

共同研究報告書

整理番号第458号

# グラウンドアンカーの適正な 緊張力計測手法に関する研究

## 共同研究報告書

平成26年6月

独立行政法人土木研究所  
日本工営株式会社  
日特建設株式会社  
ライト工業株式会社  
守谷鋼機株式会社  
日本基礎技術株式会社  
株式会社エスイー

Copyright © (2014) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究  
共同研究報告書 執筆者名簿

武士俊也	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	上席研究員
藤澤和範	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	元 上席研究員 <sup>※1</sup>
阿部大志	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	研究員
濱浦尚生	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	元 交流研究員 <sup>※2</sup>
田端裕司	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	元 交流研究員 <sup>※2</sup>
中野亮	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	元 交流研究員 <sup>※3</sup>
窪塚大輔	(独) 土木研究所	土砂管理研究グループ	地すべりチーム	元 交流研究員 <sup>※3</sup>
倉岡千郎	日本工営(株)	中央研究所	総合技術開発部	副技師長
稲垣 裕	日本工営(株)	流域・防災事業部	防災部	専門部長
藤原民章	日本工営(株)	流域・防災事業部	防災部	次長
児玉 浩	日本工営(株)	新潟支店	長野事務所	課長
太田敬一	日本工営(株)	中央研究所	総合技術開発部	課長
山田 浩	日特建設(株)	技術本部	副本部長	
菅 浩一	日特建設(株)	技術本部	技術開発第二部	部長
田中 尚	日特建設(株)	経営企画室	主任	
横田弘一	ライト工業(株)	施工技術本部	副本部長	
別府正顕	ライト工業(株)	施工技術本部	防災技術部	グループリーダー
九田敬行	ライト工業(株)	施工技術本部	防災技術部	グループリーダー
那須 敦	守谷鋼機(株)	鋼線部	営業技術課	課長
清水伸敏	守谷鋼機(株)	鋼線部	営業技術課	主任
小嶋雅史	守谷鋼機(株)	鋼線部	営業技術課	主任
沓澤 武	日本基礎技術(株)	技術本部	技術部	副部長
鈴木武志	日本基礎技術(株)	技術本部	技術部	副部長
對馬章道	日本基礎技術(株)	営業本部	営業管理部	課長
奥野倫太郎	日本基礎技術(株)	技術本部	技術部	課長代理

廣嶼孝也 (株) エスイー 営業統轄本部 技師長  
竹家宏治 (株) エスイー 営業統轄本部 環境防災事業部 技術課 次長  
野澤忠明 (株) エスイー 東北支店 課長代理  
早川道洋 (株) エスイー 営業統轄本部 環境防災事業部 技術課 主任

※1 国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所長、※2 ライト工業 (株)、※3 日特建設 (株)  
(平成 24 年 3 月現在)

#### 【要 旨】

本報告書は、土木研究所地すべりチームと民間企業 6 社が、平成 21 年度から平成 23 年度にかけて実施した共同研究「グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究」の成果である。

グラウンドアンカー（以下、アンカーという）で対策された斜面の健全性を評価する上では、アンカーに作用している緊張力を計測することが有効である。こうした背景のもと、近年、アンカーの残存緊張力を従来よりも容易かつ経時的に計測できる技術が開発されてきた。しかしながら、現状では具体的なアンカー緊張力計測手法の基準や目安がないため、現場ごとに担当技術者が計測位置、計測数、計測頻度などを設定し緊張力計測を実施している。また、アンカー緊張力の計測データを定量的に評価する手法がないため、地すべり滑動の徴候を緊張力計測によって推測できていないことも考えられる。

本共同研究では、アンカー緊張力計測データの現場計測を収集し、計測体制や計測器の配置事例を整理するとともに、アンカー緊張力計測を適切に行うための計測器設置の目安をとりまとめた。

キーワード：アンカー、緊張力、荷重計、モニタリング、現場計測、計測計画、荷重変動

## 目 次

1. はじめに	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究概要	2
1.4 用語	2
2. 緊張力計測の事例	3
2.1 善徳地区	4
2.2 岩城地区	21
2.3 大渡ダム	37
2.4 滝沢ダム	45
2.5 錦ヶ浦地区	59
2.6 大涌沢地区	71
2.7 儀明川地区	83
2.8 大永山地区	95
2.9 由比地区	111
2.10 日木山地区	117
2.11 吹地区	124
2.12 山路地区	130
2.13 嘉瀬川ダム	139
3. 緊張力計測の荷重変動事例から見た変動要因の検討	146
4. 荷重計測の留意点	159
4.1 荷重計の配置	159
4.2 計測頻度	170
4.3 荷重変動要因推定における留意点	171

謝 辞

引用文献・参考文献

参考資料

## 1. はじめに

### 1.1 研究背景

グラウンドアンカー（以下、「アンカー」という）が我が国に導入され、およそ 50 年が経過している。その間、防食に対する技術的進歩を伴いながら、仮設工事の山留め工法、ビルや鉄塔などの転倒防止や浮き上がり防止工法、吊り橋ケーブルの反力部材など様々な用途に用いられており、切土法面の安定化や地すべり対策としてもアンカーが多く採用されている。

アンカーは計画された荷重が作用して初めて機能を発揮するものであるが、これまでアンカー施工後にその荷重を定期的に測定している事例は少なかった。その結果、地すべり対策および法面・斜面の安定対策工として施工されたアンカーの多くは現在どのような状態にあるのか把握されず、斜面の不安定化に伴い動きが活発化し、ついにはアンカーが破断した事例も一部で散見される。荷重が把握されていれば事前に対処出来た事例は少なくないと考えられる。

土木研究所地すべりチームでは、平成 18～21 年度にわたり民間 8 社との共同研究<sup>1)</sup>を実施し、既設アンカーへの取り付けや、交換が可能な荷重計、緊張治具およびデータ通信装置の開発を行い、「既設アンカー緊張力モニタリングシステム」<sup>2)</sup>を開発した。これにより、従来であればリフトオフ試験を行っていた既設アンカーについても、荷重計による継続的な計測が可能となった。本システムの積極的な活用によりアンカーの荷重計測が広く実施されることが期待される。

アンカー荷重を経時的に計測することは、アンカー自体の健全性やアンカーで対策された斜面の健全性を評価する上で重要である。例えば顕著な荷重の低下または増加はアンカーの抑止効果が低下していることを把握できる。しかしながら、現状では、具体的なアンカー緊張力計測手法の基準や目安がない。

そこで、本共同研究では、アンカー緊張力をアンカー荷重計で計測している現場事例をまとめるとともに、アンカー緊張力計測を適切に行うための計測器設置の目安をとりまとめたものである。

## 1.2 研究目的

本共同研究では、アンカーで対策された斜面の適正な緊張力計測手法の確立に向け、アンカー緊張力計測を適切に行うための計測器設置の目安をとりまとめたものである。

## 1.3 研究概要

本共同研究では、現場でのアンカー緊張力計測事例を調査し、計測データを収集して、計測体制や計測器の配置事例を整理する。また、荷重計測結果より荷重変動のタイプ分類を行うとともに荷重変動状況から推測される変動要因を荷重変動のタイプ毎に整理した。それらをふまえ、荷重計測の留意点として、荷重計の配置、計測頻度、荷重変動要因推定における留意点をとりまとめた。

## 1.4 用語

本報告書におけるアンカーに関する用語は、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説<sup>3)</sup>およびグラウンドアンカー維持管理マニュアル<sup>4)</sup>ならびにグラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル<sup>5)</sup>に示されている用語としている。なお、記号は、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説を参考にしている。

なお、本文の緊張力および荷重の用語の使い分けは、施工時にアンカーに与えられる力を「緊張力」と称し、その後に荷重計で計測される力を「荷重」と称した。また、グラウンドアンカー受圧板を本書では受圧板としている。

## 2. 緊張力計測の事例

図 2.1 は本章に示した緊張力計測の事例の位置図である。

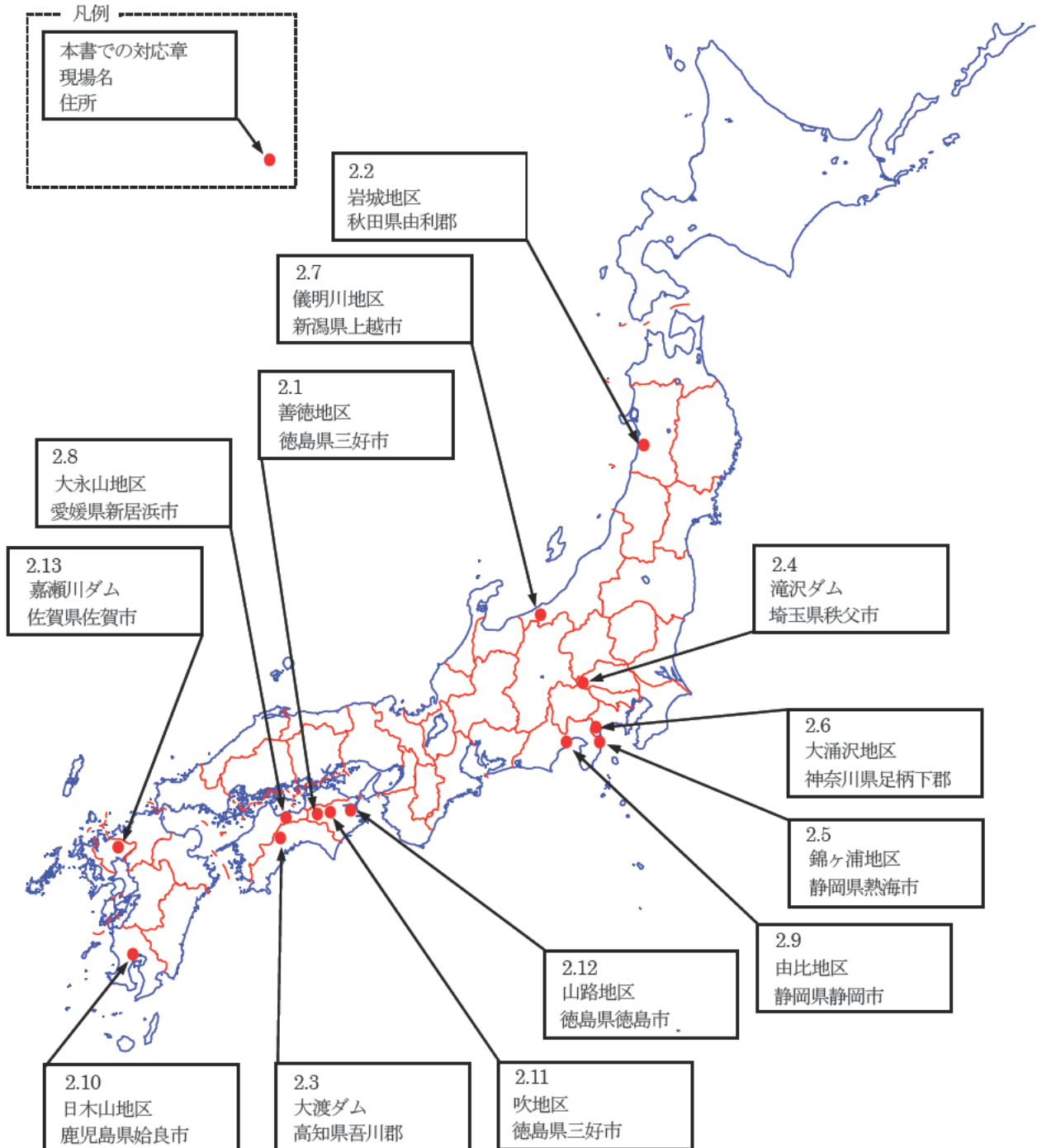


図 2.1 緊張力計測の事例の位置図

## 2.1 善徳地区

### (1) 現場概要

善徳地すべり<sup>1)3)</sup>は、図 2.1.1 および写真 2.2.1 に示すように四国のほぼ中央部の徳島県三好市西祖谷山村善徳・今久保地先の祖谷川兩岸に位置し、地すべり防止区域面積 220.9ha を有する日本でも最大級の破砕帯地すべりとされる。斜面は 20~30° の地すべりによる緩斜面が広く認められる。地質は、三波川帯に属しており、その地質構造は祖谷川に対して流れ盤となっている。

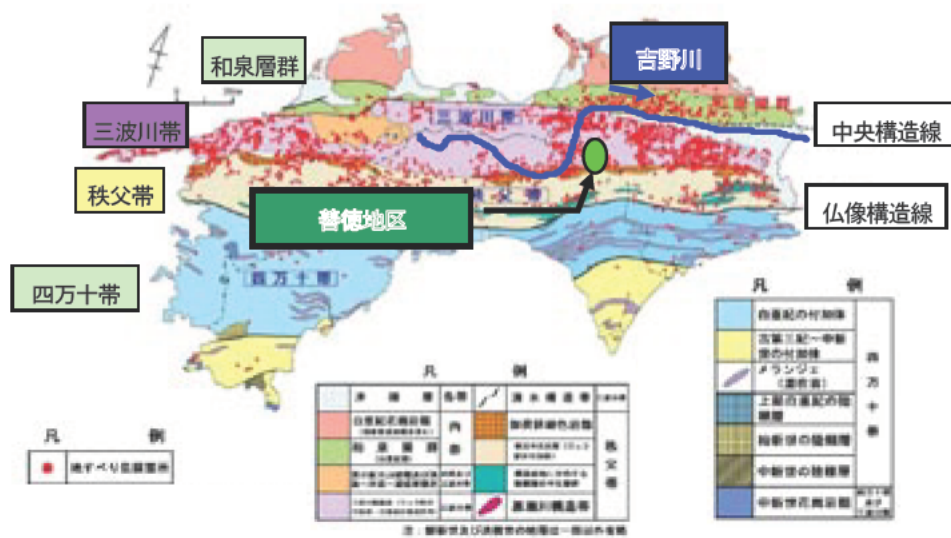


図 2.1.1 四国の地質と善徳地区<sup>2)</sup>



写真 2.1.1 善徳地すべり全景<sup>3)</sup>

### (2) 対策工実施までの経緯

善徳地すべりは、過去から度々災害を起したため、昭和 27(1952)年度（地すべり防止区域は昭和 34(1959)年 3 月に指定）から徳島県において排水ボーリング工、集水井工などを施工してきた。しかし、地すべりの規模が大きく、地すべり機構も複雑なため、昭和 57(1982)年度に直轄事業に編入された。現在でも年間約 20mm の移動が観測されている箇所がある。表 2.1.1 は、地すべり防止区域の概要である。

表 2.1.1 善徳地すべり概要

防止区域面積	220.9ha
最大斜面長	980m
幅	2,000m
平均斜面勾配	27°
直轄事業着手	昭和 57(1982)年 4 月

### (3) 地すべりブロックの概要

善徳地すべりは、大小いくつかの地すべりブロックにより構成されている。関連する小ブロックを統合していくと、7つのブロックに分けられることが既往調査結果により判明している（図 2.1.2）。

対象としたアンカー荷重計は Z-2 ブロックに位置している。Z-2 ブロックは重点的に地すべり防止施設が整備されており、アンカー施工後は大きな変動は観測されていない。各ブロックの概要は、表 2.1.2 のとおりである。

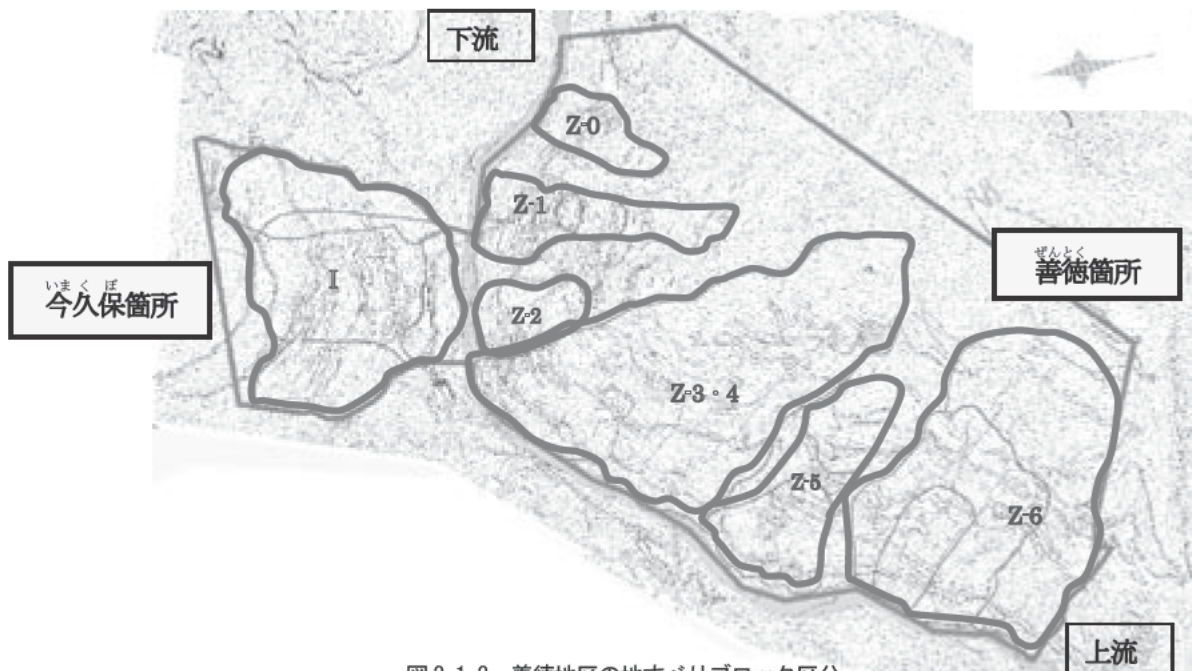


図 2.1.2 善徳地区の地すべりブロック区分

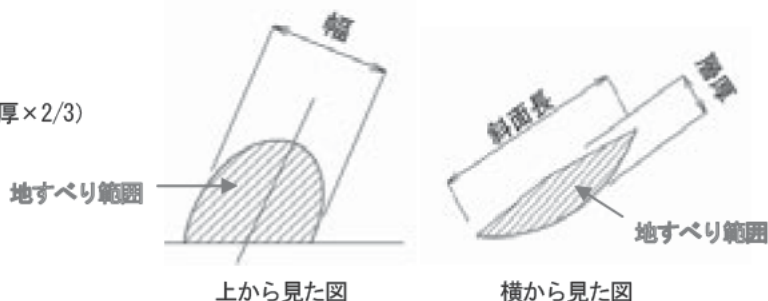


表 2.1.2 善徳地区の地すべりブロックの概要

ブロック名	規模・保全対象		ブロックの諸元		
			過去の災害など	保全対象物	現状
Z-0	斜面長 (m)	410	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平成15年3月頃に、ブロック上流側側部に位置する鶯の巣橋アバット部に変状が確認された。</li> <li>・少雨傾向にある近年でも、7.5mm/年前後の活発な地すべり変動が観測されている。</li> </ul>	人家 県道 鶯の巣橋 ホテル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ブロック下流側には観光ホテルが近接し、県道とバイパス道路の分岐（鶯の巣橋下流側交差点）も存在するなど、保全対象の重要度も高いため、対策工優先度は高い</li> </ul>
	幅 (m)	160			
	最大層厚 (m)	35			
	面積 (m <sup>2</sup> )	65,600			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	1,531,000			
	保全人家戸数 (戸)	3			
Z-1	斜面長 (m)	740	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平成4年8月8日の台風10号による降雨により、地すべり活動が活性化（50mm/年）した。</li> </ul>	人家 県道・市道 秘境祖谷大橋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・斜面末端部を中心に対策工が施工された結果、地すべり滑動は緩慢化している。</li> </ul>
	幅 (m)	225			
	最大層厚 (m)	40			
	面積 (m <sup>2</sup> )	166,500			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	4,440,000			
	保全人家戸数 (戸)	14			
Z-2	斜面長 (m)	410	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地すべり変動は年間最大約20mm（場所により約40mm）と活発であった。</li> </ul>	人家 みやげ物店 県道・市道	<ul style="list-style-type: none"> <li>・重点的に地すべり対策工事が施工された結果、近年は変動量が減少している。</li> <li>・施工済みアンカー工の荷重増加が認められたが、排水トンネル（2段）の完成後は荷重増加も緩慢化している。</li> </ul>
	幅 (m)	210			
	最大層厚 (m)	55			
	面積 (m <sup>2</sup> )	86,100			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	3,157,000			
	保全人家戸数 (戸)	7			
Z-3・4	斜面長 (m)	980	<ul style="list-style-type: none"> <li>・特に下流側で年間数mm程度ではあるものの、明瞭な地すべり性の変動が確認されていた。</li> </ul>	人家 県道・市道 かずら橋 旅館	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平成19年度より、対策工事が施工されている。</li> <li>・ブロック全体の中央付近において、最大で20mm/年程度の変動が認められる箇所が存在する。</li> </ul>
	幅 (m)	400			
	最大層厚 (m)	65			
	面積 (m <sup>2</sup> )	392,000			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	16,987,000			
	保全人家戸数 (戸)	45			
Z-5	斜面長 (m)	630	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平成20年3月にブロック下流側末端の県道沿い斜面で崩壊が発生し、崩土が県道を塞いだ。</li> </ul>	人家 避難所 県道	<ul style="list-style-type: none"> <li>・年間変動量は約1mmと緩慢化している。</li> <li>・三好市指定の避難場所が存在しソフト対策支援のためにも対策の重要性は高い。</li> </ul>
	幅 (m)	300			
	最大層厚 (m)	40			
	面積 (m <sup>2</sup> )	189,000			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	5,040,000			
	保全人家戸数 (戸)	20			
Z-6	斜面長 (m)	960	<ul style="list-style-type: none"> <li>・昭和59年6月の梅雨前線の活動に伴う降雨でブロックの下部に地すべり被害が発生するなど、動きは活発（最大で年間約20mm）であった。</li> </ul>	人家 県道・市道	<ul style="list-style-type: none"> <li>・対策工の施工により、近年の変動量は約1mm/年程度と緩慢化している。</li> </ul>
	幅 (m)	470			
	最大層厚 (m)	50			
	面積 (m <sup>2</sup> )	451,200			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	15,040,000			
	保全人家戸数 (戸)	26			
I	斜面長 (m)	620	<ul style="list-style-type: none"> <li>・全体が年間約10mm程度変動していた。</li> </ul>	人家 県道・市道 民宿 秘境祖谷大橋 イベント広場 （かずら橋夢舞台）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ブロック下部は、県道バイパスやイベント広場など、三好市西祖谷山村が実施したかずら橋観光拠点整備と連携した砂防事業及び地すべり事業を実施している（最大で約20mm程度の変動箇所あり）。</li> </ul>
	幅 (m)	660			
	最大層厚 (m)	55			
	面積 (m <sup>2</sup> )	409,200			
	地すべり土塊量 (m <sup>3</sup> )	15,004,000			
	保全人家戸数 (戸)	18			

(面積＝斜面長×幅)

(地すべり土塊量＝斜面長×幅×層厚×2/3)



(4) 対策工の諸元

①アンカーの諸元

アンカーは昭和 63 年～平成元年(1988～1989)にかけて施工された。アンカーの型式と設計アンカー力は以下のとおりである。

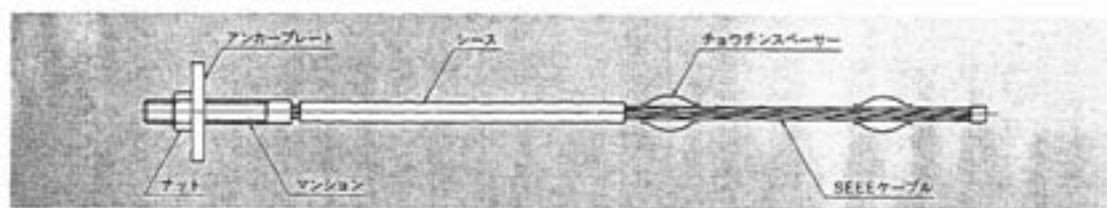
上段・中段：SEEアンボンドアンカーF230

- ・設計アンカー力  $T_d = 1189.03 \text{ kN} (121.33 \text{ tf})$
- ・テンドンの降伏引張り力  $T_{ys} = 1837.5 \text{ kN} (187.50 \text{ tf})$

下段：SEEアンボンドアンカーF160

- ・設計アンカー力  $T_d = 1004.89 \text{ kN} (102.54 \text{ tf})$
- ・テンドンの降伏引張り力  $T_{ys} = 1426.88 \text{ kN} (145.60 \text{ tf})$

使用されたアンカーの構造の概略を図2.1.3に示す。これらは2重防食タイプ以前のアンカーである。



最も一般的に使用されるケーブルです。定着部がネジ式なので、再張りが自由にできます。  
仮設構造物、永久構造物どちらでも使用され、特に設計荷重の大きい永久構造物に使用されます。

■ケーブル構成表

種別	寸法	F30	F70	F100	F130	※ F160	F200	F270	F360
規格	寸法	7×φ8.3	7×φ9.5	7×φ11.1	7×φ12.7	7×φ15.2	19×φ9.5	19×φ11.1	19×φ12.7
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )		24.3	28.5	33.3	36.1	45.6	47.5	55.5	62.5
断面積 (mm <sup>2</sup> )		277.1	382.9	519.3	691.6	970.9	1042.0	1409.6	1675.5
単位重量 (kg/m)		2.19	3.04	4.09	5.45	7.75	8.77	11.78	15.70
引張荷重 (t)		51.0	72.8	98.7	130.9	171.3	197.6	267.9	358.3
降伏点荷重 (t)		43.5	62.0	84.0	111.3	145.6	168.2	228.0	302.1
許容荷重 (仮設0.8Pu) (t)		33.15	47.32	64.15	85.68	111.47	128.44	174.13	230.94
永久的0.6Pu (t)		30.60	43.68	59.22	79.54	102.90	118.66	160.74	213.18

※ JIS-G-3536-1984規格によるSWPRTA使用

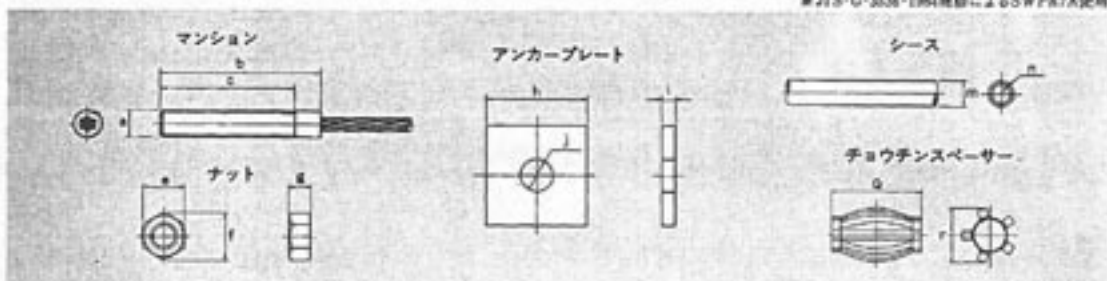


図 2.1.3 使用されたアンカーの形状および構造<sup>4)</sup>

## ②アンカー荷重計の仕様・配置

図 2.1.4 は、地すべりブロックに配置された 23 箇所のアンカー荷重計の位置を示したものである。

荷重計は上段および中段アンカーは全 336 本に対して約 5%である計 17 台設置し、下段アンカーは全 81 本に対して約 7%の計 6 台設置されている。荷重計は上中下段の各段の B 測線沿いとブロックの両サイドに配置されている。



図 2.1.4 平面図

## (5) アンカー荷重変動

### ①荷重計測データの整理

表 2.1.3 は、アンカーの緊張および荷重計の計測結果である。図 2.1.5～図 2.1.7 は、アンカー荷重の経時変化を上段、中段、下段に分けて整理したグラフである。アンカー荷重計の明瞭な荷重上昇は、平成 2 (1990) 年から B ブロック下流側の位置で確認されている。これらのアンカー荷重の上昇量は上段



の下流側で最も大きかった。

このうち、No.7、No.75 のアンカー荷重計の計測値は、平成 6~7(1994~1995)年に設計アンカー力を超過したことから、平成 10 (1998) 年 1 月にリフトオフによるアンカー緊張力の除荷を実施している。しかし、平成 16(2004)年度にアンカー荷重は、再び設計アンカー力を超過した。

その後、平成 18(2006)年 3 月末、平成 21(2009)年 7 月と 10 月にNo.7 の荷重が急激に減少した。このときアンカー荷重計のセンサーには故障等の異常が認められなかったことから、アンカー荷重の上昇に伴ったアンカー体の劣化がアンカー荷重の激減の原因と考えられている。

なお、アンカー荷重の傾向は、夏季が高く冬季に低い傾向があることがわかる。これは気温の年変動の影響によるものと推定される。

表 2.1.3 アンカー荷重および緊張力の計測結果

設置位置	アンカーNo.	観測期間	初期荷重 (tf)	初期安定荷重 (tf)	現荷重 (tf)	安定後の荷重変動量 (tf)	H21年度観測期間	H21年度荷重変動量 (tf)	変動形態	荷重変動速度 (tf/年)	備考
上段	No. 7	H1.1.10~ H22.3.1	32.8	86.4	97.2	73.6	H21.3.4~ H22.3.1	-23.7	上昇→下落	-13.8	1997 (199.6~27.34) : +10.1 夏季の低下 (112.513~104.817) : +7.638
	No. 75	S63.10.5~ H22.3.1		90.0	136.5	113.5	H21.3.4~ H22.3.1	2.2	上昇	2.2	1997 (127.0~127.412) : +10.1
	No. 16	H1.1.20~ H22.3.1		71.3	101.2	29.9	H21.3.4~ H22.3.1	-6.3	上昇→下落	-6.4	-
	No. 81	S63.10.20~ H22.3.1		56.0	96.7	40.7	H21.3.4~ H22.3.1	0.6	上昇	0.6	-
	No. 29	H1.2.10~ H22.3.1		64.0	63.4	-0.6	H21.3.4~ H22.3.1	0.4	-	0.4	-
	No. 94	S63.11.5~ H22.3.1		46.0	43.4	-2.6	H21.3.4~ H22.3.1	0.1	-	0.1	-
中段	No. 144	H13.3.1~ H22.3.1	32.8	67.7	99.8	22.1	H21.3.4~ H22.3.1	2.0	上昇	2.0	新設品(重) : +12.3
	No. 5	H1.1.20~ H22.3.1		76.0	129.0	53.0	H21.3.4~ H22.3.1	1.3	上昇	1.4	-
	No. 72	H1.1.15~ H22.3.1		68.0	120.2	52.2	H21.3.4~ H22.3.1	-0.9	上昇→下落	-0.9	-
	No. 140	S63.11.30~ H12.11.29		68.0	112.9	44.9	-	-	上昇	-	旧機(重) : +12.8
	No. 15	H1.2.15~ H22.3.1		74.7	109.0	34.3	H21.3.4~ H22.3.1	3.4	上昇→下落	3.4	-
	No. 82	S63.11.25~ H22.3.1		65.3	116.5	51.2	H21.3.4~ H22.3.1	1.4	上昇	1.4	-
	No. 158	S63.10.5~ H22.3.1		55.3	115.8	60.5	H21.3.4~ H22.3.1	0.9	上昇	0.9	引換(重) : +11.8
	No. 28	H1.2.25~ H12.8.8		61.3	51.8	-9.7	-	-	-	-	旧機(重) : +12.8
	No. 95	S63.12.5~ H12.8.8		55.3	50.8	-4.5	-	-	-	-	旧機(重) : +12.8
	No. 171	S63.10.20~ H22.3.1		40.7	32.4	-8.4	H21.3.4~ H22.3.1	0.2	-	0.2	-
	No. 220	S63.11.1~ H22.3.1		66.7	52.4	-14.3	H21.3.4~ H22.3.1	0.2	-	0.2	-
下段	No. 6	H1.5.15~ H12.8.8	41.5	57.3	26.8	16.7	-	-	上昇	-	旧機(重) : +12.8
	No. 60	H1.5.15~ H22.3.1		48.0	70.1	22.1	H21.3.4~ H22.3.1	0.7	上昇	0.7	-
	No. 12	H1.5.15~ H12.5.2		63.3	87.8	24.5	-	-	上昇	-	旧機(センサー) : +12.5
	No. 67	H1.5.15~ H7.5.1		54.7	41.3	6.8	-	-	上昇	-	旧機(重) : +7.5
	No. 20	H1.5.15~ H22.3.1		52.7	52.6	-0.2	H21.3.4~ H22.3.1	0.4	-	0.4	-
	No. 74	H1.5.15~ H22.3.1		55.3	53.9	-1.4	H21.3.4~ H22.3.1	0.7	-	0.7	-

- ・No.7、No.75 の変動量はリフトオフ前後での変動量の総和
- ・「現荷重」および「安定後の変動荷重」の斜体表記は、計器故障により現在は観測不可の計器→数値は最終観測値を表す。
- ・黄色は荷重の上昇が認められるもの
- ・初期荷重：アンカーの緊張・定着作業を行う時にテンドンに与える引張り力（初期緊張力）。
- ・初期安定荷重：アンカーの緊張・定着作業が終了した後にテンドンに作用している引張り力が安定した状態の荷重。本事例では緊張・定着から約1年後の1990年1月の荷重とした。
- ・現荷重：2010年3月時点での荷重
- ・安定後の荷重変動量：2010年3月の荷重から、初期安定荷重の値を引いた値。

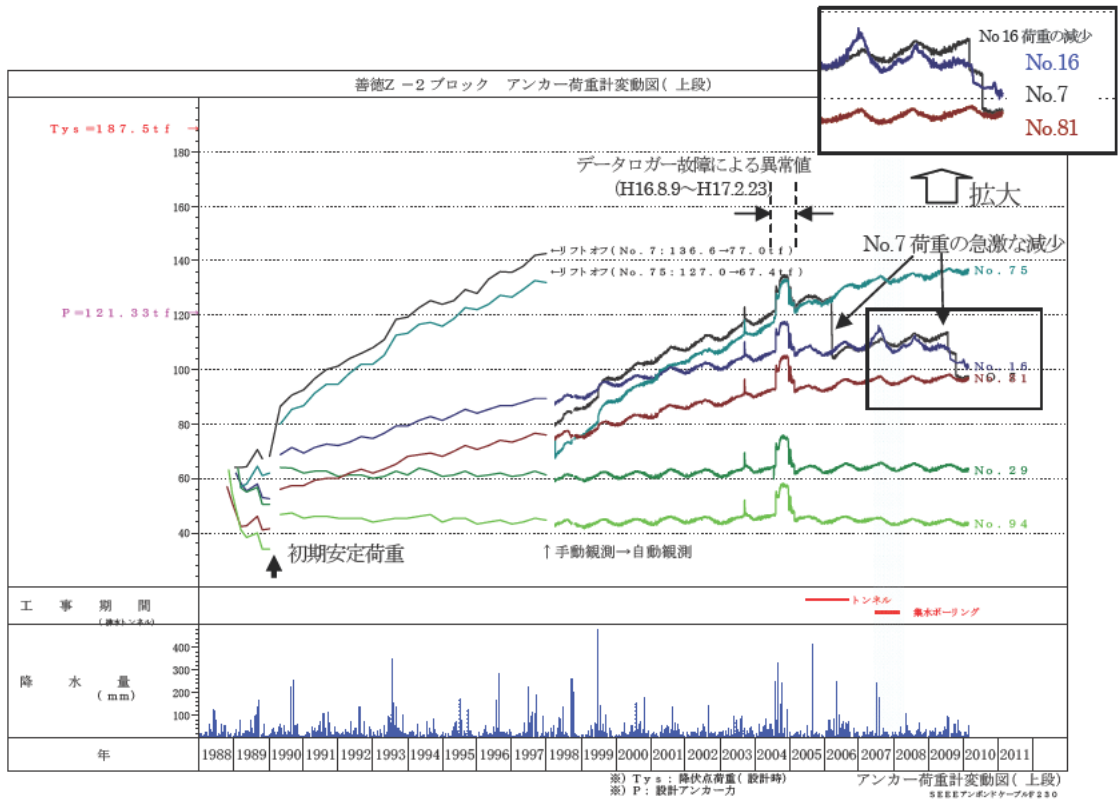


図 2.1.5 アンカー荷重変動図(上段)

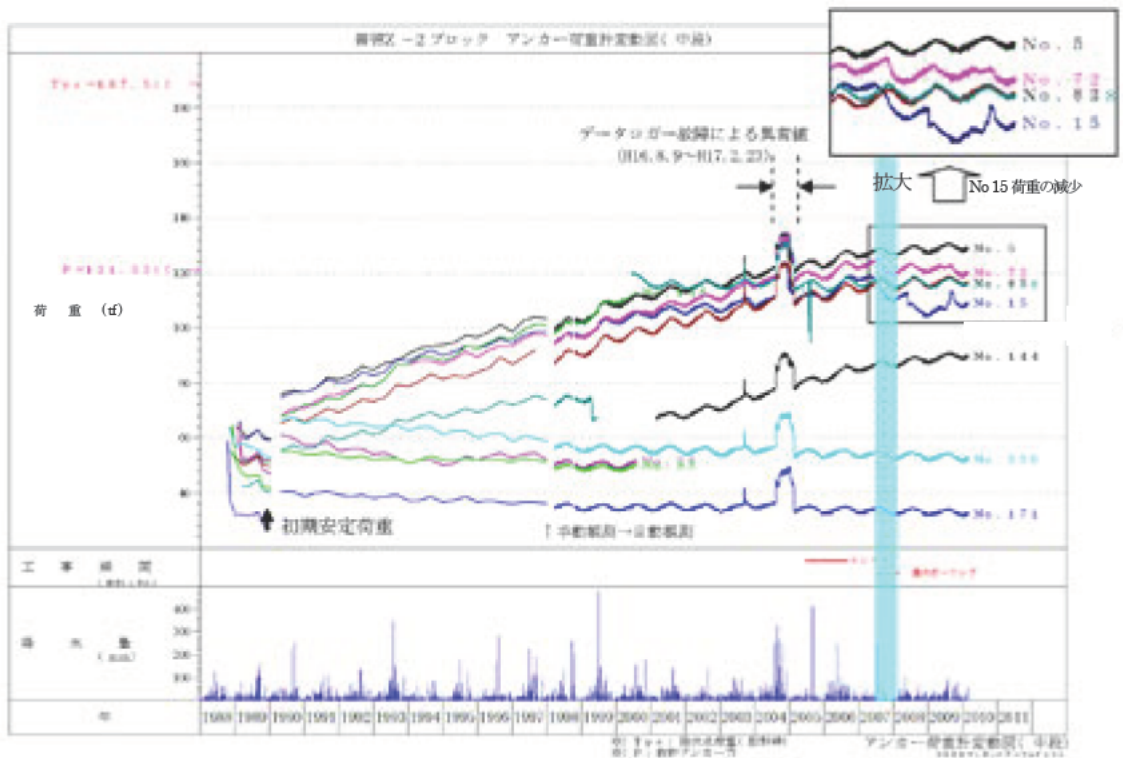


図 2.1.6 アンカー荷重変動図(中段)

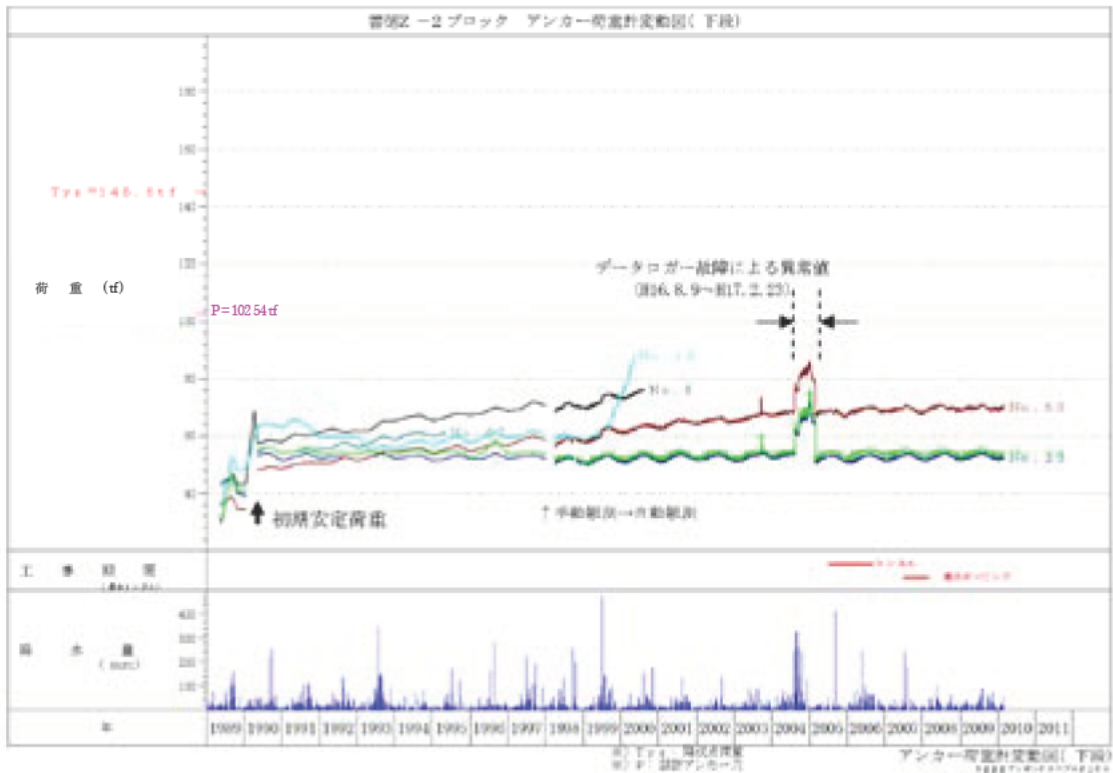


図 2.1.7 アンカー荷重変動図（下段）

②アンカー荷重の変動要因

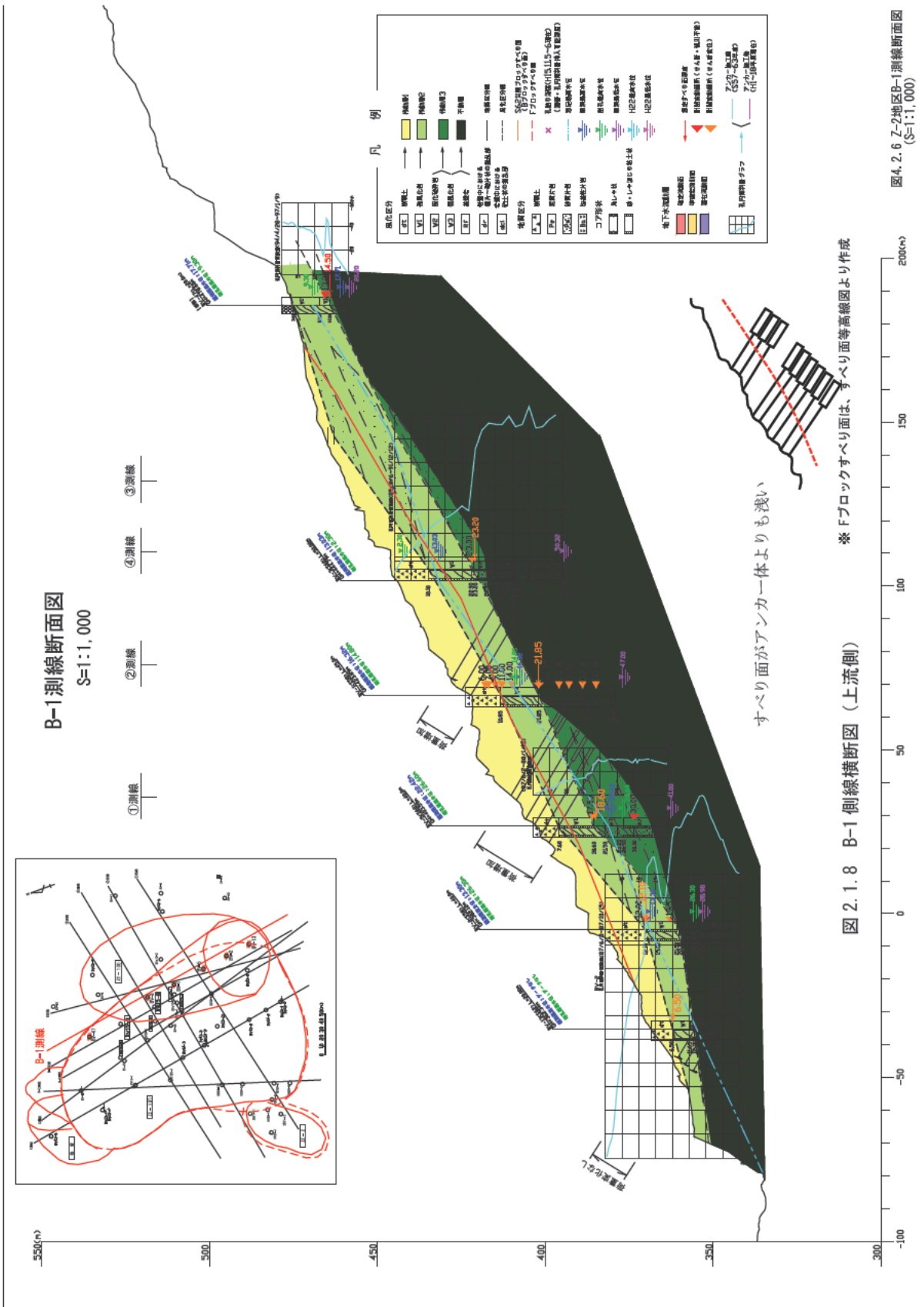
a) 地すべり土塊の変位量と緊張力の関係

アンカー施工前後の孔内傾斜計による孔内水平変位量と荷重を比べるとアンカー施工後にその変位量が減少している。しかし、地すべりの動きは緩慢に継続しており、たとえば図 2.1.4 に示される中段アンカー下流側の上部に設置された BV16-5 孔においてはアンカー施工後も 10mm 程度 (2005/4/25～2007/4/23)の水平変位量が確認されている。このとき、アンカー傾角を 30 度とすると、アンカー軸方向の伸びは 11.5mm 程度となり、アンカー自由長を 25m と推定すると、緊張力の増分は 115kN 程度と計算出来る。一方、同じ期間の荷重計計測値の変化量は、88kN (9tf) となっている。

地すべり土塊の変位量から推定した緊張力の増加量と荷重計で計測された増加量を比較すると 25% 程度の開きはあるものの、地すべり土塊の変位量と荷重増加量は調和している。

b) アンカー体の位置

図 2.1.8～2.1.10 は、各測線の断面図である。すべり面の深さは、上流側の B-1 測線よりも、B-3 測線の方が深く、そのためアンカー体も B-3 測線の方が B-1 側線より深い。すべり面がアンカー体よりも浅い場合、または、すべり面がアンカー体と交差している場合にはアンカーの荷重は増加し、一方、すべり面がアンカー体よりも深い場合にはアンカー荷重は増加していない。











(6) Z2ブロックの変位とアンカー荷重の関係

①アンカー挙動を把握する計測器の配置

善徳地区のZ-2ブロックの計測機器の設置位置を図2.1.11に示す。このうちアンカー荷重の変動が顕著に表れている②測線とB-2測線の交点付近のアンカー荷重の変動状況の概要を図2.1.12に、ボーリングや岩盤変位計とアンカーの位置が確認できるB-2測線の断面図を図2.1.13に示す。

アンカー荷重変動との相関に関わる土塊変位として、B-3測線とB-2測線の間にあるBV16-5の孔内傾斜計による水平変位量と、BVs10-1、BVs10-2、BVs15-1、BVs16-1の岩盤変位計によるアンカー軸方向の変位量に着目する。

この現場に設置されている岩盤変位計は、地中の測定点と地表のセンサー取付面との間に生じた変位量を、ロッドを介して相対変位量として検出するものである。現場では、すべり面深度とその移動量を観測することを目的に設置されている。変位量は、アンカーの打設角度である削孔軸方向に伸びれば、プラスの値として計測される。

②計測結果

(a)孔内傾斜計

表2.1.4はZ-2ブロックの孔内傾斜計観測結果である。BV16-5では、平成17(2005)年4月25日～平成19(2007)年4月23日までの約2年間に22.94mmの水平変位が計測されている。アンカーは水平から下向き30°で打設されているので、土塊変位をアンカーの軸方向の変位に直すと、26.5mmとなる。

表 2.1.4 孔内傾斜計観測結果

孔番	実効深度	観測期間	観測結果		本年度観測期間	H21年度移動量		変位形態	異動性	備考
			累積 (mm)	月平均 (mm/月)		累積 (mm)	月平均 (mm/月)			
BV16-5	23.0～24.0	H17.4.25～H19.4.23	22.94	0.05	—	—	—	—	異常	異常(計測)

(b)岩盤変位計

表2.1.5はZ-2ブロックの岩盤変位計の観測結果一覧である。岩盤変位計は4箇所を設置されているが、このうち、No.75アンカーに最も近い位置にあるBVs10-1の平成12(2000)年6月30日～平成22(2010)年3月1日までの約9年8ヶ月間の変位量は、式2.1.1に示すとおり59.5mmとなる。

$$\delta e_2 = \frac{59.3 + 60.5 + 58.6}{3} = 59.5\text{mm} \quad (\text{式 2.1.1})$$

(アンカー自由長に該当する27.5mより浅い位置の3箇所のデータの平均)

表 2.1.5 岩盤変位計観測結果

計器No	設置深度 (G.L.-m)	観測期間	概算動量		本年度観測期間	本年度実動量		変動形態	累積性	備考
			累積 (mm)	年換算値 (mm/年)		累積 (mm)	年換算値 (mm/年)			
BV <sub>s</sub> 10-1 (自動)	23.0	H12.6.30 ~ H22.3.1	59.3	6.1	H21.3.4 ~ H22.3.1	2.6	2.7	引張	あり	全センサーで引張 変位の累積あり
	25.0	H12.6.30 ~ H22.3.1	60.5	6.3	H21.3.4 ~ H22.3.1	2.8	2.9	引張	あり	
	27.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	58.6	6.1	H21.3.4 ~ H22.3.1	0.1	0.1	引張	あり	
	51.0	H12.6.30 ~ H22.3.1	50.9	6.2	H21.3.4 ~ H22.3.1	2.7	2.7	引張	あり	
	52.0	H12.6.30 ~ H22.3.1	43.6	4.5	H21.3.4 ~ H22.3.1	1.4	1.4	引張	あり	
55.1	H12.6.30 ~ H22.3.1	56.3	5.8	H21.3.4 ~ H22.3.1	2.9	2.9	引張	あり		
BV <sub>s</sub> 10-2 (自動)	13.8	H12.6.30 ~ H22.3.1	-1.3	-0.1	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.6	-0.6	-	なし	全センサー変位なし
	17.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	-1.9	-0.2	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.5	-0.5	-	なし	
	19.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	2.3	0.2	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.3	-0.3	-	なし	
	35.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	-2.4	-0.2	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.5	-0.5	-	なし	
	43.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	-1.3	-0.1	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.5	-0.5	-	なし	
49.5	H12.6.30 ~ H22.3.1	-2.4	-0.2	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.3	-0.3	-	なし		
BV <sub>s</sub> 15-1	4.0	H16.5.25 ~ H22.2.2	3.2	0.6	H21.2.4 ~ H22.2.2	0.4	0.4	引張	あり	すべり面より浅い 24.0mは異常値
	8.0	H16.5.25 ~ H22.2.2	2.5	0.4	H21.2.4 ~ H22.2.2	0.3	0.3	引張	あり	
	12.0	H16.5.25 ~ H22.2.2	4.5	0.8	H21.2.4 ~ H22.2.2	0.5	0.5	引張	あり	
	17.5	H16.5.25 ~ H22.2.2	4.1	0.7	H21.2.4 ~ H22.2.2	0.4	0.4	引張	あり	
	22.0	H16.5.25 ~ H22.2.2	3.5	0.6	H21.2.4 ~ H22.2.2	0.3	0.3	引張	あり	
	24.0	H16.5.25 ~ H22.2.2	-0.0	-0.0	H21.2.4 ~ H22.2.2	-0.1	-0.1	引張	なし	
BV <sub>s</sub> 16-1 (自動)	14.9	H16.10.22 ~ H22.3.1	-3.2	-0.5	H21.3.4 ~ H22.3.1	1.1	1.1	圧縮	なし	G.L.-27.5m以深のセン サーで引張変位を観測
	23.7	H16.10.22 ~ H22.3.1	-4.4	-0.8	H21.3.4 ~ H22.3.1	-0.5	-0.5	圧縮	なし	
	27.5	H16.10.22 ~ H22.3.1	5.8	1.1	H21.3.4 ~ H22.3.1	0.9	0.9	引張	あり	
	32.2	H16.10.22 ~ H22.3.1	19.3	3.7	H21.3.4 ~ H22.3.1	2.2	2.2	引張	あり	
	53.5	H16.10.22 ~ H22.3.1	20.4	3.9	H21.3.4 ~ H22.3.1	4.8	4.9	引張	あり	
53.0	H16.10.22 ~ H22.3.1	26.0	4.9	H21.3.4 ~ H22.3.1	8.4	8.4	引張	ややあり		

※ 年換算値 = (累積実動量) / (観測期間日数) × 365 日

黄色着色：引張の累積変動が観測されている箇所

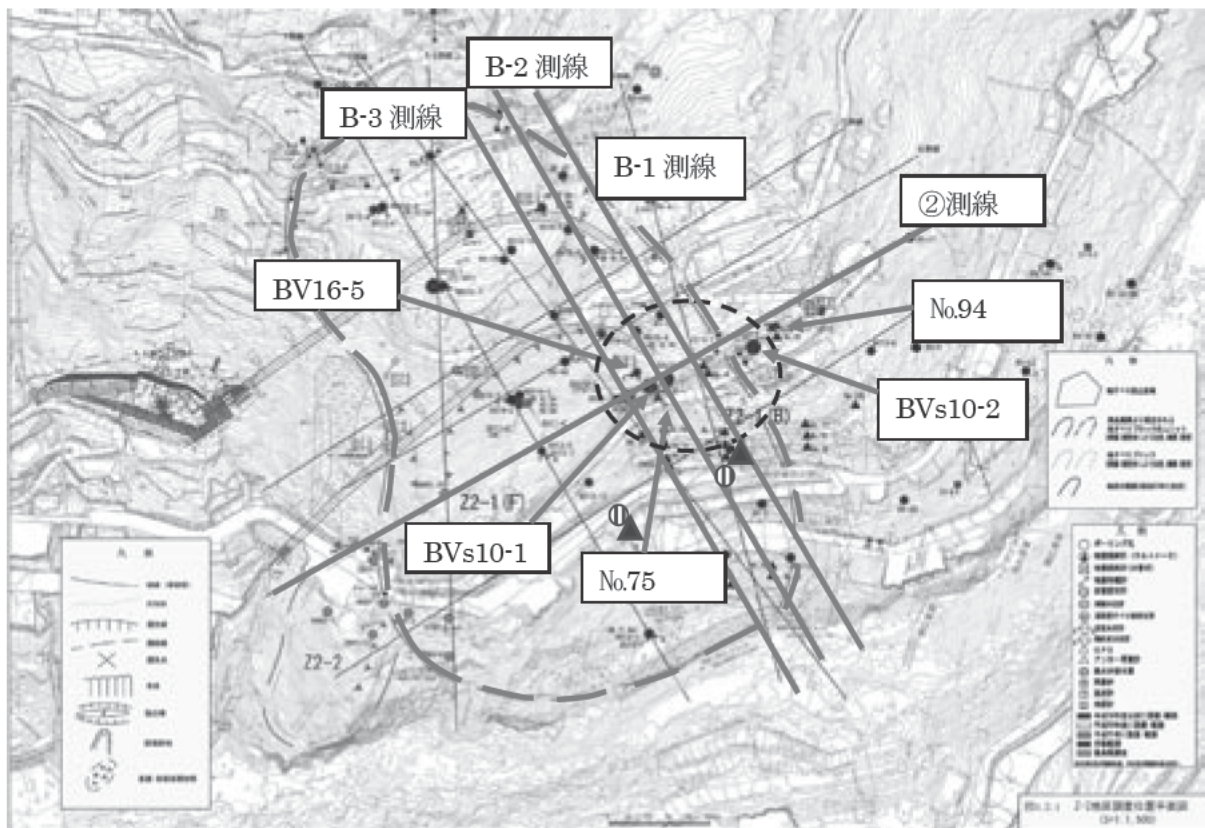


図 2.1.11 Z-2 ブロック全体の計測機器の設置位置





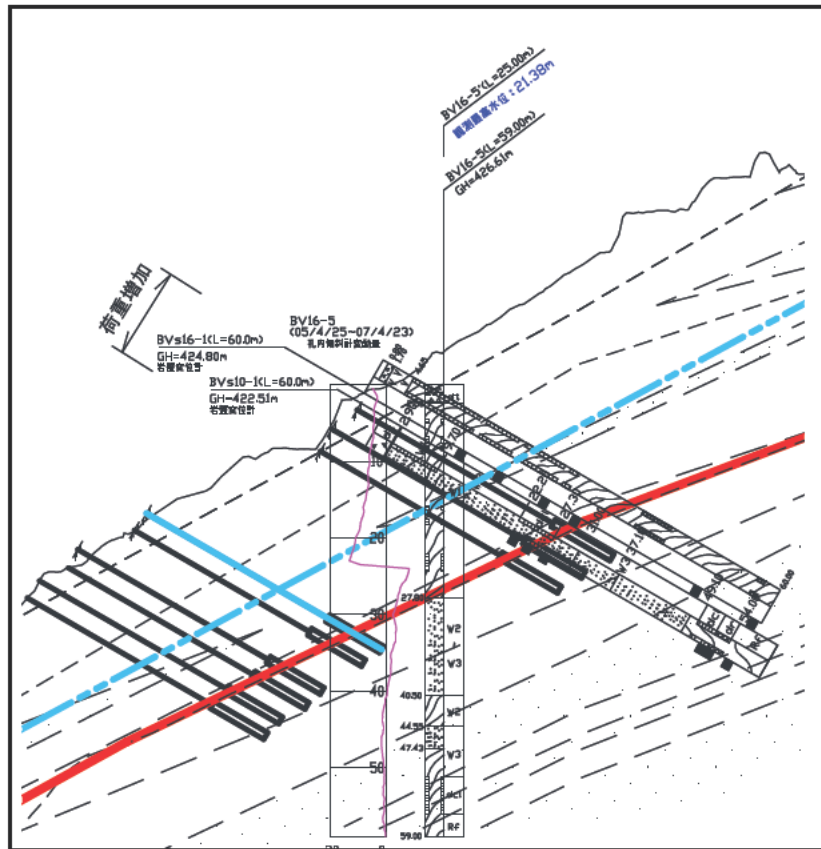


図 2.1.13 B-2 測線断面図

### ③アンカー荷重の変動状況

No.75 のアンカーおよび No.94 のアンカーが含まれる上段の荷重の経時変化を図 2.1.5 に示す。No.75 のアンカーについては荷重の増加量が大きく、1998 年 1 月にリフトオフ試験を実施し、その際に除荷を施しているが、その後も荷重の増加が継続している。

一方、No.94 のアンカーは期間を通して荷重の累積的な変動はほとんど無い。

### ④土塊変位とアンカー荷重の関係

孔内傾斜計 (BV16-5) の孔内水平変位量と、No.75 のアンカーの荷重の関係を検討した。

平成 17(2005)年 4 月 25 日～平成 19(2007)年 4 月 23 日のアンカー荷重の変化量は表 2.1.7 である。表中の最小値と最大値は温度の影響による年荷重変動が含まれているため、アンカー荷重の増分はほぼ同時期となる計測開始日と終了日の荷重の差分を用いた。

表 2.1.7 No. 75 のアンカー荷重計の荷重変動量

荷重計 No.	H17(2005)/4/25 計測値	期間最小値	期間最大値	H19(2007)/4/23 計測値	荷重変動量 (終了－開始)
No.75	123.74 tf	123.16 tf	133.02 tf	132.73 tf	8.99 tf

表 2.1.8 は、式 2.1.2 によって算出した荷重変化によって生じたと考えられるアンカーテンドンの伸び量と、土塊変位量の比である。

孔内傾斜計による孔内水平変位量 26.5mm に対して、No.75 のアンカーの荷重変動量から換算した伸び量は 14.8mm であり、孔内傾斜計による孔内水平変位量に対して 0.55 となった。

$$\delta = \frac{\Delta T \times L_f}{A_s \times E_s} \quad (\text{式 2.1.2})$$

ここで、 $\delta$  : アンカーテンドンの伸び量(mm)

$\Delta T$  : アンカーの荷重変動量(mm)

$E_s$  : アンカーテンドンの弾性係数(=186kN/mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : アンカーテンドンの断面積(=1323.9mm<sup>2</sup>)

$L_f$  : アンカーテンドンの自由長(41.45m)

表 2.1.8 孔内傾斜計と No. 75 の荷重計から換算したアンカー伸び量の比

アンカー荷重計	No.75
孔内傾斜計による孔内水平変位量(mm) $\delta e$	26.5
荷重変化量から換算した伸び量(mm) $\delta a$	14.8
伸び量の比 $\delta a / \delta e$	0.55

次に、岩盤変位計 (BVs10-1) の変位量と No.75 のアンカーの荷重の関係を検討する。平成 12(2004)年 6 月 30 日～平成 22(2010)年 3 月 1 日の期間の岩盤変位計の変位量は 59.5mm である。表 2.1.9 は同期間のアンカー荷重の変動量である。表中の最小値と最大値は温度の影響による変動が含まれているが、計測開始日と終了日の時期が異なるため影響を除去することが困難であった。

表 2.1.9 No. 75 のアンカー荷重計の荷重変動量

荷重計 No.	H12(2000)/6/30 計測値	期間最小値	期間最大値	H22(2010)/3/1 計測値	荷重変動量 (終了－開始)
No.75	93.47 tf	93.04 tf	137.26 tf	136.47 tf	43.00 tf

表 2.1.10 には、式 2.1.2 によって算出した荷重変化によるアンカーテンドンの伸び量と、岩盤変位計による変位量の比を示した。

岩盤変位計による土塊変位量 59.5mm に対して、No.75 のアンカーの荷重変動量から換算した伸び量は 71.0mm であり、岩盤変位計による変位量に対して 1.19 となった。

表 2.1.10 岩盤変位計とアンカー伸び量の比較

アンカー荷重計	No.75
岩盤変位計による土塊変位量(mm) $\delta e$	59.5
荷重変化量から換算した伸び量(mm) $\delta a$	71.0
伸び量の比 $\delta a / \delta e$	1.19

#### ⑤地すべり計測機器とアンカー荷重計の変動量の関係

No.94 のアンカーの荷重は計測期間中にほとんど変動が無いのに対して、No.75 のアンカーの荷重は増加している。また、岩盤変位計の挙動を確認すると、No.94 と No.29 に対応する BVs10-2 の計測値はほとんど変動が無いのに対して、No.75 と No.7 に対応する BVs10-1 の計測値からは、60mm 近い土塊変位量が確認された。本現場においては、これらのデータの対比から、土塊変位量とアンカー荷重に相関がある、すなわち土塊が谷側に変位すればアンカー荷重が増加するという関係があるといえる。

No.75 のアンカーについて、地すべり計測機器による変位量とアンカー荷重計による変動量から換算した伸び量を比較したが、孔内傾斜計の孔内水平変位量とアンカー荷重計から換算した変位量の比は 0.55、岩盤変位計の変位量とアンカー荷重計から換算した変位量の比は 1.19 となり、岩盤変位計の方が伸び量の比が 1.0 に近い対応を示していた。

## 2.2 岩城地区<sup>いわき</sup>

### (1) 現場概要

計測対象の現場は、出羽丘陵の日本海沿岸に位置している。現場周辺は、標高 100～150mの丘陵低山地が南北に分布している。現場の地形には次の特徴が見られ、切土のり面の安定に対して問題のある斜面と判断され、アンカーなどによる対策がなされた。

- ①現場の斜面は標高 140m の稜線から東に張り出した山腹である。
- ②周辺では南北性の方向を有するリニアメントが数条確認されている(図 2.2.1)。
- ③山腹斜面は、不規則な凹凸、緩斜面の分布、凸状に張り出した斜面脚部の存在など地すべりの履歴を有するよう見えるが、張り出しの規模に見合う滑落崖がないことや斜面内下方に縦方向の沢が発達することから、明瞭な地すべり地形ではないと推定される。
- ④切土のり面上方には、帯状凹地や平坦面、緩斜面、開析された直線状の沢が南北に分布する。

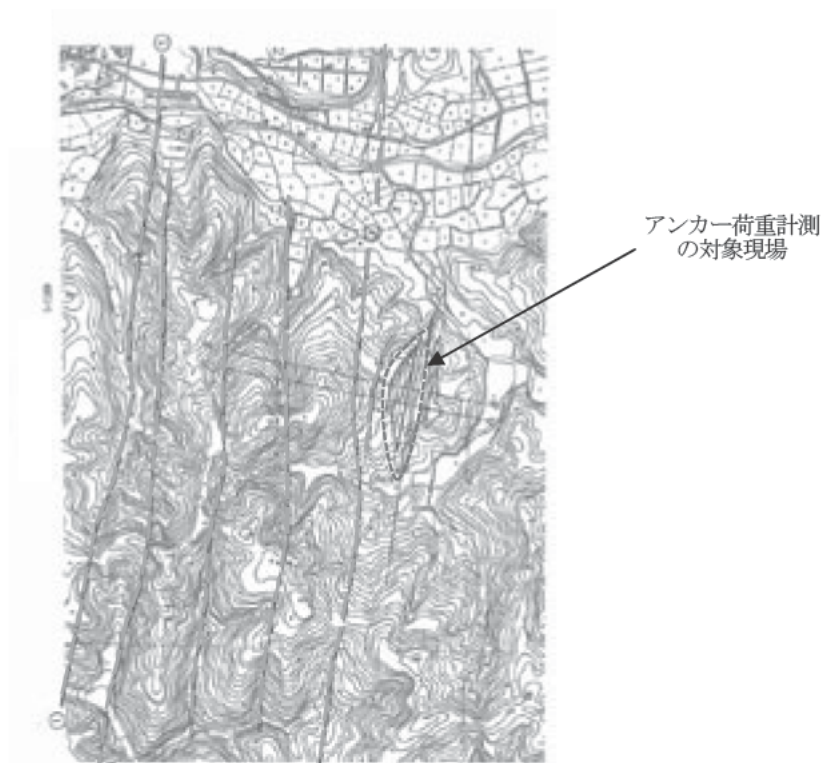


図 2.2.1 現場周辺のリニアメントの分布 (地形図)

### (2) 地質概要

現場周辺の地質は、新第三紀中新世船川層の泥岩層(Fm：砂岩、凝灰岩の薄層を互層状に多く挟在する)・凝灰岩層(Ftf)を基盤とし、これを被覆して沖積層(al)、崩積土(dt)および表土(ts)が分布する。現場の地質には、次の特徴があるとされる(図 2.2.2)。



- ①地層の分布や地質構造は、東西から圧縮される地質構造であり、南北系の断層、その他断層と背斜・向斜を繰り返しているため複雑である。
- ②現場西側の地層は、切土のり面に対して流れ盤構造となる。

