

新第三紀層分布域における道路建設中に発生した 斜面崩壊とその対策工

Slope failures for construction of road and its countermeasures, in Tertiary

大坂 理* (株)日本海技術コンサルタント)

Osamu OSAKA (Nihonkai Technical Consultants Co. Ltd.)

齋藤 真秀之 (島根県出雲農林振興センター)

Mahoyuki SAITO (Shimane Perf.)

キーワード：新第三紀層, 道路建設, 斜面崩壊, 対策工

Keywords : Tertiary, Construction of road, Slope failures, countermeasures

1. はじめに

道路建設に伴い新第三紀堆積岩を対象とする切土斜面において斜面崩壊が発生した。当該道路は近傍に建設中のダム本体工事に関する重要な工事用道路であり、早急な対策工の施工が要求された。

ここでは崩壊機構を示すとともに、対策工及び対策工施工中に現れた法面変状に対する動態観測とその評価を紹介する。

調査地は標高 300 ～ 350 m 程度の丘陵山地であり、周辺には等高線の開いた地すべり地形が分布し、第三紀層地すべりとして防止区域に指定されている。

地質は新第三紀中新世砂岩泥岩互層と玄武岩で構成され、崩壊斜面では玄武岩がキャップロック的に存在し、砂岩泥岩互層は断層運動により脆弱化していることが崩壊の地質的素因となっている。

