神代地区地すべりについて

(主として集水井を利用した地すべり土圧の現場測定に関する報告)

仲 野 良 紀* 大 平 成 人**

Investigation on the mechanism of landslide at Gōde in Niigata Prefecture
with special reference to the earth pressure exerted on vertical
drainage-wells and the stresses induced in their Liner Plates

by Ryōki Nakano and Naruto Oohira

I ま え が き

神代地区は新潟県東頸城郡安塚町須川に属し、地すべり区域面積 60.5 ha を有する。標高海拔 440~600 m, 平均こう配 7°~10°の緩斜面で、おもに東北方向に向けて傾斜している。地区内の低平地はおもに水田、緩斜面は畑として利用されている。地区内に人家は1戸もないが、須川の住民の有力な収入源をなす耕地である。古くから地すべりに悩まされて来ているが、その来歴はかならずしも明らかでない。

この地区の地すべりについて、いくつかのサブテーマに分けて調査研究を行なったが、本文においてはその中特に地質調査結果および集水井を利用して行なった土質試験、土圧測定などの結果について述べる。なお、各種調査地点の位置を入れた当地区の地図を図-1に示す。

II 地下構造とその分布および地すべりの性格について

1. 地下構造とその分布

当地区はいわゆる寺泊層の泥岩を主とする地層から成る。地区内における泥岩の露出地点を図-1に示す。これらの露出地点ではいずれも泥岩はクラックによって細片化し、また粘土化して流れ出しているが、溪流に絶えず洗われる状態のところでは比較的堅硬である。このことから、この泥岩の細片化現象は主としてそのスレーキング(吸水崩壊)性によることがわかる。一部(たとえば、ボーリングB2, 3のコア)における場合のように、かならずしも乾湿の繰り返しを受けないでも容易に細片化するものの見られることから推察すると、細片化の原因は地質学的ワイカ(歪力)によるものもあるかも知れない¹⁾。いずれにしても、この細片化および粘土化は、この地区の地すべりの有力な素因の一つをなすものである。

地区内の露出は図-1に示すように局部的であり、しか

もいずれも塊状無構造に近く、その上細片化しているので、地質構造は把握しにくい。しかし、地区周辺には砂岩・凝灰岩を挟み、層理の比較的発達している部分があり、その構造から察すると東南方向に緩傾斜しているようである。

地区内には安山岩の転石が多く、とくに溪流河床に多い。ボーリングコアにおいても、溪流に近いボーリングB10, 11, 12の深さ7~10mの範囲に多い。これらは、かつて河岸段丘をなしていたと思われる地形に集中しているので、溪流によって菱ヶ岳方面から運ばれたものと思われる。安山岩の溶岩流、岩床などは地区内では認められなかった。

地区上端(西南端、大きな池のある付近)を西北一東南方向に通過する構造線の存在の可能性が、周辺の地形(とくに空中写真に現われた凹地列)、その他から考えられる。また、地区南端の新道沿いに階段断層があることと前記ボーリングB2, 3のコアが細片化しやすいことなどの事実が、あるいはこの構造線に関係するものかも知れないと思われたので、シンチレーションサーベイメータで自然放射能を測定した。その結果、断層を予想した線上に自然放射能のやや高い区間が認められたが、バックグラウンドに対して異常に高いといえるほどのものではなく、結局、現在までのところ断層の有無については結論が得られていない。

2. 地すべりの性格と地すべりの深さおよび移動量について

この地すべりは全域にわたって随所に発生しているが、詳しく観察すれば多くの小地すべり(いわゆる地すべりブロック)の集合体であることがわかる。

その中でも上段と下段とで多少地すべりの性格が相違する。

上段では地すべりは主として一次的なものであり、発生後あまり長い年月を経過していないようである。その動きは多分に崩落的、地塊的で、すべりの深さは比較的浅いものと思われる。

下段では動きはむしろ二次的で緩慢であり、上段から

* 農林省農業土木試験場造構部第4研究室

** 企画連絡室長(前造構部第4研究室長)

図-1 神代地区地すべり平面図

の過去の崩落土が地下水の浸透、溪流の侵食、上段からの押し出しなどによって誘発されて移動しているものと思われる。各ブロックは帯状に近い形のものが多く、流動性に富む。被害として報告されているものの多くはこの類に属する。

