

せん断試験や三軸圧縮試験などの結果も報告されている¹²⁾が、最近、泥炭は基本的には内部摩擦角をもち、したがってそのせん断強さは(1.1)、(1.2)式で表わされ、これらの式は実際の問題の解析に有用であるとする考え方が表明されており、 $\phi_u = 25^\circ \sim 30^\circ$ 、 $\phi' \approx 50^\circ$ などの測定値も報告されている¹³⁾。

$$\tau = \sigma \tan \phi_u \dots\dots\dots(1.1)$$

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots(1.2)$$

しかし、一方では、泥炭のせん断強さはほとんど粘着力¹⁴⁾だけからなるとする詳細な報告もあり、現在、一般には、粘着力またはせん断抵抗という一つの因子からなるものとして取扱われている。

筆者自身は、現在、いまだ十分な検討を行なっていないが、泥炭のせん断強さは荷重が作用する以前の自然状態におけるせん断強さ、圧縮率（換言すれば、泥炭層厚、体積減少係数のような変形係数、泥炭層に働く圧縮応力）、圧縮によるせん断強さの増加を示す係数、異方性およびせん断面の方向角などの関数として表わされる

のではないかと想像している。

しかし、いずれの考え方をとる場合でも、実際には、泥炭のせん断強さをどのような試験方法による結果と対応すると考えるかが問題となるが、現在のところ、ベーン試験が最も適当な試験方法と考えられ、わが国の内外を問わず広く用いられている。

しかし、泥炭に対するベーン試験の適用性についても問題がないわけではない。例えば、とくにせんに質泥炭の場合には、ベーンを回転させてもベーンの刃先に沿って泥炭がせん断されずに単に外方に折れ曲り、泥炭が十分な弾性をもっているときにはベーンの刃先の通過後、ある程度まで元に戻る事が確認されたことからベーン試験における最大トルクは泥炭のせん断強さの信頼できる値を与えるものではないという報告がある。また、ベーン寸法の試験結果に対する影響については、粘土の場合にはほとんど問題にならないが、泥炭の場合にはかなり大きいことが確かめられている¹⁵⁾。表-1.1は、泥炭のベーン試験結果から得られたベーン幅とベーンせん断強さ

表-1.1 ベーン幅とベーンせん断強さの比の関係

人 名	ベ ー ン の 幅	ベーンせん断強さの比	備 考
MacFarlane (1960)	5.08cm	4~5	いずれの場合も ベーンの高さ ベーンの幅 = 2.0
	7.11	2	
	10.16	1	

の比の関係である¹⁷⁾。

このような泥炭に対するベーン試験の適用について Radforth¹⁸⁾は、無定形・粒状泥炭(amorphous granular peat)と木片のないせんに質泥炭(non-woody fibrous peat)に対しては、ベーン試験は実用設計のための泥炭のせん断強さの測定方法として十分使用できるとし、さらに、ベーンの寸法、回転速度などと試験結果の関係が今後の研究によって明らかにされるまでの間、当面、幅4''(10.16cm)、高さ8''(20.32cm)のベーンの使用と0.1 deg/secの回転速度を提案している。

なお、上記のような泥炭の質の規定は、異方性が問題にならない程度の泥炭を指しているものと思われるが明らかでない。

このような提案と表-1.1に示した結果から、無定形・粒状泥炭および木片のないせんに質泥炭の場合、 τ は τ_{vs} (10×20)または北海道開発局土木試験所が用いてきたベーンによる τ_{vs} (5.5×11.0)によって次のように表わされることが想定される。

$$\tau = \tau_{vs} (10 \times 20) \div \frac{1}{4} \tau_{vs} (5.5 \times 11.0) \dots\dots\dots(1.3)$$

