

# ヒービング破壊例の検討と修正式の適用性

井上 嘉信

## § 1. はじめに

根切り山止め工事における地盤の崩壊には、その原因や崩壊の位置などによって種々のものがあるが、これらのうちで山止め全体の崩壊につながり、地盤の崩壊が比較的大きくなり易い主な地盤崩壊の種類と原因を示すと表一1のようなになる。この表でも明らかなように根切り底地盤の安定性は、背面地盤の安定性と同等に重要である。根切り底地盤の崩壊は、山止め壁の沈下と根入れ部の根切り側への移動を誘発するため、切梁が脱落したり、背面地盤の陥没や崩壊などの連鎖崩壊を起こし易く、山止めの全体崩壊につながる場合が多い。この傾向は粘性土地盤でのヒービング破壊に強く、粘性土地盤での根切り山止め計画や施工では、ヒービング破壊に対する検討が重要な問題になっている。

ヒービング破壊は、背面地盤が根切り底以深の地盤に対して載荷重のようになり、根切り底以深の地盤の支持力を越える場合に発生すると考えられ、この地盤の支持力をどのように考えるかによって、各種のヒービング破壊の検討法が提案されている。しかし、これらの検討法にはそれぞれ特徴（仮定条件）があり、現在のところでは決定的といえるものがなく、また施工条件によってはいずれの検討法でも不十分なことがある。

本報では、建築基礎構造設計規準（1961）で提案されたヒービング破壊の検討式に対して、その問題点を解決するための修正式と、その簡略な計算法について述べ、次に3例のヒービング破壊例について修正式の適用性を検討し、既往の検討式より適用性がよいことを明らかにする。

地盤崩壊の位置		崩壊の現象	崩壊の主な原因			
			地盤の条件		山止め架構の条件	その他の条件
			土質	地下水		
背面地盤	山止め壁	すべり破壊	・ 過大土圧 ・ 強さの低下	・ 過大水圧	・ 架構の設計、施工の不備	・ 降雨 ・ 過大表面載荷 ・ 掘り過ぎ ・ 漏水（水道・下水道）
	背面地盤	空洞発生による陥没	（砂れきや砂層）	・ 山止め壁からの漏水（土砂流出）	・ 横矢板の脱落	・ 降雨 ・ 埋設物からの漏水
	法面背面地盤	すべり破壊	・ 強さの不足（強さの過大評価） ・ 粘性土のシーム	・ 浸透水	—	・ 降雨による浸食
根切り底地盤		ヒービング破壊	・ 強さ不足（粘性土地盤）	（被圧水）	・ 山止め壁の根入れ不足	・ 掘り過ぎ ・ 過大表面載荷
		ボイリング破壊	・ 不透水層の見おとし（砂質土地盤）	・ 背面地下水位との過大差 ・ 被圧地下水	・ 山止め壁の根入れ不足	・ 揚水停止 ・ 停電 ・ 排水工の不備

表一1 主な地盤崩壊の種類と原因

## § 2. 規準の式に対する修正式とその簡略法

1961年改訂の建築基礎構造設計規準<sup>2)</sup> 49条「下部地盤の回り込み」において、Tschebotarioffの方法をさらに簡略化し実状に即する方法として、ヒービング破壊に対する検討式（以下規準式という）が提案されている。しかし、この式はわが国における通常の切梁架設による山止め工法では、次のような問題がある。

- i) 通常の山止め工法では、根切り底付近に最下段切梁を設けることがほとんどなく、根切り底より数m上に設ける場合が普通で、すべりの中心を常に根切り底面と山止め壁との交点とすることは、ヒービングによる山止め壁の変形や破壊の実状と異なることが多い。
- ii) 根切り底以下ある程度の深さまで地層が一様と考えられる場合（通常は根切り底以下ある程度の深さまでの土のせん断抵抗として、その代表的もしくは平均的値を用いるので、内容的には地層を一様と考えていることになる）には、安全率はすべり円弧の大きさに関係なくなり、山止め壁の根入れ効果も全く考慮することができない。
- iii) 他の検討式より通常大きな安全率となり、必ずしも安全側の検討とはいえない。

規準式には以上のような問題点があるが、円弧すべりを想定しモーメントの釣合によってヒービング破壊に対する安全性を検討するという考えは、既往の検討法と本質的には同じであり、支持方式を基にした検討法に比して仮定条件が簡明なうえ方法も簡便である。そこで、これらの特徴を生かし、前記の問題点を解決する方向でヒービング破壊の実状により近い検討法を考えることは実用上有益である。

### 2.1 規準式の修正式

規準式の簡便さを生かし実状に近い検討法としては、すべりの中心を最下段切梁と山止め壁との交点とする方法が考えられる。

この検討法は、すべりの中心を山止め壁の位置とし、すべり面の形を円弧とする点では規準式と変わらず、その意味では規準式の修正式である。しかし、この検討法によれば規準式は最下段切梁が根切り底に設けられた場合に相当し、より一般的であるといえる。具体的には主なものとして図-1のような形でのモーメントの釣合を考慮することができる。これらに対するモーメントの釣合式は表-2のようになる。

図-1(a)は背面地盤の重さとその他の荷重の作用面を

最下段切梁深さと同じ位置としているが、OBCDで囲まれた土の重さが起動モーメントに考慮されていない点が問題である。(c)は規準式の考え方に近いものであるが、(b)でCD面の土のせん断抵抗を考慮しない場合に相当し、(b)の1つの場合と考えてよい。一方、ヒービング破壊に対する検討を要するような場合には、根切り底上方から粘性土があることが多く、CD面の土のせん断抵抗を考慮できるのが通常であろう。このように考えると、(b)の形が修正法としてはより一般的で妥当であるといえる。

1974年改訂の建築基礎構造設計規準<sup>3)</sup>では、この(b)の形での検討を修正式として提案している。この式は表-2に示すように根切り底以深かなりの深さまで地層が一様と考えられる場合( $s_u = \text{const}$ )には式(1)となる。

$$F = \frac{s_u(\pi + 2\alpha)}{\gamma_t H + q} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 $F$ ：ヒービング破壊に対する安全率

$\alpha$ ：すべり面と根切り底面との交点と最下段切梁と山止め壁との交点とを結ぶ面と山止め壁との角度 ( $\alpha \leq \pi/2$ )

