設置の問題

①、埋設時のパイプ接続は、方向を一定にするため、パイプにマジックインキで直線を引き上部から下部まで直線になるようにし、また、コードを同色に統一するように接続しているが、一本一本を接続しながら行なうと短かい場合は一定方向にセットすることができるが長い場合は、ズレが生じやすい。したがって3本、4本をあらかじめ接続しておいて行なうようにしている。

②、2ゲージの場合、ゲージの応力受け面が地すべりのすべり運動に垂直に受けるように設置する必要があるが、すべり方向と調査位置にズレがある場合、その方向性を明確にし現場員に指示する必要がある。

③、挿入のときは、測定パイプにコードをビニールテープで巻きつけて、順次接続しながら挿入していくが、ボーリング長が20^{m}以上になるとソケット数が多くなりアウトソケットで行なうと口径が太くなり挿入が困難となる。したがってインナーソケットに変えて行なっている。
パイプヒズミ計は、ほとんど深さに関係なく、外径48^{mm}のパイプを使用しているが上記のように挿入に困難が生ずるため、20^{m}以上になるとボーリング口径を大きくする必要がある。

④、パイプ地中ヒズミ計と孔壁との間隙に砂を上部から詰め、各地層に均等に接触するようになじませる必要があるが砂の充填が不完全な場合データーの混乱があり十分でない。これは、ボーリング孔径を大きくすることで間隙を容易に詰めることができる。

計測の問題

①、測定間隔の日数をあまり大きくすると、変化量が急変したときすべりによる累積であるか、他の原因で生じたのか不明で、判定に困難が生ずる。

②、ヒズミ計測ですべり面の確認が明確にできたのは、少ない。これは、現在1^{m}ピッチでヒズミ計を設置しているが、この測定間隔でよいのかが問題である。
特に緊急な場合が多いため測定期間が短かいことが多いことや移動量の小さいときに得たものであることから、ゲージ間隔を挟くする必要がある。但しすべりの移動量が大きければ広げることも可能と考える。
ゲージ間隔を短かくすることは、コード数が多くなり、通常のボーリング孔径では無理で大孔径のボーリングが必要となり費用がかさむ。

b. 孔内傾斜計

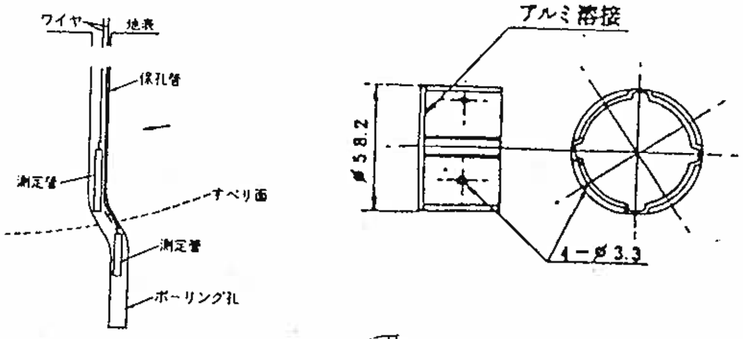

ワイヤ
地表
保孔管
測定管
すべり面
測定管
ボーリング孔
アルミ溶接
ø58.2
4−ø3.3

図-11

孔内傾斜計は図-11に示すように特殊なガイドを付けたアルミ製円筒管で塩ビパイプより剛性が高い。

① 剛性が高いため 変形量が大きくないと確認できない。つまり初期の小さい変動を知るには適さない。但し長期的な観測を要する場合には適している。

② 観測者が傾斜計を挿入する人と記録する人の2名必要。

(3) 地表変動量調査の問題

a. 伸縮計

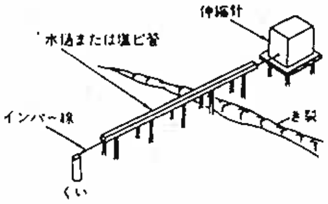

伸縮計
水道または塩ビ管
インバー線
き裂
くい

図-12

伸縮計の設置図は図-12 に示す。

①伸縮計は主にすべり頭部の亀裂をはさんで設置するが すべり頭部はすべり運動が激しいところであり保護パイプとインバー線のクリアランスが問題となる。

② 特に頭部は水平移動と垂直移動が合成された形で観測されるため垂直移動が大きいときは実移動より小さく観測されるため 判断を誤ることがある。

③ 保護パイプを両端に密着させるようにセットすると温度変化によってパイプが膨張して杭を押し判断に苦しむ場合がある。

④ インバー線の長さは伸縮計の機能から長くて20m程度が限度であるが すべり頭部では垂直変位が大きいため パイプの変形によってインバー線に張力を与えることがある。