(1.3)式は、泥炭の異方性が問題にならない場合にはそ

のまま泥炭のせん断強さを示すことになるが、泥炭の異方性が無視できない場合には、一般に用いられている高さ¹⁹⁾と幅の比が2程度のベーンを用いるときには $\tau_v \div \tau_{vs}$ としてさしつかえないことが知られ、また、ほぼ後述の(1.8)式の関係が認められているところから、次のような関係式が想定される。

$$\tau_v \div \tau_{vs} (10 \times 20) \div \frac{1}{4} \tau_{vs} (5.5 \times 11.0) \dots\dots\dots(1.4)$$

$$\tau_h \div \frac{1}{2} \tau_{vs} (10 \times 20) \div \frac{1}{8} \tau_{vs} (5.5 \times 11.0) \dots\dots\dots(1.5)$$

このようなことから、ここでは、泥炭のせん断強さはベーンせん断強さを基準とし(1.6)式で表わされるものと考える。

$$\tau = m \cdot \tau_{vs} \dots\dots\dots(1.6)$$

さらに表-2.2に示したような τ_{vs} と q_c の関係から、次式がなりたつものと考える。

$$\tau = n \cdot q_c \dots\dots\dots(1.7)$$

(1.6)式における係数 m はベーンの寸法、翼数、回転速度などにより、また、(1.7)式における係数 n は、先端コーンの形状寸法、断面積、貫入速度などによって異なる値をとるものと思われる。

表-1.1ならびに Radforth の提案にもとづいて推定された係数値の妥当性を含めて、 $\tau_{vs}(5.5 \times 11.0)$ に対する n の値と、 $q_c(A10-60)$ 、 $q_c(A10-30)$ および $q_c(A20-30)$ に対する n の値を明らかにすることが、この小論文の目標の一つである。

また、泥炭のせん断強さに関する異方性については、ここでとくに問題としている比較的分解度の低いせんい質泥炭の場合には、真井、北郷^{6),7)}および大平⁸⁾の研究成果に

ここに、

$$\mu = \frac{\tau_v}{\tau_h}$$

したがって、(1.8)、(1.9)両式から次式が得られる。

$$\tau_\alpha = 2 \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} \right) \tau_h \dots \dots \dots (1.10)$$

かくしてせん断強さに関する泥炭の異方性を(1.8)、(1.9)および(1.10)式のように考え、限界平衡状態では盛土荷重によって泥炭地盤内部にある一定の形状のすべり

原位置試験による泥炭のせん断強さの決定方法

佐々木 晴 美*

目 次

ま え が き	83
1. 泥炭のせん断強さに対する基本認識について	83
2. 泥炭のペーンせん断強さとコーン支持力の関係について	85
3. 盛土荷重により泥炭地盤内部に生ずる円弧すべり面に沿って働くせん断強さについて	86
4. 盛土荷重による泥炭地盤のすべり破壊例から推定される泥炭地盤のせん断強さとペーンせん断強さならびにコーン支持力の関係について	87
5. 結 論	88
あ と が き	89
記 号 説 明	89
参 考 文 献	89

ま え が き

一般に、泥炭のせん断強さは、サンプリングそれ自体¹⁾および採取試料についての各種せん断試験に困難な問題が伴うか、または試験結果の利用に問題があるために、実験室におけるせん断試験によって決定されることは少なく、原位置におけるペーン試験によって決定されることが多い。北海道では、作業が簡単でかつ迅速にできることに加えて泥炭層の下に堆積する軟弱な粘土層²⁾についてのサウンディングも容易にできることから、泥炭地用に工夫改良された試験機³⁾による静的コーン貫入試験によって決定される場合も多い。最近では泥炭層、粘土層はもとより、その下の堅固な砂層まで連続してサウンディングを行なうことが可能⁴⁾なところからオランダ式コーン貫入試験(2 t)も多く用いられている。

しかし、これらの原位置試験による泥炭のせん断強さの決定には多くの問題が内在している。例えば、ペーン

なお、等方性とみなし得るような泥炭の場合には、粘土と同様な取扱いが可能と考える。

また、泥炭地における盛土の設計に対する、泥炭の異方性を考慮したときの原位置試験結果の適用の仕方⁵⁾も明らかにされなければならない問題の一つと考える。

すなわち、泥炭の異方性を考慮したときの盛土荷重³⁾による泥炭地盤の安定解析法はすでに示されているが、従来広く用いられているすべり面を円弧としモーメントの釣合いから解析しようとする方法では、まだ、この泥炭の異方性を考慮した場合の検討が行なわれていない。

