

応用地質計測

—手法と解釈・評価—

日本応用地質学会

「応用地質計測－手法と解釈・評価」の正誤表

3.2 リモートセンシング

口絵viページ

[誤]
口絵3.2.3 地すべり予測図

[正]
口絵3.2.3 地すべり予測図¹¹⁾

3.3 ジオトモグラフィ

41ページ右段上から 8行目 (文献)

[誤]
pp 13-19

[正]
pp 13-18

3.5 GPS

62ページ右段上から 12行目 (文献)
62ページ右段上から 15行目 (文献)

[誤]
GPS観測により捉えた
人工衛星測量 (GPS) による

[正]
GPS観測により捉えられた
人工衛星測量 (GPS) の

4.1 ダム

65ページ左段下から 10行目 (本文)
65ページ右段下から 4行目 (本文)
67ページ左段下から 7行目 (本文)

[誤]
岩盤変位
変化測定
地すべり

[正]
岩盤変位計測
変位測定
地すべり・斜面崩壊

4.2 トンネル

84ページ左段上から 14行目 (文献)

[誤]
掘池紀行

[正]
堀地紀行

4.5 地すべり・斜面崩壊

141ページ右段上から 10行目 (文献)
141ページ右段上から 20行目 (文献)
141ページ右段上から 25行目 (文献)

[誤]
坂井宏圭
pp. 13-19
久保村圭介

[正]
坂井宏行
pp. 12-19
久保村圭助

4.6 地下水

144ページ右段上から 20行目 (本文)

[誤]
1955年～

[正]
1955年から

147ページ表4.6.4下から 2つめのボックス 「実測例」 の欄

安行な

安伍な

4.7 断層活動

152ページ右段図4.7.1説明 3行目
154ページ左段上から 8行目 (本文)
160ページ左段下から 3行目 (本文)
162ページ左段図4.7.16説明 2行目
163ページ左段図4.7.17説明 2行目

[誤]
個有地震
S∠R
M₁
g, J, K
墨田

[正]
固有地震
S-R
M₁
g, h, J, K
墨田

4.5 地すべり・斜面崩壊

121ページ右段図

[誤]
図4.5.2
降雨量と斜面崩壊発生の関係^{10),11)}

[正]
図4.5.3
地下水位等と地すべりの活動との関係¹²⁾

121ページ下段図

図4.5.3
地下水位等と地すべりの活動との関係¹²⁾ 降雨量と斜面崩壊発生の関係^{10),11)}

図4.5.2

応用地質計測

—手法と解釈・評価—

日本応用地質学会

ま　え　　が　　き

近年、情報化の進展とともに、応用地質分野においても、従来に増して精緻なデータを要求されるようになってきている。新しい調査法の開発、計測機器の発達もこの要求に応えるものである。しかし、地盤の特性は時として複雑で、地盤利用目的に応じた対象期間内においてさえも時間的に変化し、また、地域性を強く持つために、得られたデータの解釈には地盤・地質に関する広汎な素養と計測の内容、意味について充分な理解が必要である。例えば、最近では計測機器の進歩や自動計測システムの導入により、一面では計測の精度が大きく向上したが、使用する機器の選択、設置箇所や設置方法といった最も基本的な事項は、当該箇所の地形・地質的な条件を熟知することにより、適切な対処ができるものであるし、取得したデータを的確にかつ有効に利用するためには、露頭の観察結果やボーリング等による調査結果も含め、総合的な考察が必要である。

このようなことから、日本応用地質学会では平成4年度から「応用地質計測特別委員会」を設置し、応用地質計測の現状と課題に関して研究活動を行った。本書はこの特別委員会の研究活動報告書をもとに、特別委員会終了後設置された「応用地質計測出版ワーキンググループ」で内容の検討、修正・加筆等を行い技術書としてまとめたものである。

「応用地質計測」という言葉には、今まで明確な定義がなされたことは無いと考えられるが、本書では、対象とする地質事象を十分把握することから始まり、計測により取得したデータを地質的な面から解釈・評価し、かつその結果から地質モデルを提示するというプロセス全体を示すものとしている。また、対象としては、最近、応用地質分野でも積極的に使われている新しい計測技術も含め、できる限り幅広い範囲を取り扱うこととした。このような考え方に基づき、特別委員会で資料の収集・整理、事例の検討等を行った結果、当初の目的に照らしてみると必ずしも十分とは言えない点もあるが、応用地質計測の現状と今後の課題について、一定のとりまとめができたと自負している。兵庫県南部地震や豊浜トンネル崩落事故の発生などもあり、今後、地盤に係わる計測がより重要となる中、応用地質に関連する技術者はもとより、その他の技術者にとっても本書が大いに役立つものと考える次第である。

なお、本書を作成するにあたり、日本応用地質学会の関係各位からはあたたかい助言や指導を頂くとともに、事務局からも全面的な協力を頂いた。関係各位に深甚の謝意を表する。

平成10年4月

日本応用地質学会

応用地質計測特別委員会 委員長

応用地質計測出版ワーキンググループ 主査

野口 達雄

【応用地質計測特別委員会（平成4年度～平成7年度）構成】

			[執筆担当箇所]
委員長	野口達雄	財鉄道総合技術研究所	第1章, 第3章3. 5
			第4章4. 5, 第5章
委員	粟田泰夫	工業技術院地質調査所	第4章4. 7
"	稻葉武史	鹿島建設株	第4章4. 1, 4. 4
"	大橋武一郎	応用地質株	第2章, 第3章3. 3
"	釜井俊孝	日本大学	
"	近藤浩文	財電力中央研究所	第4章4. 3
"	杉山長志	中央開発株	第3章3. 3, 3. 5
"	瀬戸島政博	国際航業株	第3章3. 1, 3. 2
"	中嶋幸房	基礎地盤コンサルタンツ株	第4章4. 6
"	成瀬隆弘*	日本道路公団	第4章4. 5
"	田山聰**	日本道路公団	第4章4. 5
"	世一英俊+	(株)間組	第3章3. 4, 第4章4. 2
"	西村毅++	(株)間組	第3章3. 4, 第4章4. 2
委員(幹事)	太田岳洋	財鉄道総合技術研究所	第4章4. 8

* 平成7年8月まで ** 平成7年9月から

+ 平成6年7月まで ++ 平成6年8月から

【応用地質計測出版ワーキンググループ（平成9年度）構成】

主査	野口達雄	財鉄道総合技術研究所
委員	稻葉武史	鹿島建設株
"	大橋武一郎	応用地質株
"	瀬戸島政博	国際航業株
"	登坂博行	東京大学
"	中嶋幸房	基礎地盤コンサルタンツ株
"	双木英人	水資源開発公団
"	藤田人司	(株)東京ソイルリサーチ
委員(幹事)	近藤浩文	財電力中央研究所

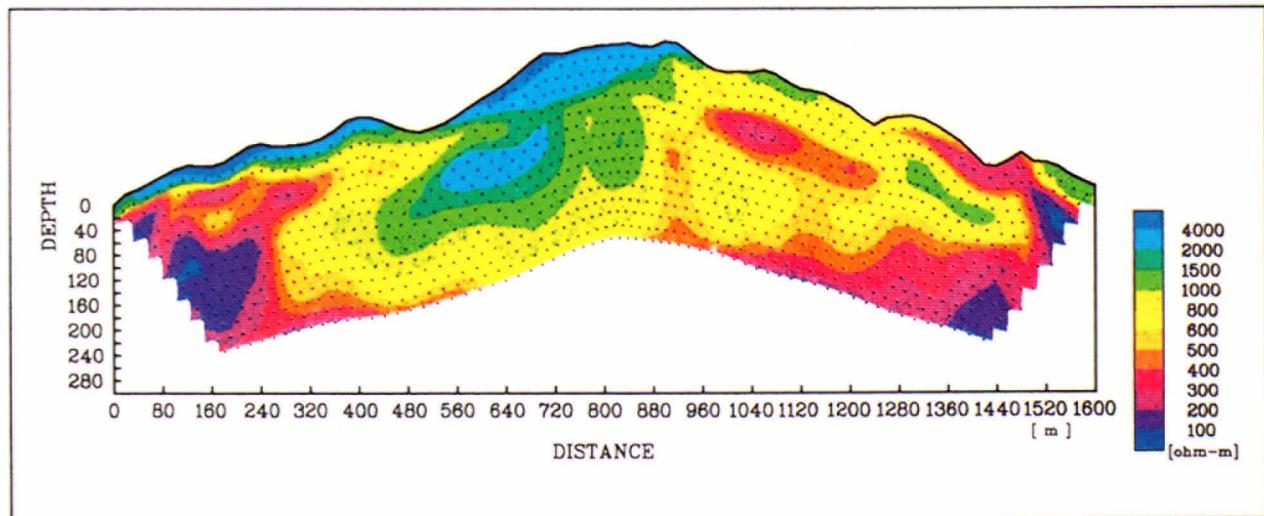


図2.3.1 比抵抗映像法解析結果例（応用地質株提供）

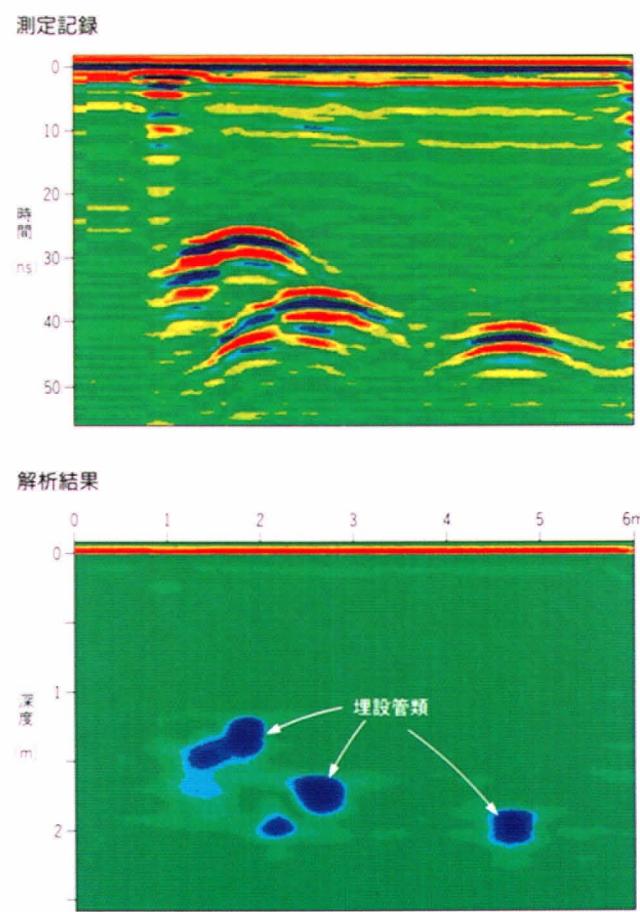
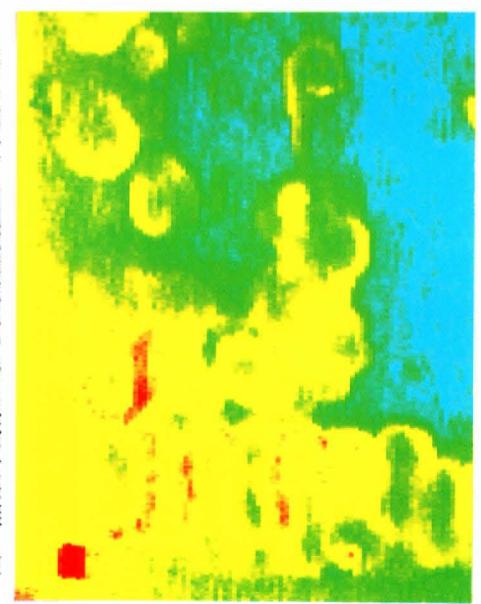
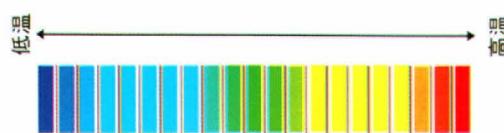
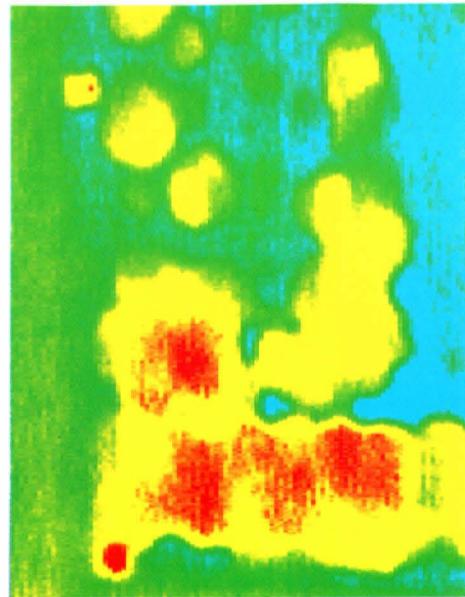
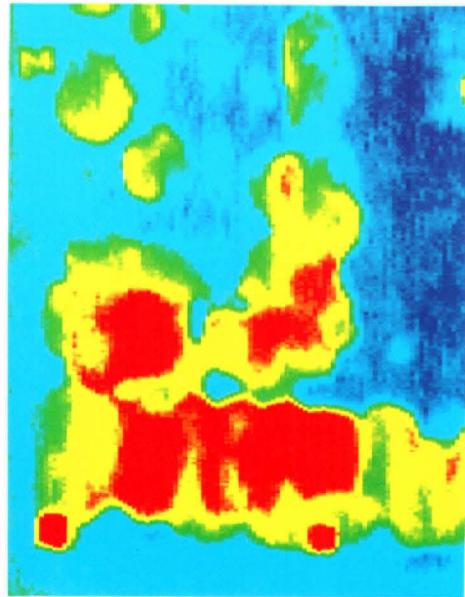
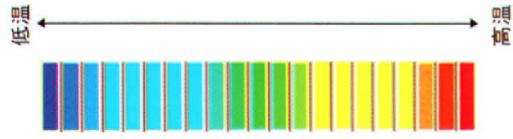
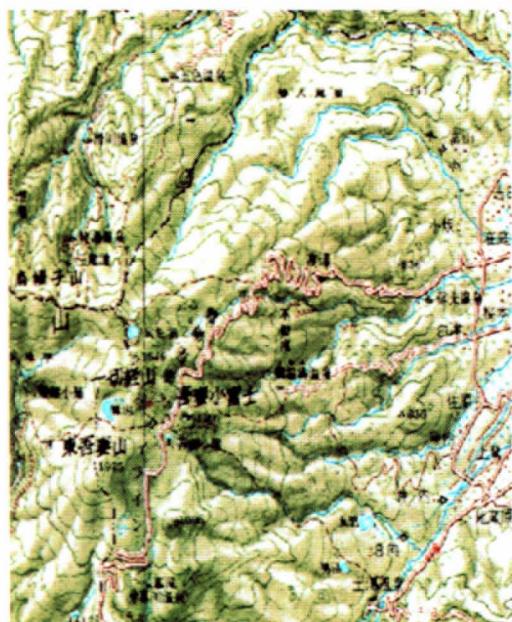
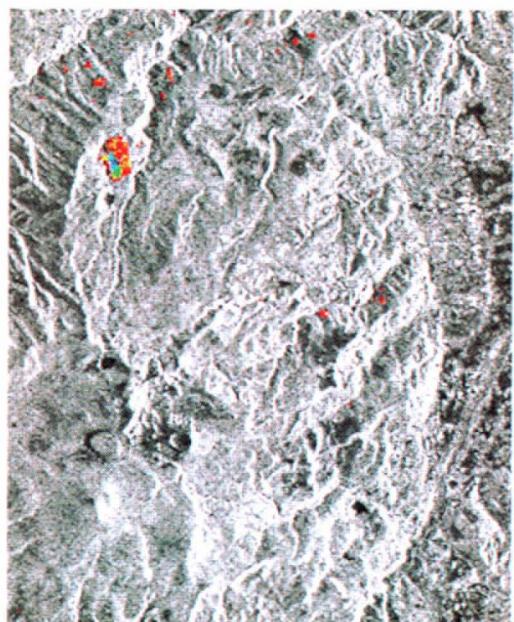


図2.3.2 地下レーダ探査記録例（応用地質株提供）

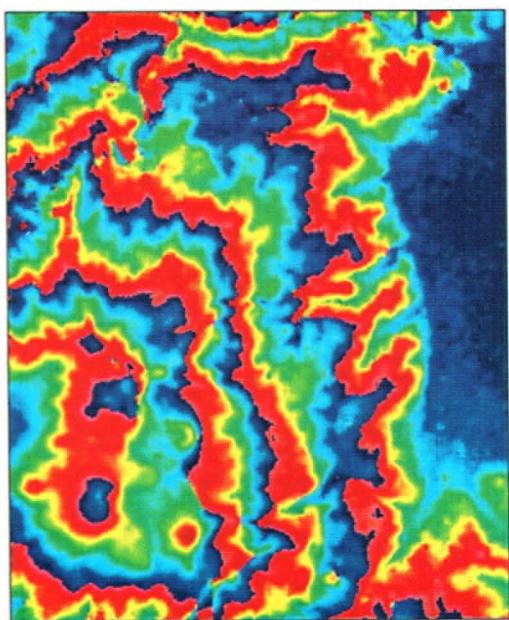




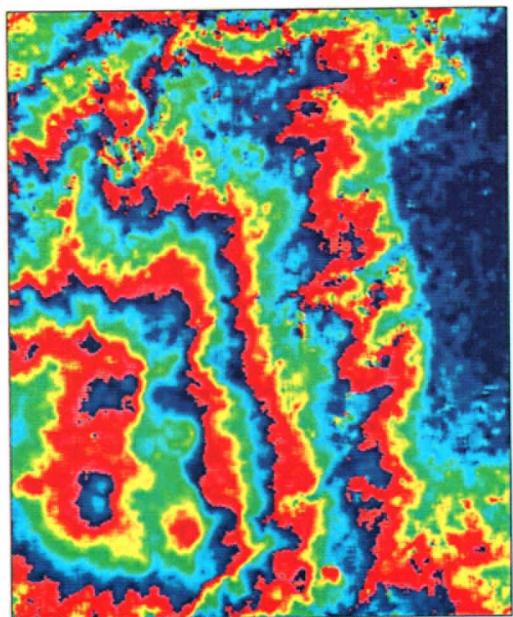
(1) 調査地域



(2) 地すべり位置と移動量



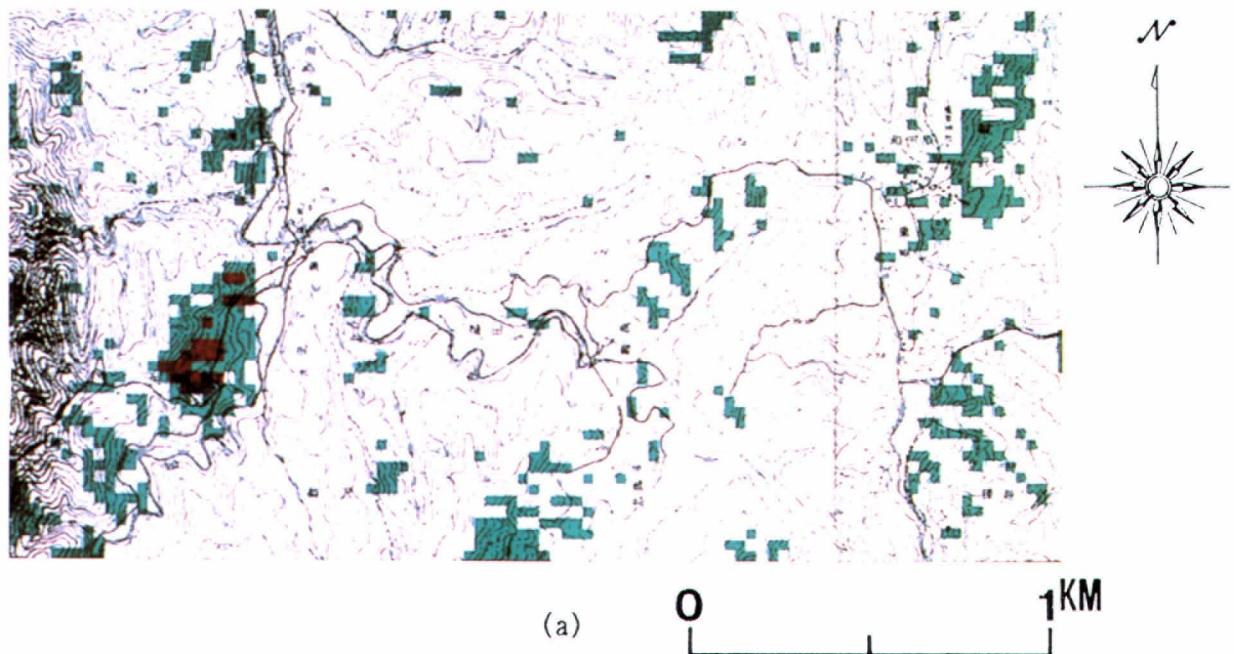
(3) 44日間隔の位相差



(4) 88日間隔の位相差

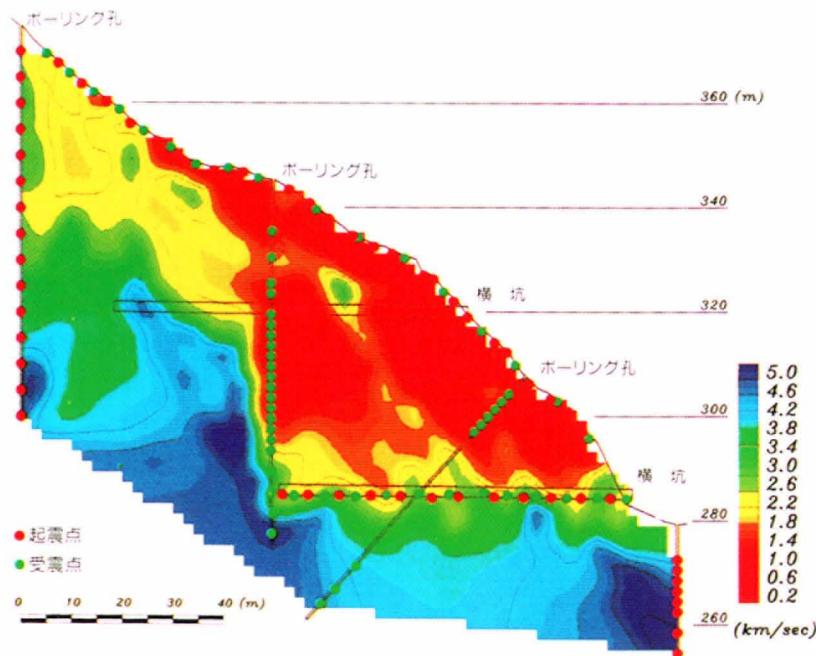
〔下部2枚の位相画像から、高度の異なる部分を抽出して
地すべり箇所と推定した。〕

図3.2.2 合成開口レーダ(SAR)を用いた地すべり調査の例
(国際航業㈱／岐阜大学 提供)

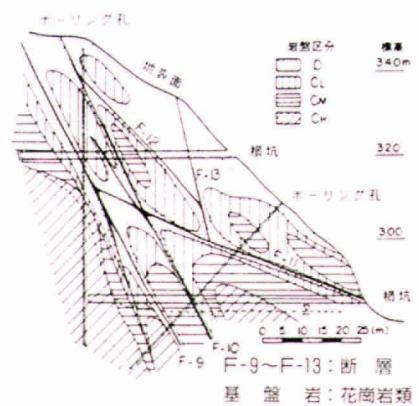


凡 例	
緑 色	現地では地すべり地ではないピクセルのうち、 地すべりの危険性があると判別されたピクセル。
赤 色	現地調査から得られた実際の地すべりピクセルのうち、 地すべりの危険性があると判別されたピクセル。
青 色	現地調査から得られた実際の地すべりピクセルのうち、 地すべりの危険性がないと判別されたピクセル。 本来ならば、赤色に反応すべきピクセル。

