

---

# 四国地方御荷銚帯地すべりの地質を考慮した対策工 アンカー工と鋼管杭工

## GEOLOGY AND SLOPE STABILIZATION WORK FOR A LANDSLIDE IN THE MIKABU ZONE IN SIKOKU ANCHORS AND STEEL PIPE PILES

守隨治雄\*  
Haruo SHUZUI

A geological survey was carried out to elucidate the complicated mechanism of landslides which are likely to occur in the Mikabu zone. The anchoring method was modified on the basis of the results of the survey so that it could be used in combination with either grating crib works mostly or steel pipe piles partly to provide slope stabilization more effectively. Execution of the work was conducted in view of the geological conditions of the ground in which anchors were embedded firmly in a pattern determined from the geological condition. Observations of the slope have been made by means of the monitoring of the load cells attached to the anchors and borehole inclinometers so that the stability of the slope can be achieved in a well-balanced way, by means of monitoring the behavior of the slope and confirmed the effect of executed work to stabilize the slope.

*Key Words* : landslides in the Mikabu zone, geological condition, slope stabilization, anchoring method and steel piles method

---

### 1. はじめに

地すべり機構が複雑な御荷銚帯の地すべり地において地質調査を行い、地すべり対策工を設計、施工した。対策工は法枠アンカー工を主体にしたが、一部地形的制約条件から施工性を考慮し、一部鋼管杭工との併用工とした。また、地質状況によりアンカー定着位置を中風化緑色片岩および弱風化緑色片岩にした。なお、地すべりブロック末端中央部に砂防ダム（一号堰堤）が位置する。砂防ダム上・下流で押え盛土量が異なるため、対策工としての安全率の評価は荷重平均して検討した。

同一ブロックでありながら地形状況を考慮して対策工の工種（アンカー工と鋼管杭工）を変え、地質状況を考慮して、アンカー長（自由長と定着長）を変え、かつ設計では押え盛土量を荷重平均する等、施工性および経済性を追求した。そのため、地すべり挙動の把握および対策工の効果

を確認する目的で、アンカー荷重計および孔内傾斜計等によるモニタリングを行った。

本論文は、それらについてとりまとめたものである。なお、本調査を実施するにあたり、建設省吉野川砂防工事事務所（現：建設省四国山地砂防工事事務所）の方々にも多大な援助をいただいた。ここに感謝の意を表する。

### 2. 地質および地すべりの概要

#### 2.1 地質概要

調査地は、四国を東西に帯状に分布する、三波川帯と秩父帯の間に挟まれて断続的に分布する、御荷銚帯の緑色岩類分布域に位置している（図 - 1）。

御荷銚緑色岩類は、変成した塩基性溶岩・凝灰岩、玄武岩質枕状溶岩および斑れい岩・超塩基性岩等よりなり、調査地付近には塩基性溶岩・凝灰岩が分布している（図 - 2）。

御荷銚緑色岩類と三波川変成岩類は断層関係で接すると考えられるが、この境界付近にはところどころに蛇紋岩が分布している。また、御荷銚緑色岩類および三波川変成岩

---

\* 中央研究所 開発研究部

類分布域には、当地区（佐賀山）以外にも多くの地すべり地がみられる。

## 2.2 地表踏査

当初、平成3年9月中旬の降雨(100mm/日以上)で、Aブロックが滑動し、その後A、B、Cブロックの滑動が生じた。そのため、地表踏査を行い、ボーリング調査を実施した。図-3に地表踏査結果図を示す。クラックの分布状況から当地すべりは3つのブロックに分けられる。下流側のAブロック、Aブロックを含み上流側に広がるBブロック、Bブロックを含みさらに上流側に広がるCブロックの3つである。Aブロックは、頭部クラックの段差1.5~2.0m、側部クラックの段差0.5~1.5mで、内部にも0.5~1.0mの段差が多く認められる。また、上部と下部の2か所に10m規模の大きい崩壊地が存在する。B・Cブロックは頭部クラックの段差0.2~0.5mで、側部クラックはともに不明瞭である。Cブロック上流側下部の擁壁に倒れこみが認められ、さらに上流側の擁壁には開口約10cmのクラックが認められた。なお、1号および2号堰堤には変状は認められていない。また、水田への取水のためのボーリング孔が認められ、それらを含むCブロック内部には約30ℓ/分の湧水がみられた。クラックの段差、崩壊の分布状況から、B・Cブロックに比べてAブロックの動きが大きいものと考えられる。

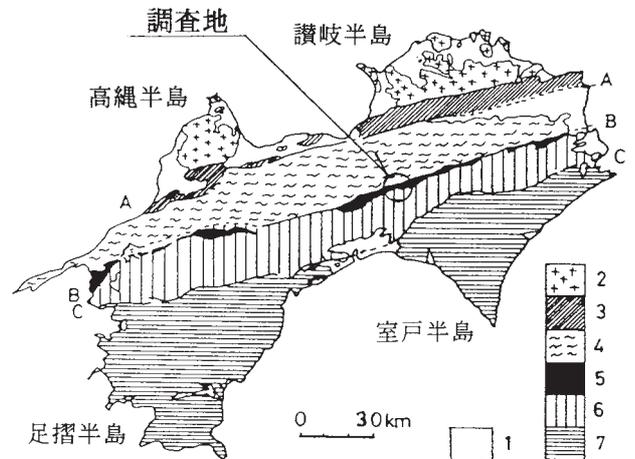


図-1 四島の地質概略図<sup>1)</sup>

- 1 : 沖積層・洪積層
- 2 : 領家帯 (花崗岩類を主とする地域)
- 3 : 領家帯 (和泉層群)
- 4 : 三波川帯 (結晶片岩)
- 5 : 御荷鉾帯 (緑色岩類)
- 6 : 秩父帯 (中生層・古生層)
- 7 : 四万十帯 (中生層)
- A-A : 中央構造線
- B-B : 御荷鉾構造線
- C-C : 仏像構造線