$s_u$ ：最下段切梁以深の地盤の非排水せん断強さ

$\gamma_t$ ：根切り底面以浅の背面地盤の湿潤単位体積重量

$H$ ：根切り底面の深さ

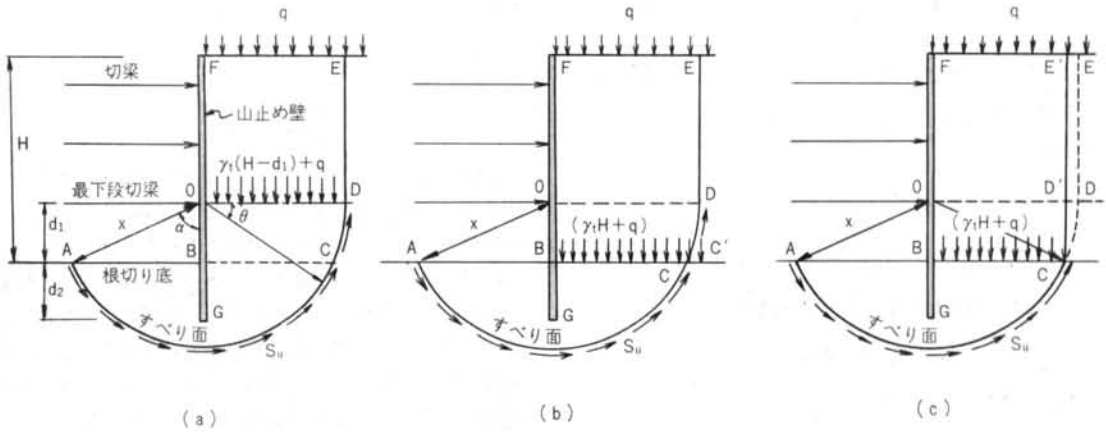
$q$ ：載荷重（根切り底面以浅の背面部に作用する荷重で、通常は地表面に作用する荷重）

式(1)は $\alpha$ に関係するが、実際の検討は比較的簡単にできるので規準式の簡便さは失なわれていない。

### 2.2 修正式に対する簡略式

式(1)は $\alpha$ に関係するので、すべり面の半径に関係し各種の円弧に対する検討が必要であり、また最下段切梁の位置や根入れ長さなどの相関性も検討しにくい。

そこで式(1)は $\alpha$ すなわちすべり円弧の半径が小さくなれば安全率も小さくなることに着目し、通常根切りにおいて多用されている山止め壁を使用した場合には、これらの山止め壁根入れ部を切るようなすべり面は生じないと仮定すれば、最小の安全率を与えるすべり面は、根入れの先端を通る円弧になる。この仮定については、これまでのヒービング例やその破壊例で、山止め壁を切断したという例がないこと、また実際の根切りにおいては山止め壁根入れ部が、根切り底以深のヒービング変形に追隨していることなどから判断すれば、ヒービング破壊



図一 修正法として考えられるすべり面と荷重の作用面。

	図一(a)の場合	図一(b)の場合	図一(c)の場合
抵抗モーメント $M_r$	$M_r = x \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} s_u x d\theta$ $(\alpha < \frac{\pi}{2})$	$M_r = x \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} s_u x d\theta$ $(\alpha < \frac{\pi}{2})$	$M_r = x \int_{\frac{\pi}{2} - \alpha}^{\frac{\pi}{2} + \alpha} s_u x d\theta$ $(\alpha < \frac{\pi}{2})$
起動モーメント $M_d$	$M_d = \frac{x}{2} \cdot x \{ \gamma_t (H - d_1) + q \}$ $= \frac{x^2}{2} \{ \gamma_t (H - d_1) + q \}$	$M_d = \frac{x}{2} \cdot x (\gamma_t H + q)$ $= \frac{x^2}{2} (\gamma_t H + q)$	$M_d = \frac{x \cos \delta}{2} \cdot x \cos \delta (\gamma_t H + q)$ $= \frac{(x \cos \delta)^2}{2} (\gamma_t H + q)$ $(\delta = \frac{180^\circ}{\pi} \alpha)$
安全率 $F$	$F = M_r / M_d$	左に同じ	左に同じ
根切り底に深か なりの深さまで 地層が一様と考 えられる場合 ( $s_u = \text{const}$ )	$F = \frac{x^2 s_u (\frac{\pi}{2} + \alpha)}{\frac{x^2}{2} \{ \gamma_t (H - d_1) + q \}}$ $= \frac{s_u (\pi + 2\alpha)}{\gamma_t (H - d_1) + q}$	$F = \frac{x^2 s_u (\frac{\pi}{2} + \alpha)}{\frac{x^2}{2} (\gamma_t H + q)}$ $= \frac{s_u (\pi + 2\alpha)}{\gamma_t H + q}$	$F = \frac{x^2 s_u \cdot 2\alpha}{\frac{x^2}{2} \cos^2 \delta (\gamma_t H + q)}$ $= \frac{4s_u \alpha}{(\gamma_t H + q) \cos^2 \frac{180^\circ}{\pi} \alpha}$

<記号>  $x$ : すべり円弧の半径 (m)

$s_u$ : 最下段切梁以深の土の非排水せん断強さ ( $t/m^2$ )

$\gamma_t$ : 根切り底以浅の土の湿潤単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$H$ : 根切り深さ (m)

$d_1$ : 最下段切梁から根切り底までの距離 (m)

$q$ : 地表面載荷重 ( $t/m^2$ )

表一 修正法のモーメントの釣合式

を生ずる極限状態では妥当なものといえよう。なお、通常は他の検討式を用いる場合にも、この仮定が成立するとしていることが多い。式(1)でこの仮定を用いさらに  $\alpha$