図3.2.3 地すべり予測図



(a) 速度分布再構成図（解析結果）



(b) 調査地の岩盤等級分布

図3.3.1 弾性波トモグラフィによる岩盤区分調査例（応用地質㈱提供）

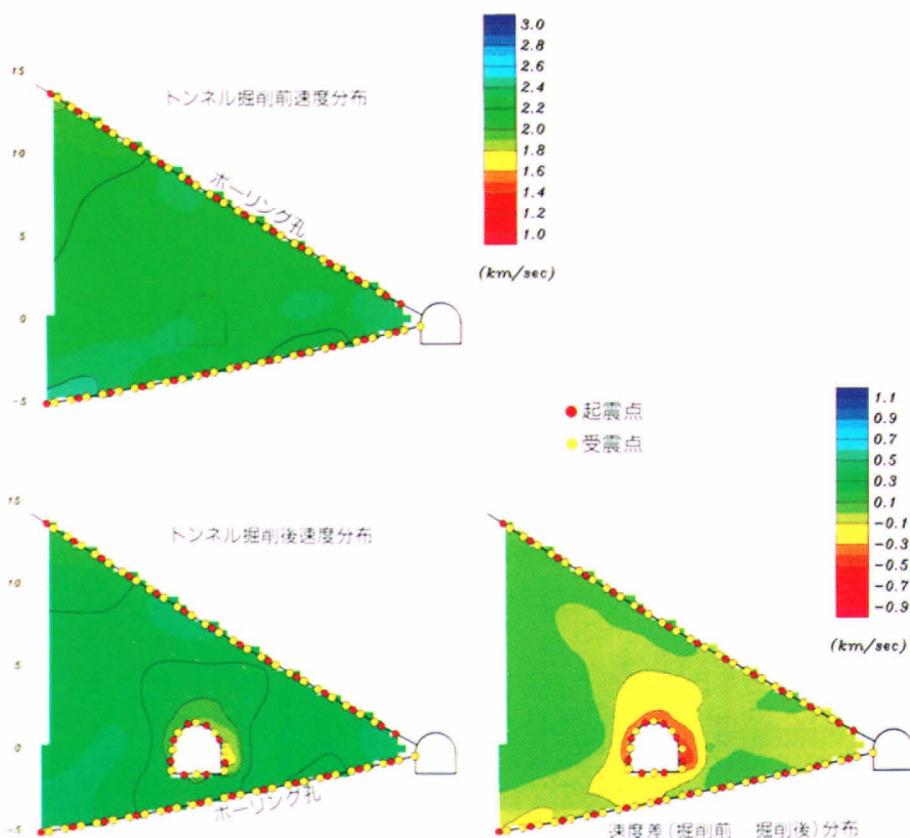
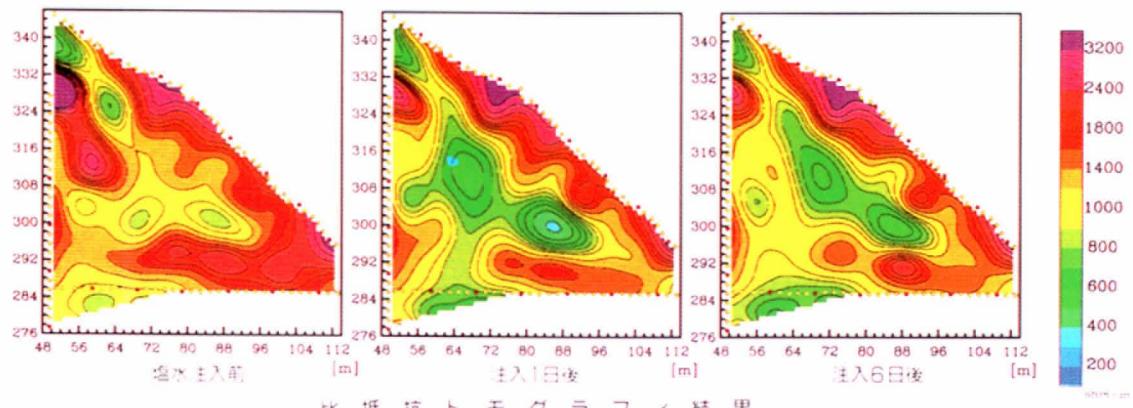


図3.3.2 トンネル掘削に伴うゆるみ領域調査への適用例（応用地質㈱提供）



比抵抗トモグラフィ結果

比抵抗変化率の分布

図3.3.3 塩水トレーサの注入に伴う比抵抗値の経時変化（応用地質株式会社提供）

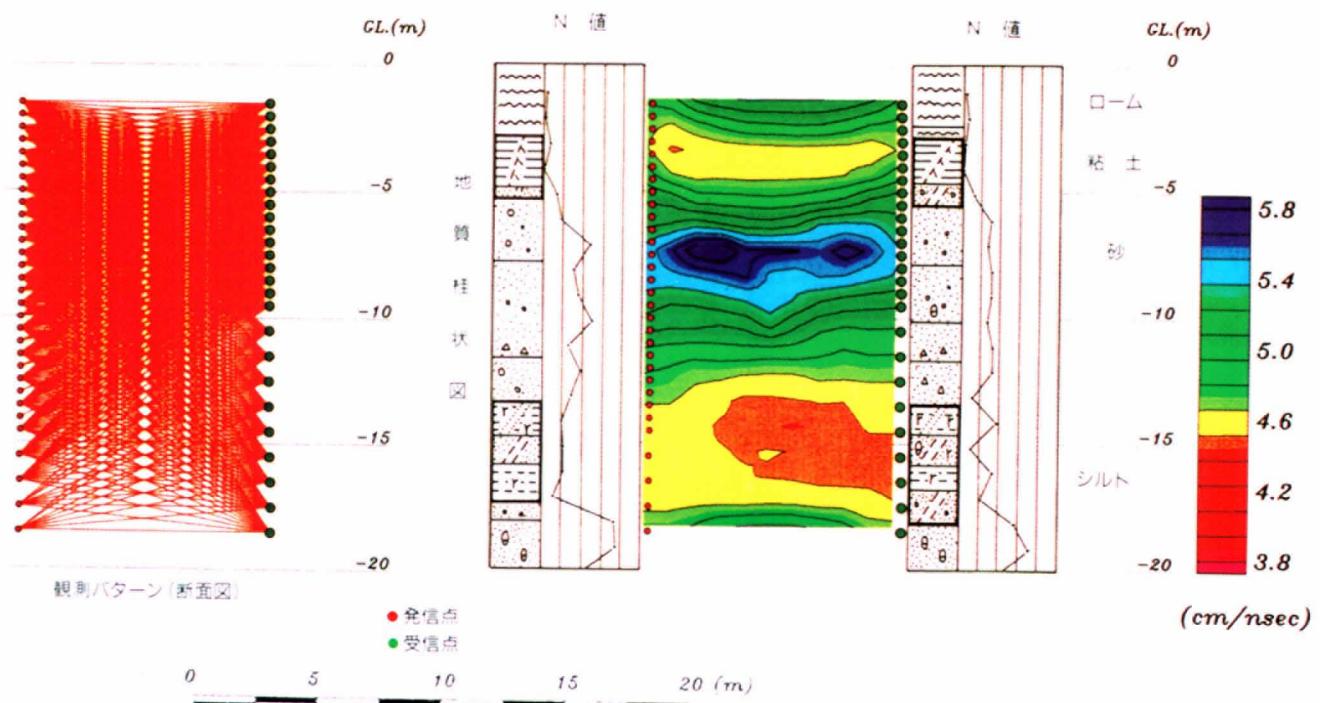


図3.3.4 電磁波トモグラフィの土質地盤での実施例（応用地質株式会社提供）

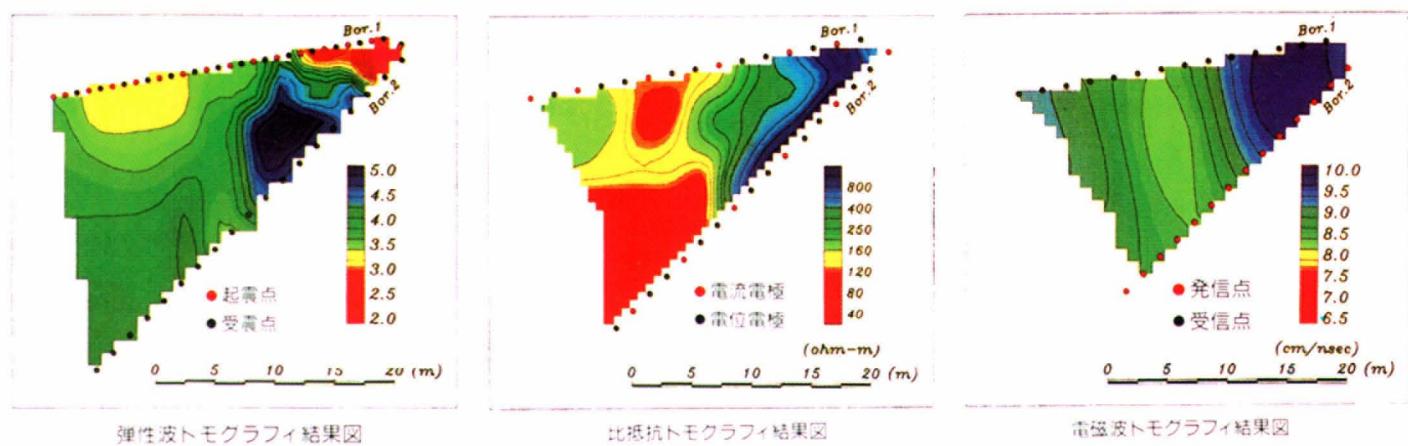


図3.3.5 3種類のトモグラフィ結果の比較（応用地質㈱提供）

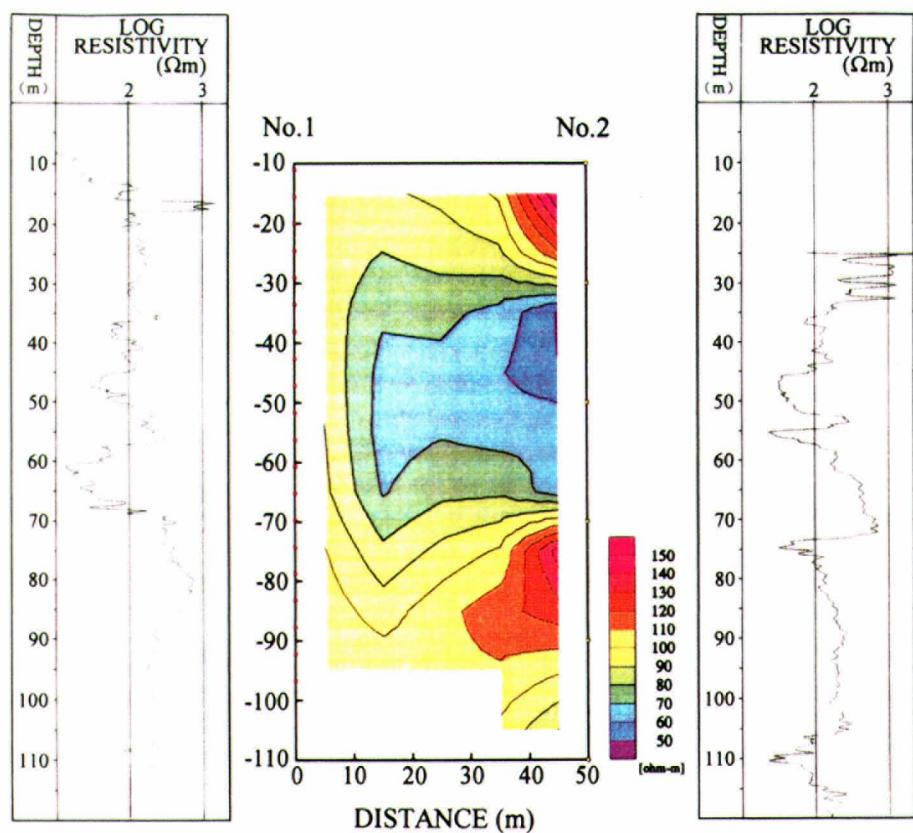
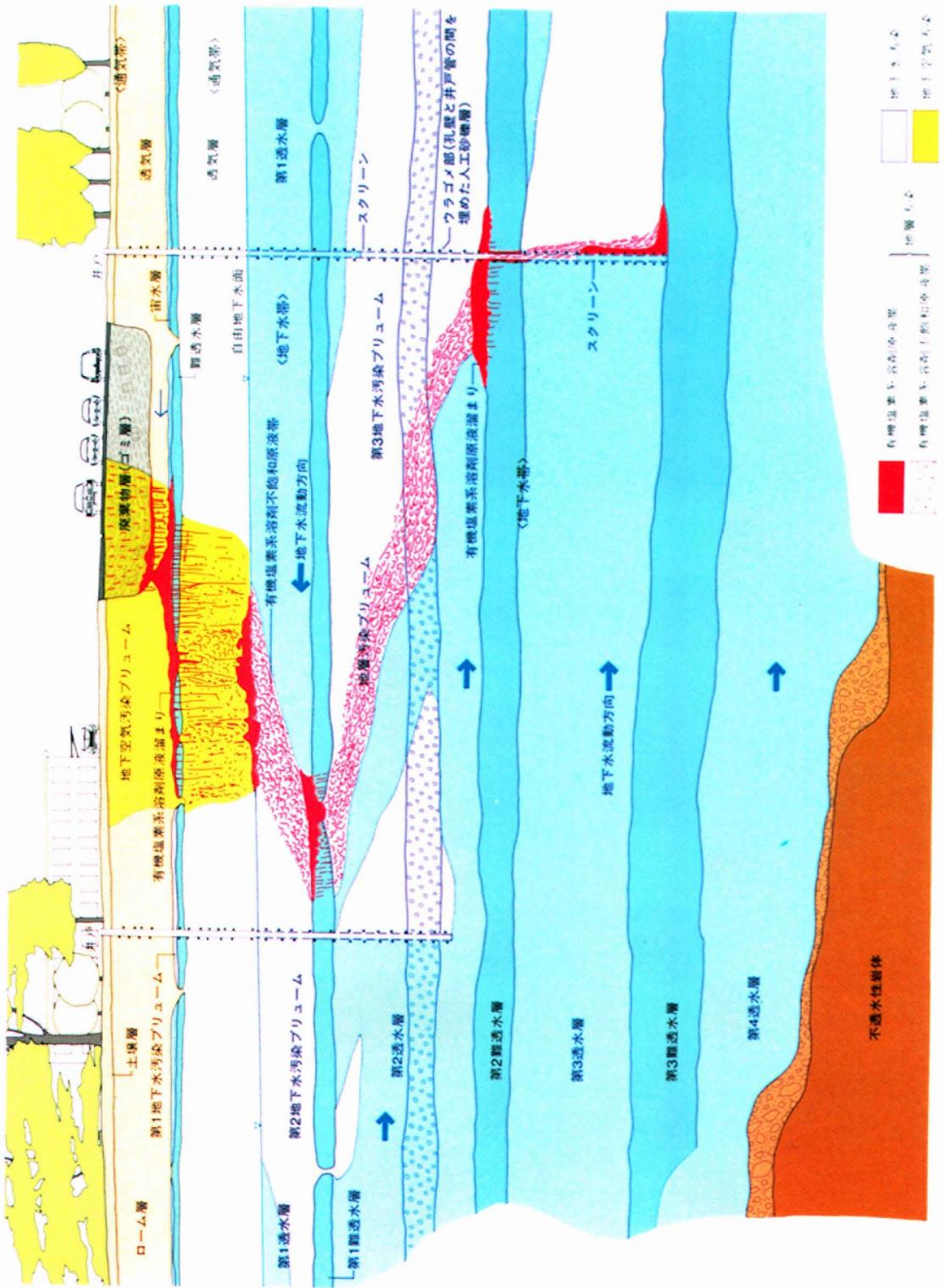


図3.3.6 EMトモグラフィの探査結果例



目 次

第1章 応用地質計測の基本概念とその必要性等	1
1.1 応用地質計測の概念	1
1.2 応用地質計測の必要性	1
1.3 対象とした範囲等	1
第2章 計測項目と計測手法	2
2.1 地質計測で必要な計測項目と手法	2
2.2 地質計測で用いる主なセンサ	2
2.3 代表的な手法の例	3
第3章 新しい技術を用いた計測	21
3.1 概要	21
3.2 リモートセンシング	21
3.3 ジオトモグラフィ	35
3.4 AE	41
3.5 GPS	55
第4章 応用地質計測の実務	63
4.1 ダム	63
4.2 トンネル	75
4.3 地下空洞	84
4.4 山留	103
4.5 地すべり・斜面崩壊	114
4.6 地下水	141
4.7 断層活動	151
4.8 火山	164
第5章 まとめ	179
索引	180

第1章 応用地質計測の基本的概念とその必要性等

1.1 応用地質計測の概念

「応用地質計測」という言葉については、今まで明確な定義がなされたことは無いと考えられるが、ここでは、単に計測機器を設置し、データを取得することだけではなく、計測前に対象となる地質事象を十分把握することから始まり、計測により取得したデータを地質的な面から解釈・評価し、かつその結果から地質モデルを提示するというプロセス全体を示すものとする。

応用地質計測の基本は前述のように、地盤の観察結果と計測データの両者から対象とする事象を解釈・評価することである。このためには、まず現場をよく歩き、対象となる地盤を観察することが不可欠であり、これにより、計測機器から得られたデータをそのまま鵜呑みにすることにより起こりがちな誤った解釈・評価を避けることができる。このように、応用地質計測とは人間の観察と機器による計測の共存によりその目的が達成されといえる。更に、計測機器による具体的なデータが無くとも、ボーリングデータや露頭観察結果等を地質学的に解釈し、経時変化を捉える方法も、広い意味で立派な応用地質計測と言える。

なお、応用地質計測を考える場合、実際の計測がどのような目的をもって行われるかを認識しておくことも重要である。計測をその目的から分類すると、一例として次の3つに分類することができる。

- ① 観測(Observation)
- ② 計測(Measurement)
- ③ 監視(Monitoring)

この分類では、①は主に対象の変化を全体的に捉えるための比較的定性的な計測を、②は主に対象の定量的な変化を詳細に捉えるための計測を、そして③は主に人間生活や社会に対しての影響の有無を捉えるための計測を意味している。

1.2 応用地質計測の必要性

情報化の進展とともに、応用地質分野においても、従来に増して精緻なデータを要求されるようになってきた。新しい調査法の開発、計測機器の発達もこの要求に応えるものである。しかし、地盤の特性は時として複雑で、

地盤利用目的に応じた対象期間内においてさえも時間的に変化し、また、地域性を強く持つために、得られたデータの解釈には地盤・地質に関する広汎な素養と計測の内容、意味について充分な理解が必要である。

例えば、最近では計測機器の進歩や自動計測システムの導入により、一面では計測の精度が大きく向上したが、使用する機器の選択、設置箇所や設置方法といった最も基本的な事項は、当該箇所の地形・地質的な条件を熟知することにより、適切な対処ができるものである。また、取得したデータを的確にかつ有効に利用するためには、露頭の観察結果やボーリング等による調査結果も含め、総合的な考察が必要である。

1.3 対象とした範囲等

一口に応用地質計測といっても、その範囲は広く、対象も多岐にわたっている。

まず、本書で対象とした計測の範囲は次のとおりである。

- ① 地盤に係わる経時的な計測であること。
地盤に係わる動きを対象としている。なお、構造物の変位等は明かに地盤変動に伴ったものを対象としている。
 - ② データの地質学的解釈から経時変化を捉える方法も広義の計測とした。
地殻変動等は短時間では計測不可能なものが多い。このためボーリングデータや露頭観察結果等を地質学的に解釈し、経時変化を捉える方法も広義の計測としてみなした。
 - ③ 新しい計測手法を積極的に取り上げた。
リモートセンシング、ジオトモグラフィー等の新しい手法による計測も積極的に取り上げた。
- 次に、具体的にとりあげた事項は以下のとおりである。まず、最近、応用地質分野でも積極的に使われている新しい計測技術として、リモートセンシング、ジオトモグラフィー、AE、GPSをとりあげた。次に、従来から応用地質計測の対象となっているものの中から、主なものとして、ダム、トンネル、地下空洞、山留、地すべり・斜面崩壊をとりあげ、加えて、応用地質分野での共通的な事象として、地下水、断層活動、火山についても記述している。

第2章 計測項目と計測手法

2.1 地質計測で必要な主な計測項目と手法

地質計測では、地盤の変位や応力、地盤中の水の流れや圧力など、種々の物理化学的な量を連続的、あるいは定期的に計測することが要求される。これらの計測は、予めセンサを地表や地中に設置しておいたり、計測時にプローブをボーリング孔内などに挿入して行われる。センサの種類によっては、測定値が温度や圧力などの影響を受けやすいものもあり、注意を要する。精密な測定を行う場合には、必要に応じてこれらも併せて計測しておくことも必要である。また、地盤や地下水の挙動を理解するためには、求めようとしている計測値の他に、気温や雨量などの気象条件なども併せて計測することが重要なことが多い。地盤内の物性値分布やその変化を把握するために、物理探査や検層などの手法が利用されることもある。地質計測で用いられる主な計測手法を表2.1.1に示す。

計測計画を立案するにあたっては、当然のことではあるが以下のような点に留意する必要がある。

- ① 目的にあった計測手法、機器を選定する。すなわち、計測項目と必要な精度、計測機器の動作条件（測定環境）、データの収録方法、測定時間間隔などを考慮した上で、それらを実現するのに最適なものを選定する事が重要である。
- ② 目的に最適な計測位置を選定する。調査対象領域内でどの様な地点で計測することが効果的なのか十分考慮する。特に基準点などは他の影響を受けないよう十分に検討することが重要である。
- ③ 計測機器の設置場所や設置方法についても十分考慮する。信号ラインの経路、伝送経路、電源の特性、ノイズ源となるような機器や設備の有無など、種々の要素について考慮する必要がある。特に長期間の計測では、耐食性、季節による環境変化や避雷対策等も重要になる。
- ④ 長期測定では、データの連續性が重要なことが多いので、特に重要なものについては、2つ以上の計測装置を用い、いつでもメンテナンスに対応できるようにしておくこともシステム全体の信頼性を向上させる上で重要な考え方である。

2.2 地質計測で用いる主なセンサ

2.2.1 地質計測におけるセンサの動向

地質計測では様々な計測が行われるため、利用されるセンサも多様である。また、1つの目的に対して複数のセンサを用いて事象を多面的に捉えたり、相互の特徴を生かして、検出能力や信頼性を向上させる工夫も必要であり、それぞれのセンサの特徴や活用方法を十分に理解して利用することが重要である⁷⁾。

センサ技術の発展はめざましく、特に最近では、半導体製造技術を応用したマイクロセンサや複合化されたセンサ、信号処理機能を持ったセンサなどが出現しており、今後も質的な変化が予測される。センサの高機能化や複合化の他、バイオセンサやケミカルセンサなど従来のような物理量だけでなく検出できる物性の範囲も広がりつつある。

地質計測では圧力、変位、温度、振動など種々の物理量が計測されており、今後もこれらが重要であることに変わりはないが、精度や機能、計測項目などの質的な転換が予想される。例えば、最近ではGPSなどにより位置情報や正確な時間情報が簡単に得られるようになっているし、光ファイバ温度計などライン沿いの分布が測定できるセンサも出現して、これまで点情報でしか得られなかつたものが、より広い範囲の情報が容易に得られるようになってきている。また、水質、土壤汚染物質、ガスなどの化学成分は今のところ、現位置で測定できる成分は限定されているが、将来は、計測可能な項目が飛躍的に増えてくることが期待できる。

2.2.2 センサの出力形式による分類

地質計測で利用されるセンサは多様である。広義にはブルドン管のように機械的に指針を動かすようなものもセンサと考えられるが、ほとんどのセンサは計測された物理量は電気信号として出力される。センサは、この電気信号を得る原理からインピーダンスの変化を利用するインピーダンス型と、計測する物理量に応じて起電力が発生することを利用する起電力型に大別される。インピーダンス型はインピーダンスの変化を取り出すために電源を必要とする。歪みゲージや差動トランジスタなどはイン

ピーダンス型のセンサである。熱電対や圧電素子等は起電力型である。地質計測では、これらのセンサを地盤や構造物に直接設置して用いたり、孔内で測定を行うゾンデあるいはプローブ等に搭載して利用する。いずれにしても、これらのセンサからの出力を信号処理したり、目的とする装置まで、出来る限り質を損なわないように伝送するためには、どのような形で出力されるのか理解しておく必要がある。

中には例外もあるかもしれないが、地質計測で多く利用されるセンサは、その出力形式によって以下のように区分される。

1) 歪みゲージ型

歪みゲージ型のセンサでは、内部にブリッジ回路が形成されている。この回路を動作させるにはブリッジに定電圧または定電流を供給しなければならない。ケーブル長が長い場合には定電流駆動が有利である。適正な電圧や電流範囲、交流駆動では周波数などにも注意する必要がある。

2) 電圧出力型

測定値に比例した電圧が出力されるので分かりやすく、扱いやすい。しかし、長距離伝送するような場合、接続するデータ収録装置や記録器の入力インピーダンスが十分大きくないとケーブルの抵抗による電圧降下等の影響が考えられるので注意を要する。ケーブルはシールド処理を施し、平衡出力形式を用いることにより外部ノイズに強い伝送系が得られる。

3) 電流出力型

測定値に比例した大きさの電流が出力される。電流出力なのでケーブル抵抗などの影響は受けにくい。ただし、負荷の抵抗が大きくなると所定の電流を流すのに必要な電圧が高くなる。そのため、負荷抵抗が大きすぎると電圧が不足して所定の電流が流せずに正しい測定が出来なくなる事もある。また、電流値は一般に精度の良い標準抵抗の両端の電位差からもとめる事が多く、精度の良い安定した抵抗が必要である。

4) 周波数（パルス）変換型

測定値に比例して周波数が変化するパルスを出力する。一定時間のパルス数を数えることにより測定値が求められるので、アナログ出力ではあるが、いわばデジタル化されているので、パルスの出力レベルが適切に調整されていれば伝送路での損失の影響が少なく、ノイズにも強いことが特徴である。

5) 光通信型（一般的名称ではないが、ここでは便宜上このように名付けた）

測定値に比例して周波数に変換すると共に、さらに電気・光変換により光パルスとして出力する。光ファイバセンサなどでは変換せずに光強度のアナログ信号として出力することもできる。光ファイバを用いた伝送路は雷などの誘導の影響を受けにくく、ノイズ特性も良いことが特徴である。

地質計測では、現場状況により様々なノイズを受けるのでそれらの影響を出来る限り受けないように対策することが重要である。外部ノイズ源としては様々なものが考えられるが現場計測では次のようなものを考えておく必要があろう。

- ① 配電線の誘導（特に電源ラインの誘導、ハム送電線の近く、坑内などでは特に注意を要する。）
- ② アース電位の変動
河川近傍、鉄道線路（特に直流方式）等の近くにはアースポイントは置かない方が良い。
- ③ 雷のサージ
- ④ 半導体パワースイッチ等のパルス性ノイズ
- ⑤ モータ、発電器等のノイズ
- ⑥ 放送等の電波の混入