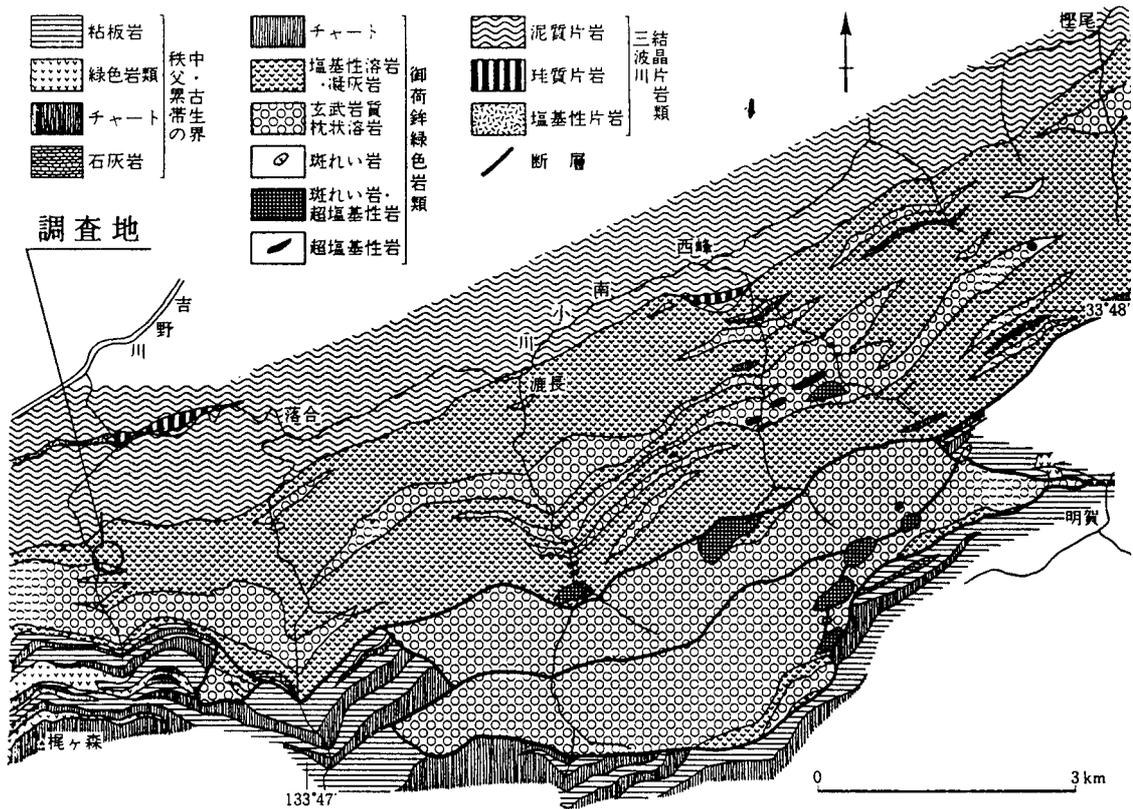


図-2 高知県豊永地域の地質図<sup>2)</sup>

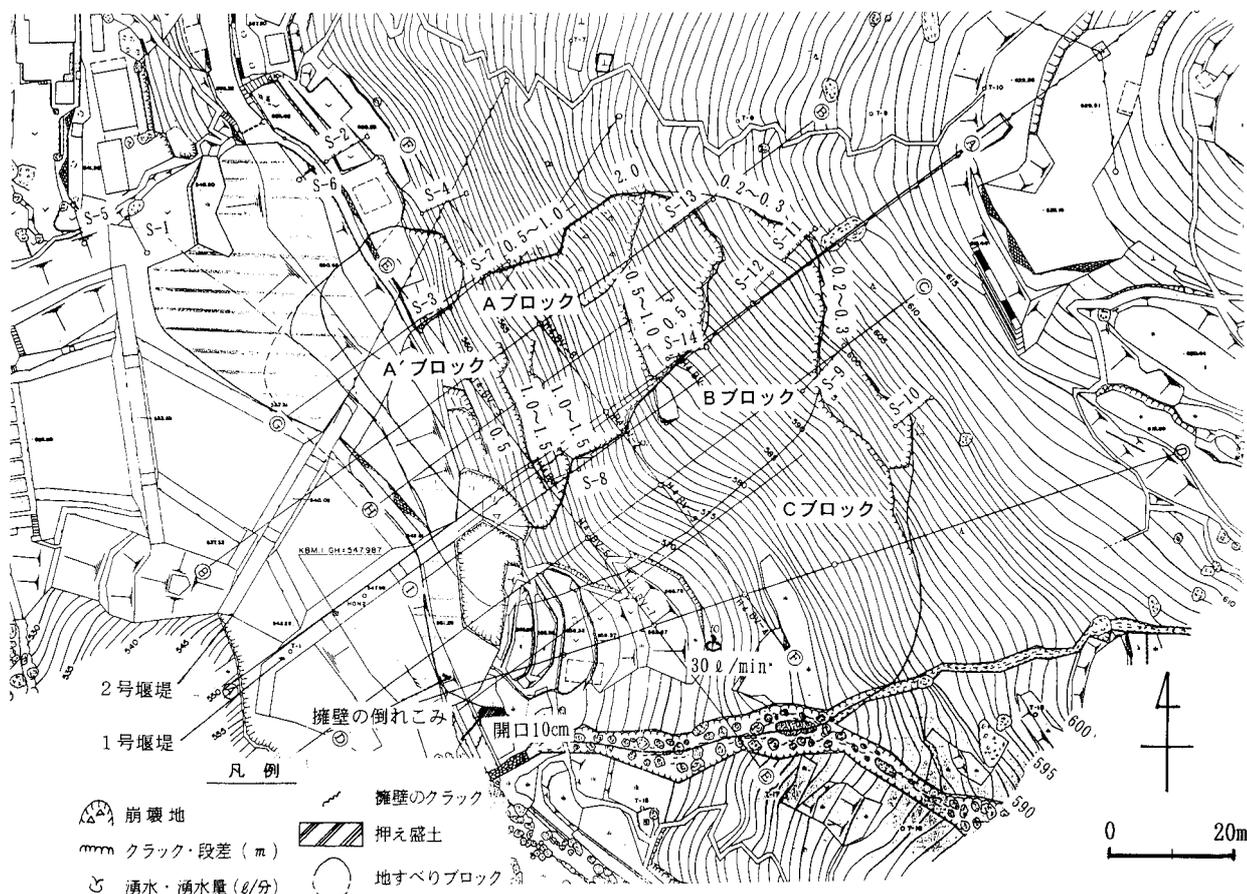


図-3 地表踏査結果図

### 2.3 地すべりの活動経緯

図-4に地盤伸縮計変動解析図を示した。伸縮計の設置は、当地すべりの下流側の地すべり（平成2年の集中豪雨時に発生した地すべりブロック）についてS-1～6をまず設置し、その後、平成3年9月中旬の豪雨から順次増設した。

斜面下部の(A')ブロック頭部のS-7、S-8は、平成3年9月中旬の豪雨により発生したと考えられるクラックを横断して設置され、その後の雨で何度か引張り方向の動きを示し、2月上旬の2号右岸掘削に伴い、大きく引張り方向の動きを示した後、3月中旬以降動きは沈静化している。Aブロック頭部のS-13、S-14は2号右岸掘削により発生したと考えられるクラックを横断して設置され、3月中は大きな引張り方向の動きを示したが、4月以降はやや動きが沈静化しており、降雨と連動した動きを示している。B・Cブロック頭部のS-9、S-10、S-11は、9月下旬の豪雨もしくは10月の1号右岸掘削により発生したと考えられるクラックを横断して設置され、11月上旬までやや大きい引張り方向の動きを示した後、降雨と連動したゆるやかな動きを示している。

これらのブロックの活動経緯を、図-5にまとめて示す。

### 2.4 ボーリング地質調査および地質解析

ボーリング調査結果および地表踏査結果から、縦断方向4測線A、B、C、D、横断方向2測線E、Fの地質状況を検討し、地質断面図を作成した。そのうち、主測線のA測線およびアンカーの定着部のF測線を図-6、7に示した。

調査地の地質は、表層部に礫混り土砂よりなる崩積土(Dt)が10m前後の厚さで分布しており、その下位は岩片状～軟質棒状の基盤の御荷銚緑色岩類よりなる。緑色岩類は、上部から強風化岩(W<sub>1</sub>)、中～強風化岩(W<sub>2</sub>～W<sub>1</sub>)、中風化岩(W<sub>2</sub>)に大きく区分される。強風化岩は硬質なブロックをところどころに含むものの、全体に風化・破碎により著しく粘土化しており、岩組織をほとんど残していない。中～強風化岩は全体に粘土化がみられるが、岩組織を残している。中風化岩はところどころ粘土化がみられ、片理面に沿って細片化しているが、一部に硬質なブロックを含む。弱風化岩は亀裂は多いが硬質な岩盤で、一部に粘土化が認められる。また、片理面は概ね南北性で10°～30°傾斜する流れ盤状を示すものの、それぞれの境界面は大きくうねっており、図-8模式断面図に示すように、複雑な地質状況を示している。