b. 地盤傾斜計

地盤傾斜計にはいろいろと考案されているが最も一般的に用いられている傾斜計を図-4.4に示す。

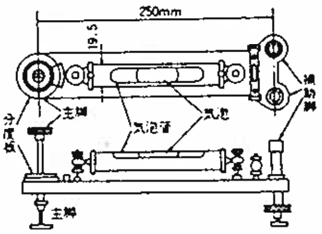

250mm
19.5
主脚
気泡管
気泡
補助脚
分度板
主脚

図-13 水管式傾斜計

①地すべりの場合に多く用いられるが地すべり運動が著しく、亀裂が多く発生し何ブロックかに分割される場合は、点数が少ないため、傾向がつかみにくい。

②簡便で設置も容易であるが、観測者によっては水準の安定が確実でなかったりすることがある。また、以外と時間をついやす。

③傾斜計の精度がよいため、基礎が悪いと外的要因で傾くことがある。

c.測量による移動計測

全般的な移動傾向を見るというような場合には、支障がないが規模が大きくて見通しが悪い場合は、数cmのオーダーの誤差が生じ測量の精度に左右されるため観測回数を多くする必要がある。

(4)地下水調査の問題

a.水位観測

測定方法は、手動と自記とがある。手動は、巻尺におもりをつけ先端を電極としテスターを利用して観測するが、孔内が必ずしも垂直でないことから、孔壁の水滴で表示するため、誤まることがある。又、計測が毎日であり観測者がいないときに困る。

自記の場合、フロートがパイプ口径に対して比較的大きいため深いところでは、孔内が必ずしも垂直でないことから、フロート及びワイヤーが孔壁にくっついて、スムーズな昇降ができず正確な水位を示さないことがある。したがってフロートが正しく設置しているか確認する必要がある。またフロートを上げて手動によって確認する場合、フロートの体積分水位が下がるため違いが生ずる。

b.地下水検層

①測定には、25cm間隔に電極をもつ検層器をボーリング孔に挿入して地下水の電気抵抗値を測定するがヒズミ計パイプにストレーナー加工して行なうのがほとんどでありストレーナーの切り方に問題があり、正確な流動層の位置が確認できない。

②測定時間は大体3時間を最大限としているが、地層の透水性によっては、これ以上に渡って測定することがあり、目的を充分理解して行なう必要がある。

6 解析の問題点

解析の主たる目的は、地質環境を明らかにし、得られたデータから地スベリ機構を明らかにすることである。以下、地スベリ解析の内容を一般的に示し、その中で特に問題となる点を詳述する。

(1) 地スベリ解析の内容

a. 地スベリ原因の推定

地スベリの原因を知ることは、有効適切な復旧工法を選定するうえで重要であり、最も多い原因は降雨、融雪の浸透及び地下水の増加、次いで地震、切盛土工、等である。

b. 地スベリ区域の設定

地スベリ区域は現地踏査することにより決める場合が多いが、状況によっては地表変動調査と併せて決めることがある。発生直後の地スベリは頭部及び側面に明瞭な亀裂、陥没、滑落面等が存在するが、地スベリ末端部では不明瞭な場合が多く、推定する必要がある。

c. 地スベリ運動ブロックの分割

一般に地スベリはその運動が1つのブロックの場合もあるが、複数のブロックがそれぞれの運動ブロック間において相互に関連しあいながら運動している場合が多い。対策を立てなければならない運動ブロックと、施設に影響を与えない運動ブロックに分割することにより、おのずから復旧計画の範囲と規模が決定される。

d. 主測線の決定

主測線は地スベリの特性を代表させるもので、スベリ面の設定及び安定解析を行ううえでの基本となるものである。主測線の設定はまず現地踏査により、スベリ区域の頭部最頂部から主とするスベリ運動方向に平行に概略定める。次に概略定めた測線に沿ってボーリング調査、地表変動調査等を行い最終的に決定する。

e. スベリ面の推定

スベリ面の推定は地スベリ対策をたてるうえで最も基本となるものである。スベリ面の推定方法としては、まず地スベリ土塊の地質より概略の型を推定する。次に現地踏査より得た地スベリ地内の亀裂・陥没、滑落崖・隆起等の情報よりスベリ面の上部と末端部の位置及び形状を推定し、中間部の深さ及び形状については、調査ボーリング孔を利用した観測調査により推定するのが一般的である。