ここでは、これらの問題の解明を指向し、泥炭地における盛土工事の際に泥炭地盤がすべり破壊を起こした実例^{6),7),8)}についての調査解析結果をもとに、せん断強さに関する泥炭の異方性、泥炭に対するペーンせん断強さとコーン支持力の関係^{9),10)}、コーン支持力の修正方法¹¹⁾などに関する調査研究資料を利用して、異方性を考慮した泥炭のせん

式コーン貫入試験によるコーン支持力とベーンせん断強さの関係は、とくに検討されることがないままに現在に至っている。実際には、すべり破壊に対する泥炭地盤の $\bar{\tau}_f$ と、軟弱層厚に対する $q_c(A_{10}-60)$ との間に

$$\bar{\tau}_f \div \frac{1}{10} q_c(A_{10}-60) \dots\dots\dots (2.1)$$

なる関係がなりたつものとし、設計に際しては泥炭地における盛土の破壊例に対する検討結果にもとづいて一

応妥当な値として得られた安全率を使用するという考え方を、多くの場合にわれわれはとってきた。しかし、ここで、静的コーン貫入試験に関する最近の研究成果¹¹⁾にもとづいて、 $q_c(A_{10}-60)$ と $q_c(A_{10}-30)$ 、 $q_c(A_{20}-30)$ の関係を求め、さらに $q_c(A_{10}-60)$ と $\tau_{vs}(5.5 \times 11.0)$ の関係を検討すると次のようになる。なお、この場合の記号は、表-2.3による。

表-2.3 各要素の q_c 値に対する作用方向

要 素	修 正 係 数	q_c の増加方向
コーン先端角 (α)	k_α	α 小 $\leftarrow$ α 大
スリーブ長比 (l_s/d_c)	k_s	$l_s/d_c \rightarrow l_s/d_c$ 大
スリーブ部逆テーパー (β)	k_{st}	β 小 $\leftarrow$ β 大
コーン底面積 (A_c)	k_a	A_c 小 $\leftarrow$ A_c 大
貫入速度 (v)	k_v	v 小 $\rightarrow$ v 大

$$\begin{aligned} \frac{q_c(A_{10}-60)}{q_c(A_{10}-30)} &= \frac{k_\alpha}{k_{\alpha 1}} \cdot \frac{k_s}{k_{s 1}} \cdot \frac{k_{st}}{k_{st 1}} \cdot \frac{k_a}{k_{a 1}} \cdot \frac{k_v}{k_{v 1}} \\ &= \frac{1.00}{1.03} \cdot \frac{1.93}{1.00} \cdot \frac{0.75}{1.00} \cdot \frac{1.00}{1.00} \cdot \frac{1.00}{1.00} \\ &\div 1.41 \end{aligned}$$

ゆえに

$$q_c(A_{10}-60) \div 1.41 q_c(A_{10}-30) \dots\dots\dots (2.2)$$

また

$$\begin{aligned} \frac{q_c(A_{10}-60)}{q_c(A_{20}-30)} &= \frac{k_\alpha}{k_{\alpha 2}} \cdot \frac{k_s}{k_{s 2}} \cdot \frac{k_{st}}{k_{st 2}} \cdot \frac{k_a}{k_{a 2}} \cdot \frac{k_v}{k_{v 2}} \\ &= \frac{1.00}{1.03} \cdot \frac{1.93}{1.00} \cdot \frac{0.75}{1.00} \cdot \frac{1.00}{0.92} \cdot \frac{1.00}{1.00} \\ &\div 1.53 \end{aligned}$$

$$\therefore q_c(A_{10}-60) \div 1.53 q_c(A_{20}-30) \dots\dots\dots (2.3)$$

したがって、(2.2)、(2.3)式と表-2.2に示されている $\tau_{vs}(5.5 \times 11.0)$ と $q_c(A_{10}-30)$ 、 $q_c(A_{20}-30)$ の関係から、(2.4)~(2.7)式が得られる。

$$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \div \frac{1}{12} q_c(A_{10}-60) - 0.054 \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \div \frac{1}{16} q_c(A_{10}-60) \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \div \frac{1}{14} q_c(A_{10}-60) + 0.020 \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \div \frac{1}{12} q_c(A_{10}-60) \dots\dots\dots (2.7)$$

