してくると、重くなって下方に移動していく。このようにして、地下に集まった水は水を通さない地層の上にたまり、さらに横の方向に移動するようになる。このような状態にある地中の水を地下水という。

地下水は地中の間ゲキに 100% 飽和して充満しているが、その水の集まっている上面より上では間ゲキの中に水分はあるが、100% 飽和していない。このような部分を通気帯といい、飽和している部分を飽和帯という。そして、通気帯と飽和帯との境界が地下水面であるといえることができる。したがって、地下水面は理論上のものであって、目で見ることができない。地下水面は自由面をなしているわけであるが、実際には毛細管現象が生じているので、地下水面付近は複雑な形になっているであろう。われわれが目で見ることのできる地下の水面は、井戸やポアホールの中に現われた水面であって、理論上の地下水面ではなく、また真の地下水面でないかも知れない。

水をよく通す地層 (固結していない砂レキ層や砂層) を透水層、水を通しにくい地層 (粘性土層) を難透水層という。固結した岩盤は非透水層である。難透水層と非透水層とを総称して不透水層という。透水層は常に地下水で飽和されているとは限らない。透水層が地下水で飽和している場合、これを帯水層と呼び、難透水層が飽和していても帯水層とはいわない。

地中の状態は透水層と難透水層とが重なり合っているのが普通であり、難透水層と難透水層とにはさまれている透水層は帯水層となっている場合が多い。このような帯水層中の地下水は上下を閉そくされているため、被圧される場合がある。このような地下水を被圧水またはアーテシアン水 (artesian water) といい、被圧されていない地下水を自由水または不圧水という。自由水は自由水面をもっているが、被圧水は自由水面と同じ意味の被圧水面をもっていない。被圧水でえられる被圧水頭は自由水が示す自由水面とその物理的意味が違う。

3. 浮力、揚圧力および有効圧力

浮力、揚圧力および有効圧力に関して、最近つぎのよ

* 東京コンサルタンツ (株) 社長

** 同 東京事務所

ひろば

うな記述を読んだ。

“浮力（揚圧力）は設計の大きなファクターでありながら、解明されないまま設計者の個人的判断に頼ってきた。なかには、含水するものすべて浮力を生ずる式の考え方をする人もいる。ヨウカンに突っ込んだクギには浮力が働いていると考えるのである。このような勘違いを改めるものとして、道路橋指針の調査および設計一般編の第3編2・7条の表現は、安全側へ安全側へとぬるま湯的に傾いている。浮力の働かない不透水性層の場合、土の粒子には浮力が作用しない。すなわち、単位体積重量として地下水位から上の値をとるのであろうが、指針の図-2・7・2 (b) (図-1) のように、それが水底にある場合には、指針使用者にはなかなか気が付かないであろう”と。

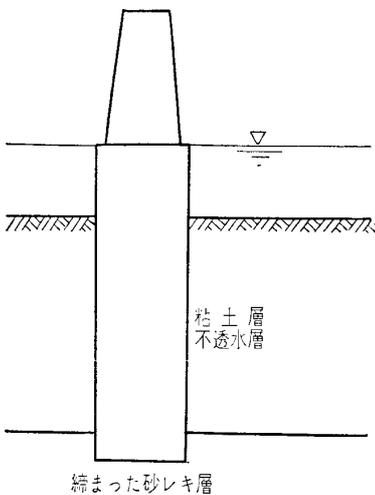


図-1 指針の図-2・7・2 (b)

下の粘土層中の地下構造物

粘土層は難透水性ではあるが、非透水性ではない。地下水面から下の粘土層を掘削するとき、瞬間的にはわき水しないが、長時間放置しておくとう掘削部に水がたまり、周囲の地下水面とほぼ同じ高さまで満水してくる。したがって、この掘削部の中に造られた地下構造物には浮力が働く。地下水面から下のヨウカン（粘土層）に突っ込んだクギにはやはり浮力が働く、クギが浮き上がらないのは、粘着力による全周面摩擦力と自重との合計が全浮力より大きいからである。クギをマッチの棒に置き替えてみれば、よく理解することができる。