ノイズは通常は信号系のラインとカップリングして混入する。カップリングには静電誘導や電磁誘導によるものや共通電源など信号回路の一部を共有することによるインピーダンスカップリングがあり、その内容によって有効な対策が異なる。状況にもよるが、一般に静電誘導によるカップリングにはシールド線が、電磁カップリングにはツイストペア線が効果があることが多い。電源からのノイズ混入に対してはラインフィルタや電源と回路を分離するフィルタを用いると有効な場合がある。ノイズ対策は多くの要因が複合することもあり、必ずしも簡単ではないが、十分に対策したか否かによりデータの質が格段に異なる事になるので日頃から意識しておくことが重要と言えよう。

なお、当然ではあるが電気ノイズ以外にも、センサによっては、温度や湿度、気圧、振動等の影響を大きく受ける場合があるのでこれらについても注意を要する。

2.3 代表的な手法の例

表 2.1.1 に示した計測項目について代表例として比較的利用頻度が高いと思われる手法について取り上げ、計測システムの手法の概要について述べる。ここで取り上げていないものについてはそれぞれの専門書を参照されたい。手法の具体的な適用方法などの詳細については以下の章で必要に応じて述べられているのでそれらを参

表 2.1.1 地質計測における主な計測項目とその手法（1）

計測項目	手法または装置の例	概 要
地盤計測 （変位・ひずみ）	地表変位	伸縮計、レーザ変位計測量、GPS (DGPS)
	亀裂間隔の計測	亀裂の両側の相対変位を計測したり、光学的に亀裂幅を測る。
	層別沈下計	予め孔内に設置した沈下素子や盛り土などではクロスアームを埋設しておき、プローブで深度を測定する鋼ロッドで地表に変位を伝達する方法もある。
	水管式沈下計	基準位置に水槽を設置し、測定点に連通管で水を導いて、その水位を計測する。水圧を計測して基準点との相対変位を測る方法もある。
	地表面傾斜計	壁面等に設置して傾斜を測定する。剛体ビームにセンサを取り付けて水平変位を計測するもの、沈下など垂直変位を計測するものもある。
	地中変位	孔内傾斜計（水平変位）
		一定深度間隔で傾斜を測り、孔底を不動点として累積して変位を求める。
	孔内変位計（孔軸方向）	ケーシングに一定間隔で設置したメジャリングマークの間隔をプローブで計測する。
	岩盤変位計	鋼ロッドやワイヤーで変位を伝達して不動点との相対変位を変位計で測定する。
	ひずみ計	ひずみ計を盛り土内や岩盤、コンクリート等に埋設したり、構造物や坑壁面に設置して測定する。
内空変位	内空変位計	トンネルなどの壁間距離を張力を一定に保ったスチールテープで測る。光波測距儀も利用される。コンバージェンスマータなど断面沿いに相対変位を測り、形状変化を捉える方法もある。
地盤計測 （圧力・応力）	土圧（側方圧力）	土圧計
	初期地圧	応力解放法
		坑壁や孔内にひずみ計を埋設しておき、オーバーコアリングなどによって応力を解放したときのひずみ変化から応力を推定する。
		水圧破碎
		孔内の測定区間の上下をパッカーで止水し、水圧を加え、亀裂が生じる圧力やそれが閉じる圧力などから地山の応力を推定する。
		AE 法/歪み率変化法
		ボーリングコアなどを用いて AE のカイザー効果や載荷時の歪み率変化などから応力履歴を調べ、地山応力を推定する。

表 2.1.1 地質計測における主な計測項目とその手法（2）

計測項目	手法または装置の例	概 要
水に関する計測	流量など	流量計・流速計、堰孔内流速計 流量計(流速計)にはプロペラの回転数を測るもの、電磁力、超音波などを用いたものなど種々のものがある。熱拡散を利用した超微流速計などもある。
	分布状況	トレーサ試験 孔内から食塩など土壤に吸着されにくい無機塩類フローレッセンなどの蛍光染料、放射性同位元素など検出しやすいトレーサを注入し、観測される位置や時間を測定して地下の流動状況を推定する。
	孔内水位測定	水位計は大容量メモリを内蔵したデジタル式のものからテスターを利用した簡単なものまであるが、測定孔の構造や泥水の影響なども考慮が必要。
	透水性	透水試験 試料を用いる室内透水試験と現場透水試験がある。現場透水試験には揚水孔と観測孔の複数の坑井を使う揚水試験と単一孔に注水したりくみ出して、または、ガス圧などで水位を変え、その回復速度を測る方法がある。水位を一定に保つのに必要な流量を測る定水位法と水位の時間変化を計測する変水位法がある。
	湧水圧試験	孔内で測定対象の滯水層上部をパッカーで遮水し湧水を封じ込めておき圧力を測る。本来は透水試験とは区別される試験ではあるが、瞬時にバルブを解放してからの水位変化を測り、透水係数等を求めることが多い。
	水圧	間隙水圧 測定対象区間のみ開口したパイプを設置し、開口部は砂で覆い、その上部をペントナイトなどで遮水しておき、パイプ内の水位を測る方法(キャサグランデ式等)や、電気式の間隙水圧計を設置して計測する方法等があり、自動化に適している。空気圧を用いて圧力を平衡させるニューマチック式もあり、寒冷地や耐久性を要求されるところに適している。最近では、ニューマチック式も自動化が可能になっている。
測定環境	水質	電気伝導度、溶存酸素pH、酸化還元電位、温度、塩分濃度など それぞれの項目を測定するセンサがあり、対象地点に設置して必要に応じて定期的に測定する。ボーリング孔内の数 100 m 以上で利用できるものもある。水を擾乱させないことが重要。採水して測る方法も用いられるが、採水方法と採水後の保管に気を付ける必要がある。
	重金属、有機化合物等による汚染度、化学成分など	土壤も含めて考える必要があるが、通常はサンプリングして分析する。項目にもよるが、現場で利用できる小型の可搬型分析装置もある。
	温度	各種の温度センサ 計測項目によっては温度の影響を受けやすいセンサを用いるので測定点の温度計測は重要である。最近では光ファイバを用いて長距離の区間の温度分布を連続的に測る方法もある。
	気象条件	気温/湿度・雨量/雪量 気圧など 雨量は一定量ごとに排出する転倒ますなどで自動計測も可能。雨量は斜面や地滑りなど各種の動態観測で重要。
	測定位置	測量、GPS、トランスポンダ孔曲がり計測など 広域の調査では位置の把握は重要である。孔内での精密な位置を知るには孔曲がり計測が必要となる。GPS は正確な時刻の把握にも利用できる。

表 2.1.1 地質計測における主な計測項目とその手法（3）

計測項目	手法または装置の例	概 要
弾性波	屈折法	起震点から離れると、地表部分を直接伝播するよりも深部の弾性波速度の速い層からの屈折波の方が早く到達することを利用して地下の速度構造を求める方法。土木分野で多く利用されている。
	反射法	地下の境界面から反射してくる波を捉えて地下構造を推定する方法。石油探査などで多く利用されている。最近では、土木探査などに浅い深度に利用する浅層反射法も利用されている。
	表面波	地表面を伝播する表面波を測定する方法
	孔(坑)間速度測定	ボーリング孔や横坑などの間の弾性波速度を測定して速度の分布状況を調べる方法。
	トモグラフィ	対象領域をボーリング孔や地表の測線などで取り囲み、領域内位をあらゆる方向からの波が透過するよう測定して、速度や振幅の減衰量の分布を精度良く求める方法。屈折や回折を考慮した解析方法など様々な手法が研究されている。
物理探査	電磁波 地下レーダ	地表面にアンテナを置き、地下に電磁波を放射して、地質境界や埋設物などからの反射波を捉えて探査する方法。簡便に地下の状態が調べられるが、電磁波の減衰が大きいため探査深度は通常は2~3m程度である。
電磁場	VLF 探査	特定の放送局が発信する超低周波の電波を捉え、電場と磁場の比から地盤の比抵抗値を求める方法。信号源が不要なことが利点であるが、放送が受信できる地域に限定される。
	電磁法探査(EM)	コイル等で地下に向けて磁場を発生させると、地下の導電性の高い部分では渦電流が生じて2次磁場を発生する。この2次磁場を検出して比抵抗分布を求め、地下構造を推定する方法
	地磁気地電流法(MT)	磁場の変動を伴う自然現象を信号源として、磁場と電場を測定して比抵抗を求める方法。CSAMT法など人工的な信号源を利用する方法もある。
	磁気探査	地磁気を測定して地下構造を推定する方法。全磁力を測定する方法と成分測定を行う場合とがある。2点の測定値の差(磁気傾度)を用いて精度を向上させる方法もある。
	磁化率検層	磁化率を測定する検層で、砂層と粘土層の識別などに利用されている。
	残留磁化測定	地盤中の残留磁化の方向などを知ることにより、地質年代や層序判定などに利用される。
比抵抗	直流比抵抗、IP	電気探査法で、近年では逆解析の技術が進み、精度が向上したこともあり、様々な調査に利用されている。比抵抗分布が精度良く求められる2次元探査やトモグラフィの他、最近では3次元探査も実施されるようになってきている。過渡応答を求めるIP法や複素比抵抗を測定して物性を把握するという試みもされつつある。
重力	重力探査	重力を測定することにより、地下構造を把握する方法。潮汐や気圧、測定器固有の経時変化など、補正量は、密度変化によるものよりも大きいことが特徴である。

表 2.1.1 地質計測における主な計測項目とその手法（4）

	計測項目	手法または装置の例	概要
物理探査	放射能	放射能探査	ウランなどの鉱物からの放射線を測定して資源探査などに利用されている。岩相、断層や破碎帯の調査にも利用されている。
	熱	赤外熱映像	法面のコンクリート吹き付けの裏の状態や石仏などの重要文化財の保存状態などを把握するのに利用される。空洞やゆるみなどがあれば他の部分と熱の放射特性が異なることを利用する。
検層・孔内計測	弾性波	P S 検層	ボーリング孔を利用して地盤の P 波速度と S 波速度の分布を求める方法で、地表と孔内の測定点間の速度を測定する方法と孔内に送受振器を降ろして区間速度を求める方法がある。
	音波	ソニックログ (音波検層)	送信器からパルス音を発生し、受信器で検出し、周辺地盤中の P 波速度を求める方法。伝播時間の測定精度を上げるために 2 つの受信器で受信することが多い。
	電気	電気検層	孔内に電極を降ろして、孔壁沿いの比抵抗分布を求める手法。孔内の電極間隔を異なる 2 ~ 3 種類について測定することが多い。
	放射能	中性子検層	線源から放出された中性子の周辺地盤での減衰量を測定する。包水量が求まるので、水で飽和している地盤では空隙率を求めるのに利用されている。
		密度検層	^{137}Cs などの線源から放出された γ 線が周辺地盤でコントン効果で散乱される γ 線量を測定する。地盤の密度を把握するのに利用されている。
その他	温度検層		孔内の温度分布を測定する。他の検層データの補正に利用したり、温泉調査、熱源調査等に利用されている。
	キャリパー検層		孔径を測定する。他の検層データの補正に利用したり、孔内試験位置の選定などに利用されている。孔壁の状況を判断するのにも有効である。
孔内観察	ボアホールカメラ (可視光)		カメラを孔内に降ろして孔壁の画像を得る。展開図の形の画像が得られる方法もある。孔内水が透明でなければならない。
	ボアホールレビュー (超音波)		超音波画像を得る方法で、孔壁展開図として得られる。
	ディップメータ		数本のパッドに付けられている電極の接地抵抗を測る測定器で、亀裂の走行等を求めるのに利用されている。

照されたい。ここでは概要について記述したが、他の章で述べられていないと思われる事項について補足した部分もあるので項目ごとの記述量がアンバランスとなっている点はご寛容いただきたい。なお、個々には特に述べないが、計測にケーシングを用いたり、センサ部を埋設する測定ではそれらの設置の仕方も非常に重要である。

2.3.1 現位置計測手法

1) 伸縮計

2点間の相対変位を計測するもので、計測方法の概念図を図2.3.1に示す。アンカー杭と支持杭の間に熱膨張の少ないインバール（Invar）線を渡し、アンカー杭側は線を杭に固定し、他端は支持杭上の滑車を通して重りを吊り下げて一定の張力を保つようにしてある。杭間の距離が変わるとその変化量に応じて滑車が回転するので、その回転量から相対変位量を求める。回転量はどのような方法で測ってもよいが、エンコーダを使うことが多いようである。

2) ゾンデ方式層別沈下計

図2.3.2に示すように予め沈下素子を自由に伸縮する管に必要な位置に取り付けて埋設する。定期的にゾンデを孔内に降ろして沈下素子の深度を測定することにより経時変化が把握できる。

3) 孔内挿入型傾斜計

孔内挿入型傾斜計は動態観測用の計測機として様々な目的で利用されている。図2.3.3に測定法方の概要を示す。予め、プローブが孔内で回転しないようにガイド溝のついたケーシングを設置しておき、地盤の動きに伴う水平変位を計測する。ケーシングを設置してグラウトが固化して十分に安定した後に、プローブを挿入して初期値を計測する。その後、測定値の変化状況などを考慮して適切な時間間隔で定期的に測定する。一回のデータを得るには一度測定した後、プローブの向きを180度回転して再度測定するという2回の測定を行う。これは、誤差要因の一つであるセンサの電気的オフセットなどの出力に加算される一定値を取り除くためである。

水平孔や水平に近い傾斜孔などで利用する水平傾斜計も利用されている⁸⁾。

4) 孔軸方向変位の測定

図2.3.4に示した方法は、孔軸方向に自由度のあるメジャリングマークがついたケーシングを設置して、測定用ゾンデによりメジャリングマーク間の距離を計測して孔軸方向の変位を測る方法である。

5) 空洞内空変位測定

図2.3.5はトンネルにおける変位測定例を示したものである。地中変位は覆工裏の異なる深度に変位計を埋設して計測する。ロックboltの軸力はロックbolt軸力計と呼ばれる計器を埋設して測定する。地中変位やロックboltの軸力および覆工の応力などは、主にひずみゲージ型の埋設計器を用いて測定するが、埋設の仕方とともにどの様な場所を計測するかが重要である。図に示した様な位置で計測されることが多いが、目的に応じて選定することが重要である。坑壁面の相対変位は、図のように一定張力を保つようにした熱膨張の少ない金属テ

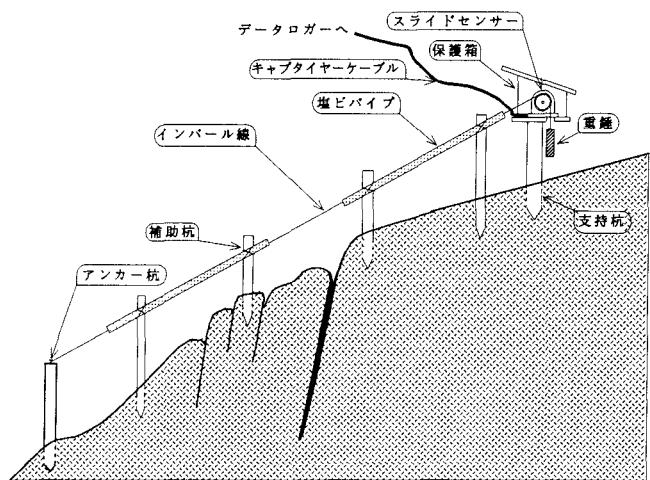


図2.3.1 伸縮計測の概念図(出典：応用地質株・資料、以下2、3節で引用番号の示されていないものは同様)

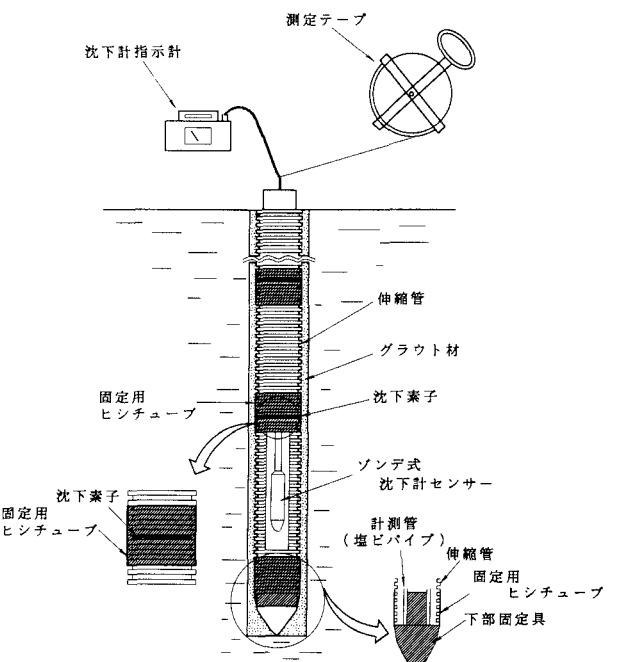


図2.3.2 層別沈下計測方法の例

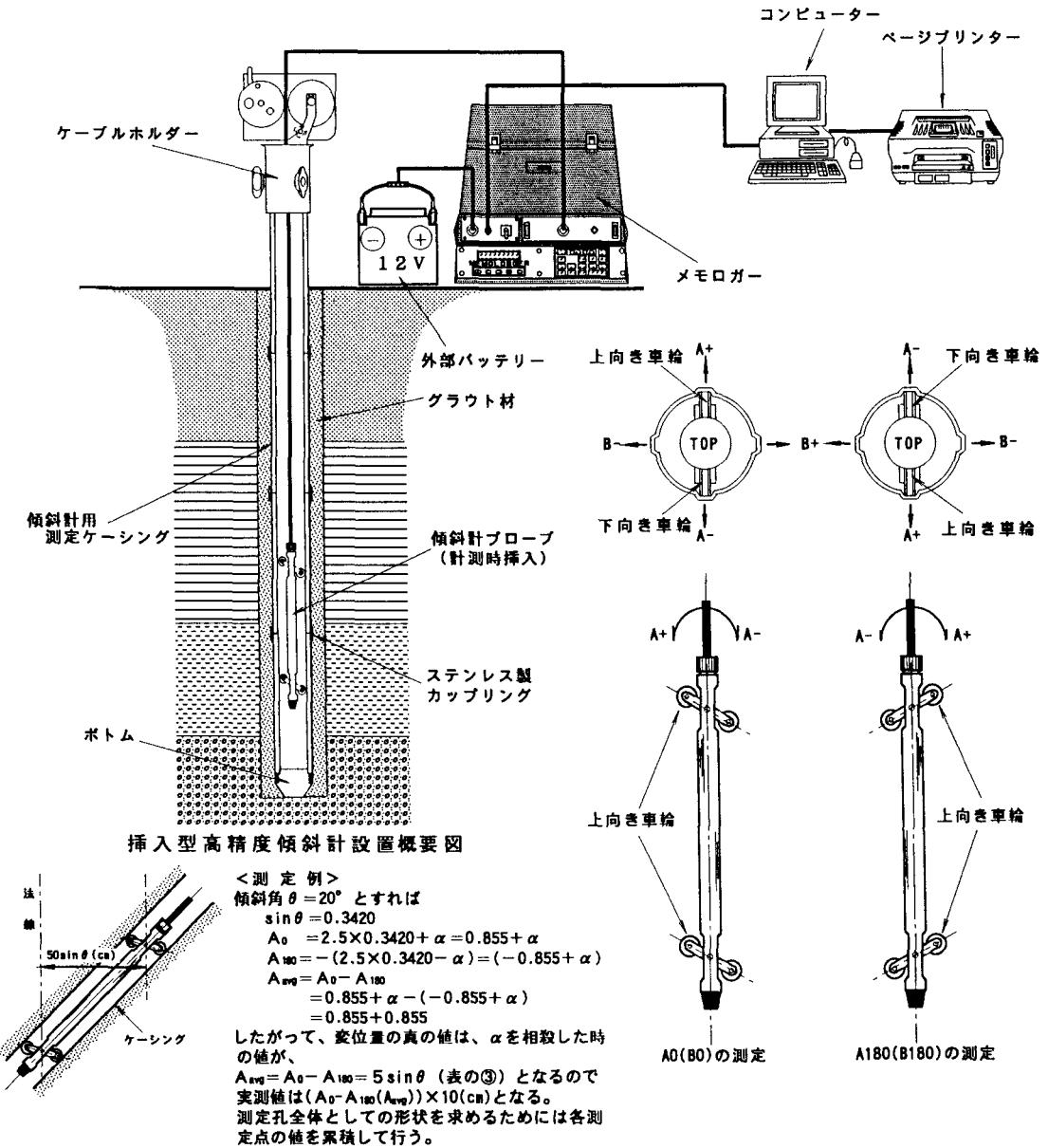


図 2.3.3 孔内挿入型傾斜計による水平変位測定

ープなどを 2 点間に張り、計測する方法がある。この他、傾斜センサを内蔵した長さ 1~2m のビームを覆工断面沿いに連続的につないで設置して接点の相対変位を計測する方法などもある。

6) 初期地圧の測定

初期地圧を精度良く計測することはなかなか難しいとされている。他の方法もあるが、現在用いられている主な方法¹⁰⁾としては表 2.1.1 に示した 3 つの方法が挙げられる。それぞれ特徴があるので詳しくは他の専門書にゆずるが、2 つ以上の方法で計測してそれぞれの特徴を生かして総合的に精度の向上を図っている例も見られる。これらの中で応力解放法はさらにいくつかの手法に分けられる。孔底に歪みゲージを貼付する方法、孔底附近に多軸の歪み計を埋設する方法¹⁰⁾、多軸の変位計を設

置して孔径変化を測る方法などがある。いずれの場合も小孔径のボーリング孔に計器を埋設したり設置した後に、歪みか変位を測りながら、より大きな径で中心軸をそろえて外側を掘削して応力を解放する。このため、オーバーコアアーリング法とも呼ばれる。図 2.3.6 は多軸の歪みゲージを埋設する方法について示したものである。

7) 孔内水位測定

水位の計測は簡単なようであるが精度良く計測することは意外に難しい。水位の時間的な変化を捉えることが重要な場合が多く、ほとんどの場合長期間にわたって定期的に測定することが要求される。ケーブルの先端に電極を付けて孔内に降ろして電気抵抗が小さくなる深度から水位を求める簡単な方法、孔口から超音波などを送って反射時間から求める方法、水圧を測る方法など様々な

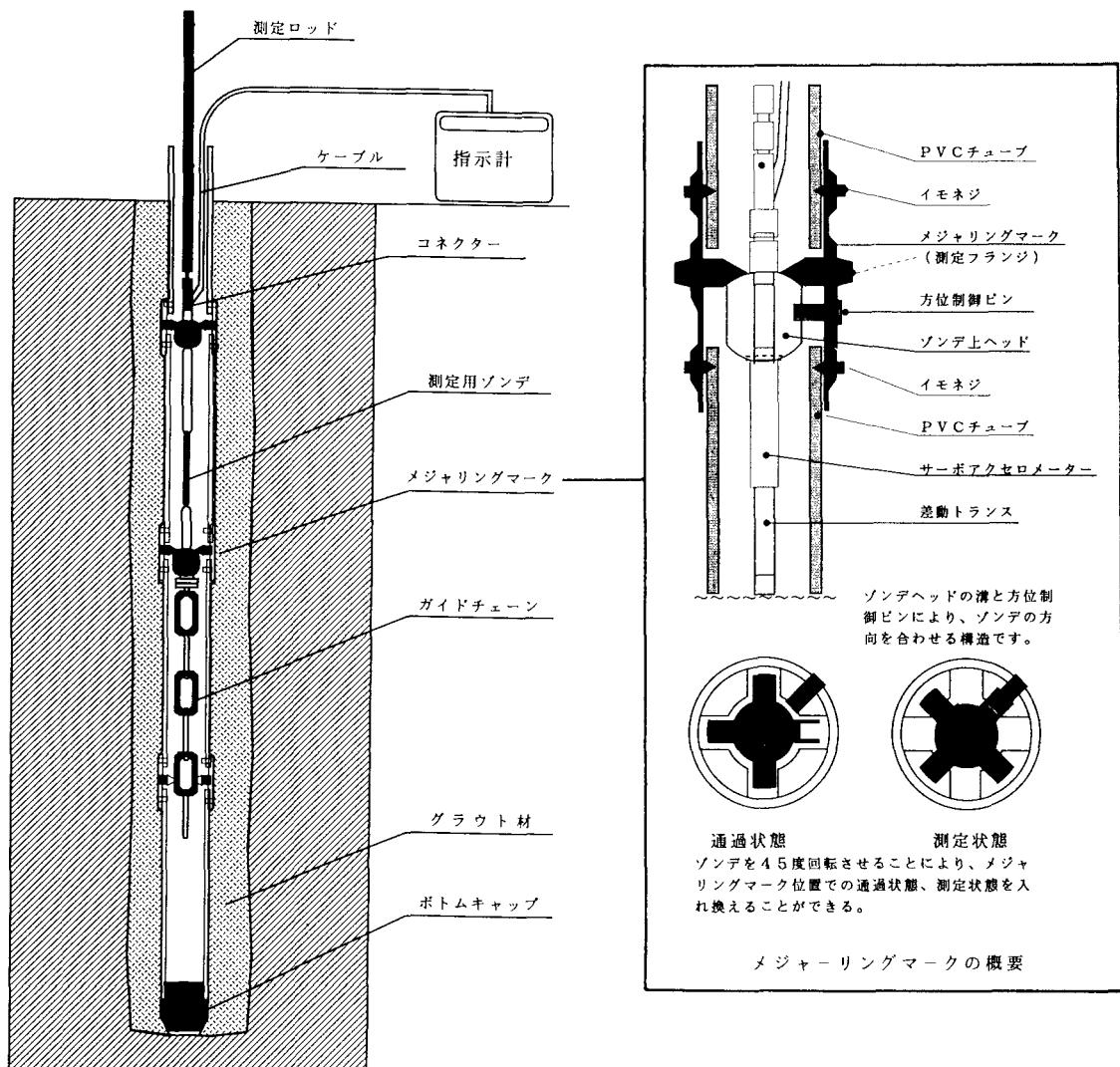


図 2.3.4 孔内での軸方向（3 方向）変位の計測方法の例

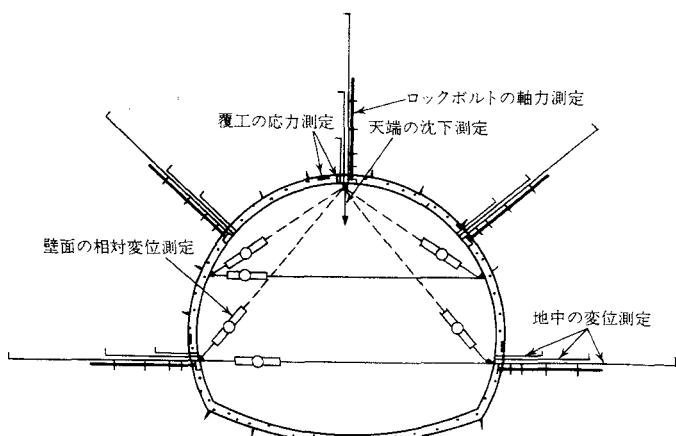


図 2.3.5 内空変位等の測定方法

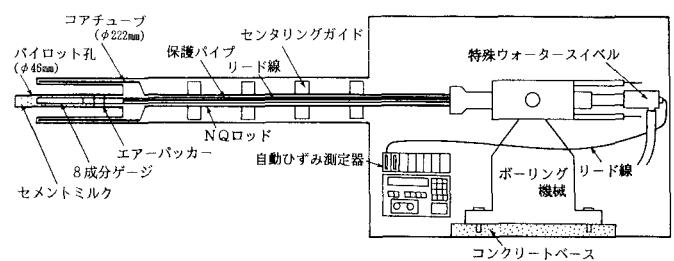


図 2.3.6 応力解放法による初期地圧測定方法の例

方法がある。長期間の計測には水圧を測る方法が多く用いられているようである。この方法では、孔内に圧力センサを設置し地上にデータ収録装置をおいて継続的に測れるようにしたシステムが用いられることが多い。長期観測では、地上装置を観測小屋に設置したり防水性のあるケースに収納して水位観測孔の近くに設けた小さなピット内などに設置する必要がある。設置の手間が不要な