2. 調査地域周辺の地形・地質状況

3. 斜面崩壊状況

新設道路は既存道路を拡幅するように計画されており、今回紹介する崩壊の発生した斜面はちょうど鞍部地形を開削する延長 80m、直高約 30m の切土斜面である。

この崩壊が発生する以前にも図-2 に示すように道路本線と支線が合流する部分で崩壊が発生している(崩壊①)。

崩壊①は施工基面まで掘削していったところ砂岩泥岩互層

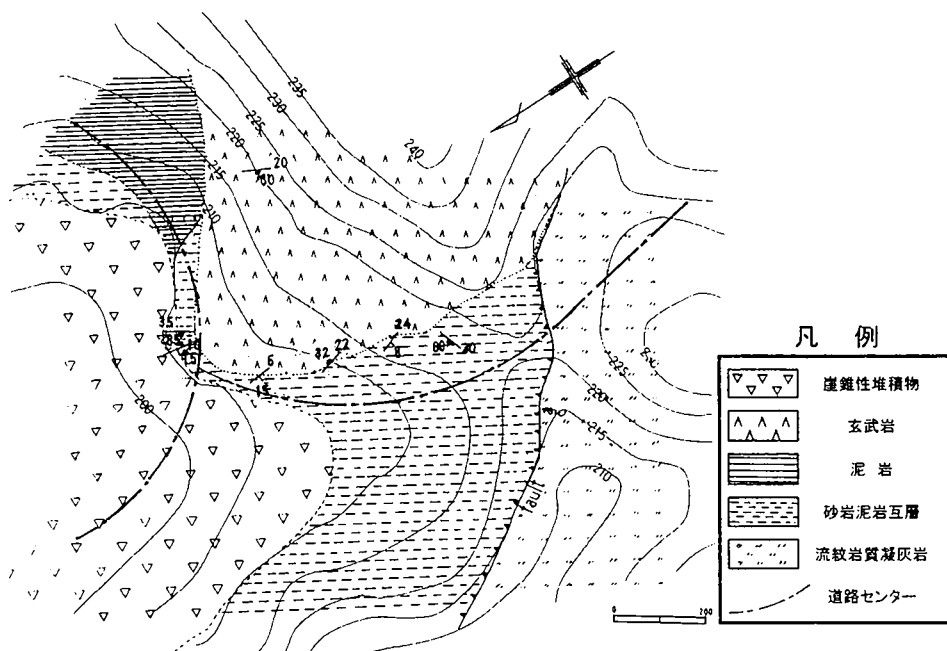


図-1 調査地地質図

の出現とともに、降雨が重なり崩壊に至っ

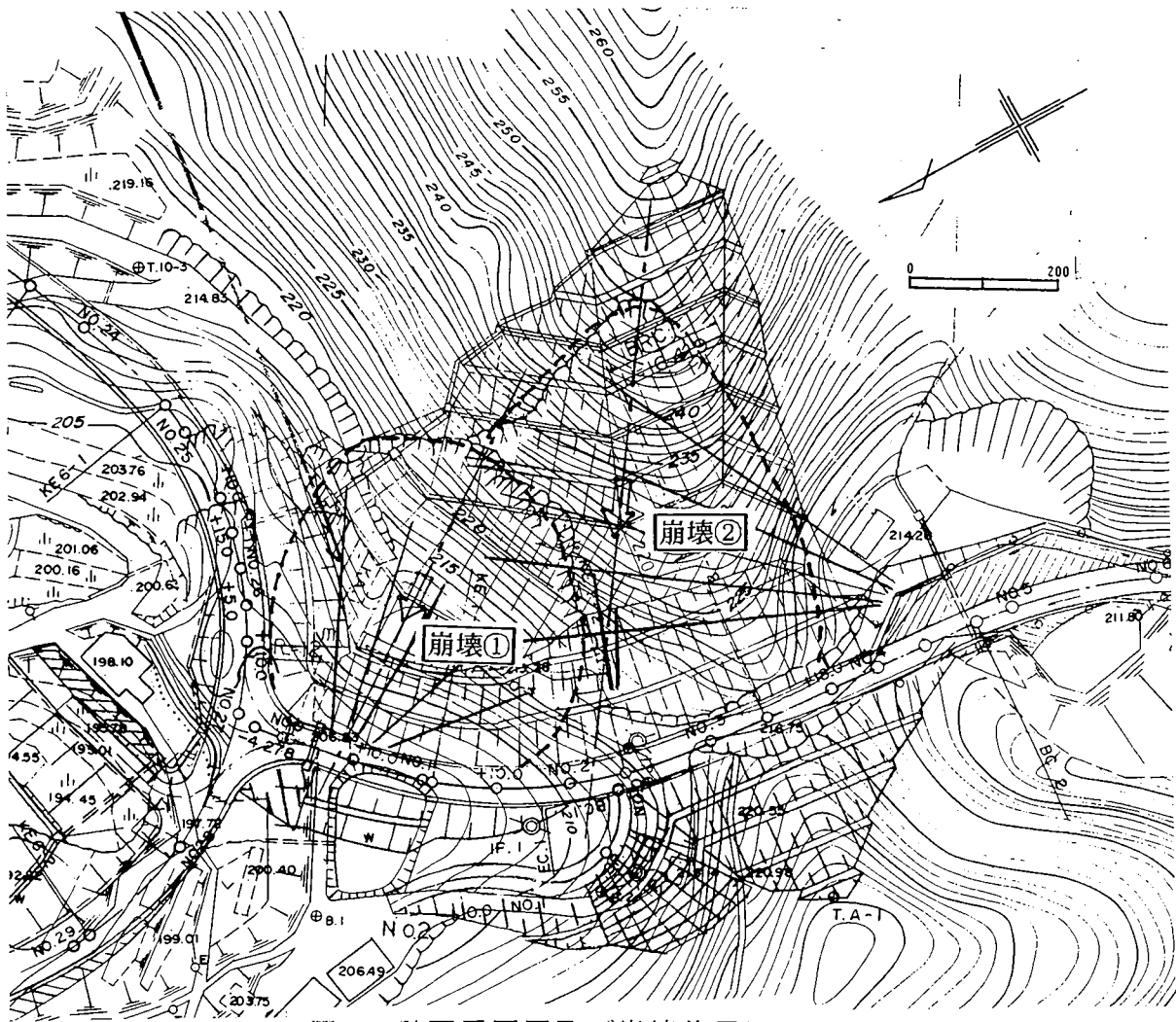


図-2 計画平面図及び崩壊位置図

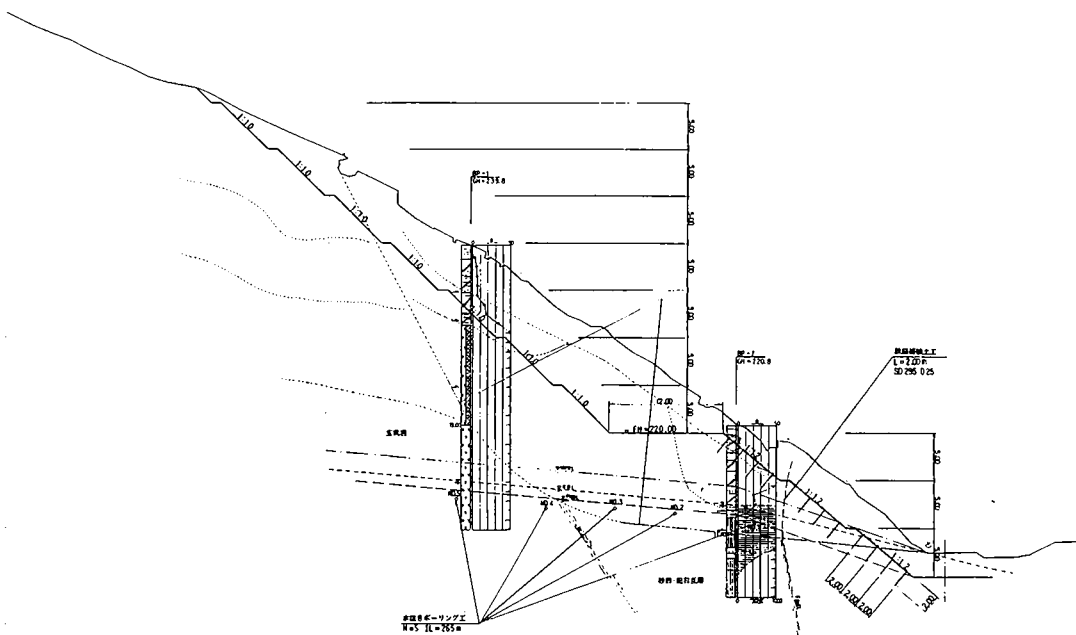


図-3 地すべり性崩壊断面図

た。崩壊①の滑落崖には玉ねぎ状構造の発達した玄武岩風化岩が露出し、移動層の大半を構成する。すべり面は斜面に対し緩い受けを呈する泥岩の粘土化した脆弱部の連続面で形成された。

対策工は頭部排土と水抜きボーリング及び当初の道路法線をやや谷側に変更することで、崩壊末端部の押さえ領域を確保し、所定の安全率(F=1.20)を満足させた。