2) 掘削底面から下にうすく粘土層が残っている場合
掘削底面から下に残されたうすい粘土層が、その下の被圧帯水層の上向きの圧力 $r_w h$ (揚圧力といい、浮力とはいわない) でふくれ上がるか上がらないかの計算では、粘土層の有効圧力は $(r-r_w)h'$ で計算される。 h は被圧水頭、 h' は掘削底面から被圧面までの高さである。

3) 地下水面から下の有効圧力

地中のある深さにおける有効圧力は、一般の教科書に説明されているように、次式で計算される (図-2)。

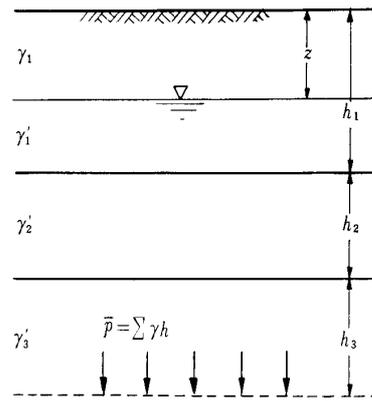


図-2 有効圧力

$$\bar{p} = \sum r h = r_1 z + r_1' (h_1 - z) + r_2' h_2 + \dots \dots (1)$$

上式は、図-2 のように、第1層中に地下水面があって、 z は地下水面の深さであり、 h_1, h_2, \dots は第1層、第2層、……の厚さ、 r は地下水面から上の、 r' は地下水面から下の土層の単位体積重量である。この場合、第1層、第2層、……が粘土層であっても砂層であっても、(1) 式の適用に関しては、区別されない。

勘違いの原因の一つに、つぎのようなことがある。“地下水面から下の土の単位体積重量を r' とすると、 $r' = r - r_w$ である。 r は地下水面から上の土の単位体積重量であり、 r_w は水の単位体積重量である。水の重量を差し引いているから、浮力である”と解釈するのであろう。しかし、 $r' = r - r_w$ という式における r は飽和度が 100% のときの土の重量であって、地下水面から上にある土の単位体積重量 r_t ではない。ちなみに、地下水面から上の土 (飽和度が 100% 以下) が地下水面から下にあるときの r' は、 $r_t - r_w$ ではなく、次式で計算される。

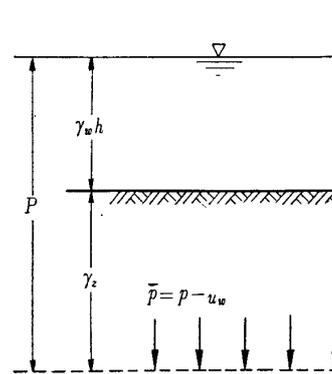


図-3 中立圧力

$$r' = \frac{G-1}{1+e} r_w \dots \dots \dots (2)$$

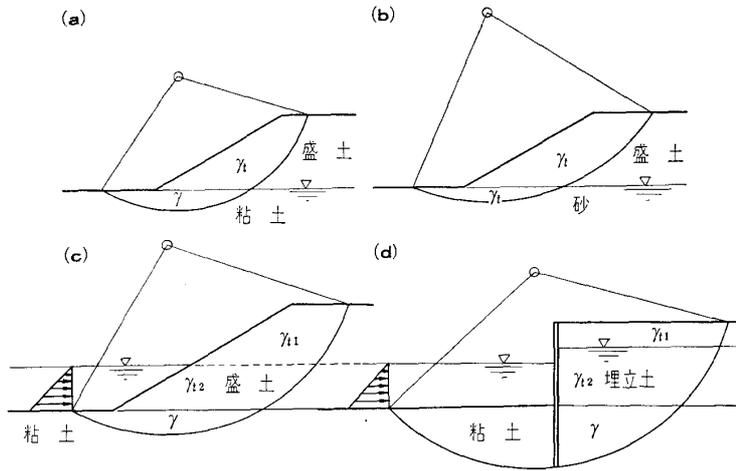
図-3 のように、水深 h の水の荷重による水底 (土の表面) から深さ z における有効圧力 \bar{p} は下記のような理論によって、 $r'z$ で計算され、(1) 式のような一般式で書き表わされていることを忘れてはならない。

$$\begin{aligned} \bar{p} &= p - u_w \\ &= r_w h + r z - r_w (h + z) \\ &= (r - r_w) z = r' z \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