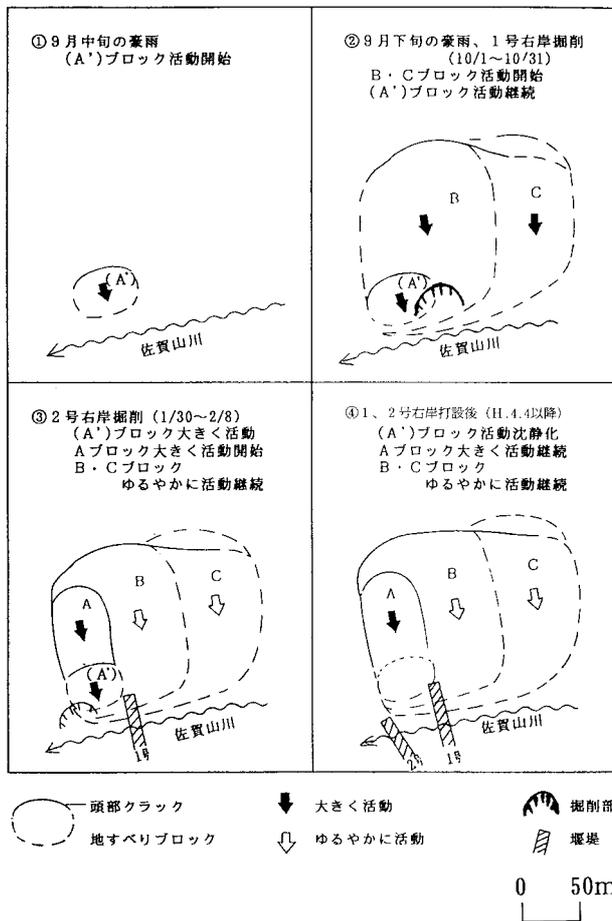


図-5 地すべりブロックの活動経緯模式図

すべり面直下にその $W_3$ が認められず、 $W_2$ が認められる。また、H.4B V-4に見られるように、D測線付近では、すべり面直下に $W_3$ は認められるものの層厚が5 m程度と薄く、その下位にA、C測線同様再び $W_2 \sim W_1$ が認められ、その後、 $W_2$ が出現する。

したがって、アンカーの定着部をすべて $W_2$ にしたのでは、自由長が長くなり(もちろん $W_3$ にくらべて定着長も長くなる)不経済である。当地区の御荷銚帯の地質的特徴の一つは硬質部がレンズ状になり、軟質部に挟んでいることである。そこで、すべり面下位にレンズ状に認められる硬質部( $W_3$ )の評価に努めた。この段階で概略設計を行った結果、アンカー定着長は、少なくとも5 m以上必要となることが判明したため、これ以下の層厚でレンズ状に認められる $W_3$ は無視し、図-10に示すようなアンカー定着面コンター図を作成した。

### 3. 地すべり対策工

#### 3.1 対策工法の選定と安全率

当地すべりは地すべり機構が複雑で、平面的に地すべりブロックがA B Cと拡大するにつれてすべり面深度も

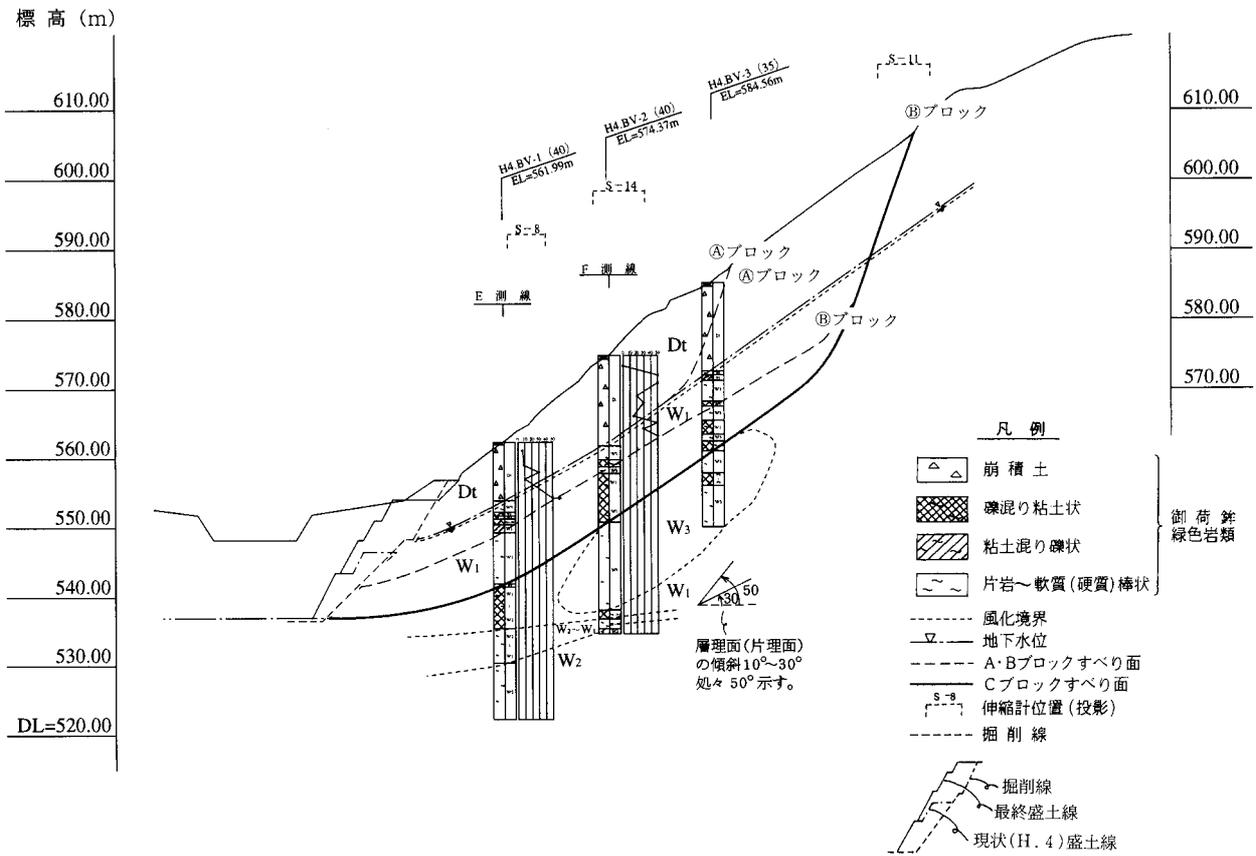
深層部に転移していった。そのため、地すべり対策工についてはブロック内に存在する浅層すべりも考慮し、面で押える法枠アンカー工を主体とした。なお、地すべり発生の誘因が降雨のため、抑制工として、地下水排除工(横ボーリング工)を計画した。地下水位は、ボーリング掘進に伴い、漸次低下するものの、ある深度でほぼ一定となる傾向がみられ、降雨により強風化岩( $W_1$ )内で水位が上昇する。そのため、強風化岩上面付近に最高水位を推定し、横ボーリング工により、3 mの水位低下を期待した。また、当地すべり末端部には砂防ダム(1号堰堤)が位置しており、砂防ダムへの影響を軽減するため、末端部には押え盛土を計画した。

安定計算式は簡便式(フレニウス法)を用い、現状の安全率を $F_s = 0.98$ (活動中のため $F_s < 1.00$ )と推定した。そして、すべり面の粘着力( $C$ )を移動層の最大層厚(約20m)を考慮し、 $C = 2.0 \text{ tf/m}^2$ と推定<sup>3)</sup>し、内部摩擦角( $\phi$ )を逆算して求めた。結果、 $\phi = 40.87^\circ$ となった。なお、現地の地形勾配(主測線付近)が約 $45^\circ$ であること、また、移動土塊の地質が強風化岩~崩積土(礫混り砂質土主体)であることからして、この内部摩擦角 $\phi = 40.87^\circ$ というのは妥当な値と考えられる。したがって、すべり面の土塊強度( $C$ ,  $\phi$ )は次のように決定した。

