シャフトグイの設計法

Design of the Rigid Dowel Pile for Landslide Control

中 村 浩 之*

Hiroyuki NAKAMURA

A cast-in-place pile of a diameter of 1.0m to 3.5m is used as a rigid dowel pile for landslide control, but the method of design of such a pile is not yet established.

The paper discusses the behavior of the rigid dowel pile used in the landslide area for increasing the shearing resistance at the sliding surface by the dowel force and also the method of design of such a pile.

The basic concept of design is that when a soil mass slides over a sliding surface, the pile tilts to produce subgrade reaction in the soil mass above and below the sliding surface and thus a dowel force at the sliding surface. And it is intended to resolve the equilibrium conditions of the forces loaded on the pile, to calculate the bending moment, shearing force, tilt and subgrade reaction acting on the pile and thus to obtain the basic conditions for design of the pile. This method of analysis is applicable to multi-layered soils. From the result of measurement of the earth pressure on a large diameter pile constructed actually in a landslide area, said method of design of the pile is adequate. It is also shown that a method of determining the pile casting position at which the pile will exhibits the dowel force fully from a diagram of distribution of the horizontal internal force obtainable by slope stability analysis.

まえがき

地すべりを抑止するためにクイ工を用いることが多く、その設計法の確立が望まれるようになってから久しい。大口径ボーリングによる鋼管グイ挿入工についてはかなり理論的に解明されてきたが^{1),2),3)}、これに比較して大口径のクイ（シャフトグイ）に対しての解析が遅れているように思われる。そこで本文ではシャフトグイの設計とくに、クイにかかる曲げモーメント、せん断力、地盤反力やクイの変位等についての計算法を提案し、諸賢の御批判をこうところである。したがってここではシャフトグイの断面計算については行なわれていない。

シャフトグイは一般に地すべりの滑動推力が大きく、鋼管グイでは計画安全率の確保が難しい場合とか、地盤条件の関係で大口径ボーリングによる掘削が困難な場合に用いられる。シャフトグイは一般に径が1.5～3.5mで、ライナープレートなどを利用し、たて孔を掘削し、これにコンクリートを充填して鉄筋コンクリートの柱体を地すべり地内に建て込み、地すべり土塊の推力に抵抗させるものである。

シャフトグイの設計を行なうとき計画安全率を確保するために必要な力を安定解析式より算定し、これを設計外力として、ケーソン基礎の設計に準じて設計を行なうことが多い。しかしシャフトグイの施工位置によっては

外力をうけたときのクイの挙動は異なる。同様なことは一般に用いられている鋼グイによる地すべり抑止の場合についてもいえることである。

一つはクイ背面の土圧を期待できない場合で、図-1のA、Bのような場合である。Aの場合は道路の建設に伴い地すべり地末端をカットする場合などがあり、このときはシャフトは地すべり全推力に対抗できるように設計される。またBのような場合は地すべり地の上部に施工された場合である。このときは将来、クイより下方斜面の土塊がすべり落ちてクイより上部斜面は安定を保つよ

図-1 シャフトグイの機能

* 建設省土木研究所

うに施工される。A, Bいずれの場合も強度的（特に曲げ破壊に対して）に普通の鋼管グイでは対抗できない場合に、さらに剛度の大きいシャフトグイが用いられる。

しかしCのように地すべり土塊中にシャフトグイが施工される場合がある。このときのシャフトグイの設計は前述のクイの設計とは異なる。そこで本文では主としてこのような場合のシャフトグイの設計について検討することにする。なお本文で用いられる記号は巻末の記号説明で一括してまとめている。

1. クイにかかる設計外力の算定

地すべりの安定解析によりクイによる必要抑止力を求める必要がある。安定解析法にはいろいろな方法があるが、一般に斜面の安定解析ではスライス分割による限界平衡法が用いられている。その中で特に地すべりの解析では簡便法（Fellenius 法などいろいろな呼び名がある）が用いられ、この方法をさらに拡張して非円弧すべり面にも適用している。簡便法の適用限界については他の文献に譲るが、簡便法はすべり面の形状が極端に変化する場合を除いて、かなりの精度の安全率を与えることがわかった⁴⁾。

一方地すべり土塊内の内力分布を考えると、スライス間の壁に作用する内力をスライスの壁に垂直な力とセン断力に分解した場合、もっとも理論的とされる Morgenstern and Price 法によって、セン断力と垂直力の関係を変化させ、いろいろ内力分布を検討した。これにより、安全率は内力分布にあまり左右されないのみならず、

スライス壁に垂直な力の分布はほとんど変化がなく、スライス壁に作用するセン断力の分布のみ大きく変化することがわかった。クイの設計を行なう場合、セン断力はクイにかかる軸力として加算されるわけだが、これを無視して行なえば、クイは安全側に設計できることになる。したがってスライス壁に作用するセン断力を無視して、水平力のみによってクイを設計しても問題がないことがわかる。さらに都合の良いことには、いろいろな安定解析法によって求めた水平内力分布はほぼ同一の分布を示すことがわかった。この一例を図-2に示す。この図は図-2(a)に示す地すべり断面についてMorgenstern and Price 法と簡便法で解析し、地すべり土塊内の水平内力分布を比較したものである。Morgenstern and Price 法では水平内力分布は計算結果として得られる。一方簡便法ではスライスの壁に作用する水平内力は、そのスライスの上部斜面の推力とすべり面のセン断抵抗力の差の合計として求めることができるとした。すなわち計算式で示すと、簡便式により(1)式が求められる。

$$F = \frac{c \sum L + \sum (N - U) \tan \phi}{\sum T} \dots\dots\dots (1)$$

また i 番目のスライスに作用する限界平衡状態における水平内力 (P_i) は(2)式で示される。

$$P_i = \left\{ c \sum_{j=0}^i L_j + \sum_{j=0}^i (N_j - U_j) \tan \phi \right\} \cdot \frac{1}{F} - \sum_{j=0}^i T_j \dots\dots (2)$$