ここでは、コーン支持力が泥炭に対する値程度に小さい範囲では(2.4)式と(2.5)式、(2.6)式と(2.7)式はほとんど等しい $\tau_{vs}(5.5 \times 11.0)$ を与えることと定数の有無による取扱上の難易から、(2.5)式と(2.7)式を検討の対象とし、それぞれの係数0.062と0.085の中間値をとることとすると、次のような関係式が得られる。

$$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \div \frac{1}{14} q_c(A_{10}-60) \dots\dots\dots (2.8)$$

3. 盛土荷重により泥炭地盤内部に生ずる円弧すべり面に沿って働くせん断強さについて

盛土荷重に対する泥炭地盤の安定の問題を図-3.1に示すような円弧すべり面を想定し、このすべり面に沿う滑動力と抵抗力との釣り合いから検討しようとする場合には、(1.8)、(1.9)および(1.10)式で表わされるような泥炭のせん断強さに関する異方性を考慮して、この円弧すべり面に沿って働く泥炭のせん断強さの平均値を計算に用いる方法が考えられる。

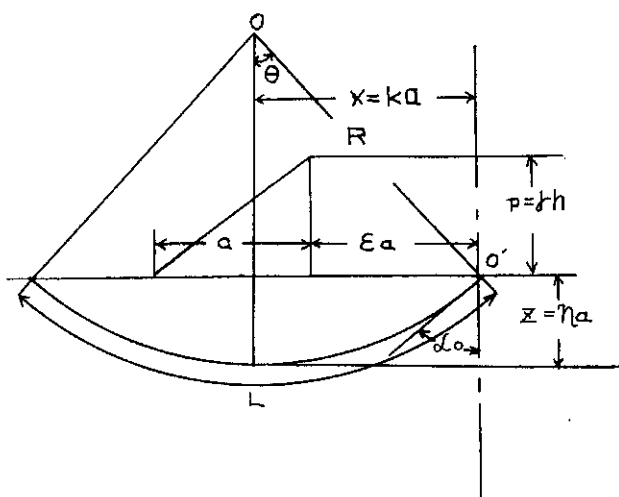


図-3.1

図-3.1において、限界平衡状態ではすべり円弧を狭む中心角の半量は $\theta = 66^\circ 47' \div 1.17$ radian で与えられる。また、同図において $\alpha_0 = 23^\circ 13' \div 0.41$ radian となり、図-1.1に示すように任意の方向の泥炭のせん断強さが方向角 α に比例すると考えると、 $\bar{\tau}_f$ は、次のように表わすことができよう。

$$\bar{\tau}_f = \frac{1}{\left(\frac{\pi}{2} - 0.41\right)} \int_{0.41}^{\frac{\pi}{2}} \tau_\alpha d\alpha \div 1.37 \tau_n \dots\dots\dots (3.1)$$

また、(1.8)式と(3.1)式から次式が得られる。

$$\bar{r}_f \approx 0.69 r_v \dots \dots \dots (3.2)$$

4. 盛土荷重による泥炭地盤のすべり破壊例から推定される泥炭地盤のせん断強さとベーンせん断強さならびにコーン支持力の関係について

サウンディングの結果から決定するには多くの問題が残されている泥炭のせん断強さおよび盛土荷重によるすべり面に沿って働く泥炭地盤の平均せん断強さを、実際に泥炭地盤上に築造された盛土ですべり破壊を起こした