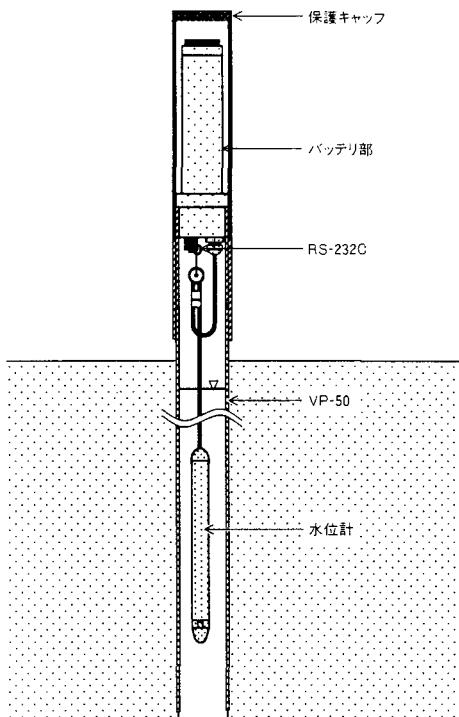


図 2.3.7 孔内水位測定方法の例

ものとして大容量のメモリを内蔵し、一定時間間隔でデータを自動収録する水位計もみられる。これは、データを伝送するケーブルなどが不要であり、投げ込み型などと呼ばれるが、気圧の補正が出来ないことと、データを回収するには装置を引き上げなければならないなどの欠点もある。最近では、図 2.3.7 に示すようにこれらの欠点をなくすために、データの収録は水位計内で行うが、孔口でデータの回収と電池交換ができるようにした装置もある。

8) 透水試験

透水試験法については、短い中でとてもその全てを述べることは困難であるので、ここでは表 2.1.1 に記したごく概要を述べるにとどめた。詳細は他の専門書を参照されたい。図 2.3.8 は透水試験を行うときのシステム構成の一例を示したものである。ダム調査などで利用されるルジオン試験時の構成も併せて示した。低い水圧しか加えられないような弱い地盤や透水性の小さな地盤では微小な水位変化や流量変化を捉える必要があり、装置にも高い精度が要求される。平衡水位に達するまでの時間も長いため、短時間で精度良く測るには工夫が必要である。図 2.3.9 はガス圧力で水位を調節して実施した回復法透水試験の測定結果例である。透水係数は水位回復に伴う圧力の上昇曲線 (⑤, ⑥) から求める。試験を自動化する試みもある¹¹⁾。

- ① ルジオン試験時の装置の構成
- ② 透水試験、湧水圧試験時の装置の構成
(ガス圧力水位調節法の場合)

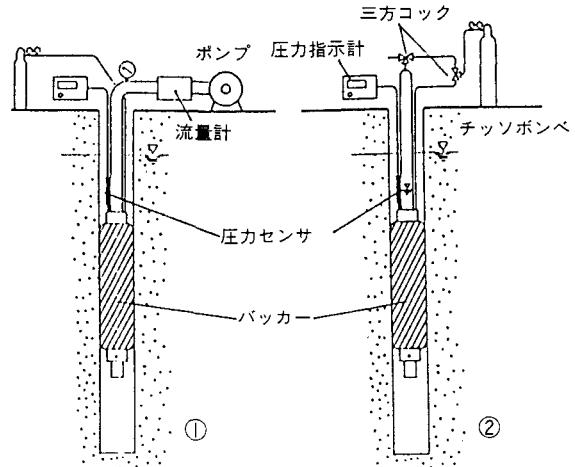
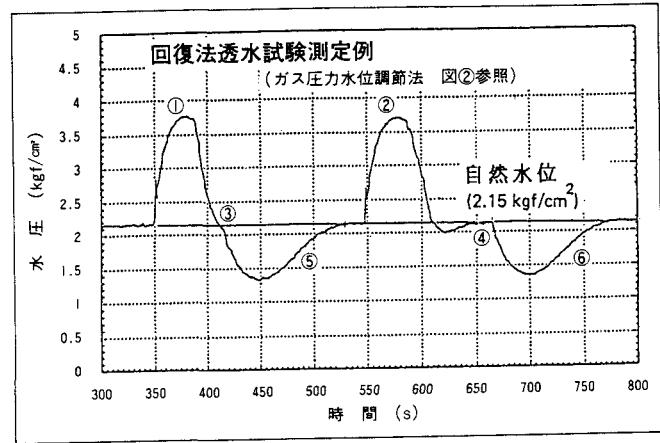


図 2.3.8 透水試験等のシステム構成例



- ①, ② バッカーパンクによる水圧の上昇
- ③, ④ ロッド内圧力の開放
- ⑤, ⑥ 水位の回復による水圧の上昇、透水係数は⑤, ⑥の曲線から求まる。

図 2.3.9 透水試験データ例

また最近では、ボーリング孔内のパッカーで遮水した区間で水圧をパルス状あるいは正弦波状に変化させて、他のボーリング孔内での圧力変化を検出する測定方法もある¹²⁾¹³⁾。圧力の減衰状況や位相のズレなどから透水性を把握する。

9) 水質測定

水質の測定は、採水して水質分析する方法とセンサを用いて現位置で測る方法がある。現在のところ、現位置で測定できる項目は限定されている。水質分析のための採水は、空気の混入、温度変化の影響などを考慮して注

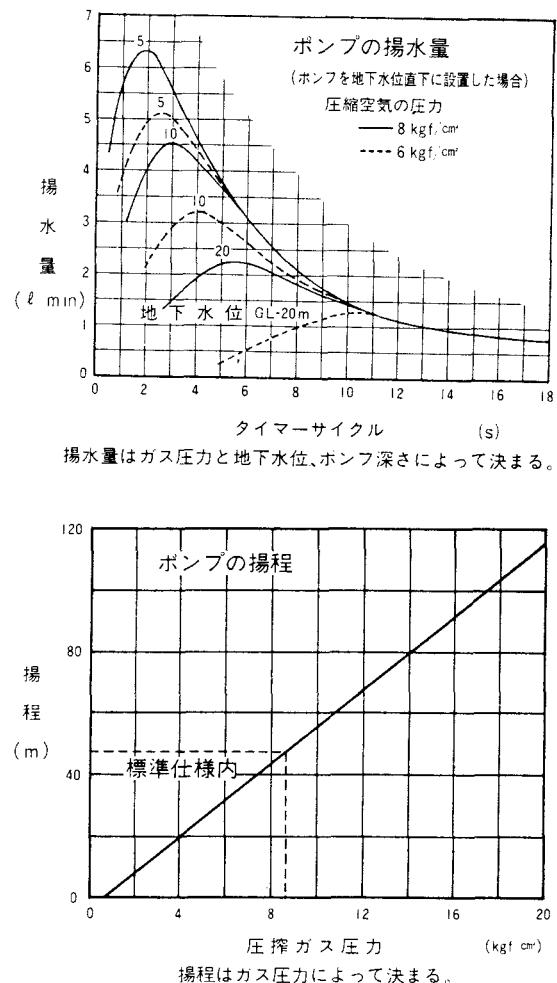
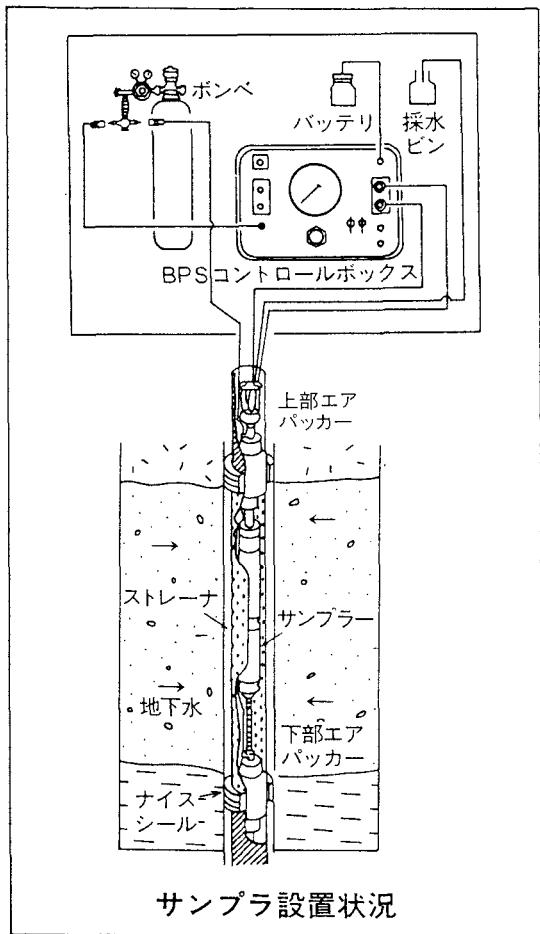


図 2.3.10 孔内水の採水装置の例

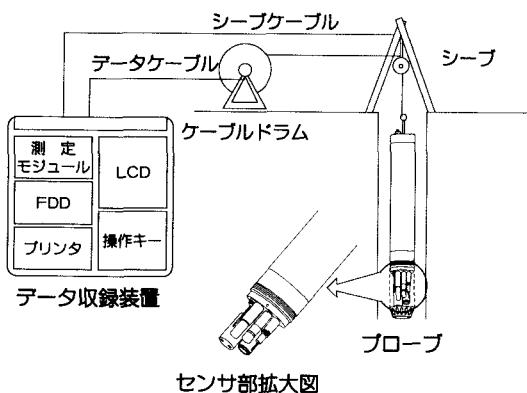


図 2.3.11 孔内水質測定装置の例

意深く行う必要がある。図 2.3.10 に採水装置の一例を示す。また、図 2.3.11 に孔内水質測定装置の一例を示す。この装置は孔内に降ろすプローブ内に複数のセンサが搭載されており、一度に多項目の測定が行える。電気伝導度、pH、溶存酸素、酸化還元電位、温度および圧力が測定できる。プローブの移動はできるだけ水を擾乱

しないよう注意して行わなければならない。

10) 長期自動観測システム

地質計測は地盤の変状や変化を連続的に捉えて総合的な解釈を行うことを目的としていると言うことが出来る。そのためには、技術者が現場をよく観察し、状況を把握することが必要である。それだけに信頼性の高い計測が、余分な労力を費やすことなく行われることが重要である。最近では計測技術が進歩して、測定そのものは装置が所定の時間ごとに自動的に行うシステムも珍しくなくなっている¹⁴⁾。図 2.3.12 は地すべりの計測を対象にした自動観測システムの例である。電話回線を用いてオフィスでリアルタイムにデータを見ることが出来、質の高い管理が行える。情報ネットワークが発展しつつある今日では、今後このようなシステムがますます重要になると考えられるが、現場計測ではシステムのメンテナンスが重要である。例えば、どのように対策しても落雷による被害を完全になくすことは不可能であるし気象条件以外にも現場には予期できない事態が発生することも少なくなる。

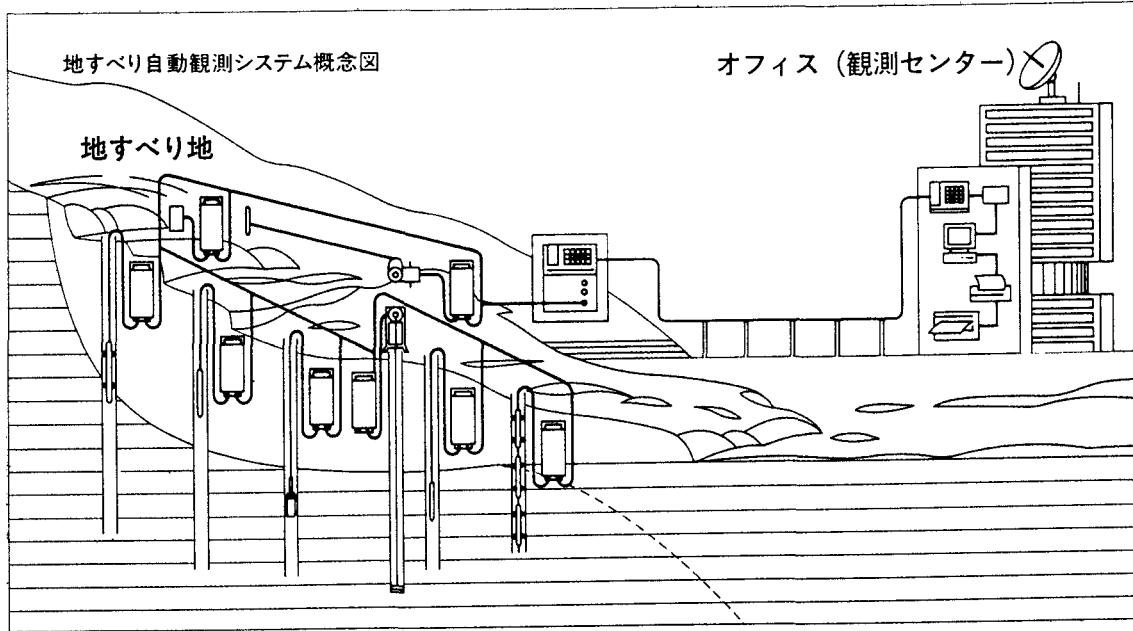


図 2.3.12 地すべり長期自動観測システムの概念図

い。したがって、データの異常などには常に注意を払うことはもちろんとして、定期的に現場状況を観察することも必要であろう。

2.3.2 物理探査および検層

地質計測では地盤の内部を把握する手法として物理探査や検層を利用することがあるが、これらの手法の詳細については多くの専門書があるのでそれらを参照されたい。ここでは、それぞれの方法については表 2.1.1 に記述した説明にとどめ、比較的多く利用されている方法についてのみ簡単に補足する。

1) 弹性波探査

弹性波探査には屈折波を利用して地盤の弾性波速度構造を求める屈折法と地下の境界面から反射してくる波を捉えて地下構造を求める反射法の他、表面波を利用する方法や弹性波トモグラフィのようにボーリング孔を用いて測定する方法がある¹⁵⁾。応用地質計測では屈折法が利用されることが多い。

弹性波探査屈折法における測定方法の概念図を図 2.3.13 に、解析方法の概念図を図 2.3.14 に示す。地盤は一般に地下深部になるに従って弹性波速度が速くなる傾向を示す。屈折法は原則的には地盤がほぼ成層構造であることを仮定している。測定はある地点で起震した弹性波を地表面のライン上に設置したジオフォンで検出して行う。各受振点で最も早く到達する波（初動）に注目すると、起振点近くでは初動は地表付近を直接伝播して

くる波であるが、起振点から離れると下部の速度の速い層を伝播し、屈折してきた波の方が早く到達する。この性質を利用して距離と初動の伝播時間の関係をプロットした走時曲線を解析して構造を推定する。単純な水平構造に近い場合は、走時曲線の折れ曲がりの位置と傾きから速度構造が推定できる。地表に起伏がある場合は走時曲線も複雑な形状を示すが、両端からの往復走時を利用して地形の凹凸などの影響を除去して解析することができる萩原の方法と呼ばれる方法が多く利用されている。良い解析を行うにはデータの品質が重要であるが、簡易な解析プログラムを内蔵したデータ収録装置もあり¹⁶⁾、現場でのデータ評価に有効と思われる。

最近ではトモグラフィと同様な解析手法を用いる方法も利用されつつあり、解析精度や適用性の向上が期待できる¹⁷⁾。

反射法は主に石油探査などの深部の探査に利用されているが、最近では浅部を対象とした浅層反射法も良く利用されている。浅層反射法の概念図を図 2.3.15 に示す。バイブレータを用いて連続波で地盤を起振する方法もある。

2) 電気探査

電気探査は、広義には種々の手法も含むが、一般に電気探査と言う場合には比抵抗法をさすことが多い。比抵抗法は地盤に設置した 2 本の電極間に電流を流し、別の 2 本の電極間の電位差を測定して地盤の比抵抗分布を求める方法である。4 本の電極の配置の仕方には様々な方

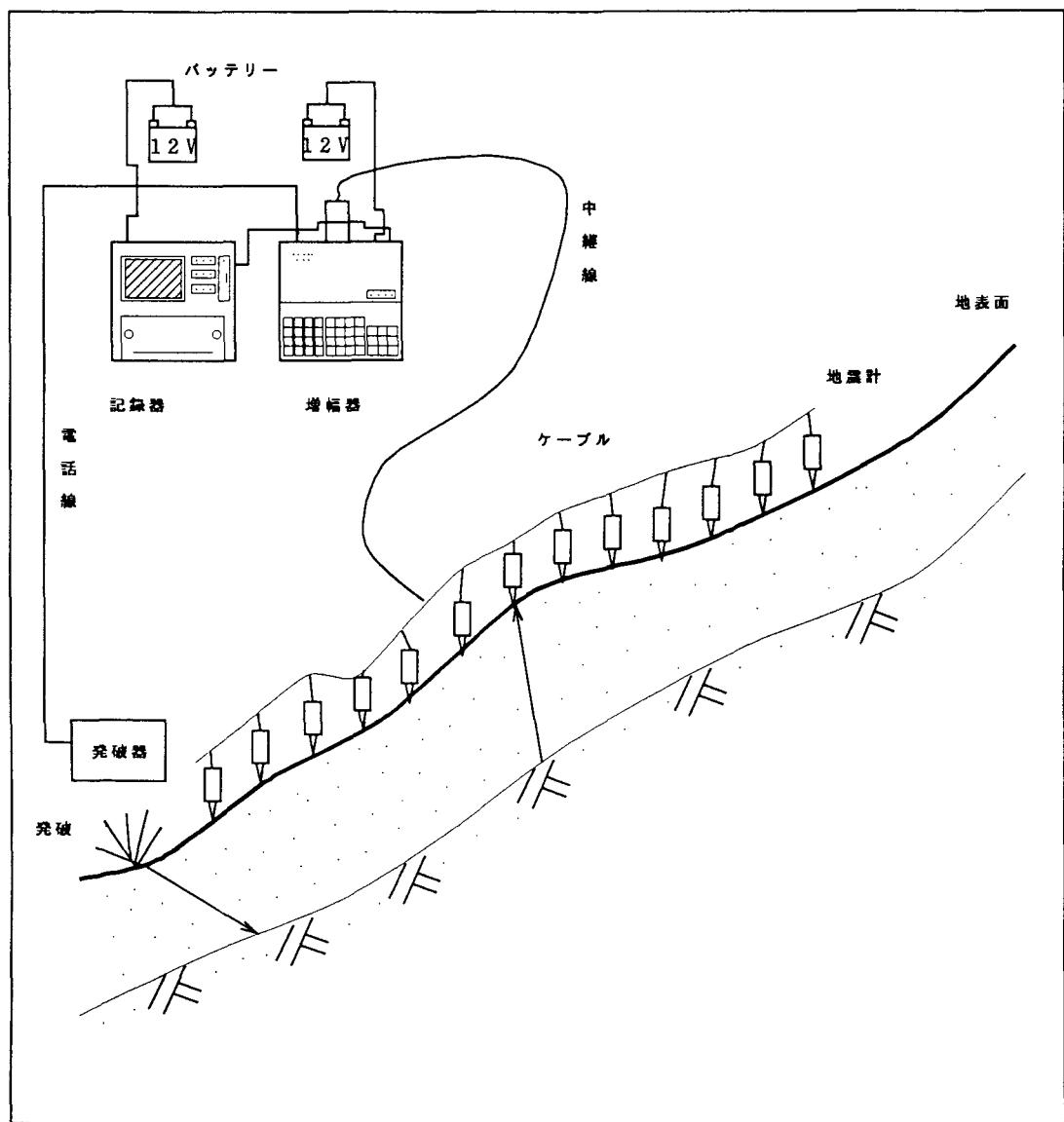


図 2.3.13 弾性波探査屈折法の概念図

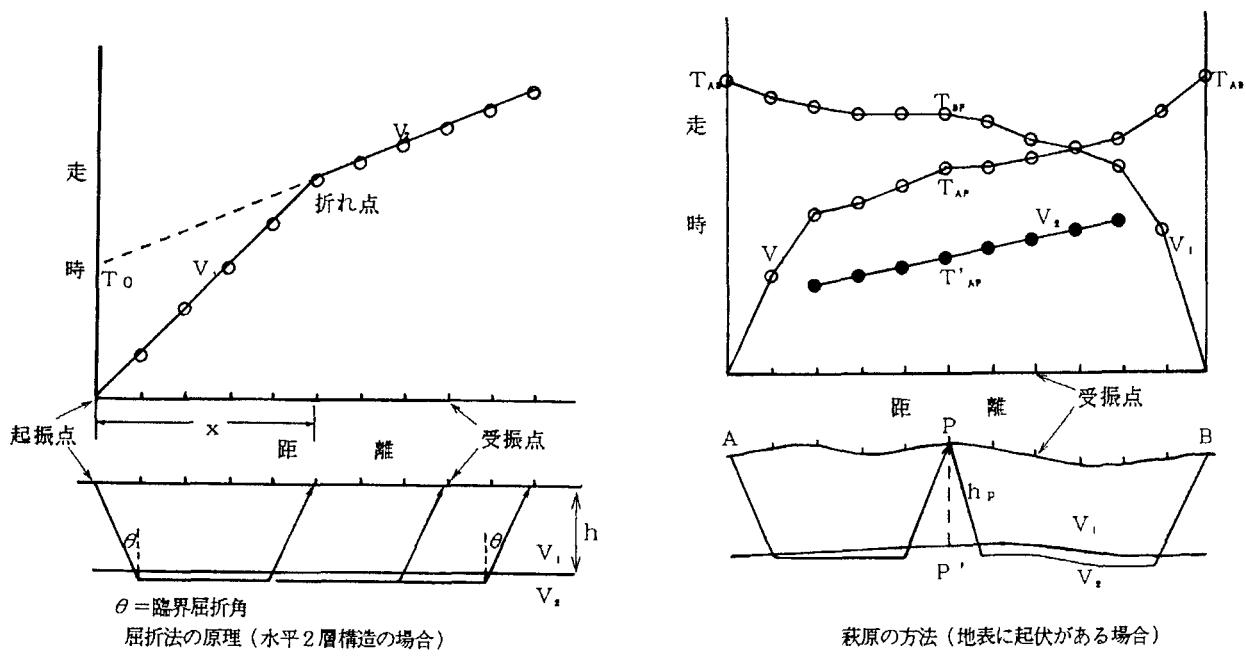


図 2.3.14 屈折法の解析方法の概念図

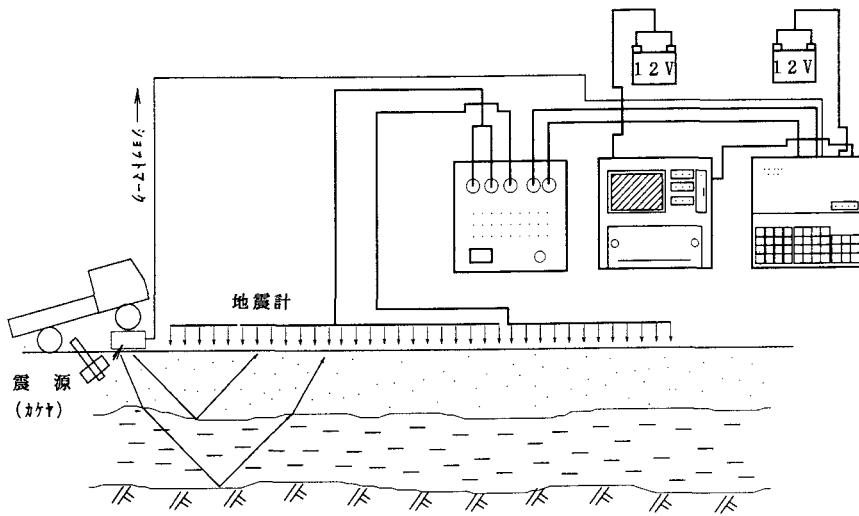


図 2.3.15 浅層反射法の概念図

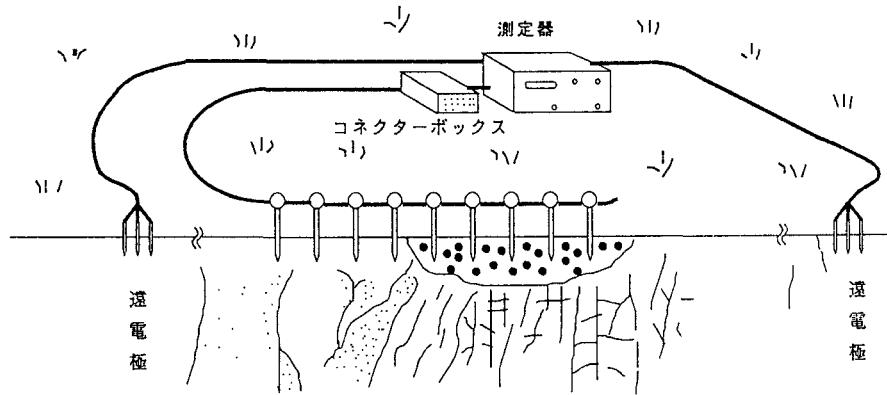


図 2.3.16 比抵抗法による 2 次元探査方法の例（比抵抗映像法）

法がある。例えば、ライン上に等間隔に並べ、外側の 2 本間に電流を流し、内側の 2 本間の電位差を測る方法はウエンナー法と呼ばれる。電極間隔が広いほど深部の比抵抗の影響を受けるので、電極間隔を変えることにより深度による比抵抗の違いが把握できることになる。中心の位置を変えずに電極間隔を広げていけば水平成層構造を仮定したときの比抵抗分布を推定できる。この方法は垂直探査 (VES) と呼ばれる。電極間隔を一定にして位置を移動すれば、一定深度の比抵抗の水平分布が求められるので水平探査という。位置と間隔の両方を変えてデータを得れば 2 次元的な比抵抗分布が推定できるので、このような方法を 2 次元探査といいう。図 2.3.16 に比抵抗法 2 次元探査の測定方法の模式図を、図 2.3.1 にその解析結果例を示す。最近では、比抵抗トモグラフィや 3 次元探査も行われている。2 次元探査やこれらの探査では多数の電極を用いて複雑な組合せで観測する必要があり、データの品質が重要である。このような探査に