なお、ボーリング中、地すべり土の押し出しにより10～15m くらいの深さで難行したものがある（たとえば、B14）ことから、地すべりの深さもこの程度であるものと推定される（これは後で述べる土圧の測定結果と符合する）。

また、昭和41年7月～11月にかけて行なった地表移動

量の測定結果によると、杭 A1～A5（図-1参照）の見通し線上の移動量（トランシットによる）は誤差の範囲内であり、D1～D5 の見通し線上の移動量は溪流のごく近くの点 D5 が局部的崩壊のため 2.4m 移動しているほかはみな誤差の範囲内程度である。これらの結果や現地における聞き取り調査の結果から判断して、年間移動量は（溪流周辺の局部崩壊の部分は別として）数センチメートル以内であると思われる。

III 土質試験、集水井にかかった土圧および集水井の応力測定結果

近年地すべり対策工法の一つとして集水井による水抜き工法や杭打ちによる抑止工法などが行なわれているが、地すべり土圧の実態が不明であるため、集水井や杭の合理的な設計施工ができず不確かな仮定に基づく計算か経験とカンにより試行錯誤的に行なわれているのが現状である。

この種の土圧を理論的に算出することは現段階では不可能であって、種々のタイプの地すべり地で実際に測定してみるほかないのであるが、現在のところそのような測定例さえきわめてわずかしがなく、かつ測定方法も確立されておらず、地すべり土圧が作用したときの集水井のライナープレートに発生する応力の測定例もほとんど無いのが現状である。

そこで、神代地区に昭和41, 42, 兩年度に掘削した水抜き用の集水井（41年度のもの直径 3.2 m, 深さ 25 m, 42年度のもの直径 3.0 m, 深さ 15 m, いずれも川崎製鉄製ライナープレート——ニューライナー（板厚 4.0 mm）——使用）にカールソン型土圧計、ストレインゲージなどを付け土圧およびライナープレートのヒズミを測定すると共に乱さない土を採取して土質試験を行なった（集水井の位置については図-1参照）。

なお、現地における土質試験、土圧計の取付け、ストレインゲージを貼付したライナープレートのセットおよびそれらの測定は筆者らが主として行なったが、一部現地の人に手伝って頂いたものもある。また、ライナープレートへのワイヤストレインゲージの接着、防湿処理などはすべて筆者が行なった。

1. 集水井における土質試験結果

集水井の掘削時に種々の深さにおいて乱さない土を採取し、一部は現場において一軸圧縮試験を行ない、一部は茶箱に詰めて持帰り一定荷重下におけるクリープ試験および三軸圧縮試験を行なった。それらの結果の代表的なものと自然含水比の測定結果を図-2～5に示す。

すべり面を含む層から採取した土について圧縮試験を行なったものは、例外なく既存のすべり面に沿ってセン断した。

なお、試掘坑内において観察した土層断面は図-6に示すとおりである。

これらの図にも記してあるように、昭和41年度の集水井では深さ 7～13 m の範囲に多数のすべり面が認められた（42年度の集水井においてもすべり面

図-2 乱さない地すべり土の粘着力と深さ

図-3 41年度集中井掘削中深さ 4 m で採取した乱さない粘土

図-4 地すべり粘土のクリープ試験結果 ((a), (b)とも41年度集水井深度 7.5 m で採取した乱さない土)

図-5 含水比と深さ

がいくつか認められた)。これらのすべり面のうち代表的なものの写真(深さ9mのすべり面)を写真-1に示す。なお、写真-1のS.41, S.42はそれぞれ昭和41, 42年度に掘削した集水井の位置を示す。

2. 土圧計による土圧の測定方法と測定結果

a. 土圧測定方法

土圧計の取付位置は図-7に、ライナープレートへ取付

図-6 41年度集水井で観察した土層面図(展開図)(19m以深は硬い泥岩である)

写真-1 41年度集水井掘削中深さ9mにおいて見られたすべり面(ねっとりしている)