ものと安定が確保されたものについての解析結果にもとづいて推定する方法は有効であろう。

表-4.1, 4.2は、北海道の泥炭地における盛土工事例のうち、すべり破壊を起こしたところと安定が確保されたところをいくつか選定し、土質調査資料にもとづいてそれぞれの現場におけるすべり破壊に対する安全率がどの程度になっているかを検討した結果である。いずれの場合にも泥炭地盤のせん断強さは、 $\bar{q}_c(A10-60)$ の10分の1としている。なお、これらの個々の現場について盛土基礎地盤を構成する泥炭の異方性を判定するための具体

表-4.1 基礎地盤の破壊に対する安全率

調査番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
区分																		
安定係数 n	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.8	7.3	5.6	6.0	5.9	6.0	5.9	6.9	5.6	5.6	6.1	5.9	6.8
地盤強度 c (t/m ²)	2.7	4.0	5.0	5.9	2.5	1.9	2.0	2.1	4.0	3.7	2.7	2.7	2.4	1.1	0.9	2.2	1.6	3.2
盛土荷重 (t/m ²)	3.6	4.5	2.8	3.7	2.3	7.3	7.2	2.2	5.4	3.7	5.5	6.3	8.4	5.0	5.2	6.9	5.4	13.0
安全率 F_s	4.1	5.0	9.9	8.9	6.3	1.5	2.0	5.4	4.5	5.9	3.0	2.5	1.6	1.2	1.0	1.9	1.7	1.7
破壊の有無	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×

注 ○ 安定 × 破壊

表-4.2 盛土の破壊に対する検討

資料番号	破壊前の盛土速度			破壊時の盛土に対する安定係数	破壊時の安全率			破壊形式	備考
	m/day	m/day	1/day		平均せん断強度による	最小せん断強度による	最大せん断強度による		
6903	—	—	—	5.5	1.5	1.0	2.4	自由すべり	道路
6905	—	—	—	5.7	2.1	1.2	3.6	片側自由すべり	〃
6907	—	—	—	8.4	1.4	0.8	2.6	自由すべり	〃
6909	5.20/14	0.37	0.28	6.4	1.3	0.6	2.1	〃	築堤
6910	—	—	—	6.3	1.2	0.6	2.3	〃	〃

* 1日当たりの盛土荷重強度を粘着力で除したもの $\left(\frac{t/m^2/日}{t/m^2} \right)$

表-4.3 泥炭の分解度測定資料

地域名	泥炭の種類	分解度 (Von Post)	地域名	泥炭の種類	分解度 (Von Post)
釧路	ミズゴケ	2.5	上サロベツ原 野南部	ミズゴケ	3.38
	スゲ	3.55		スゲ	3.81
	ヨシ	4.62		ヌマガヤ	4.76
				ヨシ	3.94
風連	ミズゴケ	3.46	下サロベツ原 野南部	ミズゴケ	5.12
	スゲ	3.42		スゲ	4.54
	ヨシ	4.23		ヌマガヤ	4.37
				ヨシ	5.00