上式で、 p は土と水の合計荷重、 u_w は中立圧力である。

4. 円形スベリにおける土の重量

円形スベリ計算における起動モーメントは回転しようとする物体の重量に関するものであって、有効圧力に関するものではないから、地下水面から下であっても、 r' で計算されない。ただし、スベリ面に沿うせん断抵抗は有効圧力に関するから、(1)式で示される $\Sigma r h$ で計算されることはいうまでもない。



図—4 単位体積重量のとり方

1) 粘土層の場合

地下水位が地表にある粘土層上に盛土斜面が造られる場合(図—4・a)を考える。粘土層は飽和度が100%となっているから、粘土層中の土粒子には浮力が働いており、粘土層中の有効圧力を考える場合の単位体積の重量は $r' = r - r_w$ である。しかし、粘土層そのものの重量は間ゲキ水を含んだ r である。粘土層の下に被圧帯水層があれば、粘土層の下面には揚圧力が働いている場合があるが、粘土層の中に描いた半円形(仮想スベリ面)から上の部分に対して、半円形面に揚圧力または浮力が働くとは考えられない。

粘土の試料を採取するとき、試料が孔内水位から上に採り上げられても脱水しないから、飽和度は100%のままである。この100%の水分は間ゲキ水であって、もはや地下水ではない。円形スベリが発生して、半円形部分の粘土塊が変位するとき、粘土塊は水分を100%含んだままである。すなわち、単位体積の重量は r である。

スベリ面に沿って空げきができ、そこに地下水が充満して、スベリ面から上の粘土塊に揚圧力または浮力が働くような状態にはならない。

2) 砂層の場合

地下水位が地表にある砂層上に盛土斜面が造られる場合(図—4・b)を考える。砂層の飽和度は100%

であるから、砂層中の土粒子には浮力が働いているが、砂層そのものには浮力は働いていない。まして、砂層の中に描いた半円形から上の部分に対して、半円形の下面に揚圧力または浮力が働くとは考えられない。このことと砂層の中に考えた小部分の単位体積の重量が $r' = r - r_w$ であるということとは意味が違う。

砂の試料を採取するとき、試料が孔内水位から上に採り上げられると、脱水して飽和度は100%以下になるが、ゼロにはならない。この試料の含水比は自然含水比ではないから、保水比とも呼ぶべきである。地下水面から下のスベリ面から上の砂層の重量計算では間ゲキ水を含んだ自然保水状態の値 r_t を用いなければ、正しい計算結果が与えられない。

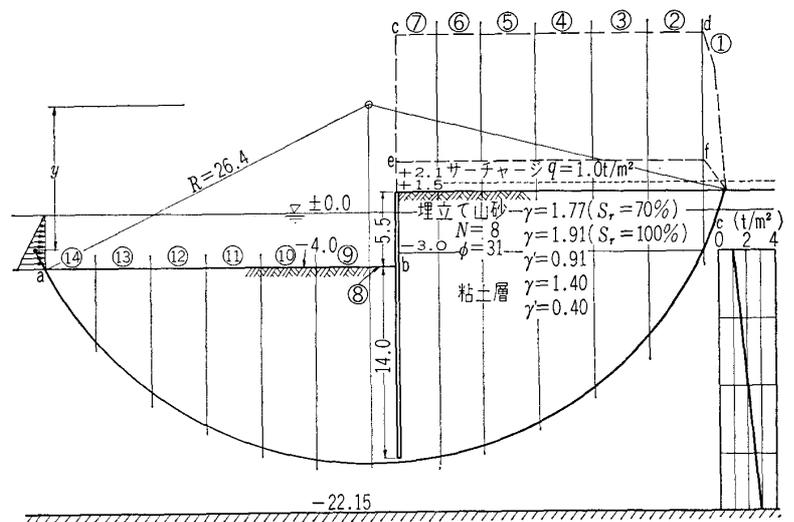
3) 水面がある場合

斜面の前面に河海、水路等の水面がある(図—4・c)場合、スベリが発生して水底がふくれ上がるとき、水底が水を押上げるから水の荷重は中立圧力ではなく、水圧はネガティブの起動モーメントとなる。