崩壊①の対策工が完工し当初設計の施工とともに新たに崩壊は発生した。

この崩壊は計画高+2mの掘削を行った時点で発生し、はじめは最下段の砂岩優勢の砂岩泥岩互層切土面での部分的な崩壊であった。しかし、その後におけるまとまった降雨により、道路高から比高差40m付近の山腹斜面内に滑落崖をともし、地すべり性崩壊(崩壊②)が発生した(図-3)。

4. 崩壊発生機構

当初発生した最下段の小規模な法面崩壊は、砂岩泥岩互層中の斜面に対し高角度に分布する断層と薄層として介在する泥岩が破碎質で粘土化が著しくかつ連続性があることから、容易に崩壊面を形成することが地質的素因である。

この地すべり性の崩壊機構を検討する上で重要なのは、比較的短い期間で崩壊につながる地質的素因が上記した小規模な崩壊素因に加え存在することを明らかにすることである。

地表地質踏査、調査ボーリング及び高密度電気探査から、砂岩泥岩互層の上位に分布する玄武岩が、砂岩泥岩互層に貫入し岩質の劣化、脆弱化に起因することと、斜面には貫入時に流出した玄武岩溶岩のクリンカーや同起源の崩積土による透水性の大きい地層が分布していることが明らかになった。