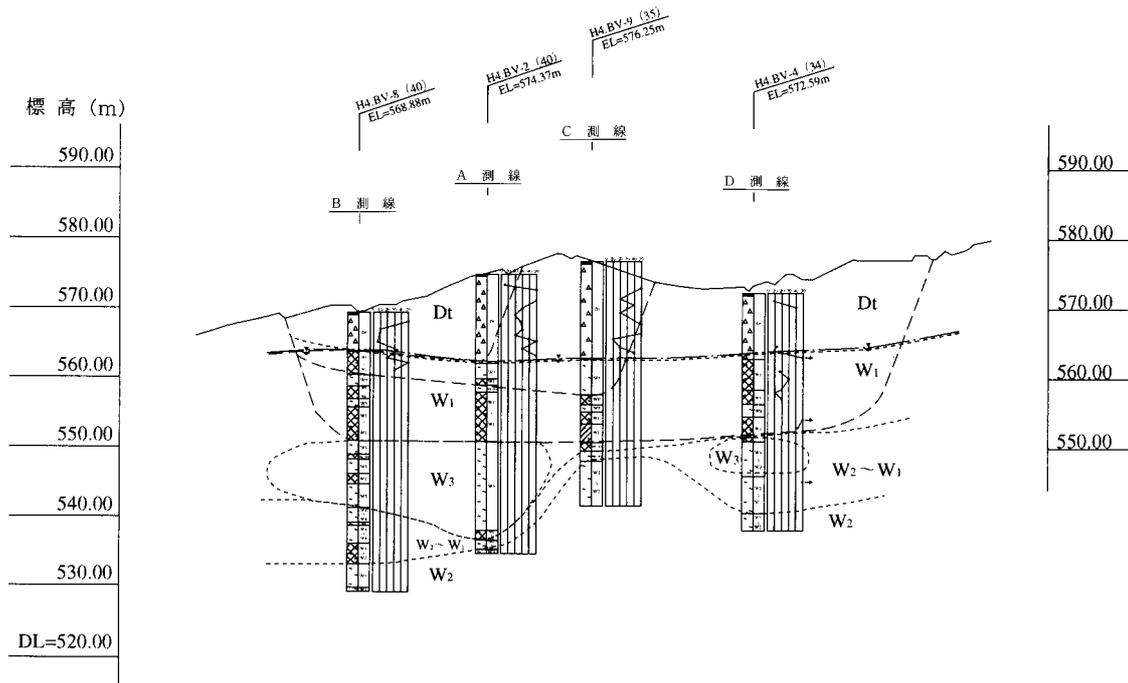
粘着力 $C$ (tf/m <sup>2</sup> )	2.0
内部摩擦角 $\phi$ (°)	40.87

一方、地すべり中央部に砂防ダムが位置するため、押え盛土の土量が上流側、下流側で大きく異なるため、押え盛土の安全率の評価を荷重平均で行った。また、抑止工の基本は法枠アンカー工としたが、上流側で地形的にアンカー工施工が困難な箇所においては、一部鋼管杭工を計画した。表-2にそれら対策工施工後の安全率の推移を示した。表-2に示す抑止工の規模を決定する必要抑止力〔必要抑止力 = (計画安全率 - 抑止工(押え盛土工、横ボーリング工)施工後の安全率) × すべり力〕の算出方法も、押え盛土工、横ボーリング工の各安全率算出と同様、砂防ダム上・下流断面に対する有効ブロック幅(安定計算上考慮できる幅)による荷重平均換算とし、求めることとした。

砂防ダム上・下流断面における有効ブロック幅は、次のようになる。



図一6 A測線地質推定断面図



図一7 F測線地質推定断面図

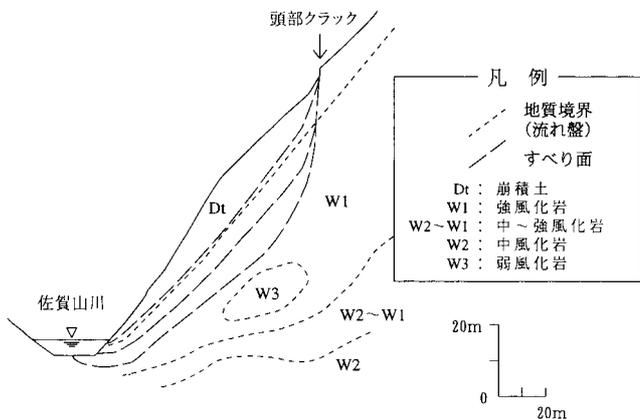


図-8 模式断面図

項 目		有効ブロック幅 (m)
1号堰堤	下流側断面	18
	上流側断面	22

また、抑制工施工後のすべり力は次のようになる。

項 目		すべり力 $T$ (tf/m)
1号堰堤	下流側断面	1520.90
	上流側断面	1373.89

以上の条件より、荷重平均すべり力を求めることとする。

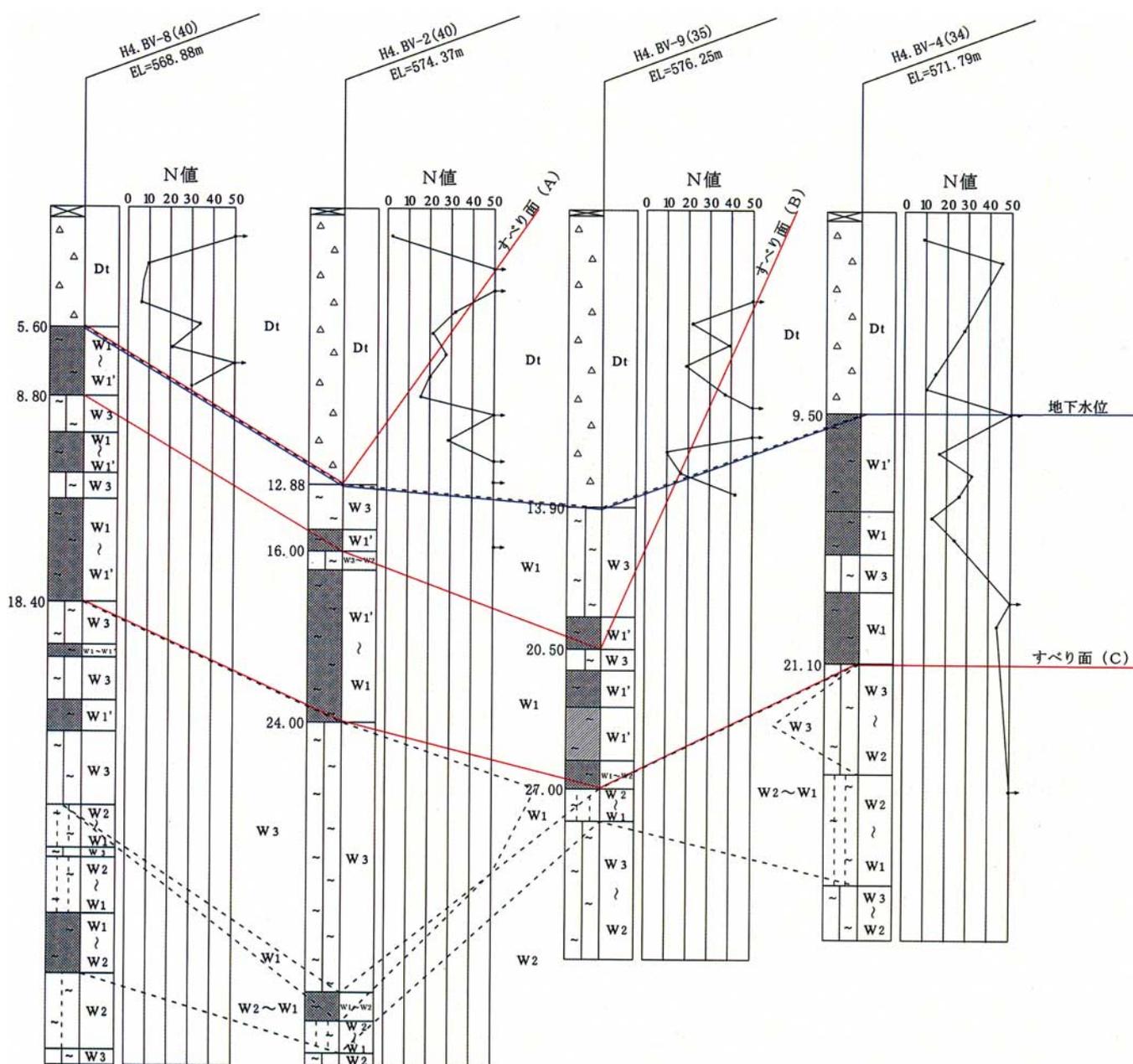


図-9 柱状対比図 (F測線)