けた状態は写真-2に示す。

この写真からもわかるように、土圧計はプレートの外面に突出している。このような取付け方法は土圧計への応力集中を助長し、あまりよい方法ではなく、もっと引き込めるべきであろうが、プレートに穴をあけることは

注) ストレーンゲージを付けた横方向補強H鋼は深度9.5, 17.5mにセットした。

図-7 諸計器の取付位置(平面図)

写真-2 ライナープレートに取付けたカールソン型土圧計

強度上問題があり、また引き込めてプレートとの面と一致させるとしても、凸面に一致させるべきか、凹面に一致させるべきか、またはその中間にすべきかについても、かならずしも明らかではない。一方、地すべり粘土は粘

塑性に富んでいるから、長期的にみた場合応力集中はそれほど大きくはならないのではないかと考えられるので(ただし、この点は今後実験で確かめる必要があろう)、結局、写真に示したように取付けた。

土圧計の測定はカールソン型計器用万能指示器を用い、現場において測定した全抵抗(3芯) R_s 、計器抵抗(4芯) R_t 、抵抗比 z から所定の順序によって計算し土圧を求めた。

b. 土圧測定結果

土圧の測定結果は図-8に示すとおりであり、時間の経過とともに漸増し、ある期間経過後はほぼ一定の値に落着いているものが大部分である。ただし、深さ4mに設置した土圧計および深さ13m、17mに設置した土圧計のうち、右側のものに作用している土圧は設置後1年を経ても荷重が漸増している。

これらの結果から集水井周辺の土圧の分布状況を平面図および縦断面図にして示したのが図-9~10である。

なお、土圧の増加過程は掘削の進行状況とも関係があ

図-8(1) 各深さの土圧と経過時間の関係

るので一言ふれる。41年度の集水井は41年10月10日～11月6日にかけては平均 0.3 m/日の速度で掘削し（1日に1 m くらい掘削した日もあるが休んだ日もあるため平均するとこのようになる），その後11月7日～11月23日までは掘削を中止，その後11月28日から掘削を再開し，ときどき休みながら平均 0.4 m/日の速度で掘進し，1月上旬に深さ 25 m の掘削を終了した。

また，これらの図中の説明で「前」というのは集水井のセンターライン（図-1参照）のほぼ線上で斜面上方側に入れたものであり，「後」は斜面下方側，「左」「右」はそれぞれ（図-1）に沿って斜面上方に向けて左，右側にセットしたものであることを示す。

零点移動観測用土圧計は深度 0.6 m に受圧前を地表に

向けて埋設し，無荷重状態でどの程度零点が移動するかを見たものである。図-8からもわかるように零点移動はほとんどなく，土圧計は測定期間中正常に作動したものとみてはば間違いないものと思われる。

3. ストレインゲージによる応力の測定方法と測定結果

a. 測定方法

ストレインゲージはコルゲートプレート（図-11）の凸部と凹部に図-11に示すように貼付した（その配置図は図-7参照）。ゲージ貼付の際にはプレートの貼付位置付近をサンダーで磨いてメッキをよく取った後，鉄の部分（図-11）を十分なめらかになるよう磨いてからポリエステルゲージを特別製の器具を用いて慎重に圧着した。

図-10 昭和41年度集水井の前後に作用した土圧の分布図 (42年10月26日現在)

つぎにコルゲートプレートの凹凸に合わせて作ったゴム製のプロテクターを（ゲージの位置がそのほぼ中央になるように）アラルダイトで接着した後、合成ゴム系の防湿剤で数回コーティングし、さらにマイクロクリスタルワックスを流し込んで蓋をし、さらにその周辺に防湿剤を塗った。

なお、ゲージとゲージ端子によって接続されたコードはプロテクターの小孔を通して外部に出し、鉄バンドでビス止めて施工中ひばられてもゲージに無理な力が

図-11 ストレインゲージを付けた部分の縦断面図

写真-3 ゲージを付けたライナープレートの集水井 (現地セット完了時)

加わって断線したりすることのないよう注意した。

また、コードは相当大量になるので、経費を節約するため平打の平行ビニールコードをビニールパイプ（内径 8 mm, 外径 10 mm）の中に通したものを使用した。水平および垂直方向の補強材として使用した H 型鋼（水平方向のものは H-125×125×6.9×9, 垂直方向のものは H-175×175×7.5×11）にもほぼ同様の方法でストレインゲージを貼付した。