(2) 地スベリ解析の問題点

a. 主測線の決定について

道路災害では横断図に対策工を示すために、地スベリ方向ではなく、道路横断方向を

主測線として対策検討をする場合がある。

主測線を①地スベリ方向とした場合と、②横断方向とした場合について、比較検討を行った。(表-3①参照)。道高7.0m 法勾配1:1の法面の天端は1:10の平場で地スベリの奥行きは12.5m, スベリ面勾配$\theta=9.3°$, 地スベリ方向と道路との交角は60°である。

$\gamma=1.6$t/m^3, $c=0.5$t/m^{2}として現況斜面の安全率$F_s=1.0$として逆算によりϕを求めた。ϕは①で10.1° ②で3.8°と大きく相違し、対策工が地下水位低下工の場合は、その効果も①②で大きく差が出ると思われるが、安全率を20% upするに必要な抑止力は①②で4.2t/m, 4.6t/mと差がない結果となった。

以上より、地スベリ規模が小さく、対策工として杭工等の抑止工を用いる場合は、主測線として、地スベリ方向を用いないで道路横断方向でもよいことがあることがわかった。

b) スベリ面の推定について

スベリ面位置は、頭部の滑落崖と、圧縮部の1本のボーリング結果から決まるが中間の、スベリ面勾配が流動的である場合、その推定が対策にどの程度影響するか、検討した。(表-4③参照)

斜長47m, 層厚約10m, スベリ面形状は1円弧1直線のスベリと推定された。スベリ面勾配を①$\theta_1=16°$と②$\theta_2=12.5°$とした場合について比較検討を行った。$\gamma=1.8$t/m^3, $c=1.0$t/m^{2}として、現況斜面の安全率を1.0として逆算によりϕを求めた。ϕは①で18.5° ②で19.65°と類似したが、対策工(切土工)では①②の差により土量14m^3/m, 工費26000円/mの差異が発生した。本来、スベリ面上部にボーリングを追加する必要のあったケースである。

以上より、スベリ面の推定のわずかの相違が、対策工に少なからぬ影響を与えることを示した。

7. 対策工法の問題点

対策工法の検討は、通常、安定解析、対策工法の設計、詳細設計の順に行なわれる。ここでは、これらの一般論は省略し、表-3,4,5にて、特徴的な問題点を記す。

(1) 地スベリ土塊単位体積重量(表-3②参照)

地スベリ土塊の単位体積重量γを変えた場合、それが対策工にどの程度の影響を与えるかの検討を行った。

斜長$L=50$m 斜面勾配30°, スベリ面勾配$\theta=22°$, スベリ面は2円弧一直線である。$\gamma=1.8$, 2.0, 2.2t/m^{3}の各々について、$c=1.0$t/m^{2}として逆算法によりϕを求め、各々23.6°

23.9°, 24.2°と同様な値を得た。しかし対策工を杭工とした場合、その設計荷重Pxをスベリ力の20%として求めると、各々83.4t/本, 92.7t/本, 102.3t/本と大きく異なり、杭工事費でも各々1,000千円, 1,040千円, 1,080千円と約4万円/本, 8万円/本の差が発生した。

この例から土壌の単位重量は一律にγ=1.8t/m³を用いてよいのではなくて、現地の実情に合せる必要性を示している。

(2) スベリ面強度 c と φ (表-4 ④ 参照)

スベリ面強度のわずかな相異が対策工に及ぼす影響の検討を行った。

斜長L=32m 層厚13m, スベリ面勾配26°, スベリ面は「円弧」直線である。スベリ安全率が1.0となる3ケースのcとφの組み合せを設定した。対策工として切土工を用いた場合各々ケース1, 2, 3の順(c→小, φ→大)に切土量が多くなり工費でケース1が1,012千円, ケース2で1,091千円, ケース3で119.9千円と約7.9万, 約10.8万円の差が発生した。

この例から強度設定手法が対策工に及ぼす影響が大きい。スベリ面強度の推定方法には㋑土かぶり厚からcを決定する方法, ㋺土の粒度からφを推定する方法, ㋩実際のスベリ形状から推定する方法等があり今後これらの方法の適用性を検討する必要性があろう。

(3) HWLの推定方法(表-5 ⑤ 参照)