表一 各ブロック規模一覧表

ブロック	幅 (m)	奥行 (m)	クラック・段差 (m)	すべり面の深さ	すべり面の地質	その他
A	40	60	頭部 1.5~2.0 側部 0.5~1.5	10m前後 (最大約14m)	崩壊土 (Dt) 下面	・ 内部に0.5~1.0 mの段差が多い。 ・ 10m規模の大きい崩壊地2ヶ所。
B	55	80	頭部 0.2~0.3 側部 不明瞭	15m前後 (最大約20m)	強風化岩 (W <sub>1</sub> ) 内部 褐色ゾーン下面付近	—
C	95	90	頭部 0.3~0.5 側部 不明瞭	20m前後 (最大約27m)	強風化岩 (W <sub>1</sub> ) 下部 原岩色ゾーン	・ 上流側下部の擁壁の倒れ込み。 ・ 内部に約30 ℓ/分の湧水

$$\text{荷重平均すべり力 } T = \frac{1520.09 \times 18 + 1373.89 \times 22}{40} = 1439.68 \text{ (tf/m)}$$

したがって、必要抑止力  $P_R$  は、

$$P_R = (1.20 - 1.10) \times 1439.68 = 143.97 \text{ tf/m}$$

となる。

### 3.2 抑止工の設計

当ブロックの対策工は、面で抑える法枠アンカー工が技術的に最も有効な工法であるが、地すべりブロック内の地形から、法枠アンカーの施工が困難となる位置 (D測線付近) があり、その位置に対しては鋼管杭工を施工することとした。したがって、抑止工は法枠アンカー工が主体であるが、一部鋼管杭工との併用工となる。

#### (1) アンカー工の設計

当地区は、地形勾配約45°、すべり面勾配約35°と比較的急勾配を呈している。また当地すべりはAブロックの崩積土 (礫混り土下面) すべり、Bブロックの強風化岩 (褐色下面) すべり、そしてCブロックの風化岩すべりと機構が複雑である。そのためとくに、Aブロックの崩積土すべり等の浅層すべりに対しては、ある程度締め付け効果を期待し、初期の段階で抑止しておく必要があると判断できる。そのため、アンカーは締め付けを考慮した引き止めアンカー (日本道路公団式)<sup>9)</sup>として計算した。なお、設計アンカー力も必要抑止力の算出同様に、荷重平均換算を行い求めることとする。各諸元に対する荷重平均値を計算する。

$$\text{すべり面の長さ } \Sigma L = \frac{86.44 \times 18 + 84.66 \times 22}{40} = 85.46 \text{ m}$$

$$\text{せん断力 } \Sigma T = \frac{1520.09 \times 18 + 1373.89 \times 22}{40} = 1439.68 \text{ tf/m}$$

$$\text{抵抗力 } \Sigma N = \frac{2431.79 \times 18 + 2224.34 \times 22}{40} = 2317.69 \text{ tf/m}$$

$$\text{間隙水圧 } \Sigma Ud = \frac{730.86 \times 18 + 728.91 \times 22}{40} = 729.79 \text{ tf/m}$$

したがって、設計アンカー力  $P$  は次式により求め、アンカー打設角は経済性を考慮し、 $= 30^\circ$  とした。

$$F_{sp} = F_s + \frac{P \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi + P \cdot \cos \beta}{\Sigma T} \text{ より、}$$

$$P = \frac{(F_{sp} - F_s) \cdot \Sigma T}{\sin \beta \cdot \tan \phi + \cos \beta}$$

ここで、 $P$  : 設計アンカー力 (tf/m)

$F_{sp}$  : 計画安全率 = 1.20

$F_s$  : 抑制工安全率 = 1.10

$\Sigma T$  : 荷重平均後のすべり力 = 1439.68 tf/m

$\beta$  : すべり面角とアンカーのなす角 ( $\alpha + \theta$ )

$\alpha$  : アンカー打設角

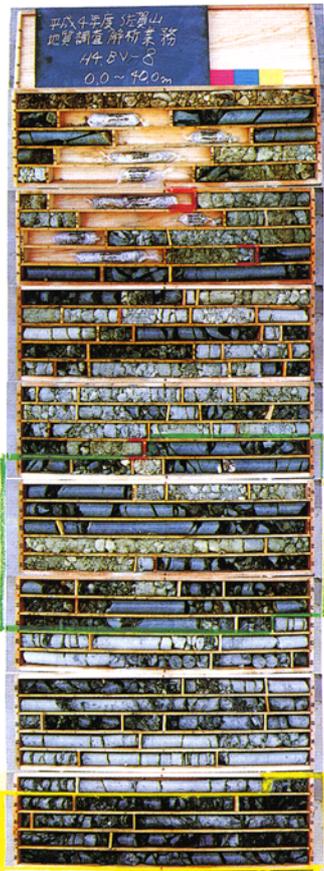
$\theta$  : すべり面角 = 34.45°

$\tan \phi$  : 内部摩擦角 = 0.865193

$$P = \frac{(1.20 - 1.10) \times 1439.68}{\sin 64.45^\circ \times 0.865193 + \cos 64.45^\circ} = 118.79 \text{ tf/m}$$

アンカーは二重防食用の永久アンカーのため、現場で容易に施工できる工場加工のアンカーが望まれる (現場作業員すべてがアンカー施工の熟練技術者とは限らないため)。

H4BV-8



Aブロック  
すべり面 (5.60m)  
Bブロック  
すべり面 (8.80m)  
Cブロック  
すべり面 (18.40m)

H4BV-2



Aブロック  
すべり面 (12.88m)  
Bブロック  
すべり面 (16.00m)  
Cブロック  
すべり面 (24.00m)

 推定すべり面  
 W3 } アンカー定着部  
 W2 }

H4BV-9



Bブロック  
すべり面 (20.50m)  
Cブロック  
すべり面 (27.00m)