したがって電子計算機を用いなければ計算できない式を用いて水平内力分布を求めるより、手計算で簡単に求める簡便式を利用して解析を行なう方が一般には実用的であるので、とくに厳密な解析を必要としない地すべりでは簡便法で行なうことも可能である。またここではクイ工の基本的な概念を理解するために、簡便式を利用して検討することにする。

斜面の現状の安全率 F を ΔF 高めるために必要な単位幅当りの水平抑止力を P とすると、これは(3)式によって求めることができる。

$$P = \{ c \sum L + \sum (N - U) \tan \phi \} - (F + \Delta F) \sum T \dots\dots\dots (3)$$

またクイで抑止力を増加させるためにはクイ1本当り

$$H = \frac{P \times B}{n} \dots\dots\dots (4)$$

ただし B : 地すべり幅, n : クイの本数の荷重を負担する必要がある。

ところで(3)式における P はクイの施工位置に関係なく計画安全率に対して求める。ここで問題になってくるのが地すべり土塊内の水平内力分布である。例えば図-2(a)の

図-2 安定解析による水平内力分布の比較

地すべりで限界平衡状態における内力分布を示すと図-2(b)のようになり、もしこの地すべりが現状で安全率が1.0であり、これを安全率を1.2にまで上昇させるためには(3)式より30t/mの抑止力が必要であるとする。いま必要水平抑止力線が水平内力分布曲線と交わる点が図-2(b)上で2点求まるとする。その点の水平距離を地すべり斜面の末端より与えてM, Nとする。もしM, N点にクイが施工されれば、クイは地すべり土塊内に挿入されたクイとして挙動するが、もしOMあるいはNPの区間にクイが施工されれば、30t/mの設計外力がかかったときクイより下方斜面の土塊の反力を期待することができなくなり、図-1のA, Bのようなクイとして設計しなければならない。そしてこれは区間MN内に施工されたクイと挙動は異なる。この場合、MN間にあるクイはクイより下方斜面の土塊の反力を期待することができるからである。したがってクイの設計はクイの下方斜面の土塊の反力を期待できるか否かで異なることになる。

ところでクイを弾性体と考える場合と、剛体と考える場合の判別方法は(5), (6)式によって一般に行なわれている⁵⁾。

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{l} \dots\dots\dots (5)$$

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} > \frac{2}{l} \dots\dots\dots (6)$$

ここで $E_s = 2Kb$

EI : クイの剛度

l : クイ長

(5)式がなりたつときは剛体のクイと考えることができ、(6)式がなりたつときは弾性体のクイとして解析する必要がある。一般に地すべり地で用いられる鋼管グイは弾性体のクイとして、またシャフトグイは剛体グイとして解析できる。(5), (6)式より明らかなように、剛なクイか、弾性体のクイかはクイの剛度、径、長さおよび地盤条件によって定まる値なので地すべりによってはたとえ直径が3.5mあっても弾性体のクイとして解析する場合もあるので、設計にあたっては(5), (6)式で判別を行なう必要がある。クイより下方斜面の土塊が期待できないときには、すべり面下部において判別式を適用するが、クイより下方斜面の土塊が期待できる場合は、すべり面の上下で判別を行なう必要がある。しかしこの場合、すべり面より上が剛体のクイで、すべり面より下部が弾性体のクイとして解析しなければならない場合もでてくる。このようにすべり面の上下でクイの挙動が異なる場合は、実際には少ないと思われるので検討を行わず、ここではすべり面の上下でクイが剛体として挙動する場合についてのみ考察することにする。

2. クイの下方斜面の地盤反力が期待できない場合の設計

剛体として挙動するクイで、クイより下方斜面の反力を期待できない場合、すなわち(3)式より求められた P がクイの施工位置での水平内力 P_i より大きい場合は、図-3に示すようにすべり面を仮想地表面とし、この面より突出した部分に外力 H が作用するとして解析を行なうことができる。すなわちこのような状態はケーソン基礎に水平外力 H が作用した場合と同様な解析法をとることが可能で、この方法は現在シャフトグイの設計に用いられている。ここで問題になるのは設計外力の作用点の位置であるが、すべり面より上のクイ長の1/3だけの長さだけすべり面から離れた位置に作用しても問題はなさそうである。したがってこの場合には図-3に示すようにすべり面に仮想のクイ頭を持ち、ここにすべり面上部の柱体の重量を垂直荷重(N)とし、すべり面上部の柱体の長さの1/3を腕の長さとし、これに設計荷重 H をかけたモーメント(M)が作用するケーソンとして設計すればよいことになる。