によらない簡略式(式(8), 式(9))によって、式(1)の性状を調べると次のようになる。

式(1)で、 $M_r$ ,  $M_d$  はそれぞれ式(2), 式(3)である。

$$M_r = x^2 s_u \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) \quad \dots\dots(2)$$

$$M_a = \frac{x^2}{2} (\gamma_t H + q) \quad \dots\dots(3)$$

前述の仮定に従えば、式(2)、式(3)はそれぞれ次のようになる。

$$M_r = (d_1 + d_2)^2 s_u \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 $\left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (d_1 + d_2) = d_1$  とすれば、

$$M_r = [\pi(d_1 + d_2) - d_1] (d_1 + d_2) s_u \quad \dots\dots(4')$$

$$M_a = \frac{1}{2} (d_1 + d_2)^2 (\gamma_t H + q) \quad \dots\dots(5)$$

$M_r = F M_a$  とすれば、

$$\begin{aligned} & [d_1(\pi - 1) + \pi d_2] (d_1 + d_2) s_u \\ &= \frac{F}{2} (d_1 + d_2)^2 (\gamma_t H + q) \\ \therefore F &= \frac{2[d_1(\pi - 1) + \pi d_2] s_u}{(d_1 + d_2) (\gamma_t H + q)} \quad \dots\dots(6) \end{aligned}$$

$$\frac{\gamma_t H + q}{s_u} = \frac{2[d_1(\pi - 1) + \pi d_2]}{F(d_1 + d_2)} \quad \dots\dots(7)$$

$d_1 = \beta H$ ,  $d_2 = \eta H$  とすれば、式(6)、式(7)はそれぞれ

式(8)、式(9)となる。

$$F = \frac{2\{\beta(\pi - 1) + \pi\eta\} s_u}{(\beta + \eta)(\gamma_t H + q)} \quad \dots\dots(8)$$

$$\frac{\gamma_t H + q}{s_u} = \frac{2\{\beta(\pi - 1) + \pi\eta\}}{F(\beta + \eta)} \quad \dots\dots(9)$$

式(8)、式(9)において  $q=0$  の場合について、各式の性状をみると図-2、3のようになる。図-2によれば安全率は当然修正式の方が規準式より小さく、同じ安全率に対して通常の根切りでは、修正式のヒービング係数 ( $\gamma_t H/s_u$ ) は規準式のそれより5~15%小さくなっている。このことは、図-3においてより明確で、通常の掘削深さ最下段切梁高さ比  $\beta=0.1\sim 0.3$ 、掘削深さ山止め壁根入れ比  $\eta=0.3\sim 1.0$  の範囲では、修正式に対して規準式は危険側のヒービング係数を与えている。しかも、根切り山止めの状況によっては、安全率  $F=1.2$  の範囲を越えることもあり、前述の問題点で指摘したように規準式が安全側の検討式でない点が理解できる。

したがって、実際のヒービング破壊に対する安全性の検討では、規準式によるよりも根切り山止めの状況に応じた検討が可能な修正式を用いるべきであり、しかもこの場合には各種の状況に対して比較的簡便に検討できる式(8)、式(9)を用いるのが便利である。

### § 3. ヒービング破壊例とその検討

根切り工事におけるヒービング破壊の事故は、わが国においても決して少なくないと考えられるが、地盤や根切り山止めの条件、事故の状況やその検討結果などが公にされた例は少なく、各種提案されているヒービング破壊の検討法の適用性について事故例を基にした検討はほとんど行われていないのが現状である。

ここでは、2段水平切梁山止めでのヒービング事故例を紹介し、これら事故例に関して既往の検討式と修正式(簡略式)との適用性について検討を行ない、2段切梁山止めの場合のヒービング破壊に対する安全性の検討では、既往の検討式より修正式(簡略式)の方がすぐれていることを明らかにする。

#### 3.1 ヒービング破壊A例

##### (1)地盤および工事概要

地盤は図-4(a)に示すように、G.L.-4.0m までは砂混りシルト層で  $N=2\sim 3$  と若干大きい、G.L.-4.0m 以深はシルト層で  $N=0$  と軟らかく、この層がG.L.-28.0m まで続くという沖積粘性土より成る軟弱地