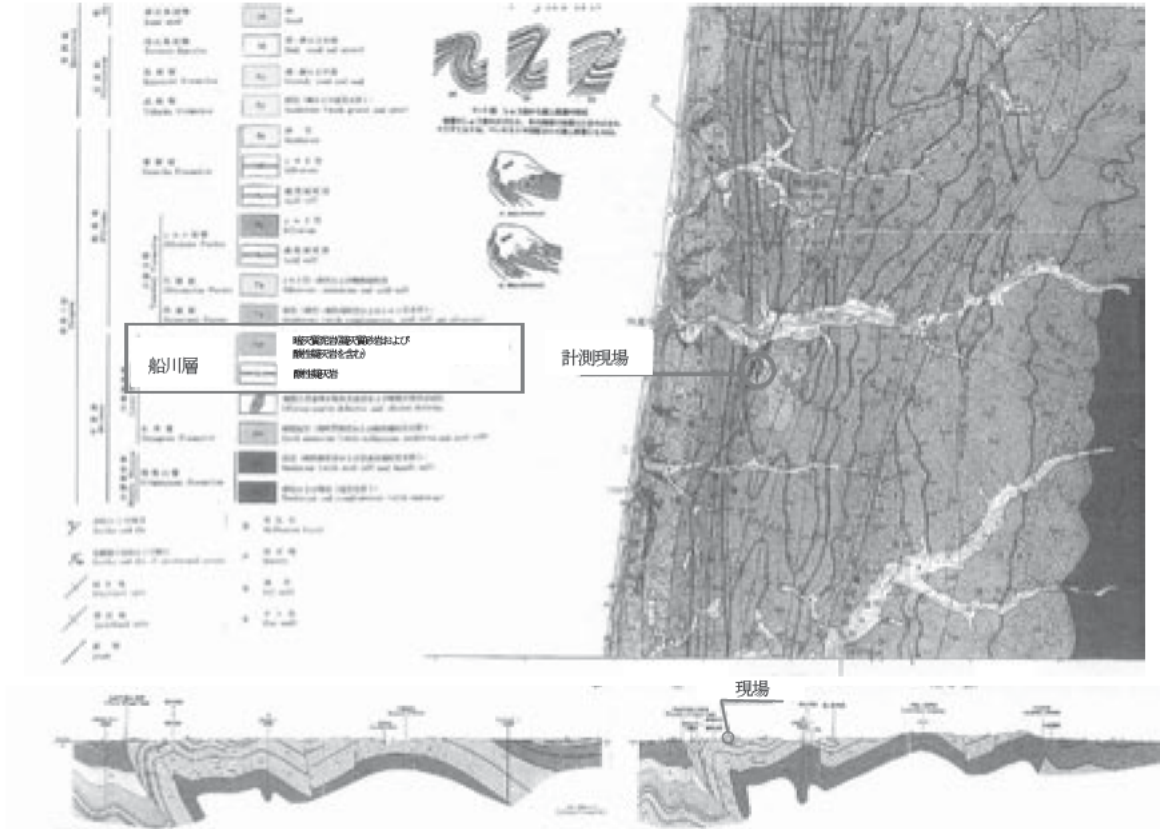


図 2.2.2 周辺の地質平面図・断面図<sup>1)</sup>

### (3) 対策工実施までの経緯

図 2.2.3 は、対策工実施までの経緯である。現場では、法面の切土施工中に地すべり滑動の予兆が認められたために押え盛土工が行われた。その後、対策工が検討され、頭部排土工とアンカー工を追加した対策工が実施された。このアンカー工の施工時において、最下段の法面掘削のときにさらに変状が発生したため、アンカー工の増し打ちを実施している。

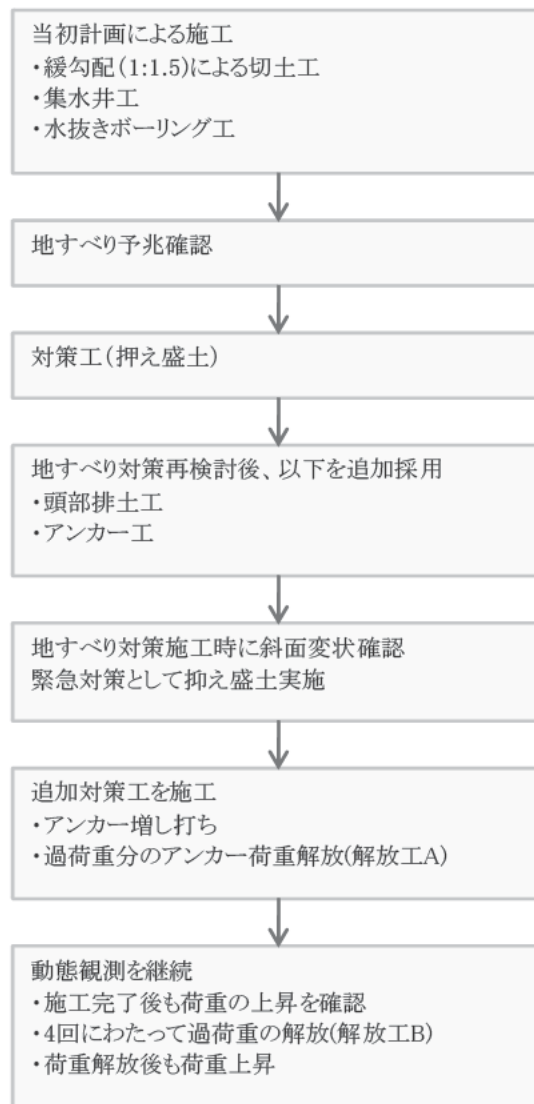


図2.2.3 対策工実施の流れ

#### (4) 地すべり形態

現場の法面では切土に伴う応力開放により地すべりが発生し、背後に拡大すると考えられた。すべりの形態は法尻に抜けた層理面をすべり面とし、背後の破碎帯を頭部とする風化岩地すべりとして対策工の検討をしている。図2.2.4は、地すべり対策の断面である。現場での地すべりの素因・誘因は、次のとおりである。なお、現場では発生した地すべり以外に、計画された頭部排土工の影響で発生する恐れのある二次的な地すべりも想定していた。

##### 【素因】

##### 地形・地質

- ・切土面に対し10°程度の流れ盤である。
- ・泥岩層理面に鏡肌と薄い粘土を挟む面が確認されている。

- ・切土法面の法肩付近の背後に破碎された断層がある。
- 地下水
- ・後背地の断層破碎帯および砂岩層の層理面に沿って流下する裂か水が確認されている。

【誘因】

地形改変

- ・盛土材用の土取りのために切土が行われた。

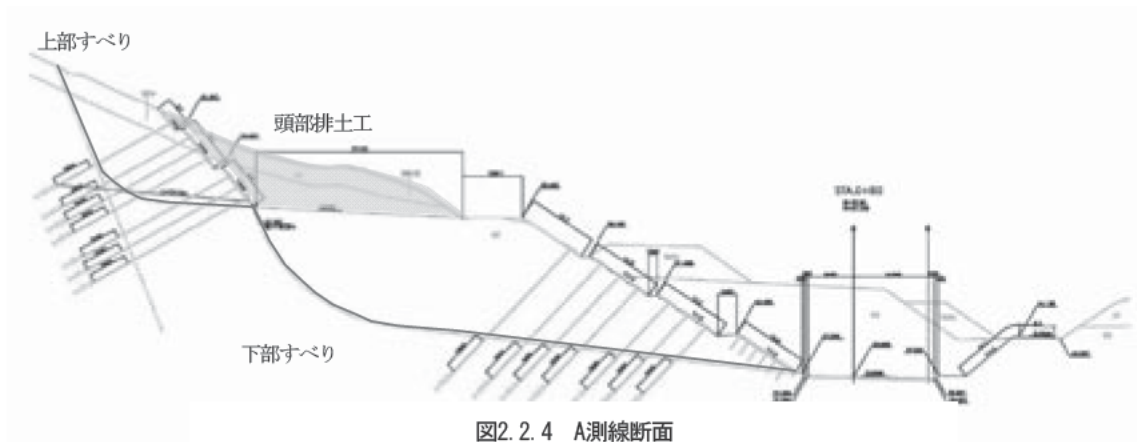


図2.2.4 A測線断面

(5) 対策工の諸元

①アンカー諸元

当該地での対策工は、前述の上部すべりと下部すべりに分けて設計が行われている。設計条件の諸数値及びアンカー諸元を表 2.2.1 と表 2.2.2 にまとめた。

表 2.2.1 地すべり対策工の設計条件

設計条件	上部すべり		下部すべり			
	A 測線	B 測線	A 測線	B 測線	C 測線	D 測線
必要抑止力 $P_r$ (kN/m)	1126.7	762.7	909.9	1215.0	305.2	250.7
すべり面角度 $\theta$ ( $^{\circ}$ )	18	2.9	6.7	8.0	7.6	16.0
内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )	7.209	4.537	4.922	6.719	0.264	11.050
アンカー傾角 $\alpha$ ( $^{\circ}$ )	28.7	28.7	45.0	45.0	45.0	45.0
水平間隔@ (m)	2.5	2.5	3.0	3.0	4.0	3.0
設計アンカー力 $T_a$ (kN)	603.6	533.7	567.4	654.8	666.0	573.6
周面摩擦抵抗値 $\tau$ (N/mm $^2$ )	0.53	0.53	0.40	0.40	0.40	0.40

表 2.2.2 アンカー諸元

諸元	上部すべり		下部すべり			
	A 測線	B 測線	A 測線	B 測線	C 測線	D 測線
種別	PC 鋼より線 (EHD アンカー)		複合 PC より線 (SEEE アンカー)			
定着方式	くさびタイプ		ナットタイプ			
設計アンカー力 $T_a$ (kN)	603.6	533.7	567.4	654.8	666.0	573.6
規格	EHD5-6	EHD5-5	F100MA	F130MA	F130MA	F100MA
削孔径(mm)	115	115	115	135	135	115
アンカー体長 $l_a$ (m)	8.0	7.0	10.0	10.0	10.0	10.0

表 2.2.2 の上部すべりおよび下部すべりアンカーの種別は、図 2.2.5 および図 2.2.6 のとおりである。

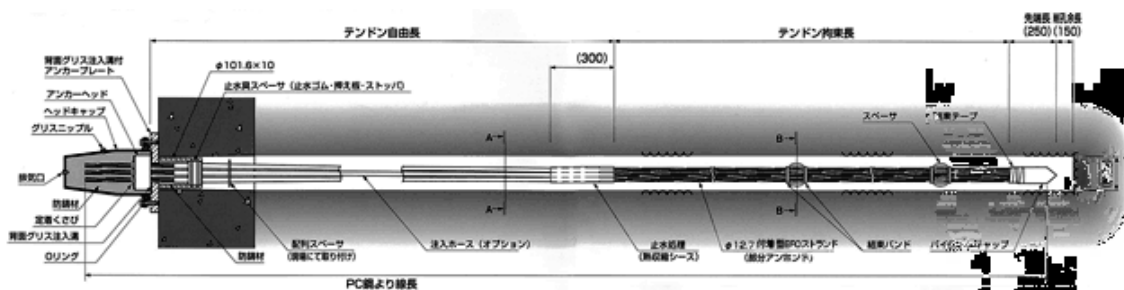


図2.2.5 EHD永久アンカー仕様<sup>2)</sup>

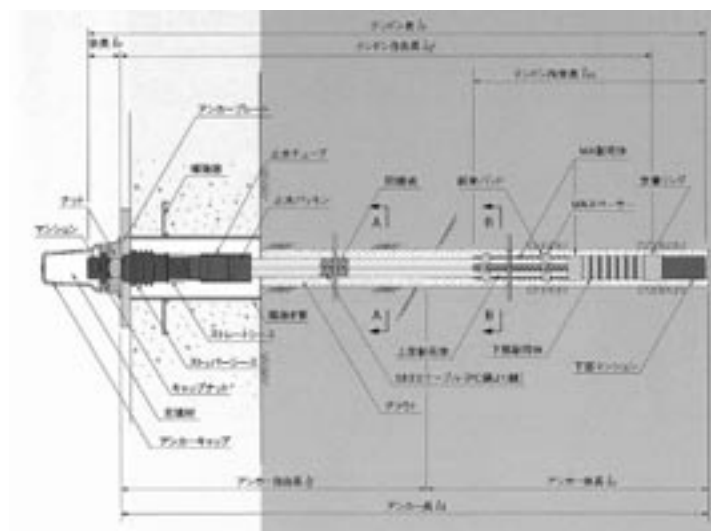
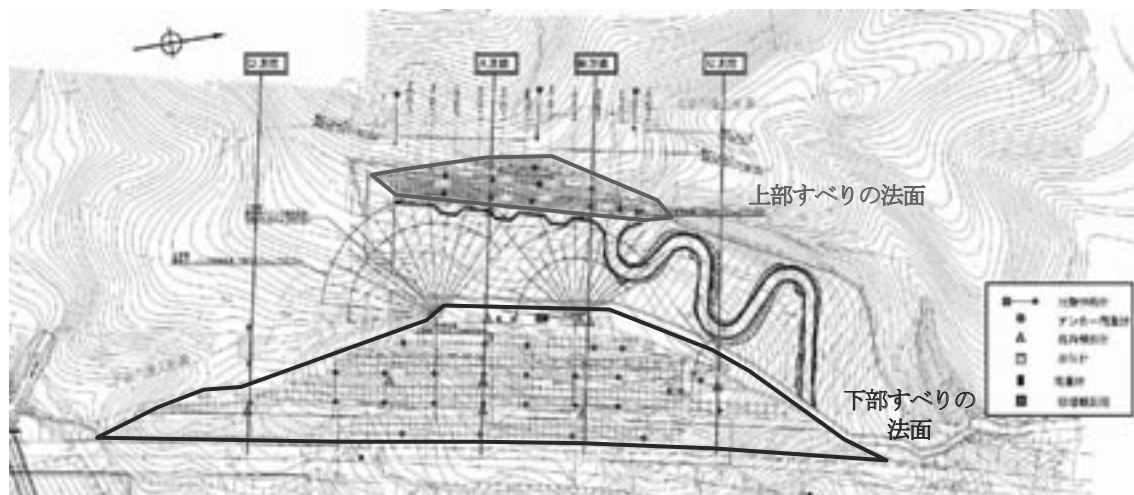


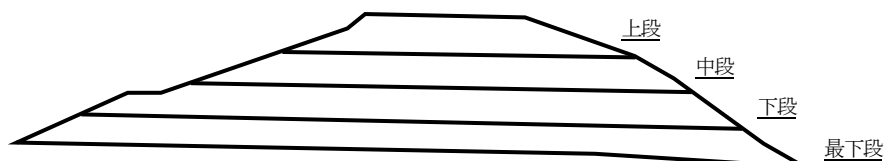
図2.2.6 SEEE永久グラウンドアンカー(タイプLM型)仕様<sup>3)</sup>

②アンカー荷重計の配置

切土時の動態観測を行う目的で、地盤伸縮計・孔内傾斜計・水位計・雨量計・アンカー荷重計を、図 2.2.7 に示す各所に設置された。アンカー荷重計の配置数は、上部すべりおよび下部すべりを対象に 35 基であった。設計断面である A および B 測線には 4 基設置され、のり高の小さい C および D 測線には各測線に対して 1 基設置されていた。さらに設計断面のほかにもアンカー荷重計の配置は概ね等間隔になされていた。施工中に現場では表 2.2.3 に示すアンカー荷重計による管理基準を設定し、施工がなされた。



(a) 観測計器の配置



(b) 下部すべり法面の各段名称

図 2.2.7 観測計器の配置

表 2.2.3 管理基準値 (施工中)

対応区分			体制なし	レベル I	レベル II	レベル III	
管理基準値	地盤伸縮計		2mm 以下/1 時間	2mm 以上/1 時間	10mm 以上/1 日	100mm 以上/1 日	
	孔内傾斜計		2mm 以下/1 時間	2mm 以上/1 時間	10mm 以上/1 日	100mm 以上/1 日	
	荷重計	上	A 測線 $T_a=603.6\text{kN}$	—	$\pm 30.2\text{kN}$	$\pm 30.2\sim\pm 60.3\text{kN}$	60.4kN 以上
		B 測線 $T_a=533.7\text{kN}$	—	$\pm 26.7\text{kN}$	$\pm 26.7\sim\pm 53.4\text{kN}$	53.4kN 以上	
	下部	A 測線 $T_a=567.4\text{kN}$	—	$\pm 28.4\text{kN}$	$\pm 28.4\sim\pm 56.7\text{kN}$	56.7kN 以上	
		B 測線 $T_a=654.8\text{kN}$	—	$\pm 32.7\text{kN}$	$\pm 32.7\sim\pm 65.5\text{kN}$	65.5kN 以上	
		C 測線 $T_a=666.0\text{kN}$	—	$\pm 33.3\text{kN}$	$\pm 33.3\sim\pm 66.6\text{kN}$	66.6kN 以上	
	D 測線 $T_a=573.6\text{kN}$	—	$\pm 28.7\text{kN}$	$\pm 28.7\sim\pm 57.4\text{kN}$	57.4kN 以上		
雨量計		—	連続 100mm 以上	連続 100mm 以上	—		

$T_a$ : 設計アンカー力



## (6) アンカー荷重変動

### ①アンカー荷重計の計測値の特徴

図 2.2.8 は、下部法面におけるアンカー荷重計の中で特に顕著な動きを示した B 測線の観測データである。2005 年 9 月に施工していた法面の最下段の掘削時に地山の変状が発生し、それに伴い、アンカー荷重の増加が確認された。応急の対策を行うとともに、荷重が大幅に増加したアンカーについては除荷がなされている。この除荷の作業は解放工とも呼ばれている。

対策は 2006 年 4 月に終了したが、その後も動態観測を継続して行っており、荷重の増加傾向が確認されている。対策工完了後に数回の除荷を行っているが、その後も荷重の増加傾向は継続している。

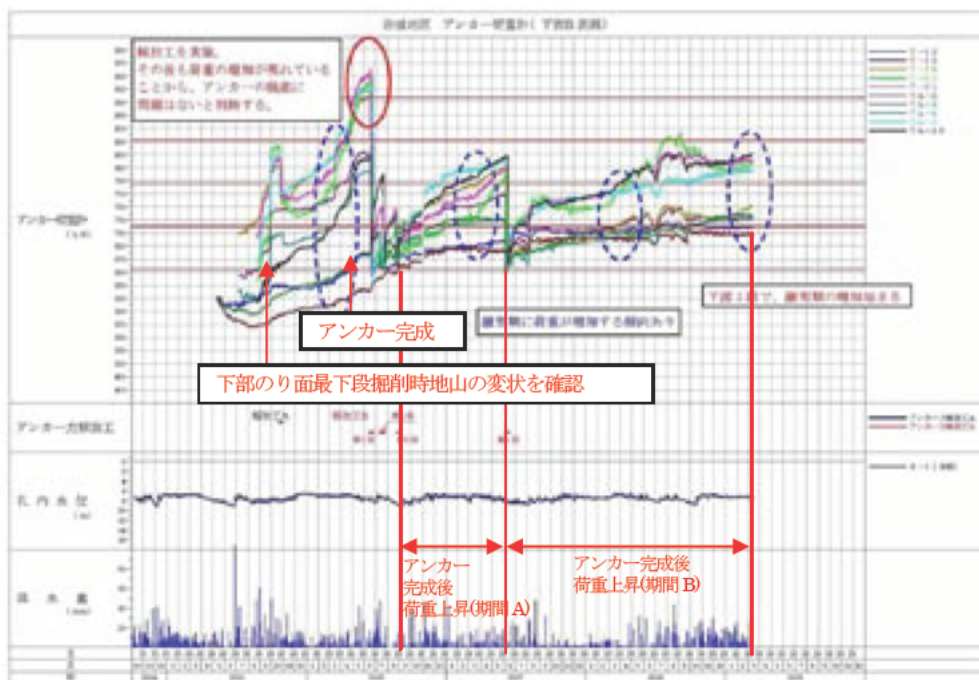


図 2.2.8 B 測線のアンカー荷重変動図

アンカー荷重の増加傾向を面的に把握するため、平面図に計測したアンカー荷重と設計アンカー力に対する割合を色分けして整理を行った。図 2.2.9 は、図 2.2.8 における期間 A に相当する 2006 年 9 月から 2007 年 6 月までのアンカー荷重の平面的な分布であり、図 2.2.10 は、図 2.2.8 における期間 B の 2007 年 9 月から 2009 年 3 月までの荷重の平面的な分布を示した平面図である。それぞれの期間において、その直前に除荷が行なわれている。これらアンカー荷重変動の平面的な分布には次の特徴が見られた。

- 期間 A、B ともにアンカー荷重の増加範囲は、増分の大きな箇所を中心に徐々に広がっている。
- 期間 A よりも除荷の後の期間 B の方が、アンカー荷重の増加する領域は拡大する傾向であった。

アンカー解放工B 第3回



アンカー解放工B 第4回

図2.2.9 2006年9月～2007年6月まで（期間A）の下部法面の平面荷重変化

アンカー解放工B 第4回



観測の継続

図2. 2. 10 2007年9月～2009年3月まで(期間B)の下部法面の荷重変化

②アンカー荷重変動の原因

一般にアンカー荷重変動については、様々な要因があるとされる。代表としては、地すべりに伴うアンカー荷重の増加や気温変化によるアンカー荷重の回帰変動が挙げられる。この現場では、対策工の経緯でも示したように地山の変状が繰り返し発生しており、その度に対策が施工されてきた。アンカー荷重の増加も地



山の変状に伴い増加している。これらから、地すべり滑動に伴ったアンカー荷重の増加が生じていると考えられる。図 2.2.10 の期間 B におけるアンカー荷重の増加する範囲は、下部法面の下段付近から始まり、そこから周辺に拡がっている。この原因としては次の事項が考えられる。

- a)法面下段の方が地すべりに伴う土塊の変位量大きい。
- b)下段の方のアンカー自由長が短く、法面全体が同じ変位量でも下段の荷重が大きく上昇する。

必ずしも地すべりの変位方向とアンカー伸び方向が一致するわけではなく、アンカー自由長に違いはあるが、荷重変動を面的に捉えることにより、地すべりの滑動の規模や方向がある程度推測できると考えられ、定量的な地すべりの変動量の推定はできると考えて、表 2.2.4 に示す荷重増加に伴うアンカーの伸び量をアンカー荷重の増加量およびアンカー規格から換算した。

図 2.2.11 および図 2.2.12 は、法面中段、下段の B 測線付近で大きな値を示しており、算出したアンカーの伸び量も同様に中段・下段の B 測線付近で増加し、荷重の増加の大きいエリアで換算したアンカーは伸び量も大きくなる傾向にある。

地すべりによる法面の変位は、法面中段・下段の B 測線付近で大きくなり、これに伴い荷重が増加したことが推測される。

表 2.2.4 荷重増加に伴うアンカー換算伸び量

のり面位置	荷重計No	測線	自由長(m)	荷重増減に伴うアンカー換算伸び量(mm)	
				2006年9月～2007年6月 期間A	2007年9月～2009年3月 期間B
上段	T-11	A	32.61	0.00	3.82
上段	TA-1	A	32.11	4.34	4.46
上段	T-12	B	31.06	2.24	5.15
上段	TA-2	B	32.06	2.31	4.11
上段	TA-3	B	31.06	8.96	7.37
中段	T-13	A	27.61	1.24	4.23
中段	T-14	A	25.61	4.62	6.46
中段	TA-4	A	26.61	0.00	4.00
中段	T-15	B	25.56	2.76	11.06
中段	T-16	B	25.06	9.03	16.08
中段	TA-5	B	25.06	6.32	6.65
中段	TA-6	B	25.06	—	—
中段	TA-7	C	23.56	5.10	8.03
下段	T-18	A	20.61	1.86	2.04
下段	T-19	A	18.61	5.03	11.57
下段	TA-8	A	20.61	4.09	4.01
下段	T-20	B	18.56	8.70	14.72
下段	T-21	B	19.06	8.25	14.70
下段	TA-9	B	18.06	4.56	13.72
下段	TA-10	B	19.06	9.62	17.07
下段	T-22	C	17.06	6.76	9.22
下段	T-17	D	21.61	—	—
最下段	T-23	A	12.56	2.72	5.61
最下段	T-24	A	12.56	5.43	10.05
最下段	T-25	B	12.56	4.07	8.15
最下段	T-26	B	12.56	4.53	7.97

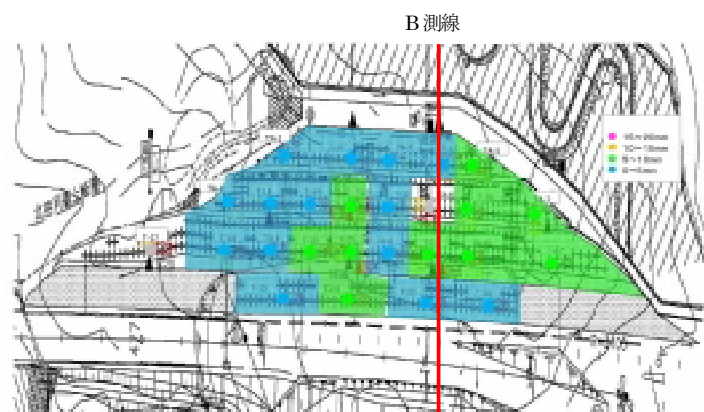


図 2. 2. 11 アンカー頭部変位の面的分布  
(期間 A : 2006 年 9 月から 2007 年 6 月まで)



図 2. 2. 12 アンカー頭部変位の面的分布  
(期間 B : 2007 年 9 月から 2009 年 3 月まで)

### ③土塊変位の状況

図 2.2.13 および図 2.2.14 は下部すべり法面の平面図と断面図である。縦型伸縮計は最下段法面と下部 3 段法面の間に S-1、S-2、S-3 の 3 箇所設置されている。図 2.2.15 および図 2.2.16 は下部すべり法面を対象として 2007 年 8 月～2011 年 5 月の約 4 年間観測された縦型伸縮計、水位計、降水量、積雪量およびアンカー荷重の変動を示したものである。

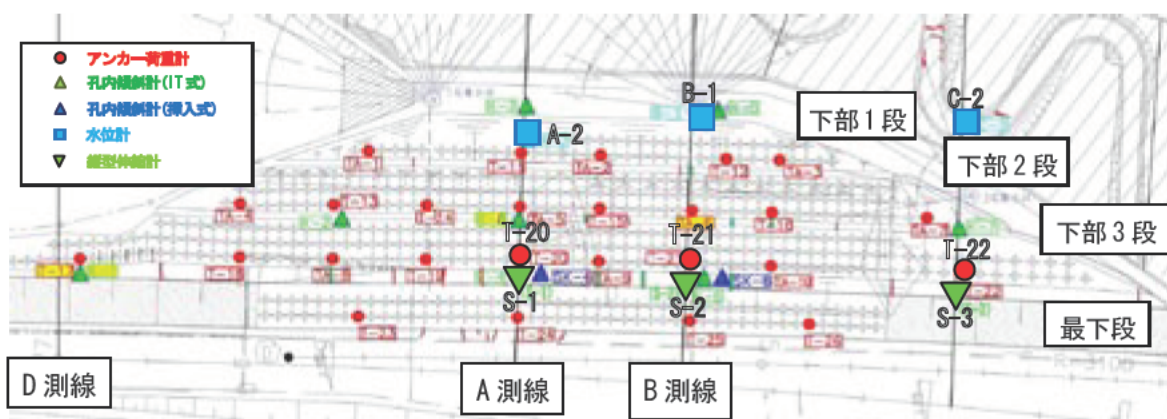


図 2.2.13 計測機器の設置位置図

図 2.2.15 より、地すべりブロックの中央付近にある S-1 および S-2 は縦型伸縮計の伸びが著しく、それぞれ初期値に対して約 37mm、約 30mm 増加した。S-3 については約 3mm の増加に留まっている。地すべりはブロックの端部よりも中央が活発に滑動していること示している。

縦型伸縮計は 3 基とも季節ごとに周期的な変動を繰り返しながら増加している。冬季に伸びが停滞し、3 月から 4 月頃の融雪期に増加傾向が加速する傾向が見られる。

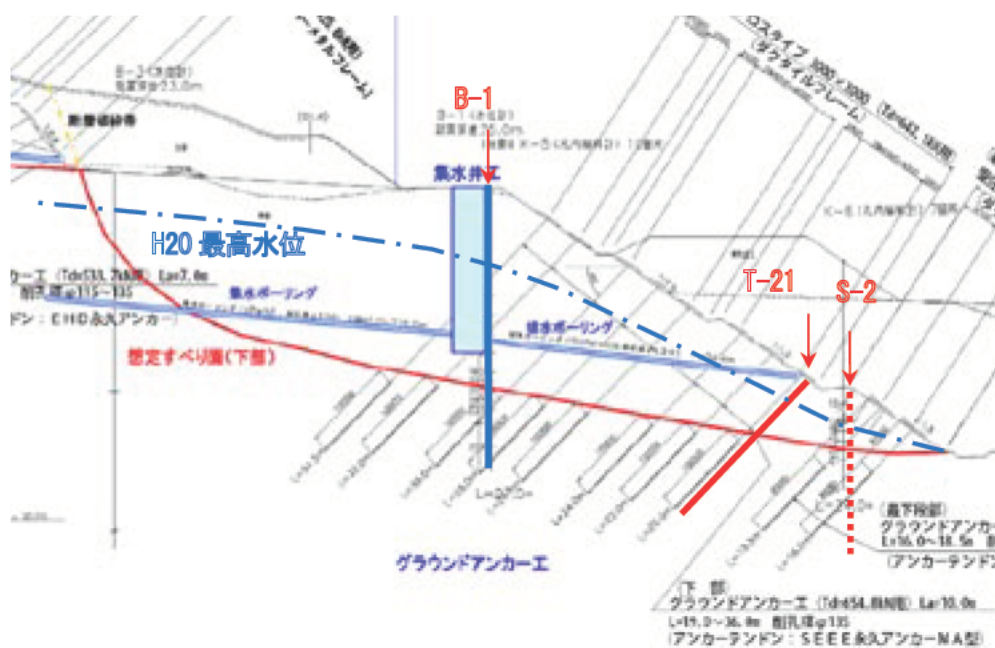


図 2.2.14 横断面図(B 測線)

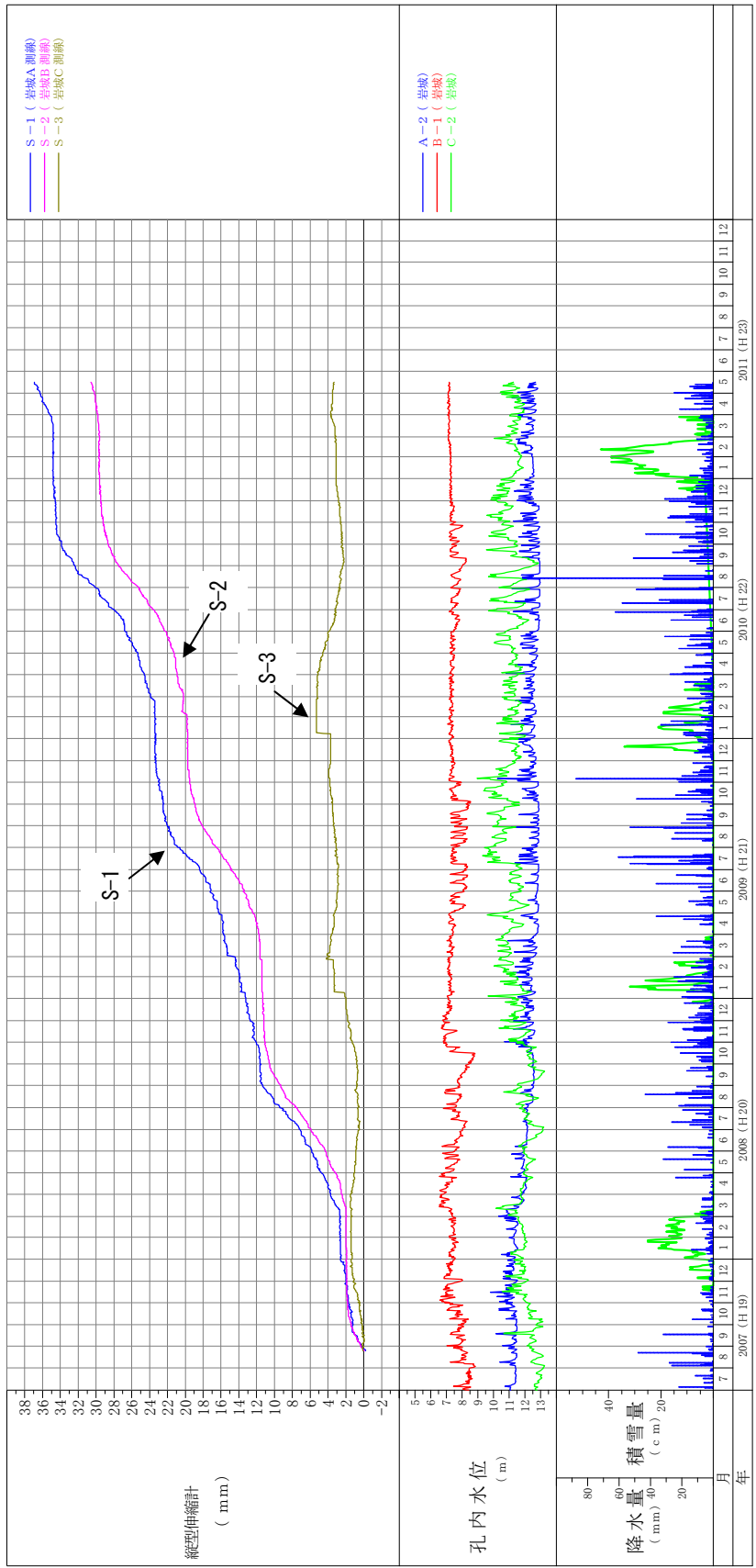


図 2. 2. 15 縦型伸縮計、孔内水位、降水量、積雪量の経時変

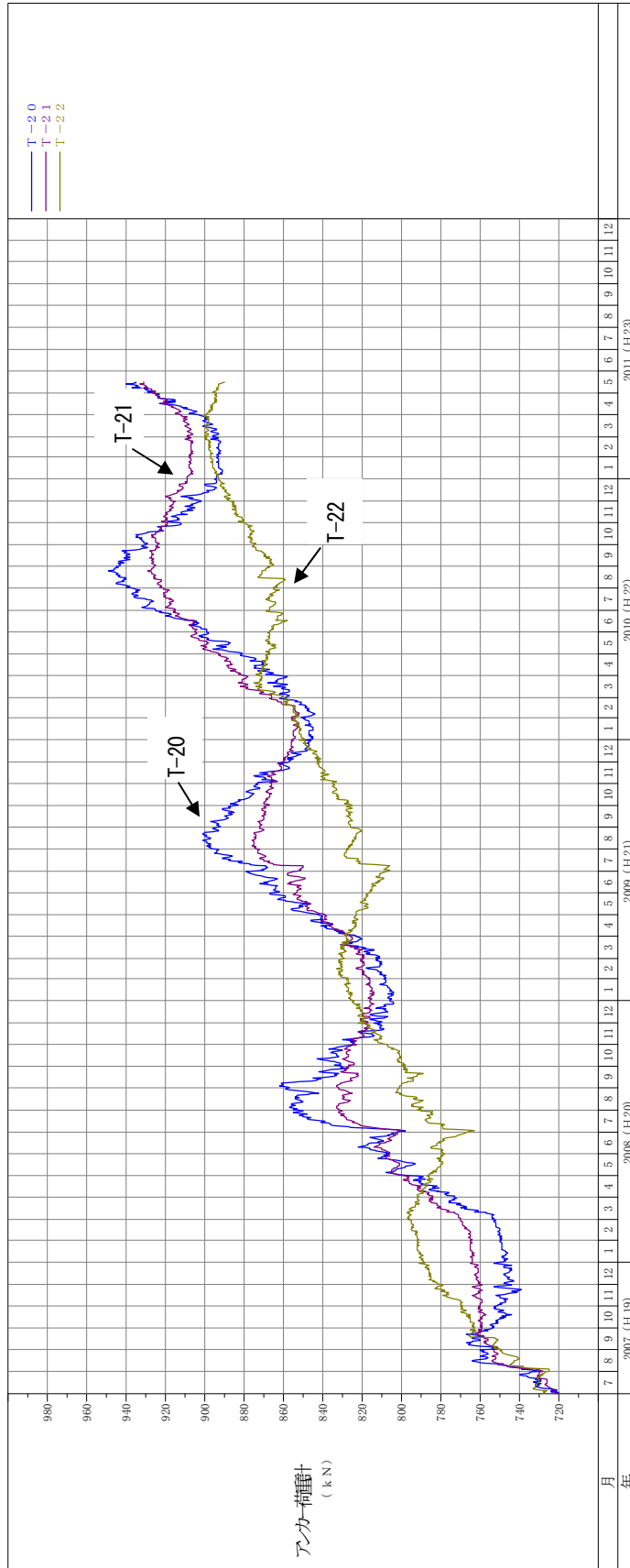


図 2.2.16 アンカー荷重変動図

#### ④土塊変位とアンカー荷重の関係性

縦型伸縮計とアンカー荷重計の2時期の計測値を用いて、縦型伸縮計の伸び量 ( $\delta_e$ ) と荷重の変動量から換算したテンドンの伸び量 ( $\delta_a$ ) を対比した。アンカーは水平から下向き  $45^\circ$  の角度で打設されていることから、伸縮量をアンカー方向に換算した。表 2.2.5 には、縦型伸縮計およびアンカー荷重計の計測値を、表 2.2.6 にはアンカーの諸元を示した。

表 2.2.5 縦型伸縮計およびアンカー荷重計の計測値

種別	機器番号	2007年8月25日 (a)	2011年5月16日 (b)	差分 (b)-(a)	角度による換算値 (mm)
縦型伸縮計 (mm)	S-1	-0.2	36.9	37.1	52.5
	S-2	-0.1	30.6	30.7	43.4
	S-3	0.1	3.3	3.3	4.7
アンカー荷重計 (kN)	T-20	756	935	179	—
	T-21	751	931	180	—
	T-22	747	890	143	—

表 2.2.6 アンカーの諸元

項目	単位	T-20	T-21	T-22
テンドン種別	—	SEEE F130MA	SEEE F130MA	SEEE F130MA
設計荷重	kN	654.8	654.8	666.0
自由長	m	18.56	19.06	17.06
弾性係数	kN/mm <sup>2</sup>	200	200	200
断面積	mm <sup>2</sup>	693.5	693.5	693.5

一般に、テンドンの伸び量は、次式で表される。

$$\delta_a = \Delta T \times L_f / (A_s \times E_s) \quad (\text{式 2.2.1})$$

ここで、 $\delta_a$  : テンドンの伸び量

$\Delta T$  : アンカーの荷重変動量

$E_s$  : テンドンの弾性係数

$A_s$  : テンドンの断面積

$L_f$  : テンドンの自由長

式 2.2.1 により、アンカー荷重の変動量からテンドンの伸び量に換算したものを表 2.2.7 に示す。A 測線と B 測線の、伸び量の比はそれぞれ 0.46、0.57 である。一方、C 測線では 3.85 となり、計測により得られた地盤変位量以上にアンカーが伸びている結果となった。

表 2.2.7 縦型伸縮計およびアンカーの伸び量比較

測線	A 測線(S1-T20)	B 測線(S2-T20)	C 測線(S3-T22)
縦型伸縮計による伸び量(mm) $\delta_e$	52.5	43.4	4.7
テンドンの伸び量(mm) $\delta_a$	23.9	24.7	18.1
伸び量の比 $\delta_a / \delta_e$	0.46	0.57	3.85

⑤地すべり計測機器とアンカー荷重計の変動量の関係

土塊変位量とアンカー荷重の変動量には調和的であり、地すべりが滑動すればアンカー荷重が増加するという関係があるといえる。ただし、縦型伸縮計による伸び量とアンカーの伸び量を比較すると、伸び量の比にはばらつきがあった。



## 2.3 おおど 大渡ダム（森山C地区）

### (1) 現場概要

現場は仁淀川流域の大渡ダム貯水池の斜面である。周辺の地質は、図 2.3.1 のとおり秩父帯であり、主に堆積岩で構成される。地層の走向は東北東～西南西である。地質年代は古生代～中生代と古く、岩石自体は固いが、風化や変質、地層の走向傾斜を要因とした地すべりが確認されている（図 2.3.2）。

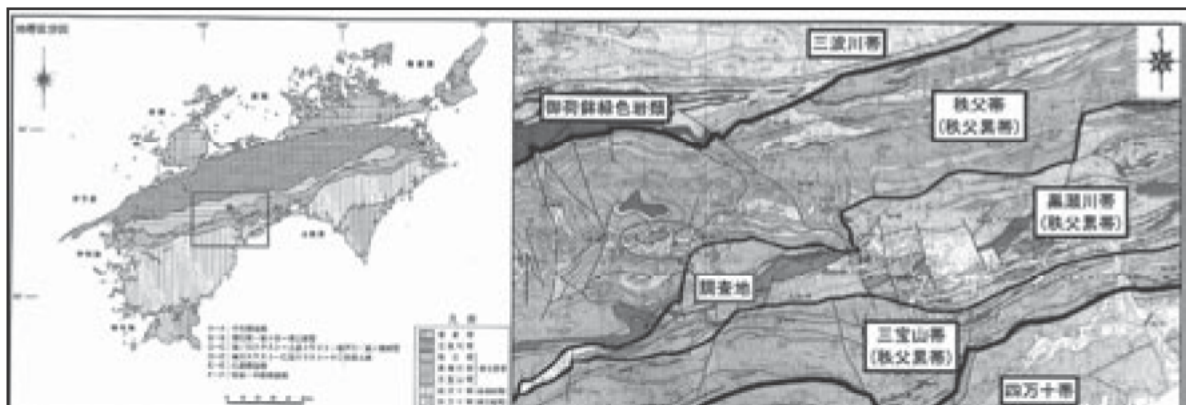


図 2.3.1 現場周辺の地質図<sup>1)</sup>

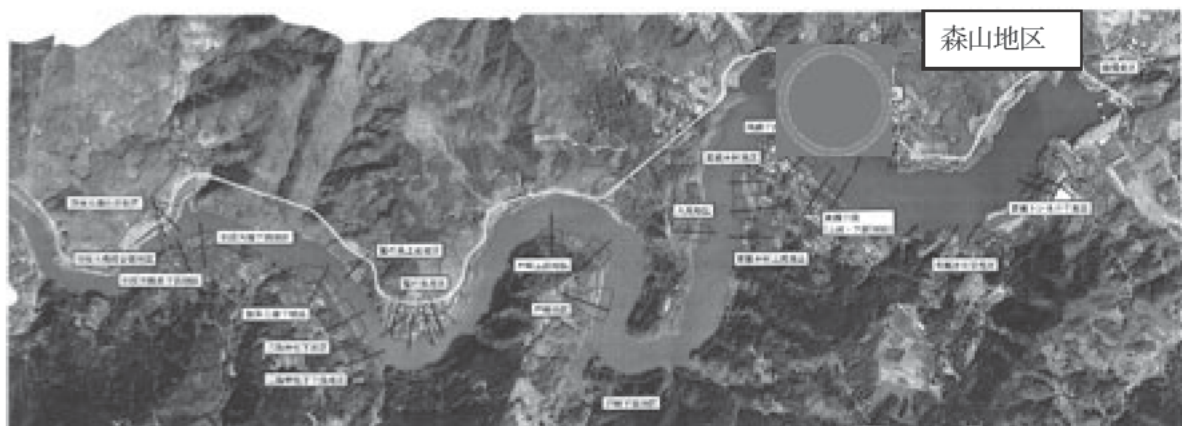


図 2.3.2 現場周辺の地すべりの分布<sup>1)</sup>

### (2) 対策工の経緯

ダム供用開始以前から地すべり対策を行っており、供用開始後も高瀬トンネル下地区、鷺の巣地区、森山地区での地すべり性の変状が観測され、対策が施工された。表 2.3.1 は、森山地区の対策工の経緯である。森山C地区（図 2.3.3 および図 2.3.4）については当初想定していたすべりよりも大きなすべりが発生したので、アンカー工と集水井工で対策を行っている。森山C地区では、アンカーに荷重計を設置して、長期モニタリングが行われている。



表 2.3.1 森山地区の対策経緯

年度	経緯
S53～S56(1978～1981)	森山C地区での地すべり対策工実施
S56～S57(1981～1982)	試験湛水実施(3回、中断も含めて)
S57～S62(1982～1987)	地すべり対策工実施
S62～ (1987～ )	ダム供用開始
H10(1998)	(大渡ダム貯水池委員会) 森山地区での変動・変状 地すべり対策工が必要であるが、数年は 監視・観測で対応可能
H15(2003)	(大渡ダム貯水池委員会) 森山C地区での対策工について検討
H17(2005)	森山C地区・・・アンカー工・集水井施工
H21(2009)	アンカー工完了



図 2.3.3 対策平面 (赤枠内が森山C地区)

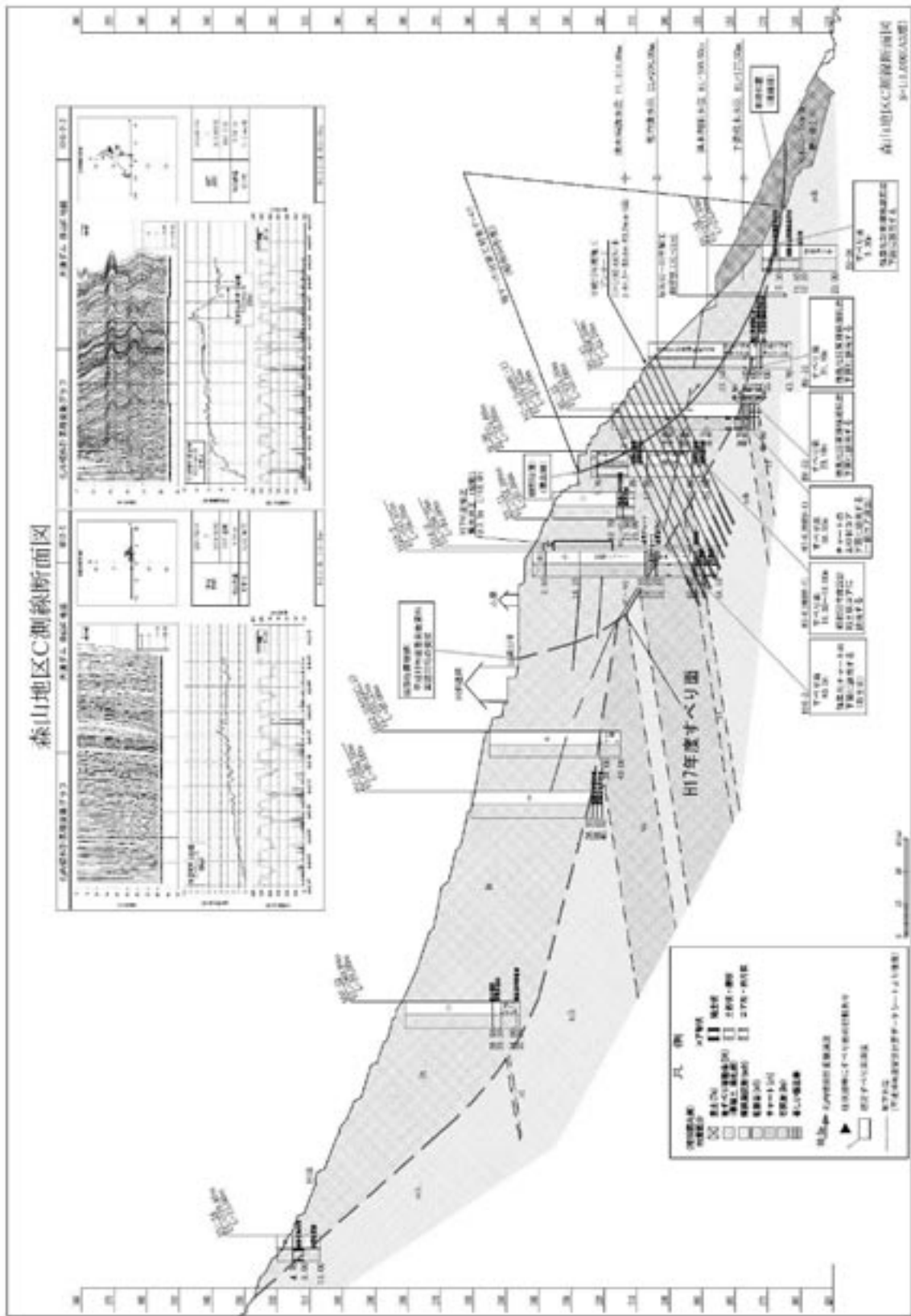


図 2.3.4 対策工の標準断面



## ②アンカー荷重計の配置

図 2.3.6 は、アンカー荷重計の配置平面である。アンカー荷重計の配置は、主測線に 3 基設置されている。主測線以外の他測線も 3 基のアンカー荷重計を設置していることが多く、断面によっては 1 基や 4 基のものもある。アンカー荷重計の配置は、格子状にほぼ等間隔でアンカーの施工された範囲の全体に配置されていた。アンカー荷重計の数は、アンカー本数 560 本に対して、約 5% (24 基) であった。

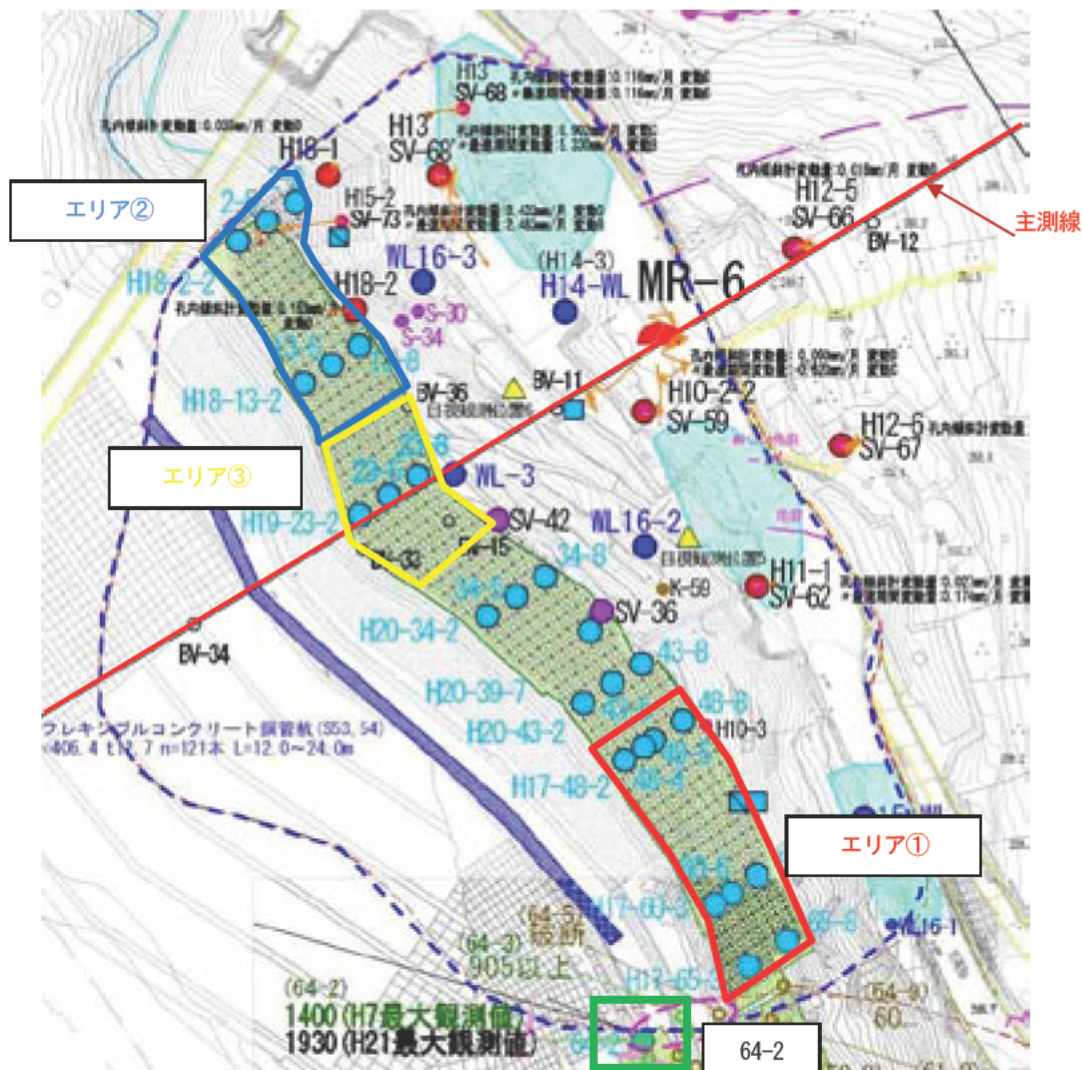


図 2.3.6 森山C地区のアンカー荷重計の配置

## ③アンカー荷重変動

図 2.3.7 は、森山 C 地区の地すべりの境界近傍に配置された 64-2 のアンカーのアンカー荷重変動図である。図 2.3.8～図 2.3.11 は、アンカーの施工範囲をエリア①～③に区分けして整理したアンカー荷重変動図である。



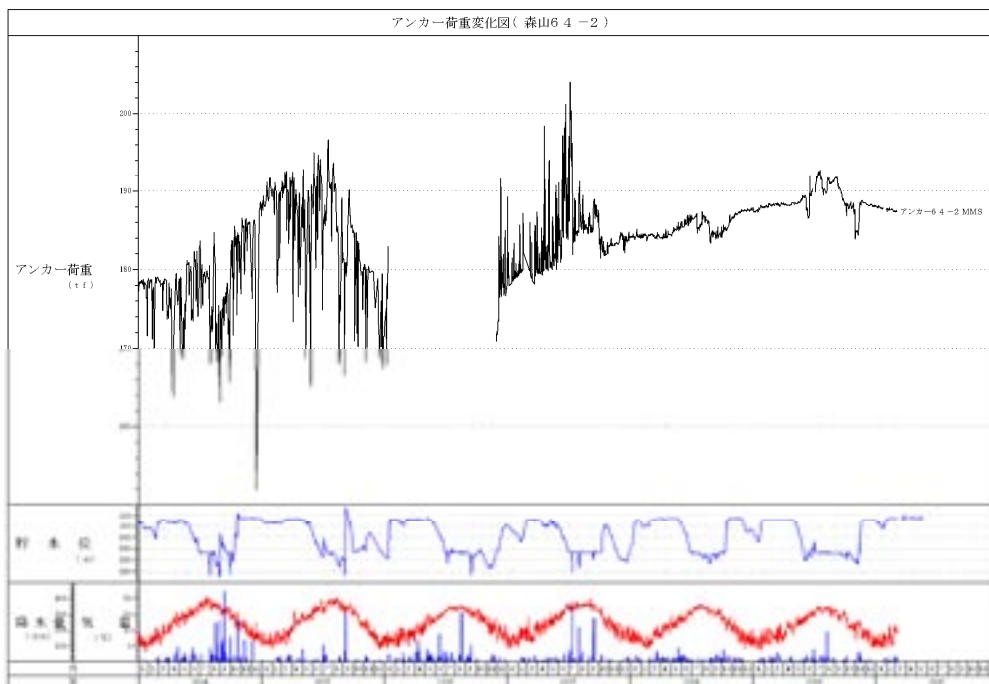


図 2.3.7 アンカー荷重変動図 (エリア①, ②, ③外の 64-2)

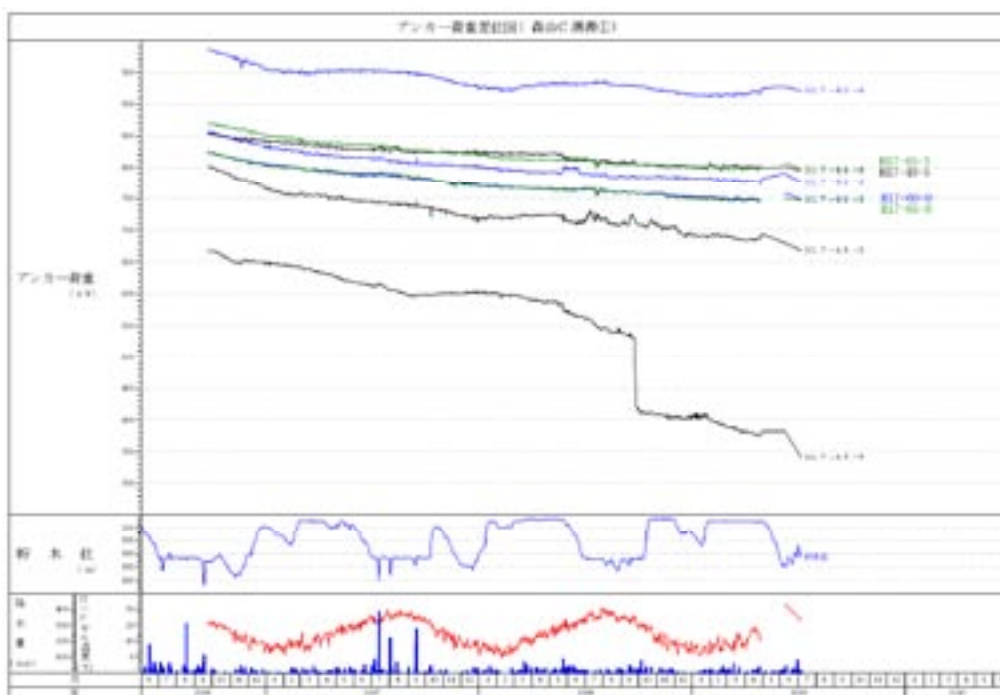


図 2.3.8 アンカー荷重変動図 (エリア①)

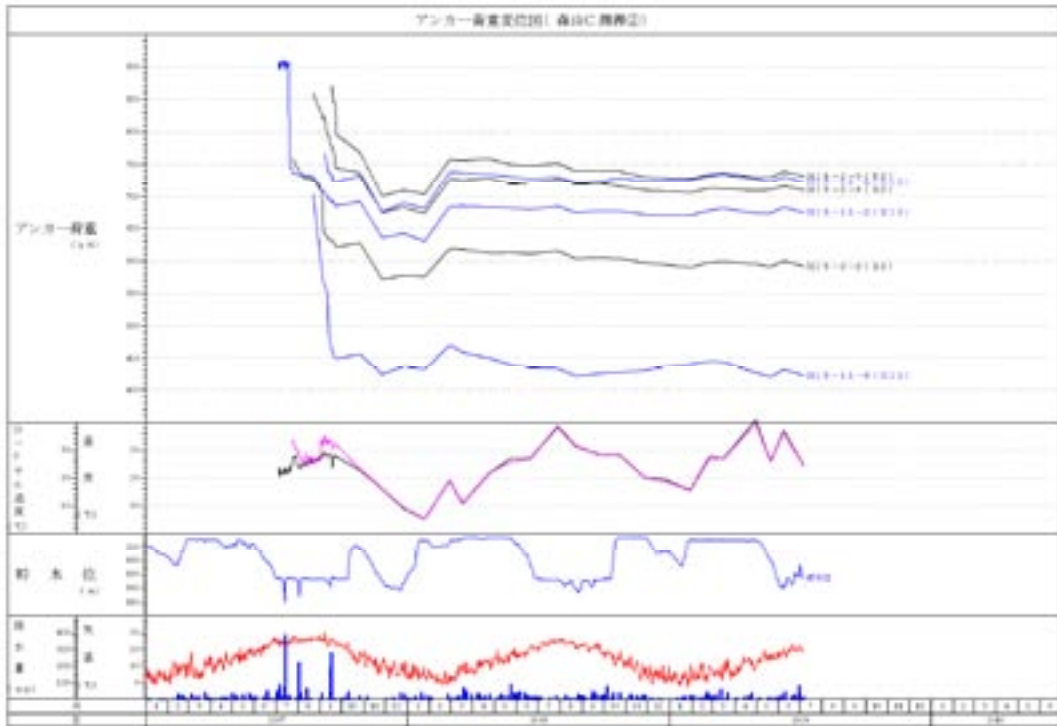


図 2.3.9 アンカー荷重変動図 (エリア②)

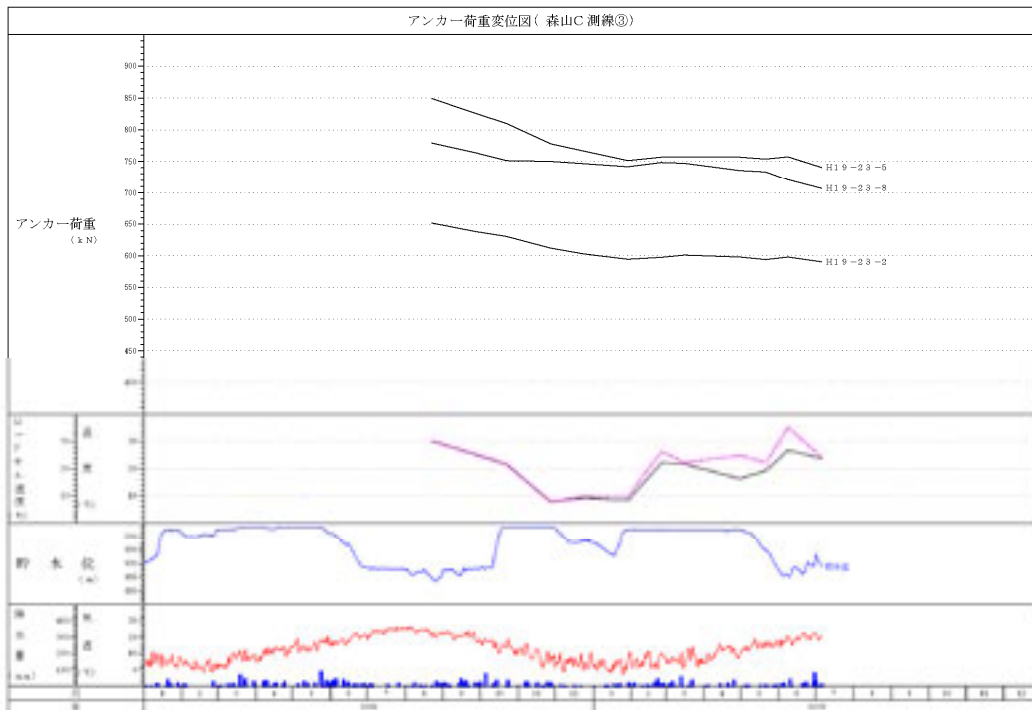


図 2.3.10 アンカー荷重変動図 (エリア③)



アンカー荷重変動の特徴は次のとおりである。

a) 図 2.3.7 のアンカー荷重計 64-2 の計測値は 2007 年 8 月頃までは不規則な動きを示しながら、上昇している。一方でエリア①～③のアンカー荷重変動は低下する傾向にあった。

b) 図 2.3.11 は、2009 年 7 月でのアンカー荷重の等値線図である。アンカー荷重は下流側の方が比較的に大きい値を示していた。

この地区では、アンカーを施工した法面に対して、格子状にほぼ等間隔となるように荷重計を配置したことで、アンカー荷重の変動を面的に把握できた。アンカー荷重の計測値は、上流側に比べて下流側の方が大きい傾向にあった。また、下流側にある荷重計 64-2 が若干の上昇傾向にある。ここは隣接する地すべりブロックの境界に位置しており、隣接ブロックの地すべり滑動の影響によって荷重が上昇している可能性がある。

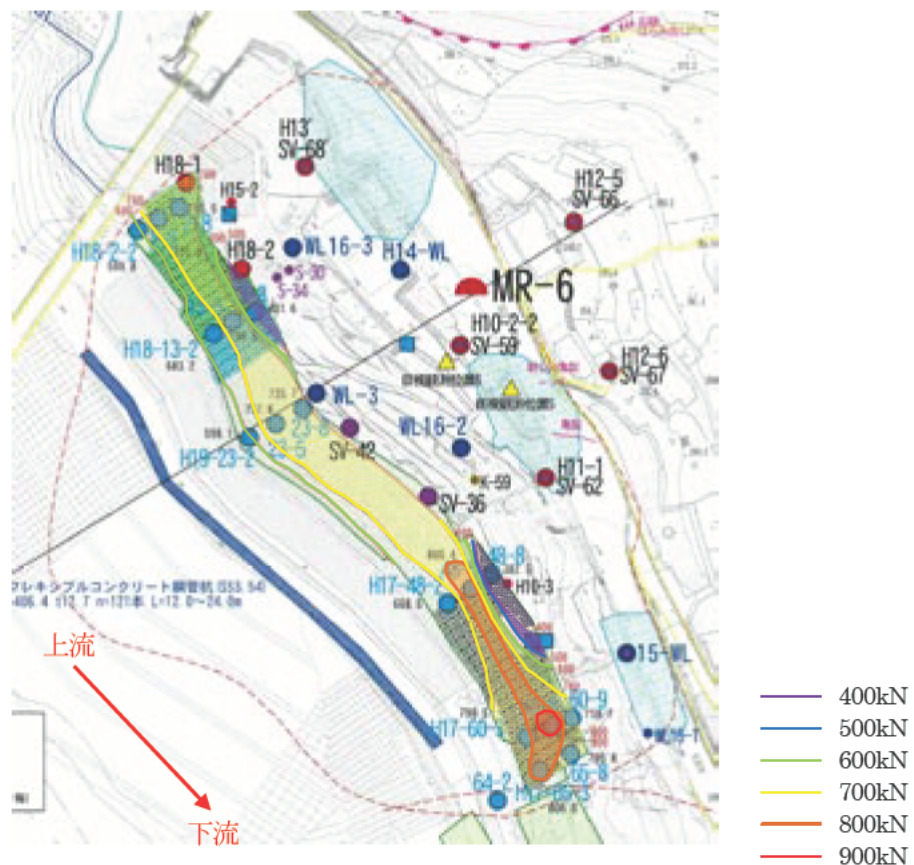


図 2.3.11 森山C地区のアンカー荷重等値線図

## 2.4 滝沢ダム

### (1) 現場概要

現場は図 2.4.1 のとおり滝沢ダムの中津川左岸に位置する。この L-22 ブロックは斜面上部の大規模な地すべりと末端でその後に起きた小規模な地すべりからなり、大規模な地すべりを 2 次すべり、小規模な地すべりを 1 次すべりと称している (図 2.4.2)。