図-3 クイ下方斜面の地盤反力が期待できない場合の剛なクイの解析法

3. クイの下方斜面の地盤反力が期待できる場合

クイより下方斜面の反力が期待できる場合、すなわち(3)式より求められた値がクイの施工位置での単位幅当りの水平内力 P_i より小さい場合は、地すべり土塊によるクイの拘束が十分期待できるので、解析は前項の場合とは異なってくる。これをモデル化して示すと図-4に示すようになる。図-4に従って計算式を誘導する^{6), 7)}。すべり面より上部のクイの長さを l 、下部を l' とし、地すべり土塊が $4d$ だけ移動したとき、すべり面でせん断力 H がクイに作用するものとする。ここでの解析は図-4に示すようにすべり面より上部では3層の地盤より、またすべり面下部では2層の地盤より構成されているものとし図のような地盤反力係数を持つものとして行なわれる。クイ底面での地盤反力(R)が台形分布をするときは、

水平力が釣合うとすると

$$H - R - F_m = 0 \dots\dots\dots (7)$$

Rは次式で求まる

$$R = 0 \dots\dots\dots (8)$$

$$R' = K_1' (h' - l') \theta A \dots\dots\dots (9)$$

(8)式, (9)式はそれぞれすべり面の上下に対してのRである。

F_m を水平方向の地盤反力度の和とするとすべり面の上部では

$$\begin{aligned} F_m &= 2b \left[\int_{h+l_1}^{h+l_1+l_2+l_3} k_3 \left(\frac{l-y}{l_3} \right) (h-y) \theta dy \right. \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ k_2 (h-l_1-l_2) \theta + k_2 (h-l_1) \theta \right\} l_2 \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ k_1 (h-l_1) \theta + k_1 h \theta \right\} l_1 \left. \right] \\ &= 2b \left\{ \int_{h+l_1}^{h+l_1+l_2+l_3} k_3 \left(\frac{l-y}{l_3} \right) (h-y) \theta dy \right. \\ &\quad + k_2 \left(h-l_1-\frac{l_2}{2} \right) l_2 \theta + k_1 \left(h-\frac{l_1}{2} \right) \theta l_1 \left. \right\} \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

すべり面下部では

$$\begin{aligned} F_m' &= 2b \left[\frac{1}{2} \left\{ k_1' h' \theta + k_2' (h'-l_1') \theta \right\} l_1' \right. \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ k_2' (h'-l_1') \theta + k_2' (h'-l_1'-l_2') \theta \right\} l_2' \left. \right] \\ &= 2b \left\{ k_1' \left(h'-\frac{l_1'}{2} \right) \theta l_1' + k_2' \left(h'-l_1'-\frac{l_2'}{2} \right) \theta l_2' \right\} \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

次にモーメントの釣合を考える。いますべり面より上と下のモーメントをG, G'とすると, すべり面でのモーメントの合計はすべり面の上下で ΣM , $\Sigma M'$ であり次式で示される。

$$\Sigma M = Rl + G - M_B \dots\dots\dots (12)$$

$$\Sigma M' = R'l' + G' - M_B' \dots\dots\dots (13)$$

ここで

$$G = 2b \left[\int_{h+l_1}^{h+l_1+l_2+l_3} k_3 \left(\frac{l-y}{l_3} \right) y (h-y) \theta dy \right]$$

図-4 多層系地盤のシャフトグイ解析

$$\begin{aligned} &+ k_2 \left(h-l_1-\frac{l_2}{2} \right) l_2 \theta \\ &\times \left\{ l_1 + \frac{k_2 (3h-3l_1-2l_2)}{2k_2 \left(h-l_1-\frac{l_2}{2} \right)} \cdot \frac{l_2}{3} \right\} \\ &+ k_1 \left(h-\frac{l_1}{2} \right) \theta l_1 \left\{ \frac{k_1 (3h-2l_1)}{2k_1 \left(h-\frac{l_1}{2} \right)} \cdot \frac{l_1}{3} \right\} \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned} G' &= 2b \left[k_1' \left(h'-\frac{l_1'}{2} \right) \theta l_1' \left\{ \frac{k_1' (3h'-2l_1')}{2k_1' \left(h'-\frac{l_1'}{2} \right)} \cdot \frac{l_1'}{3} \right\} \right. \\ &\quad + k_2' \left(h'-l_1'-\frac{l_2'}{2} \right) \theta l_2' \\ &\quad \times \left\{ l_1' + \frac{k_2' (3h'-3l_1'-2l_2')}{2k_2' \left(h'-l_1'-\frac{l_2'}{2} \right)} \cdot \frac{l_2'}{3} \right\} \left. \right] \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

M_B はクイの底面の地盤反力度に関するモーメントであり, 鉛直方向の地盤反力度に対するモーメントは

$$M_B' = \frac{4}{3} b^2 K_V \cdot \alpha \dots\dots\dots (16)$$

ただし $\alpha = 0.589$

であり, クイ上面では

$$M_B = 0$$

である。

ところで

$$\Sigma M + \Sigma M' = 0 \dots\dots\dots (17)$$

なので

$$G + G' + R'l' - M_B' = 0 \dots\dots\dots (18)$$

図-5 底面が三角形地盤反力分布をする場合の解析

一方(7)式より

$$H-F=H-R'-F'=0 \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$\therefore F=R'+F' \quad \dots\dots\dots (20)$$

(18)式, (20)式を θ , h の連立方程式として解きそれぞれを求めることができる。

次にクイ底面の地盤反力度が三角形になる場合のクイにかかる地盤反力度は底面の一部が有効になるので,

$$M_B'=K_V b^4 \nu_2 \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここで

$$\nu_2 = \frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4} (\pi - \beta) + \frac{1}{16} \sin 4\beta \quad \dots\dots\dots (22)$$