つぎに、護岸岸壁などの背面に残留水があるとき(図—4・d)は、その間ゲキ水の重量は起動モーメントとして働く。したがって、背面埋立土の重量は r_t で計算しなければ、残留水の重量による起動モーメントを計算することができない。すなわち、水だけの部分のモーメントは図—4・c, d に示すように静水圧で置き換えられる。

4) 計算例(その1)

図—5 はある矢板岸壁の安定計算図である。重量に関する断面は、 $r' = 0.40 \text{ t/m}^3$ で換算すると a b c d となり、 $r = 1.40 \text{ t/m}^3$ で換算すると、a b e f となる。一見、 r' で計算する方が低い安全率が算出されるようにみえ



図—5 矢板岸壁の円形スベリ計算図

るが、計算結果はつぎのように、その逆である(表—1)。

ひろば

表-1 矢板岸壁の安定計算例

共通		r' で計算する場合				r で計算する場合			共通							
分割	b (m)	x (m)	h (m)	r' (t/m ³)	M_0 (tm)	h (m)	r (t/m ³)	M_0 (tm)	c (t/m ²)	l (m)	R (m)	\bar{P} (t)	$\cos \alpha$	$\tan \phi$	M_{rc} (tm)	$M_{r\phi}$ (tm)
1	1.6	24.5	12.6	0.4	197.4	3.6	1.4	197.6	—	4.8	26.4	8.06	0.333	0.600	—	42.5
2	4.0	22.0	19.8	0.4	697.0	10.45	1.4	1287.4	1.35	7.5	26.4	—	—	—	267.3	—
3	4.0	18.0	24.5	0.4	705.6	15.15	1.4	1527.1	1.8	5.5	26.4	—	—	—	261.4	—
4	4.0	14.0	27.6	0.4	618.2	18.35	1.4	1438.6	2.15	4.75	26.4	—	—	—	269.6	—
5	4.0	10.0	29.7	0.4	475.2	20.35	1.4	1139.6	2.4	4.35	26.4	—	—	—	275.6	—
6	3.0	6.5	30.9	0.4	241.0	21.55	1.4	588.3	2.5	3.1	26.4	—	—	—	204.6	—
7	3.0	3.5	31.5	0.4	132.3	22.15	1.4	325.6	2.55	3.0	26.4	—	—	—	202.0	—
8	2.0	1.0	14.6	0.4	11.7	14.6	1.4	40.9	2.5	2.0	26.4	—	—	—	132.0	—
小計					3078.4			6545.2								
9	4.0	2.0	14.5	0.4	-46.4	14.5	1.4	-162.4	2.5	4.0	26.4	—	—	—	264.0	—
10	4.0	6.0	13.9	0.4	-133.4	13.9	1.4	-467.0	2.45	4.15	26.4	—	—	—	268.4	—
11	4.0	10.0	12.6	0.4	-201.6	12.6	1.4	-705.6	2.4	4.4	26.4	—	—	—	278.8	—
12	4.0	14.0	10.6	0.4	-235.2	10.5	1.4	-823.2	2.15	4.75	26.4	—	—	—	269.6	—
13	4.0	18.0	7.4	0.4	-213.1	7.4	1.4	-745.9	1.8	5.6	26.4	—	—	—	266.1	—
14	3.5	21.1	3.0	0.4	-91.6	3.0	1.4	-310.2	1.4	6.4	26.4	—	—	—	236.5	—
小計					-921.3			-3214.3								
計					2157.1			3330.9							3196.1	42.5

r' で計算する場合

$$\left. \begin{aligned} \text{換算高さ} &= \frac{1.77 \times 2.1}{0.40} + \frac{0.91 \times 3.0}{0.40} = 16.12 \text{ m} \\ F_s &= \frac{\sum M_{rc} + \sum M_{r\phi}}{\sum M_0} \\ &= \frac{3196.1 + 42.5}{2157.1} = \frac{3238.6}{2157.1} = 1.50 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