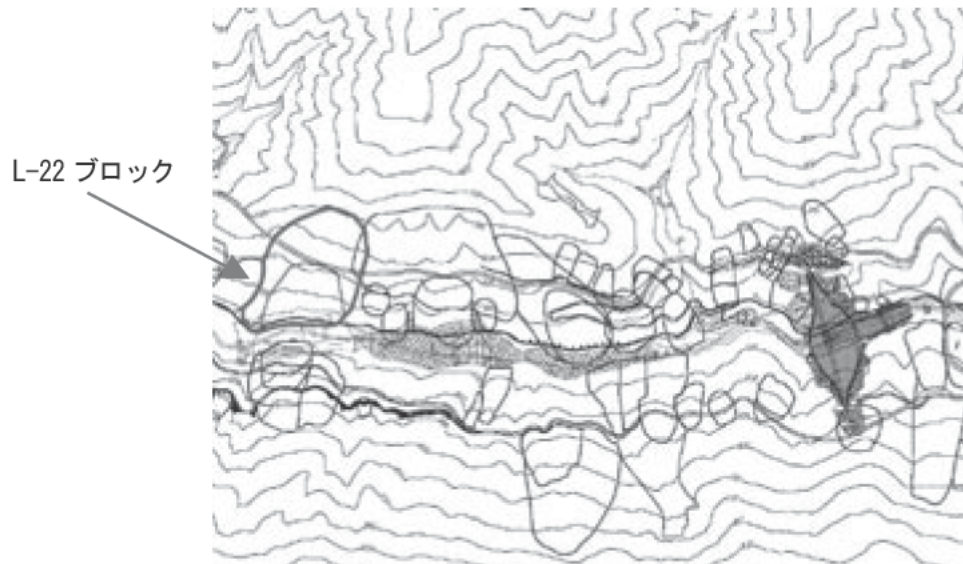


図 2.4.1 現場位置図

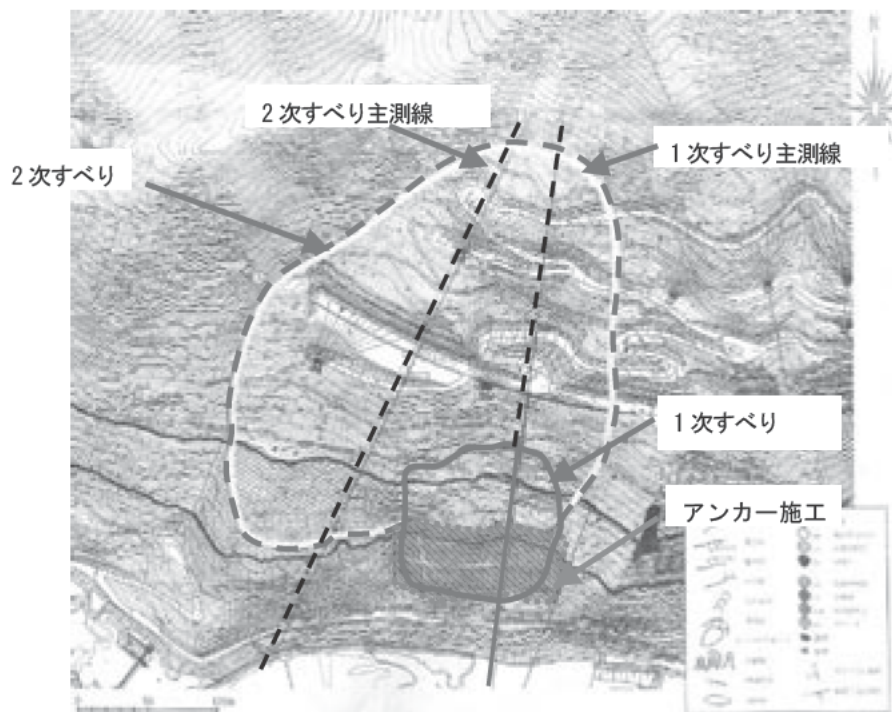


図 2.4.2 地すべりブロック平面

地すべりの北側には白土断層が東西方向に存在し、地すべりが位置しているこの断層の南側には粘板岩、輝緑凝灰岩を主体とする大滝層群が分布する。現場の主な地質は粘板岩であり、厚さ 5～10cm 程度の層理が発達している。粘板岩中には随所に輝緑凝灰岩、砂岩およびチャート等の厚さ 5～30cm 程度の薄層を挟在しているが、特にチャートは北側においてその発達が著しい。

## (2) 対策工の経緯

図 2.4.3 は地すべり対策の経緯である。対策の実施、試験湛水などのイベント毎に期間 a,b,c,d の 4 つの期間に分割して、期間ごとの対策や地すべりの移動計測の状況を述べる。

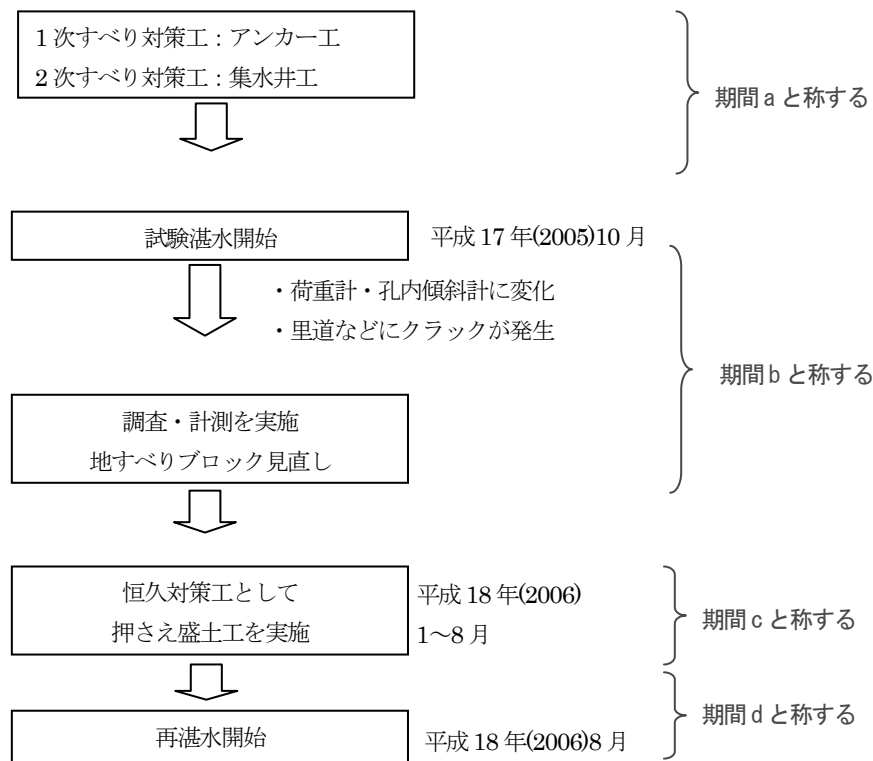


図 2.4.3 対策の経緯

### ① 期間 a：平成 14(2002)年 2 月～平成 17(2005)年 10 月

現場は図 2.4.4 の対策工断面が示すように、上部の 2 次すべりと下部の 1 次すべりに分かれる。斜面上部の 2 次すべりは地すべり末端部に崖錐状崩積土が分布し、押え盛土の効果が期待できるとされたことから抑制工のみによる対策工が実施された。一方、下部の 1 次すべりについては湛水後の安全率の低下が著しく、抑制工単独では効果的ではない可能性があり、抑止工としてアンカー工が施工された。

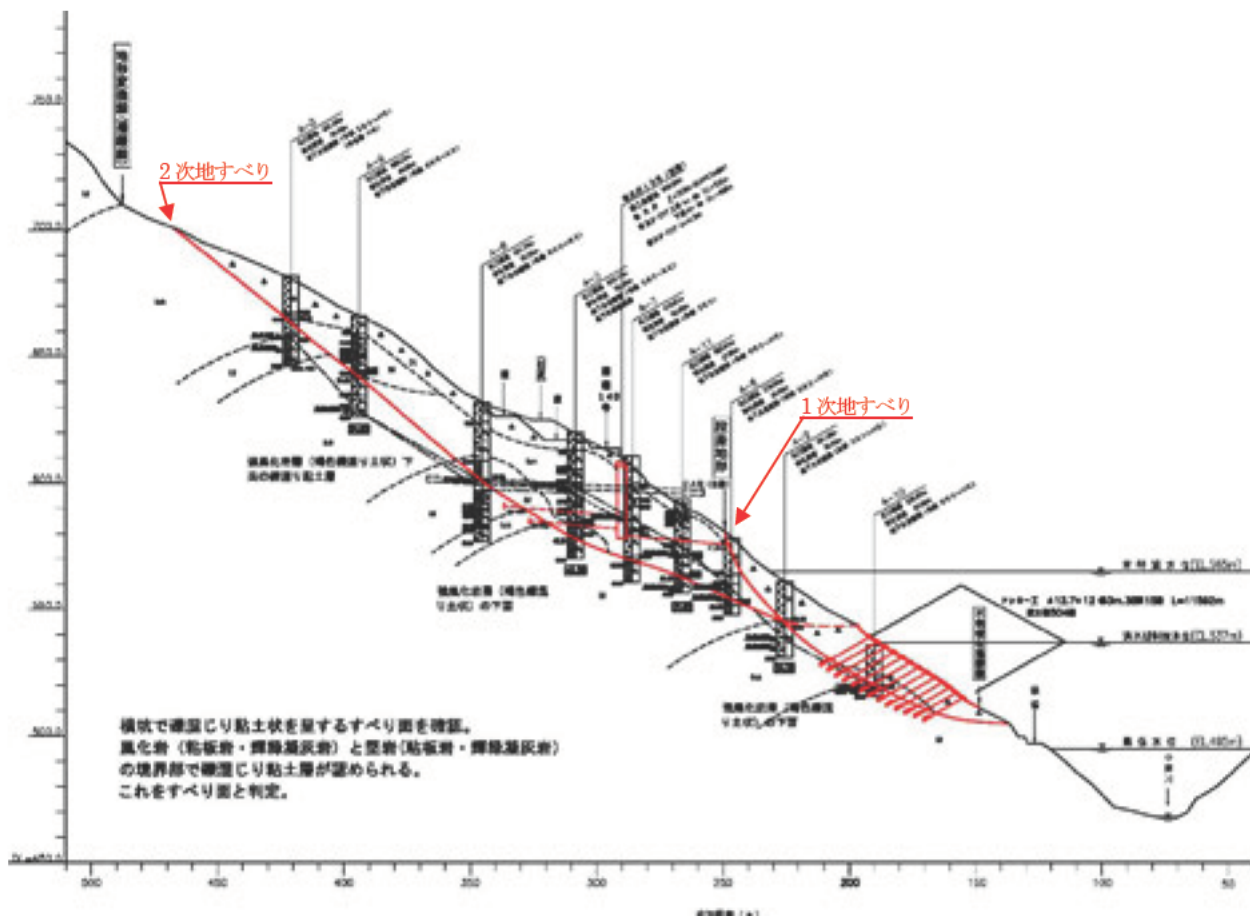


図 2.4.4 対策工断面（1次すべり主測線断面）

② 期間b：平成17(2005)年10月～平成18(2006)年1月

ダムの試験湛水は2005年10月より行われた。試験湛水開始後、3週間程度でアンカーに取り付けられていた荷重計や孔内傾斜計に変化の兆しが認められ、およそ1ヶ月後には里道などにクラックの発生が確認された。地すべり滑動の兆候に伴い試験湛水を中止し、地すべりの再調査がなされている。

図 2.4.5 は、調査時の地盤伸縮計およびクラックゲージ、ぬき板による地すべり計測位置を示したものである。図 2.4.6 は、これらの計測結果である。それぞれの計測機器は計測開始直後から変動を示し、地すべり滑動が顕著であることが確認された。

図 2.4.7 は、GPS 観測、光波観測、孔内傾斜計観測結果を整理して、移動量と移動方向を平面図に示したものである。これによると安定度が高いとされた2次すべりについても変動が生じていた。



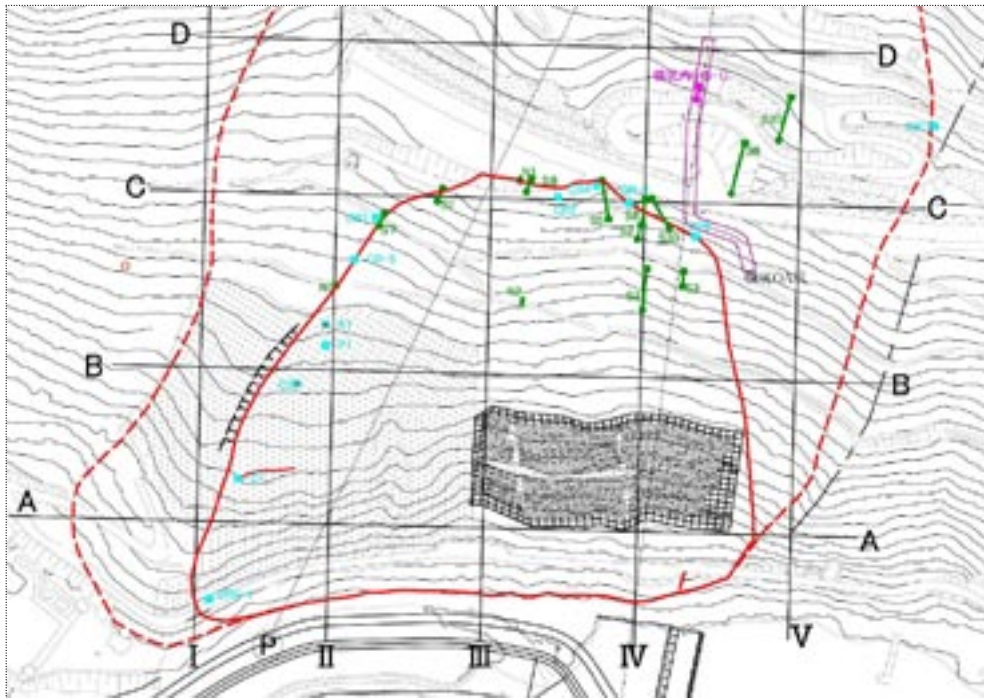


図 2.4.5 地盤伸縮計・クラックゲージ・ぬき板などの地すべりによる地盤計測位置図  
(S:地盤伸縮計、CR:クラックゲージ、N:ぬき板)

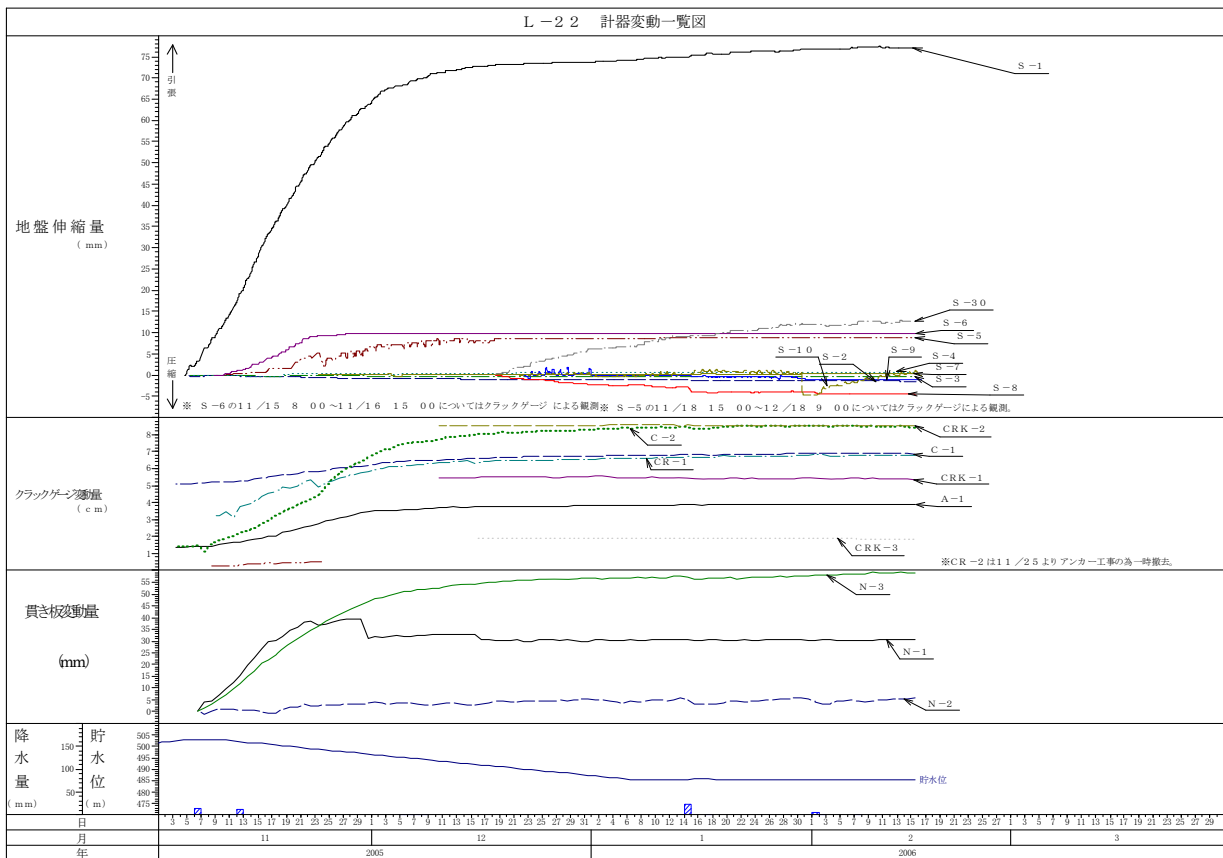


図 2.4.6 地すべり計測機器による変位量の経時変化



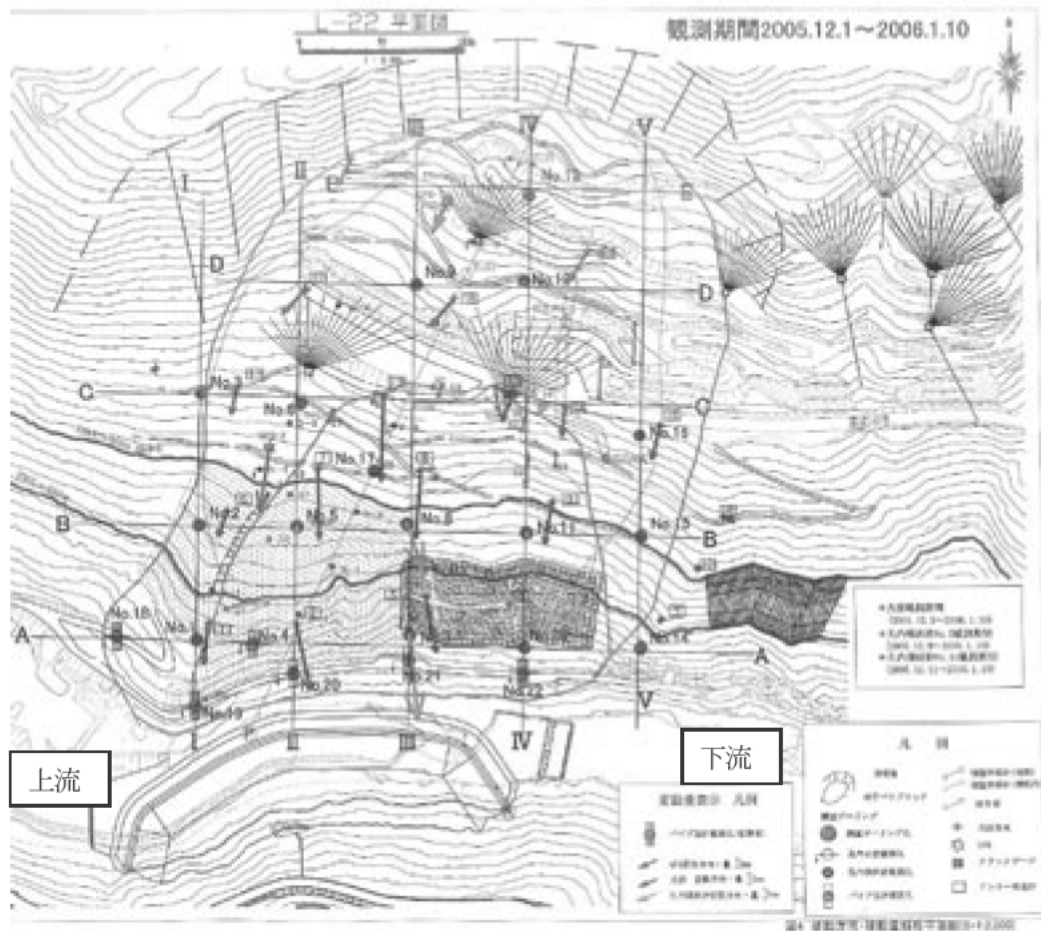


図 2.4.7 GPS、光波、孔内傾斜計観測による観測（変位ベクトル分布）図

再調査の結果、地すべりブロックの見直しがなされた。図 2.4.8 に平面図を、図 2.4.9、図 2.4.10 に断面図を示した。

再調査後の 1 次すべり、2 次すべり共に、当初想定した範囲より拡大している。特にアンカーを施工した 1 次すべりの範囲は、上流方向（図の左側）に拡大した。この 1 次すべりの主測線であるⅢ-Ⅲ断面図およびアンカー施工範囲の中央よりやや下流側のⅣ-Ⅳ断面図には、それぞれ当初 1 次すべりの主測線に配置されたアンカー位置が投影されている。これによると、Ⅳ-Ⅳ断面ではアンカー体はすべり面以深に到達しているが、Ⅲ-Ⅲ断面では地すべりブロックの内部にアンカー体が造成され、すべり面以深に到達していなかったことが推測される。

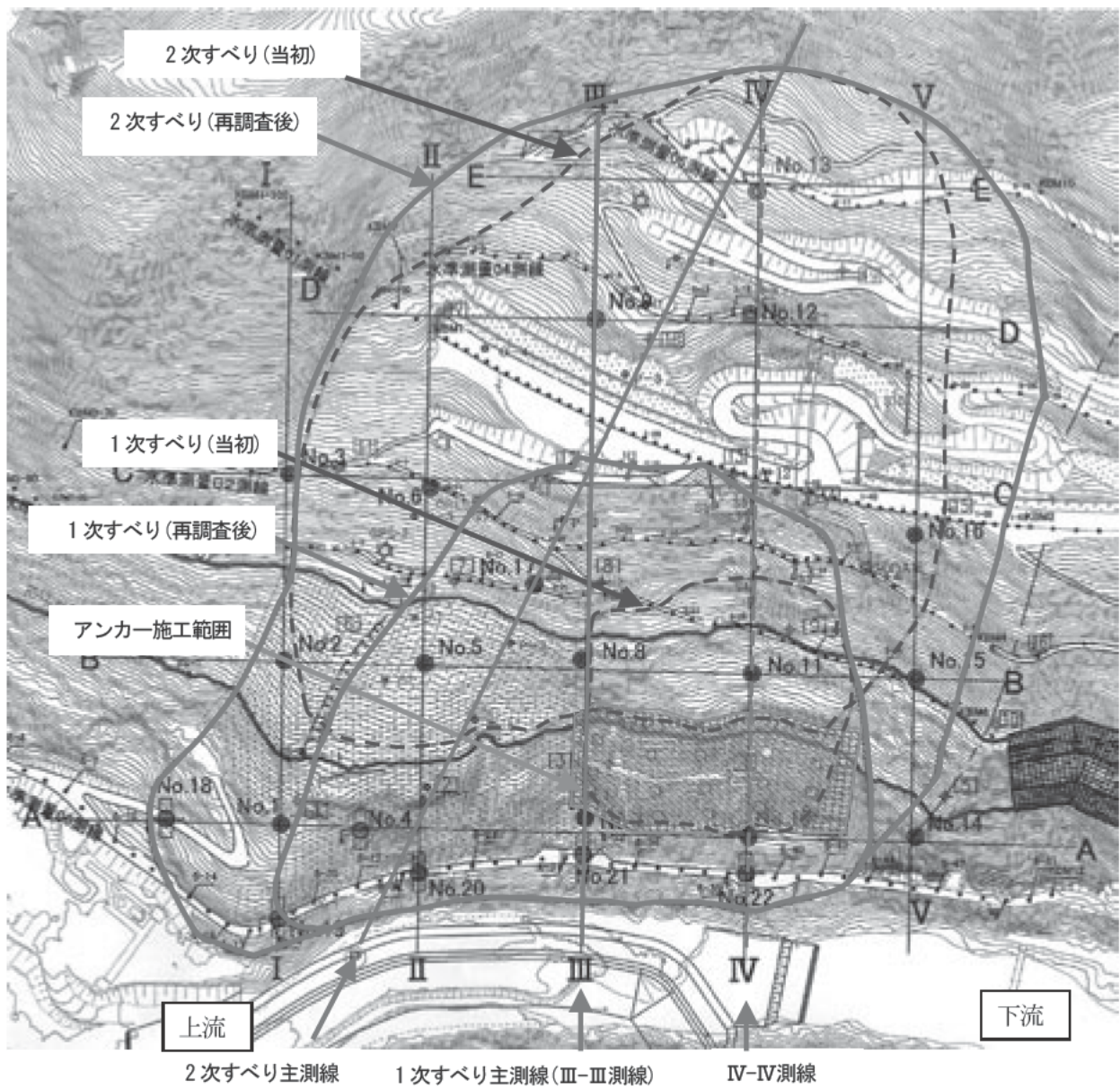
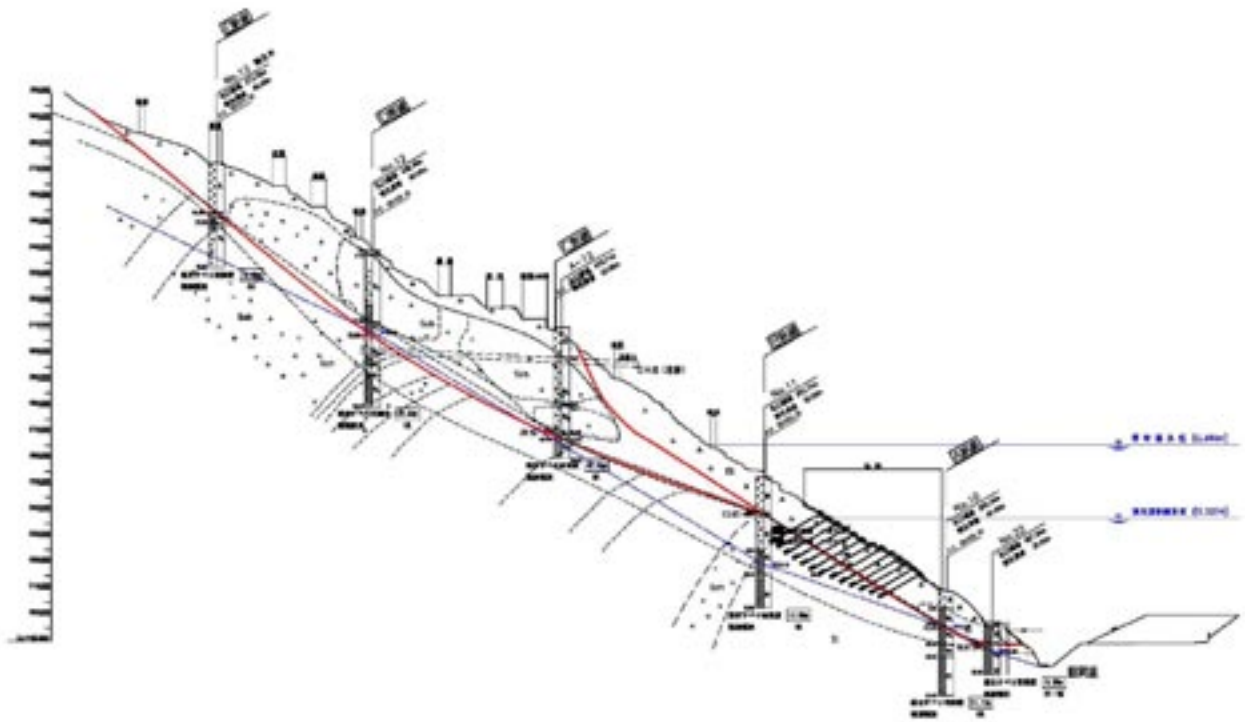
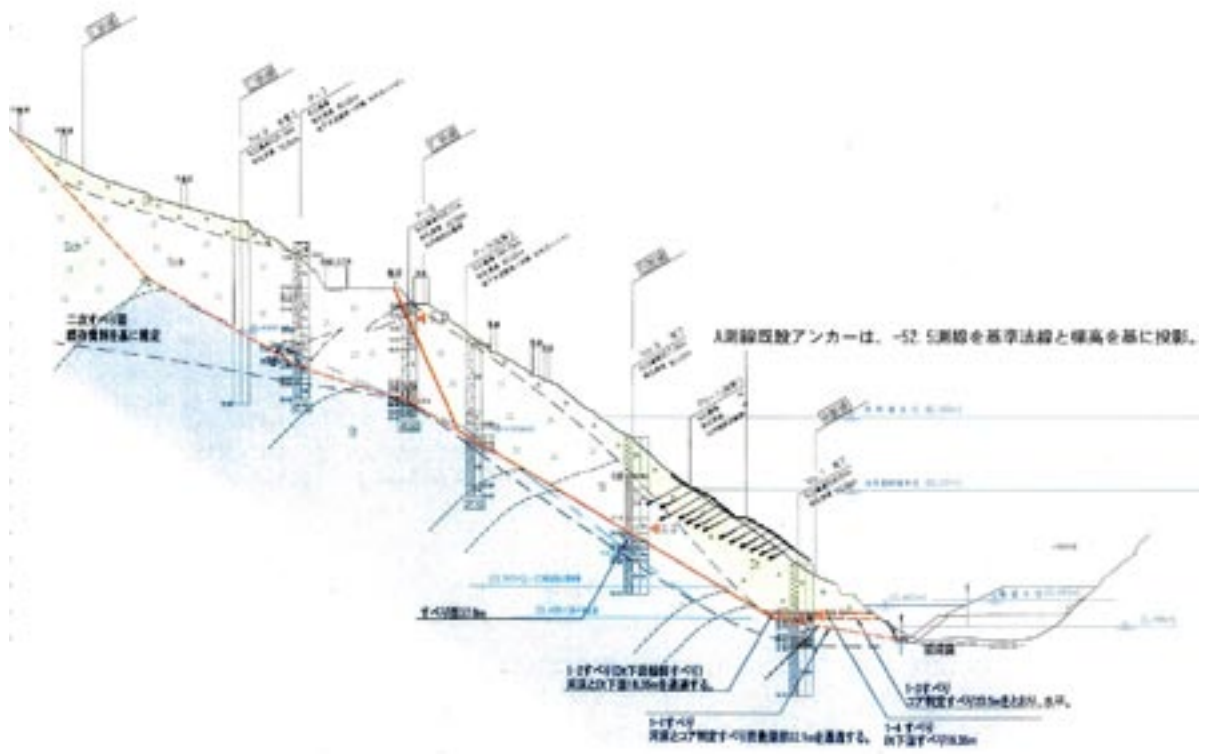


図 2.4.8 地すべりブロック平面図(再調査後)





③ 期間c：平成18(2006)年1月～平成18(2006)年8月

期間 a では、1次すべりに対してはアンカー工、2次すべりに対しては集水井工による対策がなされた。しかし、期間 b において試験湛水により地すべり滑動が活発化したため試験湛水を中断して地すべり調査が行われた。調査結果を踏まえ、地すべりブロックが見直され、恒久対策工の検討がなされた。

改訂新版貯水池周辺の地すべり調査と対策<sup>1)</sup>に基づき恒久対策工の検討がなされた。その結果、1次すべりの対策は、水位変動時に計画安全率 1.10 以上を押え盛土で確保されることとし、尚且つ2次すべりの対策も、水位変動時に安全率 1.00 以上を確保するように押え盛土工が計画された。

これらの対策工は2006年1月から8月にかけて施工されている。なお、押え盛土工の検討に際し、安全を考慮してアンカーの抑止効果は見込まない設計となっている。図2.4.11は、押え盛土工の平面図である。押え盛土工の天端は、アンカー施工範囲のほぼ中段に位置し、下段側に位置するアンカーの頭部は盛土により埋め立てられた。

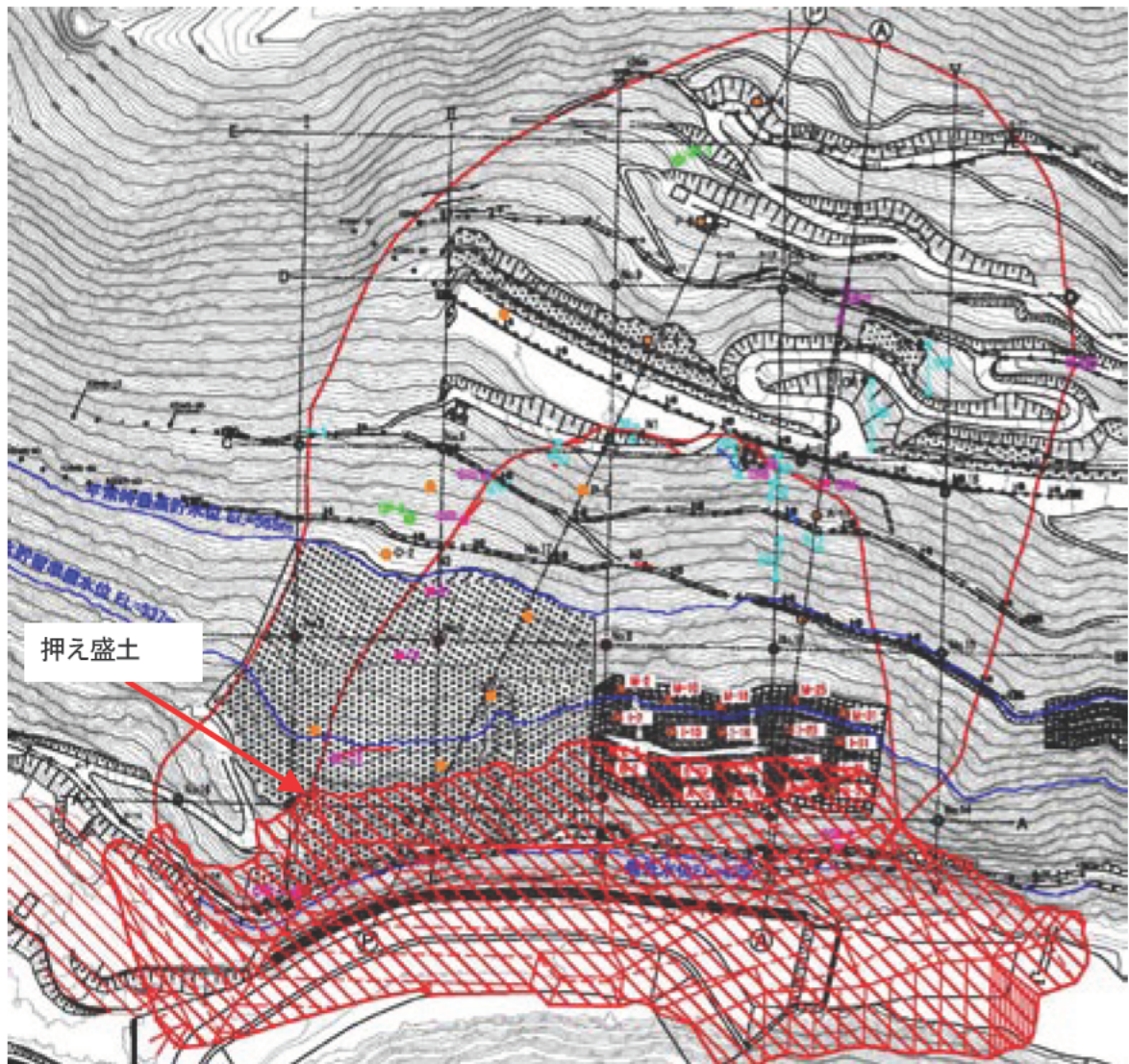


図 2.4.11 押え盛土工平面図

④ 期間 d : 平成 18(2006)年 8 月～

押え盛土工完了後、湛水を再開しているが、アンカー荷重は大きな変動の累積はなく、安定した傾向を示している。

1) 地すべり形態

現場での素因・誘因は次のとおりである。

【素因】

- ・白土断層等の地質構造線沿いに破碎された脆弱な地質構造
- ・中津川による斜面末端部の侵食

【誘因】

- ・試験湛水による斜面末端部の地下水位の上昇

2) 対策工の諸元

表 2.4.1 は、1 次すべりに施工されたアンカー工の諸元である。

表 2.4.1 アンカー工諸元

諸元	アンカー工	受圧板工
種別	PC 鋼より線	現場打ち受圧板
設計アンカー力 $T_a$ (kN)	1,070	
規格・寸法	圧縮分散型 15.2mm×10 本	2,400×2,400×700mm
削孔径(mm)	135	—
アンカー体長 $l_a$ (m)	6.5	—

3) アンカー荷重計の配置

アンカー荷重計は、図 2.4.12 および図 2.4.13 に示すとおりアンカー 372 本に対し 20 箇所設置されている。この本数は、アンカー全本数に対して約 5%の割合であった。荷重計の配置は 5 列、4 段となっており、全面に等間隔に配列されていた。





図 2. 4. 12 再調査後の1次すべりとアンカー工

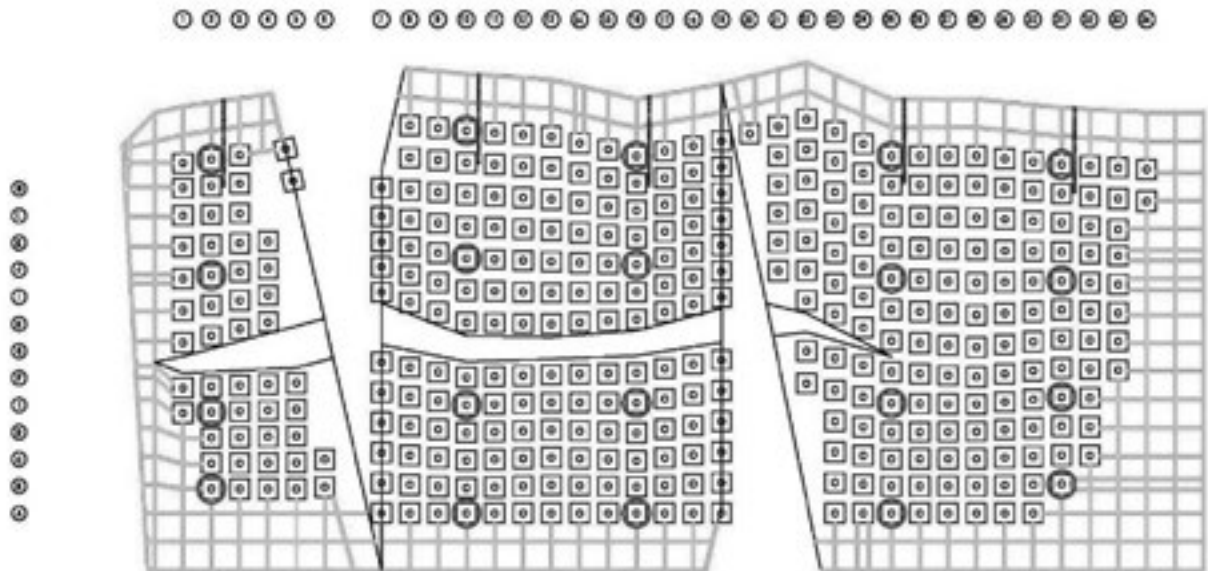


図 2. 4. 13 アンカー工および荷重計の配置

◎: 荷重計設置箇所

### (3) アンカー荷重の変動

図 2.4.14 のアンカー荷重変動図は、2002 年 2 月から 2009 年 8 月までのアンカー荷重計のデータから、試験湛水を開始した 2005 年 10 月 1 日～2006 年 2 月中旬までのアンカー荷重の抜粋である。なお、試験湛水は 11 月 5 日に水位上昇を中止し、11 月 9 日より水位低下の操作を実施している。期間 a～d のアンカー荷重の変動特性は次のとおりである。

#### 〔期間 a〕 荷重計測開始から試験湛水開始まで

- ・エラー値と思われるデータが見受けられるものの、計測開始後に微減ないし一定の傾向を示していた。

#### 〔期間 b〕 試験湛水開始から押え盛土施工開始まで

- ・平成 17 年(2005)10 月の試験湛水開始から約 3 週間後、貯水位がおおよそ EL=495m 程度まで上昇した時点で 13 箇所のアンカー荷重が増加しはじめた。また、4 箇所のアンカー荷重計で減少しはじめた。
- ・上昇傾向を示した 13 箇所のアンカー荷重計の内、2 箇所の荷重計が 11 月中旬頃から減少に転じた。  
試験湛水を中断し、貯水位がおおよそ EL=495m 程度まで低下した時点で荷重は増加せず収束し、安定した。

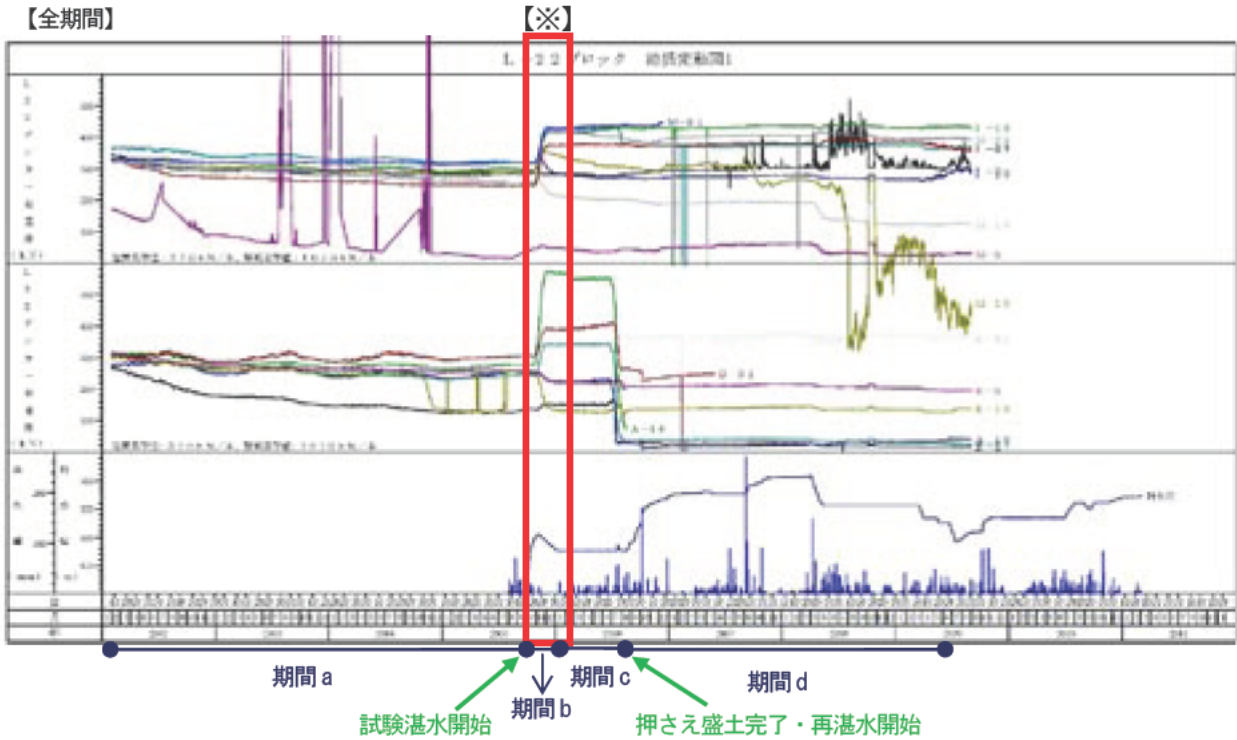
#### 〔期間 c〕 押え盛土工施工期間

- ・押え盛土工施工中、9 箇所のアンカー荷重計で荷重の急激な減少が見られた。

#### 〔期間 d〕 再湛水開始後

- ・エラー値と思われるデータが見受けられるものの、荷重の増加傾向は見られない。

【全期間】



【※部拡大】 主に期間b

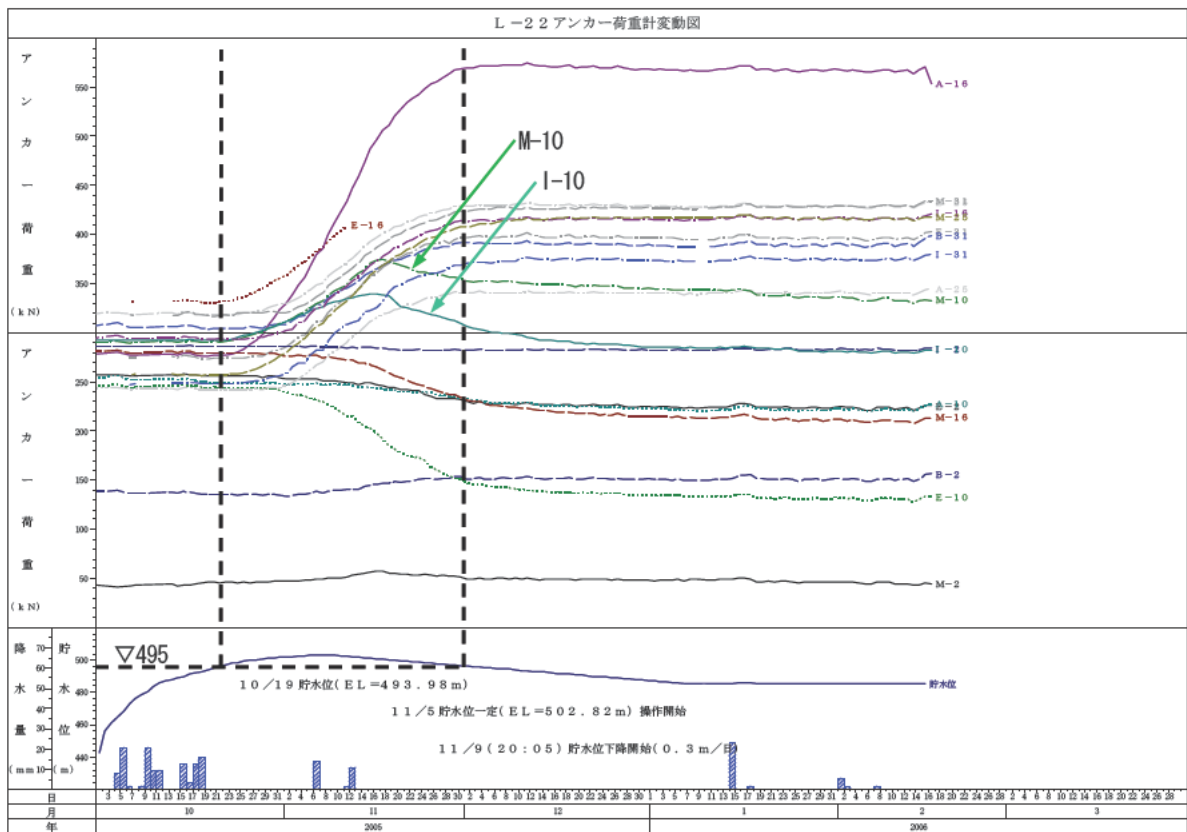


図 2.4.14 アンカー荷重変動図 (2005 年 10 月～2006 年 2 月)



この現場におけるアンカー荷重の変動要因は次のように考えられる。

① 期間 a

本期間ではアンカー荷重初期には漸減傾向が見られ、その後安定している。その要因は以下が考えられる。

- a)アンカー体のクリープによる荷重減少
- b)テンダンのリラクセーションによるアンカー荷重減少

② 期間 b

図 2.4.15 は、同期間中の開始時と終了時のアンカー荷重の差分を取り、増加したものを、減少したものについての分布である。すべり面以深にアンカー体が到達していると考えられる下流側ではアンカー荷重が上昇傾向する傾向が、地すべりブロック内部にアンカー体が造成され、すべり面に到達していないと考えられる上流側では荷重減少という顕著な傾向が見られた。すべり面に到達していないアンカーは、地すべりブロックの圧縮変形によりアンカー長が短くなることが予想される。従って、この期間におけるアンカー荷重の低下は地すべりブロックの圧縮も要因のひとつであると考えられる。

なお、アンカー荷重計 I-10 および M-10 は、最終的に荷重が減少するものの、一度は上昇傾向を示していた (図 2.4.14 参照)。これは、一度浅いすべりが発生し荷重が上昇するが、その後深いすべりに起因する地すべりブロック下部の圧縮変形により荷重が減少したなどの理由が考えられる。

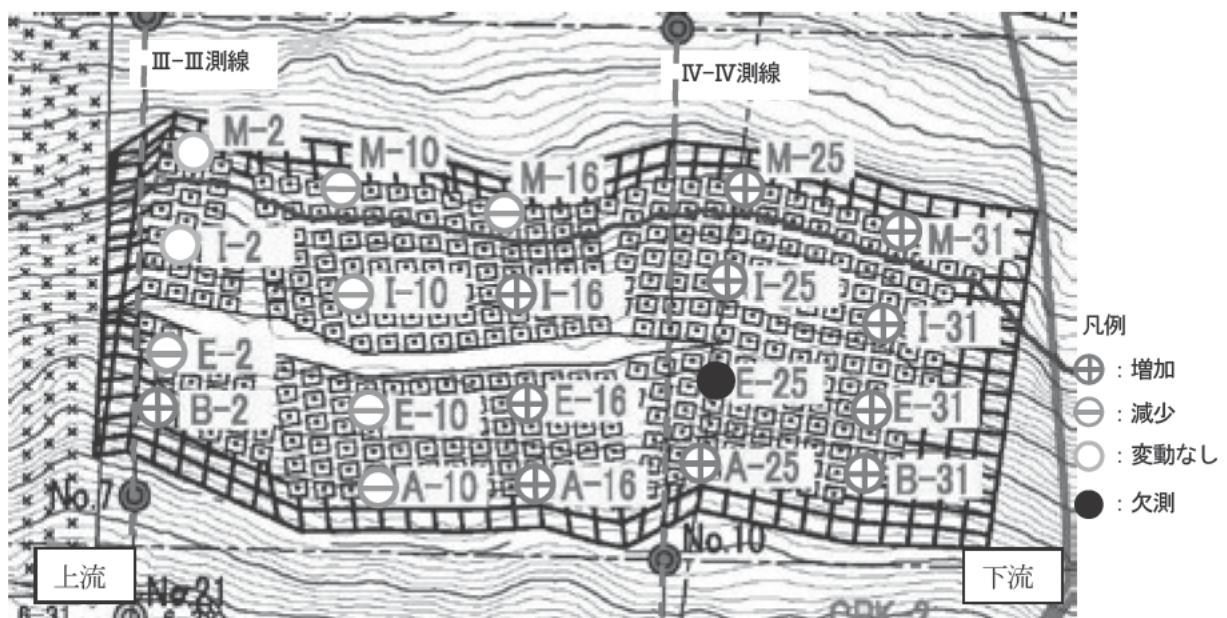


図 2.4.15 期間 b における荷重増減の分布

③ 期間 c について

図 2.4.14 では、押え盛土工の施工期間 (期間 c) で急激にアンカー荷重が低下した箇所が見られた。

図 2.4.16 は、期間 c における押え盛土工の開始時と終了時のアンカー荷重の差分を平面に示したものである。

押え盛土工は、アンカーの施工範囲の中腹まで施工されているため、押え盛土工の盛土天端ラインより下部の A 段、B 段および E 段のアンカー荷重計において、顕著な荷重の低下が現れたことは押え盛土工の影響である可能性が高いことを示唆している。従って、これらアンカー荷重低下は盛土の土圧によって地すべり土塊の圧密などが生じたためと考えられる。

なお、アンカー荷重計 M-10 については、試験湛水直後に一度アンカー荷重が増加している。その後、押え盛土工が完了し、再湛水を行う 2006 年 10 月頃まで緩やかにアンカー荷重が低下し、安定した（図 2.4.14）。押え盛土工の施工期間後も、再湛水を行うまで同様の傾向を示していたことから、M-10 のアンカー荷重低下は押え盛土の施工に起因しないものと考えられる。

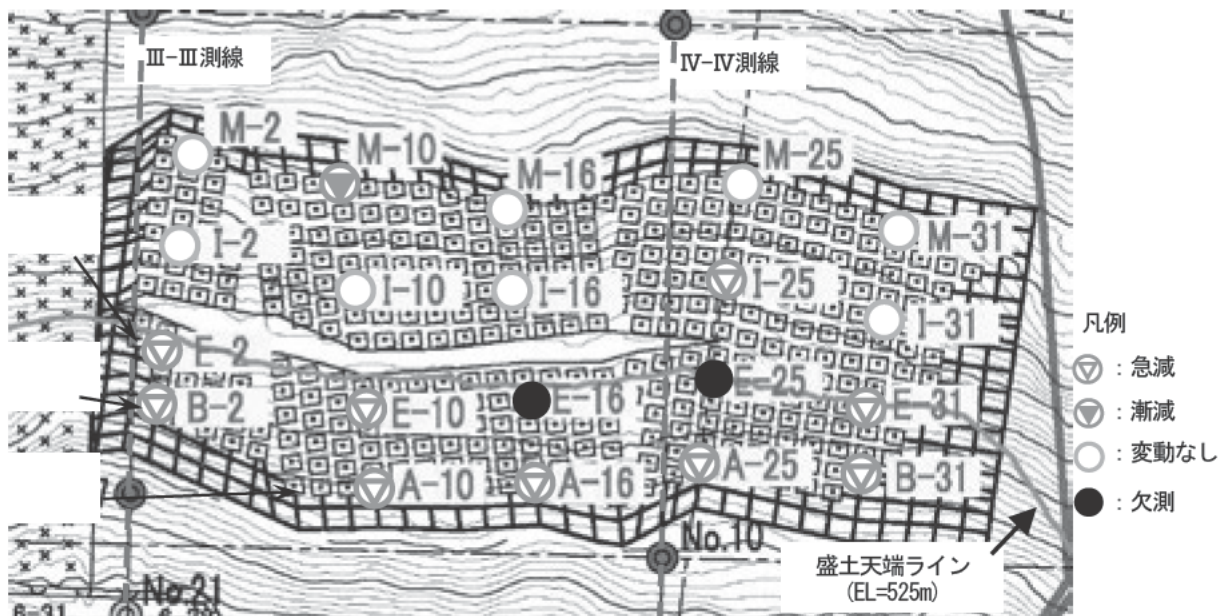


図 2.4.16 期間 c における荷重増減の分布



## 2.5 にしがうら 錦ヶ浦地区

### (1) 現場概要

現場は、伊豆半島の北側の熱海市錦ヶ浦に位置する（図 2.5.1）。現場付近には安山岩が多く分布し、一部、凝灰岩からなる湯ヶ島層群が分布する（図 2.5.2）。現場では安山岩および凝灰岩が見られた。



図 2.5.1 現場位置図

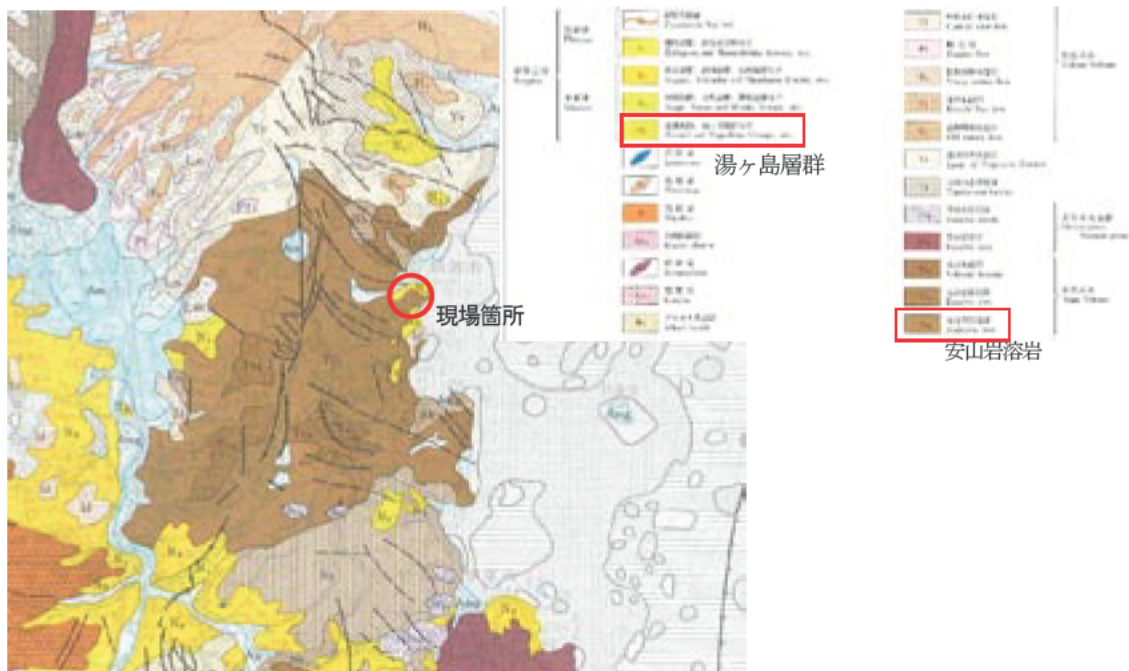


図 2.5.2 熱海付近の地質図<sup>1)</sup>

## (2) 対策工実施までの経緯

現場は、国道 135 号沿いの斜面であり、平成 15(2003)年 8 月に発生した豪雨に伴い、斜面崩壊が生じた。11 月に再度斜面の動きが観測され、地すべり現象が確認された。12 月 8 日に第 1 回地すべり委員会が開催され、その後、応急対策として押え盛土工および横ボーリング工が施工された。その後、12 月 25 日に再度地すべり委員会が開催され、対策工が行われることとなった<sup>2)~4)</sup>。

対策の目標安全率は被災時を  $F_s=0.95$  として押え盛土工を行い、 $F_s=1.00$  まで上昇させ、さらに横ボーリング工・アンカー工を行い、計画安全率を  $F_s=1.20$  とした。

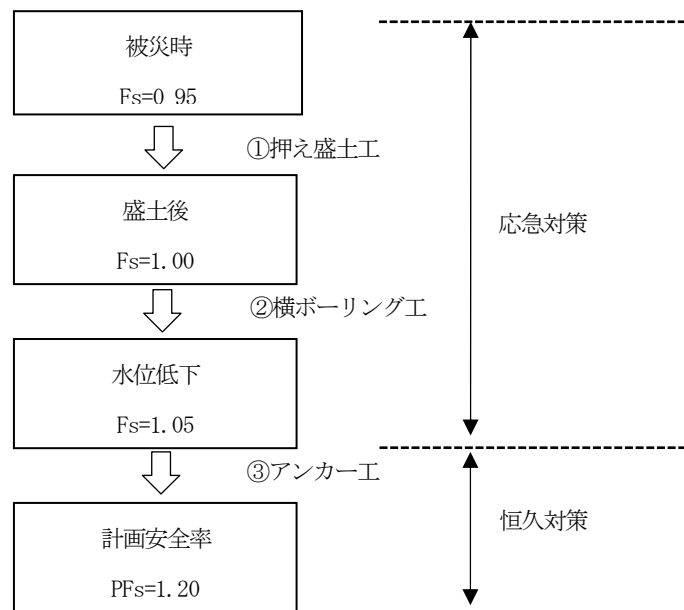


図 2.5.3 対策と安全率の考え方

## (3) 地すべり形態

図 2.5.4 は、横断図である。ボーリング調査から地質は安山岩と凝灰岩から構成されており、安山岩が風化することにより脆弱化し地すべりが発生している。平面図からは地すべり上部に滑落崖が発生し、地すべりの末端部では舌状となっていることがわかる (図 2.5.5)。現場の素因および誘因は次のとおりである。

### 【素因】

- ・斜面と同程度の傾きを持つ地層境界 (流れ盤)
- ・風化した安山岩およびすべり面での粘土層の存在
- ・すべり面以浅での地下水の存在

### 【誘因】

- ・大雨による多量の水の供給

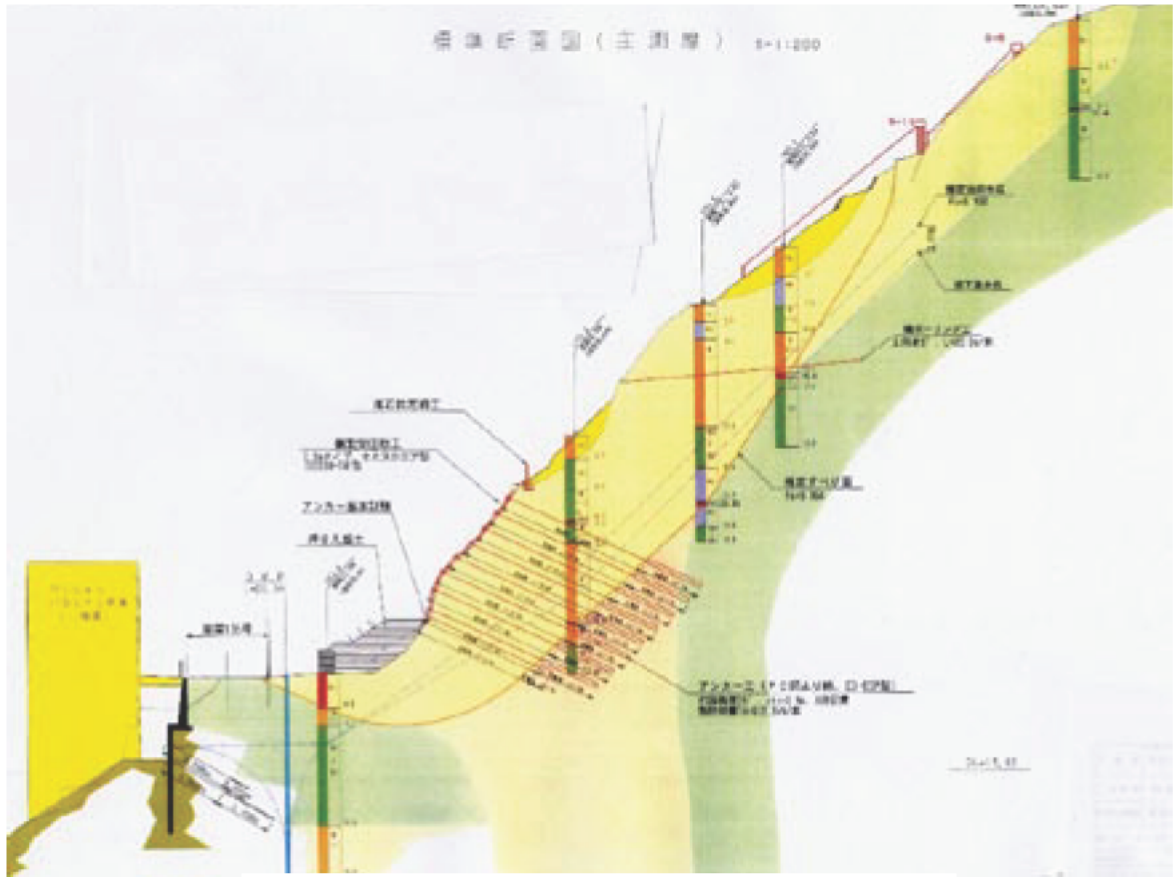


図 2.5.4 標準横断

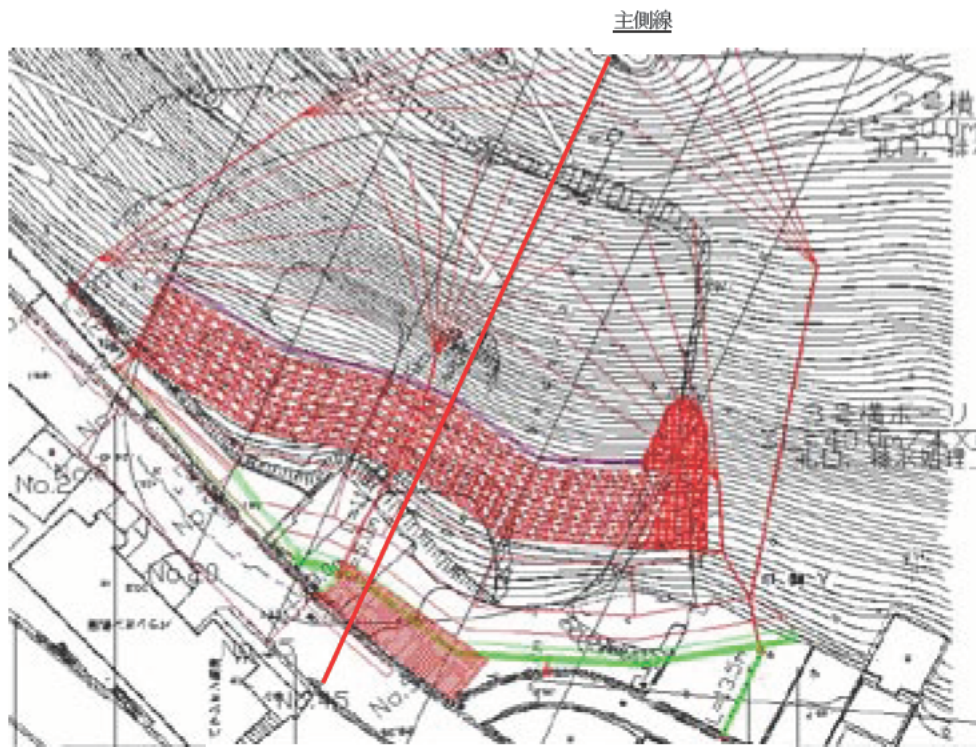


図 2.5.5 平面図

(4) 対策工の諸元

対策工として押え盛土工、横ボーリング工およびアンカー工が施工された。アンカー工の諸元は表 2.5.1 および図 2.5.6 のとおりである。

表 2.5.1 対策工諸元

諸元	アンカー工	受圧板工
種別	PC 鋼より線 (VSL アンカー)	鋼製受圧板 (スーパーメタルフレーム)
設計アンカー力 $T_a$ (kN)	612 (kN)	
規格	E5-6	SSS250-741
削孔径(mm)	115 (mm)	—
アンカー体長 $l_a$ (m)	7.5 (m)	—

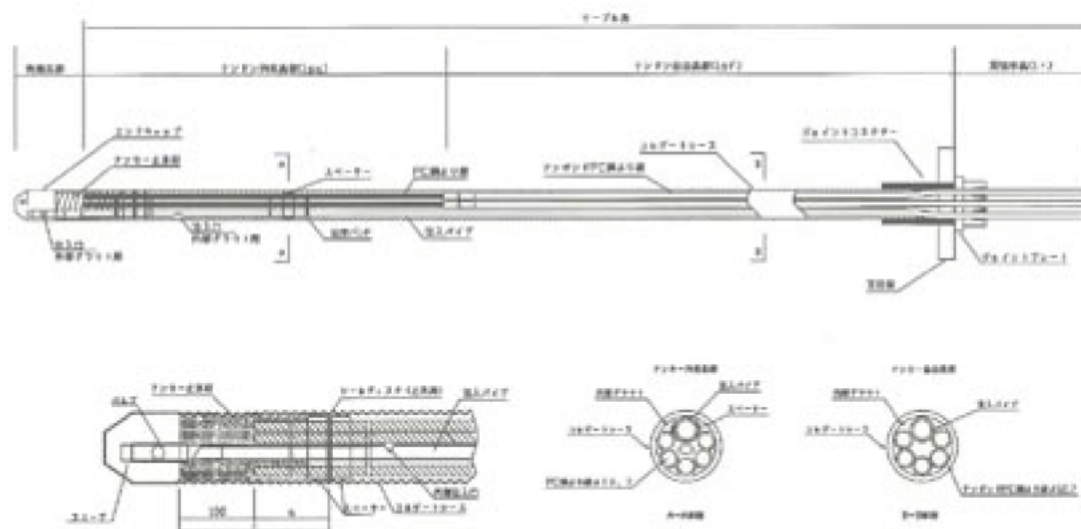


図 2.5.6 VSL 永久アンカー仕様図<sup>5)</sup>

(5) アンカー荷重計の配置

アンカー荷重計の数は、全アンカー本数 256 本に対して 12 基であり、全アンカーの約 5%であった。図 2.5.7 はアンカー荷重計の配置である。アンカーの配置は、主測線の 8 段のアンカーに対して 6 基を集中して配置している。残りの 6 基は、2 つの副側線に各 3 基配置している。

地すべりが軽微な滑動を示している中でアンカー工事であったため、アンカー荷重の増減を把握することが国道やマンション、および作業時の安全を確保のために重要であり、荷重計が配置された。