適用できる自動計測機能や簡易解析機能を有した探査装置も利用されている¹⁸⁾。

3) 地下レーダ

地下レーダは図 2.3.17 に示すように地表にアンテナを置き、地中に電磁波を送り込んで、地層境界や空洞あるいは地下埋設物などから反射してきた波を検出して地下構造を推定する方法である¹⁹⁾。現場で簡便に反射記録が得られる反面、電磁波は地中での減衰が激しいため、地盤にもよるが、通常は探査できる深度は 2 ~ 3 m で、良くても 5 m 程度である。透過できる距離は地盤の比抵抗や使用する電磁波の周波数などによって異なる。一般に周波数が低いほど透過距離は長くなるが、分解能は周波数が高いほど良い。通常は中心周波数が数十 MHz から数 GHz 程度のパルス波が用いられる。連続波を用いる方法もある。地下構造を推定するための測定は、一般に送信アンテナと受信アンテナとを一定間隔を保って同時に移動していくプロファイル測定と呼ばれる方法で

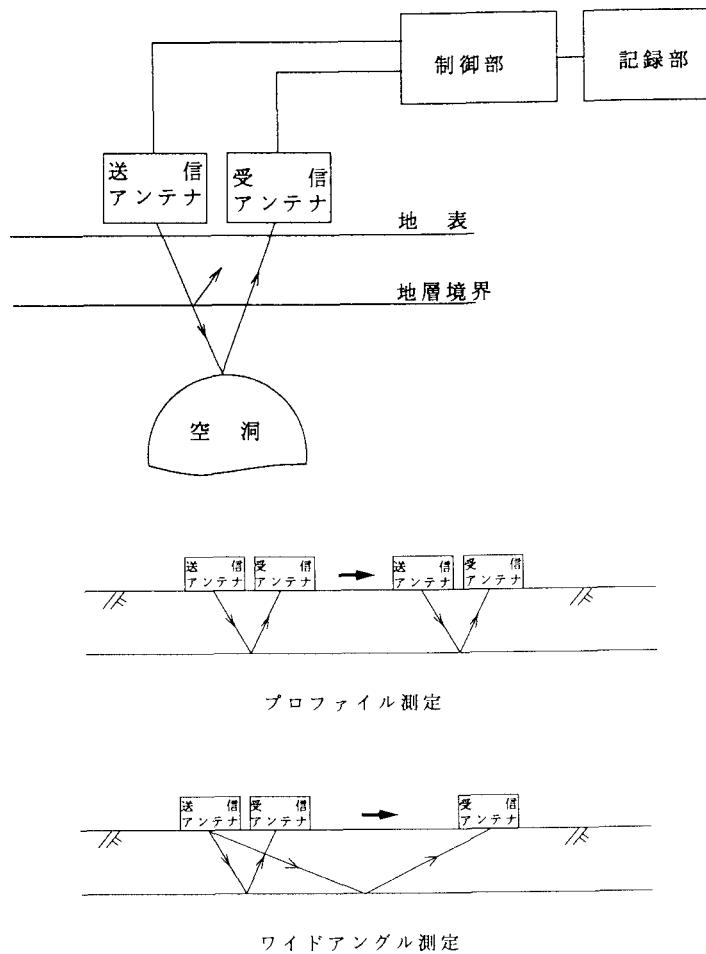


図 2.3.17 地下レーダ探査方法の概念図

実施される。地盤中の電磁波の速度を求めるために送信アンテナと受信アンテナの間隔を変えていくワイドアングル測定も行われることがある¹⁹⁾。地下レーダ探査記録例を図 2.3.2 に示す。

4) 検層

検層はボーリング孔中にゾンデあるいはプローブとよばれる装置を挿入し、孔中を上昇（場合によっては下降）させながら測定し、種々の物性値の深度分布を求める方法である。測定する項目も様々である。表 2.3.1 に主な検層項目と得られる情報についてまとめた。物理探査と異なり、線上の情報しか得られないが、深部についても精度良く把握できることが特徴で、物理探査データを解析する上でも有効な情報となる。代表的な検層の例として図 2.3.18 に電気検層、図 2.3.19～21 に PS 検層についての概念図を示した。また、孔内可視化手法について図 2.3.22 に代表的なものを示した。

電気検層は簡単に実施でき、有効な情報が得られるので多く実施されている。電気検層にもいくつかの手法があるが、応用地質計測ではノルマル検層と呼ばれる方法が最も多く利用されている。この方法は、図 2.3.18 に

示すように、孔内に数個の電極がついたゾンデを降ろして測定するものである。一番下の電極と無限遠とみなせる地表に設置した電極間に電流を流し、地表に設置した別の電極を基準点として孔内の他の電極の電位を測定するいわゆる 2 極法と呼ばれる方法を用いる。孔内の電流電極と電位電極の間隔が異なる 2～3 通りについてのデータを得る。

PS 検層は地盤の P 波速度と S 波速度の分布を精度良く求める方法である。板たたき法と呼ばれる地表で起振して孔内で受振する方法を図 2.3.19 に示す。この方法は古くから用いられているが、地下深部のデータを得るには地上の起振装置に大がかりなものが必要になる。振源の位置を孔口から離して広範囲のデータを得るオフセット VSP も行われる。最近では図 2.3.20 に示すように振源と受振器の両方を孔内に降ろし、区間速度を求められるようにしたサスペンション PS 検層と呼ばれる方法も多く用いられている^{20),21)}。この方法は、振源と受振器の間隔が深度に関わらず一定なので、原理的に深部でもデータの質が変わらないという利点を有している。また、地表に振源を設置する必要がないことから、都市

表 2.3.1 検層項目と得られる情報

検層項目	放射能					電気					超音波			孔内状況		孔内水		ケーシング							
	A 自然放射能	B スペンクマートル	C 葉層密度	D 小区間密度	E 長区間密度	F 中性子	G 抵抗	H 抵抗	I 抵抗	J 抵抗	K 抵抗	L 抵抗	M 自然電位	N 音波テレビュア	O ソコニッセンセート	P ソフルックエーブ	Q デイアッシュ・メータ	R 孔曲り	S キヤリバ	T 温度・示差温度	U 孔内水伝導度	V 孔内流速	W ボアホールカメラ	X カラーロケータ	Y セメントボンド
A 全ボーリング孔																									
B 裸孔																									
C ケーシング孔内可																									
D 要孔内水																									
得られる情報																									
孔内水の水質																						D			
孔径率・孔曲り																		A	A						
孔曲り・方位																		B	B						
密度							B D																		
ケーシング状態の確認																		C			C	C	C D		
ケーシングリーク																		C D	C D	C D					
セメントボンド																						C D			
セメントロケーション		C	C															C D					C D		
石炭層厚	A	A	A				B D						B D												
石炭灰	A	A			B D																				
石炭水谷							B D																		
コリレーション	A	A		A	A	A	B D	B D	B						B D	B D	B D								
孔径										B D							B		A						
弾性係数															B D	B D									
孔内流速																				D		D			
走向傾斜										B D								B D							
帯水層							B D	B D	B D	B D			B D												
地層比抵抗							B D	B D	B D	B D			B D												
亀裂・破碎帶		A					A D						B D					B D							
岩相	A	A					B D	A D	B D	B D	B D		B D		B D		B D	B D	B D						
鉱物の識別	A	A					B D	A D	B D	B D	B D		B D		B D		B D	B D	B D						
透水帶										B D			B D		B D						D	D	D B		
ポアソン比							B D										B D								
空隙率							B D	A D							B D	B D									
貢岩の比率	A	A						A D							B D										
放射性成分	A	A																			D	D			
地層水位									B D					B D								D	D		

部などでも多く利用されているようである。図 2.3.21 はデータ整理の方法の一例を示したものである。S 波は P 波よりも後から到達するため、S 波であることを確認することが望ましい。その一方法として、地表の板や孔内の震源の打撃する方向を逆にして起振した時に位相が反転すること確認する手法が用いられている。図中の波線で示した波形が実線で示した波形と逆方向に起振したものである。一部にはどの様な起振方法に対しても逆向きに起振して位相が反転すれば S 波であるという誤解もあるようなので注意を要する。

孔内を可視化する技術は、地質状況の確認、亀裂の走行傾斜および分布状況の把握、各種の孔内試験地点の選定、ケーシングのメンテナンスなど様々な目的に対して利用できる。最も良く知られている方法は、ボアホール

テレビあるいはボアホールカメラと呼ばれる孔内に CCD カメラを挿入して孔壁を観察する技術である。この方法は、人間が目視するのと同様の画像が得られ、色相が区別できることと分解能が高いことが特徴である。しかし、多量のデータを伝送するため、検層速度は現状では 1 分間に 1 m 程度に制限されるようである。また、孔内水が透明であることが要求される。超音波映像を得る装置はボアホールテレビュアと呼ばれ、古くから利用されている。数 100 kHz～数 GHz 程度の超音波を孔壁に照射して反射してきた超音波の強度と往復に要する時間を画像にする。反射波の強さは孔壁の音響インピーダンスに比例するので、孔壁の音響特性の違いを反映した画像が得られる。孔壁の電気的特性を画像化する方法は何種類があるが、どの方法も孔壁に微小な電極を接触さ

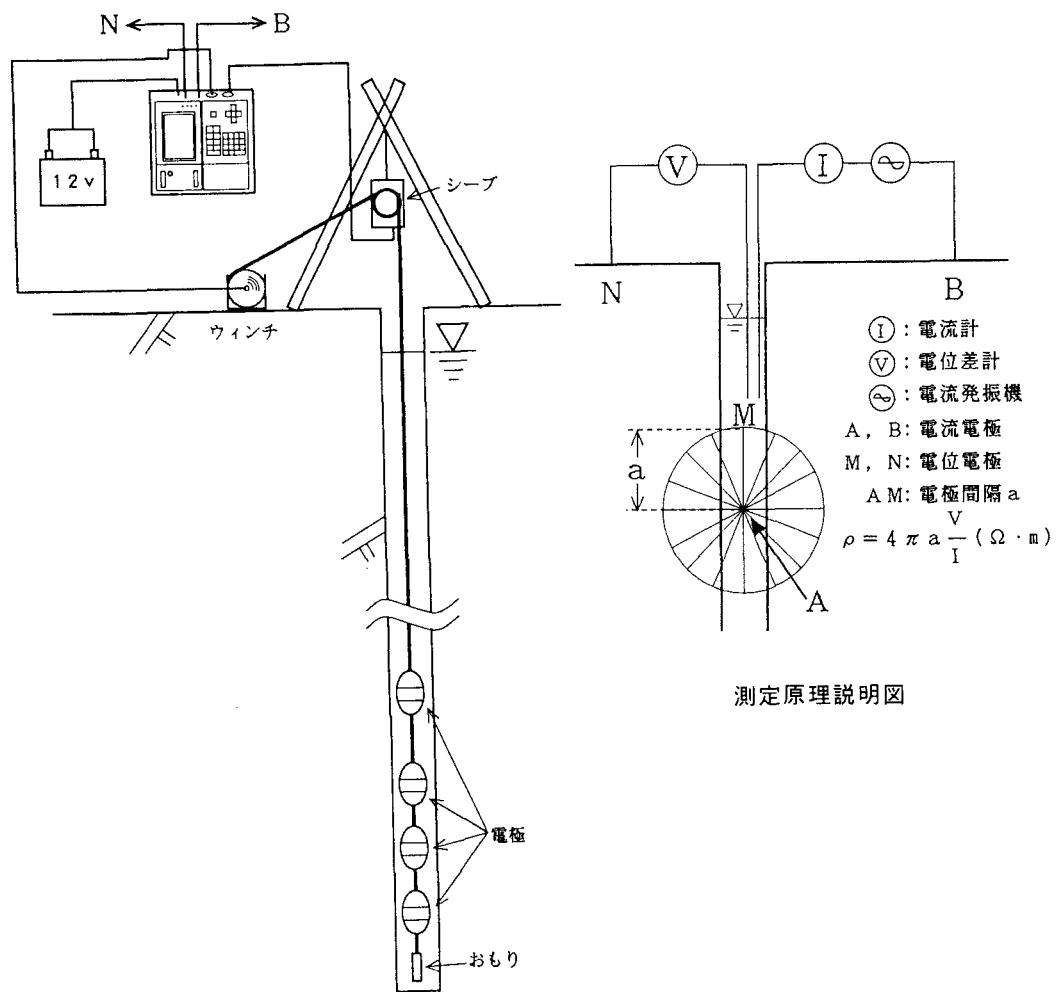


図 2.3.18 電気検層の概念図

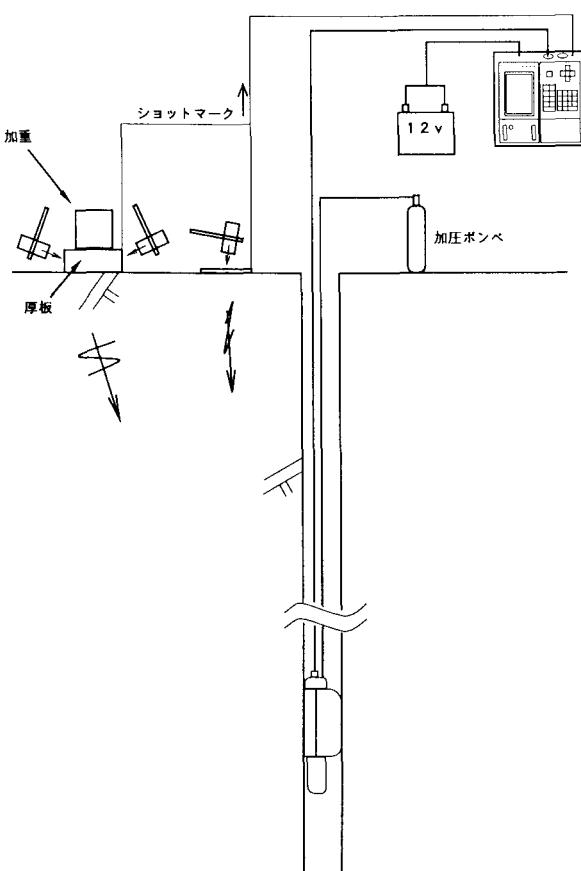


図 2.3.19 PS 検層の概念図

せて電流を流し、その電流の大きさや地盤の比抵抗を測定してその大きさを画像化する。この方法の特徴は検層速度を比較的早くできることと泥水など孔内水が不透明でも利用できることである。なお、これらは孔壁の状態を画像として捉える方法であり、地下構造を2次元断面や3次元的に画像化するには、トモグラフィや2次元

探査、3次元探査などの方法が用いられる。トモグラフィについては別の章で述べられているが、弾性波トモグラフィ、比抵抗トモグラフィ、電磁波トモグラフィなどが利用されている。最近ではEMトモグラフィなども試みられている。

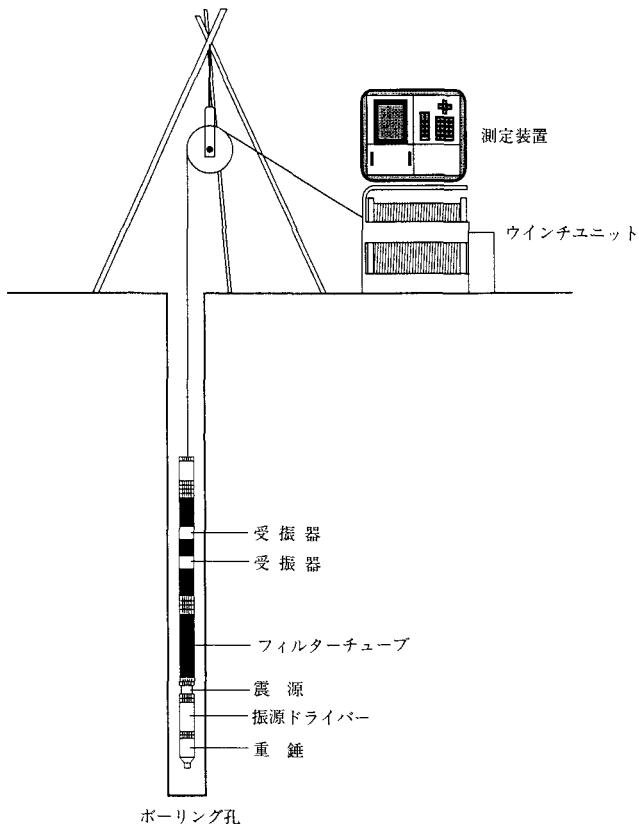
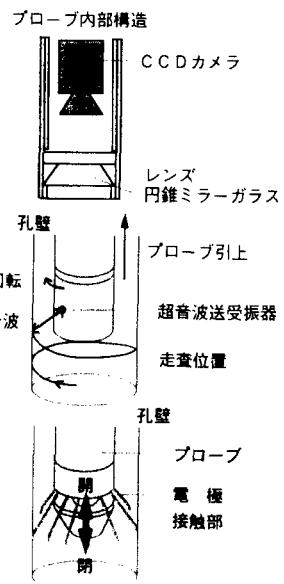


図 2.3.20 サスペンション PS 検層の概念図

参考文献

- 1) 土木学会 編 (1983) :
原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針
—解説と設計への適用—

・光学的映像



・超音波映像

・比抵抗分布

図 2.3.22 孔内可視手法の例

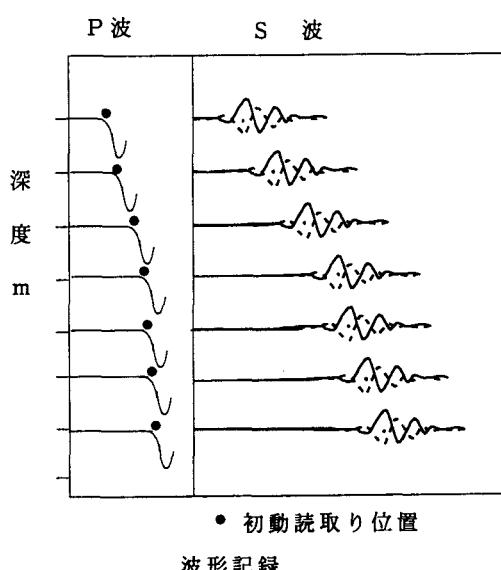


図 2.3.21 PS 検層のデータ整理方法

- 2) 土木学会 編 (1987) :
トンネルにおける調査・計測の評価と利用
- 3) 土木学会 編 (1991) :
軟岩の調査・試験の指針 (案)
—1991年版—
- 4) 土質工学会 編 (1990) :
土の調査実習書 一第一回改訂版一
- 5) 社団法人 全国地質調査業協会連合会 編 (1993) :
新版 ポーリングポケットブック, オーム社
- 6) 日本トンネル技術協会 編 (1979) :
NATM の計測指針に関する調査研究書
- 7) 多田 邦雄 編 (1991) : センサー技術, 丸善(株)
- 8) 岡部 幸彦, 近藤 達敏 (1986) :
トンネル掘削時におけるインクリノメータによる地山変位挙動
計測と切羽近傍の地山物性値の推定, 応用地質年報, No.8,
pp 25-42
- 9) 進士 正人, 岡部 幸彦 (1998) :
変位計測結果に基づく地山物性値の推定, 応用地質年報,
No.10, pp 19-30
- 10) 横山 幸也 他 (1991) : 埋没法による初期地圧測定の信頼性
向上のための検討, 応用地質年報, No.13, pp 43-72
- 11) 馬場 千児, 西村 輝 (1992) : 多孔式揚水試験装置の自動化
について, 応用地質年報, No.14, pp 31-42
- 12) 伊藤 一誠 他 (1990) :
割れ目のある岩盤の透水性 (新バルス試験法)の開発とその適
用性について, 応用地質年報, No.12,
pp 1-12
- 13) K. Kojima, H. Tosaka, Y. Otsuka, K. Itoh, T. Kondoh (1990) :
Hydraulic Characterization of Jointed Rock Masses Using
the "Pulsation Test", Proceedings, Rock Joints, ISRM
- 14) 松原 幹夫, 五江渕 通 (1990) :
地すべり自動観測システムのためのデータ収録装置 McDSC,
応用地質年報, No.12, pp 39-54
- 15) 大矢 曜 (1995) :
ボアホールジオフィジックス関連機器の開発状況, 物理探査,
Vol.48, No. 1, pp 38-46
- 16) T. Ohhashi, K. Tago, K. Nakade (1989) :
An Automatic Data Acquisition and Analysis Techniques for
Seismic Refraction Method, 59 th SEG Annual International
Meeting
- 17) 林宏一, 斎藤秀樹 (1995) : 屈折法地震探査におけるパス計算
による解析断面の自動修正, 物理探査学会第93回学術講演会
論文集
- 18) K. Sano, K. Tago, K. Nakade, T. Ohhashi (1990) :
Parallel Processing on the 2-Dimensional Resistivity Analy-
sis, 60 th SEG International Annual Meeting.
- 19) 原 徹夫, 坂山利彦 (1983) : 地盤調査に対する地下レーダの
適用性について, 応用地質年報, No.5
pp 77-91
- 20) 小倉公雄 (1979) : サスペンション型 S 波検層システムの開発,
応用地質年報, No.1, pp 143-159
- 21) K. Ogura (1988) : Expansion of Applicability for Suspension
P-S Logging, 応用地質年報, No.10, pp 69-99

第3章 新しい技術を用いた計測

3.1 概要

本章では、応用地質計測分野の新しい技術手法の原理とその応用事例について紹介する。

新しい技術手法として取り上げる条件は次の通りである。

- ① 比較的新しい技術手法で、現在もなお技術進展の顕著なもの。
- ② 主として対象の変化を全体的にとらえるための計測手法のうち、比較的新しいもの。
- ③ 主として対象の変化を精密で定量的にとらえるための計測手法のうち、比較的新しいもの。

以上のような観点から、リモートセンシング、ジオトモグラフィ、AE、GPSを取り上げた。

3.2 リモートセンシング

3.2.1 概説

リモートセンシング (Remote Sensing) は、物体から反射・放射してくる電磁波の強さを離れたところから間接的に収集し、その特性に基づき、識別・分類・判読・分析などを行う技術をさす (図 3.2.1 参照)。したがって、直接収集できる情報は対象物から反射・放射された電磁波であり、主として、可視光線 (0.4~0.7 μm) からマイクロ波 (1 mm~1 m) までの領域が利