この場合は、水による荷重は中立圧力であるとする見解であるから、水深 4 m の抵抗は計算しない。

r で計算する場合

$$\begin{aligned} \text{換算高さ} &= \frac{1.77 \times 2.1}{1.40} + \frac{1.91 \times 3.0}{1.40} \\ &= 6.75 \text{ m} \\ \text{水深 } h=4 \text{ m の抵抗を計算すると,} \\ \frac{1}{2} r_w h y &= \frac{1}{2} \times 1.03 \times 4.0 \times 10.7 \\ &= 22.0 \text{ t m} \\ F_s &= \frac{3238.6}{3330.9 - 22.0} = \frac{3238.6}{3308.9} = 0.98 \end{aligned}$$

この問題に無関係ならば、 $F_s=1.50$ であるから十分安全であると信ずるであろうが、筆者らのように疑問を抱く者にとっては、 $F_s=0.98$ であるかもしれないから、シートパイルの根入れ長さをもっと大きく採らなければならないと思う。注) 粘土層の強さは、実際には q_u (kg/cm²) = 0.20 + 0.030 z と判定され、 r で計算する場合 $F_s=1.24$ であったが、説明の都合上、一方の安全率が 1.0 を割る ように、 $q_u=0.20 + 0.020 z$ として計算されている。

5) 計算例(その2)

図-6 は深さ 8 m の軟弱粘土層上に造られる高さ 16.2 m の盛土斜面の安定計算図である。重量に関する断面 $abcd$ と $abef$ は前項の例と同様である。軟弱層の粘着力は、サンドドレーンで地盤改良して、図示のように c_0 から c_1 に増大すると推定された。盛土体は赤土と砂とが 7 : 3 の割合で混合される見込みで、既盛土個所における赤土部分と砂部分の実測値にもとづいて、 $r=1.49 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi=18 \text{ deg}$ 、 $c=2.42 \text{ t/m}^2$ を計算に用