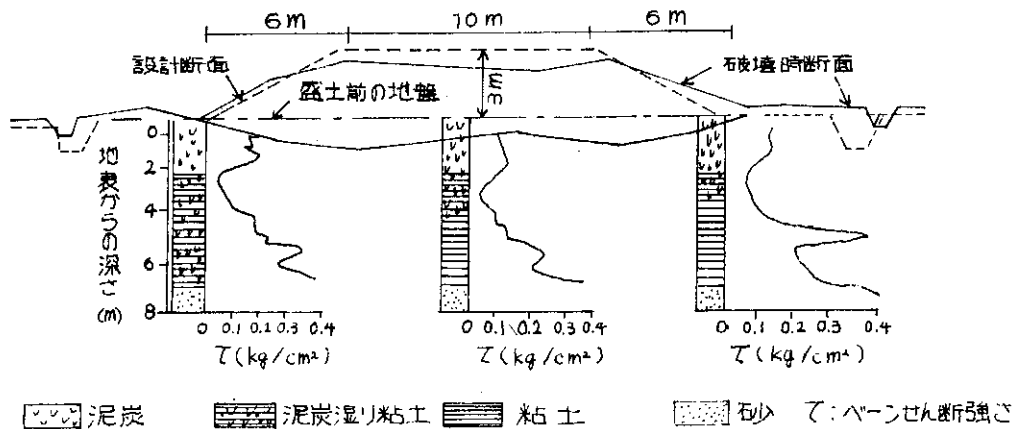


図-4.1 盛土破壊の一例

的な資料は得ていないが、現地における肉眼観察ならびに (1.8) 式を得た北村美唄達布、幌達布地域の泥炭との類似性のほか、表-4.3に示すような泥炭の分解度測定資料を考慮して、これらの調査個所の泥炭はほぼ(1.8)、(1.9)および(1.10)式を満足するものとする。

図-4.1は、盛土荷重による泥炭地盤の破壊の一例を示す。

同図からもわかるように、実際に泥炭地盤がすべり破壊を起こす時にはサンドマットまたは盛土の一部が原地盤面以下に沈下し盛土の断面形状は完全な台形ではない。しかし、表-4.1、4.2における検討では、調査時点における盛土中心部の沈下量を含めた実盛土高さを新たな高さとし、形状係数はその時点における盛土のそれと等しいような台形盛土が原地盤面上に瞬間的に载荷されるものとしている。また、すべり破壊時には、泥炭地盤内部に生ずるすべり面が盛土の中に連続して貫通することではなく、すべり面の始点は盛土と基礎地盤が接する面の上であり、盛土のせん断強さはすべり破壊に関与しないものと考えている。

上記のような考え方にもとづいて得られた表-4.1、4.2から、表-4.4に示すような結果が得られる。

表-4.4 盛土荷重による泥炭地盤の安定と破壊の限界についての検討結果

項 目	検 討 結 果	備 考
安 全 率	2.1 2.5	$\bar{\tau}_f = \frac{1}{10} \bar{q} c (A10-60)$
安定破壊の区別	破 壊 安 定	安定 ($F_s \geq 2.5$) 破壊 ($F_s \leq 2.1$)
照準平均状態 ($F_s = 1.0$)とした ときの α	21 25	$\bar{\tau}_f = \alpha \bar{q} c (A10-60)$

同表から、盛土荷重によって泥炭地盤がすべり破壊を起こすときにすべり面に沿って働く $\bar{\tau}_f$ は次式で与えられることがわかる。

$$\bar{\tau}_f = n' \bar{q} c (A10-60) \quad \frac{1}{21} > n' > \frac{1}{25} \quad (4.1)$$

ここで、 n' の妥当な値として $\frac{1}{21}$ と $\frac{1}{25}$ の中間値を想定すると次のようになる。

$$\bar{\tau}_f \div \frac{1}{23} \bar{q} c (A10-60) \quad (4.2)$$

これらの個所の泥炭地盤が(1.8)式を満足するような異方性地盤と考えると(3.2)式と(4.2)式から次式が導かれる。

$$\tau_v \div \frac{1}{16} \bar{q} c (A10-60) \quad (4.3)$$

(2.8)式と(4.3)式から次式が得られる。

$$\tau_v \div \frac{1}{1.2} \tau_{vs} (5.5 \times 11.0) \quad (4.4)$$

ここで、既述のような Mac Farlane, Tessier による実験結果と Radforth の提案にもとづいて推定した(1.4)式で与えられる τ_v を、(4.4)式で与えられる τ_v と比較すると、前者は後者の約30%となり小さな値を与えることがわかる。