H4BV-4

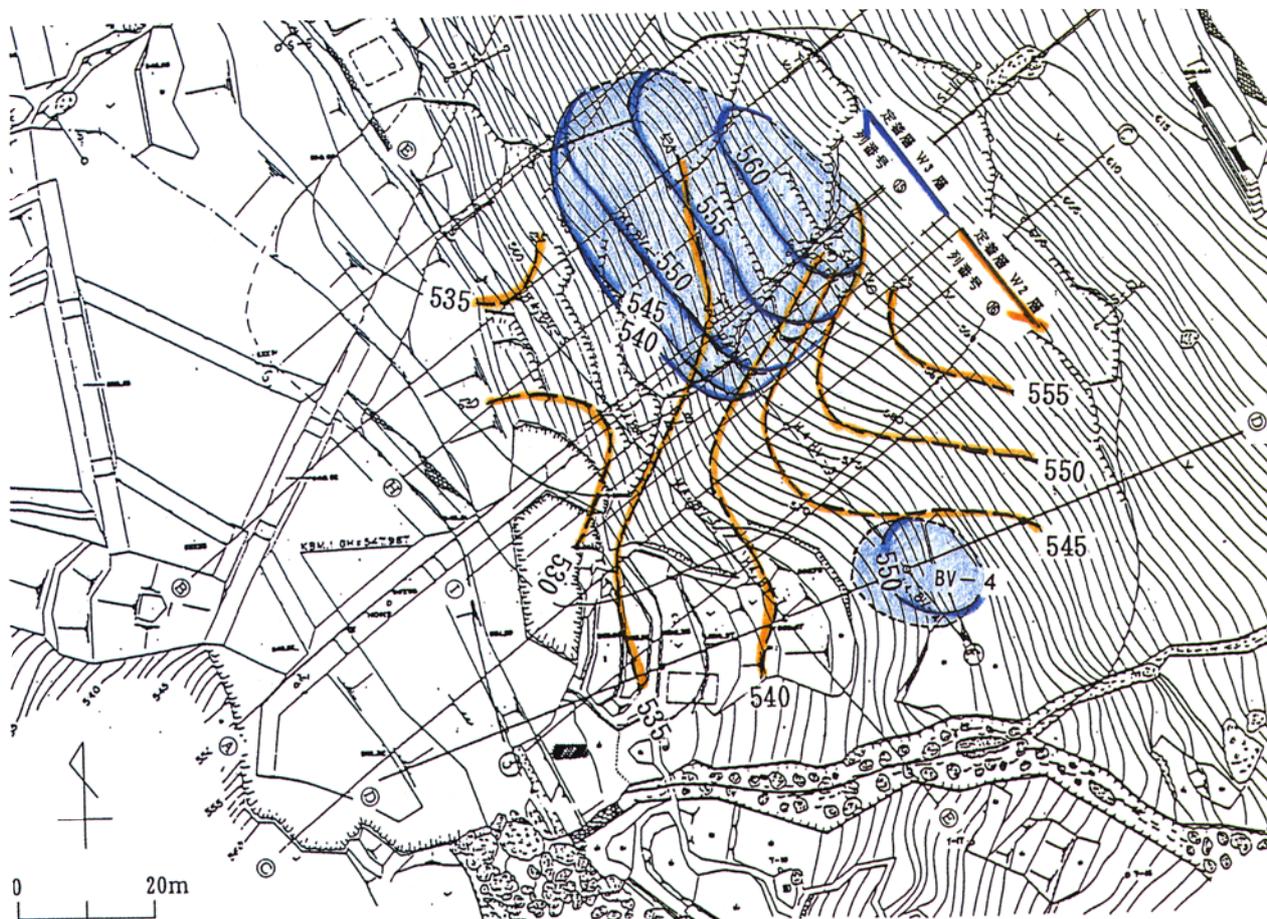


Cブロック  
すべり面 (21.10m)

写真1 F測線アンカー定着部の地質状況 (コア写真)

表一 2 対策工施工後の安全率の推移

項目	現状地形	押え盛土工後				横ボーリング工施工後			抑止工後 アカー工・ 鋼管杭工	計 画 安全率
		下流側 現状盛土	下流側 最終盛土	上流側 盛土	荷重 平均	下流側 断面	上流側 断面	荷重 平均		
安全率	0.98	0.99	1.05	1.08	1.07	1.08	1.11	1.10	1.20	1.20
安全率の 上昇量	—	1%	7%	10%	9%	1%	4%	3%	10%	22%
対策工 施工順序	—————>									



図一10 アンカー定着面コンター図

また、将来再緊張することも予想されるため、容易に再緊張できるマンション部がねじ式のアンカーが望まれる。以上より、アンカー材はSEEグラウンドアンカー（タイプルアンカー-A型）とした。アンカー段数および法枠工間隔等の経済比較を行い、その規模を決定した。その際、定着岩層の地質性状が脆弱なため、1本当たりのアンカー力の軽減を考慮し、通常設計荷重を約100t/本以内を目安とするところを今回は、その8割以内の設計荷重とした。その結果、法枠工間隔2.50mでF130TA（許容荷重約75t/本の圧縮型アンカー）のアンカーを4段施工するのが、技術的に

も経済的にも最も効率的であることがわかった。

(2) アンカー定着位置について

ボーリング調査結果より、W<sub>2</sub>層およびW<sub>3</sub>層がアンカー定着層として適切であると評価できることから、W<sub>2</sub>層およびW<sub>3</sub>層をアンカー定着層とした。ボーリングコア状況から、W<sub>2</sub>層とW<sub>3</sub>層とは地盤の周面摩擦力が異なるものと考えられ、W<sub>2</sub>層では  $= 6.0 \text{kgf/cm}^2$ （風化岩の最低値）<sup>9)</sup>、W<sub>3</sub>層では  $= 8.0 \text{kgf/cm}^2$ （風化岩の中間値）の周面摩擦力が期待できるものと推定できる。