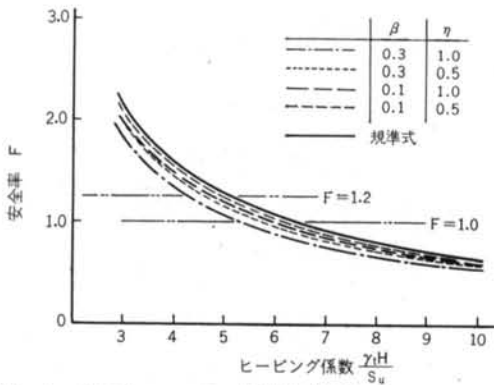


図-2 修正式のヒービング係数と安全率

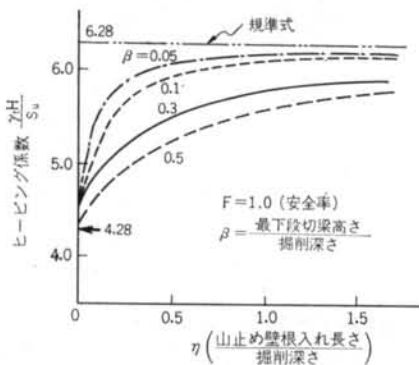


図-3 修正式の  $\beta$ ,  $\eta$  と  $\gamma_t H/s_u$

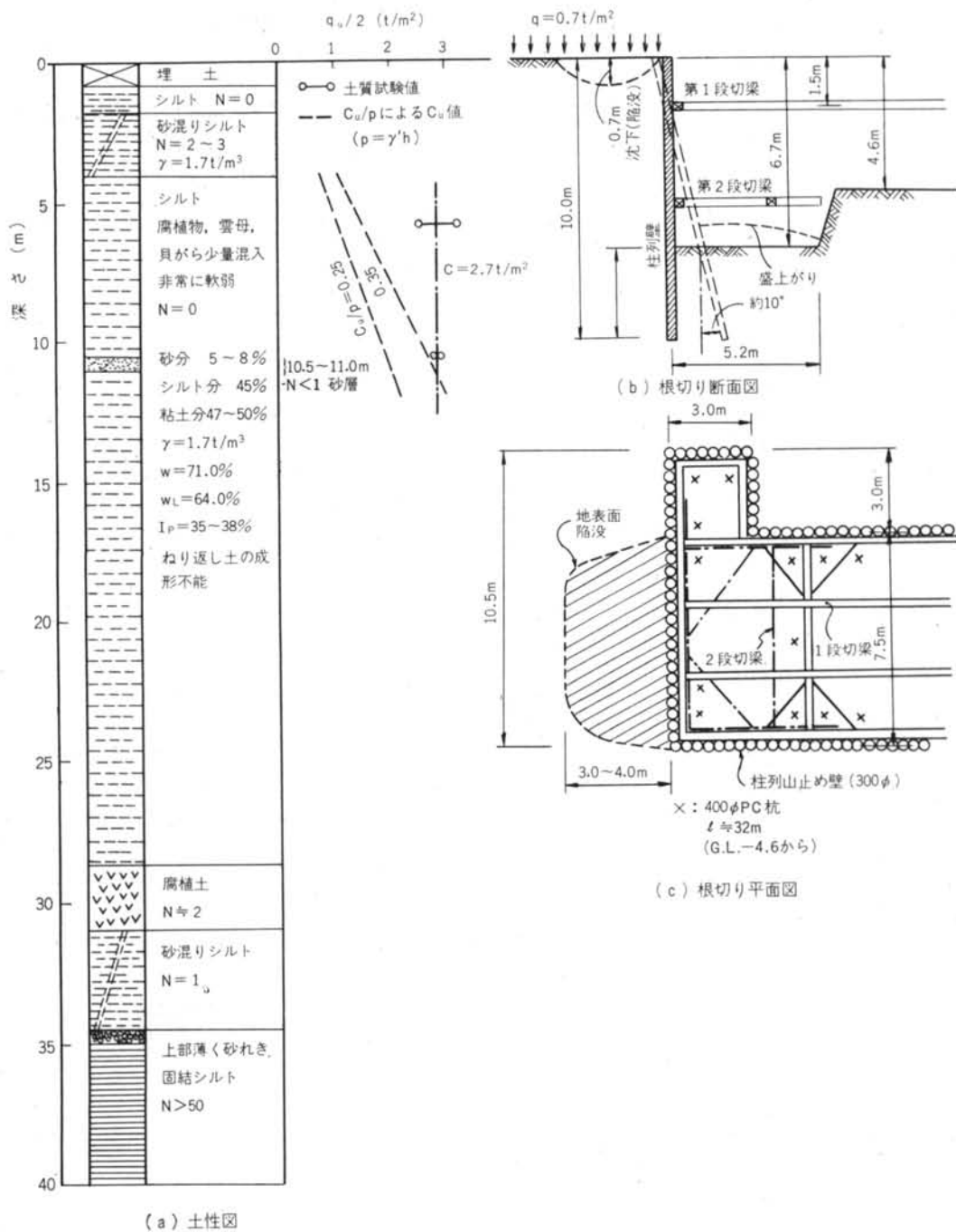


図-4 A例: 土性図および根切り概要図

盤である。

工事の規模は比較的小さく、掘削も一般部はG.L.-4.6mと浅い。ヒービング破壊を起こした部分の掘削は、

一般部より2.1m深くG.L.-6.7mである。このためこの部分は2段切梁とし、下段は図-4(b), (c)のように斜め水平切梁としている。なお、掘削部にはPC杭が掘削

に先立って打設されていた。

(2)事故の状況

掘削工事が完了し、根切り底からベルトコンベア搬出中に、図-4(c)のように柱列山止め壁の下部が約10°の傾斜までせり出し、それ以上の移動はなく停止した。上段(第1段)切梁に異常はなかったが、下段(第2段)切梁架構は変形し、腹起は中央部がせり出した。このため根切り底面は数10cm盛上がった。

事故前日から小雨が降っていたのと、図-4(c)の地表面陥没部上の木造家屋床下で事故前夜水道管の破損があった。これは発見後(事故前夜中)直ちに修理されている。

山止め壁の変位や周辺沈下の測定、山止め架構の点検などは特に実施していない。したがって、掘削による山止め壁根入れ部の変位状況については不明であるが、掘削によって山止め壁は根切り側へ移動する傾向があり、背面や根切り底地盤はせん断抵抗が減少するような一種の“ねり返し作用”を受けていたと推察される。

(3)ヒービング破壊に対する検討

<地盤のせん断強さ  $s_u$ >

G.L. -6.0mとG.L. -10.5mで一軸圧縮強さ  $q_u$  が土質試験で求められており、 $q_u/2 \approx 2.7 \text{ t/m}^2$  となっている。この値は  $c_u/p$  ( $c_u$ : 非排水せん断強さ、 $p$ : 有効土被り圧) から推定される  $c_u$  より大きく、特にG.L. -6.0mでは  $q_u/2$  は  $c_u$  の約2倍になっている。全体的には、 $w > w_L$  ( $w$ : 自然含水比、 $w_L$ : 液性限界) で不安定な粘性土であり、ねり返し土の再成形は不能となっている。 $s_u$  としては一応前記の  $q_u/2 = 2.7 \text{ t/m}^2$  を考え、G.L. -4.0m 以浅の砂混りシルトのせん断抵抗は考えない。

<ヒービング係数  $\gamma_t H/s_u$ >

$$q = 0.7 \text{ t/m}^2 \text{ (木造2階建家屋の分)}$$

$$H' = 0.7/1.7 = 0.4 \text{ m} \quad \therefore H = 6.4 + 0.4 = 7.1 \text{ m}$$

$$\gamma_t = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$s_u = 2.7 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \frac{\gamma_t H}{s_u} = 4.47 \quad \dots\dots(10)$$

既往の検討式による限界ヒービング係数は 5.1~6.28 で、既往の検討式によればヒービング破壊に対して安全率は 1.0 以上になっている。

<修正式による検討>

修正式(簡略式)によるすべり面としては図-5の①~③が考えられる。これらのすべり面に対する検討は次のとおりである。

①のすべり面について

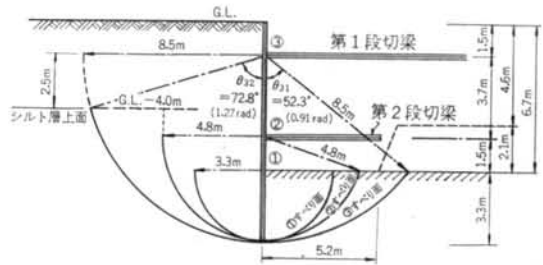


図-5 A例:修正式によるすべり面

標準式のすべり面で  $F = 1.40$  となり、このすべり面は考えられない。

②のすべり面について

式(8)で、 $\beta = 1.5/7.1 = 0.21$ 、 $\eta = 3.3/7.1 = 0.46$  であるから、安全率  $F = 1.26$  となり 1.2 より大きく、すべりの可能性は小さい。しかし、山止め壁背面地盤や根入れ部地盤のねり返し作用による  $s_u$  の低下、 $s_u$  の推定誤差などを考えると  $F > 1.2$  が確保されていたかどうかには疑問が残る。