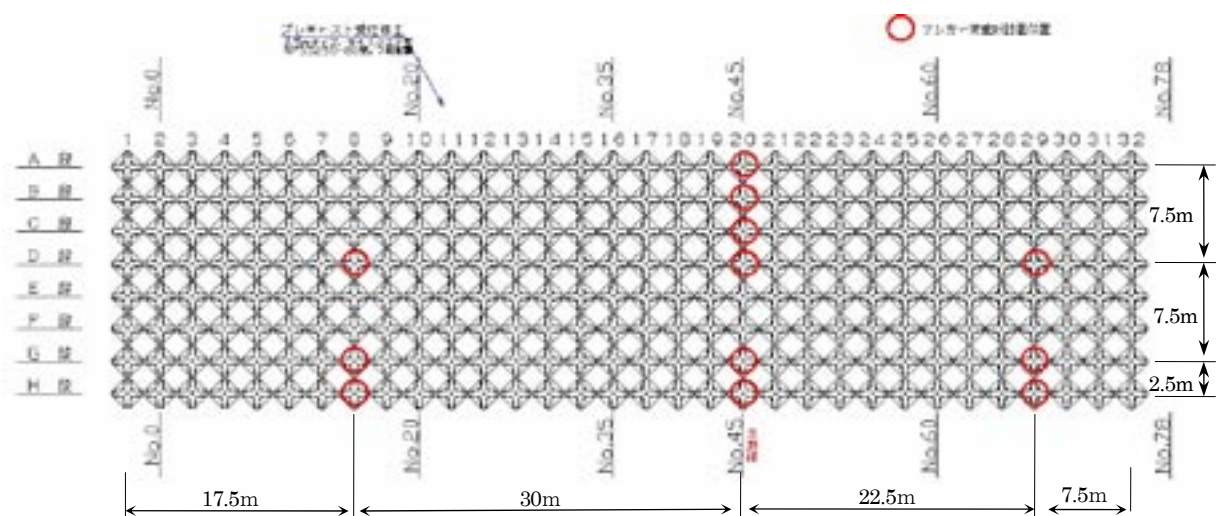


図 2.5.7 アンカー荷重計の配置

※図中の寸法の数値は受圧版の大きさから推定したもの

## (6) アンカー荷重変動

### ①アンカー荷重変動の特徴

この現場では、アンカー工における抑止効果が早急に望まれたこと、アンカー工事の作業時の安全を確保する必要があったことなどから、アンカー工を下段から順次施工し、緊張定着が行われた。なお、アンカーの初期緊張力は、設計荷重 612.3kN/本の 70%に相当する 428.61kN/本であった。図 2.5.8 は、アンカー施工後の荷重変動と推移である。

荷重計のデータ変動の特徴は次のとおりである。

- a) アンカー施工直後のアンカー荷重が大きく低下しているが、時間の経過とともに低下量は小さくなる。
- b) 大きくアンカー荷重が低下するもののうち、急に低下する時期と、緩やかに低下する時期がある。前者の急にアンカー荷重の低下するタイミングは、上段のアンカーを緊張した時期と一致していた。
- c) アンカー施工後 3～4 ヶ月経過時(2004 年 6 月～7 月頃)に、再緊張によって、アンカー荷重を急激に増加させている。アンカー荷重の増加後は再び緩やかに低下するが、施工直後に比べて荷重の低下量は小さい。



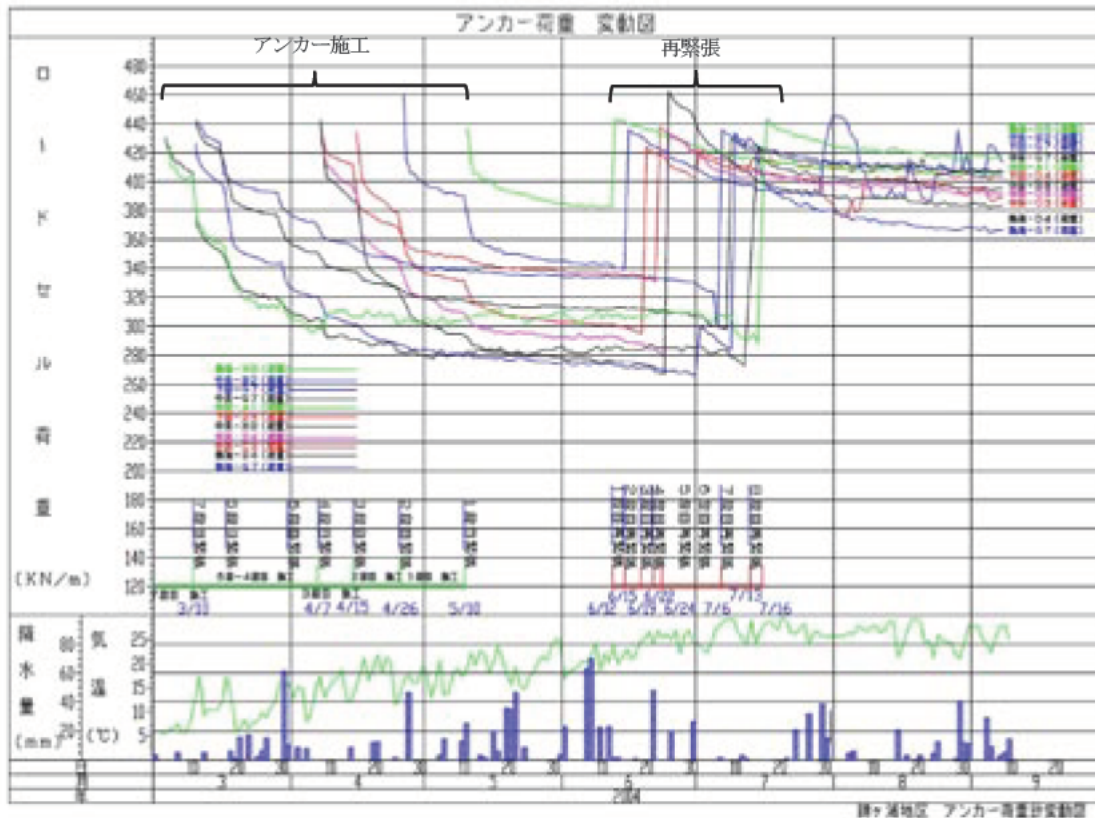


図 2.5.8 アンカー荷重変動図

## ②アンカー荷重変動の要因

「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」<sup>6)</sup>によると、この現場のようなアンカー定着直後における緊張力低下の要因は以下の5つが考えられる。

- a) 定着時における緊張力の低下
- b) 地盤のクリープ
- c) 引張材のリラクセーション
- d) アンカー自由長部シーズと引張り材の摩擦
- e) 粘性土層の圧密

要因 a)は、ジャッキ等により初期緊張力を定着具で固定する際に、定着具のなじみ、すべり等により引張材が引き込まれることによる緊張力低下のことだが、定着する工法特有のセット量をあらかじめ考慮して初期緊張力を決めているために、この現場では荷重低下の主要因とは考えにくい。

要因 b)に関しては、一般にアンカーを緊張した場合、そのアンカーの受圧版の背面地盤が沈むと同時に、近傍のアンカー箇所の背面地盤も沈む影響が考えられる。この現場でのアンカー荷重の変動図からも、荷重の大きく低下するタイミングは、近傍で上段に位置するアンカーを緊張した時期と一致する結果が得られて

おり、このことから b)が急激な荷重低下の主な要因であることが考えられる。

要因 c)に関しては、この現場で使用しているアンカー材はPC鋼より線であり、見かけのリラクゼーション率は5%と考えられている<sup>6)</sup>。一方、この現場での定着時緊張力からの低下率（アンカー施工直後から再緊張直前までの荷重低下の割合）は約20～40%を示しており、c)が荷重低下の要因の一つではあるものの、主要因とは考えにくい。

要因 d)に関しては、自由長部の tendon をグリース等で塗布しポリエチレンシースで被覆した場合、自由長部が20m以内であれば無視しても問題ないと考えられている<sup>6)</sup>。この現場で使用しているアンカー材は自由長部が15.5m～19.0mであるため、d)が荷重低下の主要因とは考えにくい。

要因 e)は、アンカーによる地盤への影響範囲内に粘性土層がある場合、アンカーにより地盤に新たな応力が加わり、圧密が生じる現象である<sup>6)</sup>。この現場での地質は安山岩と凝灰岩から構成されているが、風化が著しく粘土化しており、すべり面での粘土層があることから、e)が荷重低下の要因の一つであると考えられる。

上記の考察により、荷重低下の要因としては、まず b)の地盤のクリープによる背面地盤の沈みが大きな要因として考えられ、それに次ぐ要因としては、c)の引張材のリラクゼーションおよび e)の粘土層の圧密が考えられる。

再緊張後にはアンカー施工直後のように大きな荷重の低下は見られていない。これは、アンカー施工直後から再緊張直前までの期間で、いわゆる受圧板背面地盤のクリープに伴う変位がほぼ収束しているためであると考えられる。

#### (7) 土塊変位の状況

図 2.5.12 は、図 2.5.9 および図 2.5.10 に示される箇所の 2004 年 3 月～2004 年 8 月における地盤伸縮計 (S-4,S-11) および縦型伸縮計 (SV-6,SV-7) とアンカー荷重計の変動である。S-11 および SV-6 は主側線に設置されている。一方、S-4 および SV-7 は副側線に設置されている。(図 2.5.9、図 2.5.11)

主側線上の頭部滑落崖に設置されていた S-11 は、地すべり発生当初は顕著な引張変動が認められた。その後、応急対策や恒久対策の実施に伴い、変動量が減少し、アンカーの再緊張以降には変動は認められていない。土塊変位の状況から地すべり対策の効果が発現されていると考えられる。一方、副側線上に設置されていた S-4 についても、S-11 と同様の傾向を示しており、地すべり対策の進捗に伴って変動量が減少した。

また、縦型伸縮計の SV-6、SV-7 も地盤伸縮計と同様の傾向を示しており、アンカーの施工に伴い変動量が減少し、アンカーの再緊張以降には変動は認められていない。

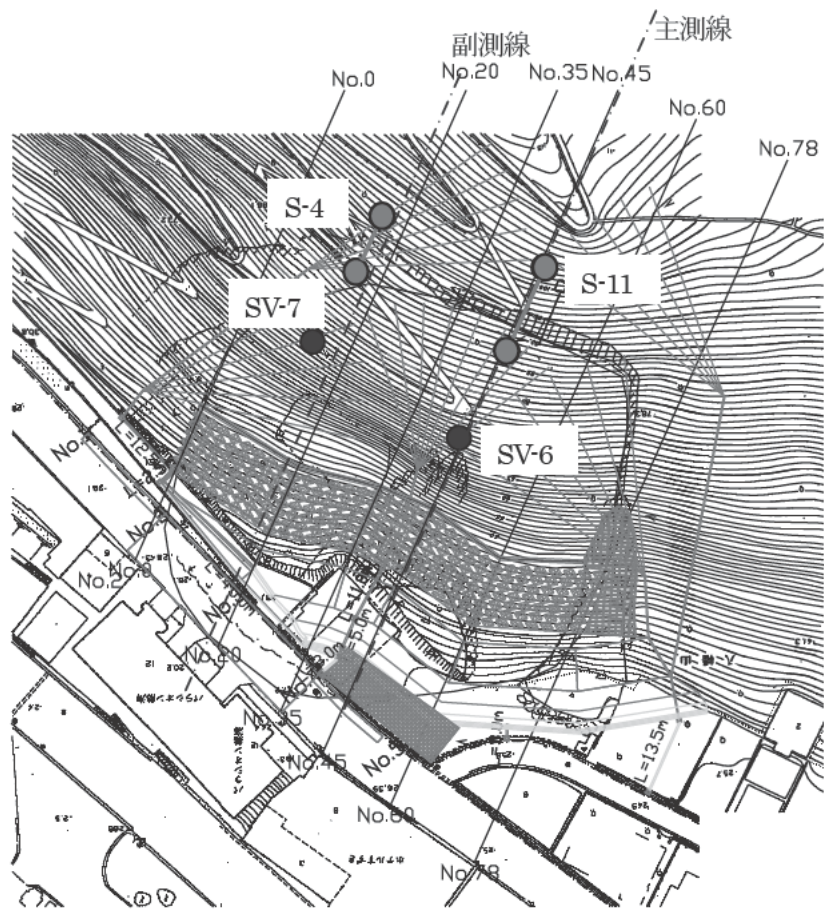


図 2.5.9 平面図

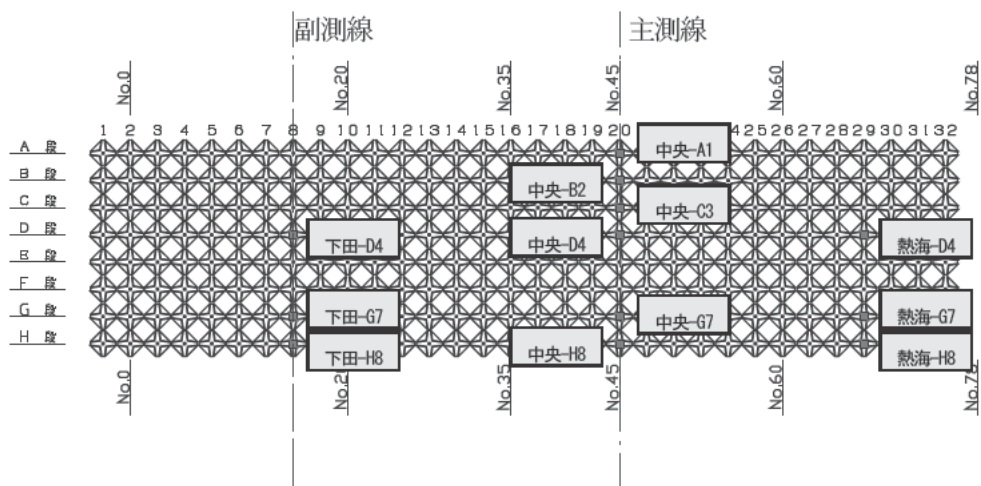


図 2.5.10 荷重計設置位置および名称





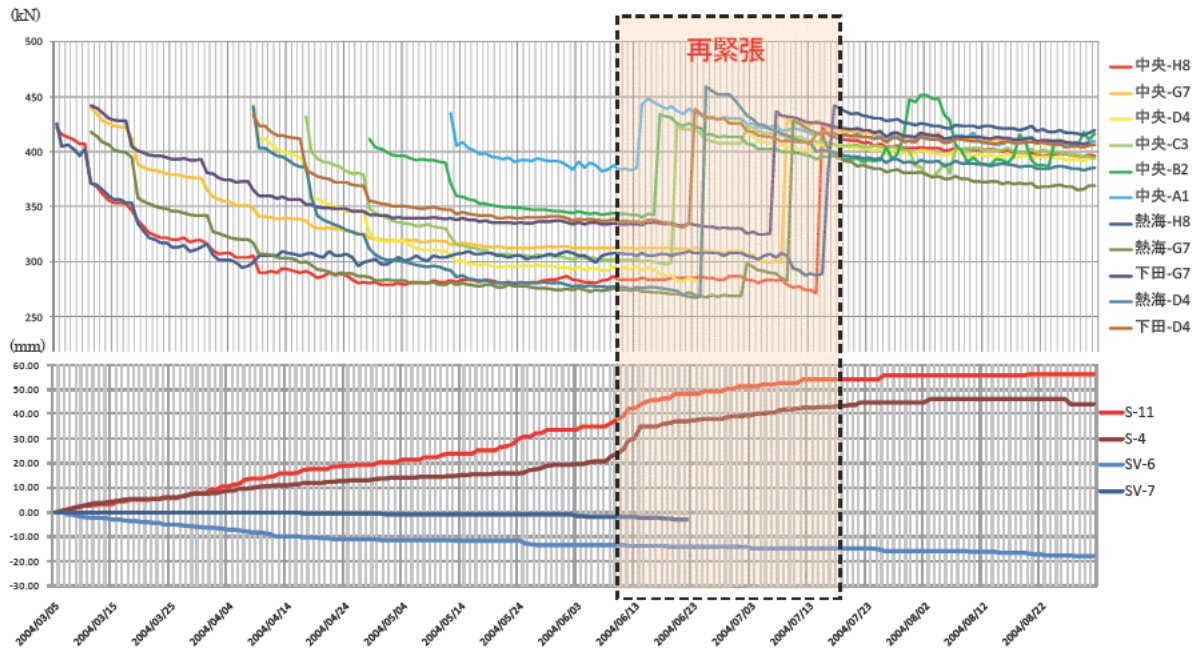


図 2.5.12 アンカー荷重と地盤伸縮計および縦型伸縮計の変動図

①縦型伸縮計

図 2.5.13 は、主測線上の縦型伸縮計 (SV-6) と直近に位置する荷重計 (中央 A-1) の関係を示したものである。SV-6 は圧縮傾向を示しており、変位に対してアンカー荷重は減少する傾向がみられた。

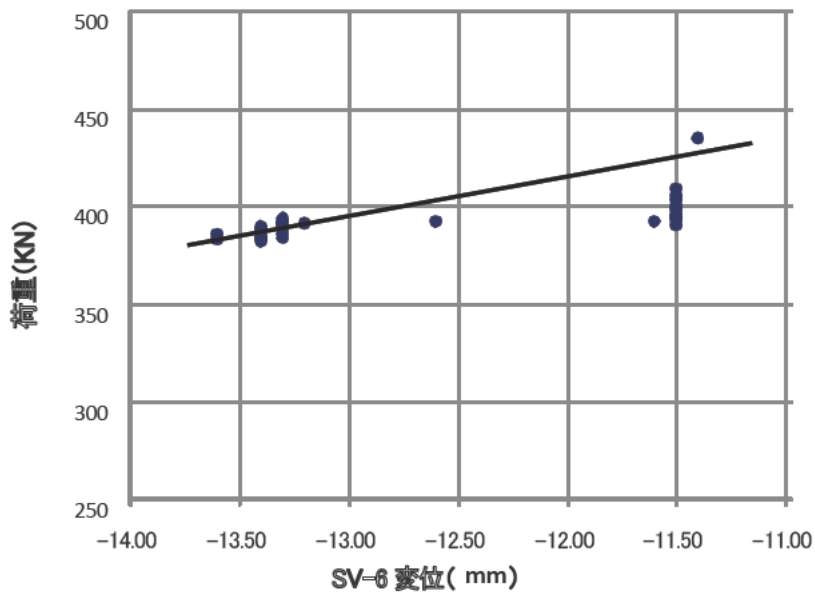


図 2.5.13 縦型伸縮計 (SV-6) とアンカー荷重 (中央 A-1) の関係



## ②地盤伸縮計

図 2.5.14 は主測線上の地盤伸縮計 (S-11) とアンカー荷重計 (中央 A-1) の相関である。地すべりの滑動によってアンカー自由長を伸ばす方向に土塊が移動していると推察されるが、それに反してアンカー緊張力は減少する傾向がみられた。

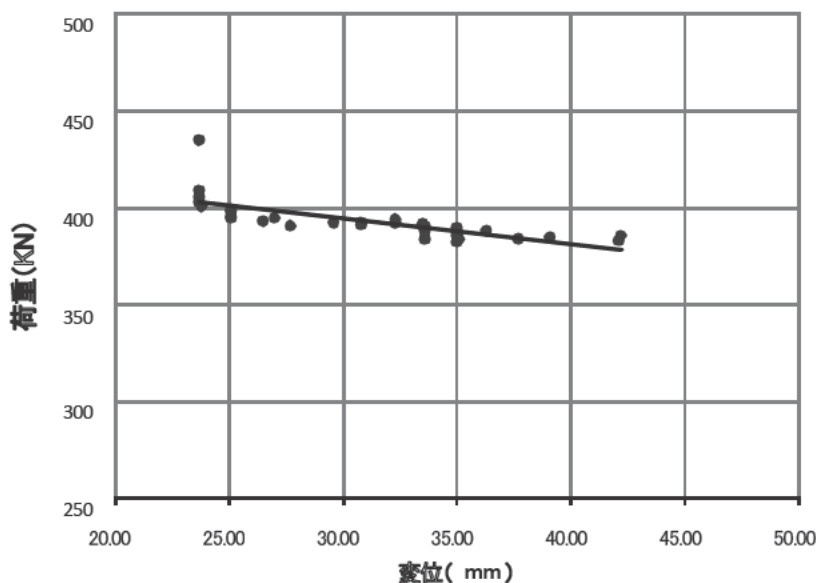


図 2.5.14 地盤伸縮計 (S-11) とアンカー荷重計 (中央 A-1) の相関

## ③アンカー伸び量と縦型伸縮計の変位量の関係

縦型伸縮計 (SV-6) とアンカー荷重計 (A-1) の 2 時期の計測値を用いて、縦型伸縮計の変位量と荷重から換算したテンドンの伸び量を比べる。表 2.5.2 には、孔内傾斜計およびアンカー荷重計の計測値、表 2.5.3 にはアンカーの諸元をそれぞれ示している。

表 2.5.2 縦型伸縮計およびアンカー荷重計の計測値

種別	番号	2004年5月12日 (a)	2004年6月13日 (b)	差分 (b)-(a)
縦型伸縮計 (mm)	SV-6	-11.4	-13.80	-2.4
アンカー荷重計 (kN)	中央 A-1	434.72	385.40	-49.32

表 2.5.3 アンカーの諸元

	単位	中央 A-1
テンドン種別	—	VSL E5-6
設計荷重	kN	612.3
自由長	m	20.0
弾性係数	kN/mm <sup>2</sup>	196
断面積	mm <sup>2</sup>	592.3

一般に、アンカーテンドンの伸び量は、次式で表される。

$$\delta = \Delta T \times L_f / (A_s \times E_s) \quad (\text{式 2.5.1})$$

ここで、 $\delta$  : テンドンの伸び量

$\Delta T$  : アンカーの荷重変動量

$E_s$  : テンドンの弾性係数

$A_s$  : テンドンの断面積

$L_f$  : テンドンの自由長

式 2.5.1 により、アンカー荷重の変動量からテンドンの伸び量に換算したものを表 2.5.4 に示す。伸び量の比が 1.44 となっており、当該地においては、縦型伸縮計が設置された付近の土塊とアンカー自由長部の土塊の変位量との相関が見受けられた。

表 2.5.4 孔内傾斜計およびアンカーの伸び量比較

測線	主測線(SV-6-中央 A-1)
孔内伸縮計による伸び量(mm) $\delta_e$	-2.4
アンカー軸方向に変換した孔内伸縮計の伸び量 (mm) $\delta_e' (= \delta_e \sin 25^\circ)$	-5.9
アンカーの伸び量(mm) $\delta_a$	-8.5
伸び量の比 $\delta_a / \delta_e'$	1.44

(8) まとめ

地すべりが滑動するとアンカー緊張力が増加すると考えられたが、この現場ではアンカー施工時の荷重変動は複雑であり、アンカー緊張力が減少する傾向がみられた。これらの要因は、受圧構造物の背面地盤の沈下やアンカー体のクリープ、他アンカー緊張による影響によるものと思われる。

## 2.6 おおわくまわ 大涌沢地区

### (1) 現場概要

大涌沢地すべり<sup>1)-2)</sup>は、神奈川県西南部に位置する箱根火山の7つの中央火口丘の1つである神山の北側斜面に位置する(図 2.6.1)。谷底部の大涌沢を挟んで右岸側(神山側)は比較的急峻な地形で、左岸側はロープウェー大涌谷駅などの保全対象がある。

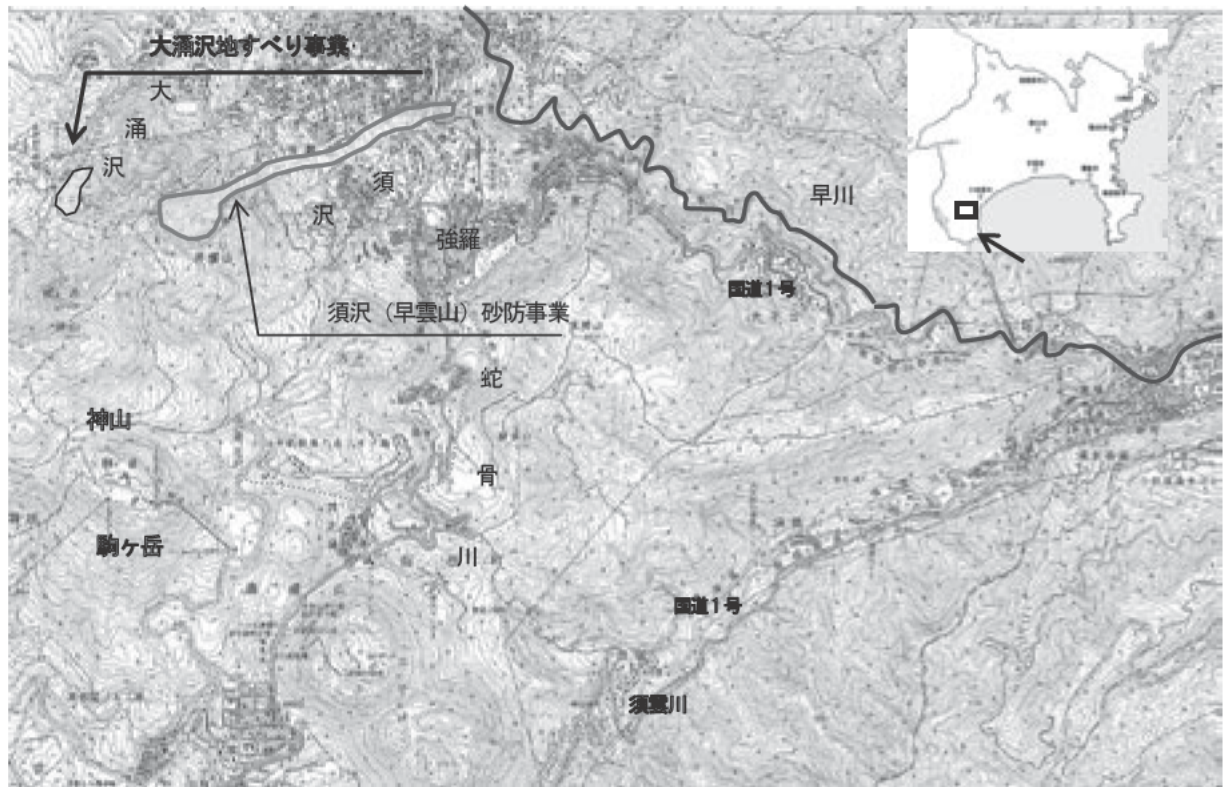


図2.6.1 現場位置図

周辺の地質は、図 2.6.2 に示されるとおり安山岩質溶岩と凝灰角礫岩から構成される。地すべり地には、変質した安山岩と凝灰角礫岩が露頭している。現場周辺は噴気している箇所も見られ、これらの噴気帯の浅層部では硫化水素と雨水の反応により弱酸性の地下水が流動し、岩石中の鉱物を融解して温泉余土と呼ばれる乳白色の酸性変質粘土を生成している。

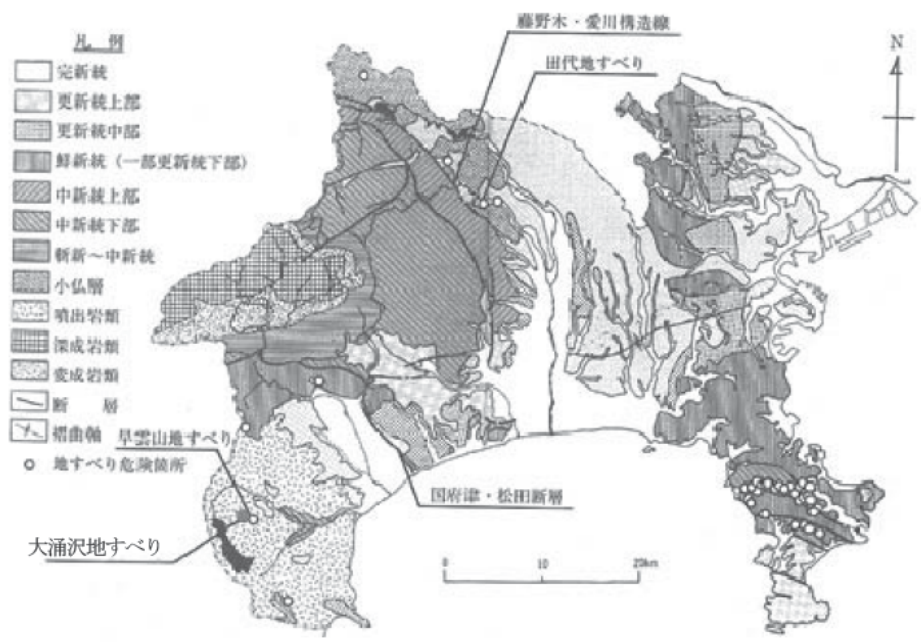


図 2.6.2 地質平面図<sup>③</sup>

大涌沢のブロック区分は写真 2.6.1 に示されるとおりである。写真赤丸部がアンカーの施工されている③ブロックである。

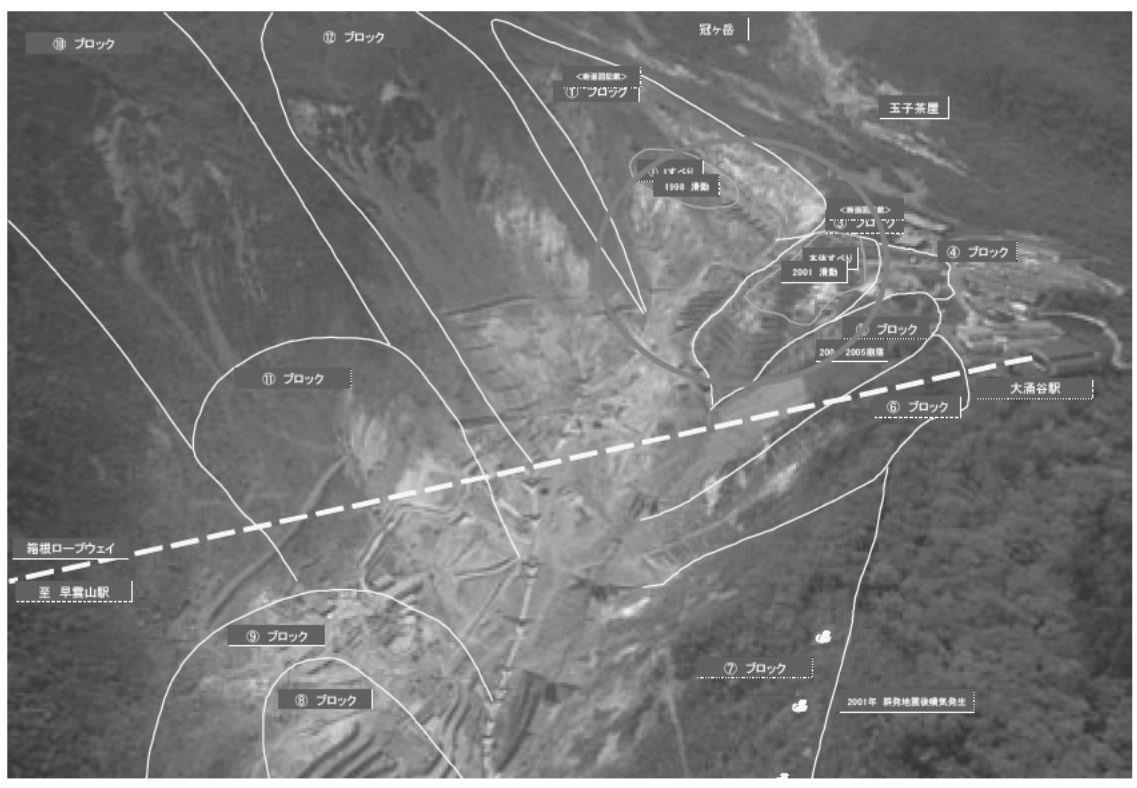


写真 2.6.1 大涌沢ブロック区分

## (2) 対策工実施までの経緯

大涌沢では、噴気活動や温泉作用により基盤岩は変質を受け、集中豪雨や群発地震の影響により、次々と地すべりや崩壊が発生してきた。

特に明治 43(1910)年の地すべりでは大涌沢西斜面の大崩壊を伴い 40 万 m<sup>3</sup>の土石が早川本流まで押し出した。それ以降、昭和 10(1935)年、20(1945)年、23(1948)年、25(1950)年、28(1953)年と地すべりが発生している。

昭和 33(1958)年には地すべり防止地区に指定され、集中的な地すべり対策工事が進められたことにより、多量の土砂流出は発生していない。

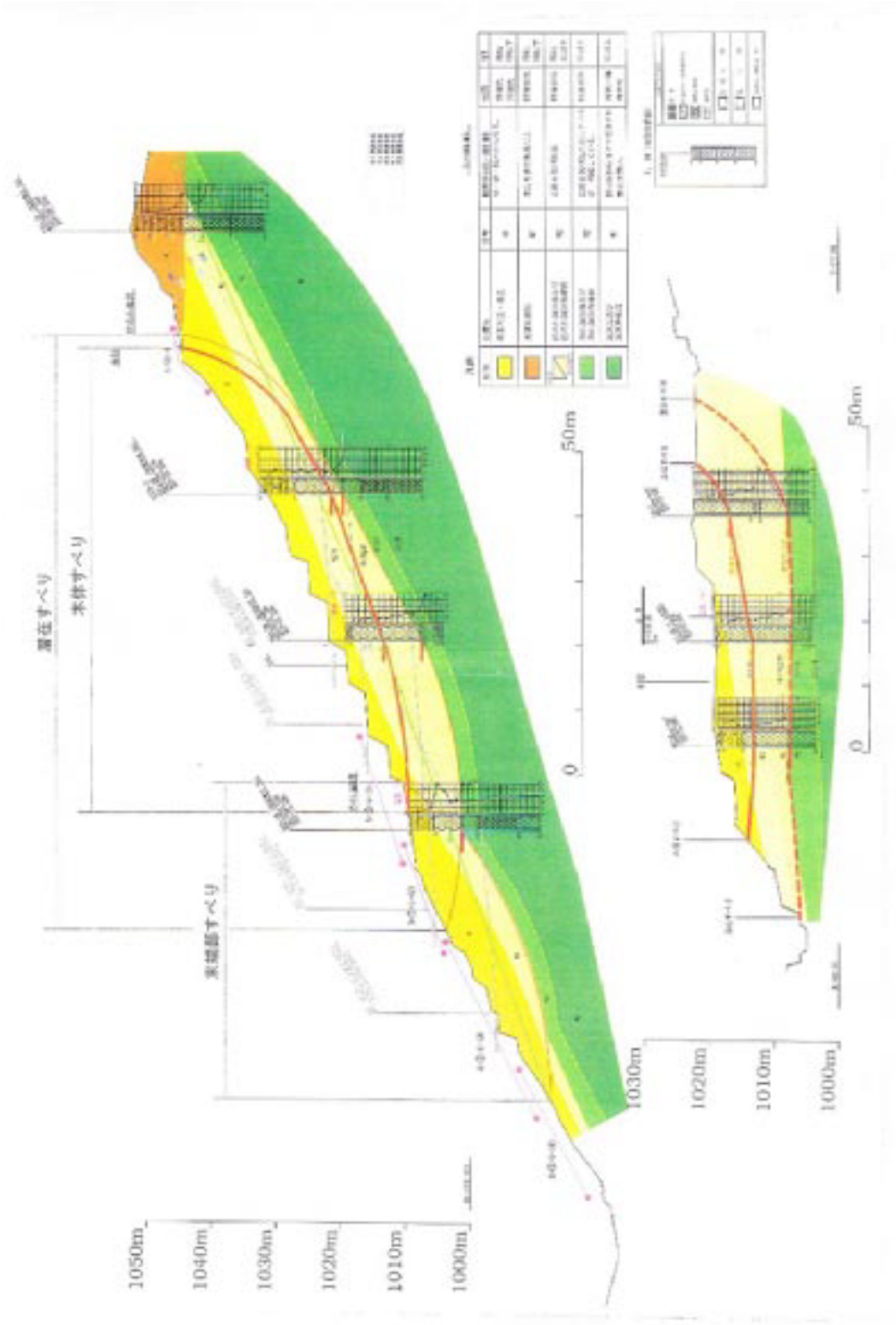
対策工として雑割の石積工が施工されているが、平成 13(2001)年 9 月の台風 15 号により生じた地すべり活動により多数の亀裂が発生し、平成 13(2001)年から地すべり調査を実施し、横ボーリング工が施工された。

大涌沢は抑止工の検討がなされたが、地中温度が 90° 以上、pH=2 程度の酸性変質が著しく進行している地盤では既往対策工法の材料では困難であった。

このような状況を受け、新たなグラウト材の暴露試験、アンカー引き抜き試験および材料検討が実施された。

現場近隣の早雲山で平成 7(1995)年に試験アンカー工およびこれに基づくアンカーの実施設計を行っており、平成 8(1996)年度から早雲山地すべり対策工事<sup>2)</sup>が着手された。その後、大涌沢においても平成 14(2002)年度にアンカー工が計画された。当現場は温泉地帯・火山地帯であるため、酸性土壌などの腐食環境にも強いとされる素材を用いた NM グラウンドアンカーが採用されている。NMグラウンドアンカーとは、炭素繊維 7 本より線φ12.5mm を組み合わせたもので、PC 鋼より線に比べて重量が約 5 分の 1 と「軽量」で「錆びにくい」材料である。頭部定着体には耐久性に優れたステンレス製のテンドングリップを使用し、防食仕様となっている。このようなアンカー施工が平成 18(2006)年から開始されている。図 2.6.4 はアンカー実施までの流れであり、図 2.6.5 は平成 18(2006)年以降のアンカー施工状況である。





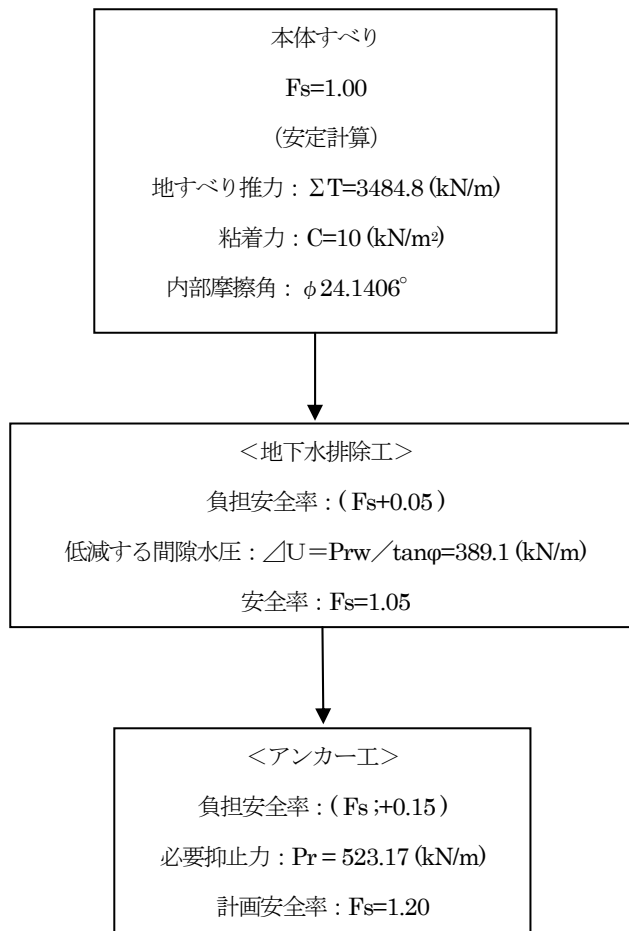


図2.6.4 アンカー実施までの流れ

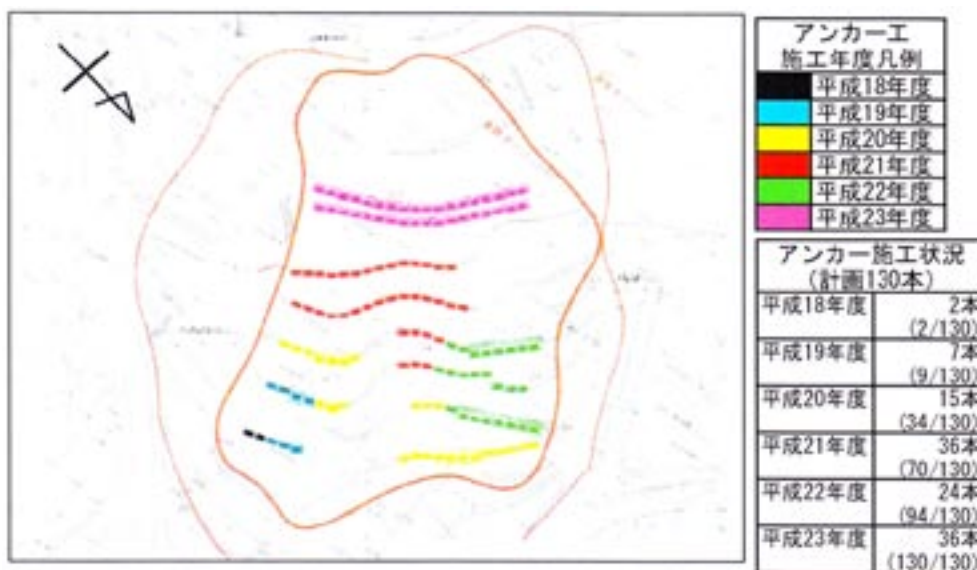


図2.6.5 アンカー施工状況

### (3) 地すべり形態（火山性地すべり）

地すべりは、高温高压の噴気ガスや強酸性の熱水作用によって安山岩等が変質し、温泉余土（モンモリトナイトを主成分とする粘土）化されてすべり面を形成する温泉地すべりである。

地すべりブロックは「本体すべり」、「末端部すべり」、「潜在すべり」に区分され、現在、本体すべりに対して対策が進められている。

この現場の素因及び誘因は次の通りである。

#### 【素因】

- ・急峻なV字状の溪谷となっている。
- ・温泉余土化による地盤強度の低下、すべり面粘土の生成。
- ・噴出ガスや強酸性の熱水作用により、地下の岩盤が変質して脆弱化・粘土化しすべり面を形成。

#### 【誘因】

- ・豪雨による地下水位の上昇、すべり面粘土の膨潤。

### (4) 対策工の諸元

表 2.6.1 および表 2.6.2 は、本体すべりに対する設計条件の諸数値およびアンカー諸元である。図 2.6.6 は、アンカーの構造図である。

表2.6.1 地すべり対策工の設計条件

項目	単位	諸元値
必要抑止力 $P_r$	kN/m	523.2
すべり面勾配 $\theta$	°	4.91~28.65
内部摩擦角 $\phi$	°	24.14
アンカー傾角 $\alpha$	°	26.6
水平間隔@	m	2.00
設計アンカー力 $T_d$	kN	210
周面摩擦抵抗値 $\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.2

表2.6.2 アンカーの諸元

項目	単位	諸元
種別	-	炭素繊維より線 (NMグラウンドアンカー)
定着方式	-	ナットタイプ
設計アンカー力 Td	kN	210
規格		φ12.5 HM3
削孔径	mm	146~300 (拡孔部)
アンカー体長 $l_a$	m	3.00 (拡孔部 1.0m)
受圧板	-	FFU-1400-S3

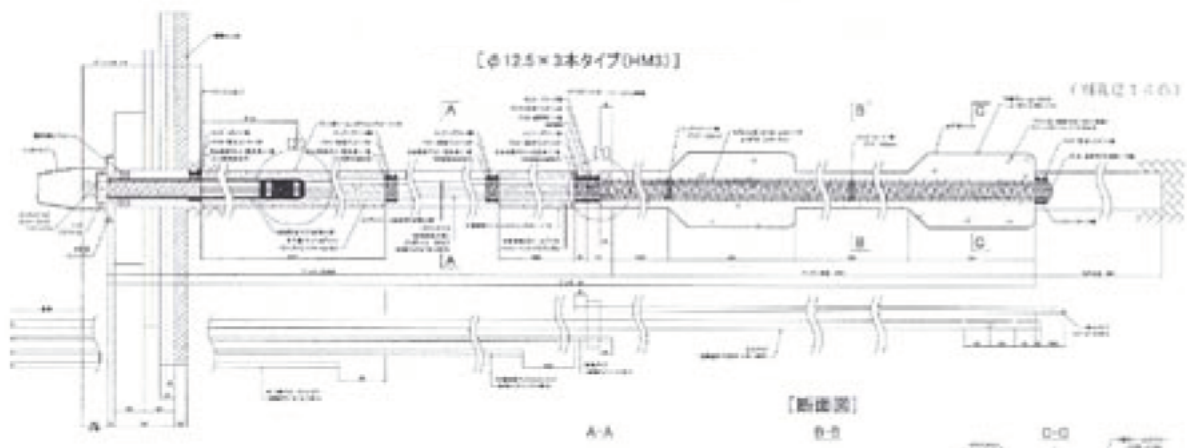


図2.6.6 NMグラウンドアンカー(φ12.5)構造図<sup>4)</sup>

(5) アンカー荷重変動

①アンカー荷重計の配置

大涌沢の地すべり動態観測は、図2.6.7に示されるようにアンカー荷重計、孔内傾斜計、地下水位計、地盤伸縮計および移動杭によって行われている。荷重計は油圧式の荷重計 (PD-210 常用荷重 650KN タイプ) である。このタイプのアンカー荷重計の構造は、同型・同大の2枚のステンレス(SUS 316-L t=1.0mm)板を重ね合わせ、板の周縁を溶接し薄板の間に作動油を送り込む油管とエア抜き用の排気管を接合した薄くて軽いシンプルなものである。

アンカー荷重計は、P1~P4の4基をアンカー施工の工区毎に1基配置されている。図2.6.8~図2.6.10は、それぞれの計測データである。





図2.6.7 観測計器の配置

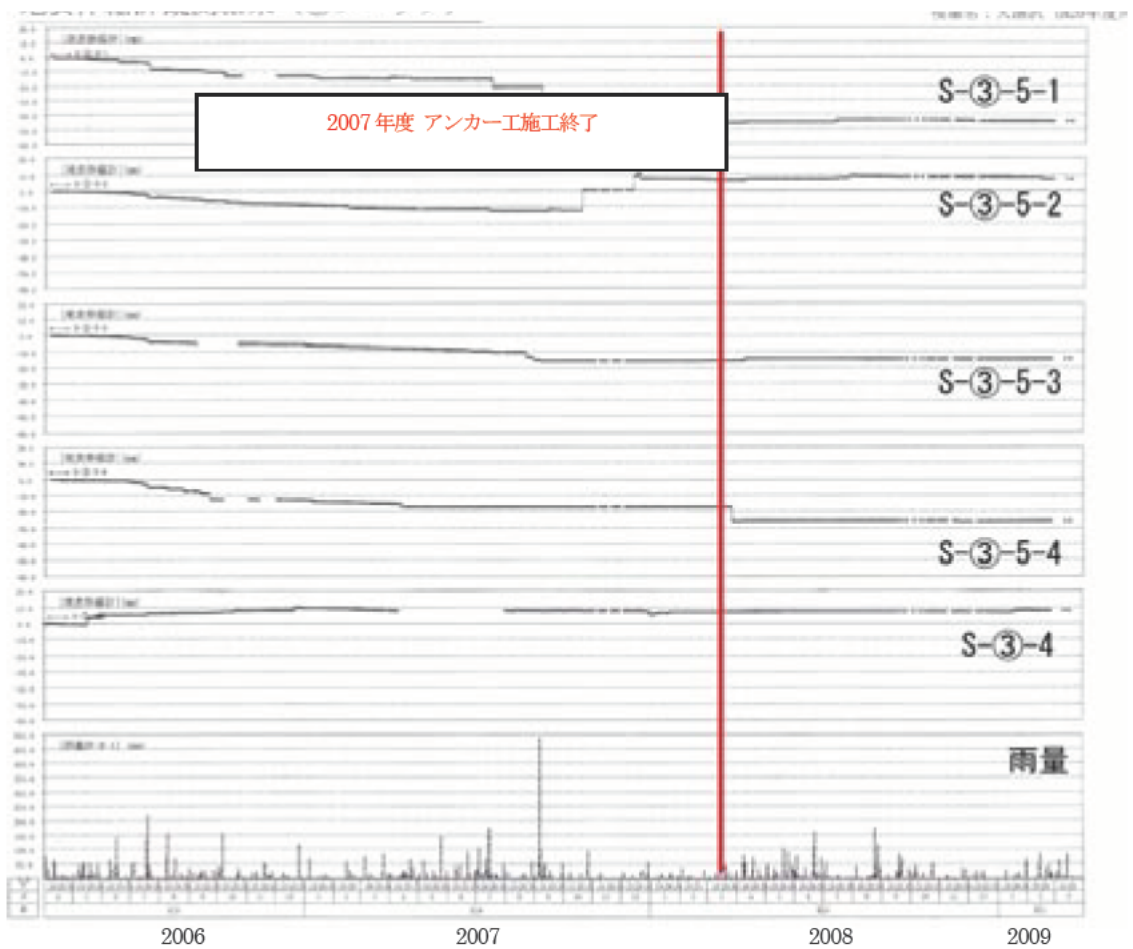


図2.6.8 観測結果データ (地盤伸縮計 : S-③-4~S-③-5-4)

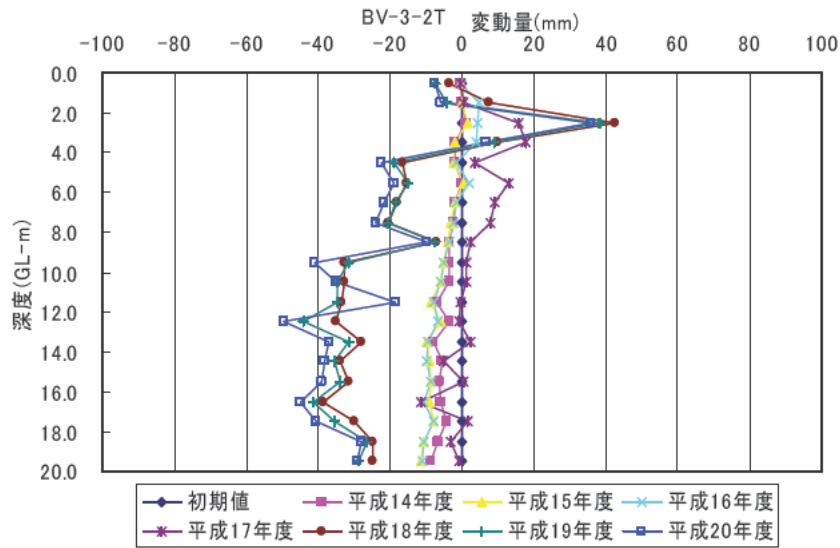


図 2. 6. 9 観測結果データ (孔内伸縮計 : BV-3-2T)

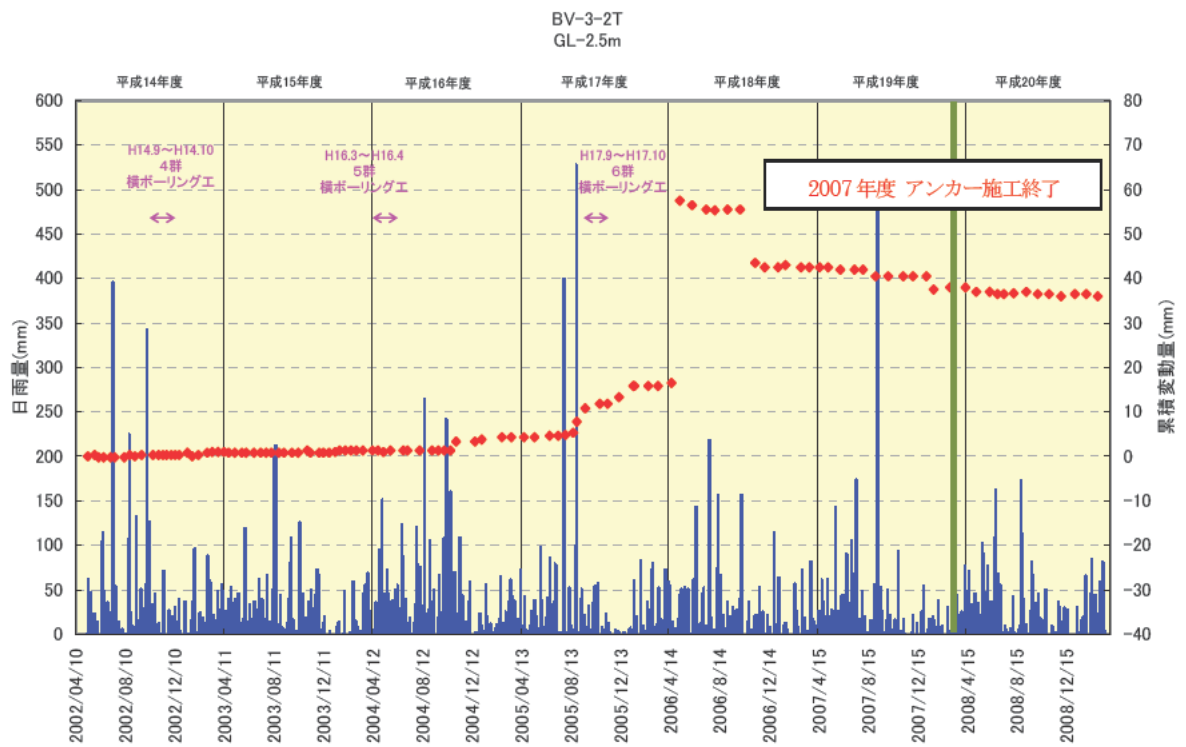


図 2. 6. 10 観測結果データ (孔内伸縮計 : BV-3-2T)

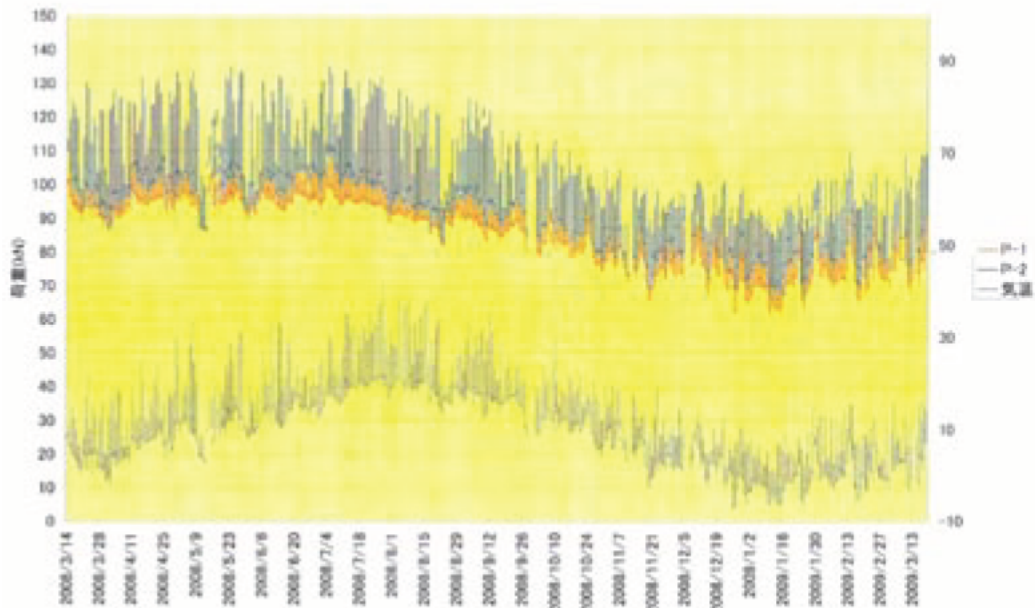


図 2.6.11 アンカー荷重変動図 (温度補正前)

図 2.6.11 に示されるように現場のアンカー荷重は気温、地温等の影響を受けてしまう。このため、アンカー荷重計の計測値に対して温度補正を行う必要がある。

図 2.6.12 は、温度補正をしていない P-1 および P-2 のアンカー荷重計を対象にして、計測間隔 1 時間ごとの 5 日間のアンカー荷重計の計測値を示したものである

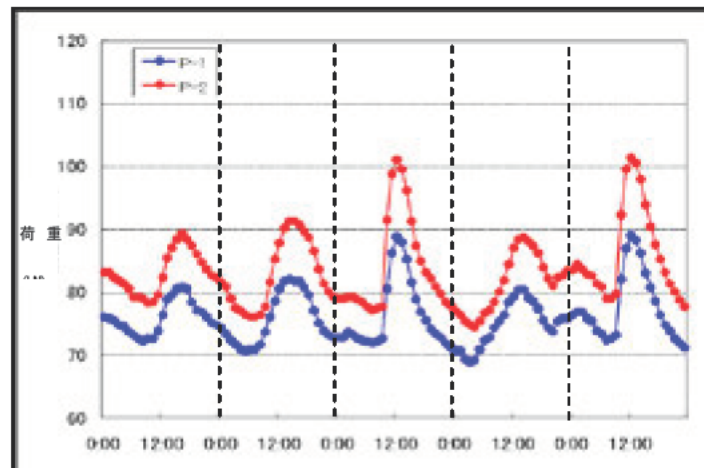


図 2.6.12 アンカー荷重変動図 (5日間の変動)

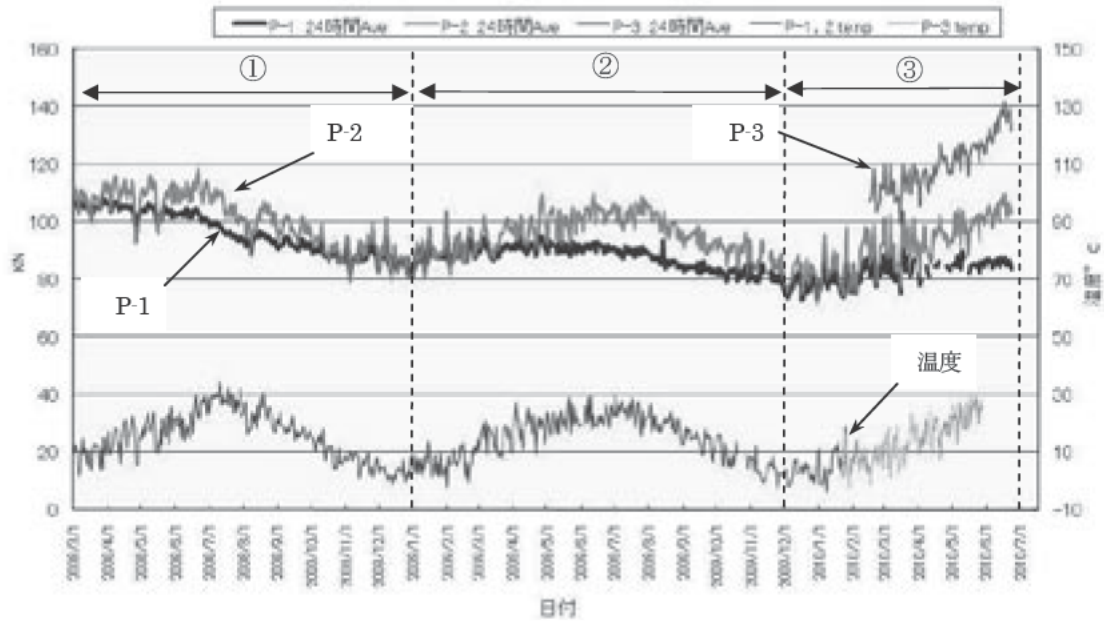


図2.6.13 アンカー荷重変動図（温度補正後）

表 2.6.3 アンカー荷重計の計測値

荷重計 番号	設置荷重 (kN)	項目	アンカー荷重計の計測値 (kN)			全期間 平均	変動傾向
			①2008.3~2008.12	②2009.1~2009.12	③2010.1~2010.6		
P-1	105	最大値	108.1	95.9	90.3		・漸減傾向
		最小値	81.9	73.0	72.9		
		平均値	97.0	87.2	82.7		
		変動幅	26.2	22.9	17.3	22.1	
		変化量	-8.0	-9.8	-4.5	-7.4	
P-2	105	最大値	118.3	110.0	109.6		・漸減傾向
		最小値	79.2	74.1	71.6		
		平均値	101.8	94.3	91.7		
		変動幅	39.1	35.9	38.0	37.7	
		変化量	-3.2	-7.5	-2.6	-4.4	
P-3	105	最大値	-	-	141.6		
		最小値	-	-	99.5		
		平均値	-	-	120.0		
		変動幅	-	-	42.1		
		変化量	-	-	15.0		

変動幅：各期間における最大値と最小値の差

変化量：平均値の前期間との差

設置荷重：定着時緊張力



図 2.6.13 は、2008 年 3 月から 2010 年 6 月の期間における P1~P3 の 3 基の温度補正されたアンカー荷重の変動である。表 2.6.3 は、図 2.6.13 における各アンカー荷重の最大値、最小値、平均値、変動幅、変化量を①2008 年 3 月～12 月、②2009 年 1 月～12 月と③2010 年 1 月～6 月の 3 期間ごとにまとめたものである。アンカー荷重の変動傾向は、3 基の荷重計のうち P-1 と P-2 では最大値、最小値とも漸減傾向を示し、P-3 は測定期間が短期間であるが増加傾向を示した。

## ②アンカー荷重変動の原因

大涌沢では、図 2.6.14 に示すように地温による計測値への影響もあり、複雑な荷重変動であると考えられるが、P-1 および P-2 のアンカー荷重変動は、長期的には地盤のクリープによる影響で漸減傾向が認められる。

P-1、P-2 および P-3 のアンカー荷重計を設置した時の定着時緊張力は、各々105kN と等しい。P-3 の荷重の平均値による変化量は、P1 および P2 よりも大きいですが、P1 および P2 と同様に冬期から夏期にかけて増加傾向であり、温度変化に伴う荷重変動である可能性があることから、地すべりの動きを確認するためには長い期間の計測が必要であると考えられる。

ここで、季節変動が原因と考えられる荷重計の変動傾向を把握するためには、計測期間を長くすることで地山の変動との違いが顕著になり、季節変動によるアンカー荷重計の変動幅をある程度定めることができると考えられる。さらに、これらのアンカー荷重計の計測値は補正を行っているが、温度変化の低い時間帯を選定して補正をすることで変動幅を抑制でき、より温度変化による傾向を抑えることができる可能性がある。



図2.6.14 大涌沢温度分布状況

## 2.7 儀明川地区

### (1) 現場概要

図 2.7.1 は、現場の位置と変状から対策までの経緯をまとめたものである。現場は新潟県上越市大字向橋地内であり、2005 年の融雪期に地すべりが発生した。この地すべりの応急対策として押え盛土工、横ボーリング工、恒久対策として横ボーリング工、杭工、アンカー工を施工し、2008 年 5 月に押え盛土工を撤去している。

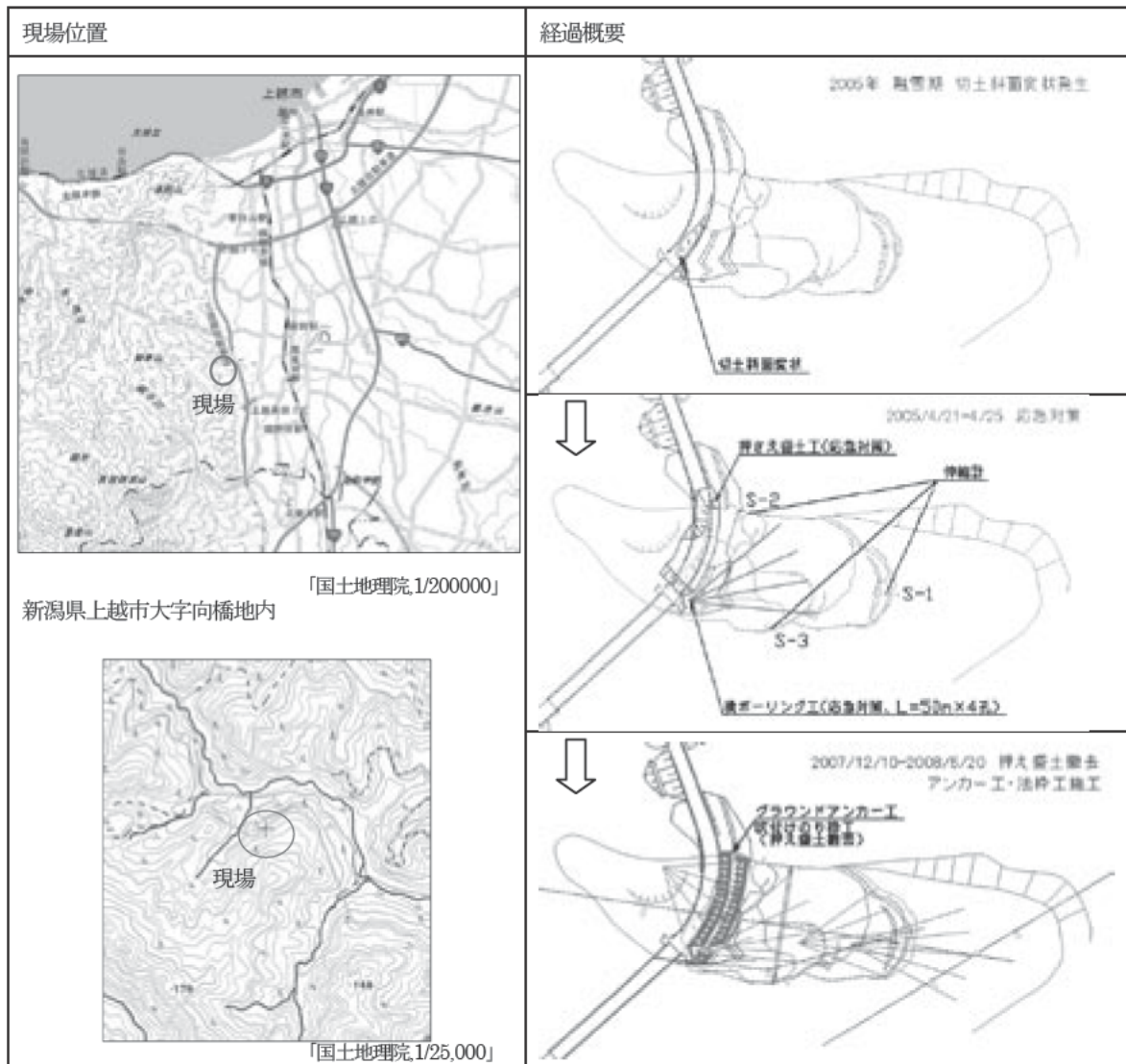


図 2.7.1 現場位置および経過の概要

図 2.7.2 は、この地すべりの主測線断面に観測計器の位置を示したものである。観測計器は、2007 年 12 月から①順次 1 本の杭を対象として深度 1m 毎に歪みゲージにより杭工の歪み量の計測、② 2 本のアンカーを対象にしたアンカー荷重計、③ 孔内傾斜計、④ パイプ歪計、および⑤ 地下水位計である。なお、アンカー荷重の計測は、吹付法枠を受圧構造体とした A-1 (上段)、A-2 (下段) の 2 カ所のアンカーに荷重計を