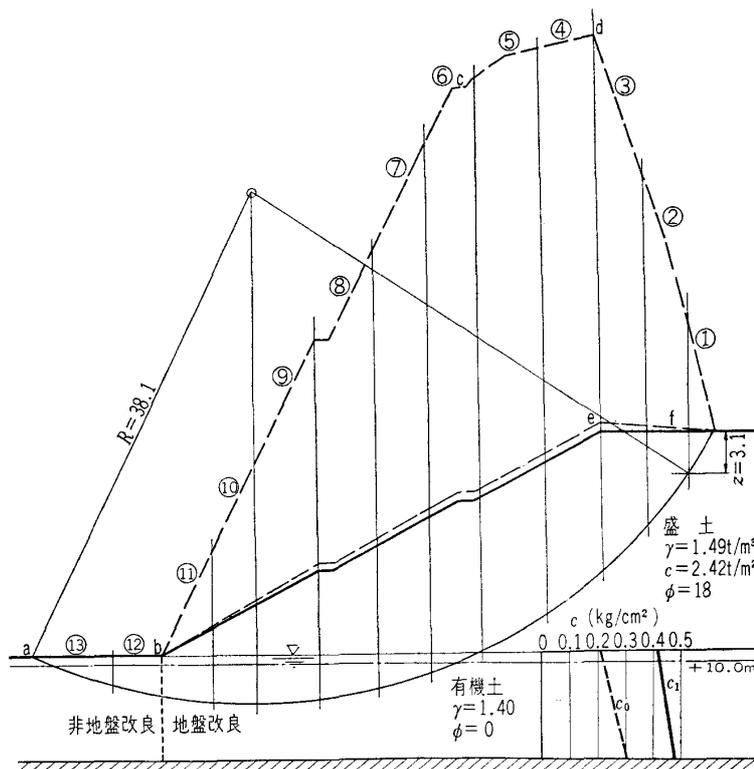


図-6 盛土斜面の円形スベリ計算図

表-2 盛土斜面の安定計算例

共通		r' で計算する場合				r で計算する場合			共通							
分割	b (m)	x (m)	h (m)	r' (t/m ³)	M_0 (tm)	h (m)	r (t/m ³)	M_0 (tm)	c (t/m ²)	l (m)	R (m)	P (t)	$\cos \alpha$	$\tan \phi$	M_{rc} (tm)	$M_{r\phi}$ (tm)
1	1.9	33.25	5.8	0.40	142.3	1.7	1.40	142.3	2.42	—	—	—	—	—	—	—
2	3.1	30.1	19.7	0.40	735.4	5.6	1.40	735.4	2.42	5.0	38.1	24.4	0.620	0.325	461.0	187.5
3	3.3	26.35	33.2	0.40	1177.0	9.5	1.40	1177.0	2.42	4.7	38.1	43.8	0.702	0.325	433.4	380.9
4	4.1	23.1	41.3	0.40	1564.6	11.8	1.40	1564.6	2.42	5.15	38.1	67.7	0.796	0.325	474.8	667.6
5	4.6	18.75	43.2	0.40	1490.2	12.3	1.40	1490.2	2.42	5.35	38.1	79.5	0.859	0.325	493.3	845.5
6	3.7	14.6	42.7	0.40	911.9	12.6	1.40	952.9	4.25	4.25	38.1	—	—	—	655.8	—
7	3.8	10.7	35.8	0.40	582.3	11.8	1.40	674.5	4.35	3.95	38.1	—	—	—	654.7	—
8	4.3	6.65	28.6	0.40	327.1	10.4	1.40	418.3	4.4	4.4	38.1	—	—	—	737.6	—
9	4.5	2.25	22.6	0.40	91.5	9.0	1.40	127.6	4.45	4.5	38.1	—	—	—	763.0	—
小計					7022.3			7282.8								
10	3.2	1.6	14.7	0.40	-30.1	6.75	1.40	-48.4	4.45	3.2	38.1	—	—	—	542.5	—
11	3.7	5.15	7.2	0.40	-54.9	4.45	1.40	-118.7	4.45	3.75	38.1	—	—	—	635.8	—
12	3.5	8.75	2.65	0.40	-32.5	2.65	1.40	-113.6	2.5	3.65	38.1	—	—	—	347.7	—
13	5.8	12.9	1.3	0.40	-38.9	1.3	1.40	-136.2	2.3	6.2	38.1	—	—	—	543.3	—
小計					-156.4			-416.9								
計					6865.9			6865.9							6742.9	2081.5

いる値とされた。テンションクラックの深さは、つぎの項の(6)式によって推定された。

$$r' \text{ で計算する場合: } F_s = \frac{8824.4}{6865.9} = 1.29$$

$$r \text{ で計算する場合: } F_s = \frac{8824.4}{6865.9} = 1.29$$

この場合は起動モーメントは盛土部分だけによって発生するから、 r' で計算しても r で計算しても安全率は変わらない。

5. テンションクラックの深さ

現在のところ、地表部に生ずるテンションクラックの深さに対する明解な設計基準がない。“道路要領”の第1編土工の p. 66 には、テンションクラックの考え方として、つぎのように規定されている。

“テンションクラックの深さ z は次式によって計算するものとする。

$$z = \frac{2c}{r} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \dots \dots \dots (5)$$

上式による結果が 2.5 m 以上になる場合は、2.5 m を限度として、安定計算に使用してよい”と

$r=1.51 \text{ t/m}^3$, $c=0.46 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=15$, $H=6 \text{ m}$ の赤土層の切土斜面に上式を適用すると、 $z=9.2 \div 1.51 \times 1.31 = 8.0 \text{ m}$ となる。6 m しか掘削しないのに、8 m もテンションクラックが生ずるはずがない。このように、(5)式は斜面高の大小や斜面コウ配の緩急に関係なく、一定の値が与えられる。

そもそも、(5)式は無限長斜面における主動域の限界深さを示す理論式である。それゆえに、上記のように有限長の斜面に適用すると、たちまち実際的でない値が

算出される。そこで、便宜上何らかの方法で修正する必要があるが生じてくる。そのとき、斜面高の大小と斜面コウ配の緩急に対応する方法を採らないと、 $z_{\max} = 2.5 \text{ m}$ のように限定すると、ふたたび実際的でない状況が生じてくる。

(5)式は $c=0$ の砂層では $z=0$ となり、粘性土だけに適用され、 r が一定ならば、 z は c に比例することを示している。しかし、“港湾基準”の p. 5-4-7 の解説を抜すいと、つぎのように(5)式と全く反対の見解が記述されているので、読者はとまどう。すなわち、“粘性土斜面の肩のテンションクラックの深さは $2c/r$ 以下であるとされている。注) (5)式は $2c/r$ 以上となる。しかし、実際には粘性土の場合はテンションクラックは考えなくてもよい。一方、砂質土の場合には地下水面まで達する沿直なクラックを仮定する場合が多い”と。