以上のようにして準備したものを現地に運び慎重にセットした。現地にセットしたところの状態は写真-3に示すとおりである。

現地での測定は各深さ毎にダミーゲージをアクティブゲージと同一条件下におき、2ゲージ法によりストレインメータ（共和電業製 60-AT）を用いて行ない、応力 σ kg/cm² は次式によって算出した。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

ただし、 E : 鉄の弾性係数 2.1×10^6 kg/cm²

ε : ストレインメータによって読みとったひずみ

b. 測定結果

(1) ライナープレートに発生した応力と曲げモーメント、軸力

代表的なものを図-12~14に示した。なお、曲げモーメントと軸力は次式によって算出した。

$$M = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot W, \quad N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot A$$

ただし、

W : 断面係数,

E : 鋼鉄の弾性係数,

A : 断面積,

σ_1, σ_2 : それぞれライナープレート凸部、凹部の応力

ここで、断面係数 W はライナープレートと H 鋼全体が十分しっかりボルト締めされ、完全に一体となっているものとすれば、深さ方向 1 m 当りコルゲートプレートは 2 枚、H 鋼は 1 本であるから、ほぼ

図-12 昭和41年度集水井深度4mのライナープレートの応力分布(41年10月16日セット)

$$W = 2W_1 + W_2 = 2 \times 33.75 + 136 = 203.5 \text{ cm}^3/\text{m}$$

である。

ただし、ここで W_1 , W_2 はそれぞれライナープレート(深さ方向の幅 50 cm)と水平補強H鋼の断面係数である。

したがって、深さ方向 1 cm 当りの平均の断面係数は

$$W' = \frac{203.5}{100} = 2.04 \text{ cm}^3/\text{cm}$$

となる。しかし、両者が完全に一体となって作用したか否かについては不明であり、したがって

図-14 昭和41年度集水井深さ4mのライナープレートの軸力分布図(41年12月8日現在)

(S.41 深度 4 m)

(S.41 深度 9 m)

(S.42 深度 8 m)

42年8月22日(零点8月20日) 42年8月31日

図-13 昭和41, 42年度集水井ライナープレートの曲げモーメント図

W , W' の値は前記の値をそのまま用いてよいかどうかは必ずしもわからないので、図-13 には $W' \times (\sigma_1 - \sigma_2 / 2)$ の値)として示した。

同様の理由により図-14の軸力図は、

$$[\text{集水井深さ方向 1 cm の平均縦断面積 } A'] \times [(\sigma_1 + \sigma_2) / 2]$$

として示した。ライナープレートとH鋼が完全に一体となっていたものとすれば、集水井の深さ方向 1 m 当りの縦断面積 A は

$$A = 2 \times (2A_1 + A_2) = 2 \times (2 \times 29.44 + 30.31) = 178.38 \text{ cm}^2$$

である。ただし、 A_1 , A_2 はそれぞれライナープレート(深さ方向の幅 50 cm)と水平補強H鋼の断面積である。

したがって、深さ 1 cm 当りの平均断面積は

$$A' = \frac{178.4}{100} = 1.784 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

となる。

(2) 補強H鋼に発生した応力

水平方向の補強H鋼に貼付したゲージはライナープレートの取付位置との関係で空間的に余裕がなく、多少無理があったためライナープレートをH鋼にボルト締めするときに破壊されるものが多く、また垂直方向の補強H鋼も施工時が豪雪期となったため十分な監督ができず施工中に数点ではあるが破壊されたものがあつたので、測定データはここには載せない。しかし、測定可能なものから求めた応力は水平補強H鋼では昭和41年度の集水井ではセット後半年目で部分的に 900 kg/cm² 程度の値を示すものがあるが、垂直方向補強H鋼ではセット後半年後も大部分が ±200 kg/cm² 程度であり、ストレインゲージの零点移動も考慮するとほとんど力がかかっていないとみてよい状態である。