また、(3.2)式と(4.4)式から次式が得られる。

$$\bar{\tau}_f \div \frac{1}{1.7} \tau_{vs} (5.5 \times 11.0) \quad (4.5)$$

(2.2)式と(4.3)式から次式が得られる。

$$\tau_v \div \frac{1}{11} \bar{q} c (A10-30) \quad (4.6)$$

(3.2)式と(4.6)式から次式が得られる。

$$\bar{\tau}_f \div \frac{1}{16} \bar{q} c (A10-30) \quad (4.7)$$

(2.3)式と(4.3)式から次式が得られる。

$$\tau_v \div \frac{1}{10} \bar{q} c (A20-30) \quad (4.8)$$

(3.2)式と(4.8)式から次式が得られる。

$$\bar{\tau}_f \div \frac{1}{15} \bar{q} c (A20-30) \quad (4.9)$$

5. 結 論

以上、普通の粘土や等方性とみなし得る植物せんい部分の分解度が大きい有機質土と異なり、異方性をもつために取扱いがむずかしく、しかも、(1.8)、(1.9)および(1.10)式を満足するような比較的分解度の低いせんい質泥炭のせん断強さを、ベーン試験および静的コーン貫入試験の結果から決定する方法について考察した。このような泥炭のせん断強さの決定についてはいまだ説明を要する問題が残されているが、当面、実用に供し得る成

果が得られたのではないかと考えている。それを要約すると次のようになる。

- (1) 幅5.5cm, 厚さ11.0cmのベーンによるベーン試験によって泥炭のせん断強さを決定する場合には, 次のような関係式が実用できよう。

$$\tau_v \div \frac{1}{1.2} \tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \quad \tau_h \div \frac{1}{2.4} \tau_{vs}(5.5 \times 11.0) \\ \bar{\tau}_f \div \frac{1}{1.7} \bar{\tau}_{vs}(5.5 \times 11.0)$$

- (2) オランダ式コーン貫入試験(2t)によって泥炭のせん断強さを決定する場合には, 次のような関係式が実用できよう。

$$\tau_v \div \frac{1}{16} q_c(A10-60) \quad \tau_h \div \frac{1}{32} q_c(A10-60) \\ \bar{\tau}_f \div \frac{1}{23} \bar{q}_c(A10-60)$$

- (3) WP—A10型コーン貫入試験によって泥炭のせん断強さを決定する場合には, 次のような関係式が実用できよう。

$$\tau_v \div \frac{1}{11} q_c(A10-30) \quad \tau_h \div \frac{1}{22} q_c(A10-30) \\ \bar{\tau}_f \div \frac{1}{16} \bar{q}_c(A10-30)$$

- (4) WP—A20型コーン貫入試験によって泥炭のせん断強さを決定する場合には, 次のような関係式が実用できよう。

$$\tau_v \div \frac{1}{10} q_c(A20-30) \quad \tau_h \div \frac{1}{20} q_c(A20-30) \\ \bar{\tau}_f \div \frac{1}{15} \bar{q}_c(A20-30)$$

あ と が き

泥炭, とくに比較的分解度の低いせんい質泥炭のような異質性が問題となるような泥炭のせん断強さを, 原位試験の結果からどのように決定するかは, 実際の設計施工に極めて大きな影響を与える。今回, この問題について考察を試みたのは, 筆者自身, 日常の仕事を通してこの問題の重要性を感じていたからである。

もちろん, この問題に関してはいくつかの疑問が残されてはいるが, 当面, 実用できる成果を得たのではないかと考えている。

関係各位の御批判を得られれば幸いである。

記 号 説 明

- q_c : コーン支持力(kg/cm²)
 $q_c(A10-60)$: オランダ式コーン貫入試験機(先端コーンの断面積10cm², 先端角60°)によるコーン支持力(kg/cm²)
 $q_c(A10-30)$: 土試WP—10A型コーン貫入試験機(先端コーンの断面積10cm², 先端角30°)によるコーン支持力(kg/cm²)
 $q_c(A20-30)$: 土試WP—20A型コーン貫入試験機(先端コーンの断面積20cm², 先端角

30°)によるコーン支持力(kg/cm²)

$\bar{q}_c(A10-60)$: オランダ式コーン貫入試験機による, 軟弱層厚に対するコーン支持力の深さ方向分布の平均値(kg/cm²)

$q_c(A10-30)$: 土試WP—10A型コーン貫入試験機による軟弱層厚に対するコーン支持力の深さ方向分布の平均値(kg/cm²)