用されている。電磁波を収集する装置がセンサ、センサを搭載する場を総称してプラットフォームと呼び、人工衛星や航空機などがその代表的なものである。また、識別・分類にはデジタル画像解析による自動判別などの画像処理手法が用いられ、判読・分析には専門家による解釈や評価によってなされる。

応用地質計測分野では、リモートセンシングを利用する上では他分野に比べて特殊な分野であり、そこでリモートセンシングを効果的に利用するには次のような課題が考えられる。

- ① 現在のリモートセンシング技術は著しく進歩したとはいえ、あくまでも地表面の電磁波の反射や放射特性を拠り所として判別解析している。応用地質計測分野で求められる情報には、このような反射や放射特性だけでは解決できない面も多い。
- ② 応用地質計測分野での解析では、新しいリモートセンシングを適用せずとも、従来からの航空写真判読で精度・コストともに満足されていた面がある。
- ③ リモートセンシングでは、本来マクロな情報をとらえることを目的とする技術手法であるのに対し、極めてミクロな現場レベルでしか収集できない情報を求めている場合も多い。

このように、応用地質計測分野で対象とするリモートセンシングの範囲は他分野で利用される「反射・放射特性に基づくリモートセンシング」に「写真測量」や「画像計測」なども包含する広義なものとしてとらえることが必要とされる。

そこで、ここでは、写真や画像を媒介とする遠隔探査手法を広義な面からリモートセンシングと解釈し、その応用地質計測分野での利用の現状を検討した。

3.2.2 計測方法

応用地質計測分野にリモートセンシングを適用していく場合、(1)反射・放射特性によるスペクトル解析に基づく方法と、(2)写真測量・画像計測に基づく方法とが考えられる。

(1)反射・放射特性によるスペクトル解析に基づく方法

この方法による解析の流れを図 3.2.2 に示す。

(a) データの取得

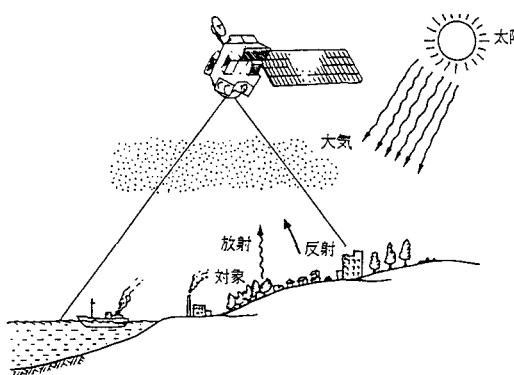


図 3.2.1 リモートセンシングによるデータ収集¹⁾

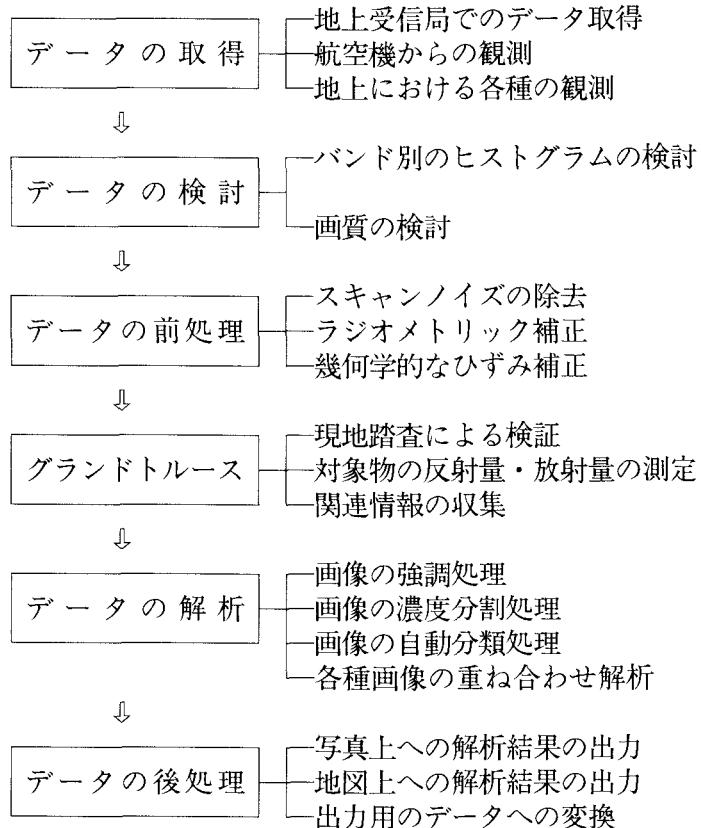


図 3.2.2 反射・放射特性によるスペクトル解析に基づく方法の流れ

データの取得は、プラットフォーム上のセンサを通じて、対象物から反射・放射される電磁波を収集することで、プラットフォームには、人工衛星、航空機、地上の各レベルがある。人工衛星の場合には、衛星からの観測データを地上受信局のアンテナでとらえ、データ処理を経て高密度磁気テープなどに記録される。

(b) データの検討

データの検討では、取得されたデータ画質や記録濃度などについて分析する。

(c) データの前処理

データの前処理には、センサから得られた画像データのコントラストの不良および太陽高度や視野角などのために画像が一定でないために、これを補正するラジオメトリックな処理やセンサによる画像の幾何学的なひずみを除去する幾何補正などを行う。

(d) グランドトルース

グランドトルースは現地踏査であり、データ解析の前に実施される場合と、解析後に解析結果の検証を目的として実施される場合がある。

(e) データの解析

データの解析は、リモートセンシングの流れのなかで、最も重要な段階であり、画像分類などがそれにあたる。

分類では、分類する対象が画像中で明らかな領域から教師（トレーニング・データ）を抽出し、母集団の特徴を推定する教師付き分類（すなわち、トレーニング・データを用いて行う分類）と、無作為にサンプリングされた画像データを比較的均質なグループに機械的に分類する教師なし分類（トレーニング・データを用いないで行う分類）がある。教師付き分類には、各クラスに対する画像データの尤度（尤度とは、観測値Xが得られたとき、観測値がXをもつ「もっともらしさ」を与える尺度のこと）を求め、尤度の最大なクラスにその画素を分類する最尤法が最もよく用いられる。また、多次元の特徴空間を各軸上に設定された値によって分割することで分類するマルチレベルスライスも簡易で迅速な手法として用いられる。教師なし分類には、特徴の類似したデータを用いたもの同士としてグループ化するクラスタリングが用いられる。

解析では、画素（画像のうちの一つ一つのデータに対応する微小部分をいい、ピクセルと呼ばれる）を単位として、ある一定の画素サイズの複数の画像を、目的に応じて重ね合わせて解析するオーバーレイ法が用いられ、リモートセンシング・データと関連する地理情報を併用することで分級や評価ができる。

(f) データの後処理

データの後処理は、データ解析結果を写真や地図上に出力していくためのものであり、そのためのデータ変換や画像の出力処理などが該当する。

(2) 写真測量・画像計測に基づく方法

(a) 写真測量に基づく方法

写真測量に基づく方法は、空中あるいは地上から撮影された写真のステレオ部分（左右一対の写真の重複部分）を利用して図化機（通常 60 % の重複度を持つように撮影された航空写真等を用い、後方から光を送って光学的に地形を再現し、その光模像を対象に連続的に地図を描く装置）と呼ばれている地図作成用の機械を通して測定がなされる。したがって、専門のオペレーターによる手動あるいは半自動の計測手法となる。

計測にあたって、ステレオ写真上で対応する点の座標を求め、写真の座標軸、縮尺、焦点距離を決定し（内部標定要素）、相互標定要素、外部標定要素を求め、数値で地形モデルを作成する。

1) 内部標定

内部標定では、写真の指標座標を測定し、写真座標軸の方向と縮尺を決め、カメラの焦点距離を数値で設定する。

2) 相互標定

相互標定は、標定点の写真座標をステレオ観測で測定し、撮影時のカメラの三軸の要素（例えば、航空写真の場合には、横ゆれ（ローリング）、前後ゆれ（ピッキング）、回転（ヨーイング））等を最小二乗法で求める。

3) 絶対標定

相互標定で得たモデル座標と基準点の地上座標を用い

て三次元座標に変換する。モデルをつくる写真上の諸点の写真座標を測定し、地上の座標をコンピュータで求め、プロッターを介して各種の縮尺に対応する地図を出力すると同時に、面積や体積の計算も即座に可能である。また、カメラレンズの種類や撮影方法などにかかわらず、既知点の写真座標が得られれば、それを用いて測定と図化が可能である。測定成果の精度は、写真座標の測定精度に左右されるのみである。

(b) 画像計測に基づく方法

デジタル画像を用いてコンピュータによる自動処理により、計測がなされるものであり、主として可視光線領域を記録した画像に基づくステレオ・マッチングや合成開口レーダ画像の干渉縞に基づくインタフェロメトリーなどが代表的な手法として挙げられる。

1) ステレオ・マッチング手法

ステレオ・マッチング手法は、マッチング（複数シーンの画像を対象として、互いのどの部分が対応しているのかを求める処理）のうち、一対のステレオ画像を対象として重なり合う部分の対応関係を明らかにするための処理である。片方の画像上の各画素と、もう一方の画像上の対応画素との位置的なズレ（視差差）を求ることにより、数値地形モデルなどの三次元形状モデルを作成することを目的とする。

ステレオ・マッチングに用いられる主な手法は次のとおりである。

- ① 画像間の相互相關の最大値を求める方法
 - ② 特徴的な形状パターンに注目する方法
 - ③ 小領域の濃淡の統計量の一致度に注目する方法
- 2) インタフェロメトリー手法

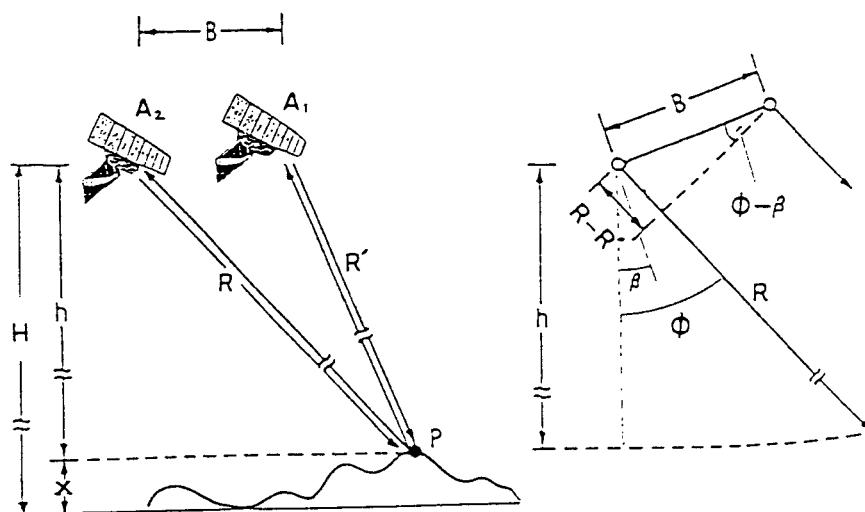


図 3.2.3 インタフェロメトリーの原理（右図は位相測定の詳細）²⁾

インタフェロメトリーは、航空機や人工衛星の進行方向と直角に配置された2つのアンテナ、または2つの衛星軌道上から同一地域について取得されたSARデータの位相差を利用して干渉させ、地形の標高を求める方法である。ステレオのSAR画像では、対応点の検出が光学センサよりも困難なのに対して、SARインタフェロメトリーでは、画像全体の等高線を一気に変換することが可能となり、精度・実用上ともに極めて高いと言われている。

図3.2.3において、それぞれの衛星軌道上のSARのアンテナ(A_1, A_2)から、同一地点を観測する場合、両アンテナの受信信号間には伝播経路の差 $R-R'$ による位相差を生じる。この位相差をレーダ波の特性を利用して計測することで、角度 ϕ が決まり、スラストレンジ R とアンテナ高度 H を既知とすれば、標高は $X=H-R \cdot \cos\phi$ で求めることができる。

3.2.3 プラットフォームと代表的なセンサ

プラットフォームは、人工衛星・航空機・極低空飛翔体・地上の各レベルに大別される。

(1) 人工衛星レベル

高高度の静止気象衛星(ひまわり)から高度300kmのスペースシャトルまでが含まれ、このうち高度500～1,000kmの宇宙空間から地球を観測する人工衛星を地球観測衛星といい、リモートセンシングの主要なプラットフォームである。

① LANDSATは、代表的なセンサとしてMSS

(Multispectral Scanner)とTM(Thematic Mapper)が搭載されている。MSSは、4バンド(波長帯域)構成で空間分解能約80mで、打ちあげ当初から観測してきた。一方、TMは7バンド構成、空間分解能約30mで現在も最も利用度が高い。

② SPOTは、バンド数が1～3(パンクロモードで1バンド、マルチモードで3バンド)と少ないが、空間分解能はMSSやTMに比べて高いこと(パンクロモードで約10m、マルチモードで約20m)、実体視が可能な点に特徴がある。

③ MOS-1・JERS-1は、日本で打ち上げた衛星であり、前者が海洋観測用、後者が地球資源観測用である。

④ EERS-1は、欧洲宇宙機構で打ちあげた衛星で、JERS-1と同様に全天候型のレーダ画像が得られ、現在その利用性が注目されている。

(2) 航空機レベル

航空機レベルのプラットフォームには、高々度ジェット機、低中高度航空機、飛行船、ヘリコプターなどが挙げられる。広範な地域を均一な精度で短時間に、しかも比較的廉価で撮影していくには、低中高度航空機が最適なプラットフォームとなる。

航空機レベルのセンサでは、固定翼に搭載された航空写真測量用のカメラ、MSS、合成開口レーダ(Synthetic Aperture Radar:SAR)などのセンサで観測されたデータとヘリコプターに搭載されたセンサによるものがある。

航空写真には、パンクロ(白黒)写真、カラー写真、赤外線カラー写真などがあり、これらは、そのまま目視判読に利用されるが、入力用スキャナーを通してデジタルデータに変換し、画像処理に使うことができる。

航空機搭載型MSSは、LANDSAT/MSSの場合と同様の走査式のセンサを航空機に搭載したもので、LANDSATに比べて、低空から高精度に紫外線～可視光線～熱赤外線を数波長帯に区分して記録できる。

航空機搭載型SARは、従来から大型双発機に搭載されたものが多いが、最近、小型機搭載用のSARが試作開発され、災害時の緊急調査など、衛星レベルでは困難な詳細調査に利用されつつある。

ヘリコプター搭載型センサとしては、従来から測量用計測カメラや熱映像装置があるが、これら以外で比較的新しいものに、ガンマーライン、ビデオ、パルスレーザなどによるデータがある。

(3) 極低空飛翔体レベル

極低空飛翔体は、模型飛行機・模型ヘリコプター・模型飛行船・ハングライダー・カイトなどの極めて低空のプラットフォームであり、カメラとビデオが主要なセンサとなる。

(4) 地上レベル

地上レベルのセンサとして現在最も汎用性の高いものは、熱映像システムである。熱映像システムは、対象物の熱映像を瞬時に観測し、経時的に温度変化をとらえカラー表示できる。対象現場に応じて、手持ちでも、三脚に付けても、さらには自動車やヘリコプター上で使用することもできる。

3.2.4 代表的な計測項目

広義なりモートセンシング手法による応用地質計測分野での代表的な計測項目とセンサとの関係を表3.2.1に示す。主として写真や画像を媒介としての解析によるため、計測できる項目には偏りがみられる。また、それ

表 3.2.1 代表的な計測項目とセンサ

計測項目	センサ	計測手法あるいは原理
水温 地熱 地表面温度	熱赤外線映像装置 ・熱赤外線ビデオカメラ ・航空機マルチスキャナ ・LANDSAT/TM バンド 6	・絶対温度以上のすべての物体はその温度に対応する赤外線を放射している。 ・火山活動のモニター、湧水箇所の把握、地熱分布把握
土壤含水量	近赤外線センサ ・分光反射計 ・フィルム、ビデオ	・近赤外線が水分により吸収される特性 合成開口レーダ(SAR)
		・地表面が無植生であることが必要 ・物体ごとの誘電率の差異に基づく C バンド(4~8 GHz) のマイクロ波が有効
地下水脈・ 温泉の検知	γ 線計測計 空中電磁探査	・地中の放射性元素の分布に基づく ・地下の媒質の比抵抗値の差異を抽出
岩盤の亀裂	写真、ビデオカメラ	亀裂間隔、密度、長さ、節理の走向傾斜
岩盤等級	写真、ビデオカメラ	岩盤の亀裂や色調の計測値を画像処理により抽出し、岩盤等級と対応づける
岩相	イメージング・スペクトロメータ	可視~短波長赤外線までの波長を多段階(64~256 階調)に細分して計測し、反射・吸収特性を比較。地表面に植生がある場合は不適
断層・破碎帶の検知	空中電磁探査 γ 線	・地下水脈、温泉の場合と同様
リニアメント	合成開口レーダ 空中写真 マルチスキャナ	・リニアメントの地質的解釈に基づく、資源探査、防災調査等への利用
地盤の変位	GPS 写真計測	定点観測の実施 空中写真計測(地すべりブロックの変位等)
体積の変位	合成開口レーダ	レーダ・ホログラフィ(インターフェロメトリ)を利用した三次元座標の計測と時系列比較(溶岩ドームの成長監視)
	写真計測	地盤の変位と同様
植物活力の変位	マルチスキャナ	可視光領域と近赤外領域とのデータの比により、植物活力の差異を把握。 ・活火山による降下火山灰の分布 ・地すべり、崩壊の挙動のモニタリング

これらの計測項目をすべて同じような精度で抽出できる性格のものではなく、計測時の条件によって得られる情報の精度に大きな幅を生じることもある。

(1) 温度分布

温度分布は、リモートセンシングの代表的な計測項目であり、レベルに応じて人工衛星からの熱赤外線データから航空機搭載用のマルチスペクトル・スキャナ、地上での熱赤外線ビデオカメラまである。すべての物体はその温度に対応する赤外線を放射しており、その量をこのようなセンサでとらえ、画像処理により画像化することで、温度分布を知ることができる。

主として、火山活動のモニタリング、水温分布の把握、一部では湧水箇所の把握などにも利用されている。また最近では、地上での熱赤外線ビデオカメラを用いて、時

系列的な温度変化をとらえ、その微妙な温度変化からモルタル吹き付けのり面の背後の空洞を探査する一手法としても利用されている。同様な事例として、図 3.2.1 には、熱赤外線映像解析によるコンクリート橋梁裏面の表層剥離探査の例を示す。

(2) 土壤の含水状況

土壤の含水状況は、近赤外線が水分により吸収される特性を利用して、その状況を近赤外線フィルムやビデオ、分光反射計などの近赤外線センサでとらえ記録している。ただ、地表面が無植生に近いことが前提となり、植被地での土壤含水の把握には課題が多い。また、物体ごとの誘電率の差異に基づくマイクロ波(合成開口レーダ:SAR)の利用もなされ、とくに 4~8 GHz のマイクロ波(C バンド)が有効とされている。

現在のところ、面的に簡易に土壤表面の含水状況を把握するには、熱赤外線データの利用が有効である。

(3) 地下水脈・温泉等の検知

物理探査の分野では放射能探査と呼ばれている探査で、 γ 線計測センサを用いて地中から放出される放射線を地上や空中でとらえ、それから推定される放射性元素の量の変化から地下水脈・温泉、断層・破碎帯などの存在を推定している。

(4) 岩盤の亀裂および等級区分

岩盤を撮影した写真等を入力し、それに画像処理を施すことにより、岩盤上の亀裂状況をとらえ、さらには亀裂の分布や密度、長さ、間隔等から岩盤の等級区分などが試みられている。これは、写真・画像計測手法を用いたアプローチであり、最近ではステレオ・マッチングなどの自動手法を採用している場合が多い。

(5) 岩相区分

岩相区分は、各岩石の固有な反射特性等に着目し、衛星データなどのリモートセンシング・データを用いて、自動分類手法を適用することにより行われている。とくに、石油・鉱物資源探査の分野では事例も多く、可視光線から短波長赤外線までの波長帯を用いて、岩相区分が試みられている。

また、イメージングスペクトルメータを用いて、可視から短波長赤外線までの波長を多段階に細分して計測し、各岩石の反射・放射特性を比較することによって岩相区分を試みている場合もある。

これらの方は、植生の少ない海外の乾燥地域での岩相区分には有効な手段となるが、地表面が植被に厚く覆われている地域では適用が難しい。

(6) フォト・リニアメント

一般的に、画像にフィルタリング処理を加え、画像上の色調差や特定の形状を強調することにより画像上のリニアメントの抽出がなされている。画像処理による画像上の線状構造を浮き立たせ、それを専門家の目視判読でチェックし、目的とするリニアメントのみを抽出してい

る。

(7) 地盤変位

地すべりブロックの移動量把握のような経時的な地盤変位の計測に航空写真測量手法が適用されている。地すべりブロックの移動量把握の場合、GPSを設置した直接的な定点観測の実施もなされている。また、合成開口レーダを用いて、レーダ・ホログラフィ（インターフェロメトリー）を利用した三次元座標の計測も試みられており、今後期待できるところである。図3.2.2には衛星に搭載された合成開口レーダを用いた地すべり調査の例を示す。

3.2.5. 計測結果と解釈

以上のような計測項目の抽出にあたっては3.2.4に記述したように、(1)反射・放射特性によるスペクトル解析手法と、(2)写真測量や画像計測などの計測手法とが挙げられる（図3.2.4参照）。

スペクトル解析手法については、画像処理した結果そのものは応用地質計測分野で求めようとしている情報の質までには至っていない。画像処理結果に解析者の解釈を加えることにより応用地質計測の情報となる性格のものである。一方、写真測量や画像計測手法では計測結果が物理量（例えば地すべりの移動量など）となり、直接的に応用地質計測の情報として利用できる場合が多い。

ここでは、それぞれの手法ごとに、代表的な調査事例について計測結果と解釈について述べる。

(1) スペクトル解析手法を用いた計測結果と解釈

この手法では、可視光線から赤外線領域までの幅広いマルチスペクトル・データの中から、特定波長帯を用いた画像処理や複数の特定波長帯の演算処理により、斜面崩壊・落石・地すべり発生箇所の予測^{3),4),5)}や熱赤外線映像に基づく吹付けのり面背後の空洞探査^{6),7)}などに利用されている。

(a) 地すべり発生予測への利用例⁵⁾

この研究では、衛星データが地すべり危険箇所の予測

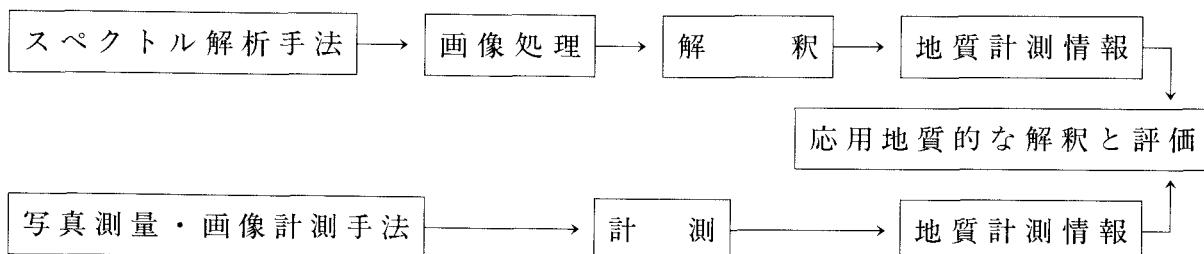


図3.2.4 広義のリモートセンシングによる計測項目抽出の流れ

表 3.2.2 解析に使用した地理情報⁵⁾

アイテム	No.	カテゴリー	アイテム	No.	カテゴリー
植 生	1	水田雑草群落	斜面方位	1	北
	2	スギ・ヒノキ・(サワラ) 群落		2	北北東
	3	常緑果樹園(ビワ・ナツミカン等)		3	北東
	4	市街地		4	東北東
	5	緑の多い住宅地		5	東
	6	畠地雑草群落		6	東南東
	7	竹林		7	南東
	8	コナラ群落		8	南南東
表層地質	1	泥岩 3		9	南
	2	砂岩 6		10	南南西
	3	岩		11	南西
	4	泥がち堆積物		12	西南西
	5	泥岩 1		13	西
土 壤	1	グライ土壤		14	西北西
	2	褐色森林土壤		15	北西
	3	乾性褐色森林土壤		16	北北西
傾 斜	1	0° 以上 ~ 5° 未満	反射特性	1	針葉樹
	2	5° ~ 10°		2	広葉樹
	3	10° ~ 15°		3	果樹園
	4	15° ~ 20°		4	水田
	5	20° ~ 25°		5	市街地
	6	25° ~ 30°		6	畠地
	7	30° ~ 35°	植生指標	植生指標はDVI2・NVI・NDVI・RVIの4種類を用い、それぞれ14個のカテゴリーに分類した。	
	8	35° ~ 40°			
	9	40° ~ 45°			
	10	45° ~			

にどのように適用されるべきか、地すべり危険箇所の予測に対して、衛星データを用いた地すべり危険箇所分布図の作成、地すべり危険箇所分布図を現場にフィードバックすることにより、その妥当性を検証し、地すべり発生箇所の予測における衛星データの有効性を評価することなどを目的としている。