③のすべり面について

$$\theta_{s1} + \theta_{s2} = 125.1^\circ \rightarrow \delta = 2.18 \text{ rad}$$

$$M_r = 2.18 \times 8.5^2 \times 2.7 = 425.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_d = \frac{1.7 \times 7.1 \times 8.5^2}{2} = 436.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F = \frac{M_r}{M_d} = 0.98 \quad \dots\dots(11)$$

式(11)から③のすべりの可能性がある。実際の山止め壁の移動は③を中心に回転している。最下段切梁の抵抗が不十分であると、すべりの中心はその上の切梁へと移行すると考えてよい。

以上の結果から、第2段切梁の拘束力が不十分なこと、掘削時の山止め壁根入れ部の根切り側への変位によって、すべりの中心が第1段切梁位置に生じ、最終的すべり面は③に近いものになったと推定される。完全な崩壊に至らなかったのは、前面にP.C.杭がありしかも部分的掘下げであったこと、②のすべり面の安全率が一応確保されていてさらに③のすべり面の安全率も比較的大きいこと、破壊が3次元的であることなどが考えられる。

本例では、既往の検討式によるとヒービング破壊に対して一応安全となるが、修正式では安全率 1.0 以下の場合も考えられ、さらに破壊の実状に近い検討ができる。なお、本例のように2段切梁山止めでは、第2段切梁架構設前の掘削によって山止め壁が変位し易く、③のすべりに対しても十分安全でなければならない。特に第2段の切梁の山止め壁変位に対する拘束力が不十分な場合には、③のすべりに対する検討が重要で、これが安全であ

ればランキン・レザールの土圧式による Free Earth Support 法による根入れ抵抗の検討は不要である<sup>4)</sup>。

### 3.2 ヒービング破壊B例

#### (1)地盤および工事概要

地盤は図-6のように G.L. -2.0m までは腐植物を含む粘性土からなる表土層で、G.L. -2.0~7.0m は  $N=3\sim 15$  とゆるい砂層であり、全体的にシルト分が多い。G.L. -7.0~12.0m はシルト質粘土層で、 $N=0$  と極めて軟らかく、土質試験 (G.L. -11.0m 付近) の結果によれば  $q_u=6.0\text{t/m}^2$  となっている。G.L. -12.0m 以下は  $N=10$  の砂層が数m続いている。

工事の規模は比較的大きく、掘削深さ G.L. -7.3m 幅 10.8m、長さ約 50m であるが、図-6のように片側の全長にわたって幅 5.0m、深さ 2.2m の浅い掘削部があり、段差のある掘削になっている。なお、深い掘削部には、直径 1.0m 前後の場所打ちコンクリート杭が掘削前に施工されていた。

#### (2)事故の状況

掘削がすべて終了し、床付面の整備と敷砂利を行ない捨てコンクリート打設直後に、第2段切梁位置で深のシートパイルが前面に押出してくるとともに、床付面も若干盛上がり (10cm 前後)、同時に中央部の背面地盤が延長約 15m にわたって 50~70cm (最大 1.0m 程度) 陥没し、さらにその周辺も若干沈下した (図-7 参照)。

シートパイルの変位状況は、第1段切梁位置では変位

がほとんどなく、頭部が数cm背面側に変位した程度であったが、第2段切梁位置では 15~20cm 前面に変位し、それ以後はゆるやかに前面へ傾斜していた。

これらの変位や沈下は比較的急激に発生したが、その時点で床付面への捨て切梁、架構の補強などの応急処置により、それ以降は漸増するだけで、全面崩壊には至らなかった。なお、翌日から押えコンクリート (基礎スラブコンクリート) を 20~30cm 厚で打設し、これ以後は変形や移動が止り特に問題は生じなかった。

#### (3)ヒービング破壊に対する検討

<地盤のせん断強さ  $s_u$ >

G.L. -7.0~12.0m における  $s_u$  としては、土質試験による  $q_u/2=3.0\text{t/m}^2$  と  $c_u/p$  による  $c_u$  とは比較的よく一致しているの、 $c_u$  も考慮しシートパイル先端で浅では  $2.7\text{t/m}^2$  ( $c_u$  と  $q_u/2$  の平均値) とする。G.L. -7.0m 以浅については、原則としてせん断抵抗を考慮しない。