クイ底面の面積が A から A' に減少するとして, (18), (20)式を用いてまったく同様な計算によって θ , h を求めることができる。

次に地すべり活動によりクイに水平方向の力がかかり, 地盤反力が作用し, それによってクイに発生する曲げモーメントとセン断力を求める計算を示す。図-4よりすべり面より上に深さ y における曲げモーメントは

$0 \leq y \leq l_1$ では

$$M_y = \Sigma M + H \cdot y - \left\{ \frac{k_1 \theta y^2}{6} (3h - y) \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (23)$$

$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$

$$\begin{aligned} M_y = \Sigma M + H \cdot y - & \left\{ \frac{k_1 \theta l_1^2}{6} (3h - l_1) \right. \\ & + \frac{k_1 \theta l_1 (2h - l_1)}{2} (y - l_1) \\ & \left. + \frac{k_2 \theta}{6} (y - l_1)^2 (3h - 2l_1 - y) \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (24) \end{aligned}$$

また $l_1 + l_2 \leq y \leq l$ では

$$\begin{aligned} M_y = \Sigma M + H \cdot y - & \left\{ \frac{k_1}{6} \theta l_1^2 (3h - 2l_1) \right. \\ & + \frac{k_2 \theta}{6} l_2^2 (3h - 3l_1 - l_2) \\ & + \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1) (y - h) \\ & + \frac{k_2 \theta}{2} l_2 (2h - 2l_1 - l_2) (y - l_1 - l_2) \\ & \left. + \int_{l_1+l_2}^y \frac{k_3 \theta}{l_3} (l-x)(h-x)(y-x) dx \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (25) \end{aligned}$$

またすべり面より下の y' における曲げモーメントは

$0 \leq y' \leq l_1'$ では

$$M_{y'} = \Sigma M' + H y' - \left\{ \frac{k_1'}{6} \theta y'^2 (3h - y') \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (26)$$

$l_1' \leq y' \leq l_1' + l_2'$ では

$$M_{y'} = \Sigma M' + H y' - \left\{ \frac{k_1'}{6} \theta l_1'^2 (3h - l_1') \right.$$

$$\begin{aligned} & + \frac{k_1' \theta l_1'}{2} (2h' - l_1') (y' - l_1') \\ & \left. + \frac{k_2'}{6} \theta (y' - l_1')^2 (3h' - 2l_1' - y') \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (27) \end{aligned}$$

一方すべり面より上で深さ y におけるセン断力は $0 \leq y \leq l_1$ において

$$S_y = H - \left\{ \frac{k_1 \theta}{2} y (2h - y) \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (28)$$

$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$ において

$$S_y = H - \left\{ \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1) + \frac{k_2 \theta}{2} (y - l_1) (2h - l_1 - y) \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (29)$$

また $l_1 + l_2 \leq y \leq l$ において

$$\begin{aligned} S_y = H - & \left\{ \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1) + \frac{k_2 \theta l_2}{2} (2h - 2l_1 - l_2) \right. \\ & \left. + \int_{l_1+l_2}^y \frac{k_3 \theta}{l_3} (l-x)(h-x) dx \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

一方すべり面より下 y' におけるセン断力は

$0 \leq y' \leq l_1'$ では

$$S_{y'} = H - \left\{ \frac{k_1' \theta}{2} y' (2h' - y') \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (31)$$

$l_1' \leq y' \leq l_1' + l_2'$ において

$$\begin{aligned} S_{y'} = H - & \left\{ \frac{k_1' \theta l_1'}{2} (2h' - l_1') \right. \\ & \left. + \frac{k_2' \theta}{2} (y' - l_1') (2h' - l_1' - y') \right\} 2b \quad \dots\dots\dots (32) \end{aligned}$$

以上すべり面を挟んでの5層系地盤におけるクイに作用する地盤反力度, 変位, 曲げモーメント, セン断力についての計算を行なうことが可能となったが, さらに複雑な地盤構成に対しても同様なやり方で計算が可能である。

4. 2層系地盤におけるシャフトグイの設計

建設省土木研究所の試験地である猿供養寺地すべり地内にシャフトグイが打設され, このクイにかかる土圧が測定された。クイの直径は1.5mですべり面より下に6m, すべり面より地表面まで4mの長さをもっている。

猿供養寺地すべりの地盤構成は図-6に示す。いまケーソンの設計法に準拠してすべり面上下における水平方向の地盤反力係数を求める。

すべり面上部で

$$\begin{aligned} E_0 &= 28N = 28 \times 4q_u = 28 \times 4 \times 0.65 = 72.8 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ (\because q_u &= 0.65 \text{ kg/cm}^2, \text{ 標準貫入値 } N = 4q_u) \\ k_0 &= 0.040 \times \alpha' \times E_0 \\ &= 0.040 \times 1.0 \times 72.8 = 2.685 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ (\because \alpha' &= 1.0 \text{ 常時)} \end{aligned}$$

$$A_H = 2b \times l = 150 \text{ cm} \times 300 \text{ cm} = 45,000 \text{ cm}^2$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = 212.13 \text{ cm}$$