設置している。写真 2.7.1～写真 2.7.3 は、現場の全景とアンカー荷重計の設置状況を示したものである。

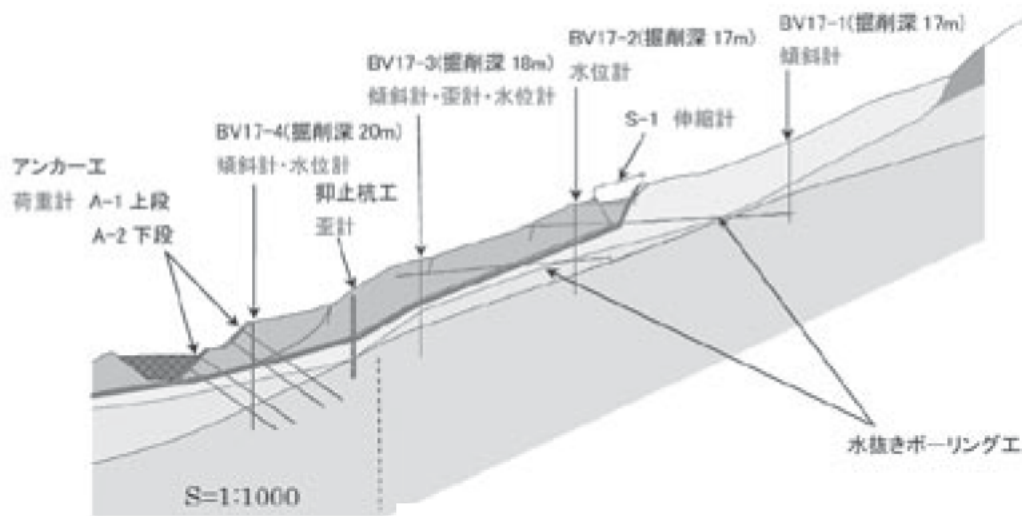


図 2.7.2 計測機器位置 (主測線)



写真 2.7.1 アンカー工の全景



写真 2.7.2 アンカー荷重計の設置状況 (A-2 下段)



写真 2.7.3 アンカー荷重計の設置状況 (A-1 上段)

※東京測器社製 センターホール型荷重計

## (2) アンカー荷重計の変動状況

図 2.7.3 は 2008 年 2 月から 2009 年 7 月までのアンカー荷重計測結果および日降水量のグラフである。

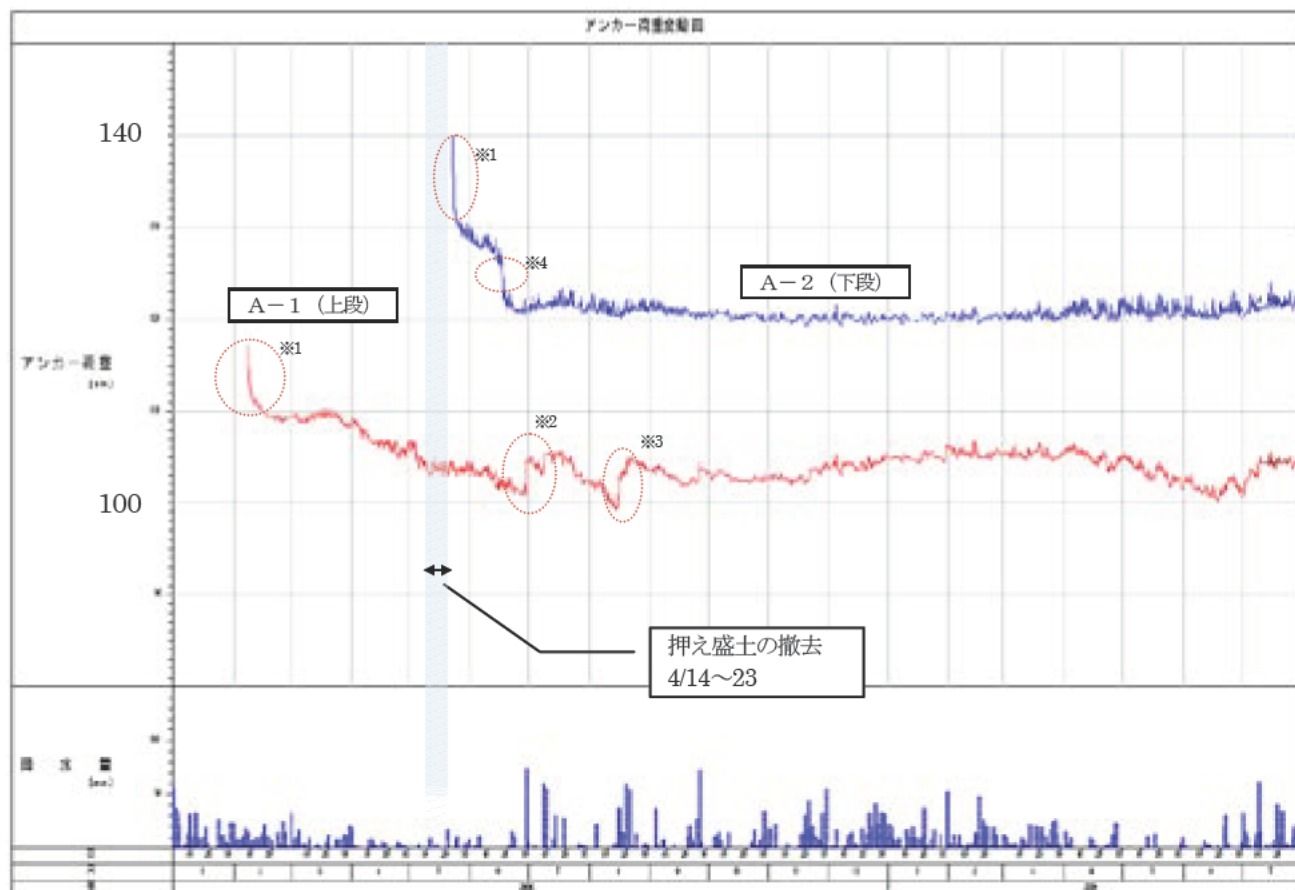


図 2.7.3 アンカー荷重変動図

アンカー荷重計の変動状況の概要は、以下のとおりである。

- ① 初期緊張力は、設計アンカー力  $T_d=177.7\text{kN/本}$  に対して、70～80%程度である。  
(正確な定着荷重数値は不明)
- ② 上段 (A-1)、下段 (A-2) 共に、荷重計設置直後 (例えば図 2.7.3 の※1 部分) にアンカー荷重が低下している。
- ③ 設置直後の荷重低下以外は、顕著な荷重変動が見られず、一定の荷重を維持している。
- ④ 上段のアンカー施工後、押え盛土の撤去を行っているが、A-1 のアンカー荷重の顕著な変動は無い。
- ⑤ A-1 のアンカー荷重は、2008 年 6 月 30 日 (図 2.7.3 の※2 部分) と 8 月 20 日 (図 2.7.3 の※3 部分) 頃に 5kN 未満の変動を示している。
- ⑥ A-2 のアンカー荷重計は、2008 年 6 月中旬に約 3kN のアンカー荷重低下があるが (図 2.7.3 の※4)、降雨や周辺作業等の関連はみられない。



(3) アンカー定着直後からのアンカー荷重の変動状況

図 2.7.3 の※1～※3 部分のアンカー荷重の変動の大きい3つの期間の変動要因について検討する。

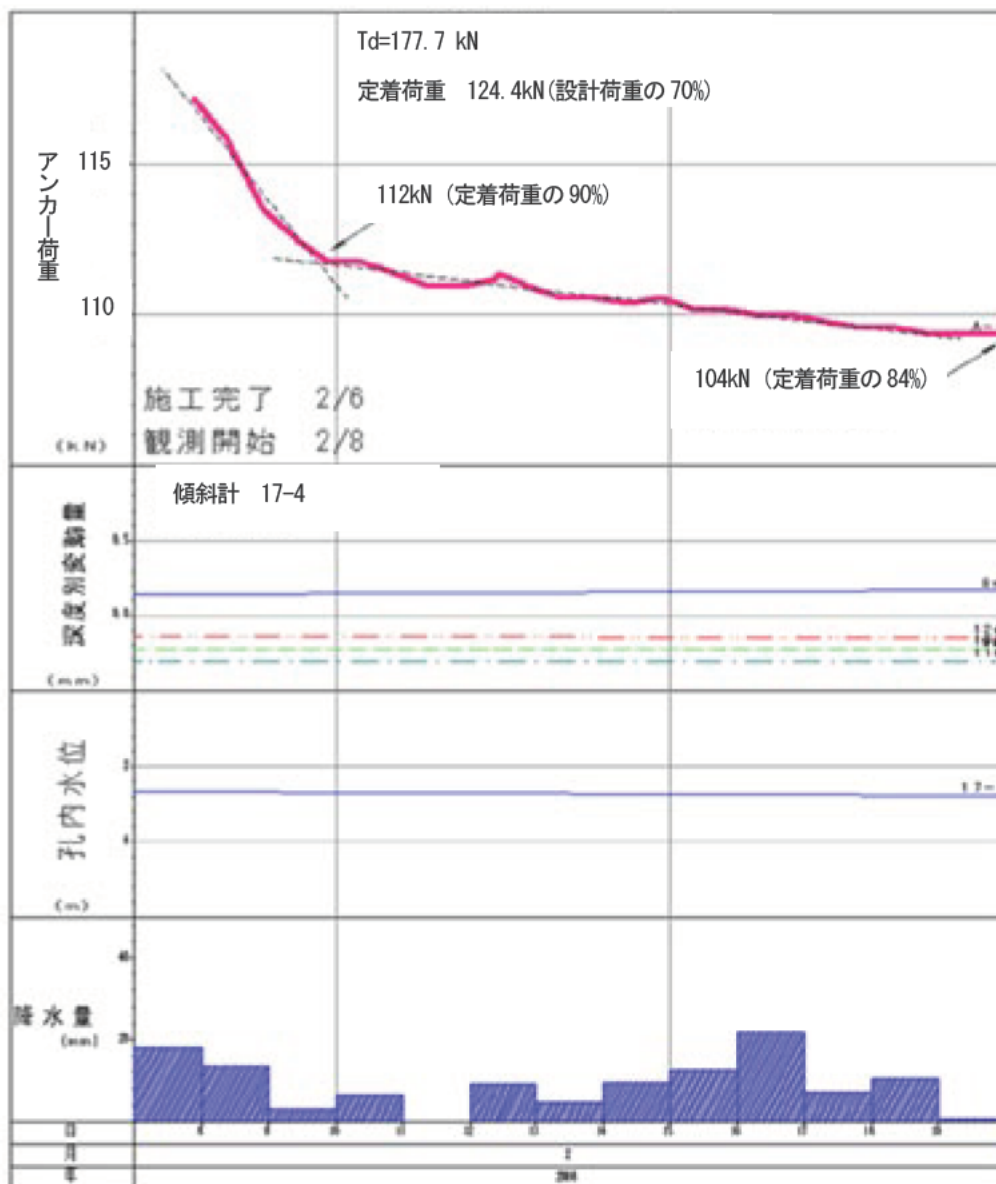


図 2.7.4 A-1 のアンカー荷重変動図 (2008 年 2 月)

図 2.7.4 は、アンカー定着から 2 週間の A-1 の荷重変動および孔内傾斜計、孔内水位計、日降水量を示したものである。アンカー定着から 3 日後のアンカー荷重は、定着荷重から 10%低下している。さらに、その後の 9 日間でアンカー荷重はさらに 6%低下した。このとき、傾斜計および水位計の値は、アンカー荷重と相関のあるような変動を示していない。

この期間でのアンカー荷重低下の要因は、傾斜計等の値に変動が見られないことから、①アンカーテンドンのリラクゼーションおよび設置地盤のクリープ、②定着具のなじみ、③緊張時のセット量などの施工条件によるものと考えられる。

(4) 7月初旬の状況

図2.7.5は、2008年6月25日～7月25日の1カ月間のアンカー荷重の変動と鋼管杭に設置されたひずみ計および日降水量を示したものである。

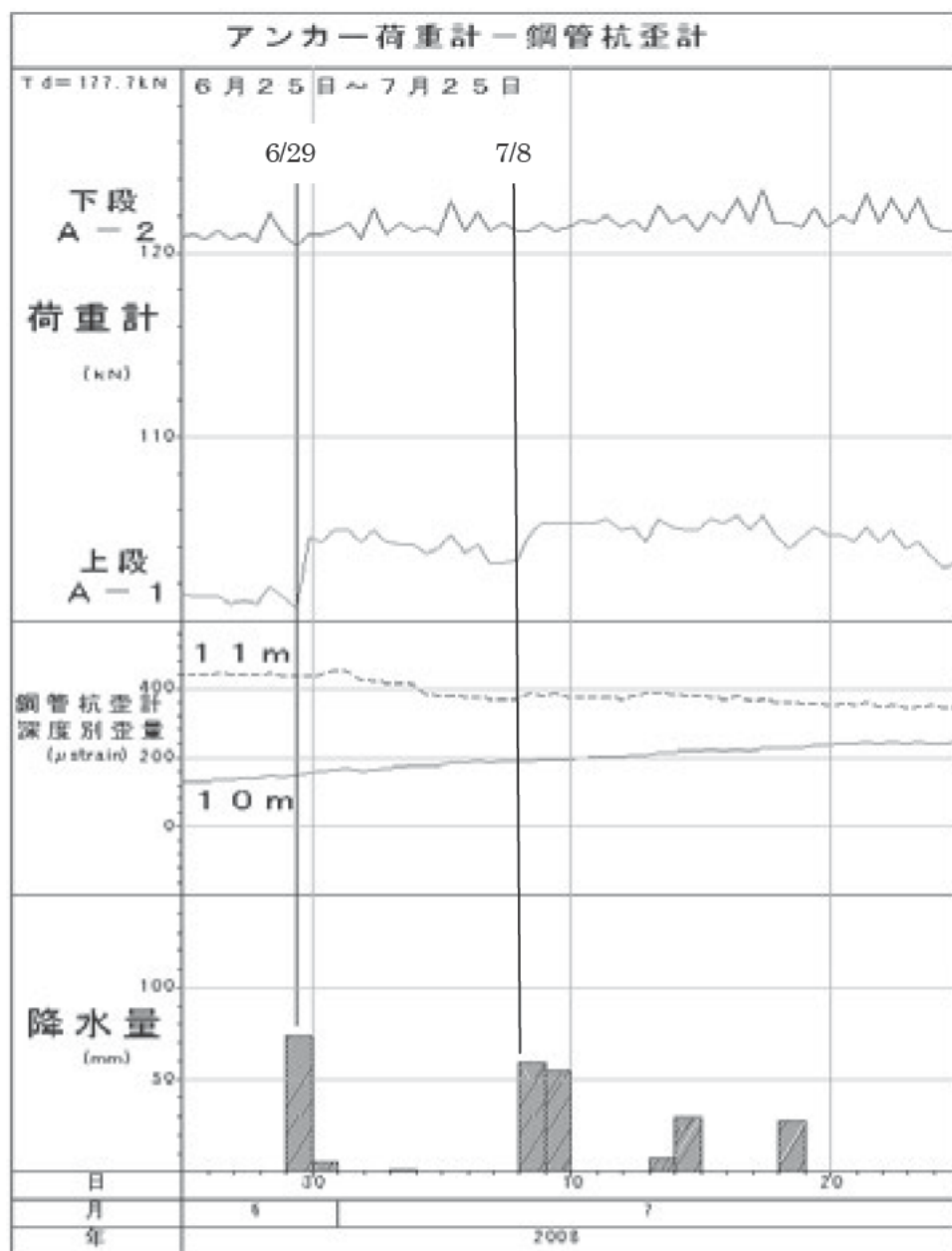


図2.7.5 アンカー荷重変動図 (2008年6月～7月)

アンカー荷重計(上段A-1)の変動と降水量に着目すると6月29日の降雨(74mm/日)とともにアンカー荷重は100.7 kNから104.52 kNに上昇した。その後、アンカー荷重は7月8日の降雨(59.5mm/日)で103.11 kNから105.32 kNとなり、6月29日の降雨後の変動に比べて少ないものの上昇した。表2.7.1は、これら50mm/日を超える降雨前後のA-1のアンカー荷重の計測値である。一方、鋼管杭に設置した歪計は、6月29日の降雨以降から深度11mの歪量が減少している。その後、7月8日では、歪の減少傾向に顕著な変化は認

められていない。これらのことから、A-1 のアンカー荷重計の値は、降雨によって上昇した地下水位の影響に伴う地すべり端部の変動に対応したとも考えられるが、鋼管杭に設置した歪計の値は短期間の降雨に対応する顕著な動きはみられない。

表 2.7.1 降雨前後のアンカー荷重(上段 A-1)計測値

計測値	6月29日	7月8日
降雨前のアンカー荷重値	100.70 kN	103.11 kN
降雨後のアンカー荷重値	104.52 kN	105.32 kN
アンカー荷重の変動幅	+3.82 kN	+2.21 kN
日降水量	74.0 mm/日	59.5 mm/日

(5) 8月中旬の状況

図 2.7.6 は、2008 年 8 月 1 日～8 月 31 日の 1 カ月間のアンカー荷重の変動と鋼管杭に設置されたひずみ計の値および日降水量を示したものである。

上段 A-1 のアンカー荷重は、8 月 15 日～16 日の降雨(37mm/日)により、99.29 kN から 102.91 kN に上昇した。その後、8 月 19 日～8 月 22 日にかけて 50mm/日を超える降雨を伴い、この荷重計の値は 8 月 22 日に 105.12 kN のピークを示した。表 2.7.2 は、これら 50mm/日を超える降雨前後の A-1 のアンカー荷重である。

鋼管杭に設置された深度 11m 歪計は、緩やかにその値を低下させる累積傾向にあるものの A-1 のアンカー荷重計のように降雨に相関する顕著な動きは見られなかった。

表 2.7.2 降水前後のアンカー荷重(上段 A-1)計測値

計測値	8月15～16日	8月19日	8月21日	8月22日
アンカー荷重 (降雨前)	99.29 (kN)	-	-	-
アンカー荷重 (降雨後)	102.91 (kN)	104.52 (kN)	104.72 (kN)	105.12 (kN)
日降水量	37～37.5 (mm/日)	58.5 (mm/日)	53.0 (mm/日)	51.0 (mm/日)

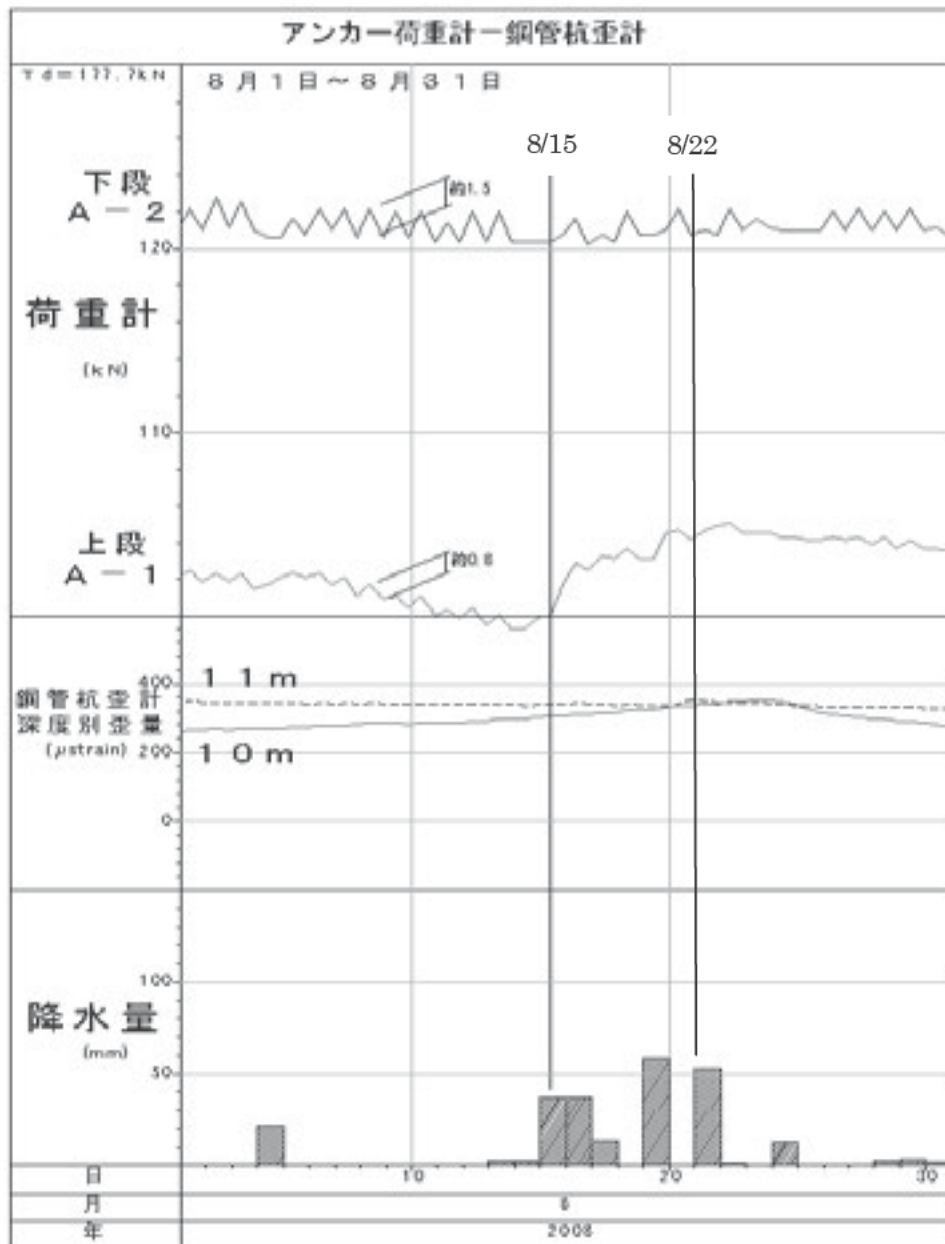


図 2.7.6 アンカー荷重変動図 (2008 年 8 月)

(6) アンカー荷重と気温の関係

図 2.7.7 は、アンカー荷重と気温の経時変化を示している。気温 15℃を目安に 2008 年 5 月～10 月および 2009 年 5 月～10 月を高温期、2008 年 11 月～2009 年 4 月を低温期とした場合、高温期の日変動幅は 4～5kN であるのに対して低温期の日変動幅は 3kN 程度とわずかであるが小さい値を示している。各期間のアンカー荷重の日変動は、高温期が 2～3kN である一方、低温期は 2kN 程度であり、著しい差はなかった。

表 2.7.3 は、高温期 (図 2.7.7 の①) の 2008 年 8 月 8 日～8 月 15 日における A-1 および A-2 のアンカー荷重計の計測値の一覧である。アンカー荷重の計測間隔は、AM9:00 と PM9:00 の 12 時間間隔であり、アンカー荷重の日変動幅は 2kN 未満であった。



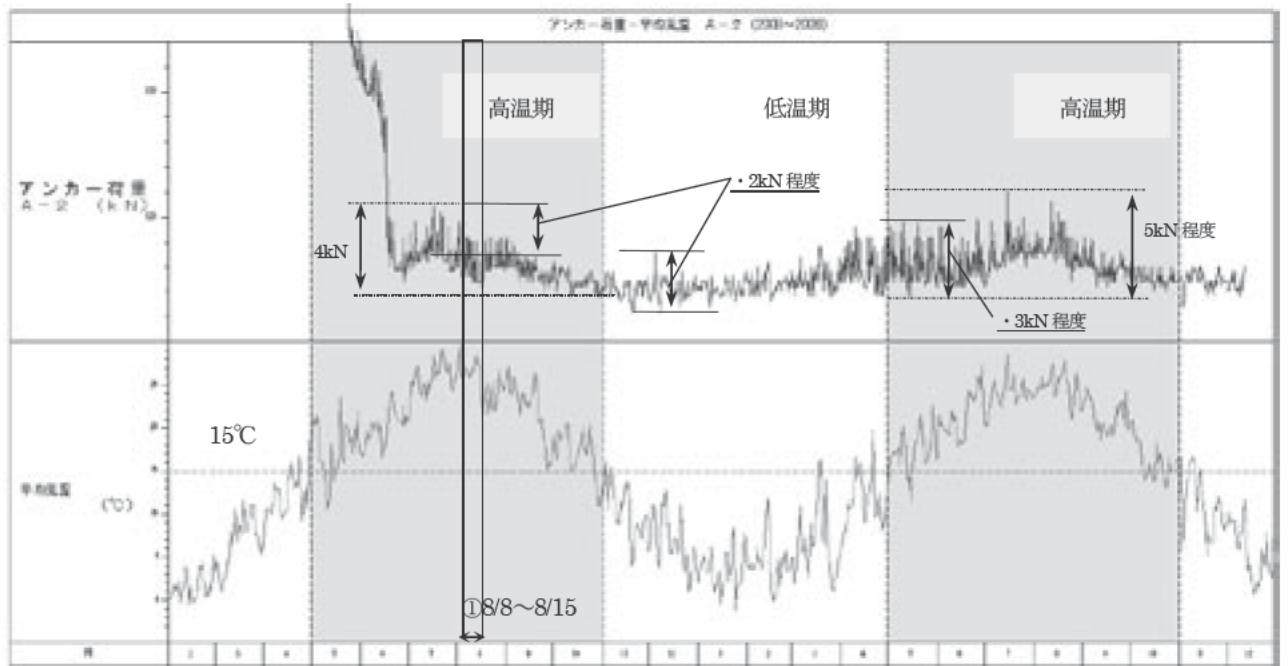


図 2.7.7 A-2 のアンカー荷重と気温の変動 (2008 年 2 月～2009 年 12 月)

表 2.7.3 アンカー荷重計測値 (2008 年 8 月)

日時	A-1				A-2			
	アンカー荷重計測値 (kN)		アンカー荷重計のひずみ ( $\mu\epsilon$ )		アンカー荷重計測値 (kN)		アンカー荷重計のひずみ ( $\mu\epsilon$ )	
	アンカー荷重	12 時間前との荷重差	ひずみ	12 時間前とのひずみ差	アンカー荷重	12 時間前との荷重差	ひずみ	12 時間前とのひずみ差
2008/8/8 9:00 AM	103.72		506		126.23		608	
2008/8/8 9:00 PM	102.91	-0.81	502	-4.00	124.62	-1.61	600	-8.00
2008/8/9 9:00 AM	103.11	0.20	503	1.00	126.03	1.41	607	7.00
2008/8/9 9:00 PM	102.51	-0.60	500	-3.00	124.62	-1.41	600	-7.00
2008/8/10 9:00 AM	103.11	0.60	503	3.00	126.03	1.41	607	7.00
2008/8/10 9:00 PM	102.11	-1.00	498	-5.00	124.42	-1.61	599	-8.00
2008/8/11 9:00 AM	102.31	0.20	499	1.00	125.42	1.00	604	5.00
2008/8/11 9:00 PM	101.91	-0.40	497	-2.00	124.42	-1.00	599	-5.00
2008/8/12 9:00 AM	102.51	0.60	500	3.00	126.03	1.61	607	8.00
2008/8/12 9:00 PM	101.51	-1.00	495	-5.00	124.42	-1.61	599	-8.00
2008/8/13 9:00 AM	102.11	0.60	498	3.00	126.03	1.61	607	8.00
2008/8/13 9:00 PM	101.30	-0.81	494	-4.00	124.42	-1.61	599	-8.00
2008/8/14 9:00 AM	101.30	0.00	494	0.00	124.42	0.00	599	0.00
2008/8/14 9:00 PM	101.91	0.61	497	3.00	124.42	0.00	599	0.00
2008/8/15 9:00 AM	102.11	0.20	498	1.00	124.42	0.00	599	0.00
2008/8/15 9:00 PM	103.72	1.61	506	8.00	124.82	0.40	601	2.00
最大値	103.72	1.60	506	8.00	126.23	1.41	608	2.00
最小値	101.30	-0.81	494	-5.00	124.42	-1.61	599	-8.00

(7) アンカー荷重と鋼管杭の歪、孔内傾斜計、孔内水位の変動傾向との相関

図 2.7.8 は、鋼管杭を設置したのちの 2008 年 1 月～11 月のアンカー荷重計およびひずみ計、孔内傾斜計、孔内水位計、雨量計の変動を示したものである。

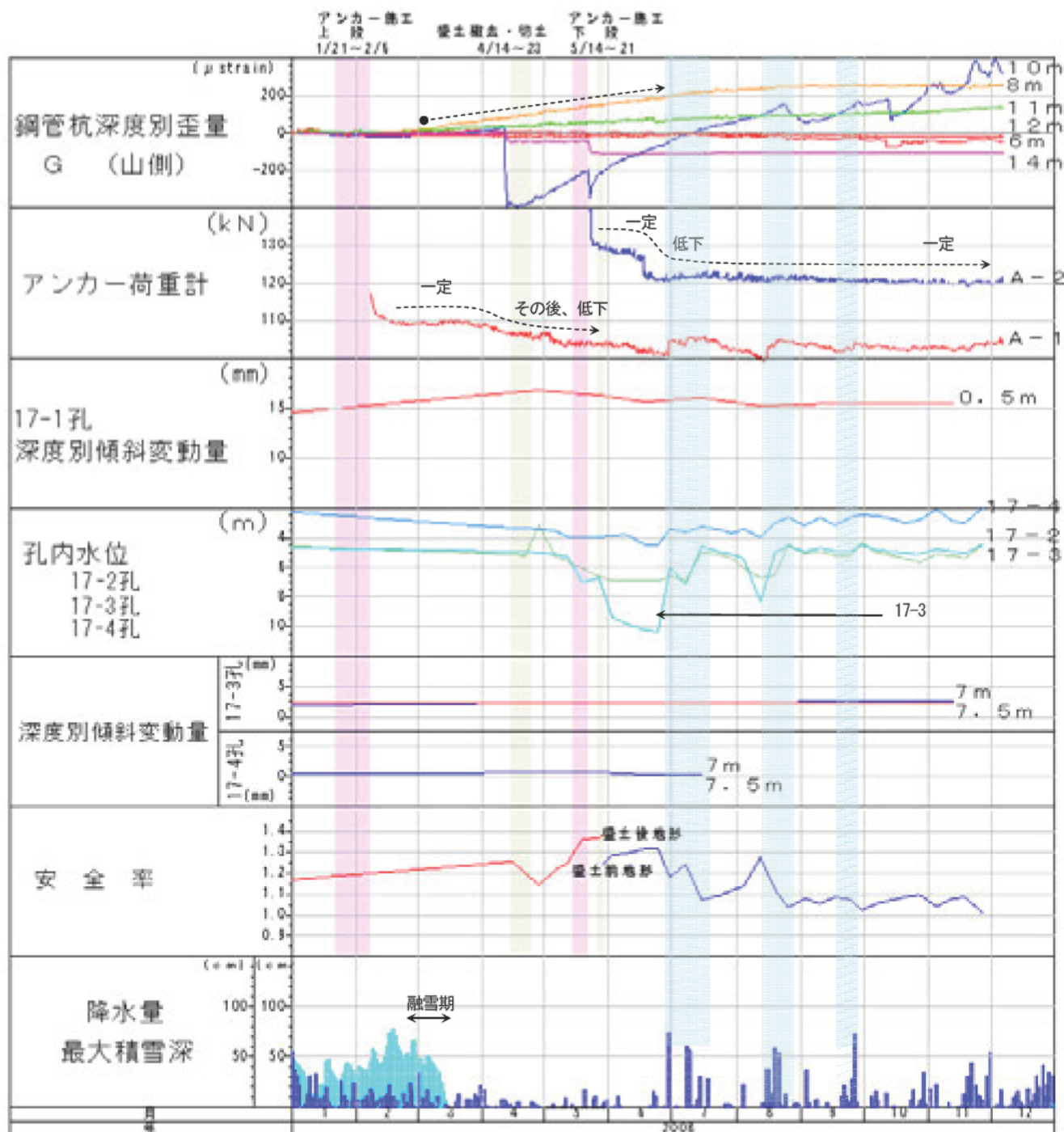


図 2.7.8 アンカー荷重と鋼管杭歪量などの変動

1) 降雨および融雪

A-1 および A-2 のアンカー荷重計の値は、荷重計を設置した直後に約 10kN 程度の低下を示した。この

A-1 の荷重計では、設置後 1 か月弱の期間で変動量が小さくなり一定値を示したのちに緩やかに減少し、日雨量 50mm を超える降雨に反応して、その都度 5kN 程度の上昇を示している。一方、A-2 では 2008 年 6 月中旬に荷重が低下し、その後は A-1 のような降雨に反応する変動は見られなかった。

2008 年 2 月～3 月の融雪期に A-1 のアンカー荷重に増加傾向は見られず、融雪後に低下傾向を示した。この時期の孔内水位の変動もアンカー荷重計の変動と同様に低下傾向を示した。

## 2) 押え盛土の撤去と鋼管杭に設置された歪計の値

図 2.7.9 は、鋼管杭に設置された歪計の変動図であり、2007 年 12 月から計測が開始されている。これらの歪計の変動は 2008 年 3 月頃の融雪期から緩やかな増加を示す深度が多く、2008 年 4 月中旬の押え盛土の撤去後に鋼管杭山側の歪計の深度 10m や鋼管杭谷側の 2m、11m において短期的な変動が計測された。

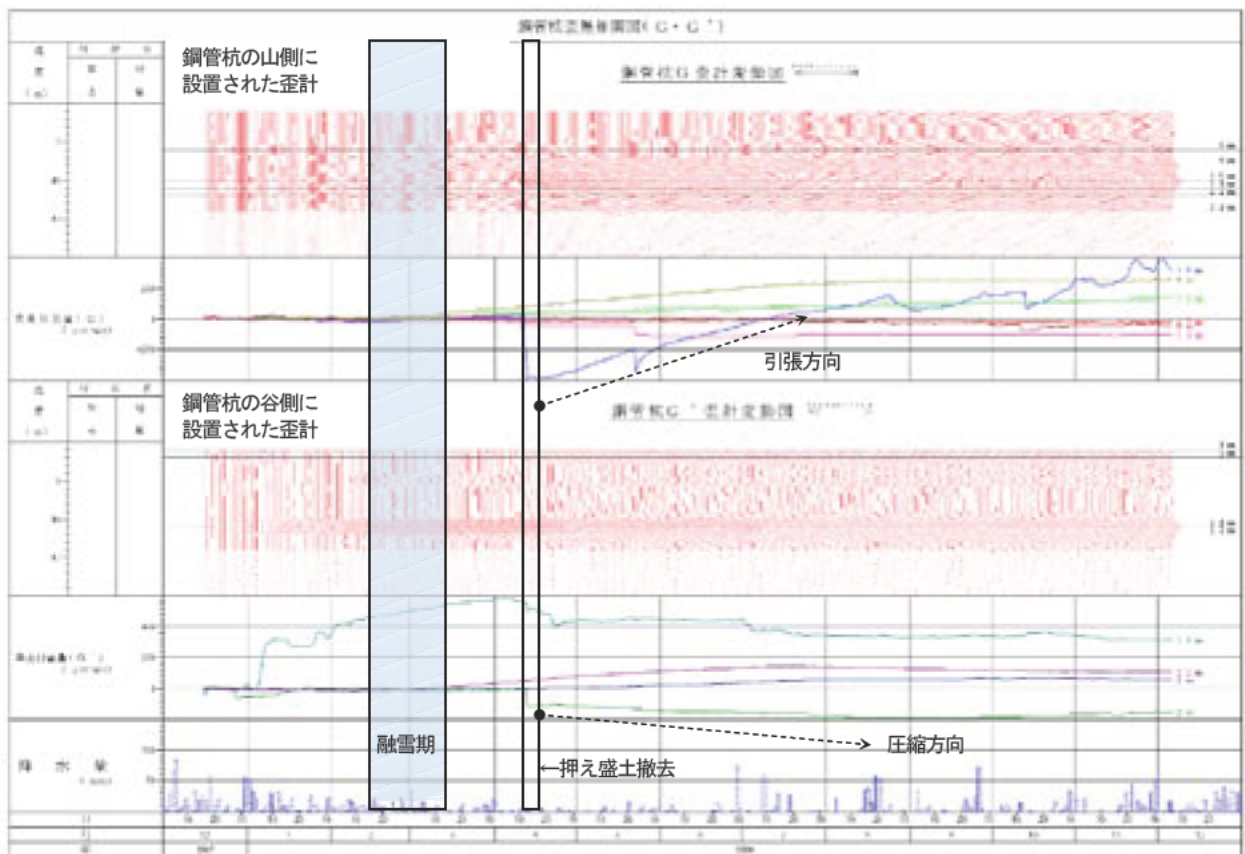


図 2.7.9 鋼管杭の歪変動図(2007 年 12 月～2008 年 12 月)

押え盛土は A-1 のアンカー荷重計が法面上段に設置された後に撤去し、切土後に A-2 は法面下段に設置されている。鋼管杭はこれらのアンカー荷重計の設置されている切土法面の背後に設置されている。

2008 年 4 月 14 日～23 日の押え盛土撤去の際には、アンカーを施工した法面背後の鋼管杭山側に設置されている歪計は比較的に大きな変動を示している。特に押え盛土を撤去する工事を開始した後に鋼管杭歪計の深度 10m の歪は急低下し、押え盛土撤去の工事後に増加傾向となった。2008 年 5 月 14 日～21 日の A-2



の荷重計を設置した下段アンカー施工によりその増加は一時的に低下しているが、歪の増加は2008年8月中旬まで累積しており、その後は変動しながら2008年11月に300 $\mu$ まで増加している。

一方、深度8mおよび11mの鋼管杭山側に設置された歪計の値は2008年3月～8月にかけて深度8mで220 $\mu$ まで緩やかに増加し、その後の変動はない。A-2のアンカー荷重変動は、2008年7月以降にほぼ一定の値を示している。深度8mおよび11mの鋼管杭内の歪計にやや累積のある変動がみられるが、法面の上段に設置されたA-1のアンカー荷重の変動と相関の高い傾向はみられなかった。

### 3) 挿入式孔内傾斜計と孔内水位

図2.7.10は、2006年6月～2008年11月までのBV17-3'孔の挿入式孔内傾斜計および2005年5月～2008年11月までのBV17-3の孔内水位の変動図である。孔内水位はGL-5.0mよりも低い値で推移しており、2006年以降は6月～9月に5m程度の水位低下がみられる。2006年～2007年にかけては挿入式孔内傾斜計の深度9.0mおよび9.5mに変動の累積がみられる。しかし、A-1およびA-2のアンカー荷重計の計測は、2008年2月ならびに5月から開始されている。図2.7.8のアンカー荷重計測期間では、挿入式孔内傾斜計の変動は少なく、アンカー荷重の変動と相関はみられない。

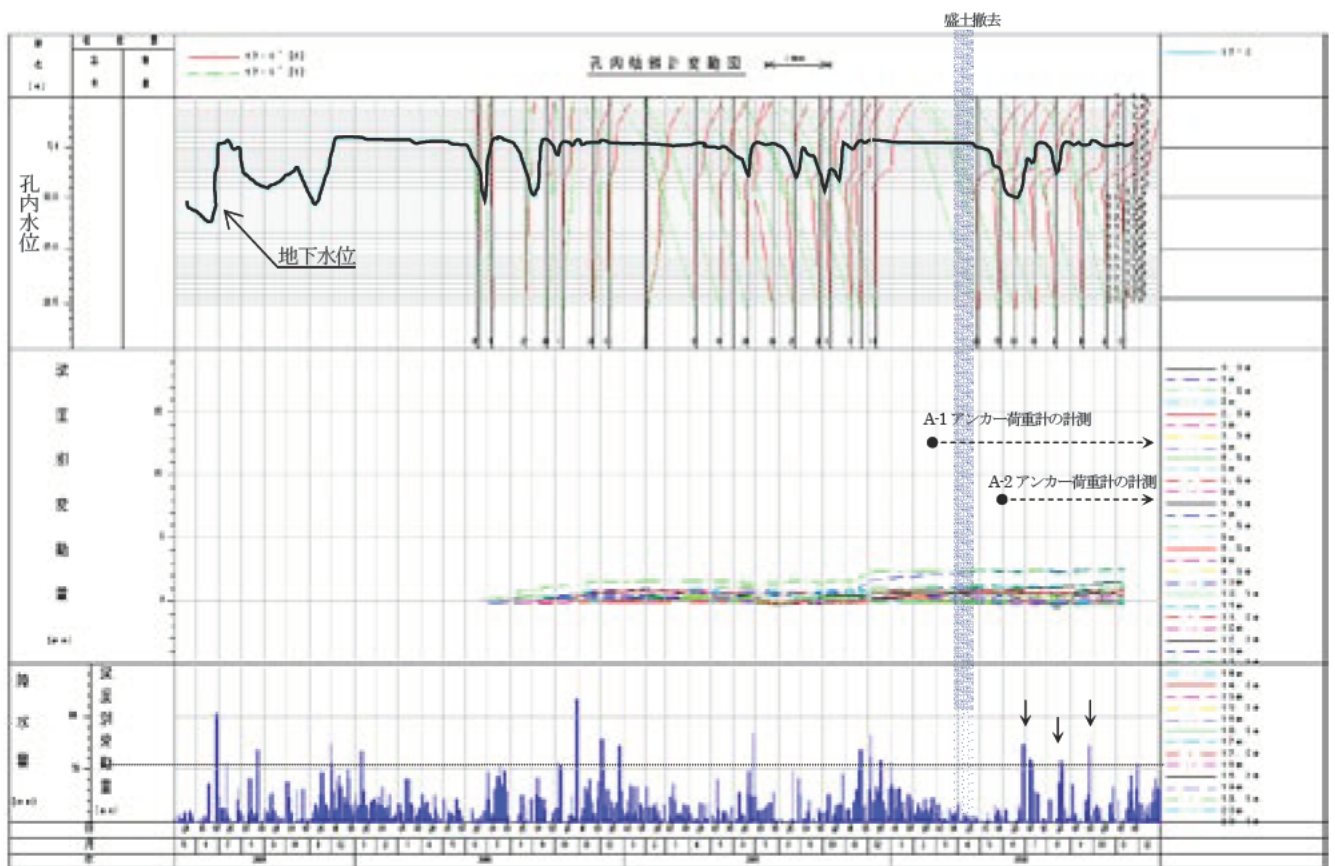


図 2.7.10 挿入式孔内傾斜計および孔内水位変動図

(BV17-3 : 孔内水位、BV17-3' : 挿入式傾斜計)



孔内水位の変動は、融雪期の後に低下し、6月や11月の日雨量50mmを超える降雨により上昇する傾向がある。これらの孔内水位上昇に対してA-1のアンカー荷重は相関して上昇しているが、A-2のアンカー荷重には上昇はみられず、相関はみられない。

#### (8) 地すべり対策後のアンカー荷重変動幅

現場のアンカー設計荷重は177kNであり、定着荷重はその70～80%とされる。

アンカーは地すべりブロック末端に配置されその上部には鋼管杭、水抜きポーリングが施工されている。これらの対策によりアンカー施工時には安全率は1.10以上と試算されている。つまり、地すべり滑動が安定した状況下でアンカー荷重を計測しているため、観測されている荷重変動幅も定着荷重の2%前後と小さい。

## 2.8 大永山地区

### (1) 現場概要

現場は、愛媛県の県道新居浜別子山線沿いにある鹿森ダムの上流約5km（西赤石山山頂から西南西に約4km）に位置する（図2.8.1）。現場下部を流れる西鈴尾谷川は北方へ流下しており、下刻が著しいためV字谷を形成している。西鈴尾谷川の左岸側の山腹斜面中腹に県道があり、県道付近を境に上方斜面と下方斜面で地形は異なる。現場の地形的な特徴は、次の通りである。

- ① 地すべりブロックの範囲は稜線直下の急斜面を頭部滑落崖とし、側方は上・下流の谷に挟まれ、西鈴尾谷川に面した急崖部付近が末端となる。地すべりブロックの規模は幅150m、長さ500m程度である。県道は、このブロック中腹部を通過している。
- ② 現場の斜面は地すべりの末端が解放された馬蹄形状をなす典型的な地すべり地形を呈す。
- ③ 地すべり地形は、地すべりにより形成された急崖とその下方の緩斜面が繰り返して認められており、等高線が乱れている。
- ④ 県道より下方の斜面は周辺斜面と同程度の傾斜35°の急斜面であり、さらに西鈴尾谷川に面した斜面裾部は岩盤が露出する急崖となっている。

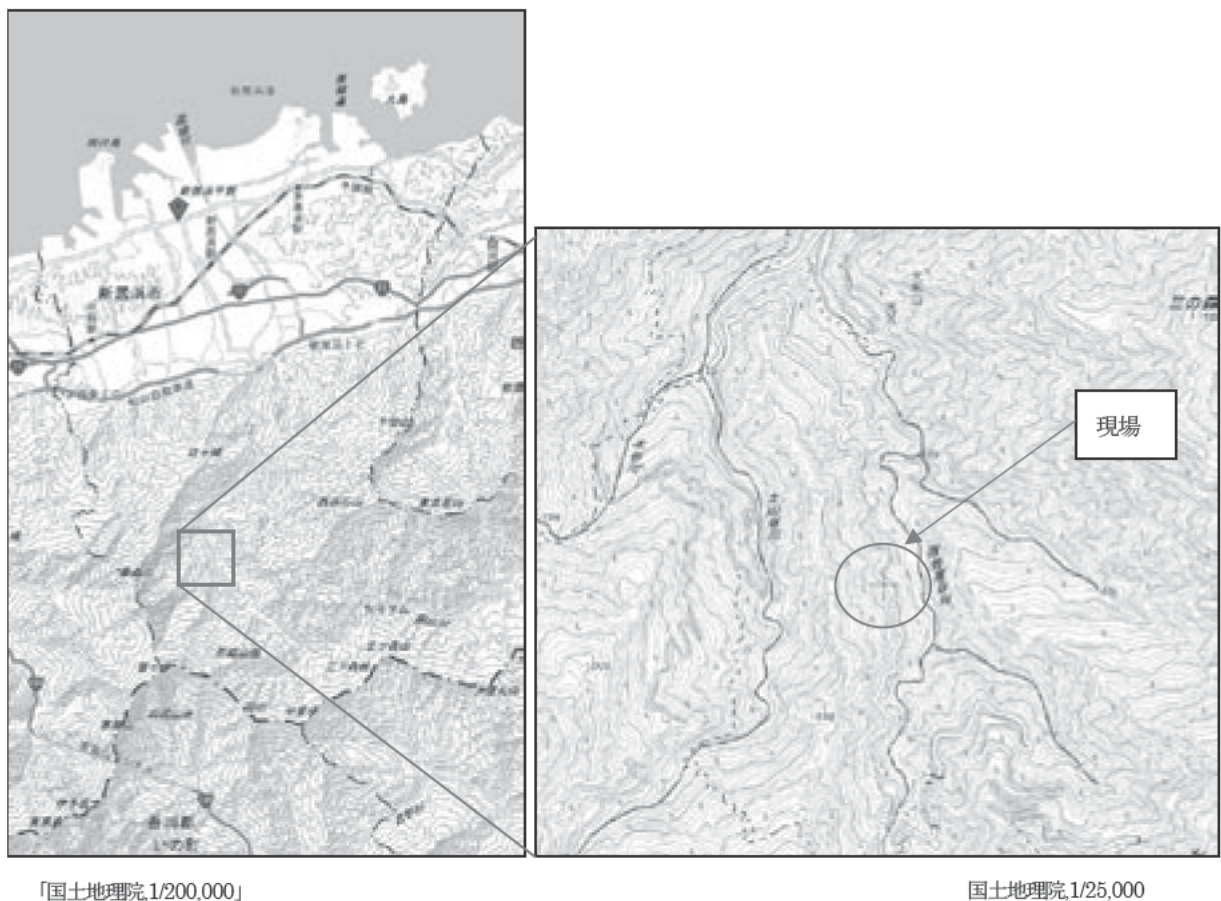


図2.8.1 現場位置

当地周辺の地質は三波川結晶片岩類により構成されており、それらは河川沿いや山腹に露出する（図 2.8.2）。岩種は砂質片岩、泥質片岩および塩基性片岩で、斜面全体をみれば砂質片岩、泥質片岩が卓越する。

これらの岩盤は変成作用を受け、面構造として片理が形成されている。片理面は、走行に大きな乱れがみられるが北へ 20° ~40° 傾斜し、斜面に対して概ね流れ盤構造である。泥質片岩は片理が顕著に発達し、その面からの剥離性に富む。一方、砂質片岩および塩基性片岩は一部で片理が発達するところもあるが、塊状で密着性が良く全体に剥離性は乏しいとされる。ただし、砂質片岩と泥質片岩が互層する所では剥離性が発達することが多い。また、片理面以外にも節理系の発達がみられ、これら両者が主な分離面となり、基盤の強度低下の大きな一因となっている。



図 2.8.2 地質図<sup>1)</sup>に加筆

## (2) 対策およびモニタリングの経緯

対策およびモニタリングに関して、次のような経緯がある。

- 平成 11(1999)年度に路面上に亀裂が確認される。
- 平成 12(2000)年度から県単独事業で孔内傾斜計および地下水位計観測を開始される。
- 平成 15(2003)年度に県単独事業で抑制工として集水井 2 基の対策がなされる。
- 平成 16(2004)年 8 月の台風 15 号により路肩が崩落し、さらに同年 9 月の台風 21 号と 10 月の台風 23 号による豪雨で地すべり活動が活発化する。
- 平成 16(2004)年度～17(2005)年度に応急対策工として横ボーリング工が行われる。
- 平成 17(2005)年度～平成 18(2006)年 9 月で抑止工として抑止杭工とアンカー工が行われる。
- 施工は①杭工→②アンカー工の順番で、アンカー工は道路の上段と下段で同時に施工された。(以降、上部アンカー、下部アンカーと呼ぶ。)

表 2.8.1 は対策工の施工時期とその後のモニタリングの経緯である。

表 2.8.1 対策およびモニタリングの経緯

時期	内容（対策工の施工およびモニタリングなど）
平成 15～16(2003～2004)年	集水井工の施工
平成 16(2004)年の台風	Ⅲ-2 ブロックが崩壊
平成 16(2004)年の台風後	横穴排水ボーリング工の施工（横ボーリング工）
平成 17(2005)年	横穴排水ボーリング工等の抑制工の施工（横ボーリング工）
平成 17～18(2005～2006)年	鋼管杭およびグラウンドアンカー工の施工
平成 18(2006)年～	モニタリング

モニタリングは、アンカー荷重計、孔内傾斜計、水位計、地盤伸縮計、移動杭によって行われていた。孔内傾斜計は、平成 19(2007)年 9 月に変形により計測不能となっている。

一方、アンカー荷重計は、平成 18(2006)年 9 月 29 日から観測を開始した。最新データは平成 22(2010)年 8 月 23 日である。アンカー荷重は設置当初から値のバラツキが大きかった。また、計測初期の段階で定着荷重より 30%程度減少している箇所が見受けられた。

アンカー荷重計は、面的に荷重を把握するという理由で、図 2.8.3 に示すとおり、上部ブロック、下部ブロックともに 4 箇所ずつ配置している。それぞれの配置は、最上段の中央部 1 箇所と、最下段の中央部と両端部の 3 箇所となっている。

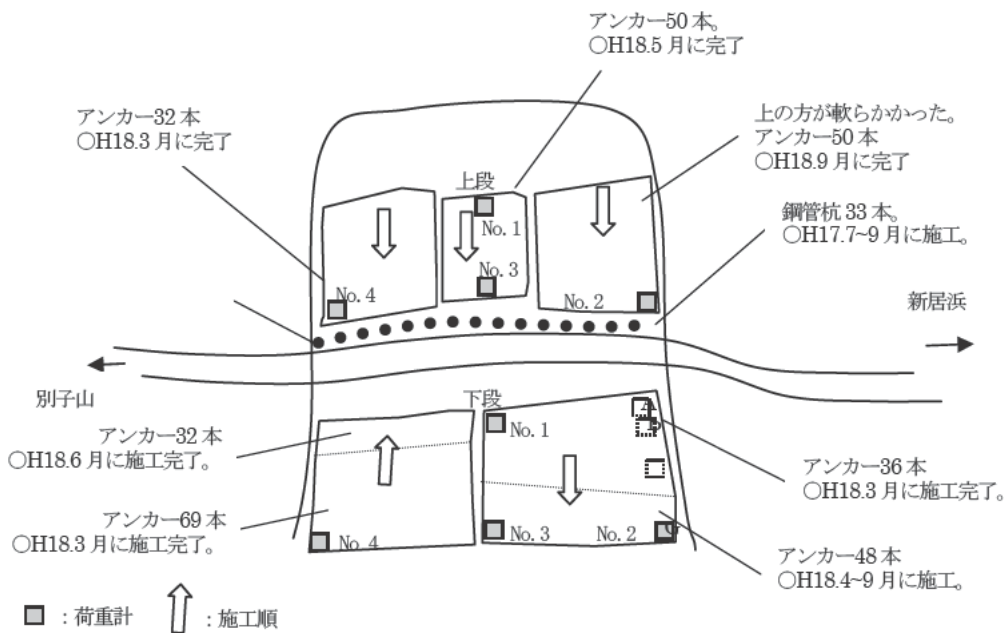


図 2.8.3 アンカー荷重計の配置と施工期間



採用しているアンカー荷重計は、差動トランス式のもので、手動にてデータ取得が行われている。アンカーの施工斜面は東向きで日当たりが良いことから、気温や日射の影響を受けて荷重計の計測値が変動している可能性がある。

孔内傾斜計は地盤と鋼管杭の中で観測されている。地盤に設置された孔内傾斜計については、平成 19(2007)年 9 月に変形により計測不能となっている。抑止杭の中の孔内傾斜計は、施工範囲中央部に 1 箇所設置しており、平成 17(2007)年 11 月から観測開始した。最新データは平成 22(2010)年 8 月であるが、平成 19(2007)年 7 月以降は底部から 3m~6m 程度が挿入不能となり計測が出来なかった。

地盤伸縮計の観測は、平成 16(2004)年当初に行われていたが現在は行われていない。移動杭は抑止杭の道路面で観測されている。

### (3) 地すべり形態

現場の地すべりの素因と誘因を以下に示す。

#### 【素因】

- ・当斜面は、過去に地すべり履歴を有する斜面である。
- ・基盤岩である結晶片岩類は片理面・節理面等の分離面が発達している。
- ・片理面は、傾斜 20° ~40° の流れ盤をなし、その面に沿ってすべり面が形成されやすい。
- ・西鈴尾谷川に面した斜面末端は基盤岩が露出する急崖であり、末端の崩壊が上方斜面の不安定化を助長する。
- ・斜面上部は凹型谷状の集水地形であり、県道下方斜面（Ⅲブロック）では、豪雨時に道路面より表流水が供給される可能性がある。
- ・斜面中部~末端では湧水箇所が見られ、地下水の存在が推定される。

#### 【誘因】

- ・降雨、地表水の浸透により地下水位が上昇する。特に、降雨が集中した時、崩積土の強度低下、荷重増加、間隙水圧の増大等により斜面の安定性が低下する。

### (4) ブロック区分

地すべりブロックは、図 2.8.4 および図 2.8.5 に示すように県道を挟む上下斜面にⅡブロックおよびⅢブロックが推定されている。

Ⅱブロックは、斜面上部の引張亀裂を地すべり頭部と考え、側方は南側が谷地形、北側が弱い凹状地形をなす風化岩地すべりとされ、幅は 105m で、ブロック末端が西鈴尾谷川まで達しており、長さ 440~230m とされる。なお、このブロックは滑落崖よりⅡ-1~3 のブロックに細分されている。

一方、Ⅲブロックは、県道から西鈴尾谷川までの斜面の範囲である。このブロックは路面に発生した段差を伴う引張亀裂を頭部とし、末端は西鈴尾谷川に面した斜面末端部の崩壊地形までの、長さ 140m 程度の風化岩すべりとされる。ブロックの幅に関しては、北側は旧道に生じた変状（約 2m の段差）を

通る地形変化線であり、南側は滑落崖の発生形状から谷部に想定し、Ⅲ-1 ブロックの幅は約 90m と考えられている。また、県道直下に新しい滑落崖が認められ、Ⅲ-1 ブロックとは別に、そこを頭部として末端を西鈴尾谷川までの薄い小ブロックⅢ-2 ブロックが想定されていた。なお、Ⅲ-2 ブロックは、平成 16(2004)年の台風により、大部分の土塊が崩落している。



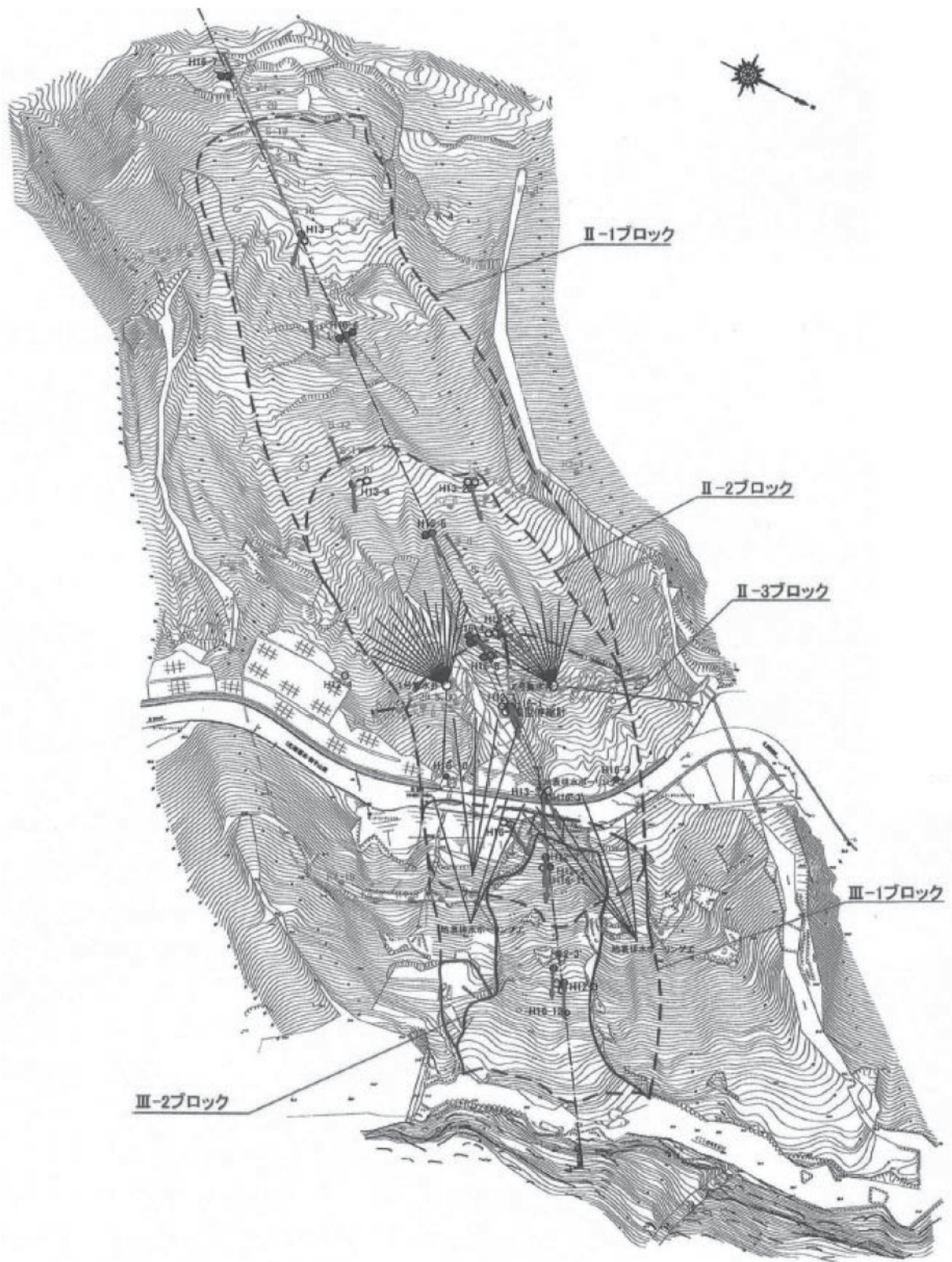


図 2.8.5 地すべりブロック区分





(6) 対策工の概要

この地すべりでは、表 2.8.2、表 2.8.3 および図 2.8.7 および図 2.8.8 に示す対策工が実施されている。

表 2.8.2 はブロック毎に実施された対策工種を示し、表 2.8.3 は各対策工の諸元を示している。図 2.8.5(1),(2) は対策工の施工位置を示した断面図と平面図である。

表 2.8.2 対策工種

ブロック	抑制工	抑止工
Ⅱ-1	集水井 + 横穴排水ボーリング (横ボーリング工)	—
Ⅱ-2		—
Ⅱ-3		抑止杭工+アンカー工
Ⅲ-1		アンカー工

表 2.8.3 対策工の諸元

対策工	実施位置	仕様
横穴排水ボーリング工 (横ボーリング工)		ΣL=1,159m
横穴排水ボーリング工 (横ボーリング工)	Ⅱ-1、Ⅱ-2 ブロック	ΣL=1,466m
鋼管杭工	Ⅱ-3 県道上部斜面	φ558.8mm、肉厚 33mm、L=31.5m 横ピッチ 1.4m 千鳥配置
アンカー工	Ⅱ-3 道路上部斜面	EHD5-7、5 段、L=33.2~34.2m/本 横ピッチ 3.5m 平板ブロック 3.0m×3.0m×0.5m
アンカー工	Ⅲ-1 道路下部斜面	EHD5-8、7 段、L=16.7~18.8m 横ピッチ 3.5m 平板ブロック 3.0m×3.0m×0.5m

断面図

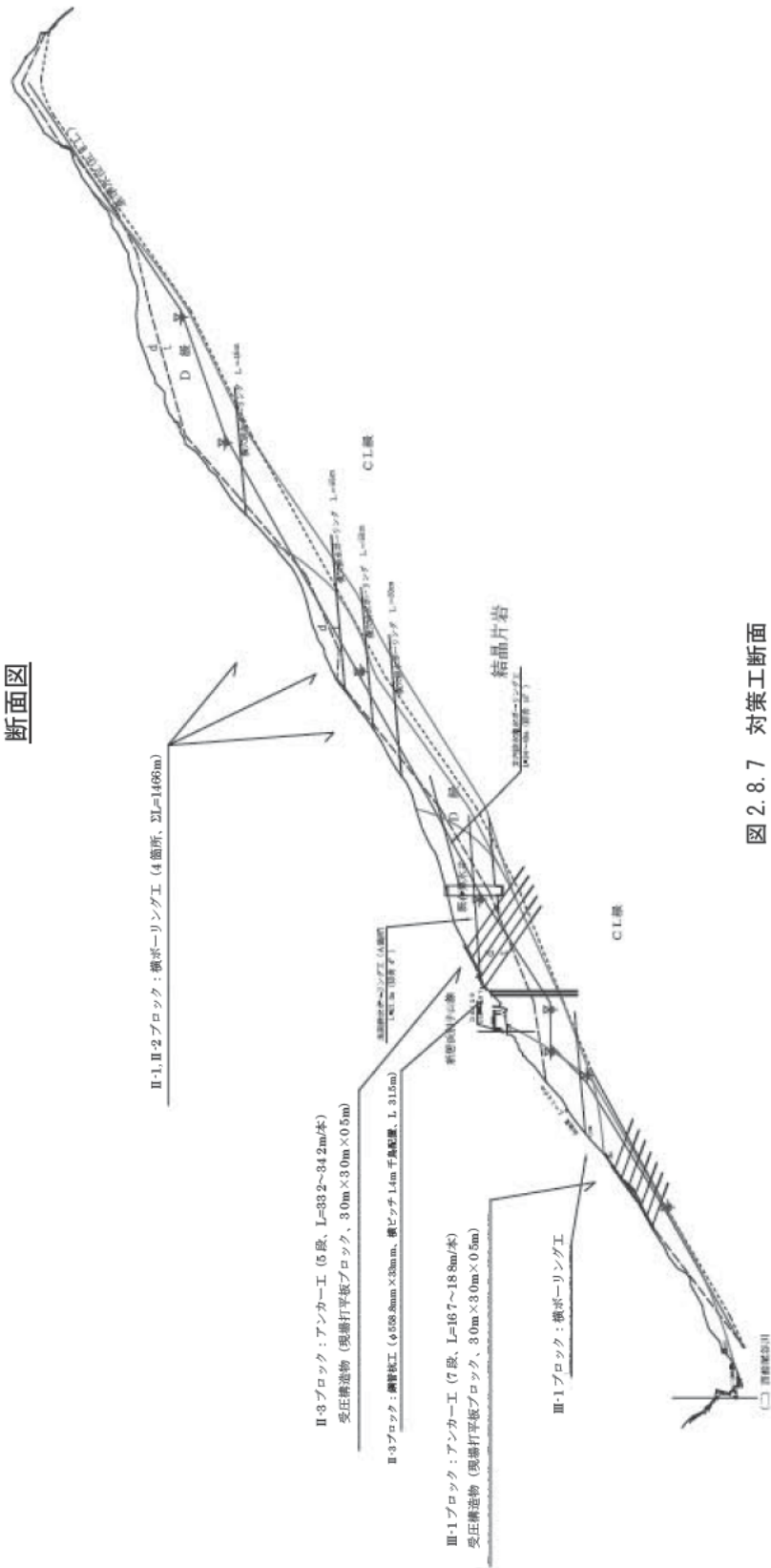


図 2.8.7 対策工断面

S=1:1000



横穴掘削機用リフト、4箇所、 $\Sigma$ 本=26本、 $\Sigma$ L=1346m

アンカー工 (永久アンカー) 5段、

横ピッチ3.5m、 $L=832\sim 942$ m、打設角 $3^\circ$

鋼管工 ( $\phi 558.8\text{mm} \times 33$  mm)、

横ピッチ14m千鳥配置、 $\Sigma$ 本=65本、 $\Sigma$ L=1804m

アンカー工 (永久アンカー) 7段、

横ピッチ3.5m、 $\Sigma$ L=167~188m 打設角 $9^\circ$



(7) 安全率の推移

対策工の実施に伴う安全率の推移を示す。Ⅲ-1 ブロック及びⅡ-3 ブロックに対して、計画安全率 1.15 を満たすように対策工がなされている。

2.1 “Ⅱ-3ブロック”に対する施工に伴う安全率推移

① 既設地下水排除工施工前	$F_s=0.980$
② 既設地下水排除工施工後	$F_s=0.996$
③ Ⅱ-1及びⅡ-2に対する地下水排除工施工後	$F_s=1.023$
④ 道路上部に対する鋼管杭施工後	$F_s=1.092$
⑤ 道路上部に対するアンカー工施工後	$F_s=1.150$
⑥ Ⅲ-1に対するアンカー工施工後	$F_s=1.150$
⑦ 対策工施工終了	

以下、上記対策工施工後のその他のブロックの安全率推移

	Ⅲ-1	Ⅱ-3	Ⅱ-2	Ⅱ-1
①	0.980	0.980	0.980	0.980
②	0.999	0.996	0.991	0.986
③	0.999	1.023	1.030	1.030
④	1.008	1.092 (1191.6kN/m)	1.071	1.052
⑤	1.008	1.150 (993.0kN/m)	1.105	1.070
⑥	1.150	1.150	1.105	1.070
⑦	1.150	1.150	1.105	1.070

図 2.8.9 対策工実施による安全率の推移

(8) アンカー工の諸元

当該地すべりでは、県道上部斜面と下部斜面の 2 箇所アンカー工が施工されている。それぞれの設計条件を表 2.8.4 に、アンカー諸元を表 2.8.5 および図 2.8.10 に示す。また、アンカー工の施工位置と荷重計の配置を図 2.8.11 に示す。

表 2.8.4 アンカーの設計条件

設計条件	上部 II-3 ブロック	下部 III-1 ブロック
必要抑止力 $P_r$ (kN/m)	923.9	993.0
すべり面角度 $\theta$ (°)	24.0	24.0
内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.43	24.43
アンカー傾角 $\alpha$ (°)	35.0	20.0
水平間隔@ (m)	3.5	3.5
設計アンカー力 $T_d$ (kN)	715.2	776.9
周面摩擦抵抗値 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.0	1.0