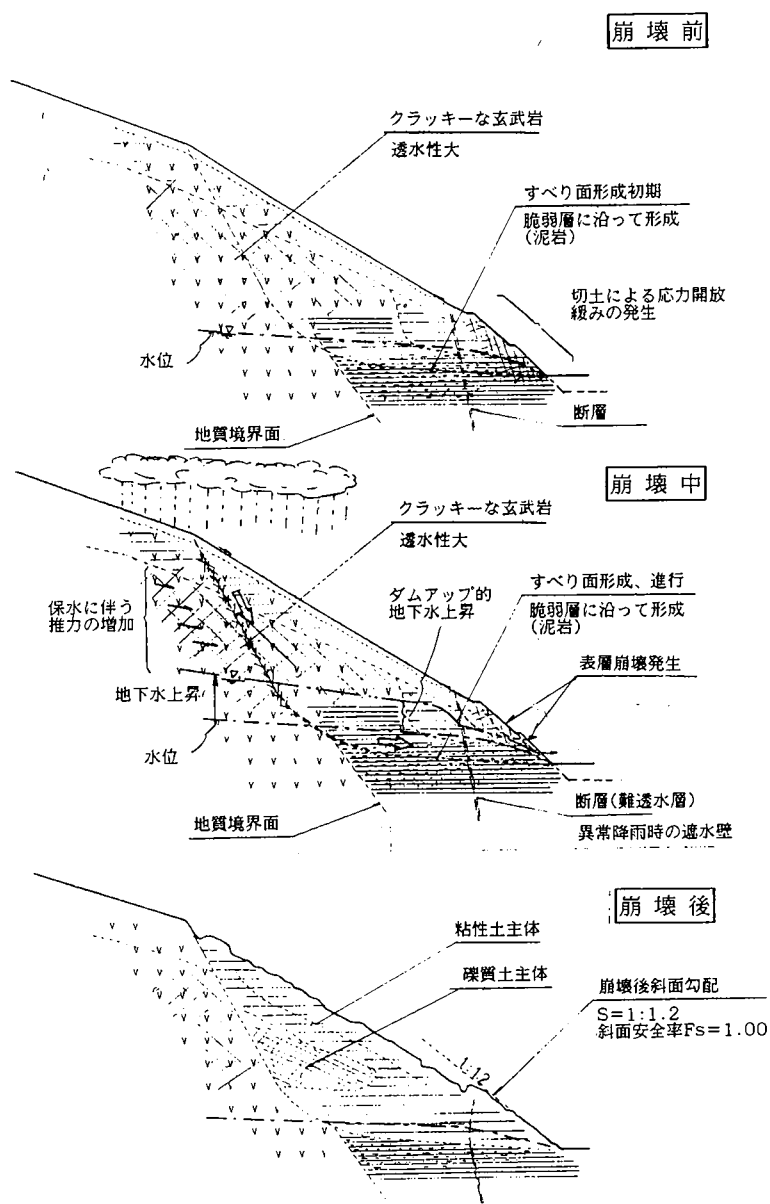


図-4 崩壊機構図

5. 対策工と施工中、後の動態観測

崩壊機構をもとに、地すべり性崩壊の全体的な対策工は頭部排土工および水抜きボーリングとした。また、道路法面については、移動土塊を切土法面として整形する必要があったことと、道路計画高までの盤下げが 2m 程度残っていることから施工中の安定性も考慮した法面保護工が必要であった。

新第三紀泥岩に代表されるような堆積性軟岩の一般的な安定勾配は他の地質に比べ緩いと考えられる。しかし、全体的な対策工と局所的な対策工を併用する当該地の場合、道路法面を緩く切土することは全体的すべりに対する抵抗領域の除荷で危険側に働く。何らかの抑止工をもって局所的な崩壊を安定化させることが得策であり、ここでは吹付法枠工と鉄筋挿入補強土工の比較を行った。

比較検討の結果、法面の整形や盤下げに対し逆巻き施工が必要なことと、法面変状に対し追加施工が容易な点から、鉄筋挿入補強土工(ロックボルト工)を採用した。また、補強土施工法面にあらかじめ菱形金網(4.0φ×50×50)を敷設しロックボルト間の中抜け防止と植生金網としての効果を期