4. 集水井のライナープレートの変形量測定結果

集水井最上部（地表に出ている部分）の直径の変化を測定した結果を図-15に示す（41年度の集水井についてはスチールテープで、42年度の集水井については当試験場で製作した特殊なノギスで測定した）。

5. 考 察

a. 土質試験結果に関する考察

この地すべり地の平均こう配は場所によって異なるが、だいたい 7°~10° 程度である。すべり面が地表面に

平行に走っているものと考え、深さ H m の部分に作用しているせん断応力 τ は

$$\tau = H \cdot \gamma \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta$$

であり、土の強度がこの値以下（図-2の斜線部）なら不安定となる。この考え方は単純すぎる見方ではあるが、安定性を考える上での目安にはなる。

ところで、図-3からもわかるように三軸試験の結果からみると、内部マサツ角 ϕ はきわめて小さいから実際上せん断強度は粘着力 $c = q_u/2$ のみであるとみなしてよい。この粘着力 c と深さとの関係を示した図-2を見ると、すべり面を含むものはこれらの値以下になっているものがある。これらの値以上のものについてもその粘着力 $c = q_u/2$ は 1%/分程度のストレインコントロールで求めたもので（地すべり土が重力の $\sin \theta$ 方向の成分で自然にせん断される速度に比べれば）かなり速い速度でせん断したものであるから、実際の非常に緩慢な速度でせん断されるときは強度は上限降伏値に近いと考え、これらの値の 60~70% 程度と考えておかねばならない。このように考えると、深さ 7~11.5 m のすべり面を含む土の粘着力はほとんど斜線部の危険な範囲内にはいり、その他の斜線部にはいらないものも斜線部にかなり近づく斜面の安定を保つ限界の強度程度しかないことを示している。

したがって、今後わずかな外的刺激でも移動量が増大する可能性を含む状態であるものと判定される。

また、図-4のクリープ曲線からもわかるように q_u の 30~50% 程度の応力下では破壊には至らないまでも僅かずつ変形が進行し、数カ月を経てもなお変形は完全には停止しないことを示している。このことは、この神代地区の地すべり斜面は（とくに外的刺激がなくても）現在の状態で重力の $\sin \theta$ 方向の成分だけで緩慢に流動的に変形しうる可能性を示している。

事実、移動測量および現地での聞き取り調査の結果もこの地すべりは現在ほぼ落着いてはいるが、なおわずかながら場所によって部分的に変形が進行していることを示している。

b. 土圧測定結果に関する考察

集水井を掘削した場所のように移動のきわめて緩慢なところにおいても図-8からもわかるようにわずか深さ 3.5 m においてセット後約 1 年で 60 t/m² 余りの土圧を示している。

深さ 9 m に設置したものが設置後 10 日間くらい土圧がかからなかったのは、ライナープレート周辺に施工上の都合で余掘り相当であったことと、この深さにライナープレートを設置した後しばらく掘削を休んだことなどのため、余掘り部分を土が周辺から崩落して埋めるのに時間がかかったためであろう。

いずれの場合も土圧が時間とともに漸増していること

図-15 ライナープレート集水井最上部の変形

から見て、この地すべり土は粘塑性流動をしていることがわかる。また図-10からもわかるように、41年度集水井に作用している土圧は浅いところほど大きく、深くなるにしたがって小さくなっている。これはきわめて注目する事実である。また、図-9からわかるように深さ4 m、9 m のときの土圧の分布図と深さ13 m の土圧の分布図は逆の形になっている（前者では集水井の〔前〕〔左〕の中間の土圧がその反対側の〔後〕〔右〕の中間部の土圧より大きい、後者ではその逆になっている）。