表 2.8.5 アンカー諸元

諸元	上部	下部
種 別	PC 鋼より線 (EHD アンカー)	PC 鋼より線 (EHD アンカー)
定着方式	くさび・ナット併用 タイプ	くさび・ナット併用 タイプ
設計アンカー力 $T_d$ (kN)	715.2	861.5
定着荷重 (kN) $T_d \times 0.8$	580	690
規 格	EHD5-7	EHD5-8
削 孔 径 (mm)	115	115
アンカー体長 $L_a$ (m)	5.5	5.5

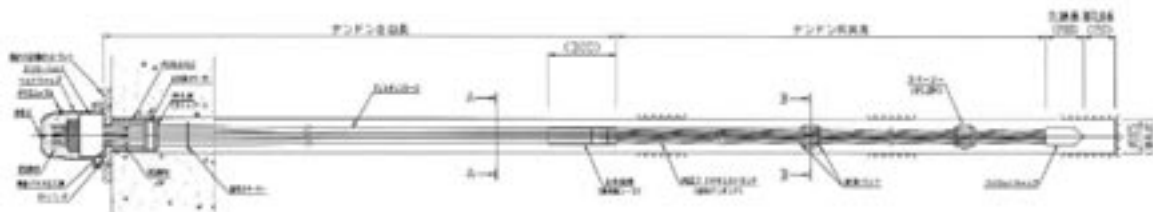


図 2.8.10 EHD アンカー詳細図<sup>2)</sup>

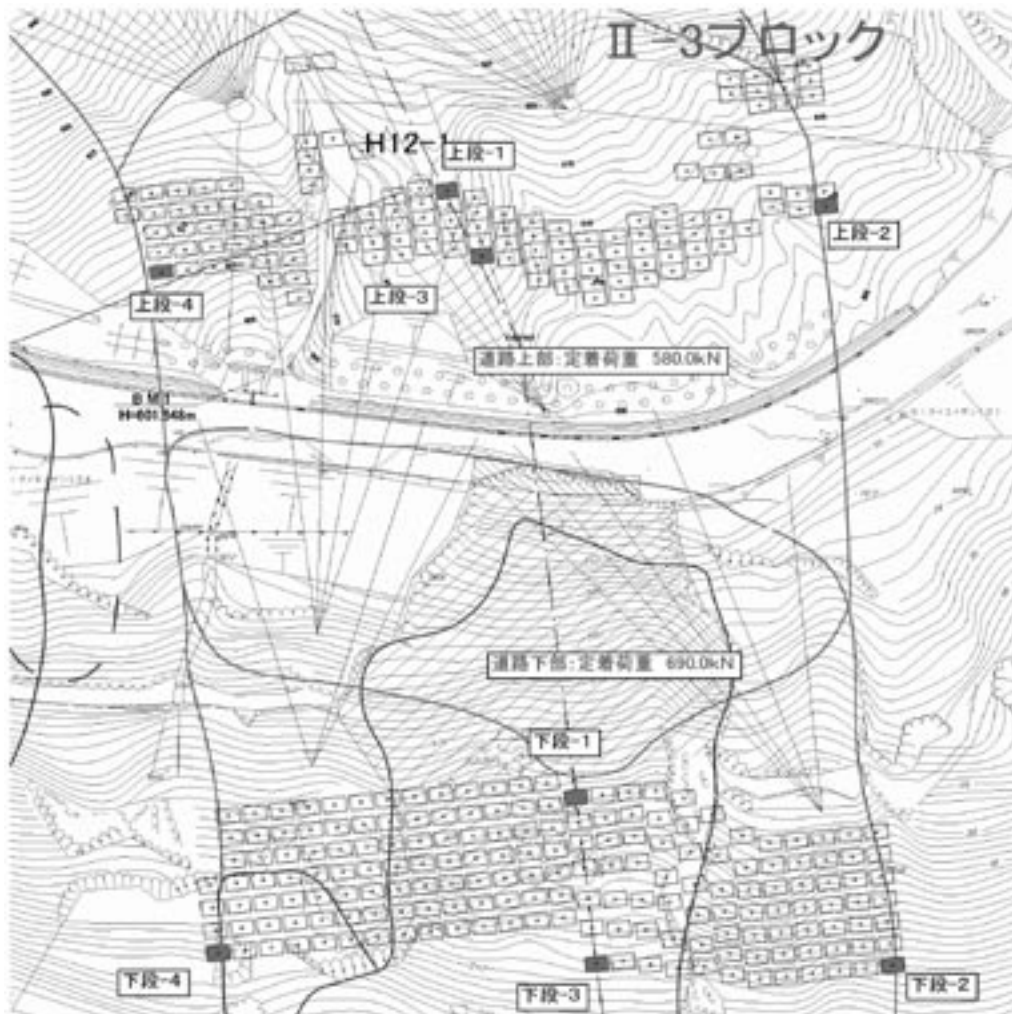


図 2.8.11 アンカーの施工位置と荷重計の配置

(9) アンカー荷重変動

表 2.8.6 は平成 18(2006)年 9 月から平成 21(2009)年 12 月までの 3 年間 3 ヶ月の荷重計測結果を示しており、図 2.8.12 はそのうち平成 20(2008)年 10 月～平成 21(2009)年 11 月までの荷重計測結果をグラフにしたものである。荷重は、夏期（多雨期）に大きく、冬期（少雨期）に小さくなるような回帰的な変動を示す。荷重の値は、定着荷重（設計アンカー力×80%）に対して上段アンカーでは 54%～97%，下段アンカーでは 43%～79%の値を示す。上段-2 および下段-2～4 のアンカー荷重計地点の残存緊張力は、経年的に荷重が徐々に低下する傾向を示し、特に下段-3、下段-4 地点は設計アンカー力の値と比べ 50%以下（43～46%）まで低下している。一方で、下段-1 の荷重は漸増する傾向にある。

表 2.8.6 アンカー残存引張力測定値一覧 (計測値および設計アンカー力に対する割合)

測定箇所	上段-1	上段-2	上段-3	上段-4	下段-1	下段-2	下段-3	下段-4		
	G-1	L-1	M-11	E-6	A-12	G-1	G-12	G-26		
荷重計	ELH-50815-3				ELH-51320-3					
S/N	00157407	00157409	00157406	00157408	00157447	00157789	00157788	00157448		
変換係数(kN)	239.3	244.7	243.4	240.1	473.2	469.5	470.6	491.3		
初期緊張力(kN)	614.6	657.0	620.8	618.0	805.0	802.0	822.0	887.7		
定着荷重(kN)	580kN				690kN					
設計アンカー力(kN)	715.2				861.5					
H18	9月29日	581 <b>81</b>	555 <b>78</b>	555 <b>78</b>	504 <b>70</b>	639 <b>74</b>	676 <b>78</b>	612 <b>71</b>	472 <b>55</b>	
	10月19日	577 <b>81</b>	543 <b>76</b>	548 <b>77</b>	495 <b>69</b>	634 <b>74</b>	676 <b>78</b>	602 <b>70</b>	472 <b>55</b>	
	11月20日	562 <b>79</b>	531 <b>74</b>	535 <b>75</b>	485 <b>68</b>	615 <b>71</b>	643 <b>75</b>	569 <b>66</b>	452 <b>52</b>	
	12月5日	553 <b>77</b>	519 <b>73</b>	528 <b>74</b>	471 <b>66</b>	610 <b>71</b>	634 <b>74</b>	560 <b>65</b>	442 <b>51</b>	
	12月22日	555 <b>78</b>	519 <b>73</b>	526 <b>74</b>	468 <b>65</b>	606 <b>70</b>	624 <b>72</b>	546 <b>63</b>	418 <b>48</b>	
	H19	1月5日	553 <b>77</b>	514 <b>72</b>	526 <b>74</b>	459 <b>64</b>	606 <b>70</b>	624 <b>72</b>	546 <b>63</b>	437 <b>51</b>
1月25日		553 <b>77</b>	511 <b>72</b>	526 <b>74</b>	454 <b>63</b>	601 <b>70</b>	624 <b>72</b>	536 <b>62</b>	437 <b>51</b>	
2月8日		565 <b>79</b>	521 <b>73</b>	538 <b>75</b>	454 <b>63</b>	610 <b>71</b>	634 <b>74</b>	546 <b>63</b>	452 <b>52</b>	
2月22日		560 <b>78</b>	516 <b>72</b>	514 <b>72</b>	456 <b>64</b>	610 <b>71</b>	624 <b>72</b>	532 <b>62</b>	452 <b>52</b>	
6月27日		589 <b>82</b>	526 <b>74</b>	557 <b>78</b>	475 <b>66</b>	634 <b>74</b>	629 <b>73</b>	522 <b>61</b>	481 <b>56</b>	
7月10日		581 <b>81</b>	526 <b>74</b>	555 <b>78</b>	471 <b>66</b>	629 <b>73</b>	629 <b>73</b>	518 <b>60</b>	481 <b>56</b>	
7月18日		579 <b>81</b>	519 <b>73</b>	550 <b>77</b>	463 <b>65</b>	620 <b>72</b>	615 <b>71</b>	508 <b>59</b>	477 <b>55</b>	
8月4日		591 <b>83</b>	529 <b>74</b>	562 <b>79</b>	468 <b>65</b>	634 <b>74</b>	624 <b>72</b>	518 <b>60</b>	491 <b>57</b>	
9月19日		589 <b>82</b>	524 <b>73</b>	570 <b>80</b>	468 <b>65</b>	644 <b>75</b>	596 <b>69</b>	518 <b>60</b>	496 <b>58</b>	
10月22日		577 <b>81</b>	502 <b>70</b>	551 <b>77</b>	449 <b>63</b>	625 <b>73</b>	559 <b>65</b>	489 <b>57</b>	472 <b>55</b>	
11月16日		567 <b>79</b>	494 <b>69</b>	540 <b>76</b>	442 <b>62</b>	615 <b>71</b>	545 <b>63</b>	471 <b>55</b>	462 <b>54</b>	
12月17日		558 <b>78</b>	489 <b>68</b>	535 <b>75</b>	442 <b>62</b>	615 <b>71</b>	540 <b>63</b>	466 <b>54</b>	452 <b>52</b>	
H20		8月30日	577 <b>81</b>	502 <b>70</b>	551 <b>77</b>	449 <b>63</b>	625 <b>73</b>	559 <b>65</b>	489 <b>57</b>	472 <b>55</b>
		10月4日	567 <b>79</b>	494 <b>69</b>	540 <b>76</b>	442 <b>62</b>	615 <b>71</b>	545 <b>63</b>	471 <b>55</b>	462 <b>54</b>
	10月31日	558 <b>78</b>	489 <b>68</b>	535 <b>75</b>	442 <b>62</b>	615 <b>71</b>	540 <b>63</b>	466 <b>54</b>	452 <b>52</b>	
H21	7月31日	586 <b>82</b>	477 <b>67</b>	548 <b>77</b>	466 <b>65</b>	658 <b>76</b>	512 <b>59</b>	442 <b>51</b>	457 <b>53</b>	
	8月28日	587 <b>82</b>	473 <b>66</b>	535 <b>75</b>	474 <b>66</b>	664 <b>77</b>	488 <b>57</b>	410 <b>48</b>	397 <b>46</b>	
	10月1日	566 <b>79</b>	457 <b>64</b>	516 <b>72</b>	454 <b>64</b>	667 <b>77</b>	455 <b>53</b>	398 <b>46</b>	399 <b>46</b>	
	10月31日	573 <b>80</b>	461 <b>64</b>	511 <b>71</b>	449 <b>63</b>	671 <b>78</b>	460 <b>53</b>	403 <b>47</b>	381 <b>44</b>	
	12月2日	562 <b>79</b>	452 <b>63</b>	502 <b>70</b>	452 <b>63</b>	664 <b>77</b>	464 <b>54</b>	397 <b>46</b>	371 <b>43</b>	

上段:測定値(kN)

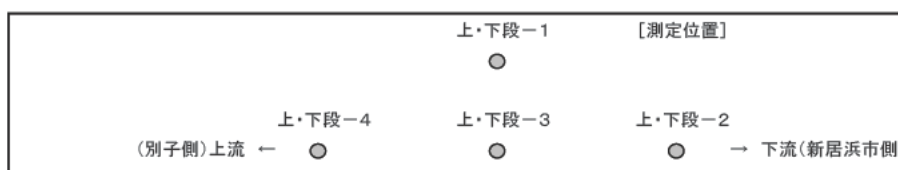
下段:設計アンカー力に対する割合(%)



≥50%



<50%





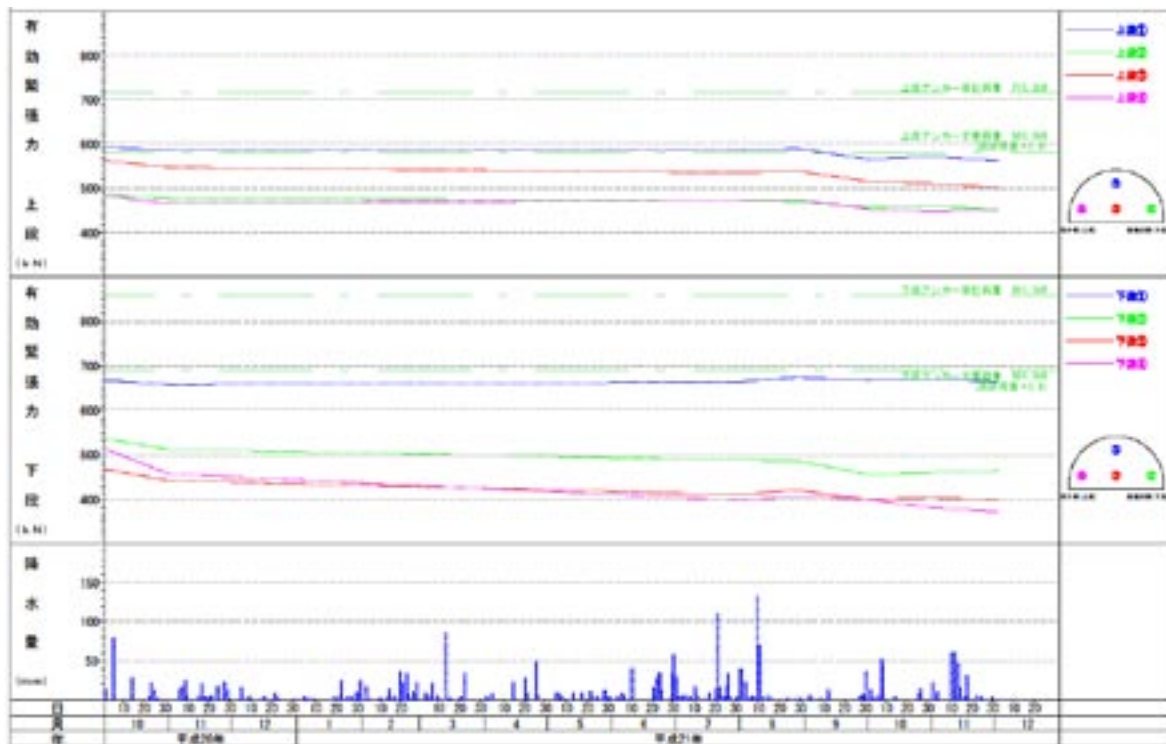


図 2.8.12 荷重変動図

(9) アンカー荷重変動の主な要因

この現場でのアンカー荷重変動に関して以下のような要因が推定される。

- ①アンカーの受圧板の背面地盤のクリープがアンカー荷重低下の一因であると推定される。荷重低下量がそれぞれのアンカーで異なるのは背面地盤の地質の硬軟の違いであり、施工時の工事写真を確認すると、荷重の低下が低い箇所の受圧板背面では良好な地山であるが、低下が大きい箇所ではルーズな礫混り土砂が分布している。
- ②アンカーの残存引張力の低下が持続していることから、他の荷重変動の要因としては、テンドンのリラクセーションも考えられる。
- ③アンカー荷重には季節変動があり、多雨期に荷重が増大し、小雨期には荷重が低下している。

## 2.9 由比地区

### (1) 現場概要

現場は駿河湾の奥に位置し、旧来から地すべりの多発している地域である。現場周辺の地形は、薩埵山から北に稜線が走り、東側は急斜面となり、そこで地すべりが発生している（図 2.9.1）。また、急斜面の上には緩斜面があり、その斜面の緩急が繰り返している。これは過去に生じた地すべりの滑落崖と移動土塊を表していると推測される。



図 2.9.1 現場周辺の地形図

現地の平面図を図 2.9.2 に示す。滑落崖が数多く示されており、地すべりの多く分布している地域であることが分かる。

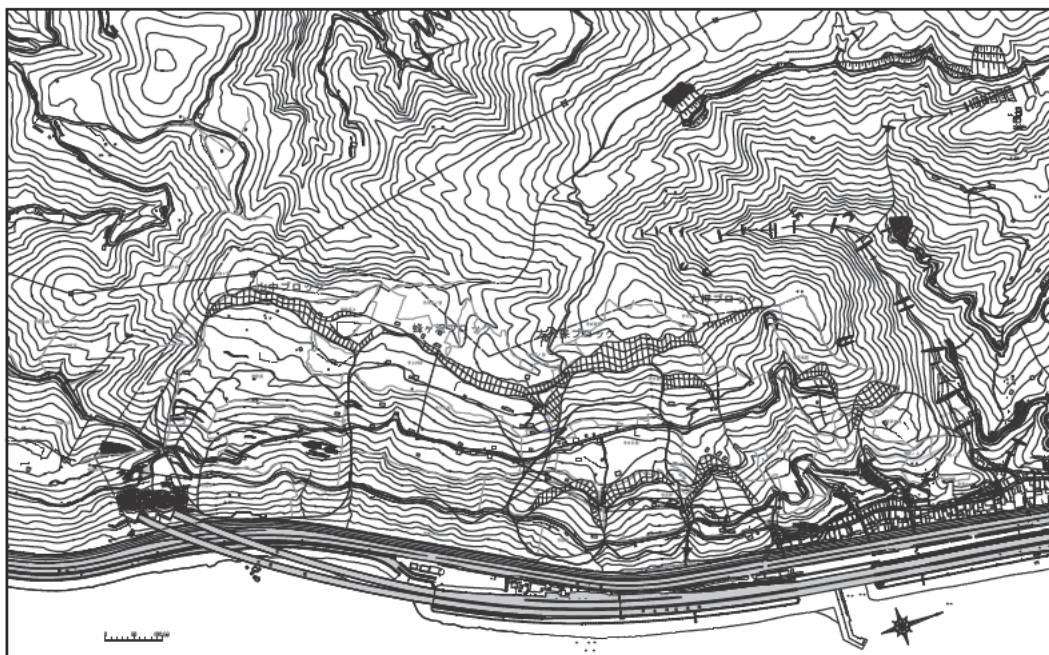


図 2.9.2 平面図

現場の地質は、新第三紀の浜石岳層群であり、主に砂岩・泥岩や礫岩などの堆積岩から構成される。また、糸魚川静岡構造線の付近であり、断層が存在し破碎を受けているので、岩石にはせん断面が多いとされている。

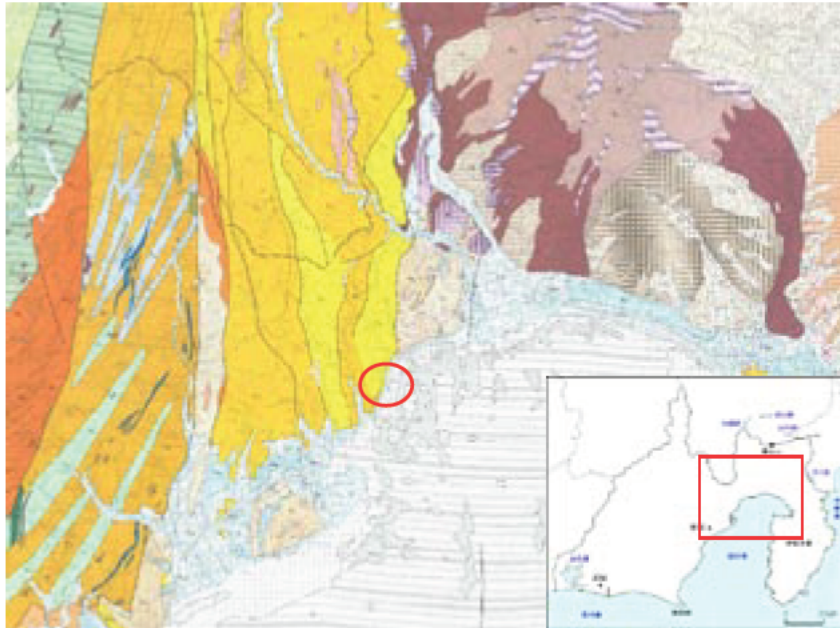


図 2.9.3 現場周辺の地質図<sup>1)</sup>

#### (2) 対策工実施までの経緯

由比地すべりの災害履歴を表 2.9.1 に示す。この地区で特筆される顕著な地すべりは、安政 5(1858)年、昭和 23(1948)年、昭和 36(1961)年 (以上寺尾)、昭和 49(1974)年 (濁り沢)である。このように地すべりの多発地帯であることや、現在においては斜面下部に東海道本線、国道 1 号、東名高速道路という重要な交通インフラが通過する箇所であることから、由比地すべり対策事業としてこの地域の地すべり対策工事が行われている。



表 2.9.1 由比地区地すべり災害記録<sup>2)</sup>

年次	月日	概要	年次	月日	概要
天明年間(1781~1789)		地震により、地すべりが起きた。	昭和22年(1946)	6月19日	豪雨により、寺尾の上野山腹部の4ha崩壊、20ha程度に地すべり発生。
安政元年(1854)	11月4日	大地震あり、家屋大崩れ、死者多数、山崩れ、津波起こる。	昭和23年(1948)	8月	アイオン台風により、中の沢、寺尾沢約11,800㎡の上砂流出、鉄道不通7時間。
安政5年(1858)	8月21日	大雨により、山崩れ、橋渡出多く、寺尾、大沢川西端より崩壊、西倉沢宝積寺本堂崩壊埋没、人家17戸全壊、18戸半壊。	昭和26年(1951)	4月15日	降雨により、濁り沢、寺留早、寺尾沢で約6haの地すべり発生。
慶応4年(1868)	5月	雨あつつき、宝積寺安寺及び寺下の11戸埋没。	昭和27年(1952)	3月19日	土砂崩れ、浸水により国道山比野一時不通。
		雨あつつき、西山寺の上、久保田寺約4町歩崩壊埋没18戸居住。	昭和28年(1953)	9月26日	台風により、山崩れ発生。
大正11年(1921)	8月	暴風雨のため、山比野西方に土砂押し出し、電線、汽車不通、金沢、今徳の街道に崩れのため不通。	昭和32年(1957)	8月8日	降雨により、土砂流出、国道一時不通。
大正13年(1923)	7月	祭りのため西倉沢川に土砂流出、山比野西方土砂押し出し、鉄道不通。	昭和34年(1959)	8月14日	中の沢の上野で寺尾沢と結ぶ斜面が大崩壊し、下部の土塊がすべり出し、寺尾沢、中の沢を埋没、移動土砂量約116万㎡。
※ ※	9月1日	関東大震災により、地すべり起こる。	昭和37年(1962)	6月13日	降雨により、東倉沢大岡山斜面で小規模な地すべりが発生。
大正13年(1924)	9月	森林洪水あり、濁り沢土砂押し出し、山比野の貨車6両埋没。	昭和39年(1964)	3月18日	山比野麓で下で地すべりが発生。
昭和13年(1938)	6月	豪雨により、駅前街道に土砂押し出し、交通不能。	※ ※	6月27日	豪雨により、寺尾沢、中の沢がはんらん、国道・国道不通。
※ ※	7月	盛増山下麓沖崩れ鉄道、国道約50m埋没。	昭和47年(1972)	2月1日	春雨前線による降雨により、今徳、大田地区に地すべり発生。
昭和16年(1941)	7月	暴風雨により、寺尾沢に土石流発生、2戸倒壊、死者4名、負傷者十数名。	※ ※	7月15日	台風6号により足+久泉地区に地すべり発生、崩壊地区の地すべり拡大。
			昭和48年(1974)	7月7日	台風8号の影響による真中暴雨により、山比野地内各地に山崩壊、地すべり、土石流発生。人家1棟全壊、12棟半壊、国道・国道埋没。

### (3) 地すべり形態

過去に発生している地すべりの素因・誘因を以下に示す。

#### 【素因】

- ・過去に地すべりが発生した地形を呈している。
- ・糸魚川静岡構造線付近に位置し、造構運動によって岩石が破碎され、節理が発達している。

#### 【誘因】

- ・昭和23(1948)年9月のアイオン台風や、昭和49(1974)年7月の豪雨により地すべりが発生している。
- ・関東大震災の時にも地すべりが発生している。

### (4) 対策工の諸元

現場では抑止工であるアンカー工の他に、抑制工として横ボーリング工が既に施工されている。図 2.9.4 は、施工された横ボーリングの下部にアンカー工および法枠工の標準断面である。アンカー工の諸元は、表 2.9.2 に示されるとおりであり、図 2.9.5 はその詳細図である。



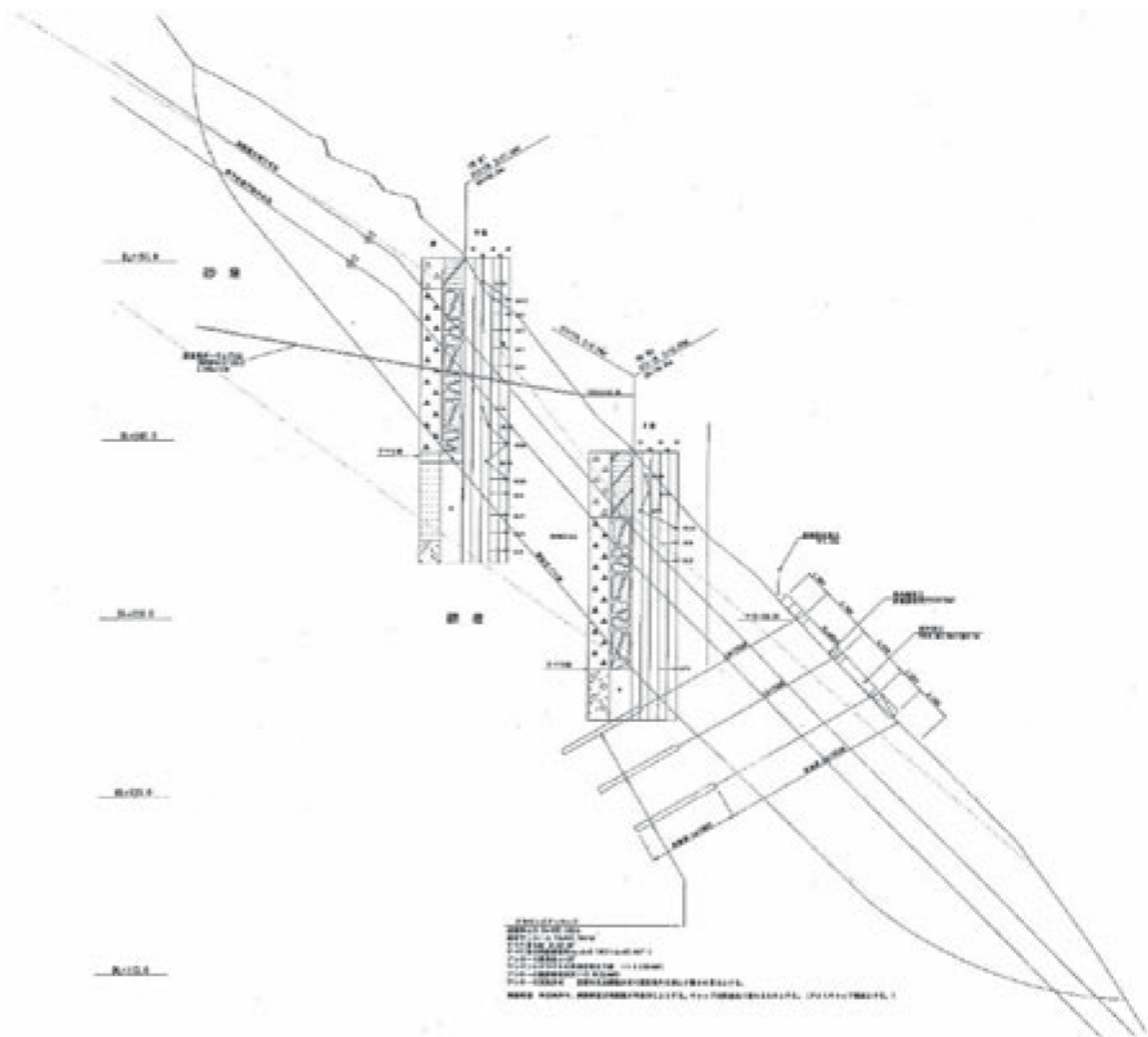


図 2.9.4 標準横断面図

表 2.9.2 アンカー諸元

項目	諸元
種別	PC 鋼より線 (スーパーフロテックアンカー)
設計アンカー力	462.1kN
規格	SFL-3
削孔径	90mm
アンカー傾角	30°
アンカー体長	7.0m
アンカー水平間隔	3.0m
アンカー段数	3 段
周面摩擦抵抗値	0.6N/mm <sup>2</sup>
本数	48 本

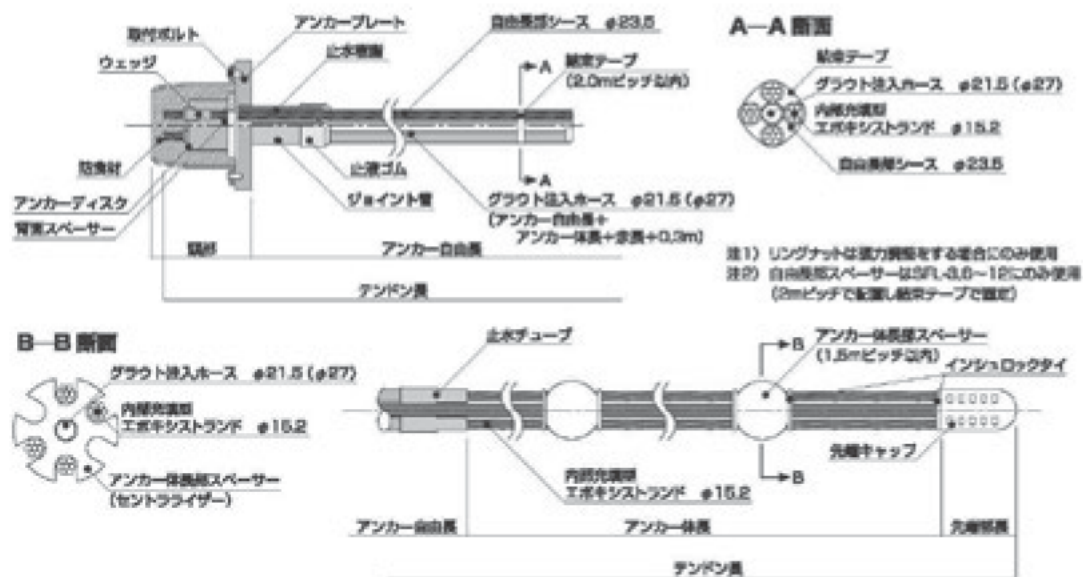


図 2.9.5 スーパーフロテックアンカー<sup>3)</sup>

図 2.9.6 はアンカーおよびアンカー荷重計の配置である。荷重計は 2 箇所(アンカー本数の 4%) 設置されている。

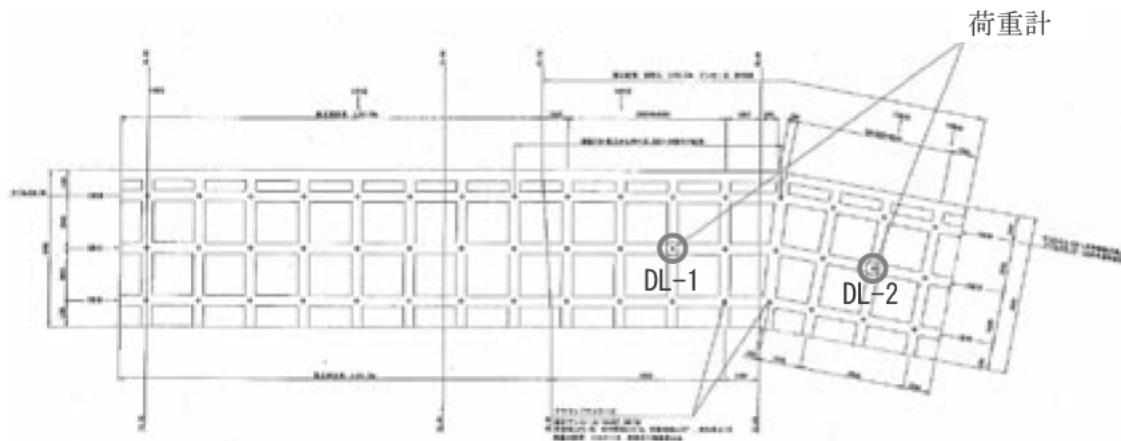


図 2.9.6 荷重計の配置

#### (5) アンカー荷重変動

現場では荷重計および雨量計での計測を行っている。図 2.9.7 は 2007 年 1 月から 2009 年 7 月までの荷重計および雨量計の変動図である。

大押しブロック観測グラフ（全期間：日データ）

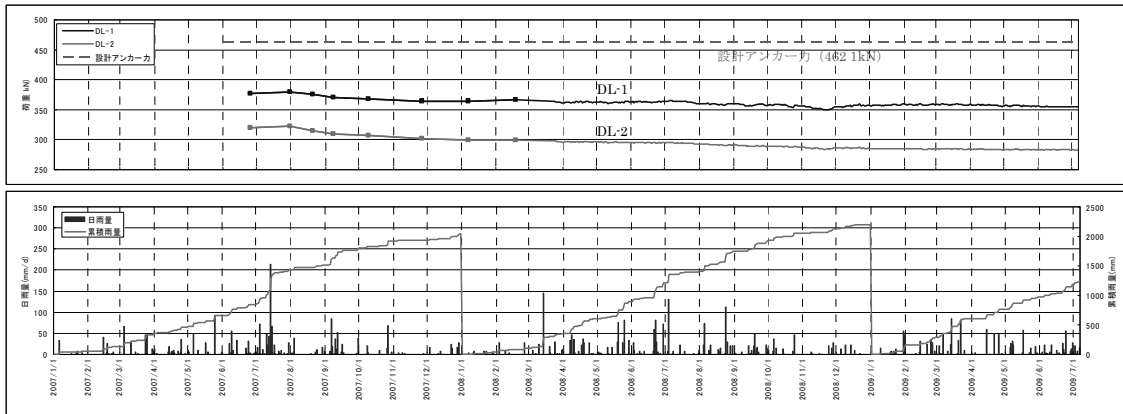


図 2.9.7 荷重計変動図および雨量計変動図

アンカー荷重の変動は2007年6月から2008年2月まではひと月に約1回の計測を手動で行い、2008年3月以降は自動計測を行った。荷重計の観測とともに雨量も計測している。

計測期間でのアンカー荷重は、設計アンカー力に対して小さい値で推移している。現場では、定着時緊張力は設計荷重と同じ462.1kNであったが、観測開始の時点でDL-1は設計荷重よりも94.5kN、DL-2は162.7kN低下している。

DL-1は計測開始から、2009年7月までで13.2kNの低下で、DL-2は16kNの低下であり、ともに荷重の大きな増減はなく、全体として微減ではあるものの安定している。

雨量データと対比すると、日雨量が100mm以上と大きな雨が降った日が計4回あったが、この時期にも荷重の急激な変動はみられなかった。

## 2.10 白木山地区

### (1) 現場概要

現場は図 2.10.1 に示されるとおり、鹿児島湾内に位置し、始良カルデラの周辺部にあたる。周辺には網掛川、別府川が流れており、河川周辺は平地となっているが、現場にあたる地域は丘陵地帯であり、山の尾根部から滑落している。

地質は図 2.10.2 に示されるとおり第四紀の国分層群に該当し、当該地は火砕流堆積物、凝灰岩、安山岩から構成される。層理面を横切ってすべりが発生しており、すべり頭部には滑落崖が発生している(図 2.10.3 A のすべり面)。また、この他に潜在的なすべり面としてB、C の想定すべり面があることが推測される。



図 2.10.1 現場位置図



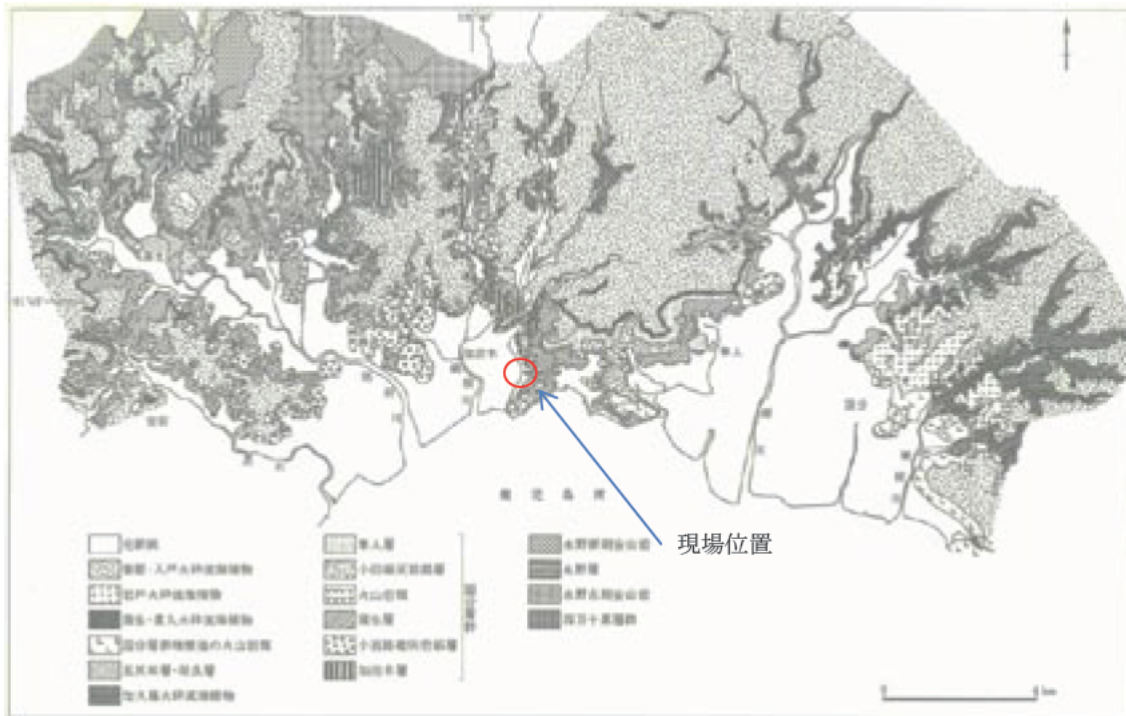


図 2.10.2 現場周辺の地質図<sup>1)</sup>

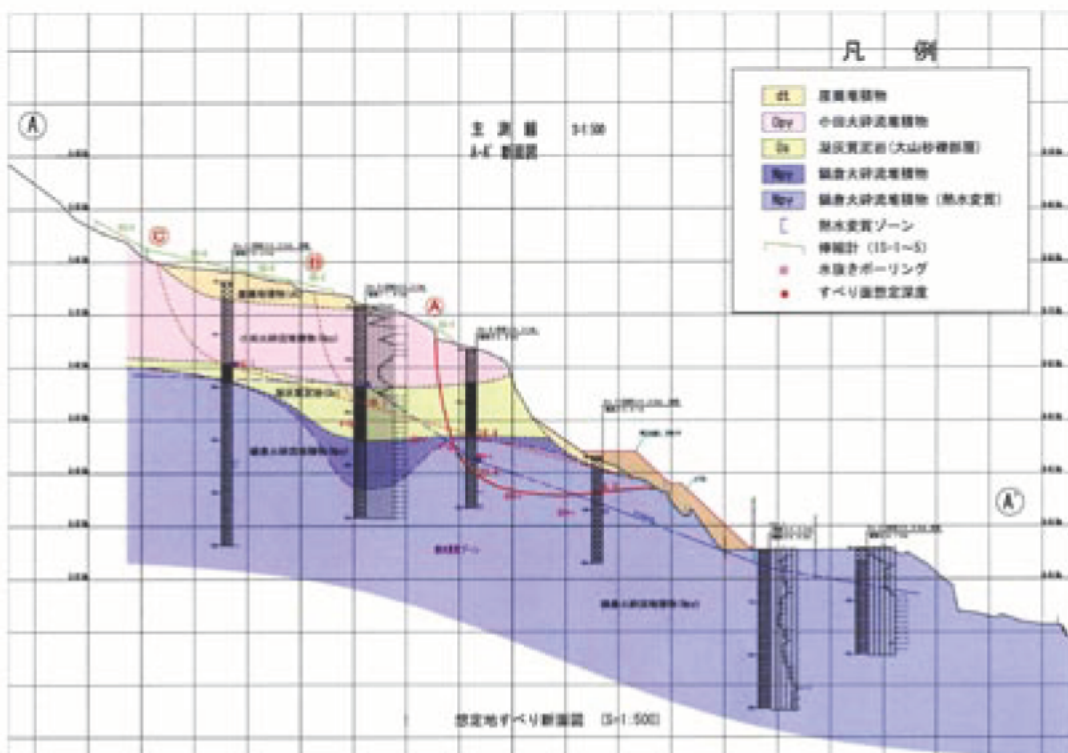


図 2.10.3 地質横断面

(2) 対策工実施までの経緯

平成 18(2006)年 7 月に地すべりが確認され、対策の検討がなされた。図 2.10.4 は対策の経緯である。応急対策として押え盛土工および横ボーリング工などの地下水排除工を行っている。応急対策後の地すべりの動きは沈静化し、動態観測を行いながら図 2.10.5 に示す恒久対策がなされている。



図 2.10.4 対策工までの経緯

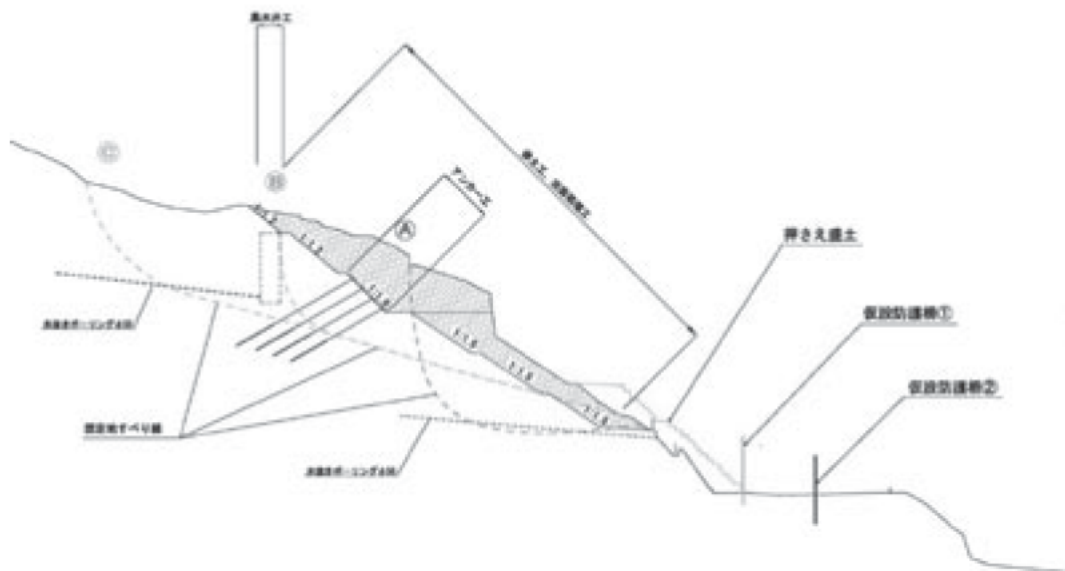


図 2.10.5 標準横断面図

### (3) 地すべり形態

現場で発生したすべりに対して、以下に示す素因および誘因が考えられる。

#### 【素因】

第四紀火砕流堆積物は脆弱な地質である。また、熱水変質を受けており、脆弱化がさらに進行している可能性がある。

#### 【誘因】

台風 14 号による豪雨により、斜面に大量の水が供給されている。この水により斜面が不安定化し、地すべりが発生したと考えられる。

素因はこの地域全体に対応することであり、これに誘因が重なるとすべり B や C のすべり面での変状が生じることが予想される。

### (4) 対策工の諸元

すべり A に対しては、切土および地下水排除工によって対応し、潜在的なすべり B および C を対象にアンカー工、排水工、集水井工で対策を行った。表 2.10.1 は、アンカー諸元であり、図 2.10.6 はその詳細である。

表 2.10.1 アンカー諸元

項目	諸元
種別	PC 鋼より線 (スーパーフレックアンカー)
設計アンカー力	643.7kN
規格	SFL-5
削孔径	115mm
アンカー傾角	30°
アンカー体長	7.5m
アンカー水平間隔	2.5m
アンカー段数	4 段
周面摩擦抵抗値	0.6N/mm <sup>2</sup>
本数	66 本

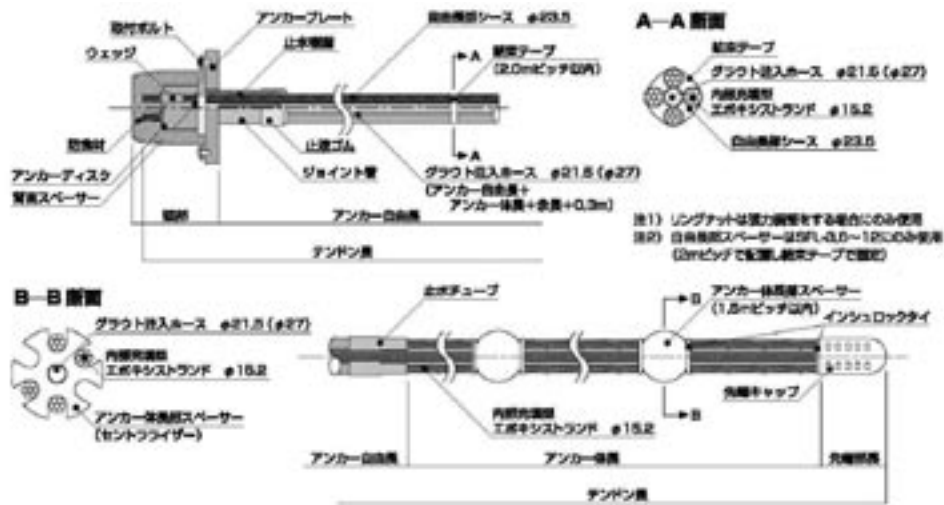


図 2.10.6 スーパーフロテックアンカー<sup>1)</sup>

(5) アンカー荷重計の配置

アンカー荷重計の配置を図 2.10.7 に示す。荷重計は、全 66 本に対して 5 台配置されており、これは全体の約 7.5%である。配置位置は主測線に沿って 3 台配置し、両端に 1 台ずつ逆 T 型に配置している。

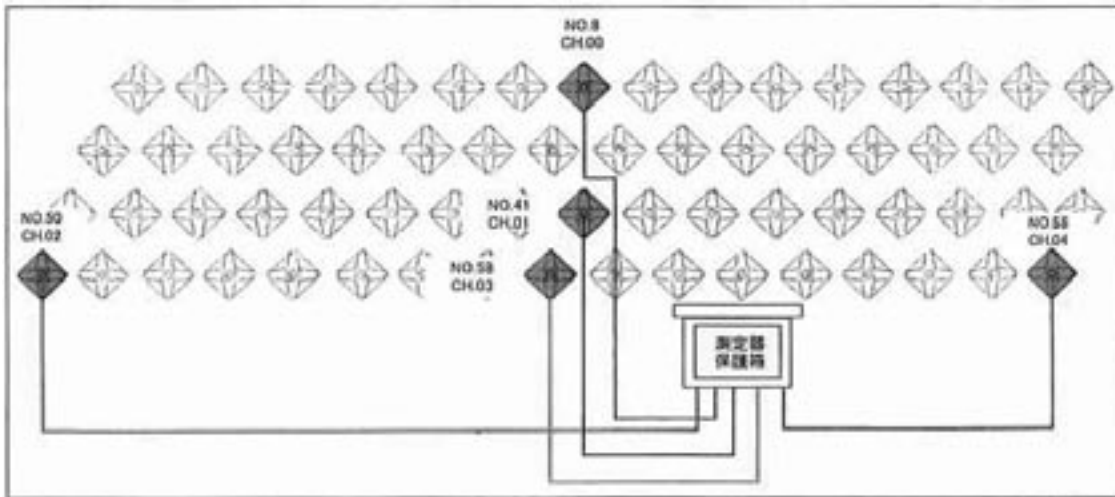


図 2.10.7 荷重計配置図

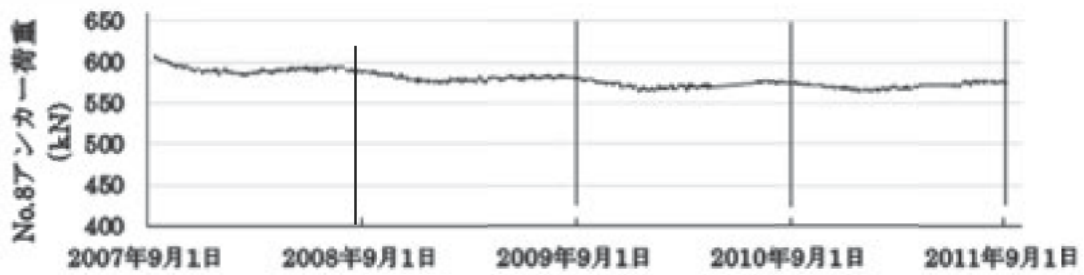


#### (6) アンカー荷重変動

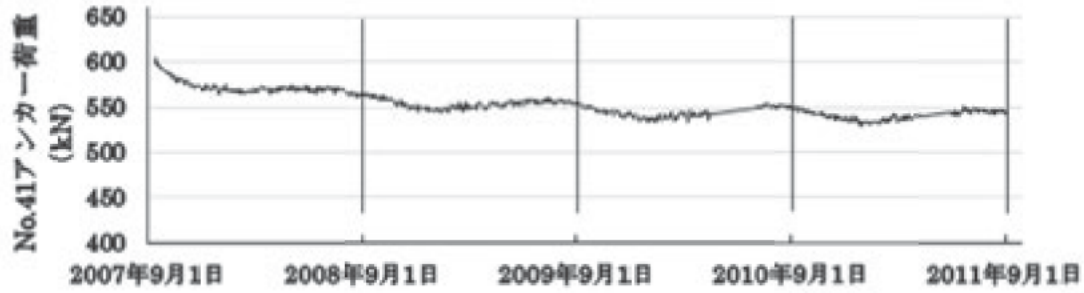
図 2.10.8 は、2007 年 9 月 14 日から 2011 年 9 月 7 日までの約 4 年間のアンカー荷重の変動である。荷重計の設置されている 5 箇所のアンカー全てにおいて初期から荷重が低下している（約 2.5～7.3%）。その後、荷重は緩やかに減少していくという傾向がある。また、年周期での荷重の増減が確認される。

法面に向かって右端のアンカーである No.50 の荷重だけが、8 月中旬～9 月下旬の短期間に約 50kN 減少している。このようにアンカーの荷重が減少する理由として、受圧板の沈み、アンカー体のクリープ、テンドンのリラクセーションが考えられるが、テンドンのリラクセーションであれば他のアンカーの荷重も低下するはずである。この時期に受圧板の沈みかアンカーのクリープが生じた可能性がある。この地すべりブロックでは、荷重計以外の計測データが無く、地すべりブロックにどのような動きが生じたかは不明であるが、No.50 の荷重計の地すべりブロックには他の荷重計と異なり何らかの変化が生じた可能性があることが示唆される。

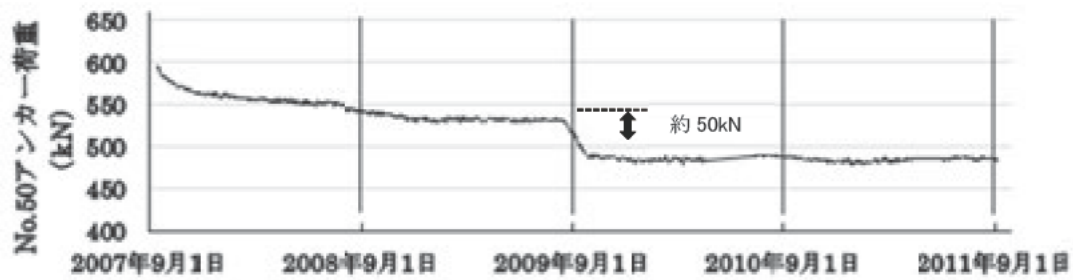
対策工施工後の荷重の上昇は見られず、新たなすべりは生じていないと考えられる。



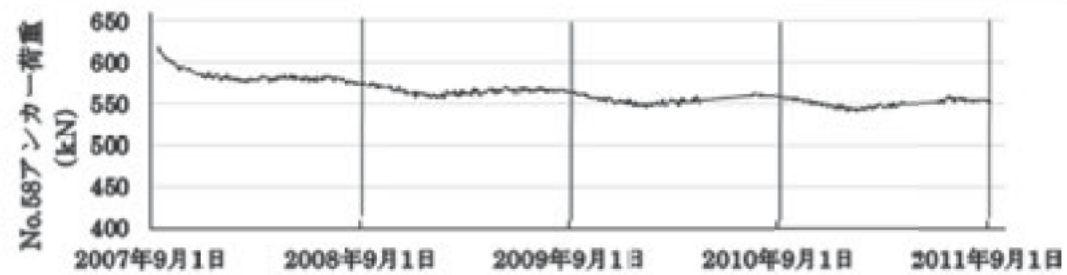
(a) No. 8 荷重計



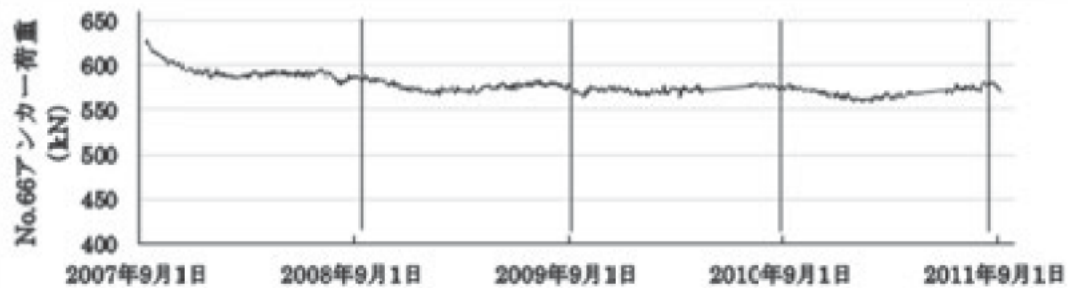
(b) No. 41 荷重計



(c) No. 50 荷重計



(d) No. 58 荷重計



(e) No. 66 荷重計

図 2. 10. 8 荷重変動図

## 2.11 吹地区

### (1) 現場概要

現場は、中央構造線南部の吉野川流域であり、井内谷川の右岸に位置する。井内谷川は急峻なV字谷を形成しており、現場は図 2.11.1 に示されるように西向きの斜面に張り出した尾根部の南西斜面に位置している。

地質は、三波川変成帯に属し、主に泥質片岩、砂質片岩、塩基性片岩から構成される。これらの地層の走向は西北西～東南東方向であり、北側に傾斜している。同時に節理も発達しており、節理の走向はほぼ南北方向であり、東側に急な傾斜をしており、片理面とは直交する関係である。また、岩石内には微褶曲がみられる。これらの岩石の上位に崩積土が堆積しているとされる。

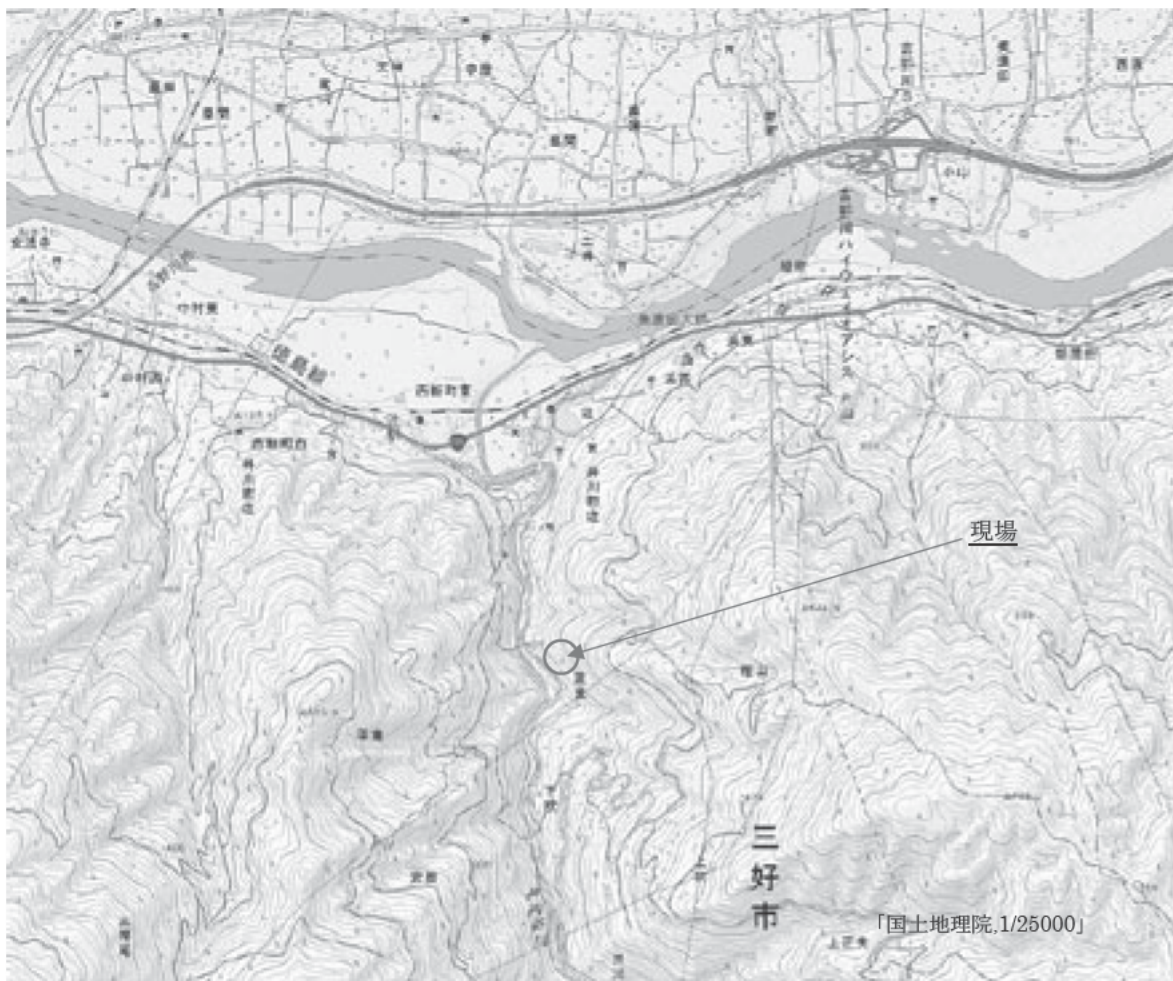


図 2.11.1 現場位置図



## (2) 対策工の経緯

この現場では、平成 16(2004)年 12 月 4～5 日の集中豪雨（2 日間の累積雨量 128mm）を誘因として、地すべりが発生した。この年は 9 回の台風上陸があり、平年よりも高い降水量であった。台風により斜面へ大量に水が供給されたことにより、地すべりを誘発し易い環境下にあったと考えられる。

地すべり発生に伴い、地質調査、観測および対策工の検討が行われている。動態観測は、地盤伸縮計、孔内傾斜計、雨量計そしてアンカー荷重計が計画された。調査ボーリング直後に孔内傾斜計を設置し、データを取得した結果、地すべりの動きが捉えられた。この結果をもとに、対策工の検討がなされた。対策工として横ボーリング工、アンカー+受圧板工、落石防止網工の対策が設計された。

図 2.11.2 は、対策工と動態観測計器の配置を示した平面図である。

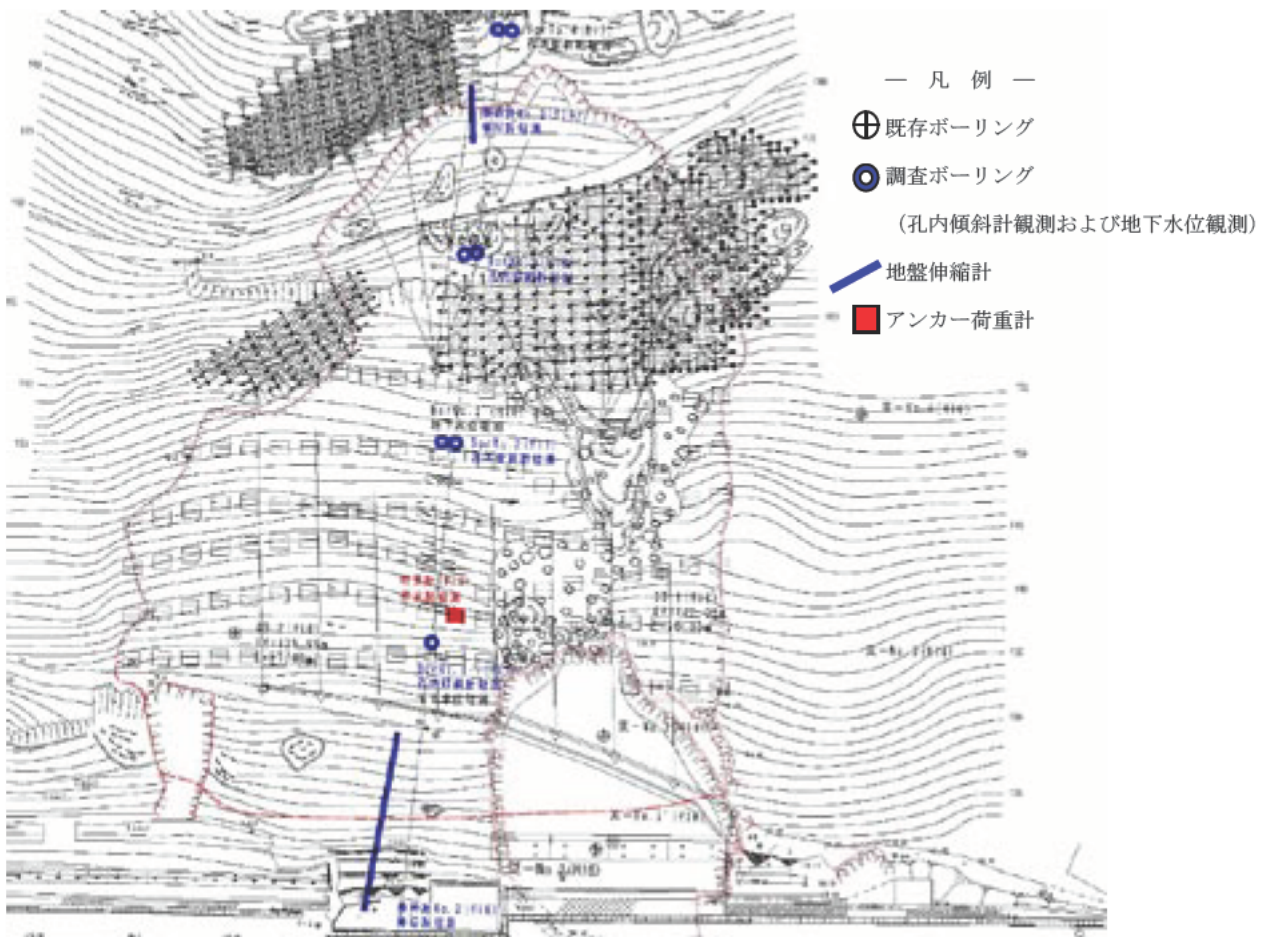


図 2.11.2 平面図



### (3) 地すべり形態

頭部に高さ約 1.5m の明瞭な滑落崖が形成されている。側部には段差および開口亀裂がある。すべり面の深さは、ボーリング調査により 10m 程度であることが確認された。地すべりの形状は、斜面長 95m、幅 40～60m の馬蹄形である。図 2.11.3 は、断面図にアンカー荷重計の位置を示したものである。

現場の地すべりの素因と誘因を以下に示す。

#### 【素因】

現場における基盤の地質は、三波川変成帯の岩石から構成され、その上位に崩積土が堆積している。岩石の片理面は井内谷川に対して受け盤であり、片理面は直接の崩壊要因ではないと考えられている。地すべりは崩積土と基岩との境界で発生しており、基岩上の崩積土が不安定化しやすい。

#### 【誘因】

12月4～5日にわたって集中豪雨が発生し、累積雨量 128mm を記録しており、この豪雨により斜面への大量の水の供給が地すべりを誘発したと考えられる。

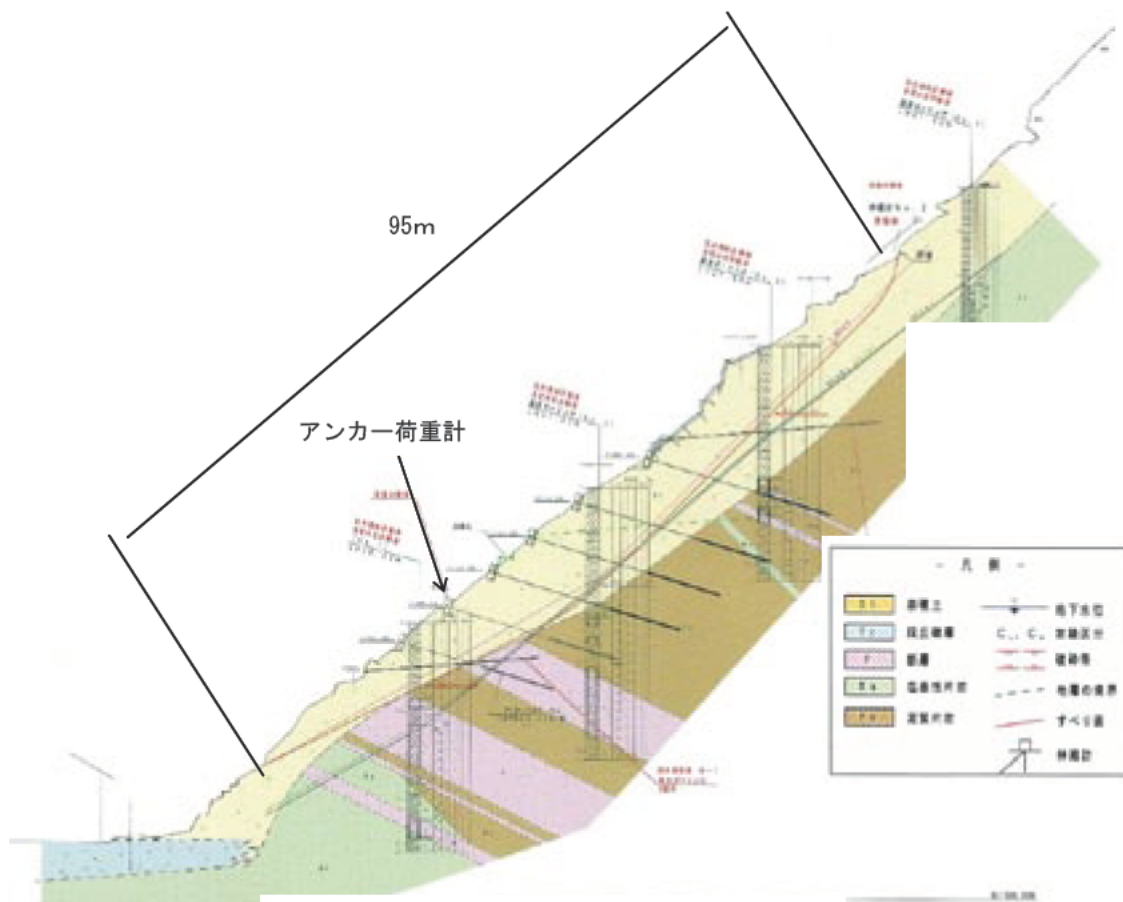


図 2.11.3 標準横断面図

(4) 対策工の諸元

この現場では、発生した地すべりに対して、横ボーリング工による抑制工とアンカー工による抑止工が採用されている。さらに、滑落崖付近および上部の不安定岩塊に対して落石防止網工が設計されている。