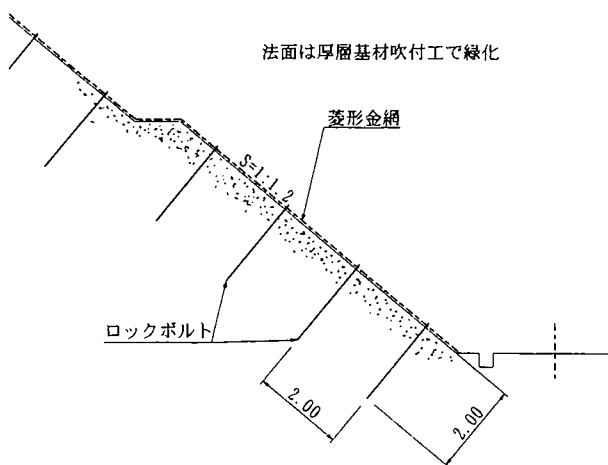


図-5 道路法面对策工概要図

待した。

施工に際しては法肩に地盤伸縮計を設置し、法面変状の動態観測を行った。

施工中には降雨に敏感に反応する泥岩優勢部の部分的な表層崩壊による法面変状が一部認められた。変状状況は菱形金網が表層部を抱きかかえるようにはらみだしたが、ロックボルトは逆にめり込む様な状況であったため、ロックボルトそのものの引き抜きや破壊はないと判断し、部分的なロックボルトの増し打ちや短尺の水抜きボーリングを行った。その結果、伸縮計に見られる移動速度(時間に対する移動量の割合)が小さくなり、最終的には終息した。

また、施工後の継続観測を全体的なすべりに対してはパイプ歪計で局所的な法面変状については伸縮計でおこない、斜面の安定性を確認している。

6. まとめ

新第三紀層分布域において道路建設に伴い、1段の切土法面の部分的な崩壊から上部の自然斜面を含んだ切土斜面全体の崩壊が比較的期間の短い間に生じた。地質的素因として層序的に上位に当たる玄武岩の分布形態が下位の砂岩泥岩互層の工学的性質の変化をもたらし、水文地質的にも崩壊に大きく関与していた。

対策工はある程度法面の変状を許しながら、簡易的な観測を行い法面の挙動を把握しつつ追加工法を施工し、安定性を確保した。

今後同様な地質条件で対策工を検討する場合には、この結果を踏まえた、対策工と現場施工を考えるべきである。

以上

切土による地すべり発生予測

Prediction of Landslides by Cut

浜崎 晃 (日本海技術コンサルタンツ)

Akira HAMASAKI (NIHONKAI TECHNICAL CONSULTANTS CO,LTD.)

キーワード：泥岩，切土，すべり面，安全率，せん断試験

Keywords：Mudstone, Cut, Slip surface, Safety factor, Shear test

1. はじめに

島根県はいわゆる堆積軟岩と言われる新第三紀泥岩が多く分布している。

これらの泥岩はその後の火山活動及び地殻変動によって破碎されている場合があり、道路建設工事などで切土や盛土を行う際に地すべりが発生しているケースが多い。

このような場合、地すべりが発生してからの対処がほとんどであり、その対策工事は事前に対処するよりも大規模となる。

設計段階で地すべり発生を予測できたら、可能な限り地すべりに影響を与えず、経済的な設計が行える。

そのためには地質・地質構造、強度特性の把握が必要である。

ここではコア観察による状態把握と同地

質地すべりでの既存試験データを参考にすべり面強度を決定し、切土後の安定度評価を行った事例について紹介する。

2. 地質構造

調査地は新第三紀泥岩の分布域であり、付近には新第三紀～第四紀の火山岩である粗面岩類が分布している。この粗面岩は溶岩および貫入岩での分布が考えられ、調査地においてはその分布状況把握が一課題となった。