HWLの推定方法の相異が対策工法に及ぼす影響の検討を行った。

HWLを観測水位と降雨量との関連から豪雨時降雨量に対する地下水位をトレンドにより求める。…(case.1)。現況地下水位がスベリ面上3～5mにあるとき、現況地下水位+5m～7mとする……(case.2)。

case.1では1.5m up, case.2では5m upとなった。豪雨時の安全性はcase.1でFs=0.86, case.2でFs=0.64とcase.2の安定性がcase.1に比べ0.22も悪い。対策工(切土, 地下水排除工)では、土工量で105m³の差が、工費で3.2万円case.1がcase.2により安価となった。

以上より高水位の推定方法が対策工に及ぼす影響は大きいことが示された。豪雨時地下水位の推定方法には

㋑ 当case.1

㋺ 当case.2 (「のり面及び斜面災害復旧工法」土木施設防災工法研究会編)

㋩ 観測水位と連続降雨量(5～15日)との関連から求める方法

㋥ 過去の高水位例を統計的に処理してゆく方法

等があり今後これらの方法を、実観測値により検討してゆく必要がある。

(4) 杭の設置位置と設計方法（表-5⑥参照）

スベリ防止杭の地スベリ土塊中の設置位置と設計方法の相違が対策工に及ぼす影響の検討を行った。

杭の設置位置によって ①抑え杭 ②クサビ杭 ③補強杭，④せん断杭 4ケースの機能を想定し 設計荷重 Pk=83.4t/本 に対する設計を行った。抑え杭は片持梁と考えられ工費270万/本と不経済であり通常用いられない。クサビ杭は スベリ塊の中間部に設置された場合で 100万/本 となり高価である。補強杭は受働領域で用いられる場合で工費は48万/本と安価であるが 受働抵抗力が十分期待出来るか 又 杭の前面へ新たなスベリ面が発生しないか等の検討が必要である。せん断杭も補強杭と同様で他と異なってせん断力で決まるものである。工費は最も安く 44万/本 であるが 問題点は補強杭と同様である。

当社では クサビ杭を安全側と考えて常用しているが 今後これらの機能と適用性の検討を行い 適切な杭工法の設計を行う必要があろう。又，クイ間隔を考慮したスベリ防止杭の設計等も検討に値するものであろう。

(5) その他

この他に対策検討を行う場合の問題点に

① 地スベリ頭部の処理，特にスベリの抗土圧に対する考え

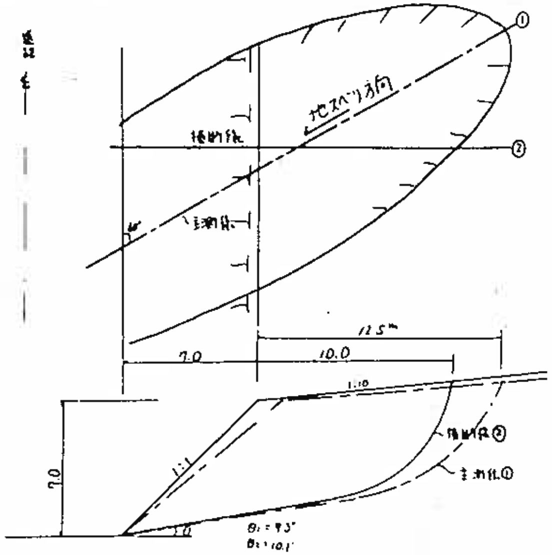
② 地スベリ崩壊時期の推定方法

③ etc

等の問題点がある。

表-3

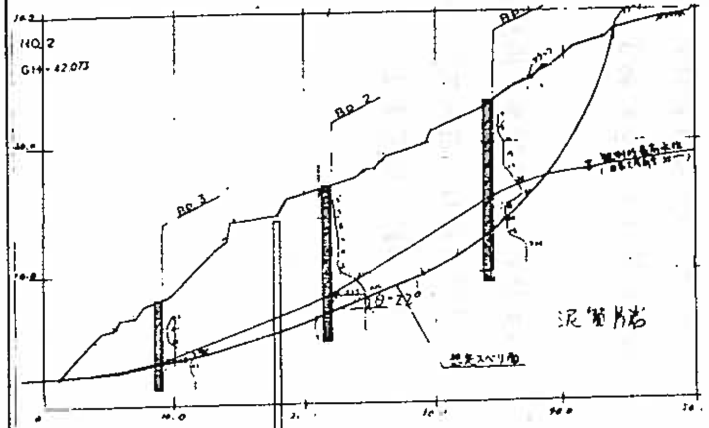
<table>
<tr><th>解析・対策工法の問題点</th><th>概　要</th><th>検　討　内　容</th></tr>
<tr>
<td>①
主測線方向の取り方</td>
<td>主測線は地スベリを代表させるものである。
主測線を地スベリ方向と平行にとった場合①と道路横断方向にとった場合②の比較をした。</td>
<td>