①アンカー諸元

アンカーの諸元は、表 2.11.1 および図 2.11.4 のとおりである。

表 2.11.1 アンカー諸元

項目	諸元
種別	多重 PC 鋼より線 (SEEE アンカー)
設計アンカー力	559.4kN
規格	F100UA
削孔径	135mm
アンカー傾角	16.7°
アンカー体長	8.5m
アンカー水平間隔	3.0m
アンカー段数	6 段
周面摩擦抵抗値	0.40N/mm <sup>2</sup>
本数	120 本

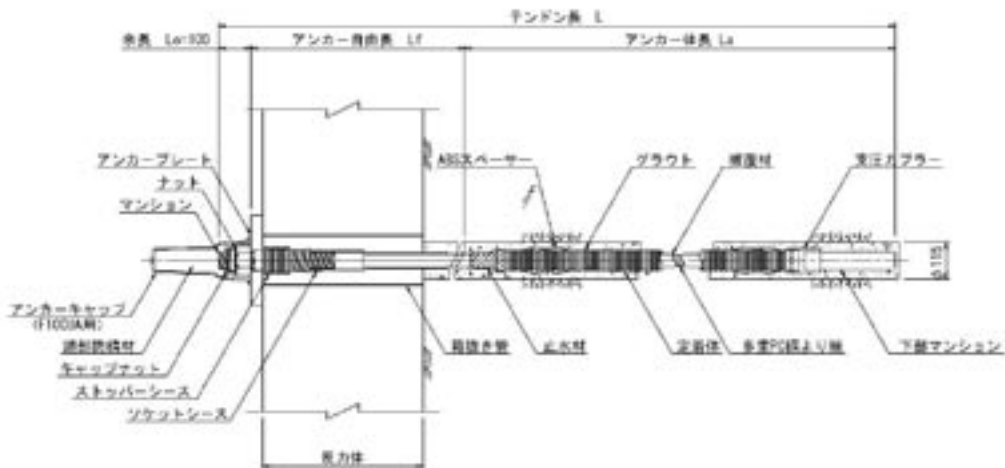


図 2.11.4 SEEE-UA アンカー構造図<sup>1)</sup>

②アンカー荷重計の配置

この現場の荷重計の設置数は1か所であり、その配置は図 2.11.2 に示したようにアンカーの下段から2段目の地すべりブロックの主測線付近である。また、主測線には孔内傾斜計を4箇所、地すべり頭部と末端部には地盤伸縮計を設置している。

(5) アンカー荷重変動

図 2.11.5 は、平成 18(2006)年 8 月から平成 20(2008)年 11 月までの荷重変動図である。荷重の変動に上昇は見られず低下傾向にある。荷重低下量は平成 18 年から平成 20 年になるにつれて減少傾向だが、収束傾向を判断するには動態観測期間をさらに数年実施して判断する必要がある。荷重計設置後の孔内傾斜計や地盤伸縮計にも大きな動きが見られない(図 2.11.6 および図 2.11.7)。

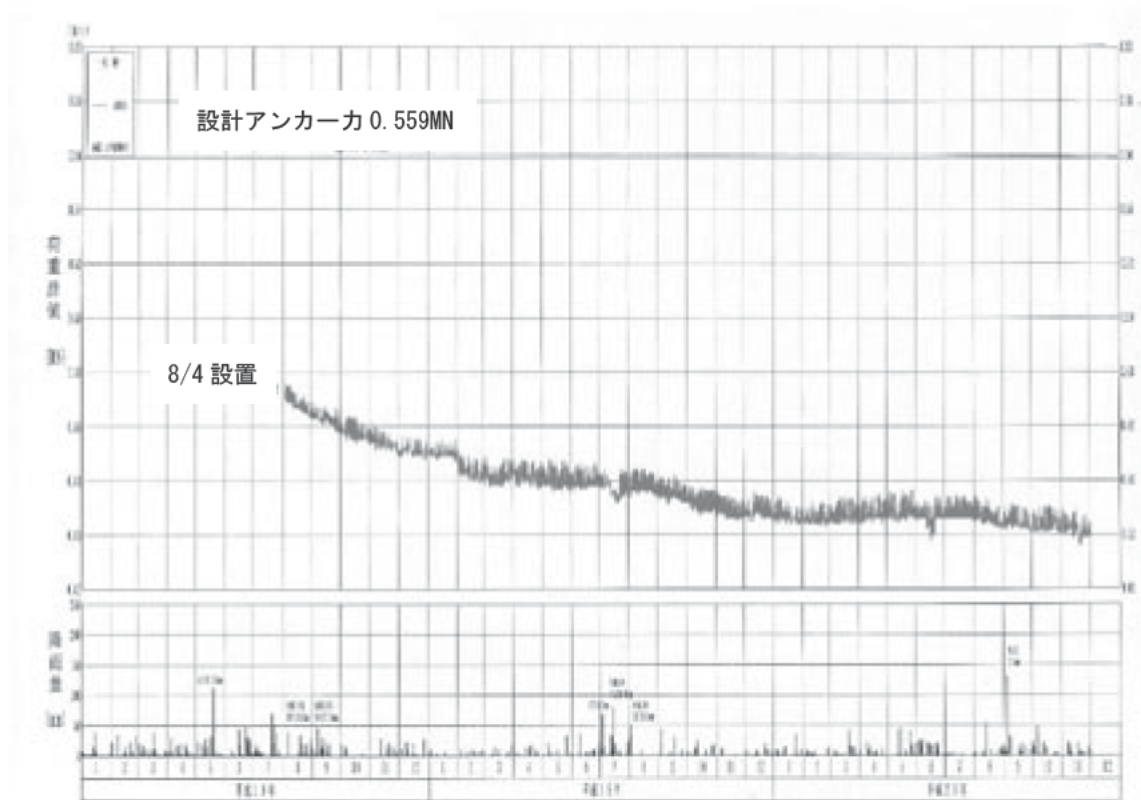


図 2.11.5 荷重変動図

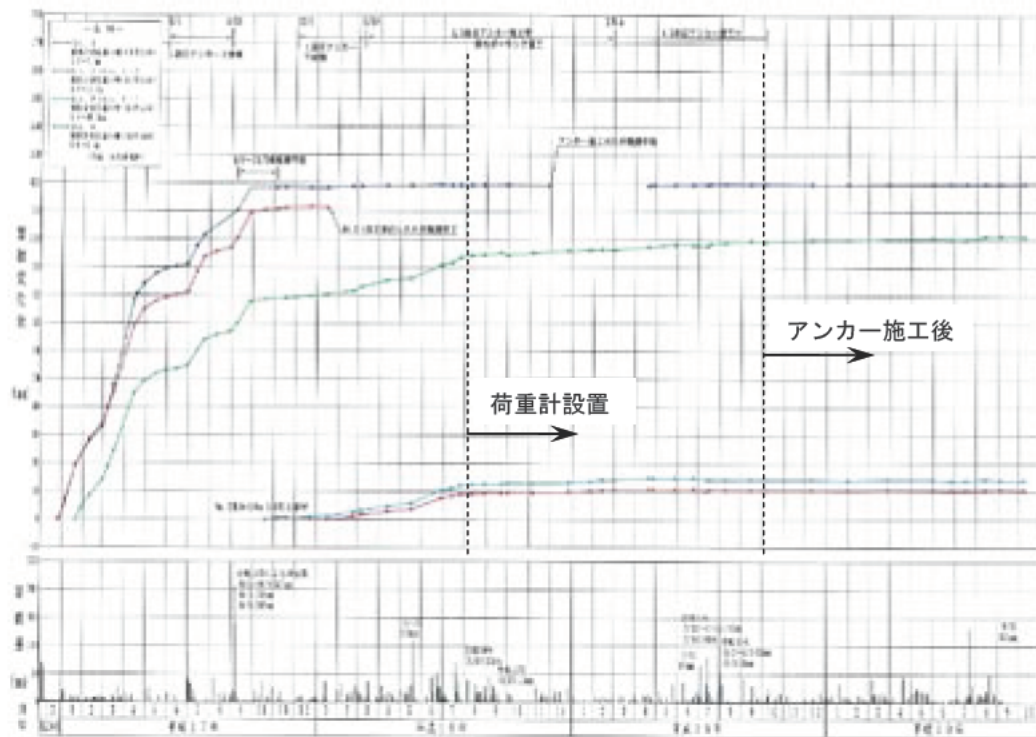


図 2.11.6 孔内傾斜計変動図

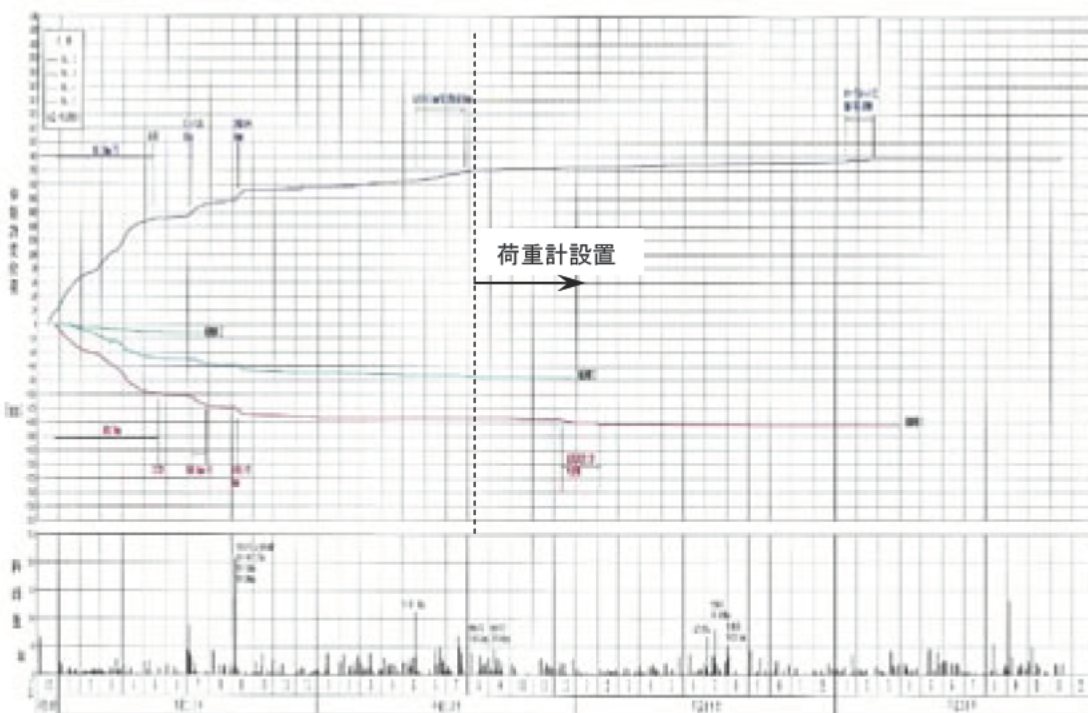


図 2.11.7 地盤伸縮計変動図



## 2.12 やまじ 山路地区

### (1) 現場概要

現場は図 2.12.1 のように吉野川流域にあり、中央構造線の南側で眉山の北側斜面に位置する。リニアメントは東北東～西南西にあり、中央構造線の方角と調和的である。山麓方向と平行に階段状の鞍部が発達し、さらに、地すべりブロックも発達しており、北斜面に造傾斜運動が生じていることが示唆される。また、採石場跡が点在しており、人工的な地形改変が行われている<sup>1)</sup>。



図 2.12.1 現場位置図

現場は三波川変成帯の北縁部に位置し、この地質は図 2.12.2 のように主として緑色片岩と泥質片岩の互層であり、片理面が発達している。

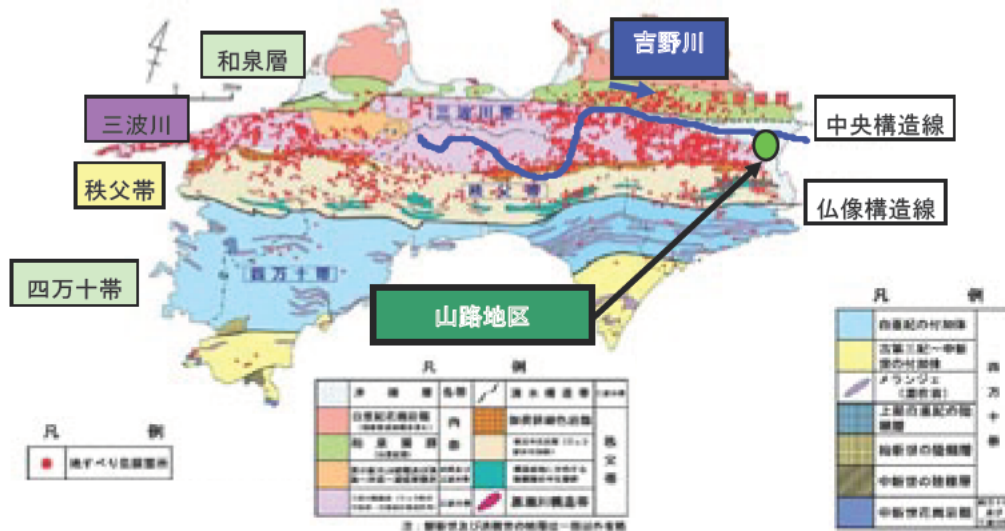


図 2.12.2 四国地域の地質図<sup>2)</sup>に加筆

その走向は中央構造線と調和しており、東北東～西南西である。一方、地層の傾斜は市街地に対して北向きの流れ盤である。また、露頭では微褶曲も観察されるなどの地質構造が見られる<sup>1)</sup>。

(2) 対策工実施までの経緯

現場では、平成元年から斜面崩壊が発生しており、それが平成12(2000)年の崩壊につながっている。対策工までの経緯は図2.12.3のとおりである。

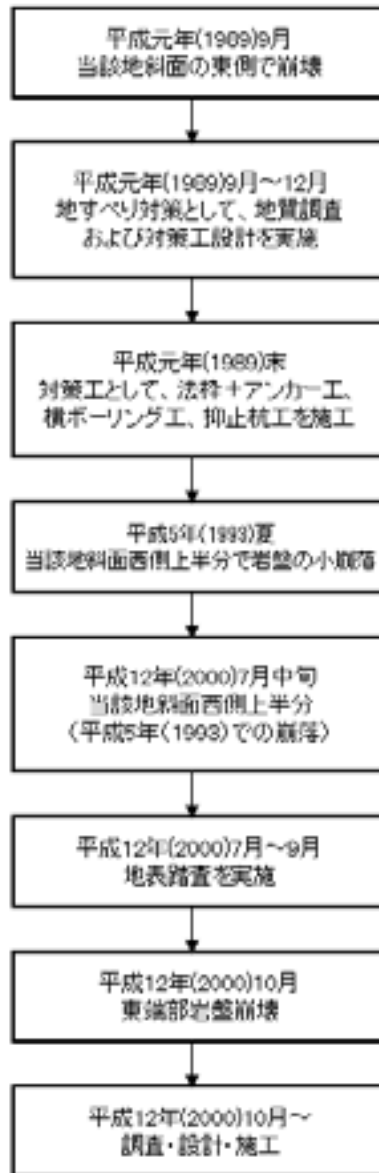


図 2.12.3 斜面崩壊および対策の経緯

図 2.12.4 は対象とするアンカー工が施工された B-2 ブロックの範囲を示したものである。

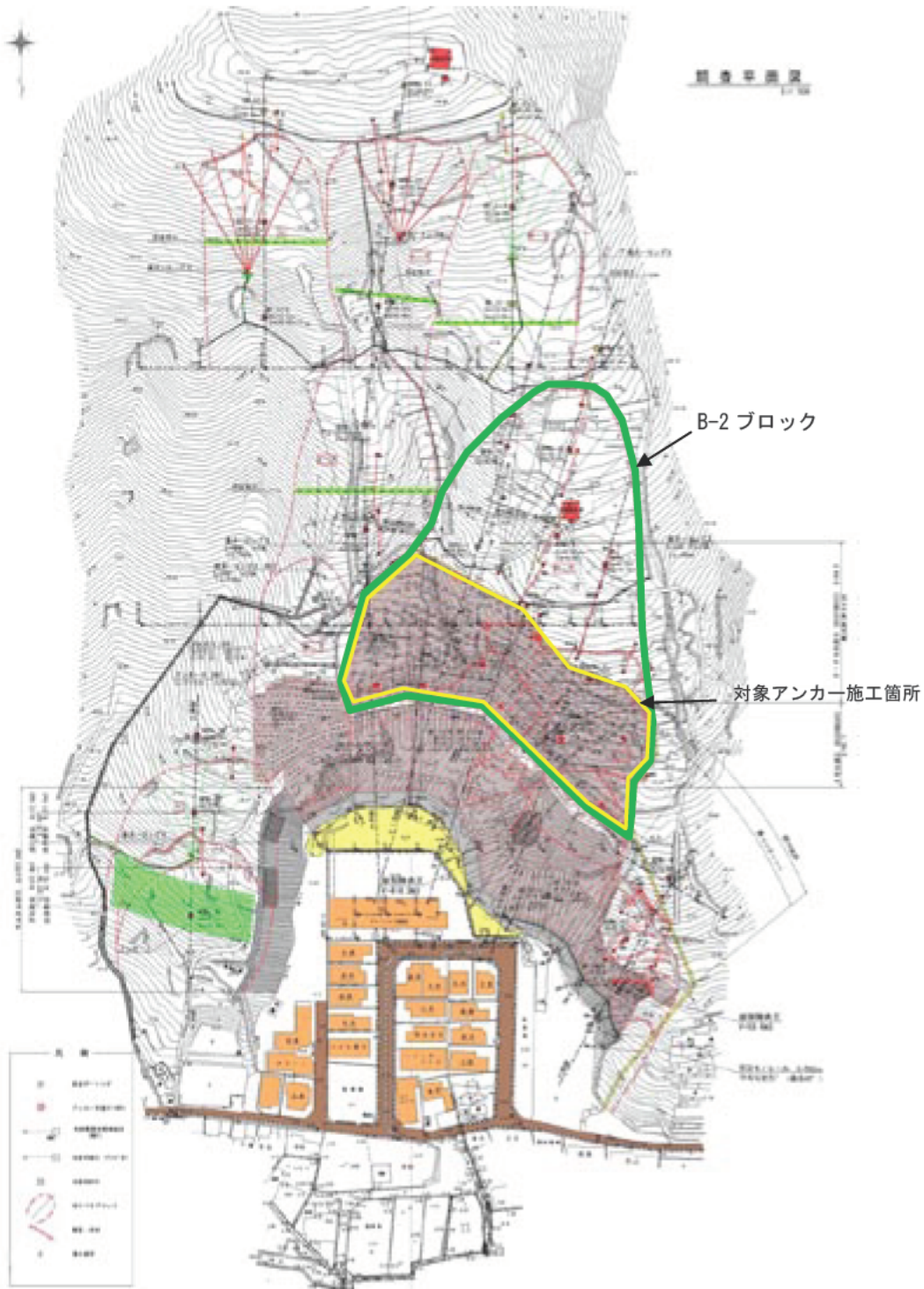


図 2.12.4 B-2 ブロック位置とアンカー施工範囲

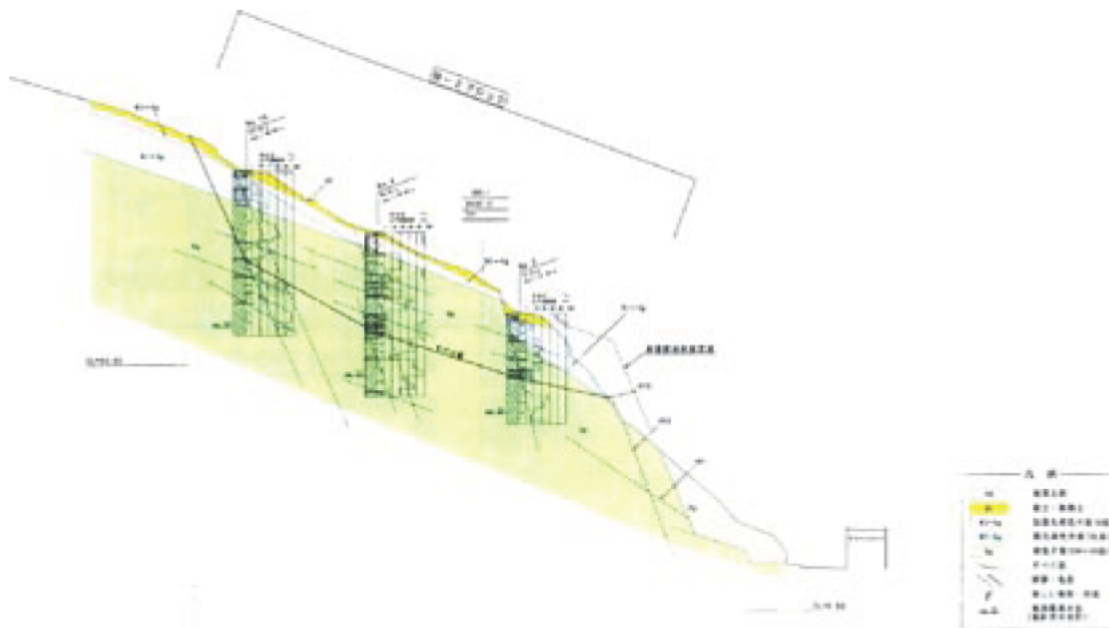


図 2.12.5 地質横断面図

### (3) 地すべり形態

現場の地すべりの素因と誘因を以下に示す。

#### 【素因】

- ・ 東西方向のリニアメント

リニアメントが中央構造線にほぼ並行に走っている。

- ・ 地質構成

現場では図 2.12.5 のとおり主として緑色片岩から形成され、片理面が流れ盤として発達している。

さらに、表層から風化が進行している。

#### 【誘因】

- ・ 気象条件

次の地震および豪雨が発生した。これらが地すべりの誘因となった可能性がある。

- ・ 2000年10月6日 鳥取県西部地震
- ・ 2000年10月9日 集中豪雨 33.5mm/h

### (4) 対策工の諸元

B-2 ブロックの対策工はアンカー工+受圧板工および横ボーリング工である。数量を表 2.12.1 に示す。これらのアンカーの段数は図 2.12.6 に示すとおり 13 段となっている。



表 2.12.1 対策工数量

工種	規格	数量
横ボーリング工	L=55m	7本
アンカー工	—	440本
受圧板工	—	440基

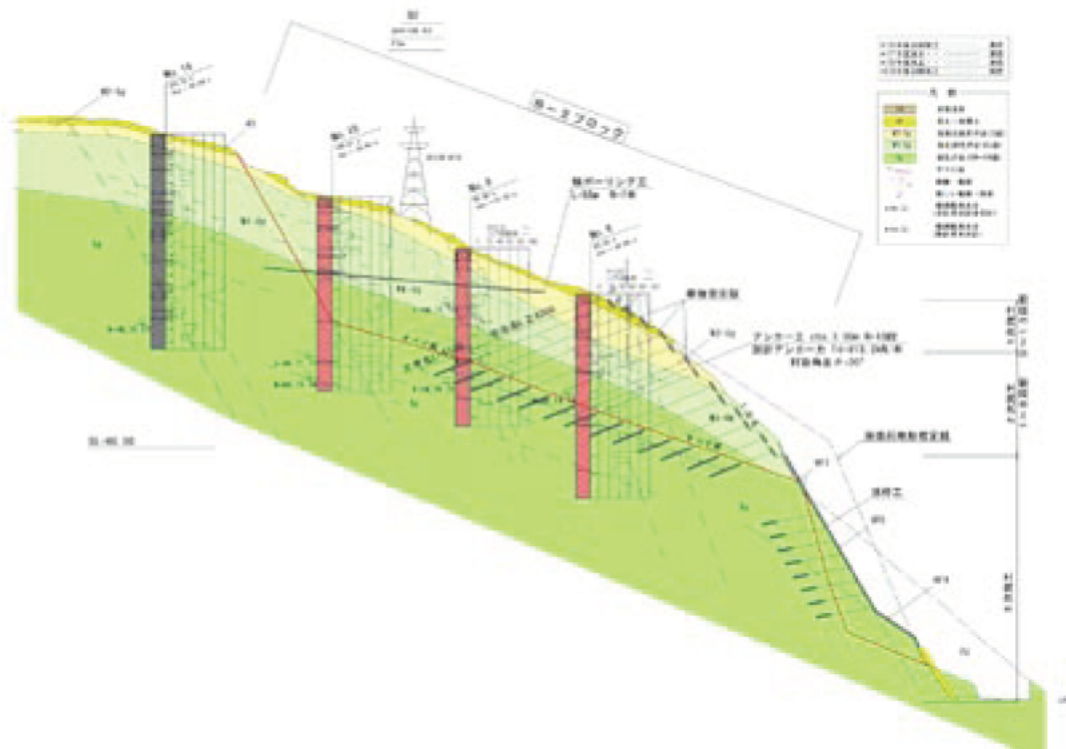


図 2.12.6 対策工標準図

安定解析の条件および結果は表 2.12.2 のとおりである。

表 2.12.2 安定解析の解析条件および結果

項目	解析条件および結果
現状安全率 $F_{si}$	0.95
計画安全率 $PF_s$	1.2
土塊の単位体積重量 $\gamma$	21.3kN/mm <sup>2</sup>
粘着力 $c$	20kN/mm <sup>2</sup>
内部摩擦角 $\phi$	17.5255°
必要抑止力 $P_r$	3486.9kN/m

(5) 計測機器の配置

現場では荷重計の他に、孔内傾斜計、地盤伸縮計を設置している。アンカーを打設している B-2 ブロックの地すべり計測機器の設置箇所を図 2.12.7 に示す。

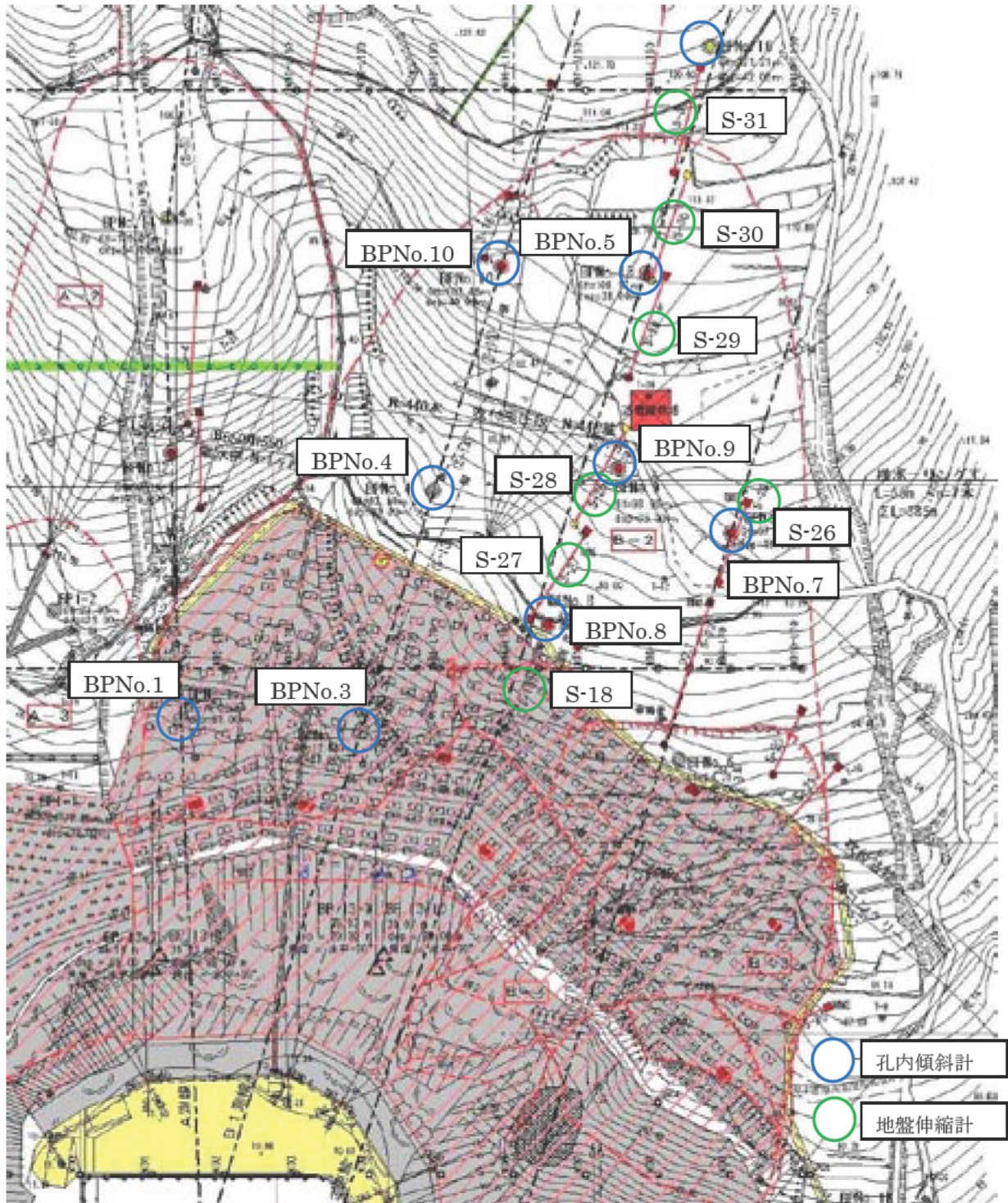


図 2.12.7 計測器配置図 (孔内傾斜計・地盤伸縮計)

荷重計は、アンカー全体 440 本に対して約 5%である計 21 台設置である。設置箇所は、図 2.12.8 のとおり主測線および副測線に近い箇所に比較的均等に配置されている。





### (6) アンカー荷重変動

荷重計計測データを図 2.12.9 に示す。計測期間は平成 14(2002)年 4 月～平成 19(2007)年 3 月までである。計器の異常等があり、最終的に自動計測が継続できたのは 8 箇所である。

設置された全てのアンカー荷重は減少傾向にあり、減少の大きなものは 5 年間の計測期間で最大 75kN である。ただし、年周期で若干の荷重の増減が確認される。年周期における荷重上昇のピークは 3 月頃で、荷重低下のピークは 9 月頃である。

この周期の気温、支圧板温度、地中温度の変動傾向は類似している。荷重計の周期は、これらの温度周期よりもややピークが遅れて現れている。

図 2.12.10 および図 2.12.11 は地盤傾斜計および孔内傾斜計によって地すべりの動きを観測した結果である。荷重計よりも前の観測であるが、地すべりの動きを明確にとらえているものは無く、地すべりは安定していると考えられる。

現場では、地すべりが安定している場合には、長期的な荷重変動は徐々に減少する傾向にあることが確認された。

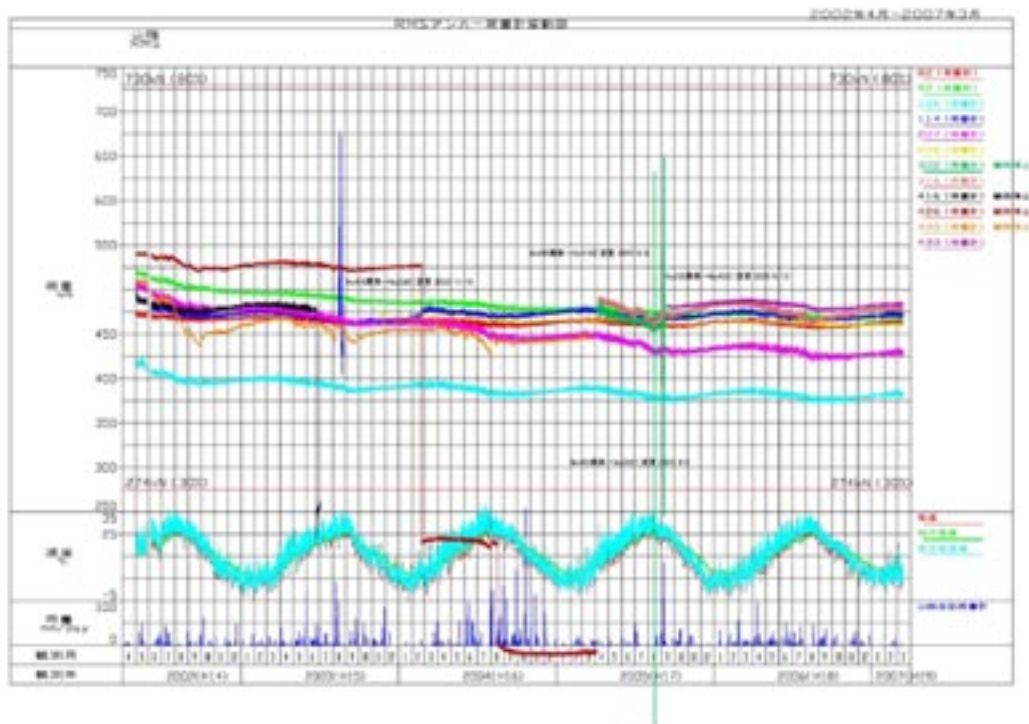


図 2.12.9 アンカー荷重変動図



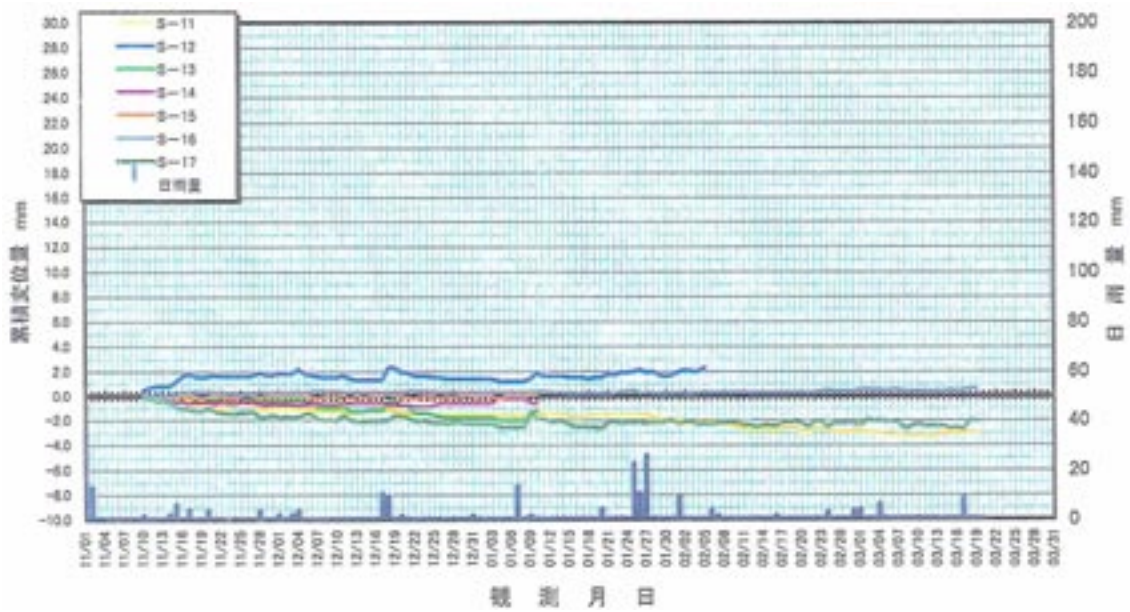


图 2.12.10 地盤伸縮計変動図 (B1 測線)

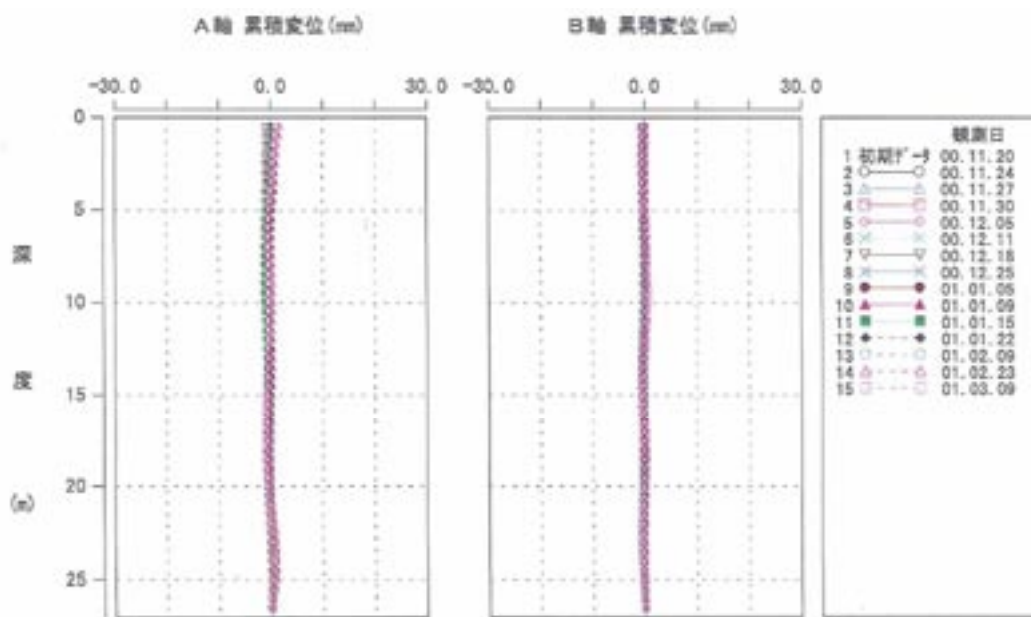


图 2.12.11 孔内傾斜計累積変位 (B1 測線末端部 BPNo. 3)

## 2.13 嘉瀬川ダム

### (1) 現場概要

現場は佐賀県北部の嘉瀬川ダムのダム建設に伴う原石山の切土法面である（図 2.13.1）。



図 2.13.1 現場位置図

図 2.13.2 は、この原石山の法面对策箇所(material classification)の材料区分である。それぞれの原石山の法面は「1の山」、「2の山」、「3の山」と称されており、材料区分は法面下部から上部に向かって風化に伴い軟質な岩盤となっている。岩級区分は B 材が CH 級、C1 材が CM 級、C2 材が CL 級であり、いずれも軟岩に相当している。

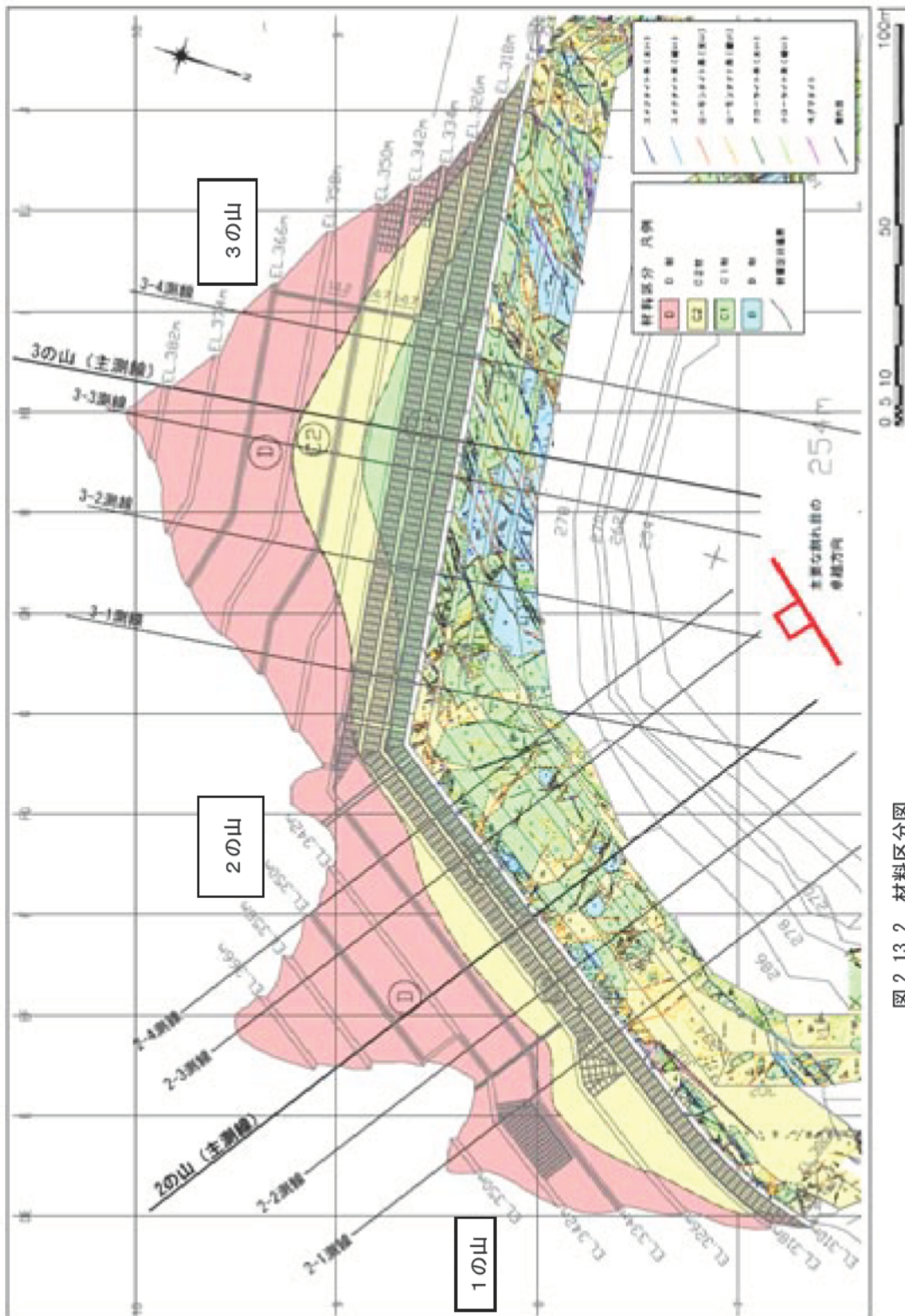


図 2.13.2 材料区分図

## (2) 対策工の経緯

対策工までの経緯を図 2.13.3 に示す。平成 20(2008)年から法面の変状が顕著となり、地山の計測および押え盛土工の対策を行っている。その後平成 21(2009)年 4 月から恒久対策としてアンカー工を行っているが、その後も変状が確認され、追加のアンカー工が設計されている。

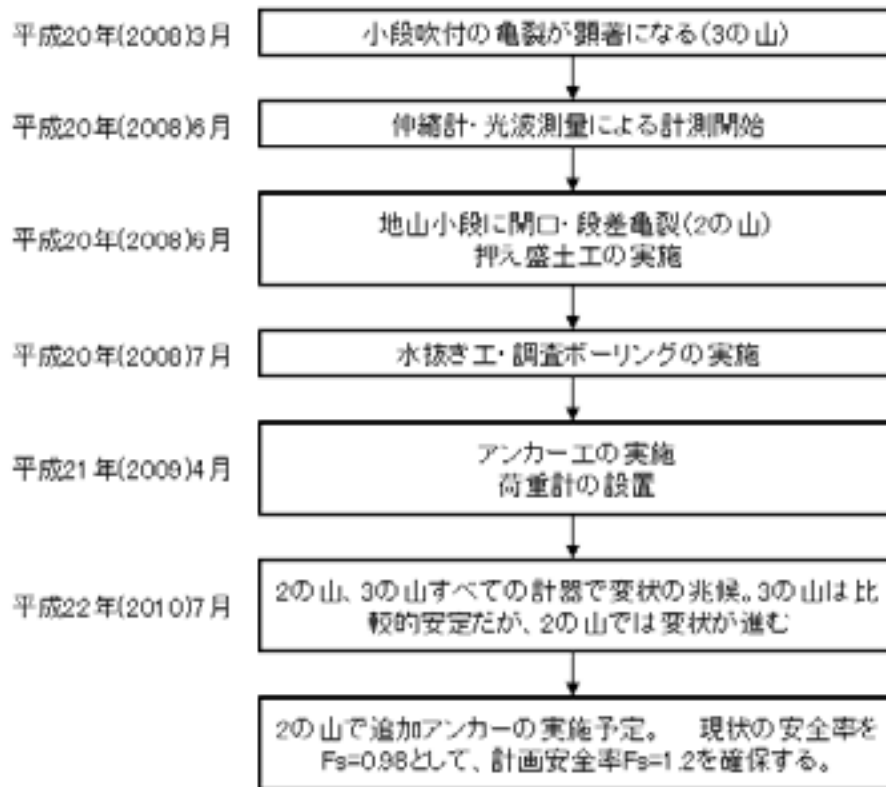


図 2.13.3 対策工の経緯

## (3) 地すべり形態

現場の素因および誘因については以下のとおりである。

### 【素因】

- ・ 2の山および3の山のクラックのステレオ投影によると、3の山に比べて2の山の風化が進行している。2の山と3の山いずれもクラック周辺に粘土鉱物が形成され、クラック周辺の風化が進行している。
- ・ 2の山、3の山ともに、掘削法面と平行にクラックが卓越している。傾斜は受け盤ではあるものの高角度であり、トップリング状の変状が発生する可能性がある。

### 【誘因】

- ・ 平成 20(2008)年 6 月の降雨後に 2 の山の地山小段に開口亀裂、段差亀裂が発生したことが確認されている。
- ・ 切土による応力解放が地山を変状させた可能性がある。



(4) 地すべりの形状と荷重計の配置

地すべり形状は、平成 20(2008)年 6 月以降に計測機器による地すべりの動態を観測して判断している。図 2.13.4 は、2 の山および 3 の山の計測機器の配置図である。荷重計は 15 台設置されており、2 の山では 2 本の副測線に 3 台ずつ配置している。3 の山では主測線に 3 台と、副測線 2 本にそれぞれ 3 台設置している。2 の山と 3 の山含めて、全体的に均等に配置している。

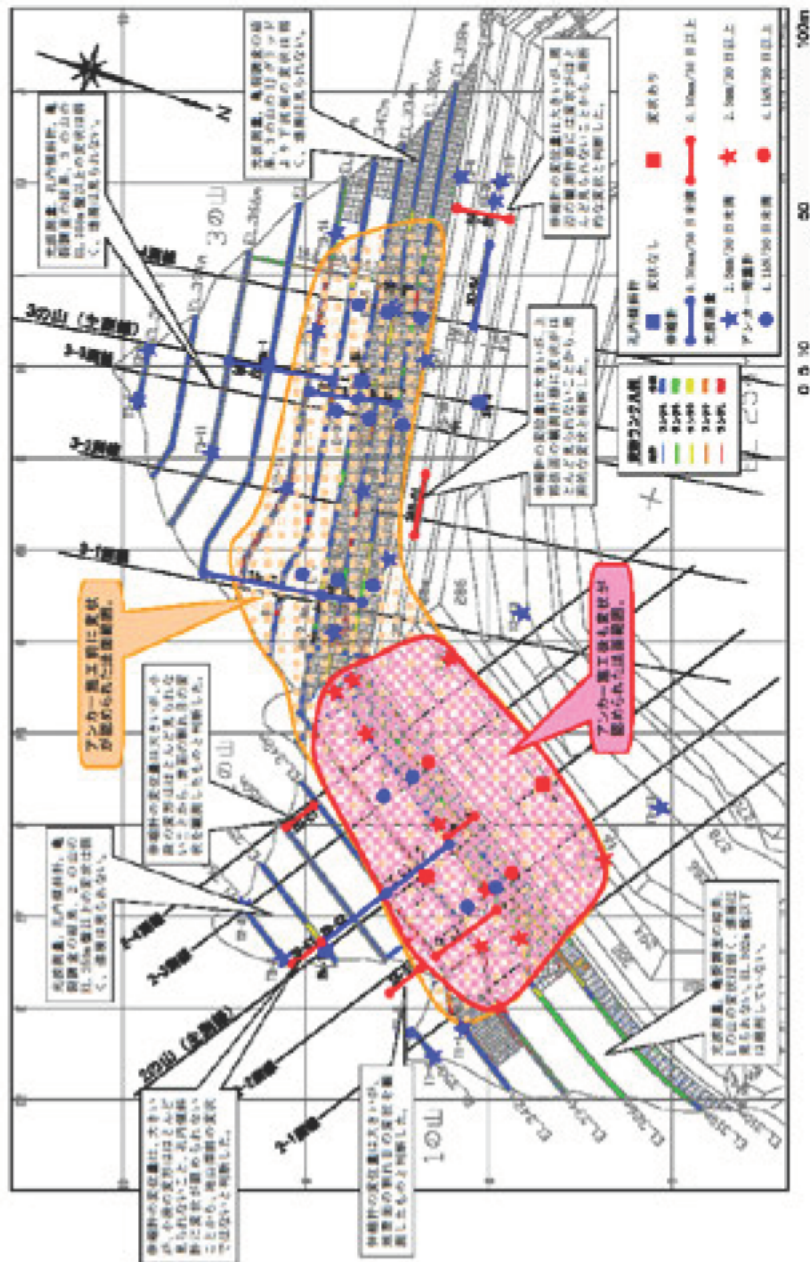


図 2.13.4 計測器配置図

(5) 対策工の諸元

表 2.13.1 および図 2.13.5 は、対策に用いたアンカーの諸元である。

表 2.13.1 アンカー諸元

項目	諸元	
種別	多重 PC 鋼より線 (SEEE アンカー)	
設計アンカー力	439.1kN	672.7kN
規格	F100UA	F130UA
削孔径	135mm	

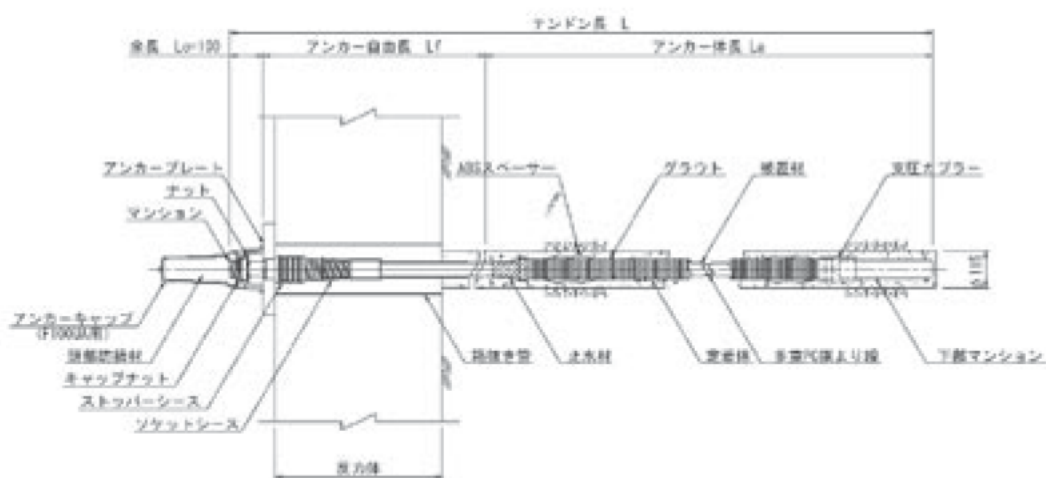


図 2.13.5 SEEE アンカー<sup>1)</sup>

(6) アンカー荷重変動

図 2.13.6 および図 2.13.7 は、2 の山、3 の山の荷重変動と孔内傾斜計、孔内水位などの変動を示したものである。

2 の山の荷重は、荷重計を設置した直後は一定の値を示しているが、2～3ヶ月経過後に荷重が上昇し始めている。平成 21(2009)年 10 月に急な上昇が確認されている。その後も微増が継続するが、荷重の大きな上昇は日雨量や孔内水位も大きい時期でもあり、それらの相関性が確認された。

一方、3 の山の荷重は2 の山と同様に荷重計設置から2～3ヶ月後に急な上昇が確認されている。平成 21(2009)年 7 月下旬の豪雨と荷重計の上昇が一致し、その後の荷重上昇時期も降雨量が多い時期と一致している。よって、降雨による地下水位の上昇が地すべり滑動と相関していることが、アンカー荷重計および孔内傾斜計により確認できる。

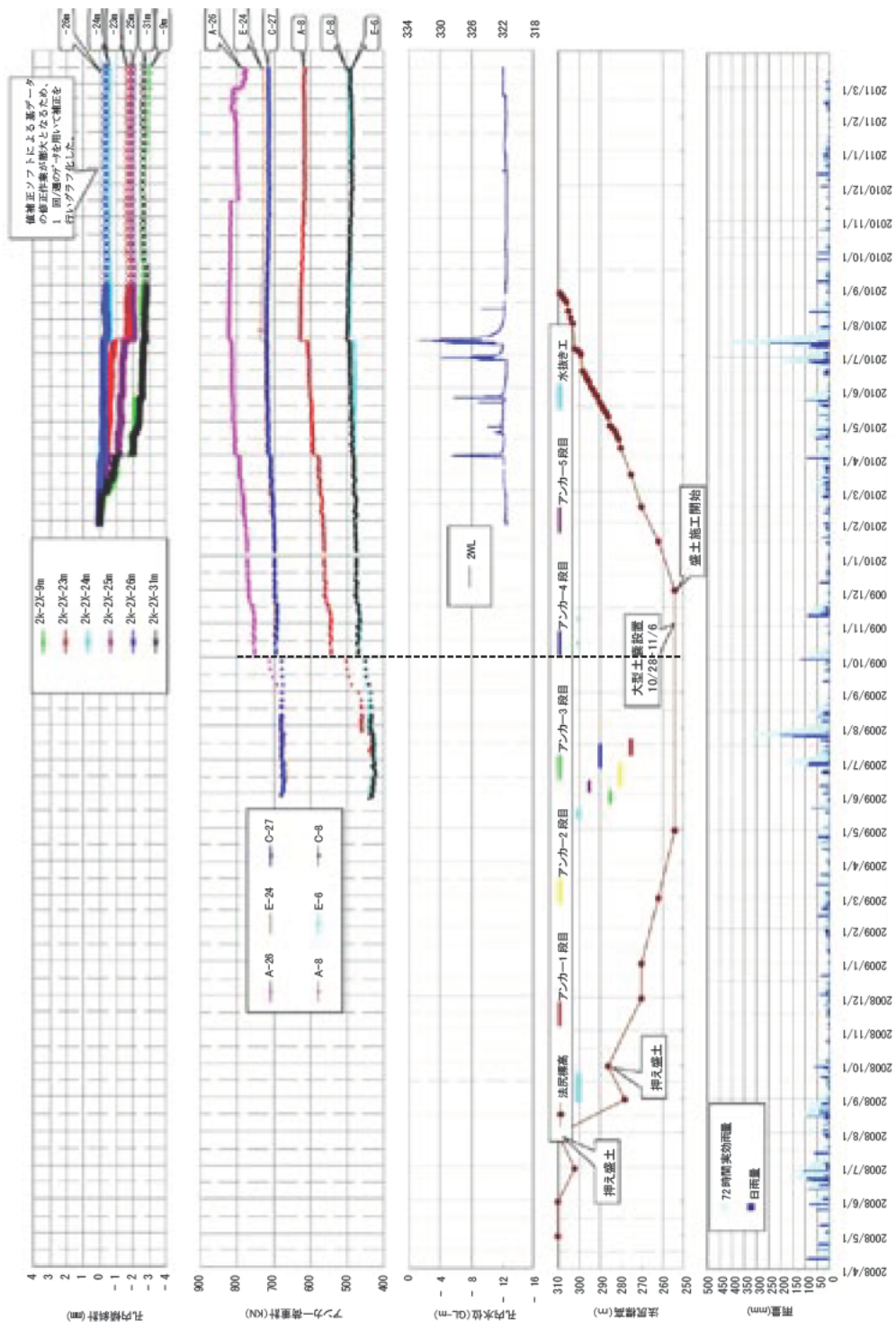


図 2.13.6 荷重変動図 (2 の山)

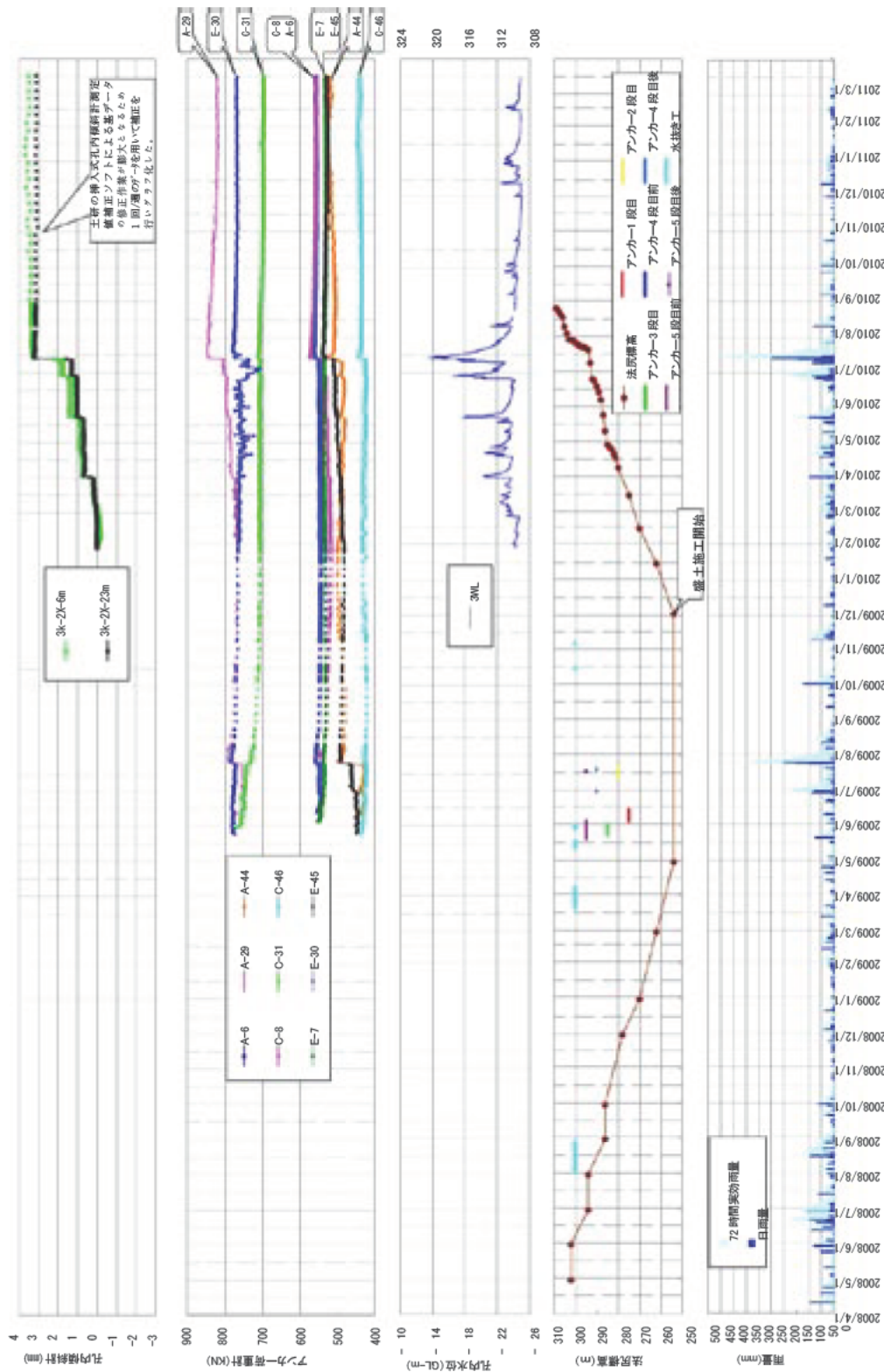


図 2.13.7 荷重変動図 (3の山)



### 3. 緊張力計測の荷重変動事例から見た変動要因の検討

本章では、本研究で収集したアンカー緊張力の計測事例（2章）に基づき、変動が生じた要因を整理するとともに、荷重変動のタイプ分類を行った。荷重変動のタイプ分類は、荷重変動図を作成し、荷重変動の大きさ、増加や減少などの傾向を整理した。また、変動が生じた要因は、地盤伸縮計、地下水位計等の観測結果に基づき、推定を行った。

荷重変動のタイプ分類を行った結果、本研究で収集した事例については次のタイプに分類された。

- ① アンカー設置直後にみられる継続的な荷重低下：5件（岩城、日木山、大渡ダム、儀明川、錦ヶ浦）
- ② 日単位または年単位の周期的な変動：5件（善徳、岩城、儀明川、大渡ダム、山路）
- ③ 地すべり滑動が活性化した時の変動：2件（嘉瀬川ダム、岩城）
- ④ 地すべり滑動発生時、アンカー荷重が相関しない変動：1件（滝沢ダム）
- ⑤ 荷重計測器に問題が生じた変動：4件（滝沢ダム、儀明川、善徳、大渡ダム）

表 3.1 は荷重変動図から変動要因を検討した各地区における地すべり滑動状況、および荷重計の計測期間などを示したものである。これらの現場事例を対象に、荷重変動状況から推測される変動要因を荷重変動のタイプ毎に整理した結果を次に述べる。

表 3.1 検討対象とした地区

整理 No.	地区名	地すべり要因	アンカー設置後の地すべり滑動 (その他動態観測)	荷重計計測期間	計測値取得状況
1	善徳	降雨による地下水位上昇	あり (伸縮計)	20年	開始～9年間間欠計測(4ヶ月) 9年以降連続(1日)
2	岩城地区	切土による応力解放	あり (傾斜計、伸縮計)	4年	連続計測(1日)
3	大渡ダム (森山C地区)	地下水位上昇(貯水位)	なし (傾斜計)	6年	連続計測(1日)
4	滝沢ダム	地下水位上昇(貯水位)	あり (傾斜計・移動杭)	6年	連続計測(1日)
5	錦ヶ浦	降雨による地下水位上昇	あり (伸縮計)	9ヶ月	連続計測(10分～1時間)
6	大涌沢	降雨による地下水位上昇	なし	3年	連続計測(1時間)
7	儀明川	切土による応力解放 降雨による地下水位上昇	なし (鋼管杭歪計・傾斜計)	3年	連続計測(12時間)
8	大永山	降雨による地下水位上昇	なし	4年	間欠計測(1ヶ月)
9	由比	降雨による地下水位上昇 地震	なし	1.8年	開始～8ヶ月間間欠計測(1ヶ月) 8ヶ月以降連続計測(1時間)
10	日木山	降雨による地下水位上昇	なし	3.5年	連続計測(2時間)
11	吹	降雨による地下水位上昇	なし	2年	連続計測(1日)
12	山路	降雨による地下水位上昇	なし (伸縮計、地盤傾斜計)	5年	連続計測(12時間)
13	嘉瀬川ダム	切土による応力解放 降雨による地下水位上昇	あり (傾斜計、伸縮計)	9ヶ月	連続計測(1日)

①アンカー設置直後にみられる継続的な荷重低下

表 3.2 に示されるとおり、荷重は定着完了直後から急速に低下するが、ある時点でその低下傾向は弱まる。

「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」<sup>1)</sup>によると、アンカー設置時における荷重低下傾向の要因として、以下の 5 つが挙げられている。

- a) 定着時における緊張力の低下（定着具のなじみ、工法特有のセット量）
- b) 地盤のクリープ（背面地盤のクリープ的変位、アンカー体周辺地盤の変位）
- c) 引張材のリラクセーション
- d) アンカー自由長部シースと引張り材の摩擦
- e) 粘性土層の圧密

表 3.3 は各事例の荷重変動図を整理したものである。表中の荷重変動図の荷重低下傾向は、同一地区内では類似している。一方で、異なる地区の荷重低下の割合と収束時期はそれぞれ異なる結果が得られている。これは地区ごとに、アンカー材料の種類・規格、アンカーの諸元、受圧構造物の種類・規格およびアンカー背面地盤の地質等がそれぞれ異なることに起因すると考えられる。

表 3.2 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

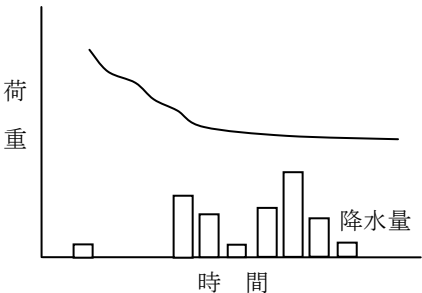
荷重変動図	解 説	推測される荷重変動要因
	<p>定着完了直後から急速に低下するが、ある時点で低下傾向は弱まる。地すべり変動発生とは相関が無い。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・定着具のなじみ、セット量</li> <li>・地盤のクリープ</li> <li>・引張材のリラクセーション</li> <li>・アンカー自由長部シースと引張材の摩擦</li> <li>・粘性土層の圧密</li> </ul>

表 3.3 各地区の荷重変動図 (1/2)

地区名	荷重変動図	解説
岩城	<p>約 2 週間 約 3 週間</p> <p>降水量 T-11 TA-4</p> <p>550 545 540 535 530 525 520 515 510 505 500</p> <p>100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0</p> <p>5月10日 6月10日 7月10日 8月10日 9月10日</p>	<p>荷重低下量：約 15kN (3%) 低下傾向の収束に要した期間 T-11：2 週間 TA-4：3 週間</p>
日木山	<p>約 2 ヶ月</p> <p>降水量 CH0最小 CH1最小 CH2最小 CH3最小</p> <p>640 620 600 580 560 540 520 500</p> <p>100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0</p> <p>9月14日 9月24日 10月4日 10月14日 10月24日 11月3日 11月13日 11月23日 12月3日 12月13日 12月23日 1月2日 1月12日 1月22日</p>	<p>荷重低下量：約 30kN (5%) 低下傾向の収束に要した期間 約 2 ヶ月</p>





②日単位または年単位の周期的な変動

表 3.4 に示されるとおり、荷重の変動に同期性がある。多くは温度との相関があり、これらは日単位または年単位による周期となることが多い。

表 3.5 は表 3.4 の模式に示される各地区の荷重変動図の事例である。荷重が年単位や日単位で増減を繰り返す場合の変動要因は、温度変化が荷重計やアンカー構造に影響している可能性がある。

表 3.4 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

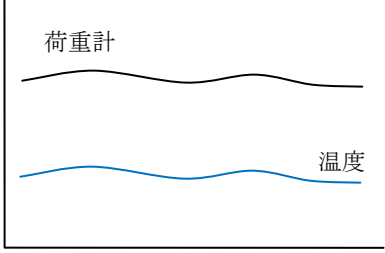
荷重変動図	解 説	推定される荷重変動要因
	<p>・変動に周期性がみられ、温度変化と相関がある。こうした温度変化に起因する変動は、日変化としても観測されるが、年間を通した季節変動としても観測される。計測環境の条件によっては高温期に低下傾向を示す場合もある。</p>	<p>・温度の影響</p>