<ヒービング係数  $\gamma_t H/s_u$ >

$$q=0.3\text{t/m}^2 \text{ (歩道として)}$$

$$\gamma_t=1.67\text{t/m}^3$$

$$H'=0.3/1.67\approx 0.2\text{m}, H=0.2+7.3=7.5\text{m}$$

$$s_u=2.7\text{t/m}^2$$

$$\therefore \frac{\gamma_t H}{s_u}=4.64 \quad \dots\dots(12)$$

既往の検討式による限界ヒービング係数より小さく、A例と同じように既往の検討式では  $F\geq 1.0$  となる。

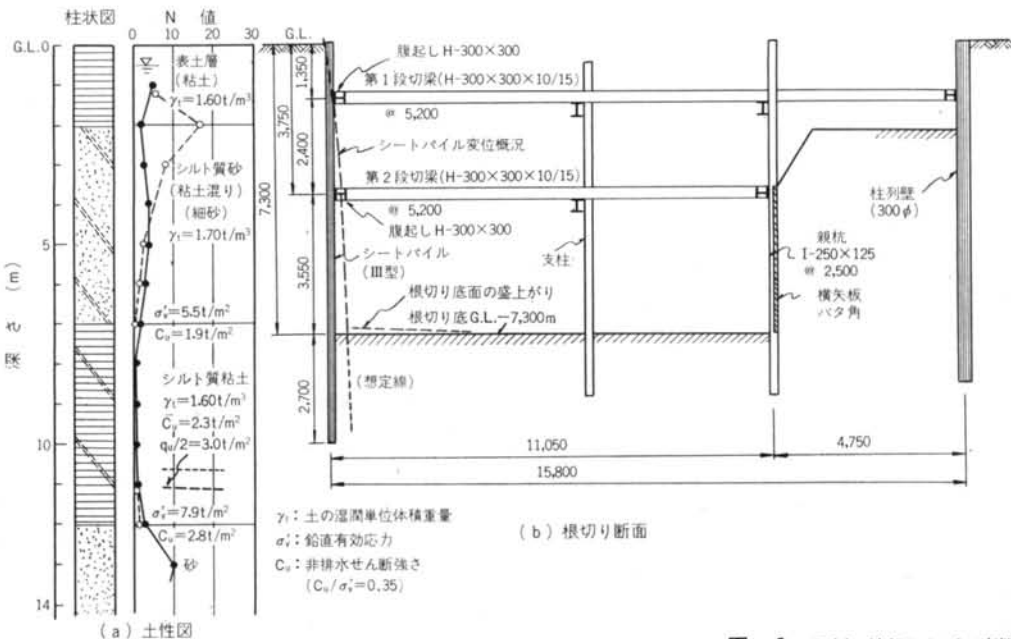


図-6 B例: 地盤および工事概要図

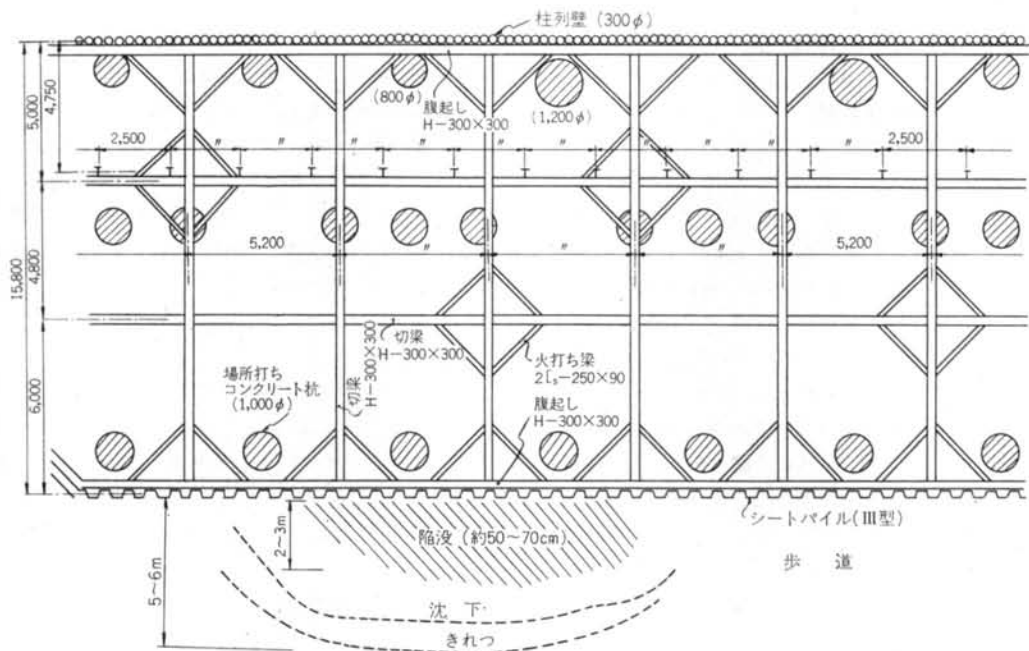


図-7 B例：根切り平面と周辺沈下状況

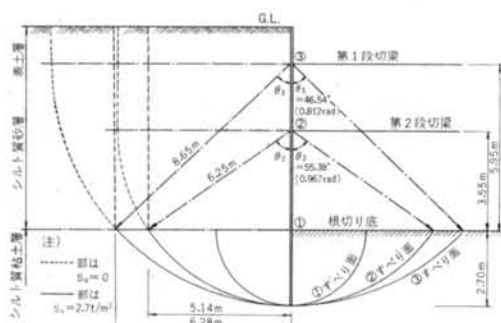


図-8 B例：修正式によるすべり面

＜修正式による検討＞

すべり面としては、図-8に示す①～③が考えられるが、①のすべり面については式(12)から  $F=1.35$  となり問題がない。なお、②と③のすべり面については、図-8の実線部についてのみせん断抵抗を考えるので、図-1(c)の検討法による。

②のすべり面について

$$M_r = 2 \times 0.967 \times 6.25^2 \times 2.7 = 204.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_d = \frac{1.67 \times 7.5 \times 6.25 \times 5.14}{2} = 201.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F = \frac{M_r}{M_d} = 1.01 \quad \dots\dots(13)$$

③のすべり面について

$$M_r = 2 \times 0.812 \times 8.65^2 \times 2.7 = 328.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_d = \frac{1.67 \times 7.5 \times 8.65 \times 6.28}{2} = 340.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F = \frac{M_r}{M_d} = 0.96 \quad \dots\dots(14)$$

以上の結果から、②のすべりより③のすべりの方が可能性が大きく、A例と同じように第2段切梁の拘束が弱く（反対側は親杭横矢板でしかも段切りの上部に腹起があるため移動が生じ易い）、③のすべり面に近いヒービング破壊が生じたと推定される。本例のような2層系地盤においても修正式の適用性は既往の検討式よりもよく、実状にも近いといえる。なお、本例のG.L.-7.0m以浅の砂質土層のすべり面に働く有効応力によるせん断抵抗は極めて小さく、背面地盤の変形や破壊の実状を考えると、砂質土層のせん断抵抗は前記の検討のように無視した方がよい。