<table>
<tr><th></th><th>γ t/m³</th><th>φ°</th><th>C t/m²</th><th>スベリ力 t/m</th><th>Pr=ΔFs×スベリ力 t/m</th></tr>
<tr><td>①主測線</td><td>1.8</td><td>10.1</td><td>0.5</td><td>23.5</td><td>4.7</td></tr>
<tr><td>②横断線</td><td>1.8</td><td>3.8</td><td>0.5</td><td>23.0</td><td>4.6</td></tr>
</table>

粘着力cは層厚から0.5t/m²とした。
・内部摩擦角φは現況斜面Fs=1.0の条件から決めた。
・Pr(設計抵抗力)はΔFs=0.2として求めた

〔考察〕
・φの値に大きな差が出た。これは排水対策工の場合に大きく影響する。
・20%の安定性の増加に見合う設計抵抗力に大差はない。
</td>
</tr>
<tr>
<td>②
地スベリ土塊の単位体積重量</td>
<td>地スベリ土塊の単位体積重量を考えて安定解析を行い杭工の比較検討を行った。
case.1　γ=1.8 t/m³
case.2　γ=2.0 t/m³
case 3　γ=2.2 t/m³</td>
<td>



<table>
<tr><th>case</th><th>γ t/m³</th><th>φ°</th><th>C t/m²</th><th>杭荷重 Pr t/本</th><th>Mmax t·m</th><th>杭ピッチ CTC</th><th>杭材 Gパイル</th><th>工費 千円/m</th></tr>
<tr><td>1</td><td>1.8</td><td>23.6</td><td>1.0</td><td>83.4</td><td>60.2</td><td>1.5</td><td>φ500 t14 ℓ=15m</td><td>1,000</td></tr>
<tr><td>2</td><td>2.0</td><td>23.9</td><td>1.0</td><td>92.7</td><td>66.5</td><td>1.5</td><td>φ500 t15 ℓ=15m</td><td>1,090</td></tr>
<tr><td>3</td><td>2.2</td><td>24.2</td><td>1.0</td><td>102.3</td><td>73.9</td><td>1.5</td><td>φ500 t16 ℓ=15m</td><td>1,080</td></tr>
</table>

・粘着力Cは層厚から決定した
・内部摩擦角φは現況斜面Fs=1.0の条件から決めた。
・杭荷重PrはΔFs(=0.2)×スベリ力×ピッチから求めた
・Mmaxは楔杭として計算した。fL=6.0kg/cm², fr=15.0kg/cm²

〔考察〕
・単位重量が20%変ると杭荷重が9.3t/本変る。
・杭工費は1ケ所当り約9万の相異(case. 2, 3)予定とする。
</td>
</tr>
</table>