以上のことから次のことが推定される。

- 1) 地すべり土は粘塑性流動をしており、かつ浅いところほど軟弱化しているため、集水井に土圧として作用する範囲は浅いところほど遠くにまで及んでいるものと推定される。すなわち、模式的に縦断面をえがけば図-16のようになっているものと思われる。
- 2) 移動を生じようとしている不安定な部分は、深さ13 m までの部分であり、13 m 付近より深い部分は土圧によって集水井が移動と回転を起そうとするのに抵抗しているものと推定される（図-9の13 m 付近の土圧分布がそれより浅い部分の土圧分布と逆になっているのは、そのような抵抗力の反力によるものと思われる）。
- 3) すべり地の移動量は少なく、とくにこの集水井付近はきわめてわずかしき動いていないにもかかわらず、前述のような大きな土圧が作用しているのはこの集水井より上方の部分はすでに平衡を失った状態（自分自身の強度で、重力の $\sin \theta$ 方向の分力によって生ずる応力に抵抗できない状態）にあるのであるが、この集水井より下方の部分（比較的平坦な部分）の強度によってその応力に抵抗し、移動を抑えているためと推定される（図-16参照）。図-16に見られるように集水井の近傍で土が盛上っている

こともこの推定を裏付けているのではないかと考えられる²⁾。

c. 集水井のライナープレートに発生した応力および曲げモーメントの測定結果に関する考察

(1) 41年度の集水井について

図-12からもわかるように41年度に掘削した集水井のライナープレートに発生している応力は（土圧の増加がほぼ落ち着いた状態で）最大のものでも 800 kg/cm^2 程度であって、降伏応力まではまだかなり余裕がある状態である。したがって、この程度の土圧では、この集水井の設計程度で十分安全であることがわかる。

また、紙面の都合で詳細は省略するが、曲げモーメントは設置後は一か月くらいは急速に増大するが、それ以後はあまり大きな変化はない。これは土圧計の測定結果と一致している。さらにまた曲げモーメント図は集水井のセンターライン（図-1に④と記してある方向）より、斜面上方に向かって左側の曲げモーメントが正となっていることから、地すべり土の作用方向は、ほぼこの方向であるものと推定される。ただし、些細にみると深さ4 m に設置したライナープレート R_1 の曲げモーメント図から推定される地すべり方向（図-13の R_1 に実線の矢印で示した）と、それより深いところに設置したライナープレート R_2 の曲げモーメント図から推定される地すべり方向（図-13の R_2 に点線の矢印で示した）とは多少ずれているように見える。これは深いところと浅いところでは地すべり方向が多少違っていたためかも知れない。そのようなこともあり得ないことではない。

いずれにしろ集水井のセンターライン④から斜面上方に向かって左側から右下側に向かって土圧が作用していると見てよいであろう。これは土圧計による測定結果ともほぼ一致している。なお、深度4 m に設置したライナープレートの曲げモーメント図を見ると底部が不動層に

図-16 aa' 線（図-1参照）縦断面における地すべり機構推定図

到達していない時点でかなりの土圧がかかっている。もし深度4m付近までが全体として移動しているなら、集水井全体が移動層と共に移動し集水井には土圧は作用しないはずであるが、このように大きな土圧が作用したのは既述のように集水井近傍は不動層によって上方からの土圧を抑えているためと考えられる。

(2) 42年度の集水井について

紙面の都合で応力分布図は載せなかったが、42年度の集水井のライナープレートの深さ8mの位置に発生している応力は最大のものでも設置後1.5カ月で1,000 kg/cm²程度で、41年度のものの場合と同様降伏応力まではまだ余裕がある。また、図-13からもわかるように曲げモーメント図は集水井のセンターライン（図-1に②と記してある方向）に対して右側の曲げモーメントが正となっていることから地すべり土圧の作用方向もほぼこの方向であるものと推定される。41, 42年度の集水井とも、現地で目測で最大傾斜と思われる方向にセンターライン②をとったつもりであるが、両集水井とも地図上に②を記入してみると最大傾斜の方向とは多少ずれている。とくに42年度のものはかなりずれている。しかし図-13の曲げモーメント図から推定される土圧の方向を地図上に記入すると等高線から得られる最大傾斜の方向とはほぼ一致しており、土圧計や集水井の変形測定の結果などと総合して考えると、少なくとも主なすべりは地表面の最大傾斜の方向とはほぼ一致することは間違いないと思われる。

42年度の集水井も曲げモーメント図から見て不動層に到達する前にかなり土圧がかかっているが、これも、この辺が下方の抵抗領域によって支えられ、それより上方から作用する土圧を受けているためと推定される。