$\bar{q}_c(A20-30)$: 土試WP—20A型コーン貫入試験機による軟弱層厚に対するコーン支持力の深さ方向分布の平均値(kg/cm²)

σ : せん断面に働く全垂直応力(kg/cm²)

σ' : せん断面に働く有効垂直応力(kg/cm²)

τ : 泥炭のせん断強さ(kg/cm²)

$\bar{\tau}_f$: 泥炭地盤のすべり破壊時にすべり面に沿って働く泥炭のせん断強さの平均値(kg/cm²)

τ_h : 泥炭の成層方向のせん断強さ(kg/cm²)

τ_v : 泥炭の成層面に垂直方向のせん断強さ(kg/cm²)

τ_{vs} : ベーンせん断強さ(kg/cm²)

$\tau_{vs}(5.5 \times 11.0)$: 幅5.5cm高さ11.0cmのベーンによるベーンせん断強さ(kg/cm²)

$\tau_{vs}(10 \times 20)$: 幅10cm, 高さ20cmのベーンによるベーンせん断強さ(kg/cm²)

$\bar{\tau}_{vs}(5.5 \times 11.0)$: 幅5.5cm, 高さ11.0cmのベーンによる, 軟弱層厚に対するベーンせん断強さの深さ方向分布の平均値(kg/cm²)

τ_α : 泥炭の成層面に垂直な方向に対する傾斜角 α の方向のせん断強さ(kg/cm²)

ϕ' : 有効内部摩擦角(度)

ϕ_u : 見かけの内部摩擦角(度)

参 考 文 献

- 宮川, 佐々木; ソイルサンプリングに関する2, 3の問題について, 土木学会北海道支部技術資料, 第17号, 昭和36年2月
- 宮川 勇; 泥炭地の土質工学的調査研究, 第1報, 土木試験所報告, 第20号, 昭和33年12月, 北海道開発局土木試験所
- 宮川 勇; 泥炭地の土質工学的調査研究, 第4報, 土木試験所報告, 第21号, 昭和34年3月
- 河野, 佐々木, 四方; 軟弱地盤上の盛土の破壊例とその対策工法について, 第9回日本道路会議論文集, 1969年
- 河野文弘; 北海道の軟弱地盤における道路工事実施例, 昭和42年土質工学会北海道支部講習会テキ

- スト, 昭和43年3月
- 6) 真井耕象; 石狩地域泥炭地盤の安定性について, 北海道大学工学部集報, 第6号, 昭和27年
 - 7) 真井, 北郷; Vane Tester による泥炭のせん断試験, 北海道大学工学部研究報告, 第16号, 昭和32年
 - 8) 大平至徳; 北海道における泥炭地の試験方法ならびに調査方法に関する工学的研究, 1961年6月
 - 9) 宮川 勇; 泥炭地の土質工学的調査研究, 第2報, 土木試験所報告 第20号 昭和33年12月 北海道開発局土木試験所
 - 10) 土質工学会; 土質工学ハンドブック, P.728
 - 11) 室町忠彦; 静的コーンペネトロメーターの軟弱地盤調査への適用に関する実験的研究, 鉄道技術研究報告, No.757, 1971
 - 12) 土質工学会; 土質試験法, PP.400, 408, 1964
 - 13) I. C. MacFarlane, Muskeg Engineering Handbook, the Muskeg Subcommittee of the NRC, Associate Committee on Geotechnical Research, PP.97, 1969
 - 14) HANRAHAN, E. T.; An investigation of some physical properties of peat, Géotechnique, Vol. 4, No. 3, PP.108~123, 1954
 - 15) HELENELUND, K. V.; Vane tests and tension tests on fibrous peat. Proc. Conf on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. Vol. 1, Oslo, PP.199~203, 1967
 - 16) 前掲 13) PP.135
 - 17) 前掲 13) PP.134~135
 - 18) 前掲 13) PP.136
 - 19) 北海道開発庁; 北海道未開発泥炭地調査報告, PP.73~287, 1963