そこで調査ボーリングおよび高密度電気探査によってその分布状況を把握した。

その結果、図-1 比抵抗区分図に示すように見掛け比抵抗値に大きな差異が見られ、粗面岩は貫入により泥岩と接していることが明らかとなった。

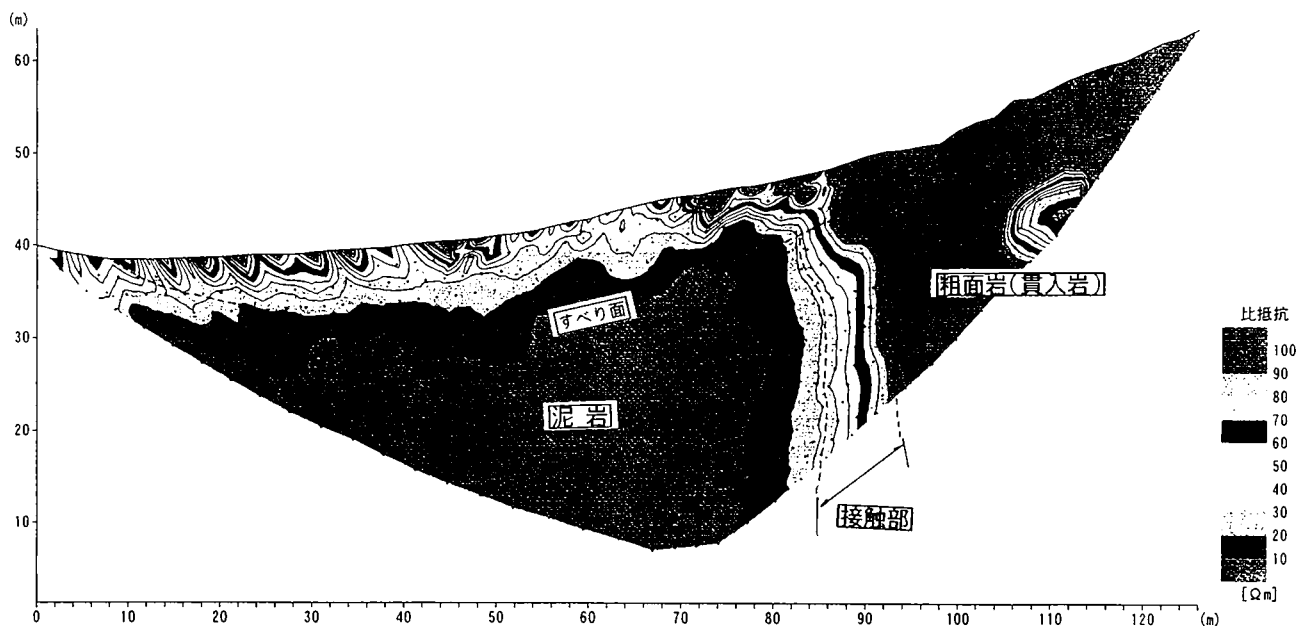


図-1 比抵抗区分図

比抵抗区分図でも分かるように泥岩は粗面岩の貫入によってとう曲を受けており、その付近での調査ボーリング結果を見ると GL-12.5m 付近までは風化が進み粘土化した状態であった。

また、そのボーリングコアによって pH 測定をしたところ図-2 のように GL-12.5m 付近で急激な変化が見られた。この pH 値の急激な変化は過去の経験からすべり面となる可能性が高く、GL-12.5m までをすべり移動層として表現し、高密度電気探査結果を基に地質断面図を描くと図-3 のようになる。