研究の流れは概ね次のとおりである。

- ① 研究対象地域を選定し、現地調査等によってその地域内の地すべり地を選定して、種々の検討のトレーニングデータとする。
- ② 地すべり予測手法に適用可能な表 3.2.2 のような地理情報をできるだけ収集し、また、使用するデータは事前に地すべりを予測するという観点から、衛星データ (LANDSAT/TM) を含めてすべて地すべり発生以前のものを選定する。
- ③ 素因データと TM データとの関係を数量化 I 類を用いて分析し、TM データのうち、予測に有効なバンドを選定する。さらに、その有効バンドを用いてクラスター分析により、反射特性パターン分類を行い、数量化 II 類を用いて、そのパターン分類が地すべり予

測に有効なアイテムであるのか否かを検討する。

- ④ TM データのバンド間演算により植生指標を求め、数量化 II 類を用いて、この指標が地すべり予測に有効か否かを検討する。植生指標のための演算式は次のものを適用する。
 - $DV\ 12 = \alpha \times band\ 4 - band\ 3$ ($\alpha = 2.4$)
 - $NVI = (band\ 7 - band\ 5) / (band\ 7 + band\ 5)$
 - $NDVI = (band\ 4 - band\ 3) / (band\ 4 + band\ 3)$
 - $RVI = band\ 4 / band\ 3$
- ⑤ これまでの結果を踏まえて、図 3.2.5 に示すようなミニマックス判別を用いて地すべりの危険性「有・無」の 2 つの現象に判別し、地すべり危険箇所分布図を作成する。
- ⑥ 地すべり危険箇所分布図を現地へフィードバックすることにより、衛星データの地すべり予測への適用可能性を評価する。
上記のような流れによって解析された結果を口絵 3.2.3 に示す。

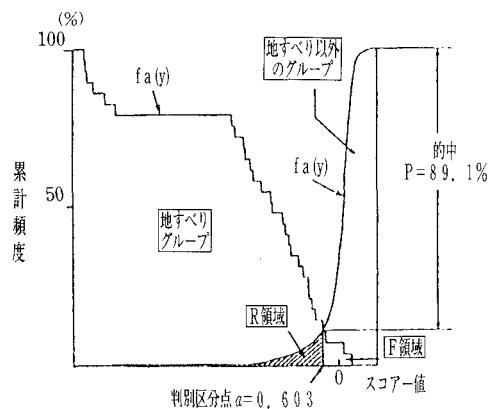


図 3.2.5 ミニマックス判別の概念⁵⁾

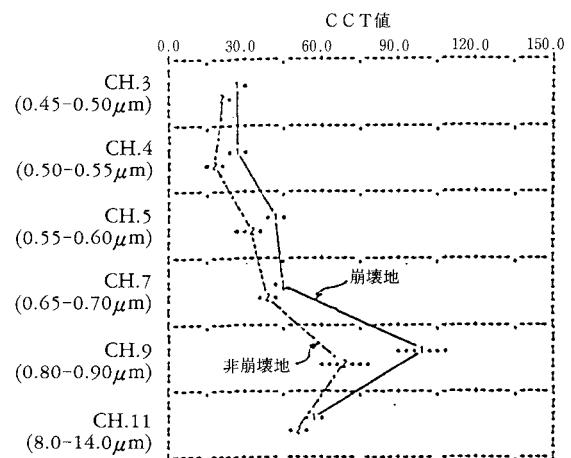


図 3.2.7 スペクトル・プロット図³⁾

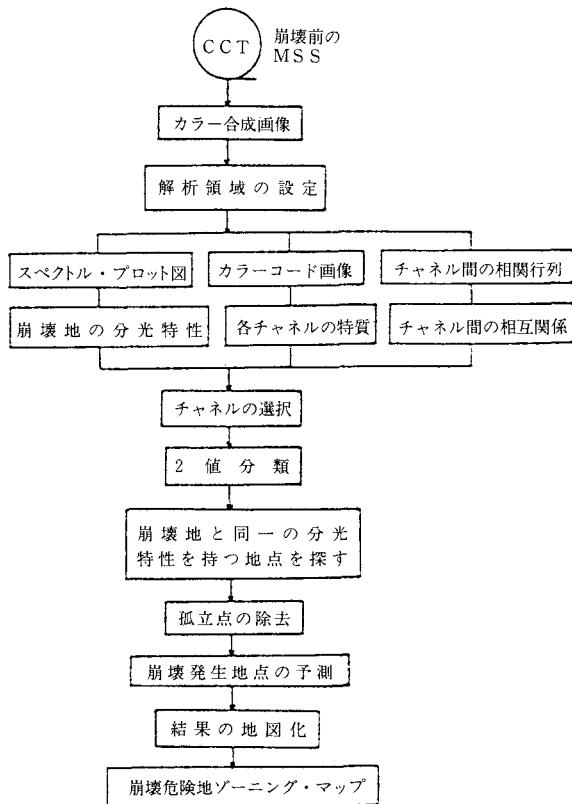


図 3.2.6 解析手順³⁾

現地調査結果とを対比させた結果、実際に地すべりを起こした箇所には比較的予測画素が集中していることが多く、地すべり地はある程度の広がりを持ってブロック単位で滑るものであることと一致しており、この分布図から地すべり危険箇所を判断する場合には、予測画素が集中している箇所に注目することが重要と解釈される。

また、地すべりの危険箇所とは考えられない平坦面や尾根筋にも危険箇所が数画素単位で予測されているが、現時点では分布図を取り扱う技術者がこのような誤判別を検出していく必要があろう。また、地すべり予測に対して、植生指標を表す統計値の変動をとらえた研究は少

表 3.2.3 崩壊地・非崩壊地の植生指標³⁾

斜面の区別	崩壊地	非崩壊地
CCT 値	CH.7	42.25
	CH.9	67.37
植生指標	R.V.I	2.32
	D.V.I	30.09
	V.I	0.288

なく、本研究において指標別に値の差が認められるような結果を得たことは、今後の研究の参考となろう。

(b) 斜面崩壊発生地点の予測への利用例³⁾

この研究では、斜面崩壊発生前に観測された航空機搭載用のMSSデータを基に、崩壊発生箇所と非発生箇所との植生指標値を計算し、両者に植生指標の有為差が認められたため、それに基づき、主として植生指標値からみた斜面崩壊発生地点の予測を図っている。解析は、図3.2.6に示すような手順でなされている。

- ① 崩壊前のMSSデータについて、過去の崩壊地等を含んだ解析領域を設定する。
- ② 解析領域内に崩壊箇所と非崩壊箇所を定め、図3.2.7に示すようなそれぞれのスペクトルプロット図から分光特性を把握するとともに、解析領域のカラーコード画像により各チャネルの特性を知る。また、崩壊箇所と非崩壊箇所の植生指標値を次式を用いて計算し、その結果を表3.2.3に示す。

$$\text{RVI(比植生指標)} = \frac{\text{近赤外線データ(チャネル9)}}{\text{可視赤色光データ(チャネル7)}}$$

$$\text{DVI(差分植生指標)} = \text{近赤外線データ} - \text{可視赤色光データ}$$

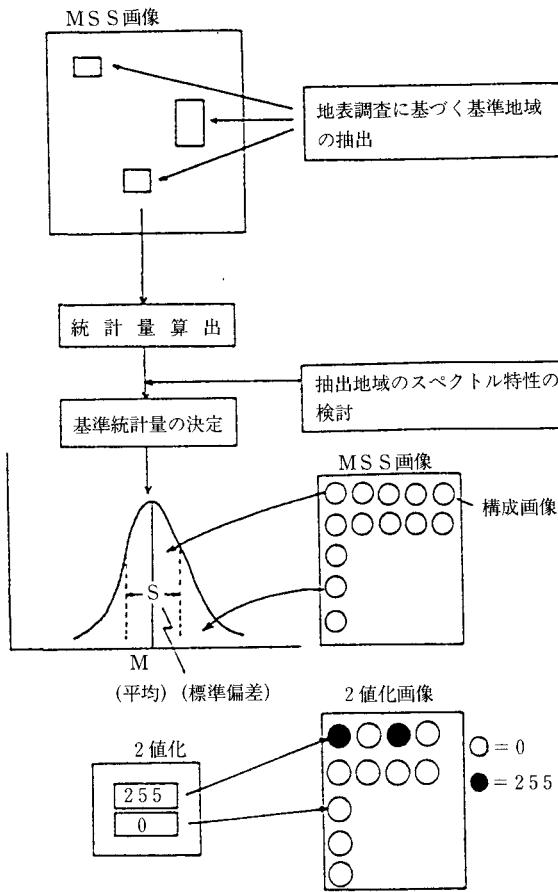


図 3.2.8 2 値分類の概念³⁾

$$VI(\text{植生指標}) = \frac{\text{近赤外線データ - 可視赤色光データ}}{\text{近赤外線データ} + \text{可視赤色光データ}}$$

- ③ 2 値分類に用いるチャネル数を定め、②からどのチャネルを用いるかを選択する。2 値分類の概念を図 3.2.8 に示す。
- ④ 2 値分類を実施し、崩壊地と同じ分光特性をもつ地点を探す。このとき、同じ分光特性としては各チャネルの画像濃度値について（平均値、しきい値×標準偏差）とし、しきい値の大きさを変化させてデータのばらつきを考慮する。
- ⑤ 後処理や実用面での向上を図るために、2 値化した画像データに対して、3×3画素のマスクを移動させ、孤立点の除去（スムージング）を行って、最終結果として出力する。

図 3.2.9 には、解析結果を示す。その結果は航空写真判読による災害地形地質分類結果と比較して、次のように解釈される。

「しきい値 2.0」での解析の場合、図中の地点 A, B を除くゾーニングエリアは、崩壊跡地や顕著な集水地形を示す谷壁斜面、不安定斜面部に存在する崩積土堆の分

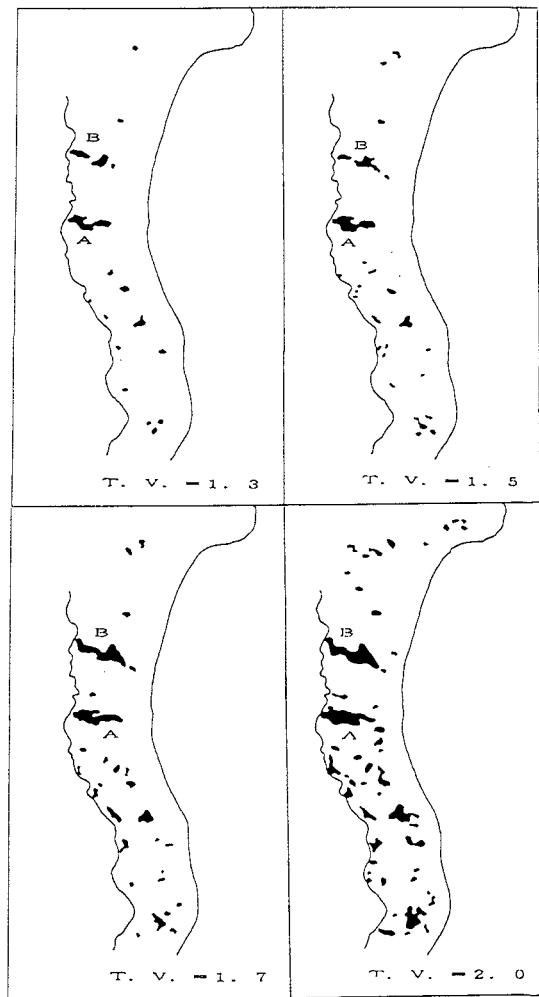


図 3.2.9 崩壊危険地ゾーニング・マップ³⁾

布などとよく整合している。

「しきい値 1.7」では、上記の場合に比較してゾーニングエリアが相当に限定されてくる。崩壊跡地や顕著な集水地形を示す谷壁斜面などの地形に抽出されていたゾーニングエリアが減少し、ほとんどが不安定斜面部に存在する崩積土堆の分布域のみとなる。

「しきい値 1.5」では、全体的に「しきい値 1.7」の場合と同様の結果を示しているが、更にゾーニングエリアが限定されている。

「しきい値 1.3」では、地点 A, B 以外にそれほど大きなゾーニングエリアは見当たらない。

地点 A は過去の崩壊・土石流発生地であり、これに次いでゾーニング範囲の広い地点 B が統計量上で将来斜面崩壊の発生する可能性が最も高い箇所と予測される。この地点を再度、航空写真判読によって地形的な特徴を検討してみると、2 値分類でゾーニングされた地点は、傾斜変換線上に位置し浸食作用が常に働く所である。加えて、付近には 0 次谷や直線的な水系などが見られ、こ

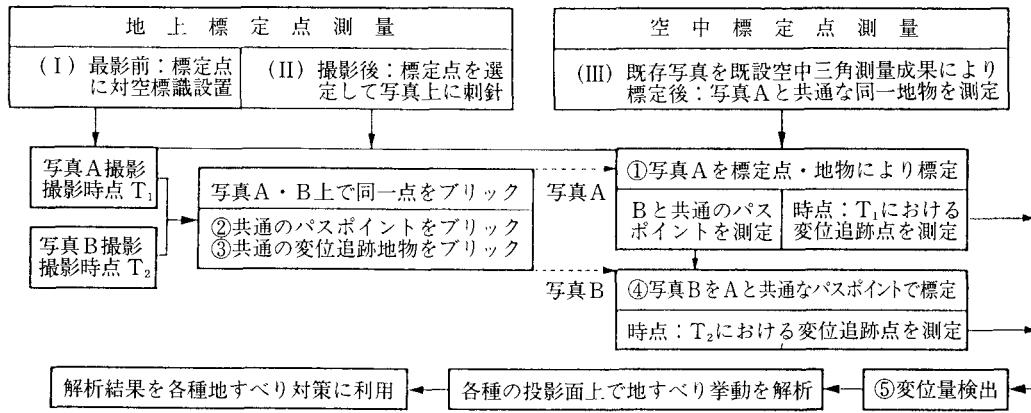


図 3.2.10 写真測量による地すべり挙動の追跡および解析の方法⁸⁾

の地点は地形的にも不安定な場所であることが分かる。したがって、崩壊の素因から見る限りでは、妥当な分類結果と考えられる。このように、本法は斜面崩壊発生地点の予測に有効のようである。しかし、この場合の予測はあくまでも素因の面から行っているため、誘因の降雨特性によっては崩壊場所が変わる可能性のあることに注意する必要がある。

スペクトル解析手法の場合は、全般的にマクロな視点からの危険箇所のゾーニングなどに使われる場合が多く、地質事象の把握やそのためのデータ取得、さらには、そのデータを用いた予測までは試みているが、その結果の応用地質的な解釈までは至っていないのが現状である。
(2)写真測量・画像計測手法を用いた計測結果と解釈

(a) 地すべり挙動解析への利用例⁸⁾

この研究は、航空写真測量により地すべり挙動を迅速かつ適切に解析し、各種の対応策に利用できる情報を提供する手法を検討することを目的とするものである。そのため、危険で立ち入りのできないような地すべり地に対する効果的な緊急観測と解析手法を実験的に検討する。さらに、地すべり発生地に対空標識を設定せずに、地物を利用して変位を追加する手法とそのための精度を検討し、地すべりの影響範囲を地物の変位検出によって迅速に把握する。写真測量による地すべり挙動の追跡および解析方法を図 3.2.10 に示す。

変位追跡点は、識別しやすい石や岩の角、擁壁や道路上の目印、耕地の中の諸点（農作物の境界点や点在する小物体）、水田の畦道の屈曲点、雑草の中の裸地などの特殊形状、森林中の樹木の頂点などを選定する。

変位追跡点の計測に基づく地すべりの移動ベクトルを図 3.2.11～図 3.2.14 に示す。

1) 地すべりの水平移動について

図 3.2.11 は、57 個の変位追跡点の XY 平面上の座

標平均値および平均二乗誤差データを解析して図化したものであり、図中央部一帯の変位追跡点の移動量は比較的大きく、各点の移動方向にはほぼ共通した傾向が見られる。しかし、これを取り囲む周辺部の変位追跡点の移動ベクトルは、大きさ、方向ともかなり不規則である。前者は地すべりによる地表変状の顕著な地帯に、後者はそこからかなり離れた地帯に設置した変位追跡点であるため、写真測量の誤差が大きく影響している。

2) 地すべりブロックの区分

図 3.2.11 と図 3.2.12 を参考にして、①近接した変位追跡点の移動量はほぼ等しい、②移動方向はいずれの変位追跡点もほぼ等しい、という条件で判断すると、次のような解釈がなされる。

- a) 地すべり地の頭部には、時計回りに回転するような形で、この地すべりの主動ブロックに追従する小さなブロックが存在する。
- b) この地すべりの下方には、主動ブロックによって誘発されたとも考えられる中程度のブロックが存在する。
- c) 地すべりの推定図において、ベクトル表示されている変位追跡点の中で、上記①、②以外の大部分の点は、この地すべりの主動ブロックの上に存在する。

3) 地すべり挙動

図 3.2.13 および図 3.2.14 の移動ベクトルを左側の点から順次右側へと観察すると、この一帯には回転運動の存在を推定することができる。ただし、点 46 は地すべり地の末端部にあり、谷川に向かって滑落しているため、ベクトルの勾配が急になっている。

(b) トンネル切羽情報に基づく地質予測への利用例⁹⁾

（切羽写真の画像解析による岩盤の硬軟判定への利用例）

この研究は、山岳トンネル工事における施工合理化を目的に、掘削中のトンネル切羽で撮影したステレオ写真

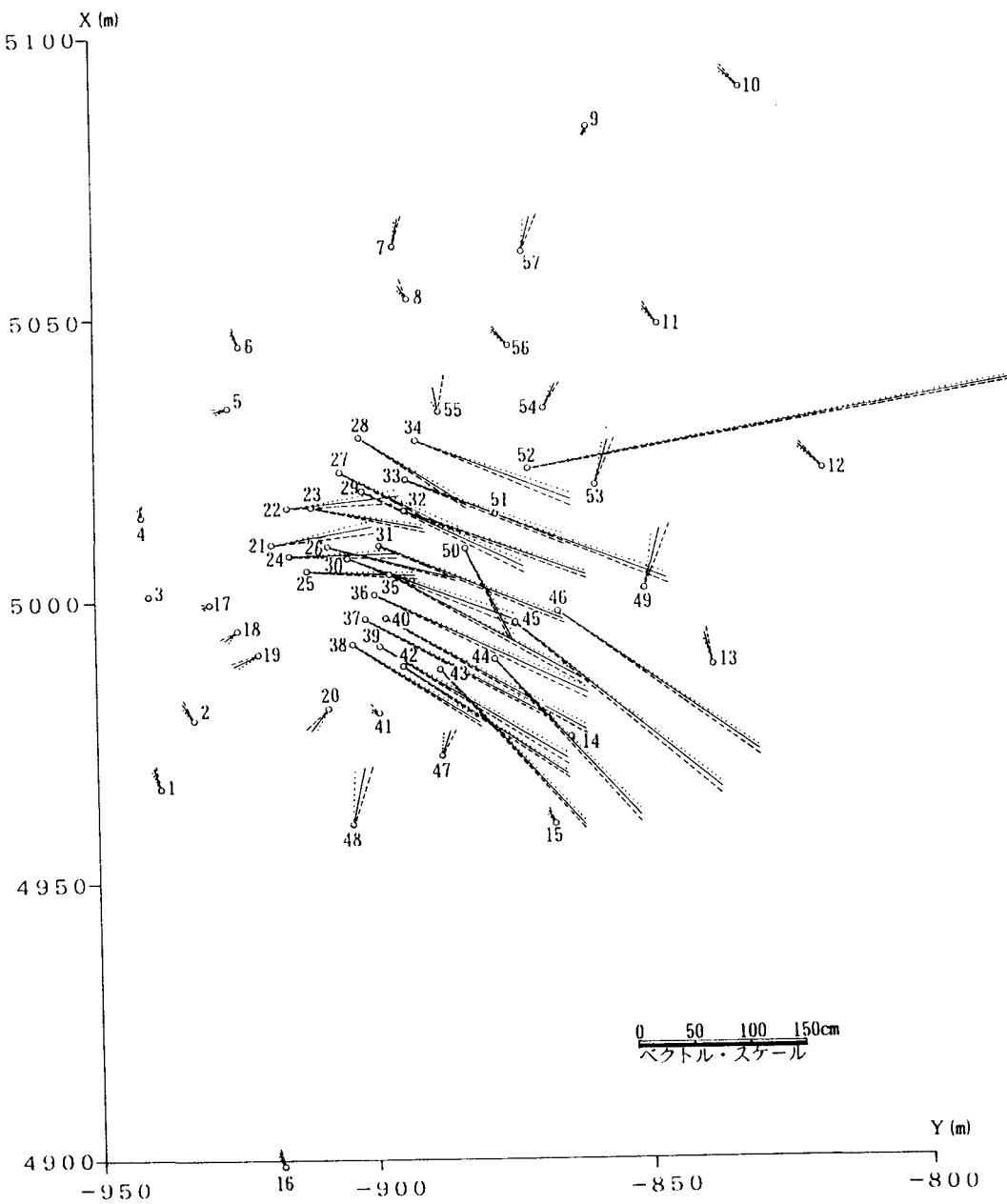


図 3.2.11 地すべり地とその周辺に設けた変位追跡点の水平移動ベクトル⁸⁾

等から切羽前方の未掘削部の地質状況を予測する手法を確立するものである。切羽写真から画像計測技術を応用して岩盤の硬軟判定を行っている。

すなわち、画像解析システムを利用して切羽写真から切羽面に存在する大小の亀裂を抽出し、その亀裂の分布状況によって岩盤の硬軟の程度を判定している。亀裂抽出結果の例を図 3.2.15 に示す。

切羽外円からある幅までの同心円で囲まれた部分の範囲内について、中心角から 30°ごとの 6 つのブロックに分割し、各ブロックごとに画像処理によって亀裂の総延長（総画素数）を求めるところ 3.2.16 に示すような結果が得られる。

6 ブロックの亀裂長の平均値と標準偏差を計算し、平均値+標準偏差をしきい値として地盤の硬軟を判定した。その結果を図 3.2.17 に示す。また目視による観察結果を図 3.2.18 に示す。これらの結果から、次のように判定した。

- ① (平均値+標準偏差) の境界値よりも大きい値を有するブロック → 亀裂が多く「柔らかい部分」と判定
- ② (平均値+標準偏差) の境界値よりも小さい値を有するブロック → 亀裂が少なく「硬い部分」と判定
- ③ 2 つの境界値にはさまれる値を有するブロック → 「普通部分」と判定

図 3.2.17 と図 3.2.18 を比較すると、No.4 ブロッ

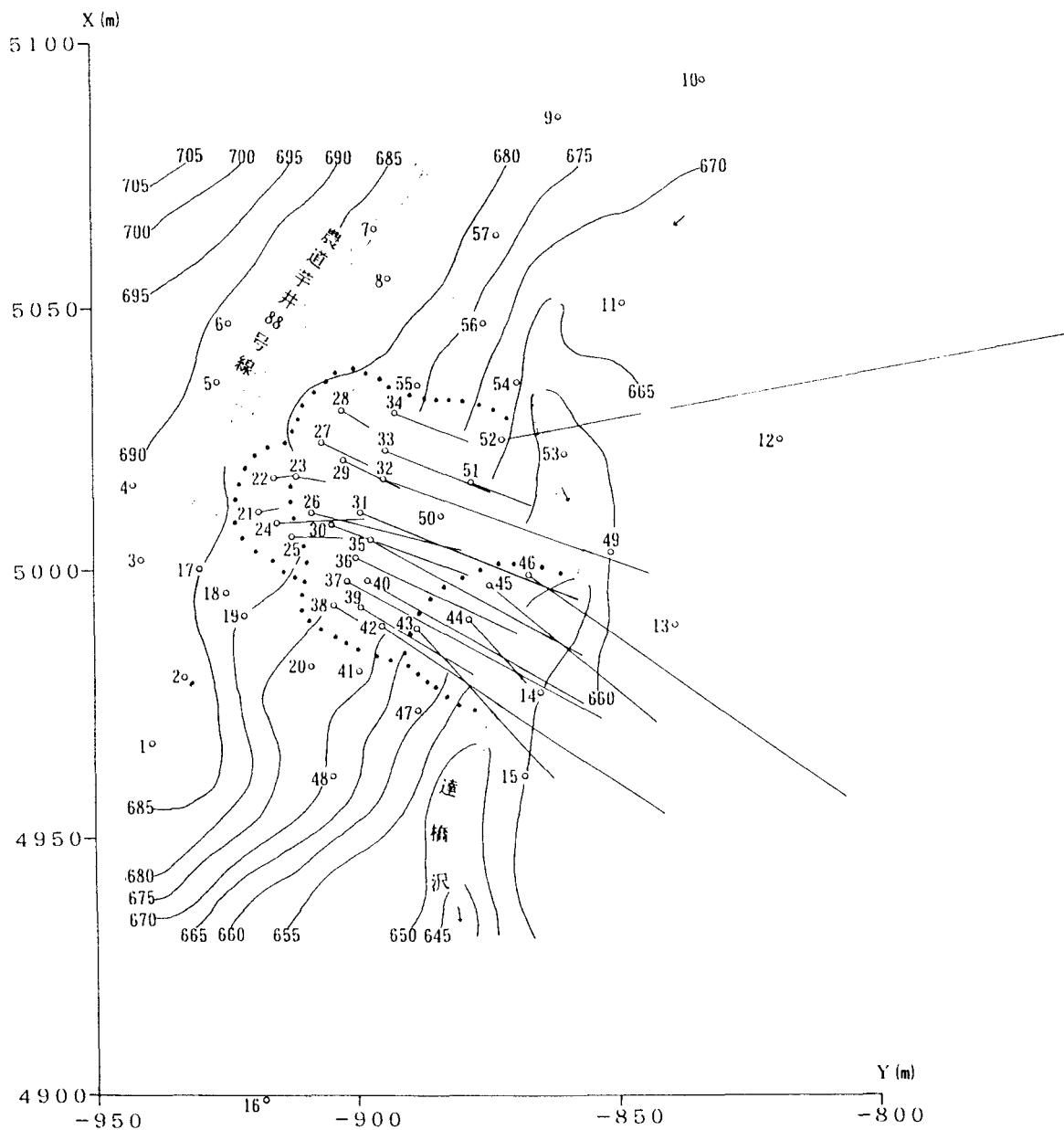


図 3.2.12 変位追跡点の重量付き水平ベクトルと地すべりブロックの推定⁸⁾

クと No.6 ブロックについては、硬軟判定結果が目視による結果と異なっている。これは、No.4 ブロックについては大きな不連続面の出現により、小さな亀裂が抽出されなかつたためであり、一方、No.6 ブロックについては切羽面全体の岩種は同じであるか、灰～白色を呈する部分が多く、亀裂が抽出されなかつたためである。