図-6 猿供養寺地すべり地盤構成図

図-7 2層系地盤内におけるシャフトグイの解析および土圧実測例

$$k = 12.8 \times k_0 (B_H)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 2.688 \times (212.13)^{-3/4} = 0.6189 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

すべり面下部では

$$E_0' = 28N = 28 \times 30 = 840 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$k_0' = 0.040 \times 1.0 \times 840 = 33.6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$A_H' = 150\text{cm} \times 600\text{cm} = 90,000\text{cm}^2$$

$$B_H' = \sqrt{A_H'} = 300\text{cm}$$

$$k' = 12.8 \times k_0' \times (B_H')^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 33.6 \times (0.01387) = 5.966 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

次にクイ底面における鉛直および水平地盤反力度の推定を行なう。鉛直方向の地盤反力係数 K_V は

$$K_{V_0} = 0.033\alpha' E_0' \quad (\alpha' = 1.0 \text{ 常時})$$

$$= 0.033 \times 1.0 \times 840 = 27.72 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$K_V = 12.8 \times K_{V_0} (B_V)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 27.7 \times (150)^{-3/4}$$

$$(\because B_V = 2b = \text{クイの直径})$$

$$= 8,2779 \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 8277.9 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$K_S = \lambda \times K_V = \frac{1}{3} \times 8,2779 = 2,7593 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

さて図-7に示すようなすべり面上下の地盤がそれぞれ1層より構成されている地盤内でのシャフトグイの計算を示す。多層系地盤と同様に考えると水平方向の釣合より

$$H - R - F = 0 \quad (33)$$

すべり面上部で R 、すべり面下部では K' とすると

イの両端での地盤反力は台形分布をする場合には

$$R = 0 \quad (34)$$

$$R' = K_S (h' - l') \theta A$$

F, F' をすべり面上下における地盤反力度の和とすると

$$F = \frac{1}{3} b k l \theta (3h - l) \quad (35)$$

$$F' = k' b l' \theta (2h' - l') \quad (36)$$

モーメントの釣合より

$$\Sigma M = Rl + G - M_B \quad (37)$$

G は水平方向の地盤反力度のすべり面の上下におけるモーメントであるから

$$G = \frac{b}{6} k \theta l^2 (2h - l) \quad (38)$$

$$G' = \frac{b}{3} k' \theta l'^2 (3h' - 2l') \quad (39)$$

クイの両端面における地盤反力度に関するモーメントは

$$M_B = 0 \quad (40)$$

$$M_B' = \frac{4}{3} b^4 K_V \alpha \theta \quad (41)$$

また $\Sigma M + \Sigma M' = 0$ より

$$\frac{b}{6} k l^2 (2h - l) + \frac{b}{3} k' l'^2 (3h' - 2l')$$

$$+K_S(h'-l')l'A-\frac{4}{3}b^4K_V\alpha=0\cdots\cdots(42)$$

また $H-R-F=H-R'-F'=0$ より

$$\frac{b}{3}kl(3h-l)=K_S(h'-l')A+b'l'k'(2h-l)\cdots\cdots(43)$$

また $H-F=0$ ($\therefore R=0$) より

$$H-\frac{b}{3}kl\theta(3h-l)=0\cdots\cdots(44)$$

あるいは $H-R'-F'=0$ より

$$H-K_S(h'-l')\theta A-k'bl'\theta(2h'-l')=0\cdots\cdots(45)$$

さらにすべり面から上下に y, y' だけ離れた地点における曲げモーメントは

$0\leq y\leq l$ において

$$M_y=\frac{b}{6}k\theta l^2(2h-l)-Hy+\frac{b}{6}k\theta y^2(6hl-2ly-2hy+y^2)\cdots\cdots(46)$$

また $0\leq y'\leq l'$ において

$$M_{y'}=\frac{b}{6}k\theta l'^2(2h-l)+Hy'-\frac{b}{3}k'\theta y'^2(3h'-y')\cdots\cdots(47)$$

一方すべり面かう上下に y, y' 離れた地点でのせん断力は

$0\leq y\leq l$ では

$$S_y=H-\frac{b}{3}k\theta y(3h-y)\cdots\cdots(48)$$

$0\leq y'\leq l'$ では

$$S_{y'}=H-bk'y'\theta(2h'-y')\cdots\cdots(49)$$

ここで $H=220t$ とすれば(42式より

$$\begin{aligned} & \frac{1}{6}\times 618.9\times 0.75\times (3.0)^2(2h-3.0) \\ & +\frac{1}{3}\times 5966\times 0.75\times (6.0)^2(3h'-12) \\ & +2759.2(h'-6.0)\times 6.0\times 3.14(0.75)^2 \\ & -\frac{4}{3}(0.75)^4\times 8277.9\times 0.589=0 \\ & \therefore h=-136.67h'+591.67\cdots\cdots(50) \end{aligned}$$

また(43式より

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3}\times 0.75\times 618.9\times 3(3h-3) \\ & =2759(h'-6.0)\times 3.14\times (0.75)^2 \\ & +0.75\times 6\times 5966(2h'-6) \\ & \therefore h=-135.68+42.059h'\cdots\cdots(51) \end{aligned}$$