その定着層における周面摩擦力の違いは、アンカー定着

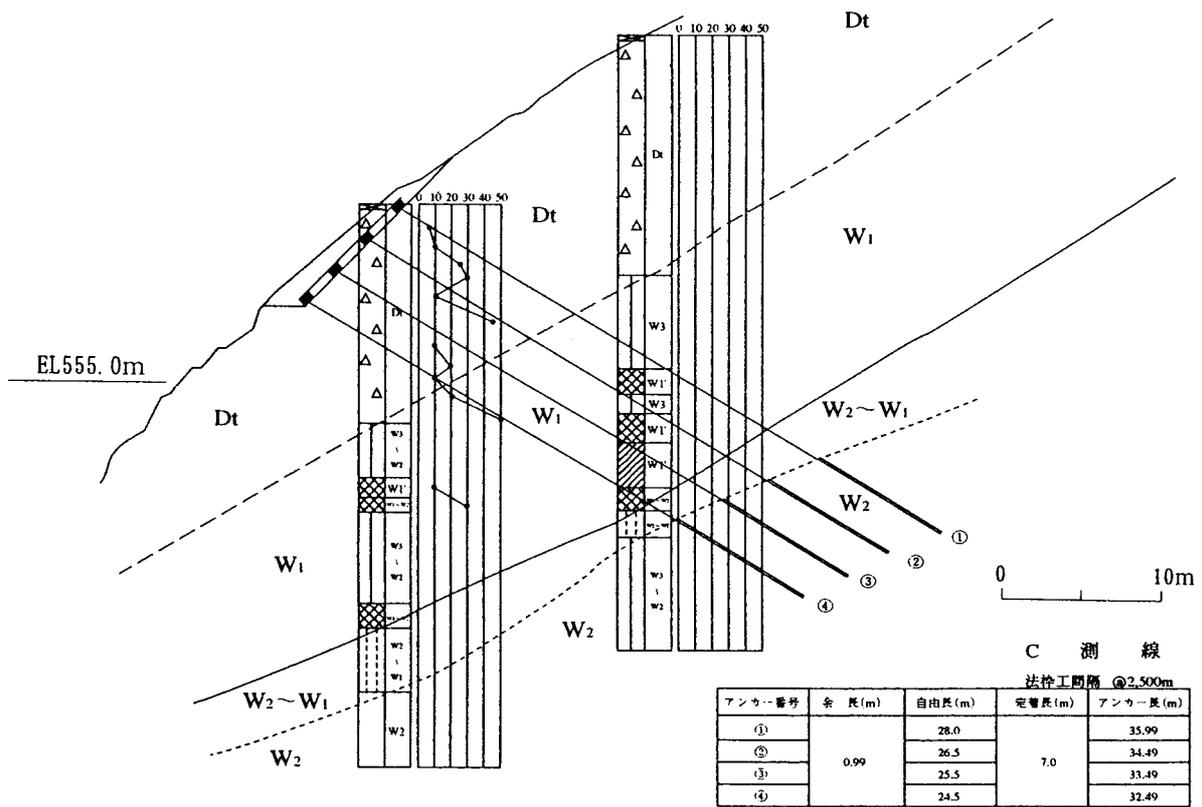
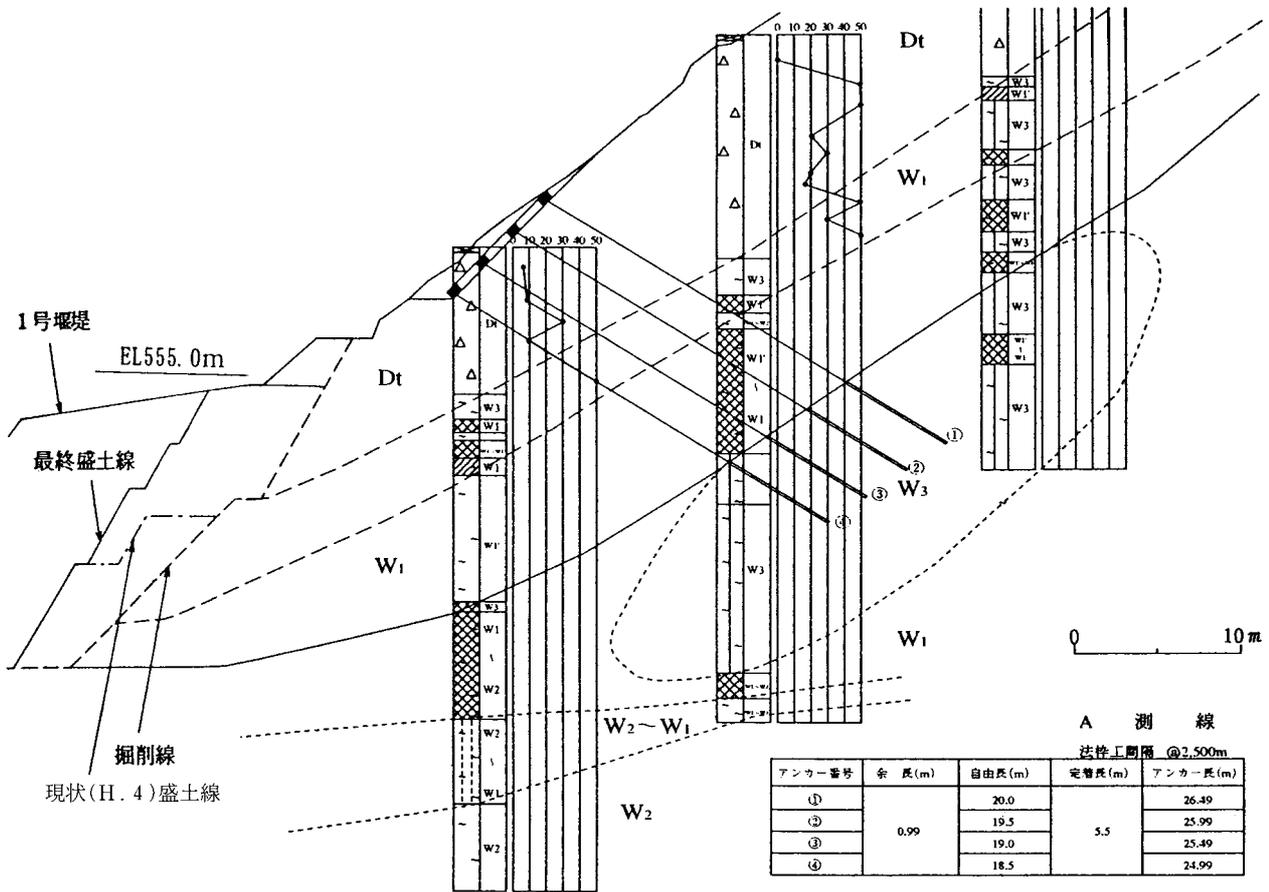


図-11 A・C測線アンカー定着層断面図  
(A測線は図-6の拡大)

長が1.5m/本の違いとなる。全計画アンカー本数  $n = 80$ 本  
 においては  $L = 120.0\text{m}$ の差となり、工事費に対しても大  
 きな影響を与えることが考えられる。

そこで、ボーリング調査結果より、アンカー定着層とし

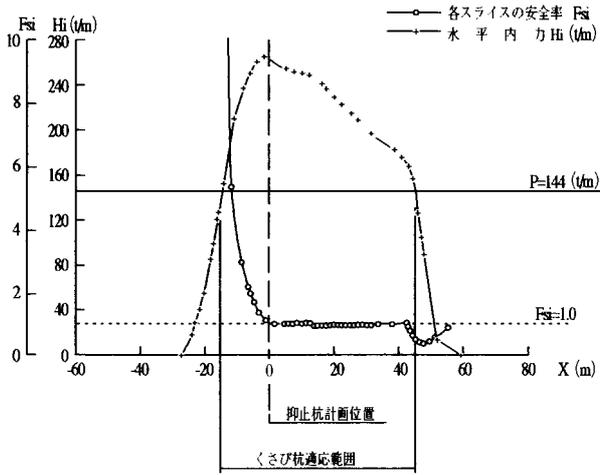


図-12 水平内力図

て適切であると評価できる $W_2$ 層および $W_3$ 層のアンカー定  
 着面コンター図(図-10)を作成した。図10より、I測線  
 より上流側へ約5.0mまでは $W_3$ 層が広がっているが、それ  
 よりも上流側においてはD測線上のB V-4周辺に $W_3$ が見  
 られる程度で、その他は $W_2$ 層が分布していることが理解で  
 きる。アンカー工の列番号とにおいて、定着層が $W_3$ 層  
 と $W_2$ 層に分かれることが認められることより、アンカー工  
 の定着層は次のように決定する。なお、アンカー定着層の  
 異なるA、C測線アンカー定着層断面図を図-11に示す。

〈アンカー工列番号①～⑮〉

定着層 :  $W_3$ 層(弱風化緑色岩)

地盤の周面摩擦率:  $\tau = 8.0\text{kgf/cm}^2$

〈アンカー工列番号⑯～⑳〉

定着層 :  $W_2$ 層(中風化緑色岩)