表-4

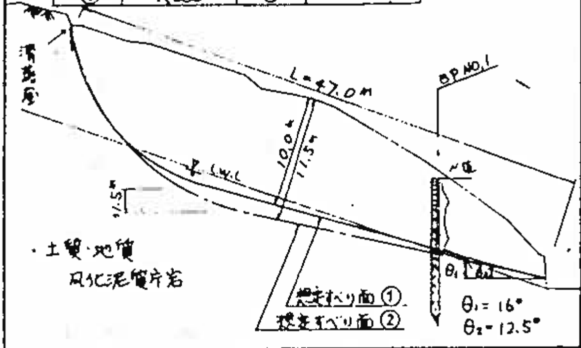
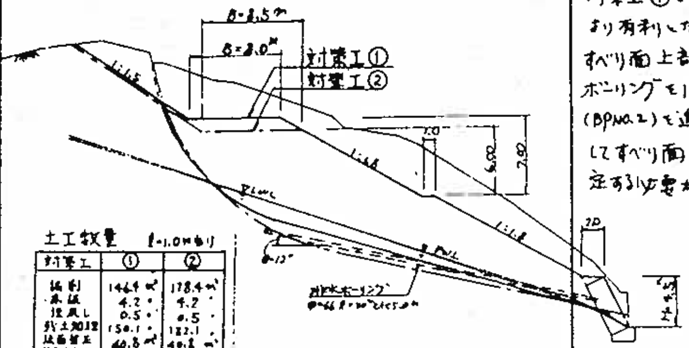
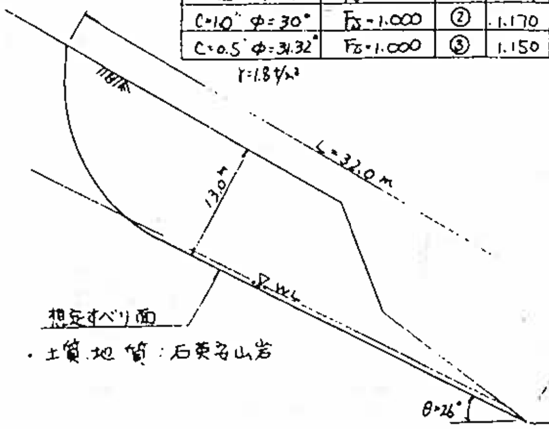
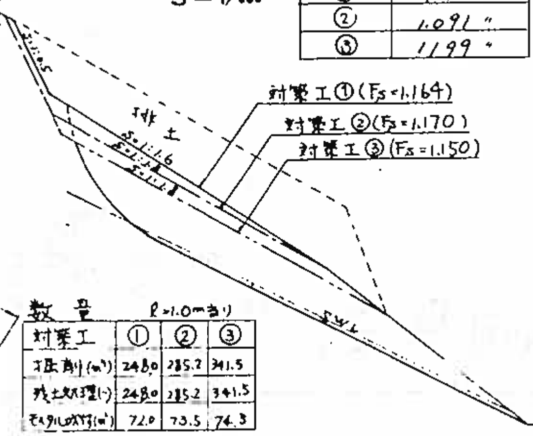
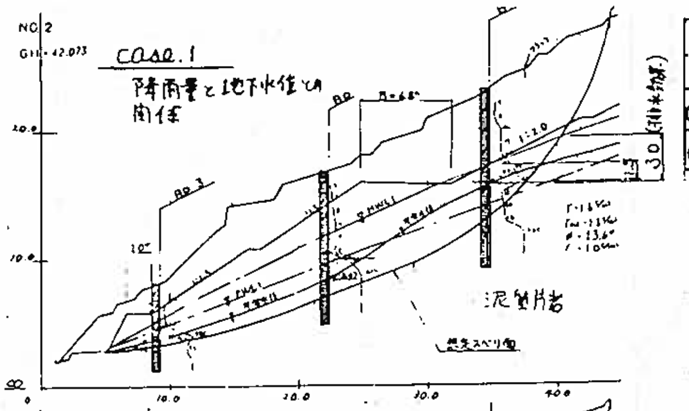
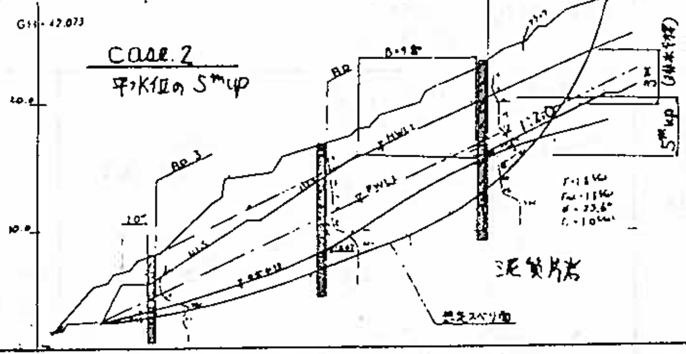
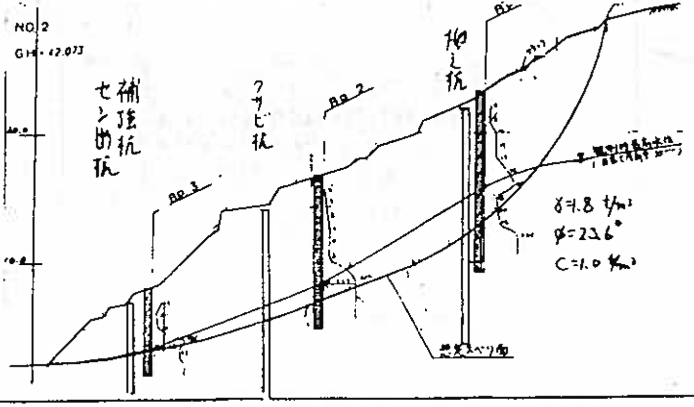
<table>
<tr><th>解析・対策工法の問題点</th><th>概　要</th><th>安定解析について</th><th>対策工に関して</th><th>考察</th></tr>
<tr>
<td>③
スベリ面勾配</td>
<td>すべり面位置は BPNO.1 及び頭部滑落崖より推定出来るが中間部すべり面勾配は推定となる。
すべり面 θ₁=16°, θ₂=12.5° とした 2 caseについて比較した。
地すべり層厚は最大1.5m 程度の差となった。</td>
<td>
土質強度 C=1.0 t/m² φ=18.5°
<table>
<tr><th>すべり面</th><th>すべりの安全率Fs</th><th>強度設定</th><th>対策断面①</th></tr>
<tr><td>①</td><td>1.000</td><td>◎</td><td>Fs=1.157</td></tr>
<tr><td>②</td><td>0.950</td><td></td><td></td></tr>
</table>
土質強度 C=1.0 t/m² φ=19.65°
<table>
<tr><th>すべり面</th><th>すべりの安全率Fs</th><th>強度設定</th><th>対策断面②</th></tr>
<tr><td>①</td><td>1.053</td><td></td><td>Fs=1.158</td></tr>
<tr><td>②</td><td>1.000</td><td>◎</td><td></td></tr>
</table>