したがって(50, 51)式より

$$h=35.48m, h'=4.07m$$

したがって(44式より

$$220-\frac{1}{3}\times 618.9\times 0.75\times 3\times \theta(3\times 35.48-3)=0$$

$$\therefore \theta=4.5819\times 10^{-3} \text{ (ラジアン)}$$

ところで底面の地盤反力分布が台形か、三角形分布かを調べる必要がある。

$$q_{1,2}=\frac{wl-U}{A}\pm K_V b\theta\cdots\cdots(52)$$

ここで

$$U=1.0\times 3.14\times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2\times (3+6)=15.89t$$

$$w=2.5\times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2\times 3.14=4.42t/m$$

$$l=10m$$

$$A=1.766m^2$$

$$K_V=8277.9(t/m^3)$$

$$\theta=4.5819\times 10^{-3}$$

であるから

$$\begin{aligned} q_{1,2} &= \frac{44.15-15.89}{1.766}\pm 8277.9\times 0.75\times 4.5819\times 10^{-3} \\ &=44.4(t/m^2) \text{ あるいは } -12.44t/m^2 \end{aligned}$$

したがって底面の地盤反力は三角形分布であることがわかる。

$$q_1=K_V\theta d\cdots\cdots(53)$$

より $d=1.1706m$

また $d=b(1+\cos\beta)$ より $\cos\beta=0.56083$

$$\therefore \beta=0.9754 \text{ (ラジアン)}$$

したがって

$$A'=b^2(\pi-\beta+\sin\beta\cdot\cos\beta)$$

より減少した底面 A' は $A'=1.4795m^2$ となる。したがってこの A' を用いて(42, 43式よりくり返し計算で改めて h, h' が求まり

$$h=34.763m$$

$$h'=4.025m$$

となる。そして(44式より $\theta=4.679\times 10^{-3}$ (ラジアン) が求まり、すべり面の上下におけるモーメント、せん断力は(46, 47, 48, 49式によって求まる。

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{0.75}{6}\times 618.9\times (4.679\times 10^{-3})(3.0)^2 \\ & \times (2\times 34.763-3.0)-220y \\ & +\frac{0.75}{6\times 3}\times 618.9\times (4.679\times 10^{-3})y^2(6\times 34.763\times 3 \\ & -2\times 3\times y-2\times 34.763\times y+y^2) \\ & \therefore M_y=216.73-220y+75.463y^2 \\ & -9.108y^3+0.1206y^4\cdots\cdots(54) \end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned} M_{y'} &= \frac{0.75}{6}\times 618.9\times (4.679\times 10^{-3})(3.0)^2 \\ & \times (2\times 34.763-3.0)+220y \\ & -\frac{0.75}{3}\times 5966\times (4.679\times 10^{-3}) \\ & \times y'^2(3\times 4.0256-y') \end{aligned}$$

$$\therefore M_y' = 216.73 + 220y' + 6.9787y'^3 - 84.280y'^2 \dots\dots\dots (55)$$

また

$$S_y = 220 - \frac{1}{3} \times 0.75 \times 618.9(4.679 \times 10^{-3})y \\ \times (3 \times 34.763 - y) \\ \therefore S_y = 220 + 0.7239y^2 - 75.50y \dots\dots\dots (56)$$

$$S_y' = 220 - 5966 \times 0.75(4.679 \times 10^{-3})y' \\ \times (2 \times 4.0256 - y') \\ \therefore S_y' = 220 + 20.936y'^2 - 168.56y' \dots\dots\dots (57)$$

さらにすべり面上部における深度 y における地盤反力は

$$k \frac{(l-y)}{l} (h-y)\theta = 618.9 \times \frac{(3-y)}{3} (35.480 - y) \\ \times 4.679 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (58)$$

より、またすべり面下部では

$$k'\theta(y'-h') = 5966 \times 4.679 \times 10^{-3}(y' - 4.0256) \dots\dots (59)$$

より求まる。

以上により曲げモーメント図、せん断力図、地盤反力度分布図を示すと図-7になる。ここで地盤反力度分布図上に現場における土圧測定結果を同時に示した。土圧測定はすべり面上部の山側の面においてのみ測定されたが、すべり面近くで約 90t/m^2 の最大土圧が測定された。すなわち最大土圧の発生とともに周辺土塊で破壊したものと推定される。破壊時における土圧はすでに報告したように次式で求まる⁸⁾。

$$P(y) = \{N_\phi \gamma_i(l-y) + 2\sqrt{N_\phi}C\} \\ \times \left\{ 2b + 2(l-y) \cot \delta \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\pi \alpha}{180} \right\} \dots\dots (60)$$

ここですべり面における破壊時における土圧を求めると

$$l = 4.0\text{m}, \gamma_i = 2.0\text{t/m}^3, y = 0, c = \frac{q_u}{2} = 0.3\text{kg/cm}^2, \\ \phi = 0 \text{ とすると}$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}, \delta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}, N_\phi = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

より

$$P(0) = \{1 \times 2.0 \times (4-0) + 2\sqrt{1} \times 3.0\} \\ \times \left\{ 0.75 \times 2 + 2(4-0) \times 1.0 \times 0.707 \times \frac{45 \times 3.14}{180} \right\} \\ = 83.02\text{t/m}^2$$

となる。したがって移動土塊のすべり面周辺の土塊が破壊され、それ以後は地すべり土塊の移動とともに、クイは徐々に傾むいていったものと考えられる。

現場におけるシャフトグイにかかる土圧測定例が少ないので明言はできない地すべり地中に建て込まれたシャフトグイの設計は今ままで述べてきたようなやり方で行なうことができると考えられる。