表 3.5 各地区の荷重変動図 (1/2)

地区名	荷重変動図	解 説
善徳		<p>いずれのアンカーにおいても 周期的な変動が確認できる。 変動幅：約 20kN</p>
岩城		<p>上昇傾向を示しながらも、周期 的な変動が確認できる。 変動幅：約 40kN</p>
儀明川		<p>日単位の周期変動 午前、午後の気温変化と思われ る変動が見られる。 変動幅：約 2kN</p>

表 3.5 各地区の荷重変動図 (2/2)

地区名	荷重変動図	解 説
大渡ダム (森山C)		<p>全体に減少傾向を示しながら、 周期的年変動が見られる。 変動幅：約 15kN</p> <p>年変動が小さい荷重計があり、 設置環境等によって現象の現 れ方が異なると考えられる。</p>
山路		<p>全体に減少傾向を示しながら、 周期的年変動が見られる。 変動幅：約 12kN</p> <p>他の事例と異なり、高温期に荷 重は低下傾向にある。</p>

③地すべり滑動が活性化した時の変動

表 3.6 および表 3.7 に示されるように地盤伸縮計などの地表面計測値とアンカーの荷重に相関がある場合には地すべり移動量の影響が大きくなる傾向にある。また、降雨や地下水の上昇と荷重の相関が認められる場合もある。

表 3.6 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

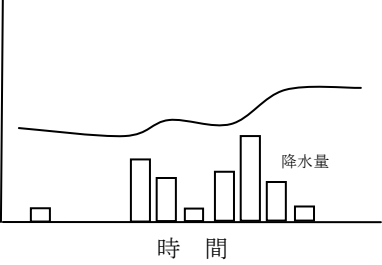
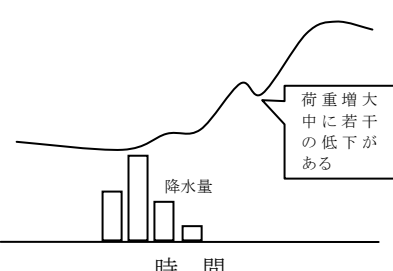
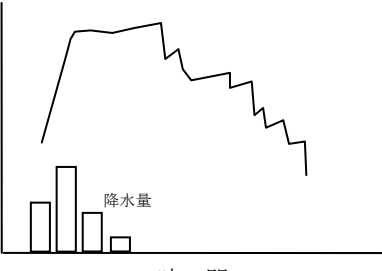
荷重変動図	解 説	推定される荷重変動要因
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p>	<p>地下水上昇や掘削工事などをきっかけとして荷重が増加する。地すべり滑動要因の影響が小さくなくても、荷重増加が継続するなど、斜面変動が活性化していると考えられる。</p> <p>荷重増加傾向あるにも関わらず、短期低下、再度増加するなどの現象が見られる場合にはアンカー体に損傷が生じた可能性がある。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下水位上昇</li> <li>・応力解放（切土）に伴うリバウンド</li> </ul>
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p> <p>荷重増大中に若干の低下がある</p>	<p>アンカー体引き抜けの事例。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下水位上昇</li> <li>・応力解放（切土）に伴うリバウンド</li> </ul>
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下水位上昇</li> <li>・応力解放（切土）に伴うリバウンド</li> </ul>



表 3.7 各地区の荷重変動図

地区名	荷重変動図	解 説
嘉瀬川ダム		<p>①地すべり滑動は伸縮計で確認でき、荷重も同調して増加している。</p> <p>②押え盛土工実施後も地すべり滑動に荷重増加が同調している。</p> <p>③地すべり滑動が見られないが、短期間に荷重低下する。</p> <p>④短期間に荷重低下、日変動が大きくなる。</p> <p>③、④以降安定したか、定着部になんらかの異常が発生した可能性がある。</p>
岩城		<p>斜面掘削に相関して荷重増加する。</p> <p>押え盛土工実施後に安定する。</p> <p>アンカー機能延命のため、除荷の実施。</p>

④地すべり滑動発生時、アンカー荷重が相関しない変動

表 3.8 に示されるように、アンカー荷重計の変動が地盤伸縮計や他の計測器の変動と相関していない場合、計測機器の故障でないならば、滑動している地すべり土塊にアンカー体が定着している可能性がある。

表 3.9 の事例では地すべり主側線の上流側の側線と下流側の側線にアンカー荷重計が設置されているが、地盤伸縮計の変動とは相関していなかった。その後、対象としていたアンカー体よりも深い位置での地すべりの挙動が確認された。

表 3.8 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

荷重変動図	解説	推定される変動要因
	<p>降雨によって伸縮計などの計器に変動が観測されているが、荷重計には変化がない。</p>	<p>伸縮計の変動が大きいにもかかわらず荷重計の変動がない場合、アンカー体が移動層中にある可能性がある。</p>

表 3.9 各地区の荷重変動図

地区名	荷重変動図	解説
滝沢ダム		<p>伸縮計によって地すべり滑動は確認されている。</p> <p>下流側 (赤)：荷重変動は初期では相関しているが、後に安定した様子を示している。</p> <p>上流側 (青)：伸縮計の変動と相関していない。</p> <p>その後の調査でアンカー体以深のすべり面が確認された。</p>

⑤荷重計測器に問題が生じた変動

表 3.10 および表 3.11 に示されるように、アンカー荷重計は現地での落雷および浸水等の自然環境の影響によって異常や故障を引き起こす場合もある。ここでの計測値は故障したときに得られていた異常値を示した後に修理されていることから、ケーブルやプラグ、データ収録装置によるものであると考えられる。

表 3.10 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

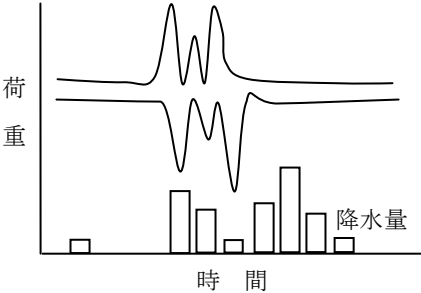
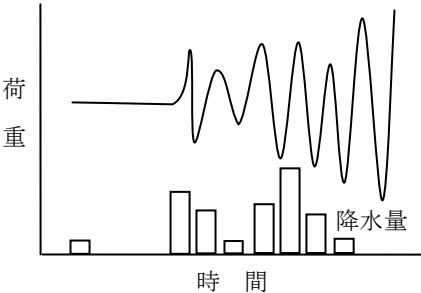
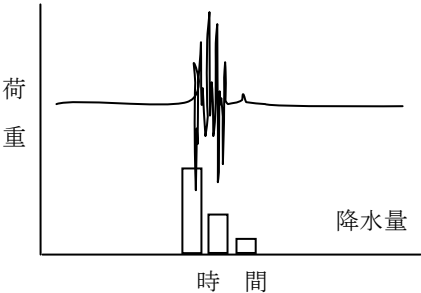
荷重変動図	解 説	推定される変動要因
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p>	<p>急激な増減を繰り返すが、ある期間で平常の計測値に戻る。</p> <p>一方向にのみ急激な変化をしており、計測信号の乱れと推察される。</p> <p>平常値に戻っていることから、絶縁劣化などではなく、落雷等による一時的な迷走電流の影響等が考えられる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落雷</li> </ul>
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p>	<p>ある時点から、急激な増減を繰り返し、振幅が大きくなる。平均的には安定状況にあると見えるが、計測信号が乱れており、回復しないことから、計測器の絶縁劣化やセンサーの寿命等の可能性がある。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落雷</li> <li>・絶縁低下</li> </ul>
 <p>荷重</p> <p>時間</p> <p>降水量</p>	<p>降雨中に急激な変動を示すが、降雨後には平常に戻る。</p> <p>計器の絶縁が一部不良で、降雨後乾燥することで平常に戻る。</p> <p>これと同様に、融雪期に異常値を示す場合があり、融雪による多量の地表水発生に影響される。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落雷</li> <li>・絶縁低下</li> </ul>

表 3.11 各地区の荷重変動図(1/2)

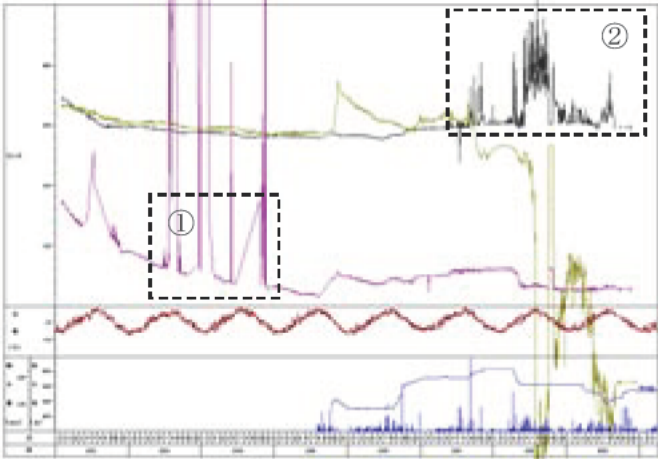
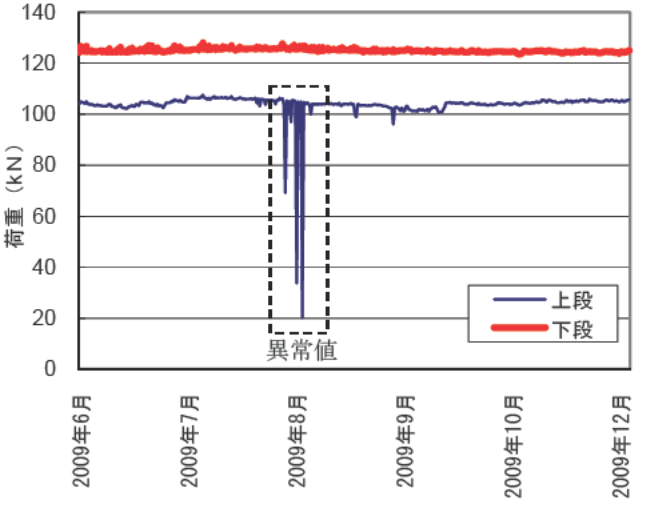
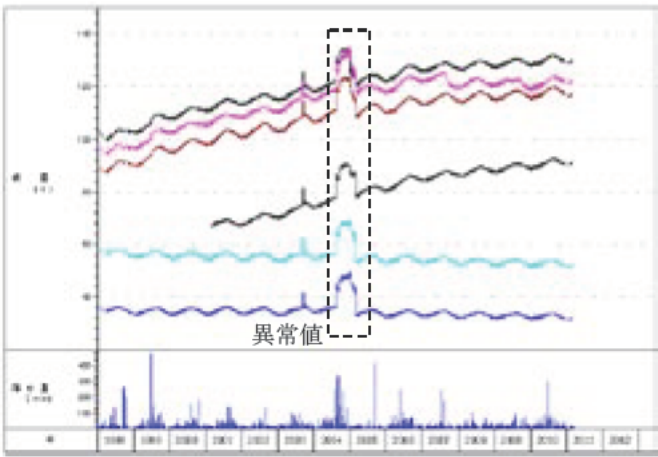
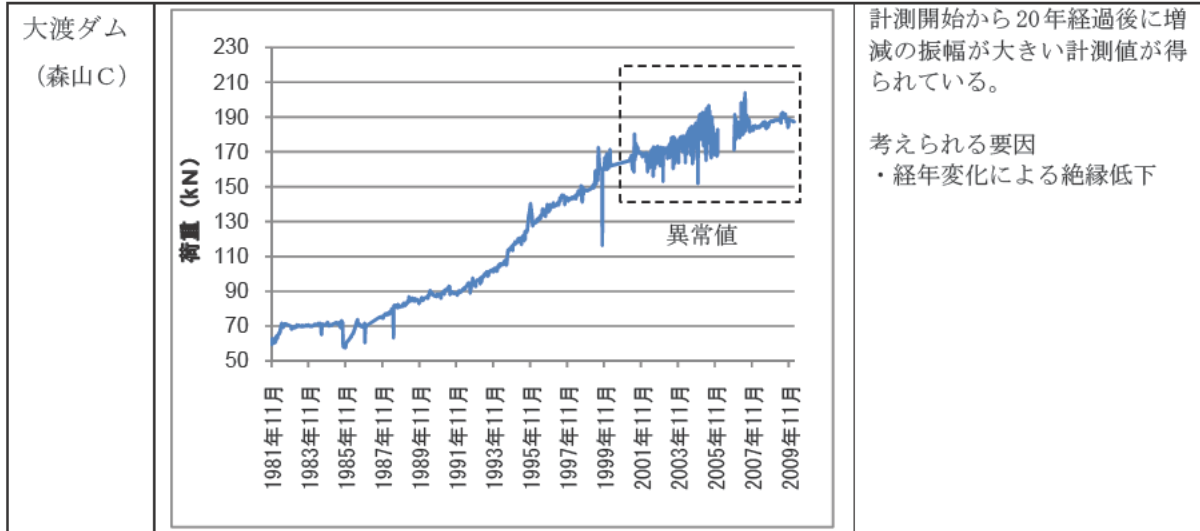
地区名	荷重変動図	解 説
滝沢ダム		<p>①著しい増減が繰り返されるが前後の期間では安定的に計測されている。                  ②計測開始から6年経過後に急激に増加方向にのみ異常値が発生している。</p> <p>考えられる要因</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ダム湛水</li> <li>・計測機器の劣化</li> </ul>
儀明川		<p>短期間に著しい増減を示すが、その前後の期間では安定的な計測値が得られている。低下方向のみ異常値が発生している。</p> <p>考えられる要因</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・浸水等による一時的な絶縁低下</li> </ul>
善徳		<p>短期間に著しい増減を示すが、その前後の期間では安定的な計測値が得られている。増加方向のみ異常値が発生している。</p> <p>考えられる要因</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・浸水等による一時的な絶縁低下</li> </ul>



表 3.11 各地区の荷重変動図 (2/2)



⑥その他

表 3.12 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

荷重変動図	解 説	推定される変動要因
	<p>降雨をきっかけとした荷重変動が認められる。土塊内の間隙水圧上昇による地山変位が発生している。</p> <p>その後、盛土により地山変動が抑制されるとともに荷重も降下している。その後の降雨でも荷重増加が起こらない。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地下水位上昇</li> <li>・地形改変</li> </ul>

表 3.13 荷重変動図の模式と推測される荷重変動要因

荷重変動図	解 説	推定される変動要因
	<p>降雨後に荷重減少している。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・受圧構造物背面の地表の浸食により沈下が考えられる。</li> <li>・斜面変動が発生したが、アンカ一定着部の付着の一部破損が考えられる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地形改変</li> <li>・アンカー荷重による沈下</li> </ul>

## 4. 荷重計計測の留意点

### 4.1 荷重計の配置

#### (1) 荷重計の設置事例

本研究で収集した事例について、荷重計の数量、配置を表 4.1.1 に示し、各現場での荷重計の配置状況を表 4.1.2 に示す。

表 4.1.1 収集事例一覧

番号	地区名等	荷重計		配置状況等		
		種類	システム構成	箇所数※	アンカー本数	配置状況
①	善徳(B-上部)	歪みゲージ式	1998.1まで手動観測→1998.4から自動測定	17 (約5%)	336	測線位置から法面各段に概ね均等に配置
	善徳(B-下部)	歪みゲージ式		6 (約7%)		
②	岩城(A測線)	歪みゲージ式および磁歪式	現場に観測局を設置し、有線で現場事務所に送信	8 (約5%)	517	測線位置から法面各段に均等に配置
	岩城(B測線)			11 (約5%)		
	岩城(C測線)			3 (約5%)		
	岩城(最下段)			4 (約5%)		
③	大渡ダム 森山C	歪みゲージ式	自動計測→手動計測	24 (約5%)	560	主測線に3箇所、他に7測線に2~3箇所ずつ配置。
	大渡ダム 高瀬本村	差動トランス	自動計測	5 (約5%)		
④	滝沢ダム L-22	歪みゲージ式	自動計測	20 (約5%)	371	A測線(検討断面)に4箇所を均等に配置 横方向にも5測線均等に配置
⑤	錦ヶ浦	歪みゲージ式	自動計測	12 (約5%)	256	主測線に6箇所、他の2測線に3箇所
⑥	大涌沢	油圧式	自動計測	3 (約2%)	130	アンカー工区ごとに1基
⑦	儀明川	歪みゲージ式	自動計測	2 (約3%)	59	のり面が2段で、それぞれに2段ずつアンカーが配置(計4段のアンカー)各のり面に1箇所ずつ配置
⑧	大永山(Ⅱ-3)	差動トランス式	手動測定	4 (約3%)	131	主測線に2箇所と両端の測線に1箇所ずつ配置(上部・下部のブロック毎に)、逆T字型
	大永山(Ⅲ-1)	差動トランス式	手動測定	4 (約2%)		
⑨	由比	歪みゲージ式	自動計測	2 (約4%)	48	アンカー工区に2基
⑩	日木山	歪みゲージ式	自動計測	5 (約7%)	60	主測線に3箇所 両脇測線の1箇所ずつ配置(逆T型)
⑪	吹	歪みゲージ式	自動計測	1 (約1%)	120	主測線に1箇所、ブロック下部に配置
⑫	山路	歪みゲージ式	自動計測	21 (約5%)	440	主測線に4箇所、その他測線毎に均等配置
⑬	嘉瀬川ダム	歪みゲージ式	自動計測	15 (約3%)	529	主測線およびその他4測線に3箇所ずつ均等配置

※ ( ) 内はアンカー本数に対する割合

表 4.1.2 荷重計の配置状況 (1/6)

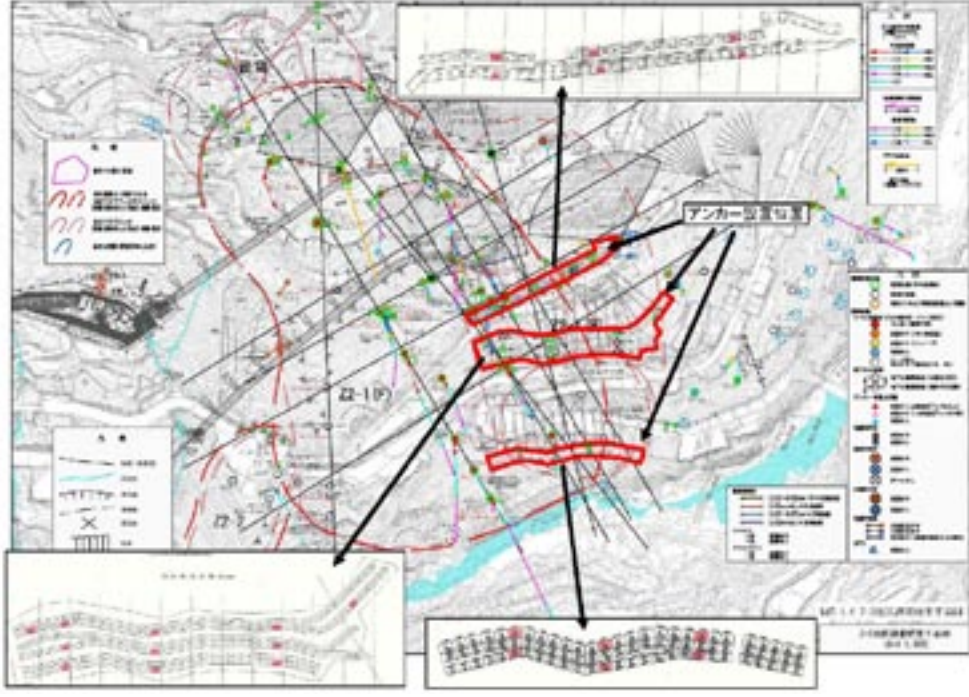
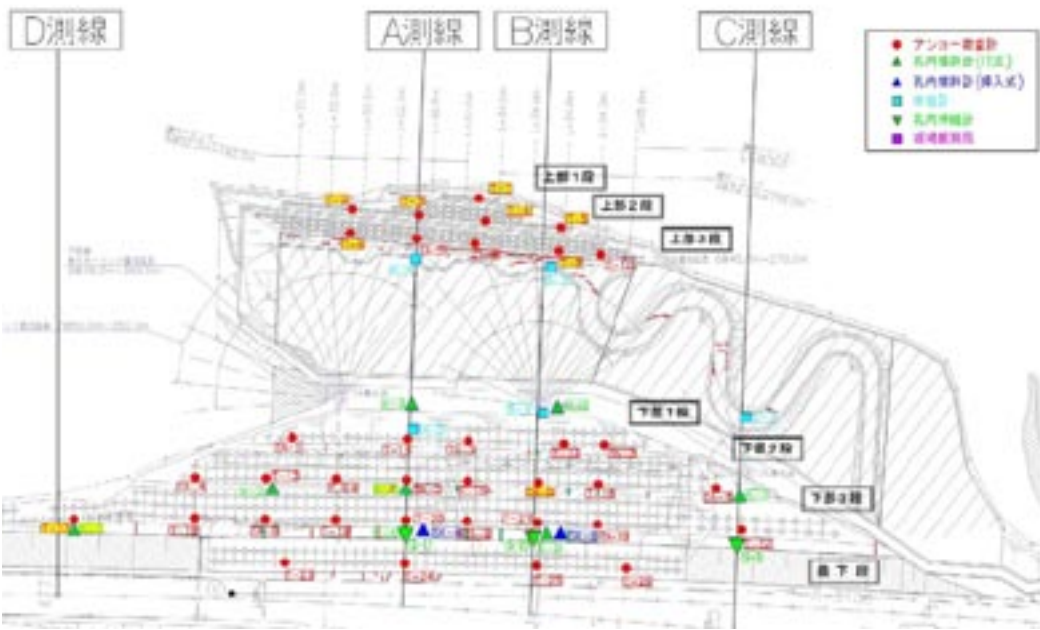
<p>①善徳 Z2-1B ブロック</p> <p>23箇所 (約6%)</p>	<p>主測線および2つの副測線の法面各段に概ね均等配置 (各段2、3箇所づつ配置)</p> 
<p>②岩城</p> <p>26箇所 (約5%)</p>	<p>測線位置から法面各段に均等配置 (各段の最下段に配置)</p> 

表 4.1.2 荷重計の配置状況 (2/6)

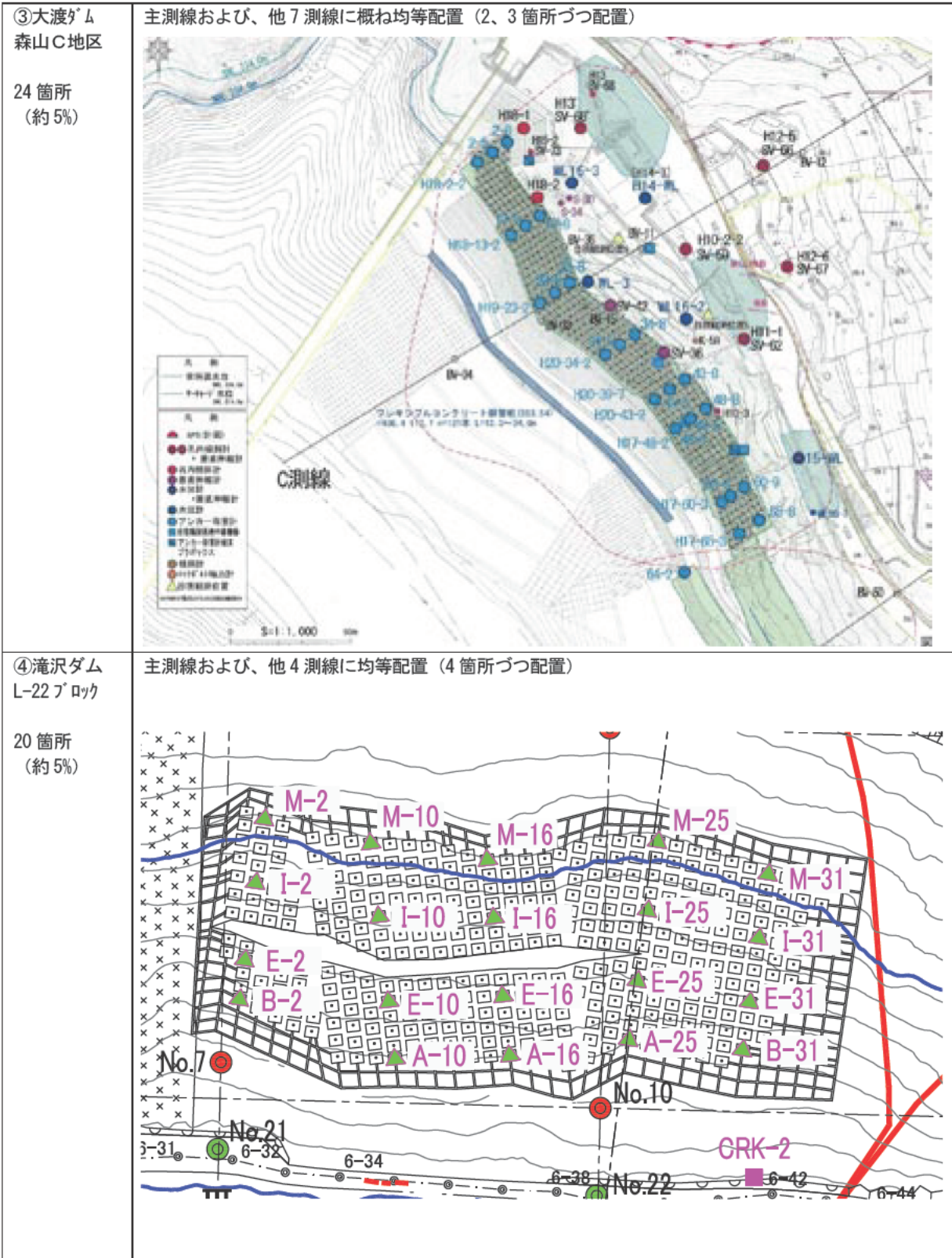




表 4.1.2 荷重計の配置状況 (3/6)

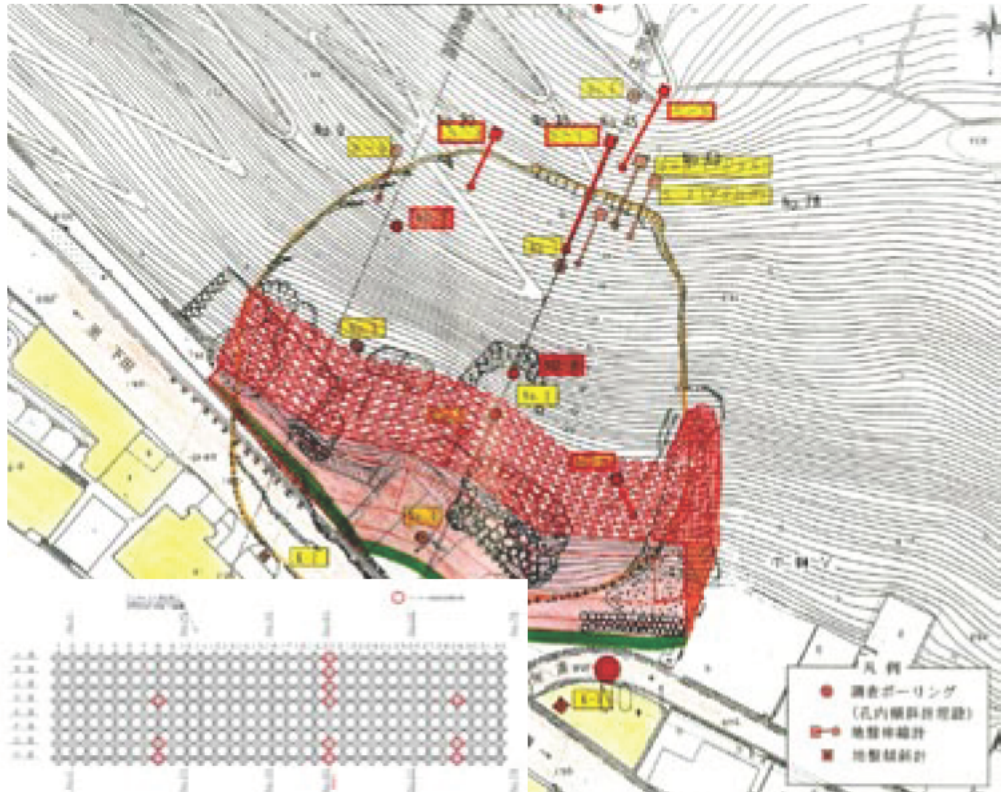
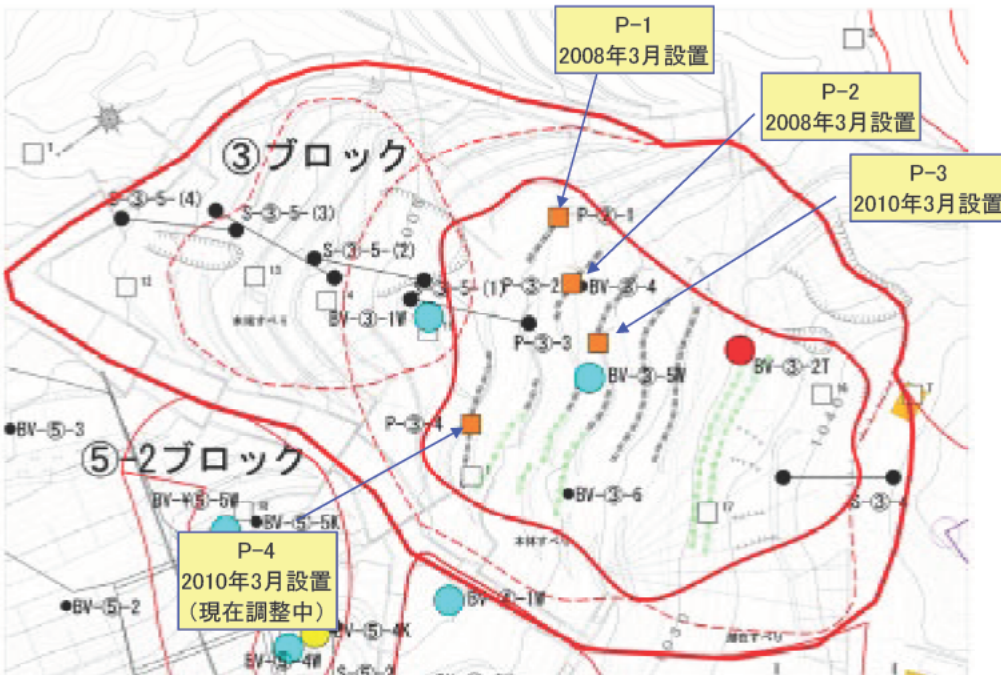
<p>⑤錦ヶ浦</p> <p>12箇所 (約5%)</p>	<p>主測線に6箇所、他の2測線にそれぞれ3箇所配置</p> 
<p>⑥大涌沢</p> <p>3箇所 (約2%)</p>	<p>アンカー各段に1箇所、縦断上で重複しないようずらして配置</p> 

表 4.1.2 荷重計の配置状況 (4/6)

<p>⑦儀明川</p> <p>2箇所 (約3%)</p>	<p>主測線の法面各段にそれぞれ1か所(各段の最上段に配置)</p> <p>主測線</p> <p>荷重計測アンカー</p> <p>水切りコンクリート</p> <p>グラウンドアンカー(5-20)に225φ12φ 鋼付け棒工 A-262.9? (F500)X500L=446.5m</p> <p>グラウンドアンカー(5-20)に225φ12φ 鋼付け棒工 A-262.9?</p> <p>水切りコンクリート L=38.2m</p> <p>水切りコンクリート L=42.2m</p> <p>射撃幅(L=5m)</p> <p>31.8m</p> <p>鋼付け棒工 A-262.9? (F500)X500L=446.5m</p> <p>グラウンドアンカー(5-20)に225φ12φ 鋼付け棒工 A-262.9? (F500)X500L=446.5m</p> <p>52番付工(補強) A-445.2?</p> <p>鋼付け棒工 A-262.9?</p>
<p>⑧大永山</p> <p>Ⅱ-3ブロック</p> <p>Ⅲ-1ブロック</p> <p>8箇所 (約3%)</p>	<p>各ブロックの主測線に2箇所、2つの副測線に1箇所づつ配置</p> <p>Ⅱ-3ブロック</p> <p>上段-1</p> <p>上段-2</p> <p>上段-3</p> <p>上段-4</p> <p>下段-1</p> <p>下段-2</p> <p>下段-3</p> <p>下段-4</p> <p>1:1000</p>



表 4.1.2 荷重計の配置状況 (5/6)

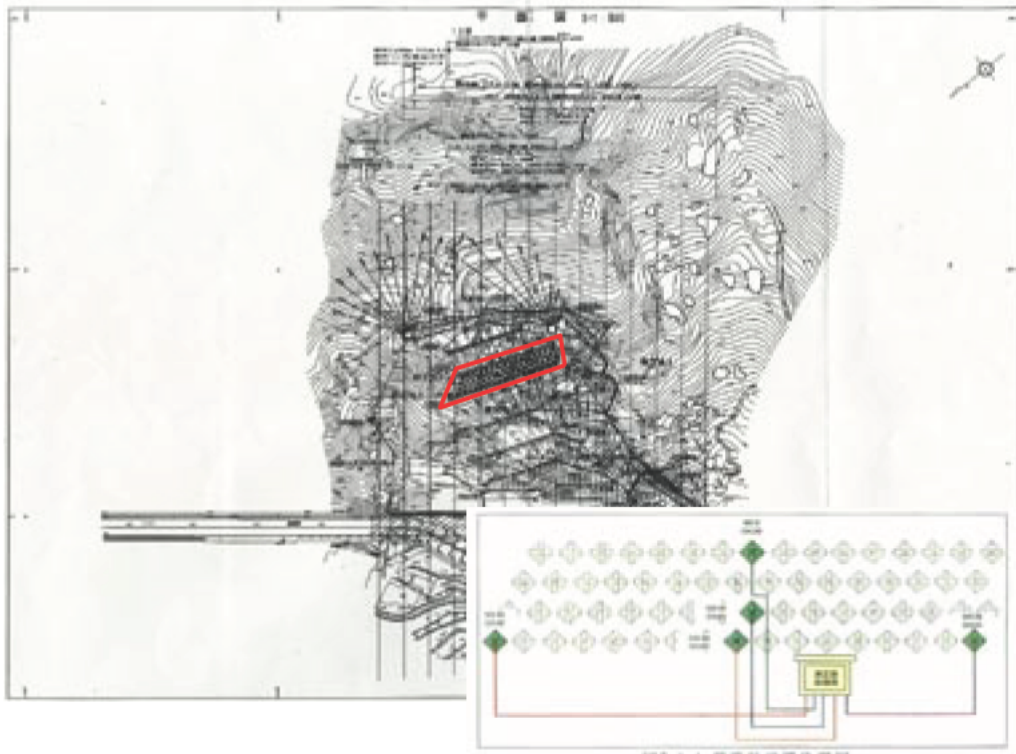

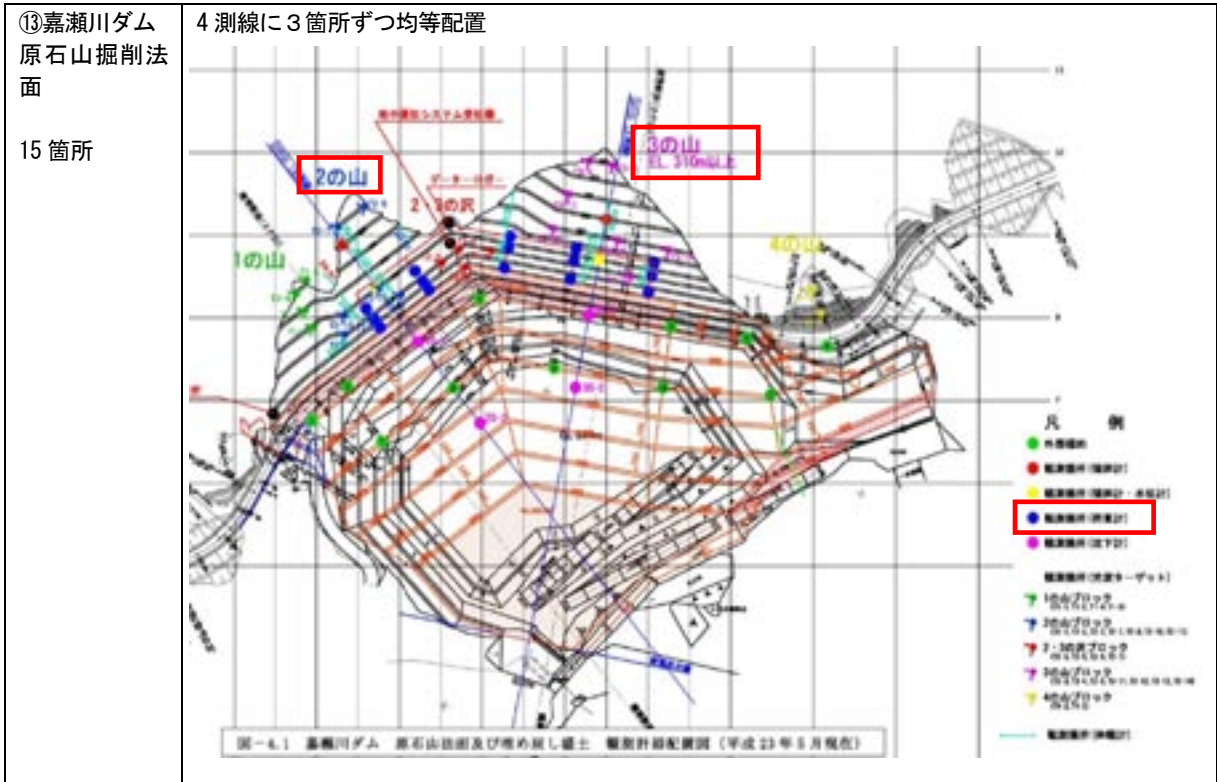
<p>⑩日木山 (鹿児島加治木町)</p> <p>5箇所</p>	<p>主測線に3箇所、両脇測線の1箇所ずつ配置 (逆T字型)</p>  <p>図 T.1.1 荷重計設置位置図</p>
<p>⑫山路 (徳島県)</p> <p>8箇所 (自動計測)</p>	<p>測線に4箇所、その他測線毎に均等配置</p>  <p> <span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: orange; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> 道路自動計測によるアンカー荷重計  <span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: yellow; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> 手動測定によるアンカー荷重計  <span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: grey; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> 道路状況により手動測定されたアンカー荷重計         </p>

表 4.1.2 荷重計の配置状況 (6/6)



本研究で収集した事例における主測線および副測線の荷重計の配置箇所数は表 4.1.3 のとおりであり、荷重計の配置の特徴は次のとおりである。

表 4.1.3 主測線および副測線の荷重計の配置状況

		副測線		
		なし	1 箇所	2 箇所以上
主測線	1 箇所	⑩吹	⑨由比	—
	2 箇所	⑥大涌沢、⑦儀明川	⑧大永山、⑫山路	—
	3 箇所以上	—	⑩日木山	①善徳、②岩城 ③大渡ダム、④滝沢ダム ⑤錦ヶ浦、⑬嘉瀬川ダム

- ・すべての事例での主測線と副測線（もしくはこれに類似した測線）にそれぞれ設置されている。
- ・主測線に対し、上段（上方）下段（下方）のアンカーにそれぞれ1箇所毎に設置されている場合（⑧儀明川、⑨大永山）と、上下段に加え中段にも配置されている場合がある（①善徳、②岩城、③大渡ダム、④滝沢ダム、⑤錦ヶ浦、⑥大涌沢、⑨日木山、⑩嘉瀬川ダム）。
- ・副測線に対し、1箇所配置されている場合と（⑧大永山、⑨日木山、⑩山路）、2箇所以上配置さ



れている場合がある（①善徳、②岩城、③大渡ダム、④滝沢ダム、⑤錦ヶ浦、⑪嘉瀬川ダム）。

- ・荷重計の数量は吹地区を除いてアンカー総本数の約3～5%が多い。

## （2）荷重計配置の留意点

本研究で収集した事例より荷重計配置の留意点を整理すると次のとおりである。アンカー荷重計の配置については、例えば、面的な荷重の偏りを把握する場合には、格子状に数多くの設置を検討し、アンカー荷重と地すべり変動との関係を検討する場合には、地すべり観測機器に隣接するアンカーに荷重計を重点に設置することが考えられる。また、アンカー自体の機能低下を検討する場合には、全体数に対してある程度の割合の数を設置することが考えられる。

施工後のアンカーに荷重計を設置する場合には、アンカー施工後の状況を確認しながら、荷重計を段階的に配置する方法もある。

主測線上の配置や横断方向の配置は、現場毎の保全対象の位置やすべり面の形状、過去の滑動履歴などを考慮して設定する。ここでは主測線への配置を基本とし、現場条件を想定した荷重計の配置例を以下に示す。

i) 保全対象の位置

施工法面の直下に保全対象がある場合は、保全対象に近い箇所の主測線および副測線に荷重計を配置する。例えば道路脇の法面にアンカーを施工した場合は、保全対象となる道路に近い箇所に荷重計を配置する。ブロック内に保全対象がある場合も、保全対象に近い配置とすることが望ましい。

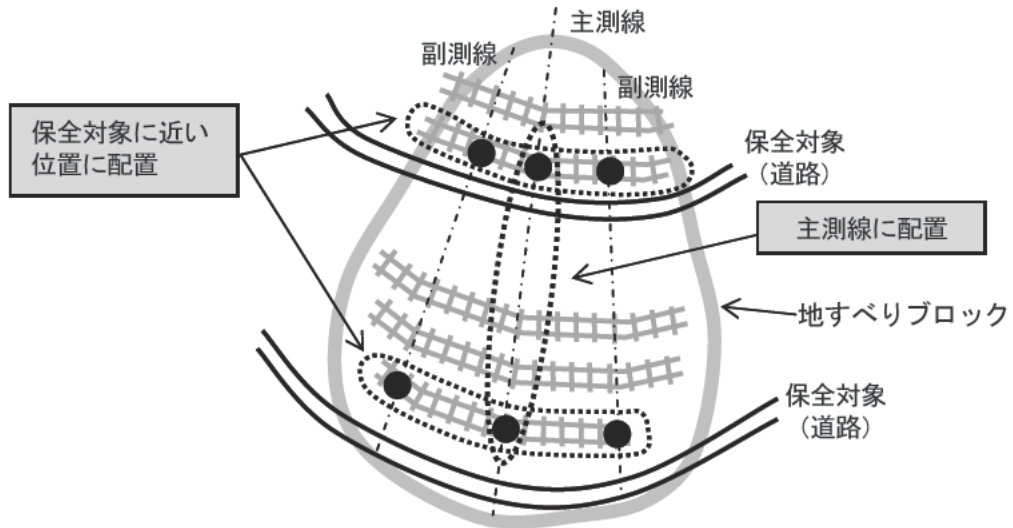


図 4.1.1 保全対象の位置を踏まえた配置例

ii) アンカーの配置

移動方向に長い地すべりブロックでアンカーの配置も移動方向に長い場合は、主測線へ重点的に荷重計を配置し、更にブロックの規模に見合う配置となるよう副測線にも補間的に配置する。また横断方向に長い地すべりブロックでアンカーの配置も横に長い場合は、主測線のほか横断方向にも荷重計を配置することが望ましい。

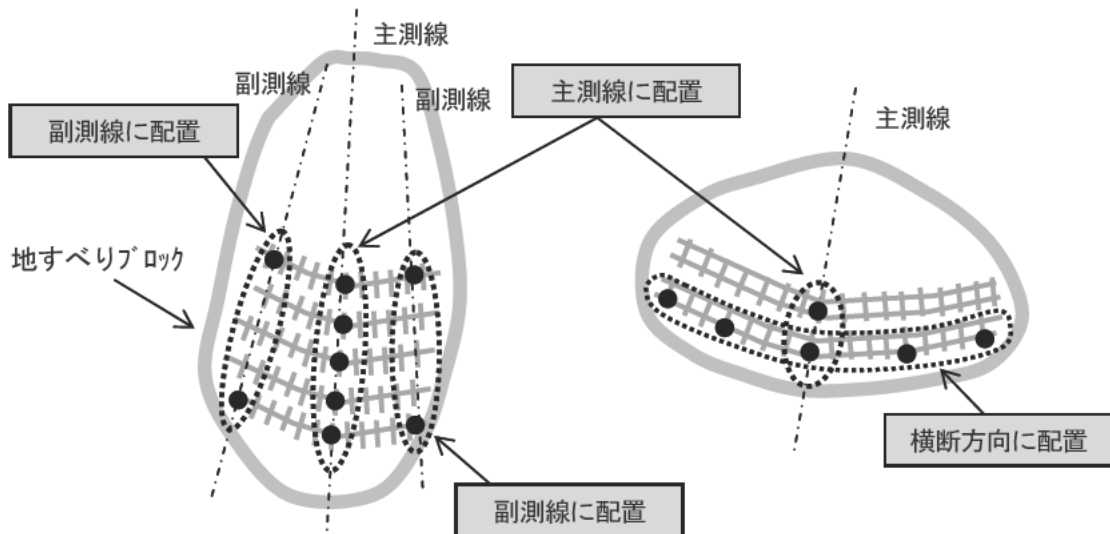


図 4.1.2 アンカーの配置を踏まえた荷重計の配置例

iii) すべり面形状（横断、縦断）

主測線に対して横断方向のすべり面の形状が非対称の場合やアンカーの自由長が大きく異なる場合は、その影響を把握できるように主測線以外に主側線方向、横断方向にも荷重計を配置することが望ましい。

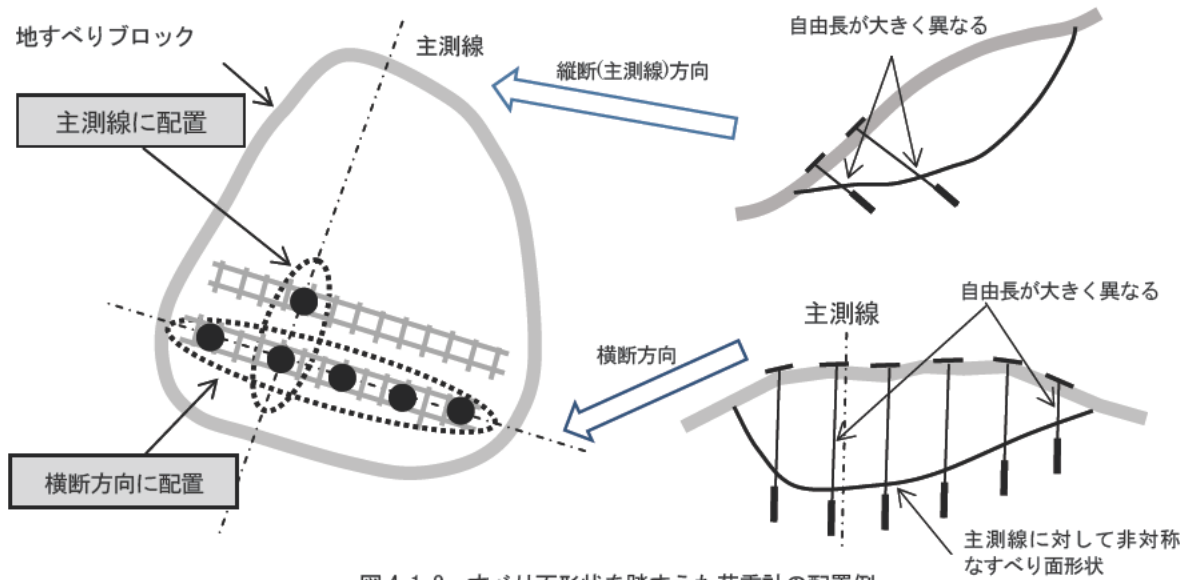


図 4.1.3 すべり面形状を踏まえた荷重計の配置例

iv) 過去の滑動履歴

地すべりブロック内に地すべり変動などの滑動履歴がある箇所は、施工後も変動が発生することが想定されるため、主測線以外にそのような箇所にも荷重計を配置することが望ましい。

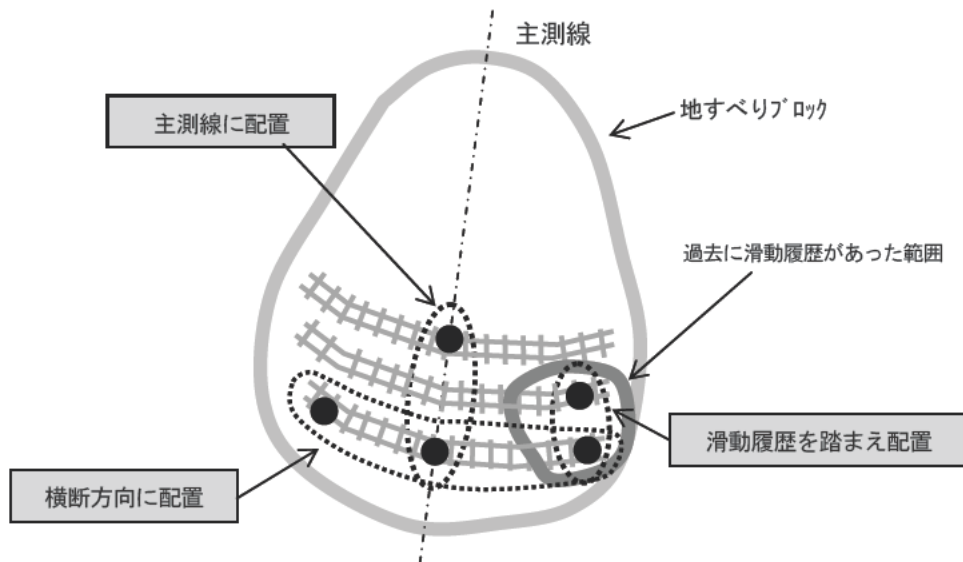


図 4.1.4 過去の滑動履歴を踏まえた荷重計の配置例

事例に基づく荷重計の配置の実態や、事例から得られた荷重計の計測データから得られた知見より、荷重計配の考え方を整理すると次のとおりである。

- ・荷重計の配置数量は、アンカー総本数の 5%以上、かつ 5 本以上とし、アンカー力を算定した計算モデル、アンカー規格や定着長を同じとする地すべりブロック（設計の単位）毎に適用することが望ましい。
- ・アンカーに作用する荷重を面的に捉えるため、主測線、副測線のそれぞれ配置し、下段（下方の法面）に優先的に配置する。その他、アンカーの上段、中段に配置することが望ましい。
- ・配置と数量は、施工法面の段数に応じて調整する。

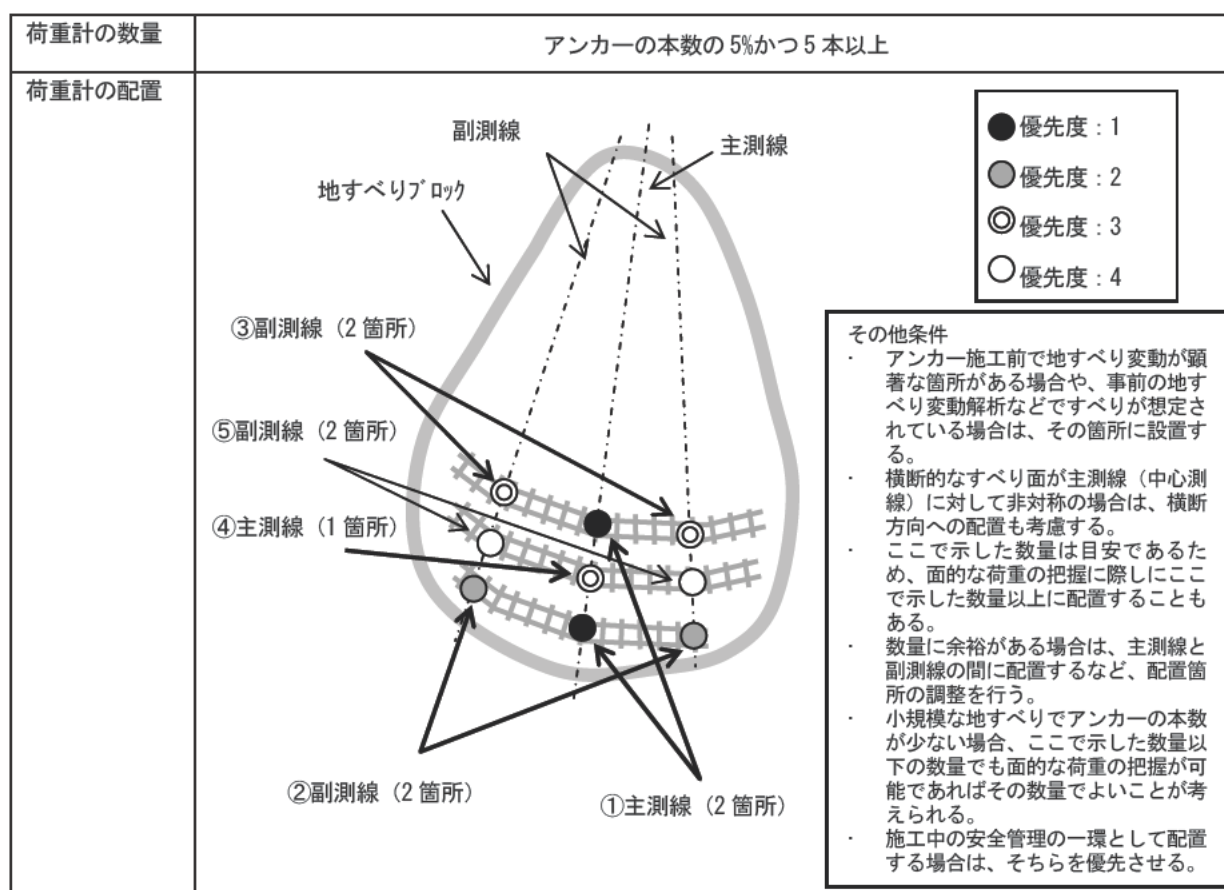


図 4.1.5 基本的な荷重計の配置



## 4.2 計測頻度

2章で挙げられた現場事例におけるアンカー荷重計の計測頻度は、表4.2.1に示すとおりであった。計測頻度は、保全対象の状況や施工状況によって現場ごとに安全管理、機能低下の監視、安定状況の把握などの目的に応じて定められているものと考えられた。

表 4.2.1 アンカー荷重計の計測間隔の事例

整理 No.	地区名	計測間隔・データ保存に関する事項	計測手法
1	善徳	3回/年の手計り→10分間隔	手計り⇒ 自動計測
2	岩城	1時間間隔	自動計測
3	大渡ダム	1回/日→1~4回/月	自動計測
4	滝沢ダム	1回/日	自動計測
5	錦ヶ浦	1回/日	自動計測
6	大涌沢	1時間間隔	自動計測
7	儀明川	12時間間隔	自動計測
8	大永山	1回/月	手計り
9	由比	1回/月の手計り→1時間間隔の自動計測	手計り⇒ 自動計測
10	日木山	2時間間隔	自動計測
11	吹	1回/日	自動計測
12	山路	10分間隔	自動計測
13	嘉瀬川ダム	1回/日	自動計測
13 現場		毎分～毎時：5地区(善徳、岩城、由比、大涌沢、山路) 2時間毎～毎日：7地区 (大渡ダム、滝沢ダム、錦ヶ浦、 儀明川、日木山、吹、嘉瀬川ダム) 毎月～数カ月：4地区(善徳、大永山、由比、大渡ダム)	・手計り : 1地区 ・手計り⇒自動計測 : 2地区 ・自動計測 : 12地区

### 4.3 荷重変動要因推定における留意点

荷重変動図から荷重の変動要因を推定する際のデータの収集においては、次の事項に留意する必要がある。

#### ①気象データ（降雨、融雪、気温）

地下水位の上昇は、地すべりの滑動を促し、アンカー緊張力に影響する。降雨や積雪、融雪などは地下水位と密接に係ることから、気象データについてアンカー緊張力と並行して観測または近くのアメダスデータを取り入れて評価することが望ましい。また、気温の変化は、荷重計の温度特性と関連することや、凍上による地盤変形をもたらすことから、基本的なデータとして記録する。

#### ②アンカー工事および近隣工事（杭、切土、盛土、地下水排除工などを含む）

地すべり対策は、複数の工法を組み合わせる計画される場合がある。施工する順序によって効果が発現される時期にズレが生じたり、地すべり土塊が一時的に不安定化したりすることが考えられる。したがって、アンカー工事以外に近隣で実施された工事の数量や施工時期を記録する。

#### ③動態観測

地すべり対策では、多くの場合地盤変位計などによる動態観測が実施されている。これらがアンカー荷重計測と並行して観測されている場合は、アンカー荷重の分析精度が向上するため対比できるように整理する。

#### ④アンカーの設計条件

アンカーの設計条件およびアンカー造成時の状況は、分析を行う上で最も重要な情報であるため、記録する。

- ・許容アンカー力、定着時緊張力
- ・定着地盤（地質、周面摩擦抵抗値）
- ・受圧構造物の背面地盤（地質）
- ・アンカー自由長、アンカー体長、削孔径、グラウト強度
- ・受圧構造物の種類（コンクリート製 or 鋼製、独立受圧板 or 連続枠）

#### ⑤アンカーのテンドンの構造および仕様

表 4.3.1 に示されるように、アンカーテンドンを構成する材料は、構造や仕様の差異によって緊張力の発現特性や挙動に特徴があることから、材料仕様の記録を残しておく。

表 4.3.1 アンカーの構造および仕様により予想される荷重への影響

	種類等	特徴
定着方式	クサビ式、ナット式	セット量の違い
引張材の種類	PC 鋼線、PC 鋼棒、炭素繊維	伸び量の違い
付属品	シース、被覆材、定着体	摩擦抵抗の違い

#### ⑥荷重計の構造、仕様および設置状況

荷重計は測定方式の違いや計測の個体差があるため、機器の仕様やその設置状況を記録しておく。

- ・荷重計測機器の特性（型式、補正係数、耐久性、温度特性）
- ・設置状況（養生方法）

また、収集したデータの分析においては、次の事項に留意する必要がある。

- ①荷重計測結果はグラフなどに図化し、気象条件や、地下水位変動、工事期間などを時系列に整理し、荷重が変動する様子と周辺条件の変化の関連性が明確となるような荷重変動図に整理する。
- ②気象、地下水位、地盤変位、近隣工事などに関する情報は、緊張力および荷重との関連が分かるようにグラフ化する。
- ③アンカーの緊張力および荷重は、地すべりの動きや自由長などの計測地点毎に差異があるため、平面および縦断的な配置を示し地すべりブロックとの位置関係が分かるように整理する。
- ④緊張力ならびに荷重の分布状況から斜面変動の発生箇所を把握する目的で、計測結果から荷重等高線図を作成し整理する場合、荷重計の設置位置やアンカー施設計画設計時の解析主測線などを明記し、地形条件やアンカーの位置関係から解析できるように整理する。等高線は計測荷重や、設計アンカー力と荷重との比などについて整理する。

## 謝辞

本共同研究の実施に際し、現場資料を提供して頂いた四国山地砂防事務所、秋田河川国道事務所、大渡ダム管理所、荒川ダム総合管理所、静岡県熱海土木事務所、神奈川県小田原土木事務所、新潟県上越地域振興局、富士砂防事務所、鹿児島県土木部、徳島県池田土木事務所、嘉瀬川ダム管理所の関係者の皆様方より多大なるご協力を賜りました。ここに記して厚く御礼を申し上げます。



## 引用文献・参考文献

### 第1章

- 1) 独立行政法人土木研究所・日特建設株式会社・守谷鋼機株式会社・ライト工業株式会社・株式会社共和電業・株式会社エスイー・株式会社東横エルメス・坂田電機株式会社・株式会社東京測器研究所(2010)：アンカーへの取付け・交換が容易な新型アンカー荷重計の開発,共同研究報告書,独立行政法人土木研究所,第407号,456p.
- 2) 藤澤和範・石田孝司・窪塚大輔(2009)：既設アンカー緊張力モニタリングシステム運用マニュアル,土木研究所資料,独立行政法人土木研究所,第4171号,87p.
- 3) 公益社団法人地盤工学会(2012)：グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説,公益社団法人地盤工学会,pp.1-6.
- 4) 独立行政法人土木研究所・社団法人日本アンカー協会(2008)：グラウンドアンカー維持管理マニュアル,鹿島出版会,pp.2-5.
- 5) グラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル作成委員会(2004)：グラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル,財団法人土木研究センター,pp.3-8.
- 6) 沓澤武・奥野倫太郎・阿部大志・武士俊也(2012)：アンカー荷重計測結果の整理手法に関する考察,第51回社団法人日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.94-95.
- 7) 竹家宏治・武士俊也・阿部大志・浜浦尚生・田端裕司・中野亮(2012)：グラウンドアンカーの荷重変動と土塊変位の関係について,第51回社団法人日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.92-93.
- 8) Taishi ABE, Toshiya TAKESHI, Ryou NAKANO, Hisaki HAMAURA(2011): Report of Experiment of loading to ground anchor constructed slope model, The 4th Japan-Korea joint symposium for landslide disaster mitigation 2011,pp.130-135.
- 9) 阿部大志・武士俊也・石井靖雄・中野亮・浜浦尚生(2013)：アンカー緊張力計測に基づく地すべりの安定性評価手法に関するモデル実験,平成25年度公益社団法人日本地すべり学会関東支部シンポジウム概要集-斜面災害とモデル実験-,pp.13-18.
- 10) 浜浦尚生・田端裕司・阿部大志・武士俊也・倉岡千郎・小林浩二・スレンソッキアン・石野達夫(2012)：模型実験によるアンカーの初期緊張力導入についての基礎検討,第51回社団法人日本地すべり学会研究発表会講演集,pp.96-97.

### 第2章

#### 2.1

- 1) 建設省四国地方整備局吉野川砂防工事事務所(1996)：善徳地すべり,建設省四国地方整備局吉野川砂防工事事務所,246p.
- 2) 国土交通省四国地方整備局四国山地砂防工事事務所(2013)：<http://www.skr.mlit.go.jp/s>

abo/office/zen\_nuta.html.(参照日：2013年6月25日)

- 3) 平成16年度直轄砂防災害関連緊急事業,吉野川上流地区,国土交通省四国地方整備局  
四国山地砂防事務所パンフレット(2004)：<http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/magazine/img/h16joryupanf.pdf>(参照日：2013年6月25日)
- 4) 株式会社エスイー(1989)：SEEE工法アンカーカタログ,pp.6.

## 2.2

- 1) 藤岡一男・大沢あつし・池辺穰(1976)：地域地質研究報告 5万分の1地質図幅 羽後和田 秋田 (6) 第19号,地質調査総合センター.
- 2) KJS協会(2013)：EHD永久アンカーカタログ、EHD永久アンカー(Pタイプ)テンドン図,<http://www.kowa-anchor.co.jp/product/groundanchor/ehd/index.html>(参照日2013年6月26日)
- 3) 株式会社エスイー(2009)：SEEEグラウンドアンカー工法カタログ,タイプルアンカーM型,pp.4.

## 2.3

- 1) 大渡ダム定期報告書概要版(2013)：<http://www.skr.mlit.go.jp/kasen/damu/oodo.pdf>(参照日2013年6月26日)
- 2) KTB協会(2013)：KTB引張型SCアンカーカタログ アンカー構造図,<http://www.ktb-kyoukai.jp/pdf/20111226-cs-111130.pdf>(参照日2013年6月26日)

## 2.5

- 1) 及川輝樹・石塚治(2011)：地域地質研究報告 5万分の1地質図幅 熱海 東京 (8) 第92号,地質調査総合センター.
- 2) 地すべり災害復旧技術研究会(2006)：災害復旧事業における地すべり対策の手引き-一般国道135号錦ヶ浦地すべり道路災害-,社団法人全国防災協会,pp.151-158.
- 3) 藤澤和範・武田晴夫・原田敏雄(2004)：地すべりの監視と応急対策,基礎工,Vol.32,No.9,pp.19-23.
- 4) 藤澤和範(2004)：近年の地すべり災害の特徴とその対応,土木研究所資料,第3947号,pp.1-14.
- 5) VSL協会(2008)：VSL永久アンカー工法設計・施工指針、図1.1.2 VSL永久アンカー(SP型)テンドン標準図、pp.4
- 6) 公益社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説,pp.169-170

## 2.6

- 1) 地すべり災害復旧技術研究会(2006)：災害復旧事業における地すべり対策の手引き-大涌沢地すべり災害-,社団法人全国防災協会,pp.126-134.
- 2) 井川崇・小野田敏・塩野康浩(2003)：神奈川県地すべり-砂防海岸課(国土交通省所管)における地すべり対策について-,地すべり技術,Vol.30,No.1,pp.3-14.
- 3) 大木靖衛監修(1992)：神奈川県自然を訪ねて,築地書館,290p.

- 4) NM アンカー協会(2013) : アンカー構造図, <http://isabou.net/sponsor/nm-anchor/kouzou.asp>(参照日 2013 年 12 月 13 日)

## 2.8

- 1) 国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所(2013) : [http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/office/zen\\_nuta.html](http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/office/zen_nuta.html).(参照日 : 2013 年 6 月 25 日)
- 2) KJS 協会(2013) : EHD 永久アンカー設計・施工マニュアル,pp.3.

## 2.9

- 1) 内外出版(2001) : 内外地図, 県別地質図 (静岡県) .
- 2) 斜面防災対策技術協会(2013) : 由比町における地すべり関係災害記録,<http://www.jisuberi-kyokai.or.jp/kobetu/sizuoka/yui/3.html> (参照日 2013 年 12 月 13 日)
- 3) フロテックアンカー技術研究会(2013) : スーパーフロテック維持管理型カタログ, [http://www.flotech-anchor.com/download/pdf/sfl\\_ver4a.pdf](http://www.flotech-anchor.com/download/pdf/sfl_ver4a.pdf) (参照日 2013 年 12 月 13 日)

## 2.10

- 1) 日本の地質「九州地方」編集委員会編(1992) : 日本の地質-九州地方-, 共立出版, 338p.
- 2) フロテックアンカー技術研究会(2013) : スーパーフロテック維持管理型カタログ, [http://www.flotech-anchor.com/download/pdf/sfl\\_ver4a.pdf](http://www.flotech-anchor.com/download/pdf/sfl_ver4a.pdf) (参照日 2013 年 12 月 13 日)

## 2.11

- 1) 株式会社エスイー(2013) : SEEE グラウンドアンカー工法カタログ, タイブルアンカーU型、pp.4.

## 2.12

- 1) 地すべり等防止法制定 50 周年記念誌編集委員会(2009) : 地すべり対策半世紀の道程, 社団法人全国治水砂防協会, pp.204.
- 2) 国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所(2013) : [http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/office/zen\\_nuta.html](http://www.skr.mlit.go.jp/sabo/office/zen_nuta.html).(参照日 : 2013 年 6 月 25 日)

## 2.13

- 1)株式会社エスイー(2013) : SEEE グラウンドアンカー工法カタログ、タイブルアンカーU型、pp.4.

## 第 3 章

- 1)公益社団法人地盤工学会(2012) : グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説,公益社団法人地盤工学会,pp.1-6.

各章の位置図については国土地理院の HP より地理院地図を引用した。

## 参 考 資 料

事例の現場写真



①善徳



②岩城





③大渡





⑤ 錦ヶ浦





⑥大桶沢





⑦儀明川







⑩ 日木山



⑩吹





⑫山路



⑬嘉瀬川



---

共同研究報告書  
Cooperative Research Report of PWRI  
No.458 June 2014

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754