図-3 に示すように道路計画は粗面岩の貫入によってとう曲を受け、軟質な粘土化した泥岩斜面の末端部切土となっており、工事による地すべり発生の懸念があった。

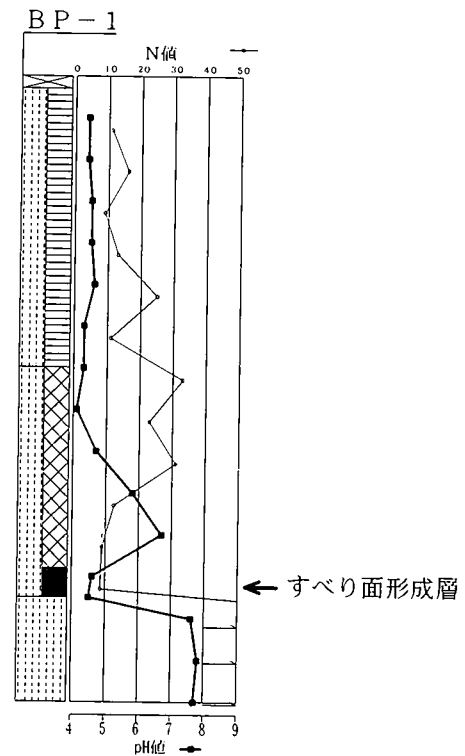


図-2 pH 測定結果

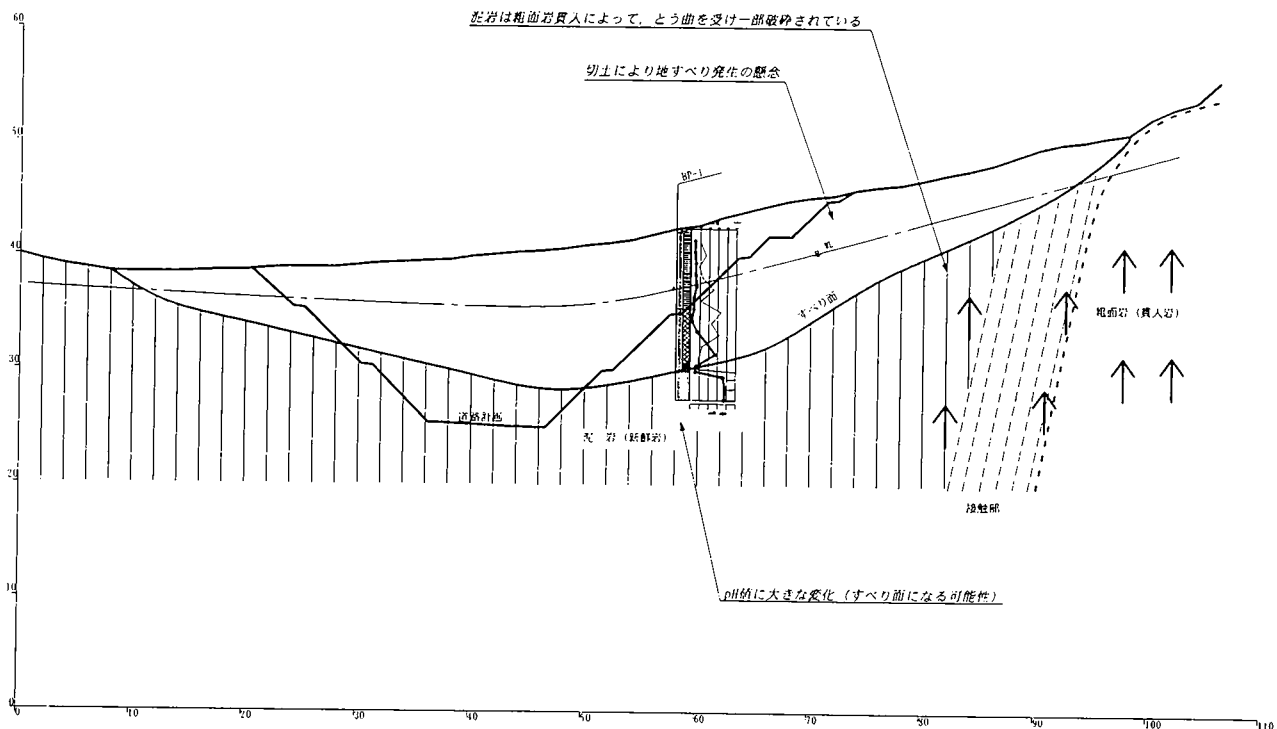


図-3 地質断面図

3. 安定度評価

通常行う地すべり対策では地すべりが既に滑動している場合が多く、その滑動状況から安全率を決定することが可能であるが切土による地すべり発生を予測する場合は現況では地すべりは発生していないわけであるから現況安全率の推定は困難である。

切土による地すべり予測でよく使われる手法としては現況の安全率を仮定 ($F_s=1.10$ 程度) し、逆算によってすべり面強度を求める方法で切土による安全率の低下分を対策によって補う手法があるが、実際のすべり面状況を反映しない現実とかけ離れた評価となる危険性がある。

そこですべり面付近の粘土をサンプリングしてせん断試験を行い、直接的に強度を求める方法があるが調査ボーリングを行った後で再度ボーリングマシンによる試料採取を認めてもらえない場合が多い。

そこで考えたのが調査地周辺における同地質地すべり地区の既存データ (せん断試験結果) 利用である。

本調査地周辺には新第三紀泥岩での地すべり地区が多くあり、各地区ですべり面付近粘土のせん断試験が行われている。

ここではこのデータを参考にすべり面強度を求めた。

新第三紀泥岩地すべりにおけるすべり面強度は既に鏡肌が形成された状態の残留強度に達してしまっている場合が多いが、ここは切土による初生すべりであることからその強度は鏡肌の形成される前の状態 (完全軟化強度) であると考えられる。