(3) 集水井ライナープレートの曲げモーメント図に関する力学的考察

図-17(a)に示したように円形リングの片側に単位面積当り P なる力が作用した場合、それに応じて地盤反力は $\xi < 45^\circ$ の範囲では、

$$\text{反力} = 0$$

$45^\circ < \xi < 90^\circ$ の範囲では、

$$\text{反力 } C \cdot \delta = C \cdot \delta_0 \cos 2\xi$$

$90^\circ < \xi < 180^\circ$ の範囲では、

$$\text{反力 } C \cdot \delta = C \cdot \delta_0 \sin^2 \xi + C \cdot \delta_f \cos^2 \xi$$

（ここで C , δ はそれぞれ地盤の反力係数と変形量）と仮定すると（Bougayevaの方法³⁾），円形リングに発生する曲げモーメントは

$$M = P \cdot r^2 (A + B + 2 \cdot C_1 \cdot n)$$

となる。

ただし、この式で

r : 円形リングの半径

A, B, C_1 : ξ をパラメータとする係数

$$n = \frac{1}{m + 0.06416}, \quad m = \frac{E \cdot J}{r^4 \cdot C}$$

E : 円形リングの材料の弾性係数

J : 円形リングの断面二次モーメント

C : 地盤の反力係数

である。

この集水井の場合、

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2,$$

$$r = 160 \text{ cm} = 1.6 \text{ m}$$

であるが J としてどのような値をとるべきかについてはⅢ・3・b で記したような理由により正確にはわからない。しかし、もしライナープレートとH鋼が完全に一体となって働いたとすれば

$$J = 2 I_1 + I_2 = 2 \times 105.2 + 847 = 1,057 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$= 1,057 \times 10^{-8} \text{ m}^4/\text{m}$$

となる。

図-17 地盤の反力係数を考慮した場合の円形リングの曲げモーメント図

ただし、 I_1 、 I_2 はそれぞれライナープレートとH鋼の断面2次モーメントである。

また、 C としてどのような値をとるかについても問題があるが、一応 $C=1 \text{ kg/cm}^3=1,000 \text{ t/m}^3$ と、 $C=5 \text{ kg/cm}^3=5,000 \text{ t/m}^3$ の二つの場合（実際の値はこの間にあるであろう）について m 、 n を計算し、 $P=1 \text{ t/m}^2$ の土圧が図-17(a)のように分布するとして M を求めると図-17(b)、(c)に示すようになる。

この場合の曲げモーメント図と図-13の実際の曲げモーメント図を比較すると当然のことながら後者は前者のようなきれいな左右対称形はしていないが、ある程度似た形はしていると見てよいであろう。

また、41年度の集水井の R_1 の場合、最大の曲げモーメントは図-13からもわかるように側方（ $\odot$ ）に対して右側）付近で $W' \times 600 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$ 程度であるから、これに前述した平均断面係数 $W'=2.04 \text{ cm}^3/\text{cm}$ を入れると、 $M=1,224 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$ となる。

一方、図-17(c)からもわかるように $C=5 \text{ kg/cm}^3=5,000 \text{ t/m}^3$ 、 $P=1 \text{ t/m}^2$ のとき、側方では $M=44 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$ であるから、これから R_1 に作用した外圧を一応求めてみると（前記 M を求める式からもわかるように曲げモーメントの大きさは外圧 P に比例するから）、

$$P_n = \frac{1,224}{44} = 28 \text{ t/m}^2$$

となる。

$(\sigma_1 - \sigma_2)/2$ の値としてどの点の値をとるか、また地盤の反力係数をどの程度にとるかなどによって、このような方法で逆算した土圧 P_n の値はかなり変わるが、少なくともライナープレート R_1 に関する限り、スプリングポイント近傍の曲げモーメントから求めた値は土圧計によって求めた土圧の値とオーダーは合っているといつてよさそうである。

以上の考察は、すべて問題を二次元的に考えて行なったものである。実際は三次元的な力も考える必要があろう。しかし、41年度集水井のライナープレート R_1 （深さ4m）は深さ9mまで掘削してからかなり長期間放置され、その間ではほぼおもな力はかかり終わっているので、少なくともこの部分についてはほぼ二次元的に考えてよいものと思われる。