滑落層
L=47.0m
BPNO.1
10.0m
11.5m
1.5m
G.W.L
想定すべり面①
想定すべり面②
θ₁
θ₂
・土質・地質
風化泥質片岩
θ₁=16°
θ₂=12.5°
</td>
<td>
S=1/400
概算工費比較(土工のみ) ℓ=1.0m当り
<table>
<tr><th>対策工</th><th>金　額</th></tr>
<tr><td>①</td><td>312,000円</td></tr>
<tr><td>②</td><td>338,000 〃</td></tr>
</table>

B=8.5m
B=8.0m
対策工①
対策工②
1:1.5
1:1.8
1:1.8
7.0
6.80
7.80
G.W.L
θ=12°
水抜ボーリング
φ=66 ℓ=10m 2ヶ所 5.0m
2.0
土工数量 ℓ=1.0m当り
<table>
<tr><th>対策工</th><th>①</th><th>②</th></tr>
<tr><td>掘削
床掘
埋戻し
残土処理
法面整正
種子吹付工</td><td>146.9 m³
4.2 〃
0.5 〃
150.1 〃
40.8 m²
40.8 〃</td><td>178.4 m³
4.2 〃
0.5 〃
182.1 〃
40.8 m²
40.8 〃</td></tr>
</table>
</td>
<td>すべり面の推定①,②の相異により
土量：14 m³/ℓ=1.0m
工費：26,000円/ℓ
対策工①が②より有利となる。
すべり面上部にボーリングを1ヶ所(BPNO.2)を追加してすべり面を確定する必要がある。</td>
</tr>
<tr>
<td>④
スベリ面強度
C と φ</td>
<td>Cφ設定値の3ケースについて安定解析及び対策工の比較を行った。</td>
<td>
強度設定
<table>
<tr><th>土質強度</th><th>すべりのFs</th><th>対策工</th><th>対策Fs</th></tr>
<tr><td>C=1.5 t/m² φ=28.7°</td><td>Fs=1.000</td><td>①</td><td>1.164</td></tr>
<tr><td>C=1.0 〃 φ=30°</td><td>Fs=1.000</td><td>②</td><td>1.170</td></tr>
<tr><td>C=0.5 〃 φ=31.32°</td><td>Fs=1.000</td><td>③</td><td>1.150</td></tr>
</table>
γ=1.8 t/m³

L=32.0m
13.0m
G.W.L
θ=26°
想定すべり面
・土質.地質：石英安山岩
</td>
<td>
S=1/500
概算工費(直工)比較 ℓ=1.0m当り
<table>
<tr><th>対策工</th><th>金　額</th></tr>
<tr><td>①</td><td>1012 千円</td></tr>
<tr><td>②</td><td>1,091 〃</td></tr>
<tr><td>③</td><td>1199 〃</td></tr>
</table>