調査ボーリングコアでも

地すべりで確認されるような鏡肌は形成されてないが軟質で破碎された状態であることから完全軟化状態と評価した。

既存データ (完全軟化強度) をまとめると図-4 c - $\tan \phi$ 図のようになる。

そのデータから中間的な値を示す関係式を (1) 式のように求めた。

$$y = 70.3x - 3.0 \quad \text{----- (1) 式}$$

(y : 粘着力 c , x : $\tan \phi$)

ここで一般的に言われるすべり層厚と粘着力 c の関係 (すべり層厚 h=粘着力 c) から粘着力 c を推定し、(1) 式より内部摩擦角を求めると以下のようなになる。

粘着力 c = 12kN/m² (h=約 12m より)

内部摩擦角 $\phi = 12.0^\circ$ ($\tan \phi = 0.213$)

以上のすべり面強度によって図-3 地質断面図に示すすべりを計算すると現況および切土後安全率は以下のようになり、切土によって地すべりが発生する結果となった。

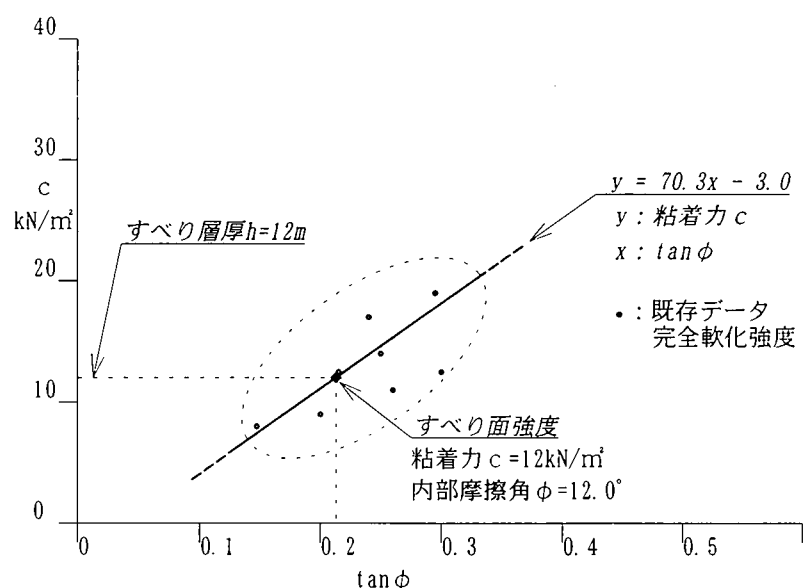


図-4 c - $\tan \phi$ 図 (完全軟化強度)

現況安全率 $F_s=1.71$
切土後安全率 $F_s=0.70$
(必要抑止力 $Pr=1096\text{kN/m}$)

これに対し、現況安全率を $F_s=1.10$ と仮定して逆算によってすべり面強度を決定し、切土後安全率を求めると以下のようなになる。

粘着力 $c=12\text{kN/m}^2$ (h =約 12m より)
内部摩擦角 $\phi=4.9^\circ$ ($\tan \phi=0.086$)
切土後安全率 $F_s=0.45$
(必要抑止力 $Pr=1447\text{kN/m}$)

このように考え方の違いで必要抑止力が大きく変化し、対策工規模も変わってくる。

4.まとめ

切土による地すべり発生予測を以下のような手法により行った。

- ①地質構造調査
地表踏査，調査ボーリング，高密度電気探査
- ②すべり面調査
ボーリングコア観察，pH測定
- ③安定度評価
すべり面強度決定
(コア状態，既存試験データ参考)
安定計算(必要抑止力算定)

ここでは安定度評価に現況安全率仮定で逆算によるすべり面強度決定ではなく、実際のコア状態および同地質での既存試験データを考慮し、すべり面強度を決定した。

これにより一般的に行われている安全率仮定の逆算法と比較し、より現実的な安全率算出ができ、概略設計段階でもより詳細な対策工比較検討が可能となる。

したがって、より経済的な設計ができると考えられる。

しかし、現段階では調査地の試料によるせん断試験を行っておらず、最終的な検証は行っていない状況である。今後、試験を行って検証する必要がある。

以上