(4) 集水井の軸力図に関する力学的考察

図-14からもわかるように41年12月8日現在の $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$ の値は同図の点bでは 493 kg/cm^2 、点b'では 121 kg/cm^2 であり、また、深さ方向1cm当りの集水井の平均縦断面積 $A'=0.892 \text{ cm}^2/\text{cm}$ であるから集水井にかかっている水平方向の総土圧は、深さ4m付近において

$$P_a = \frac{1.784}{2} \times (493 + 121) = 548 \text{ kg/cm} \\ = 55 \text{ t/m}$$

となる。したがって、 1 m^2 当りの土圧強度 P は

$$P = \frac{P_a}{2r} = \frac{55}{2 \times 1.6} = 17 \text{ t/m}^2$$

となり、土圧計の値よりかなり少なめである。これは前述したような理由により土圧計の値が応力集中により実際の値より大きめの値を示したためか、またはこれより深い部分の影響により純二次元的に P なる土圧がかかったときよりもライナープレートのヒズミ（したがって、応力および軸力）が少なかったためかのいずれか（または両方）の理由によるものと思われる。

しかし、いずれにしろ(3)での考察と同様、オーダーは合っているといつてよいであろう。

(5) 集水井最上部の変形量測定結果に関する考察

図-15からもわかるように、集水井の直径は $\text{III} \cdot 5 \cdot \text{b}$ 、cで考察した浅い部分の最大土圧とほぼ同じ方向に縮み、それと直角の方向に伸長しており、前述の測定結果と考察に大体符合している。

(6) 補強H鋼について

前述したように集水井の掘削終了時までに土圧の主要部分はほぼかかり終わっているため、掘削終了後建て込んでいる垂直方向の補強H鋼に生じている応力は $\pm 200 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、ストレインゲージの零点移動も考慮すると、ほとんど力がかかっておらず、あまり有効なことはたらしはしていないことがわかる。

IV 対策工法について

対策工法は本文の本旨ではないので詳細については述べないが、前述したように斜面上方からの、いくつかのブロックに分かれた粘塑性流動性の前進性地すべりと、溪流の浸食にともなう局部的崩壊（これは後退性地すべりを誘発する）があり、前者（斜面上方からの押し出し）に対しては斜面中腹部から下方にかけて存在する抵抗領域によって抵抗し、かろうじて安定を保っているものと考えた。

そこで上方からの押し出しの誘因となっていると思われる地下水が地すべり面に供給される前にでき得る限り速やかに排除することを目的として、斜面中腹部より上方にかけて集水井内からと斜面から直接排水用横孔ボーリングを行なった。

また、砂防堰堤を溪流に設け、浸食によって惹起される局部的崩壊とそれにとまなう後退性地すべりによって抵抗領域が安定性を失なうことを極力予防するようにした。

図-1に対策工事施工位置の一部を参考までに記した（この他にも、たとえば池から流出している地すべり地内の溪流の床固め工、地表排水路工などもあるが、図があまりに複雑になるので省略する）。

V あとがき

種々の都合で集水井の着工が遅れたため施工の大部分が豪雪期にかかってしまい、初めの調査計画のとおりには実行できず予備実験の域を出ない程度のことしかできなかった。しかし、前述したようにいくつかの興味深い知見が得られた。今後、機会に恵まれば着工の時期をより適切に選ぶとともに、できればより動きのはげしいところでこの種の測定を試みてみたいと思っている。

なお、これらの諸測定を行なうに当って、計器の取付治具類の製作には当研究室の菅野技官に非常にお世話になった。また、現地での測定に当っては新潟県農地建設課、東頸城農地事務所、茨城大学学生（現茨城県庁）栗

原氏などに種々お世話になった。深く感謝の意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 仲野良紀：第三紀層地スベリ母岩（泥岩）の軟弱化と物性の変化について，農業土木試験場報告 第4号，1966. 1月
- 2) Mencl V. (1966) : Mechanics of Landslide with Non-circular Slip Surfaces with Special Reference to the Vaiont Slide, Géotechnique, Vol. XVI, No. 4, 334.
- 3) Szechy K. (1966) : The Art of Tunneling, 396～404.