このほかに、常時計算ではテンションクラックを考えず、地震時計算のときだけそれを考えるとする見解もあるが、常時でも地震時でも、斜面がスベリ崩壊する寸前のクラックの深さには変わりはない。

つぎに、筆者らの算定式を記述する。チェボタリオフ (Tshebotarioff) が、粘性土の垂直掘削における限界

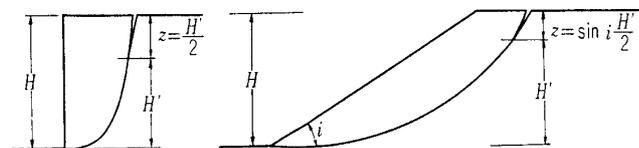


図-7 テンションクラックの深さ

高さを求める式 ($H_c = 2.58 c/r$) を提唱するとき、掘削

ひろば

高さを $H=z+H'$ とおくと、テンションクラックの深さは $z=\frac{H'}{2}$ であると推定した¹⁾。これにならって、斜面高 H 、斜面コウ配 i (deg) におけるクラックの深さを $z=\sin i \frac{H'}{2}$ とすると、クラックの深さは次式で算定される。

$$z=H-H'=\frac{\sin i}{2+\sin i}H \dots\dots\dots(6)$$

上式によれば、斜面コウ配の緩急と斜面高の大小に応じて、クラックの深さを推定することができる。各種のコウ配に対する斜面高とクラックの深さとの関係を求めると表-3 のようである。

表-3 斜面コウ配とクラック深さの関係

コウ配	i (deg)	$\sin i$	z (m)
垂直 1:0.8	90	1.000	0.33 H
	51.5	0.783	0.28 H
1:1.0 1:1.2	45	0.707	0.26 H
	40	0.643	0.24 H
1:1.5 1:1.8	34	0.555	0.22 H
	29	0.485	0.20 H

6. あとがき

r' で計算する場合と r で計算する場合とを比べて、両安全率が非常に相違する場合と変わらない場合との両極端の実例を示した。矢板岸壁の計算例のように、 r' で計算すると安全であるかのような結果を与えるが、実際には r で計算すべきであって、危険な状態を見逃すこととなる。ゆえに、この問題は等閑に付すことができない。

そこで、ここにこの問題を採り上げたしだいである。読者諸氏からのご見解を切望するとともに、読者諸氏のなかで、目下ちょうど、円形スベリの検討をされている人があれば、両計算法による計算結果を比較検討して、その結果とそれに対するご見解を本誌にご披ろうされることをお願いしたい。

参考文献

1) Tschebotarioff: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. p. 172

学会図書案内

北海道支部刊行物案内

去る 10 月 20 日・21 日の 2 日間札幌市において開催された「トンネル講習会」用として刊行、「現場技術」を重点とし、わかりやすく解説編集され好評を博しております。残部が少ないので希望者は至急当支部へお申込み下さい。

「トンネル技術講習会テキスト」

タイプオフセット・B5判・84 ページ

定価 700 円・会員特価 500 円・郵送料 55 円

- | | |
|-------------------------------|----------------------------|
| 内容：(1) トンネルの調査・計画 | 国鉄札幌工務局技術管理課長 太田 皎一郎 |
| (2) アーストンネルの施工計画 | 国鉄札幌工務局技術次長 山本 強 |
| (3) 山岳鉄道トンネルの施工（紅葉山トンネルの掘削工法） | 日本鉄道建設公団札幌支社工事第1課長 金子 英慈 |
| (4) 海底トンネルの施工 | 日本鉄道建設公団青函建設局計画課長 土屋 敬 |
| (5) 道路トンネルの計画と施工 | 三井建設（株）参事 札幌バイパス作業所長 大谷 光信 |
| (6) 札幌地下鉄工事の概要と施工 | 大成建設（株）札幌支店地下鉄作業所長 高橋 陸雄 |

申込先：（社）土質工学会北海道支部

〒060 札幌市南1条西2丁目 勤銀ビル5階

TEL 011-251-7038 郵便振替 小樽 7106