おわりに

クイ工で地すべり土塊を抑止する場合に問題となる点は、クイが待ち受け工法の一つであるということである。すなわちクイは地すべり土塊がすべり、ある程度の変位を生じないと所定の力を発揮しないという点である。したがって地すべりの許容変位量をどの程度に規定するかはクイ工設計の重要な因子になるが、この点の配慮はいままであまりなされていない。当然シャフト工の設計の場合もクイの変位量を決定してやらなければならないが、地すべりの重要性等によって左右され一概には決められないのは勿論である。しかしこのためには地すべり斜面の変形解析と現在実施されている限界平衡解析の関係についても明らかにする必要があり、今後の大きな検討課題となることは明らかである。また最近では鋼管グイでも管内に特殊鉄筋やケーブルを挿入するなど断面の補強が可能になり、大きな外力に耐えられるようになったが、変位量の点もクイ本数を増すことによってシャフトグイよりも小さな変位量で大きな外力に対抗することも考えられ、この点についての検討もクイ工設計では考える必要がある。

さらに本文ではほとんど検討しなかったが、すべり面の上下でクイの挙動の異なるクイの設計法などまだまだクイ工に関しては問題が山積しているので、今後さらに研究を進めてゆくつもりである。

最後に本文をまとめるにあたって御指導いただいた藤田地すべり研究室長に心から謝意を表す。

〈記号説明〉

A, A' ; クイの底面積

B ; 地すべり幅

b ; クイの半径

c ; 土の粘着力

E ; 弾性係数

E_0 ; 地盤変化を考慮した換算変形係数 (kg/cm^2)

F ; 安全率

F_m ; 水平方向の地盤反力度の和

G ; すべり面上下のモーメント

H ; クイにかかる設計外力

I ; 断面二次モーメント

h ; すべり面からクイの回転の中心までの距離

K ; 地盤の横方向反力係数

K_S ; 水平方向のせん断バネ係数 (kg/cm^2)

K_V ; 鉛直方向の地盤反力係数

k, k' ; 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

L ; すべり面長

l, l' ; クイ長

M ; モーメント

M_B, M_B' ; クイ底面の地盤反力度に関するモーメント
 N ; 垂直力
 n ; クイの本数
 P ; スライス壁に作用する水平内力
 q_u ; 一軸圧縮強度
 T ; 地すべり推力
 U ; 間隙水圧
 y, y' ; すべり面からの距離
 θ ; クイの回転角
 λ ; 鉛直地盤反力係数に対する水平方向セン断ばね係数比
 w ; クイの単位体積重量

参考文献

- 1) 福岡正巳 (1972) : 地すべりと土質力学, 「地すべりと対策

に関する研究討論会概要」, 地すべり学会, 全国地すべりがけ崩れ対策協議会, pp. 51~55.

- 2) 福本安正 (1972) : 地すべり防止グイの挙動に関係する研究, 「土質工学会論文報告集」 Vol. 12, No. 2, pp. 61~73.
- 3) 中村浩之 (1977) : 地すべり防止対策グイの三つの機能, 「土質工学会論文報告集」 Vol. 17, No. 1, pp. 99~109.
- 4) 中村浩之 (1978) : 地すべり斜面の安定計算式の検討, 「土木技術資料」 Vol. 20, No. 8, pp. 21~26.
- 5) 日本道路協会 (1970) : 道路橋下部構造物設計指針 ケーソン基礎の設計編, pp. 2~3.
- 6) 日本道路協会 (1970) : 道路橋下部構造物設計指針 ケーソン基礎の設計編, pp. 29~78.
- 7) 浅間達雄, 他 (1973) : くいおよびケーソン基礎の設計計算例, 山海堂, pp. 136~200.
- 8) 中村浩之 (1970) : 地すべり防止対策グイにかかる土圧とその設計, 「地すべり」, Vol. 7, No. 2, pp. 8~12.

(原稿受理日 昭和55年4月25日)

「土 木 地 質 学」

道路・鉄道建設, 宅地造成, 高層ビルの建築など, 最近各種の土木・建設工事が益々大規模に行なわれている。また各種の地盤災害発生に際して, その地盤条件ならびに建造物などの安全性に関する問題が取りざたされている。これら問題の解決について, その多くは土质地質学の認識や学識に負うところが大きく, その必要性が極めて高まりつつある。しかしこの部面の書籍や印刷物はまとまったものが少なく, より適切な出版物が望まれていた。このたび応用地質学・地盤災害科学関係の権威松野久也・山口真一両博士の監訳により, 標題のQ. ザルバ・V. メンツルの原著書が翻訳出版されたことは誠に有意義なことである。

本書の内容は上巻(序章, 第1章~第10章): 地質学者と土木技師との協力, 地質調査, 地質図および断面図, 岩石の力学的性質, 地下探査, 地球物理的方法, 岩石の風化, 斜面移動および地すべり, 掘削および岩盤のワークビリティ, 建材鉱床の地質調査, 建築物および産業構造物の基礎, 下巻(第11章~第14章): 道路および鉄道, トンネルおよび地下発電所, 水力構造物のための土质地質調査, 地域計画および環境政策における地質調査の課題, となっている。