地盤の周面摩擦率:  $\tau = 6.0\text{kgf/cm}^2$

### (3) 鋼管杭工の設計

上流側の地形的にアンカー工が施工困難な箇所について、  
 鋼管杭工を検討した。鋼管杭工位置については現地調査の

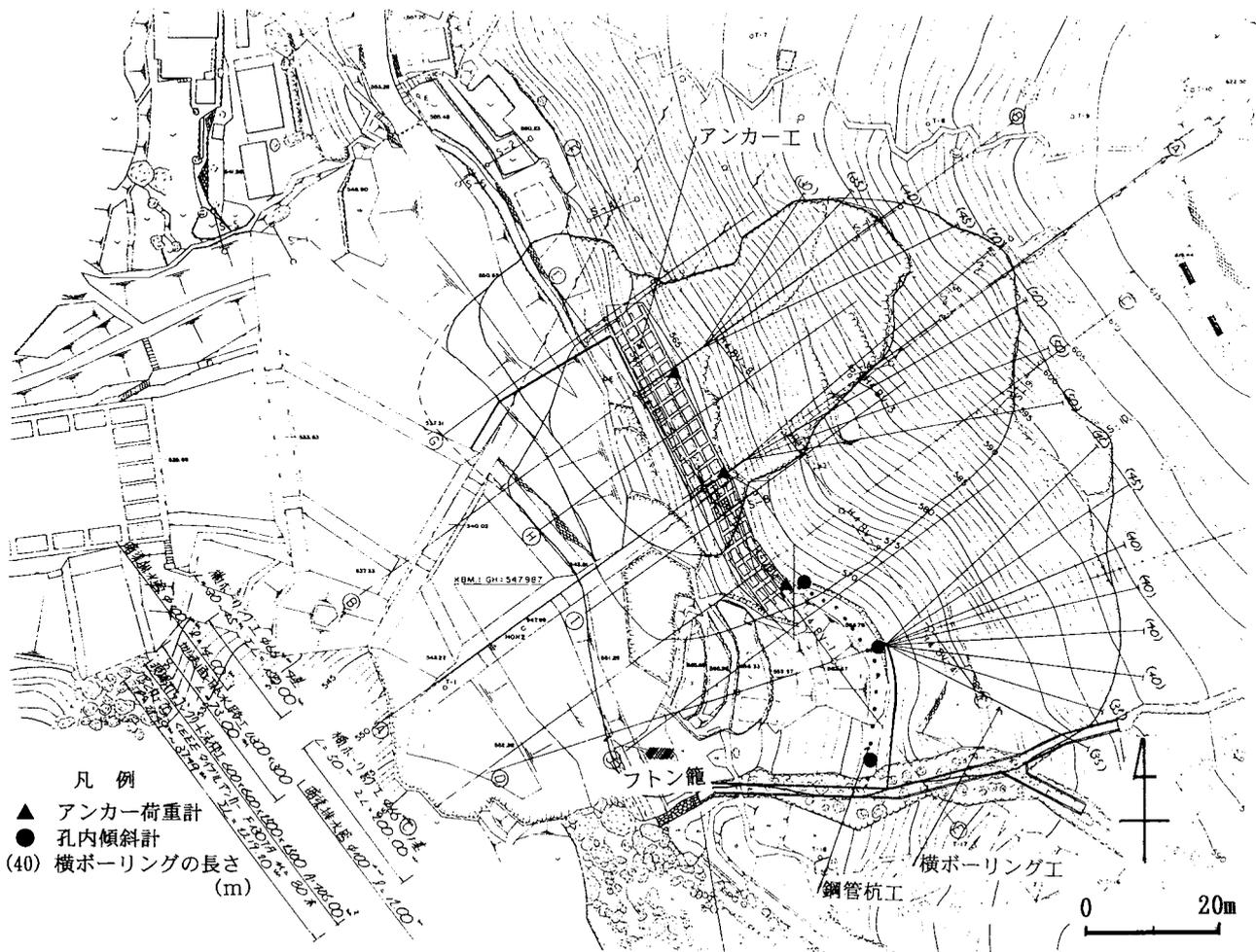


図-13 地すべり対策工および効果判定計測器位置平面図

結果を考慮し、引張り亀裂が認められない圧縮域に計画した。なお、その計画位置の妥当性は、安定計算の結果から、すべり土塊に対する水平内力図<sup>6</sup>(杭背面土塊の抵抗力チェック；図 - 12)を作成し判断することとした。水平内力図の必要抑止力 $P = 143.97 \text{tf/m}$ が水平内力と交わる2点内に抑止杭を計画すると、杭種別はクサビ杭<sup>5)</sup>となる(その2点外に抑止杭を計画すると杭種別は抑え杭となる。クサビ杭とは杭の変位の増大とともに抵抗力を発揮する杭である。そのため、クサビ杭で設計するためには杭背面(谷側)土塊(移動層)の抵抗力が期待できることが必要である。一方、それが期待できない場合に抑え杭で設計する)。なお、杭位置の決定においては、杭前面(山側)土塊の跳ね上げの検討を行い、 $F_s = 1.20$ となる位置で、かつ、各スライスの安全率( $F_{si}$ )についても $F_{si} = 1.00$ となる位置を考慮した(図 - 12 印)。

以上の結果、 $X = 0.00$ 付近(図 - 12)が技術的に最も適切であると判断でき、当位置に鋼管杭を計画した。抑止杭の選定に当たっては、当地すべりの必要抑止力が $P = 143.97 \text{tf/m}$ と大きいと、厚肉地すべり抑止鋼管杭とした。

杭の肉厚が厚くなると、溶接の施工性が悪くなる。また、厚肉・小口径の杭を使用することは、曲げ耐力の点からあまり好ましくない。そのため、許容応力度が割り引かれる $t = 40 \text{mm}$ を肉厚の上限として、経済比較検討を行った。その結果、SM490材の $t = 500 \text{mm}$ 、 $t = 40 \text{mm}$ の鋼管杭を2m間隔で施工するのが最も効率的であることがわかった。

#### 4. 地すべり対策工の効果判定

集中豪雨時等には、予想以上の地下水位上昇や表層の崩壊が発生する可能性があるため、平成4年8月以降の対策工施工時および平成5年3月以降の対策工施工後においても、孔内傾斜計・地下水位・地盤伸縮計の観測を継続して行い、地すべり挙動の把握および対策工の効果を確認した。とくに、抑止工は下流側が法枠アンカー工、上流側が鋼管杭工と工種が異なり、アンカー工においても定着岩盤の地質状況を考慮してアンカー長を変えているため、対策工の片利きが心配であった。そのため、それら対策工の効果のバランスを確認する目的で、法枠アンカー工施工箇所にはアンカー荷重計(3か所)を、鋼管杭工施工箇所には鋼管杭のすぐ横に孔内傾斜計(3孔)を平成5年3月に設置し継続観測を行った。

図 - 13に地すべり対策工およびアンカー荷重計および孔内傾斜計設置位置平面図を示す。約2年が経過した平成7

年3月においても、それら計測器に目立った変位は認められず(杭前面に設置した孔内傾斜計に当初若干変位が認められたが、その後落ちつき、アンカー荷重計の荷重増加も認められていない)。すなわち、片利きを示すような変動は認められず、対策工の効果が期待できるものと考えられる。

#### 5. まとめ

当地すべりの地すべり機構は複雑で、平面的にA、B、Cと地すべりブロックが拡大するにつれて、すべり面の深度も深層部に転移していった。それは、地質状況による影響で当地区の地質が御荷鉾帯の風化した緑色片岩(硬質部と軟質部を繰り返す)より構成されているためである。

対策工はアンカー工主体であるが、地形状況より、一部アンカー施工不適な箇所は鋼管杭工を併用した。また、アンカー工の定着は、地質状況より、レンズ状に挟む弱風化部( $W_3$ )に求める場合と、その地質が存在しない場合には中風化部( $W_2$ )に求めた。すなわち、地質状況を考慮し、アンカー長(自由長、定着長)を決定した。

一方、地すべり末端部の中央に砂防堰堤が位置するため、砂防堰堤の上下流部それぞれの断面について安定計算した結果を平面的なブロック幅で荷重平均し、それを押え盛土の安全率上昇分とした。

以上のように、地すべり機構、地形、地質状況が複雑なため、対策工の工種がアンカー工と鋼管杭工、アンカー工の定着層が $W_3$ と $W_2$ 、押え盛土の安全率の評価が荷重平均等、地すべり解析・設計も安定性、施工性、経済性を考慮し、それに見合った検討を行った。上記検討は、技術的に新たな試みであるため、対策工施工後、アンカー荷重計や孔内傾斜計を設置・観測し、効果判定を行っている。今のところ片利き等の問題は生じていない。今後、同様な地形・地質状況の場合にこのような解析・設計法が参考になるものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 寺戸恒夫(1992): 四国の地すべりと大規模マスマーブメント, 四国の山地地盤災害, 月刊地球, No.152, pp.88.
- 2) 武田 他(1977): 日本の地質・四国地方, 共立出版
- 3) 日本河川協会(1993): 建設省河川砂防技術基準(案)・計画編, 山海堂, pp.196-199.
- 4) 日本道路協会(1986): 道路土工, のり面工・斜面安定工指針, (社)日本道路協会, pp.300-302.
- 5) 土質工学会(1990): グランドアンカー設計・施工基準, 同解説, 土質工学会, pp.92.
- 6) 地すべり対策技術協会(1990): 地すべり鋼管杭設計要領, (社)地すべり対策技術協会, pp.21-73.