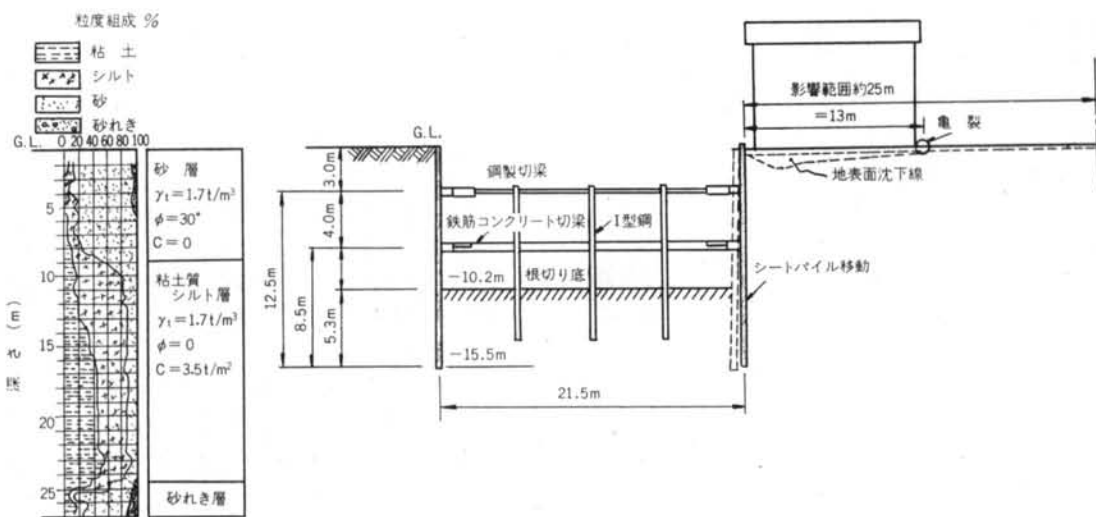
3.3 ヒービング破壊C例<sup>9)</sup>

(1)地盤および工事概要

地盤は大阪市の代表的な粘性土地盤（梅田層）で、上部に砂層があるが、G.L.-8.0m以深は軟かい粘土質シルト層が約15m続いている。この層のせん断強さは  $3.5 \text{ t/m}^2$  である。

根切りは図-9に示すように中規模のもので、根切りの長さは幅に比して十分に大きい。





(a) 土性図

(b) 根切り断面図

図-9 C例：地盤および工事概要図

(2)事故の状況

掘削の進行にともない初期のヒービング徴候が見られたが、特別な阻止対策を行わず掘削を続けた結果、シートパイルは図-9のように第1段切梁を中心に根切り側へ傾斜し、支保工は各所で座屈破壊した。応急対策の強行によって完全破壊は免れたが、隣接木造家屋は軒並に傾斜した。

(3)ヒービング破壊に対する検討

〈ヒービング係数  $\gamma_t H / s_u$ 〉

$$q = 0.7 \text{ t/m}^2 \text{ (木造2階建家屋の分)}$$

$$H' = 0.7 / 1.7 = 0.4 \text{ m}, \quad H = 10.2 + 0.4 = 10.6 \text{ m}$$

$$s_u = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \frac{\gamma_t H}{s_u} = 5.14 \quad \dots\dots(15)$$

既往の検討式による限界ヒービング係数のうち最小のものにほぼ等しく、ヒービング破壊に対して既往の検討式によっても安全とはいえない。

〈修正式による検討〉

すべり面としては、図-10に示す①～③が考えられるが、①のすべり面については式(9)から  $F = 1.22$  となり問題がない。なお、②のすべり面に対しては式(8)で、③のすべり面に対しては図-1(c)によって検討する。

②のすべり面について

$\beta = 0.3, \eta = 0.50$  で、式(8)により  $F$  は次のとおり。

$$F = \frac{2\{\beta(\pi-1) + \pi\beta\}s_u}{(\beta + \eta)\gamma_t H} = 1.07 \quad \dots\dots(16)$$

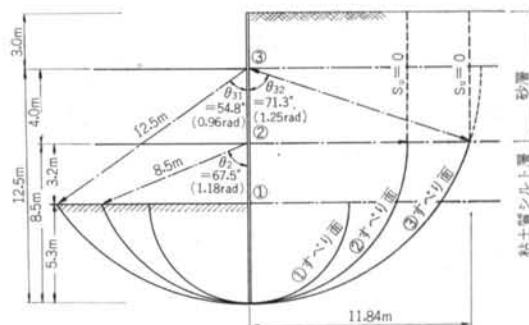


図-10 C例：修正式によるすべり面

③のすべり面について

$$M_r = (0.96 + 1.25) \times 12.5^2 \times 3.5 = 1208.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_a = \frac{1.7 \times 10.6 \times 12.5 \times 11.84}{2} = 1333.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F = \frac{M_r}{M_a} = \frac{1208.5}{1333.5} = 0.90 \quad \dots\dots(17)$$

以上修正式による検討の結果は、A例、B例と同じ傾向で、第1段梁を中心とした③のすべりの可能性が大きく、実状に近いものとなっている。

3.4 既往の検討式と修正式による検討結果

前述の3例について、既往の検討式のうち一般に用いられている Terzaghi & Peck の式<sup>6)</sup>、Tschebotarioff の式<sup>7)</sup>、Bjerrum & Eide の式<sup>8)</sup>、規準式による安全率と、修正式による安全率とを比較すると表-3 のようにな

る。

この表によると、規準式の安全率は全般的に大きく、次に掘削条件に合わせた他の既往の検討式による安全率が大きくなっている。また、各例を2次元掘削(表-3のII)とすれば、これらの式による安全率は Bjerrum & Eide 式によるC例以外すべて1.0以上となっている。修正式による第2段切梁中心のすべりに対する安全率も1.0以上であるが、第1段切梁中心のすべりについては、いずれの例も1.0以下となっている。

以上の結果から、既往の検討式ではヒービング破壊が発生したことを説明することはむずかしいが、修正式では破壊の状況に近い形の場合が最小の安全率となり、実状に最もよく合っていると見える。

破壊例はいずれも2段切梁の山止めで、しかも第2段切梁の山止め壁変位(変形)に対する拘束力が不十分な場合であるが、このような場合には既往の検討式による検討のみでは不十分で、修正式による各段の切梁に関するすべりの検討が必要である。特に、第1段切梁に関する検討が重要である。