従来土质地質学に関する記述は, 地質学あるいは応用地質学の専門書に数ページ述べられているのみで, 常に物足りない思いをしたが, 一読して大きな満足感を与えてくれる。本書はいくつかの独立したテーマのもとに記述されているが, 各種の地質・地盤条件と土木・産業構造物との関係を, 実に豊富な実例と図版・写真を使用して解説している。訳語も統一されているので文章は理解し易い。また素晴らしい図版の助けもあって, 楽しみつつ新しい土质地質学の要点を概観することが出来, 理論と実際の問題を身近なものとして理解し易くしている。第1章~第6章までは, 土质地質学ととっても関係の深

Q. ザルバ・V. メンツル共著

松野久也・山口真一 監訳

大明堂, 1980, 上・下 528頁

い地質学・岩石学・地球物理学の調査手法を中心とした基本的な問題を取りあげている。特に地下探査等の問題と関係の深い地質・サウンディング・ボーリングコアの判読, 岩石の力学的性質と風化特性などについて, 現実に必要なポイントを取り出し, 理論と実際の理解と対応を容易にしている。第6章までを基礎篇とすれば第7章以降はいわば応用篇であり本論でもある。また必要に応じ, どの章から読みはじめても理解し易いように述べてあり気楽に頁をくくることが出来る。

第7章は早速地すべりのテーマがとり上げられており, その原因・分類・斜面安定など手際よくとりまとめられている。第8・9・10章は, いずれも岩盤の削剝や建築材・鉱床・各種岩盤の土质地質学的評価について系統的にのべられている。下巻でとりあげている各テーマは, 構造的サイトの問題だけでなく, 更に線的・面的に把握すべき土质地質学的課題についてふれている。道路・鉄道・ダムサイト・地域計画などの推進にあたっては, 技術の基本的な問題とともに社会・経済など多面的に考察すべき点が多い。第14章の中で「地質条件および環境に対する人間活動の正しい影響の理解があって初めて計画が可能となる」と訳出されているが, 吾々の生活の舞台が質量ともに変革を来しつつある昨今, 自然に対し土质地質学的技術をどのように対応させてゆくのか重要な課題である。このような要請を満すためにも, 関係者にとって本書は見逃すことの出来ない専門書であることは勿論, 専門外の人にとっても恰好の教養書として広く一読されるべき貴重なほん訳書である。一方原著者らはかつて地すべりに関する名著書を世に出している。このような原著者が書かれた, 地すべりを含む土质地質学の名著を, 本書によって日本語で早速読むことが出来るのは誠に幸いである。(中村三郎)

シャフトグイの設計法

「地すべり」 Vol. 17, No. 2 (通巻第62号) 1980年 (昭和55年) 9月

中村 浩之

地すべりを防止するために直径 1.0~3.5m の現場打ちグイが剛なクイとして用いられることがあるが、このクイの設計方法はまだ確立されていない。本文は主としてダウエル力によってすべり面でのせん断抵抗力を増加するために用いられるシャフトグイの地すべり地内での挙動や設計方法について述べたものである。

設計の基本的な考え方は地すべり土塊がすべり面上を滑動するとき、クイが回転し、すべり面の上下の土塊内で地盤反力が発生し、すべり面にダウエル力が生じるものとしている。そしてこのときクイに作用する力の釣合条件を解き、クイに発生するモーメント、せん断力、変位、地盤反力分布を求め、クイを設計するための基本条件を求めるものである。解析は多層系地盤について行なわれる。

なお本文ではダウエル力を発揮するクイの施工位置を斜面安定解析より求めた水平内力分布図より決定する方法を述べるとともに実際に地すべり地内に打設されたシャフトグイに作用する土圧測定結果より、クイの設計方法が適当であることを示す。

再滑動型地すべり面の c , ϕ とその変化

「地すべり」 Vol. 17, No. 2 (通巻第62号) 1980年 (昭和55年) 9月

玉田 文吾

再滑動型地すべり一連続した地すべり面が地層中に既存し、降雨などの誘因によって滑動一において、地すべり粘土のせん断強度定数は、ダイレタンスーに関係するところの厚さ、有効土かぶり応力によって決定されるが、これが滑動を開始するとき、厚さが 3mm 以下の場合、 $c' \approx 0$, $\phi' > 0$ の状態で均衡がくずれるため、間隙水圧の作用が大きく影響する。

移動量の増加とともに $c' > 0$ になり、条件によっては ϕ' も多少増加、加えて負の過剰間隙水圧も発生するので、安全率にも変化が現われるようになる。

地すべり地における地下水変動現象の解析

「地すべり」 Vol. 17, No. 2 (通巻第62号) 1980年 (昭和55年) 9月

吉松 弘行

能登半島の地すべり地の土の工学的性質

「地すべり」 Vol. 17, No. 2 (通巻第62号) 1980年 (昭和55年) 9月

沢崎 雅之, 小川 正二

表層地質における“がけ”崩壊予知の研究〔第Ⅱ報〕

—伊豆半島、天城湯ヶ島の特越川支流流域 (崩壊模式地) における予知分析—

「地すべり」 Vol. 17, No. 2 (通巻第62号) 1980年 (昭和55年) 9月

井東 澄雄

この報文は“崩壊の予知技術の方法”の理論に基づく分析例としての報告である。

この模式地は、1977年10月から11月までの間に選定した。私はその時から現在までの期間にこの模式地の詳細な調査を行った。

この分析は、その調査から得たデータにより、前報 (Ⅰ) の理論、とくに図-1, 2, 3 と数式に従った。この分析の結果は、表-1~表-4 に示す。

この結果から、この分析の方法は、最良の方法という結論になる。