対策工①(Fs=1.164)
対策工②(Fs=1.170)
対策工③(Fs=1.150)
排土
S=1:1.6
S=1:1.5
S=1:1.8
G.W.L
数量 ℓ=1.0m当り
<table>
<tr><th>対策工</th><th>①</th><th>②</th><th>③</th></tr>
<tr><td>掘削(m³)</td><td>248.0</td><td>285.2</td><td>341.5</td></tr>
<tr><td>残土処理(〃)</td><td>248.0</td><td>285.2</td><td>341.5</td></tr>
<tr><td>モルタル吹付(m²)</td><td>72.0</td><td>73.5</td><td>74.3</td></tr>
</table>
</td>
<td>Cφすべり強度の設定の相異により
対策工①と③では
切土量：93.5m³
工費：18.7万円
の差異が発生した。
強度設定方法は主に次の3つの方法がある。
方法1) 土かぶり厚によってCを決定する
方法2) 土の粒度からφを推定する
方法3) 実際のすべり形状からCφを推定
今後これらの方法の適用性を検討する必要がある。</td>
</tr>
</table>

表-5

<table>
<tr><th>解析・対策工法の問題点</th><th>概　要</th><th>検討内容</th></tr>
<tr>
<td>⑤
HWL の推定方法</td>
<td>HWLの推定方法として下記の2方法を用いて対策工に及ぼす影響を比較した。

case.1　観測水位と降雨量の関係から求める。
case.2　地下水位より5m up とする。(「のり面及び斜面災害復旧工法」による。)</td>
<td>

NO.2
GH-42.073
case.1
降雨量と地下水位との関係
BO.3
BO.2
1:2.0
HWL
PWL
泥質片岩
想定すべり面
3.0
20.0
10.0

GH-42.073
case.2
平水位の5m up
BO.3
BO.2
1:2.0
HWL
PWL
泥質片岩
想定すべり面
5m up
3m
20.0
10.0
<table>
<tr><th rowspan="2"></th><th colspan="4">安　全　率</th><th rowspan="2">小段幅
B (m)</th><th rowspan="2">土工量
(m³/m)</th><th rowspan="2">土工費
千円/m</th></tr>
<tr><th>平水位</th><th>HWL</th><th>PWL</th><th>切取
PWL</th></tr>
<tr><td>① 降雨量と地下水位の関係</td><td>1.00</td><td>0.86</td><td>0.97</td><td>1.15</td><td>6.8</td><td>295</td><td>88.5</td></tr>
<tr><td>② 平水位の5m up</td><td>1.00</td><td>0.64</td><td>0.84</td><td>1.16</td><td>9.8</td><td>400</td><td>120.0</td></tr>
</table>
・case.1.　平水位－日雨量52mm，HWL－日雨量179mm(10年確
　　直線トレンド
・case.2　平水位がすべり面上3～5mにあるときは，平水位＋5m up

〔考察〕
・HWLの推定方法によりHWLの安全率に0.2もの差が発生した。
・対策工には小段幅3mの差が発生した。
・土工費に換算して31.5千円/mの差が発生した。
</td>
</tr>
<tr>
<td>⑥
杭の設置位置と設計方法</td>
<td>杭の設置位置による
① 抑え杭
② クサビ杭
③ 補強杭
④ セン断杭
の各種の杭の設計方法を比較をした。</td>
<td>

NO.2
GH-42.073
抑え杭
クサビ杭
補強セン断杭
BO.2
BO.3
γ=1.8 t/m³
φ=23.6°
C=1.0 t/m²
想定すべり面
<table>
<tr><th></th><th>設計荷重
Pt (t/本)</th><th>最大モーメント
(t·m/本)</th><th>杭ピッチ</th><th>杭材</th><th>工事費
千円/本</th></tr>
<tr><td>① 抑え杭</td><td>83.4</td><td>250.2</td><td>1.5m</td><td>φ550. ℓ=15m
Gパイル t54</td><td>2,705</td></tr>
<tr><td>② クサビ杭</td><td></td><td>66.5</td><td></td><td>φ500 ℓ=15m
Gパイル t14</td><td>1,004</td></tr>
<tr><td>③ 補強杭</td><td></td><td>23.6</td><td></td><td>φ500 ℓ=10
STK41 t=12</td><td>474</td></tr>
<tr><td>④ セン断杭</td><td></td><td>—</td><td></td><td>φ500 ℓ=10m
STK41 t=9</td><td>432</td></tr>
</table>
・Kh上＝6.0 kg/cm²　Kh下＝15 kg/cm²

〔考察〕・抑え杭は不経済である
　　　・セン断杭は最も断面が小さくなる。
</td>
</tr>
</table>