この第1段切梁に関する検討は、結果的に第2段切梁がないとした1段切梁架構の安定、すなわち山止め壁根入れの安定を検討していると考えてよく、修正式による

検討式		事 例		
		A 例	B 例	C 例
ヒービング係数 $\frac{\gamma_1 H}{s_u}$		4.47	4.64	5.14
Terzaghi & Peck の式	I	1.53	1.23	1.15
	II	1.28	1.23	1.11
Tschebotarioffの式	I	1.30	1.11	1.03
	II	1.15	1.11	1.00
Bjerrum & Eide の式	I	1.45	1.25	1.07
	II	1.14	1.10	0.99
建築基礎構造設計規準の式 (1961年)		1.40	1.35	1.22
修正式	第2段切梁中心のすべり(②のすべり面)	1.26	1.01	1.07
	第1段切梁中心のすべり(③のすべり面)	0.97	0.96	0.90

注) I: 掘削条件に合わせた場合

II: 掘削幅、掘削長さ、硬い層までの深さをそれぞれ無限大とした場合(2次元掘削)

表-3 ヒービング破壊に対する既往の検討式と修正式による各例の安全率

第1段切梁に関する安定が確保される場合には、一応根入れの安定も満足されているといえる。

なお、この検討が必要とされるのは、ヒービング係数  $\gamma_1 H/s_u$  が式(8)で示される帯状荷重の限界荷重  $q'a$  を表わす  $\pi$  以上になった場合、

$$q'a = \pi c \quad (c = \frac{q_u}{2}) \quad \dots\dots(8)$$

あるいは、帯状荷重に対して粘土地盤の破壊面が2つの平面よりなると仮定した場合の式(9)で示される極限支持力  $q_a$  を表わす4以上になった場合で、通常は4以上の場合には必ず検討すべきである。

$$q_a = 2q_u = 4c \quad \dots\dots(9)$$

この理由は、これらの状態においては根切り底以深の地盤にその最大せん断抵抗に等しい応力状態が発生していると考えられ、極限状態に至る応力条件が作られているからである。

#### § 4. 結 論

建築基礎構造設計規準(1961年)の式(規準式)に関する問題点を指摘し、これらを解決するための修正式とその簡略式について述べた。さらに、2段切梁山止めでのヒービング破壊例について、修正式と既往の検討式の適用性を検討した。その結果以下のような点が明らかになった。

- i) 規準式におけるヒービング破壊のすべり面は、通常の切梁山止めでは実状に合わず、検討の結果は危険側になるなど問題点が多い。
- ii) 修正式では各種のすべり面に対する検討が可能で、規準式による検討はその1つの場合にしか過ぎず、修正式の方が規準式より実状に近い形での検討が可能である。なお、地盤が一様な粘性土の場合には、修正式を係数化した簡略式を用いれば、根入れ長さや切梁高さの変化に対する検討が容易である。
- iii) 粘性土地盤特に最下段切梁や根切り底以深が粘性土地盤での2段切梁山止めでは、ヒービング破壊の可能性が大きく十分な注意が必要である。特に第2段切梁の山止め壁変位に対する拘束力が不十分な場合は、第2段切梁を無視した第1段切梁のみによる山止め架構の安定性に対する総合的検討が必要である。この場合のヒービング破壊に対する検討では、既往の検討式によるのは不相当で、修正式による検討が最低限必要である。
- vi) 2段切梁山止めで、修正式による第1段切梁に関

する検討が必要な場合の目安としては、ヒービング係数  $\gamma_t H/s_u$  ( $s_u$ : 山止め壁根入れ部地盤の平均非排水せん断強さ) が 3.14~4.0 以上の場合で、4.0 以上の場合は修正式による検討を必ず行なう。

- v) 粘性土地盤での2段切梁山止めにおいて、第1段切梁に関する修正式の検討で安全ならば、山止め壁の根入れ部の安定は満足されていると考えてよい。
- vi) ヒービング破壊の検討においては、山止め壁背面にある砂質地盤 (N 値が 15~20 以下で粘着力が零と考えられる場合) のせん断抵抗は、破壊の形状が不確定でしかもその値も通常小さいので無視した方がよい。したがって、根切り底以浅に砂質地盤がある場合には、既往の検討式で背面地盤のせん断抵抗を考慮している検討式をそのまま適用することは不適當で、各式の仮定条件に注意し地盤条件に合うようにして適用しなければならない。

## § 5. おわりに

修正式も含め現在提案されているヒービング破壊の検

討式は、必ずしもヒービング破壊のすべり面を示しているとはいえず、あくまでもヒービング破壊に対する安全性を検討するための便法であると考えべきである。実際の破壊は、地盤の条件、山止め架構や山止め壁の変形状況、掘削方法などによって変るとともに、2次的破壊も生ずるため複雑な性状を示すと考えられる。また、地盤の強さについては、検討の段階では原位置試験や土質試験の結果などいわゆる不攪乱土に対する値を用いているが、山止め壁の変形や根切り底地盤のゆるみなどによる土性の変化、破壊時のせん断抵抗についても不明な点が多い。

今後は、ヒービング破壊の実状をできるだけ多く把握し、破壊の形状、側圧とヒービングとの関係、山止め壁根入れ部の効果、土性の評価方法などについて明らかにしていく必要がある。

最後に、破壊例に関する資料を提供および参照させていただいた関係者の方々および破壊例の検討結果や修正式の簡略式などについて貴重な意見と示唆をいただいた早稲田大学古藤田教授ならびに日本建学会基礎構造分科会7章(根切り工事)小委員会の各位に対し深く感謝いたします。

### <参考文献>

- 1) 古藤田, 井上: “土と基礎の事故防止に関する諸問題——根切り・山留” 土木学会および土質工学会関西支部講習会テキスト (1974.3)
- 2) 日本建築学会: “建築基礎構造設計基準・同解説” 1961年改訂版
- 3) “同上, 1974年改訂版の50条「根切り底面の安定」に関する解説”
- 4) 井上嘉信: “ヒービング破壊の検討法と山止め壁根入れ抵抗の検討法に関する考察” 清水建設研究所報 Vol. 23 (1974.10)
- 5) 大崎, 村山編: “基礎工学ハンドブック” 朝倉書店 (1964) p. 359
- 6) K. Terzaghi, R. B. Peck: “Soil Mechanics in Engineering Practice” 2nd Edition, John Wiley, 1969
- 7) G. P. Tschebotarioff: “Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures” McGraw-Hill, 1956
- 8) L. Bjerrum, O. Eide: “Stability of Struttred Excavations in Clay” Geotechnique, 1956