そこで、図 3.2.19 に示すように 3 段階区分による硬軟判定を、目視判定と同様に 2 段階区分による判定とし、平均値を境界に大きい値を有するブロックを「柔らかい部分」および小さい値を有するブロックを「普通部分」と判定した結果、3 段階区分よりも良好な判定結果が得られた。

この研究では、比較的変化の少ない地盤状態において検討したものであるため、目視観察との比較も良好な結果となった。

以上の 2 例のように、写真測量・画像計測手法に基づく場合には、地質事象の把握やそのためのデータ取得だけでなく、応用地質的な解釈までの段階に近いものも認められる。

3.2.6 今後の課題

広義な視点からのリモートセンシングの場合であっても地質事象の現況把握のための計測やデータ取得の段階の事例が多く、ほとんどの場合、データの応用地質的解

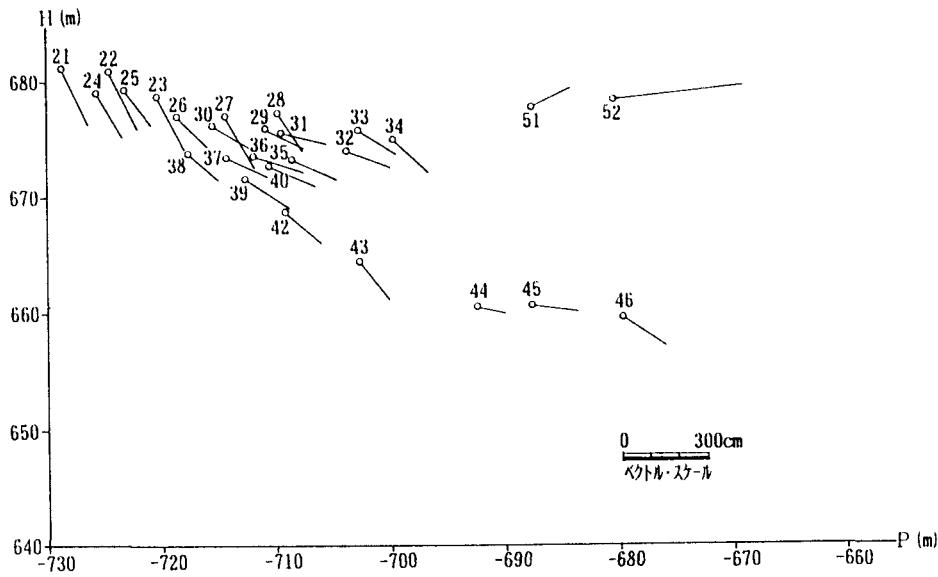


図 3.2.13 地すべり地内の変位追跡点の投影断面図上の移動ベクトル⁸⁾
(投影面方向角=80°)

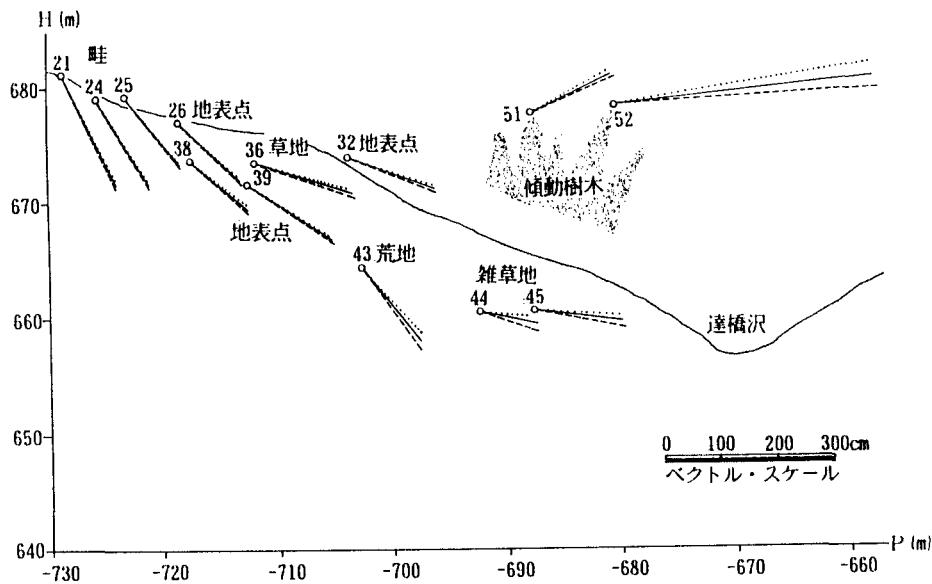


図 3.2.14 投影断面図（投影面方向角=80°）上における座標誤差を考慮した変位追跡点の移動ベクトル⁸⁾

糾と評価の段階まで至っていないのが現状である。これは、リモートセンシングが比較的新しい技術手法である点と、他分野に比較して応用地質計測分野でのリモートセンシングの利用が緒について間もないこと、加えて、リモートセンシングがマクロな視点から物を見て解析していく性格のものであり、得られた情報もミクロというよりはマクロ性を持った情報とならざるを得ず、応用地質計測分野で求められるようなミクロな情報に十分に対応できていないこともその一因と考えられる。したがって、使用データの分解能、リアルタイムな計測、在来手

法との融合などの課題を残している。

これらの課題に対する今後の展望は次のように考えられる。

(1) 使用データの分解能への課題

今後は使用できるデータの分解能を向上させることにより、応用地質計測分野での利用度を高めていくことが必要である。そのためには、これまで利用してきた航空写真画像のように写真からスキャナを通してデジタル画像に変換して作成するのではなく、ラインスキャナを航空機に搭載し、直接航空写真画像をデジタルに取得して

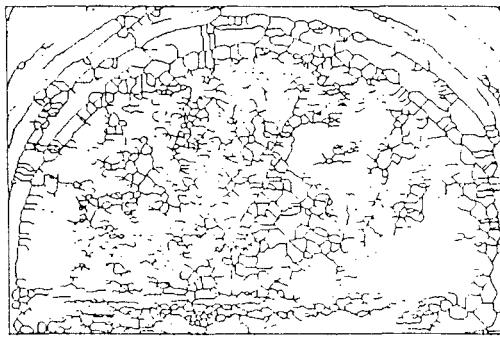


図 3.2.15 龜裂抽出結果⁹⁾

1 ブロック	2 ブロック	3 ブロック
亀裂長さ = 484	亀裂長さ = 747	亀裂長さ = 925
4 ブロック	5 ブロック	6 ブロック
亀裂長さ = 772	亀裂長さ = 550	亀裂長さ = 387

図 3.2.16 各ブロックの亀裂長さ⁹⁾

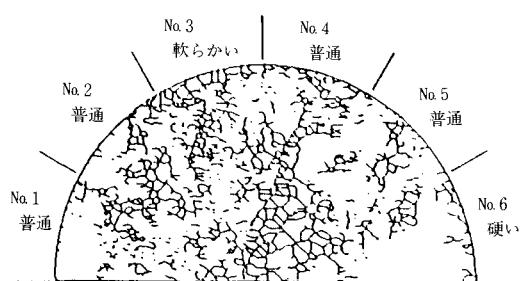


図 3.2.17 硬軟判定結果⁹⁾

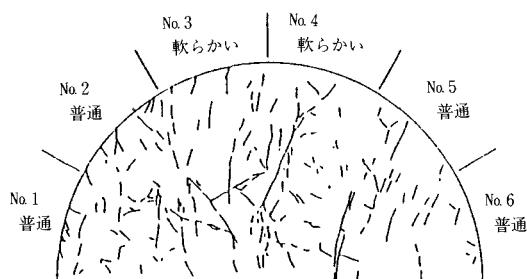


図 3.2.18 目視による観察結果⁹⁾

いくことが現在研究中であり、将来的には、より精度の高いデジタルな航空画像が比較的容易に取得できるようになろう。また、表 3.2.4 に示すように、現在、商業用等の高分解能衛星の打ち上げが計画されている。これらの衛星では、数 m 単位の地上解像度となり、しかも航空写真のように実体視可能なデータである。これらの衛星データが一般配布される段階になれば、応用地質計測分野での利用はさらに高まることとなろう。

(2) リアルタイムな計測への課題

現在のリモートセンシング手法では、迅速な計測方法といった面では不十分な点が多い。すなわち、狭域を迅速に計測できても専用システムで解析する場合が多く、汎用性に乏しい面がある。また、広域を短時間に計測するには自動計測手法の向上が一層必要とされる。そのためには、ステレオ画像を用いたステレオ・マッチング手法による計測や SAR 画像の干渉縞を利用したインタフェロメトリー手法の開発などに期待されるところである。

SAR によるインタフェロメトリーの応用として注目されているのが、火山や地震に伴う地表の微細な変位量測定である。地表が視線方向に $\lambda/2$ だけ変位すると、 2π の干渉位相が生じるため、cm あるいは mm オーダーの計測が可能として期待されている。これまでに JERS-1 の SAR データから兵庫県南部地震（1995 年 1 月）による淡路島北部の地表変位が測定されており、地上での測量結果とほぼ同程度であることが報告されている¹⁰⁾。

(3) 在来手法との融合上の課題

リモートセンシングあるいは画像計測手法を応用地質計測分野に適用していく場合、独立の一つの手法ではなく、在来手法の一つの手法として他手法と併用していくことが肝要となる。加えて、ユーザによるリモートセンシングや画像計測手法の利用限界を明確にしていく必要がある。

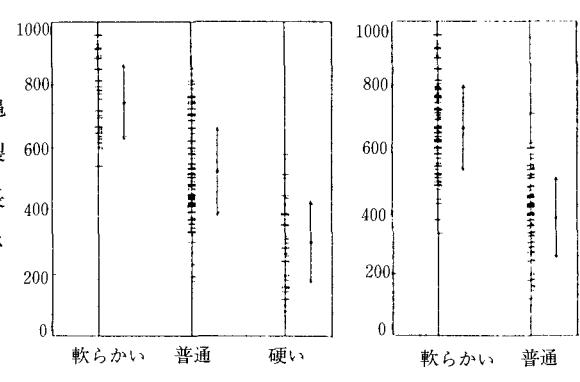


図 3.2.19 判定区分による亀裂長さの分布⁹⁾

表 3.2.4 今後の高分解能衛星の計画諸元 (1998 年 3 月時点)

衛星名 諸元	Early Bird	Quick Bird	IKONOS	ALOS
打上げ予定	1997.12	1998.中頃	1998.5	2002.2
高度	476 km	476 km	700 km	700 km
地上分解能	パンクロ : 3 m マルチ : 15 m	パンクロ : 0.8 m マルチ : 3.3 m	パンクロ : 0.8 m マルチ : 4 m	パンクロ : 2.5 m マルチ : 10 m レダー : 10 m
観測幅	パンクロ : 6 km マルチ : 30 km	22 km	11 km	70 km
観測周期	1.5~2.5 日	1.5~2.5 日	1~3 日	パンクロ : 45 日 カラード : 2 日
打上げ・運用機関	Earth Watch 社 (米国)	Earth Watch 社 (米国)	Space Imaging 社 (米国)	宇宙開発事業団 (NADSA)

また、最近その技術進歩が著しい地理情報システム (Geographical Information Systems: GIS) とリモートセンシングを統合して利用していくことが重要視されている。すなわち、GIS は空間データの管理・解析を目的とするものであり、一方、リモートセンシングは空間データの収集を主な目的としており、両者は必然的に融合して利用することが有効となる。リモートセンシングは GIS との融合により、従来のようなスペクトル特性だけに依存した画像解析から多岐にわたる関連する情報を加味しながら、複合的な解析を可能とし、GIS では、リモートセンシングによって収集された情報や地理情報のデータベースとリンクさせて利用することにより、より高度な解析・評価や計画策定のための有益な支援情報を得ることが可能となる。

さらに、今後は適用事例を増やし、利用限界を明確していくことと同時に、マクロな現況情報から応用地質的解釈や評価に繋がる情報に読み換えていくための基礎的研究も必要とされよう。

参考文献

- リモートセンシング研究会 (1991) : 図解リモートセンシング, (社) 日本測量協会, pp.2-3
- (財) 資源観測解析センター (1992) : 合成開口レーダー (SAR), 資源探査のためのリモートセンシング実用シリーズ ⑤, pp.347-354
- 後藤恵之輔・瀬戸島政博・岡崎修平 (1985) : リモートセンシングによる斜面崩壊発生地点の予測手法, 土質工学論文報告集, Vol.25, No.2, pp.185-194
- 瀬戸島政博・土井鐵徳 (1992) : 落石対策調査のための地上リモートセンシング手法の基礎的研究, 土木学会論文集, Vol.453/c-17, pp.77-86
- 笠博義・黒台昌弘・大林成行・小島尚人 (1992) : 地すべり予

測へのリモートセンシングデータの応用可能性について, 日本リモートセンシング学会誌, Vol.12, No.1, pp.5-15

- 三木博史・小橋秀俊・工藤浩一郎 (1992) : 熱赤外線映像を用いた吹付のり面点検における測定条件の影響, 第 27 回土質工学研究発表会発表講演集, pp.105-106
- 三木博史・小橋秀俊 (1993) : まさ土地帶における吹付のり面の熱赤外線調査事例 (その 1 ~ 2), 土質工学会地盤工学分野でのリモートセンシングデータの活用シンポジウム発表論文集, pp.153-166
- 吉澤孝和・西澤茂高・三澤敏雄・根岸六郎 (1991) : 地すべりの挙動解析における写真測量の応用, 写真測量とリモートセンシング, Vol.30, No.5, pp.8-20
- 袖木孝治・和田節・中澤重一・山本俊夫・村林篤 (1992) : 切羽情報に基づく地質予測手法の研究 (その 6) - 切羽写真的画像解析による岩盤の硬軟判定 -, 第 27 回土質工学研究発表会発表講演集, pp.141-142
- 海津優 (1995) : 地殻変動アニメマップは可能か? - GPS 連続観測と干渉 SAR が開く新時代 -, 測量, No.8, pp.17-24

3.3 ジオトモグラフィ

3.3.1 概説

物理探査や物理検層は、地表からは見えない地下の地質構造や地盤の物性などを調べることができる有効な手段であることは周知の通りである。物理探査手法は、主に地表から地下を探査する手法として発展してきた技術であり、比較的広い範囲を一度に調べができるという利点を有するが、深部になるほど得られる信号が微弱になるので信頼性が低下する傾向にある。一方、物理検層は孔内に装置を挿入して計測を行うため、原理的には深部でも信頼性の高いデータを得ることができるが、線上の情報しか得ることができないという欠点を持つ。このように物理探査と物理検層は互いに補完しあう特長

を有するので、これらを有効に組み合わせたり目的に応じて利用されている。

ジオトモグラフィは、信号源やセンサを調査対象領域を取り囲むように配置して、多量のデータを取得することにより信頼性の高い探査を行う方法である。^{1)~7)} すなわち、信号の発信点と受信点を様々な組み合わせで対象領域について高密度のデータを得ることにより、医療診断におけるX線CT(Computer Tomography)やMRI(Magnetic Resonance Imaging)(核磁気共鳴を用いたトモグラフィ)などと同様に、対象地盤内部の物性値分布を二次元断面画像として得る手法である。多量のデータを自動計測する技術や得られた大量のデータを用いて一度に高度な計算処理ができるコンピュータ技術などの発展が背景となって実用化された技術と言つてよい。しかし、医療診断用のトモグラフィでは対象領域を完全に取り囲むようにしてあらゆる方向から観測できるが、ジオトモグラフィでは地表やボーリング孔あるいは調査横坑などをを利用して測定点を配置するので幾何学的な制限があることが多い。そのため、解は必ずしも一義的には決まらない場合があるということがX線CTなどと最も大きく異なる点である。

3.3.2 原理

ジオトモグラフィとは、地盤の探査を目的とするトモグラフィ技術の総称である。初期にはトモグラフィという言葉は、投影定理と呼ばれる定理を用いて逆解析する手法を指していたようである。これを厳密とはいえないが、X線CTを例として概念的に説明すると次のようになる。

X線CTは、測定対象を囲むあらゆる方向からX線を照射し、それぞれの方向のX線の減衰量(X線が吸収された量: 照射強度と観測強度の比の対数)から、対象内の各点での吸収量を求めてその分布状況を画像化する手法である。ある方向に透過したX線の減衰量はその経路沿いの‘各点での減衰’(目的関数)の総和すなわち線積分(投影)である。投影定理とは様々な方向についての投影を測れば、それらの値を用いて領域内の各点での目的関数を逆算できるという原理を示したものである。この原理を利用して減衰量の分布を推定するのがX線CTである。

現在では必ずしも投影定理を利用するものに限らず、対象域の物性値分布を求める方法をトモグラフィと呼んでいる。

3.3.3 代表的なジオトモグラフィと利用分野

現在、実際に実施されている主な手法としては、弾性波トモグラフィ^{8),9)}、比抵抗トモグラフィ^{10),11),12)}、電磁波トモグラフィ^{13),14),15)}などがあり、最近では電磁法によるEMトモグラフィも研究され、調査に適用されつつある。これらの手法を比較して表3.3.1にまとめた。この他、物理探査的な手法とは若干異なるが、信号源としてパルスあるいは正弦波的な水圧変化を与えて地盤中を伝達した圧力変化(振幅や位相の遅れ)を計測し、地盤の水理特性を求める水圧トモグラフィ(ウェルテストトモグラフィ)と呼ばれる手法もある^{16)~19)}。特にパルスを用いる方法はハイドロパルストモグラフィとも呼ばれているようである。これら各種のトモグラフィはそれぞれ異なる特徴を有しており、目的に応じて利用される。複数種のトモグラフィを実施して総合的に解釈している例もみられる。これまでの地質計測分野での適用例をみると、トンネル、ダム、あるいは地下空洞掘削などにおける地盤調査などで以下のような目的に利用されている場合が多い。

- ① 地質構造の把握
- ② 断層や亀裂などの弱層部の検出、分布状況の把握
- ③ 地下水の分布状況、帯水層などの把握
- ④ 亀裂沿いの透水性的把握
- ⑤ 地盤改良・グラウトなどの効果判定
- ⑥ トンネルや地下空洞掘削に伴うゆるみ領域の推定

この他、石油における EOR (enhanced oil recovery)、地熱の断熱系貯留層の調査など、様々な分野で利用されている。

3.3.4 応用地質分野への適用例

(1) 弾性波トモグラフィ^{8),9)}

弾性波トモグラフィは、各種のジオトモグラフィの中でも、最も早くから研究され、調査に適用されてきた技術である。弾性波トモグラフィでは、種々の解析手法が研究され屈折や回折を考慮した優れた方法が考案されている。弾性波の振幅を測定して減衰量の分布を求める方法は、多くの情報が得られる優れた手法といえるが難しい点も多い。すなわち、起振力の制御が困難である(震源のエネルギーが同じでも起振点の条件によって起振力が異なる)ことや、震源や受振器の指向性があることなどから余程注意してそれらを補正しないと減衰の分布を求めることが難しい。そのため、現状では振幅を利用する方法は研究的には多く試みられているものの、実際の調査ではほとんどの場合、初動の伝播時間からP波の

速度分布を求める手法が利用されているようである。P波の速度分布を求める場合の測定系の構成例を図3.3.1に、解析のフローを図3.3.2に示す。

図3.3.1(a)は弾性波トモグラフィにより、ダムサイトにおける弾性波速度分布を求めた例である。地表部とボーリング孔内および横坑内に測定点を配置している。この結果と調査横坑やボーリングコアの観察結果と併せて解釈して断層や岩盤等級ごとの岩盤の分布を推定すると、図3.3.1(b)に示したような結果が得られる。

この例のように弾性波トモグラフィは、主に地盤の“堅さ”や“強度”的分布を把握する方法として利用される場合が多い。これは弾性波速度が、地盤の動的変形特性に直接関係する量であることを考えれば納得できる。

ジオトモグラフィは同じ条件で測定を繰り返すことによって工事や自然現象などのある事象の前後における変化や経時変化などをとらえることにも利用できる。そのような適用例としてトンネルの掘削に伴うゆるみ領域の調査例を示す。図3.3.2は、トンネル掘削前後に実施した弾性波トモグラフィの結果から、速度の低下状況を求めた例である。掘削前に実施した弾性波トモグラフィの結果をみるとトンネル掘削前の速度値は対象領域でわずかに異なる部分はあるものの、ほぼ一様であったことが分かる。トンネル掘削後に実施した結果をみるとトンネル周辺で、ゆるみの影響と推定される速度値がわずかに小さくなっている部分がみられるが、速度の変化量があまり大きくなないのでそれほど明瞭ではない。掘削に伴うゆるみがない部分は、掘削前後で速度値は測定誤差の範囲でしか変わらないので、掘削前後で実施した結果の速度差を求めるときわざかな変化も拡大して表現でき、ゆるみ領域が明瞭になる。このように差を取る方法は、もともと地盤のように不均質な媒質において、ゆるみ領域などの経時変化をとらえるには有効な方法である。

(2) 比抵抗トモグラフィ^{10),11),12)}

比抵抗トモグラフィは、地下の比抵抗分布を画像化する手法の一つである。比抵抗トモグラフィでは、弾性波トモグラフィや電磁波トモグラフィがX線CTのように波線経路に沿った物性値分布を反映した投影データを扱うのに対して、地盤に通電したときの電位分布を測定する。従って、比抵抗トモグラフィのデータは、電流電極や電位電極を囲む広い範囲の比抵抗分布を反映している。

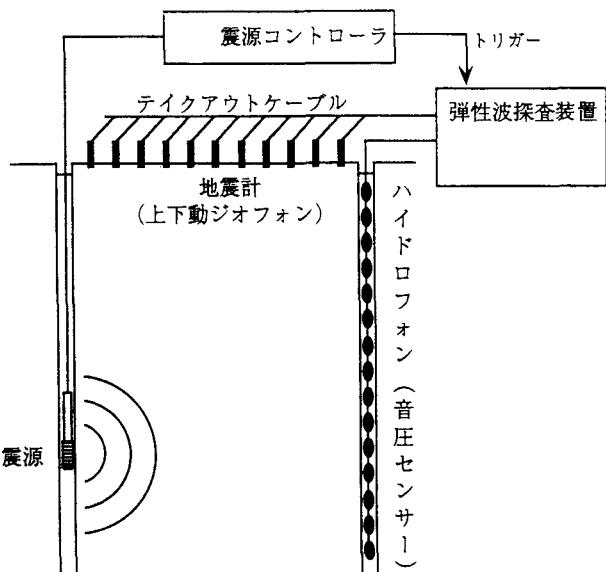
比抵抗トモグラフィでは、様々な電極配置が利用できるが、実際には2極法電極配置による方法が最もよく利用されている。信号を送・受信する部分は複雑な機構や電子回路を含まない電極なので、高温・高圧下でも適用しやすいという利点がある。2極法を用いた場合の測定系の構成例を図3.3.3に示す。

図3.3.3ではコネクターボックスを使用しているが、最近ではスキャナを用いた自動切り替えにより効率的に測定が行えるようになっている。また、地表部では、個々の電極部にマイクロプロセッサを内蔵した小さな制御装置を取り付けることにより、一本のケーブルで多数の電極をシリーズに接続して制御する方法もある。

最近、IP法(Induced Polarization Method)を利用したIPトモグラフィも試みられるようになっているが、この場合は、測定する電位が小さいためポール・ダイポール電極配置などが用いられている。電極も金属電極ではなく非分極性電極を使用する必要がある。IPトモグラフィは、比抵抗法に比べると手間がかかるが、比抵抗断面図と充電率断面図とが得られるので、粘土鉱物がIP効果を示すことをを利用して、断層によって粘土化した破碎帶の位置を推定したり、通常の比抵抗法では分解能のあがらないような低比抵抗地域での地質構造探査などに有効である。

表3.3.1 代表的なジオトモグラフィ

手 法	利用する物理現象と測定量	再構成像・物性値
弾性波トモグラフィ	弾性波伝播：屈折、反射、回折 測定量：伝播時間、振幅など	弾性波速度、減衰率
比抵抗トモグラフィ	通電に伴う電位分布(電気的特性) 測定量：電気抵抗(電流、電位差)	比抵抗
電磁波トモグラフィ	電磁波の地中伝播 測定量：伝播時間、振幅など	速度(誘電率)、減衰率
EMトモグラフィ	地盤の電磁誘導 測定量：磁場(二次磁場)	比抵抗、磁化率など
水圧トモグラフィ	地下水中の圧力伝播 測定量：圧力(振幅、位相遅れ)	透水係数など



(出典：応用地質株・資料、以下3.3節で引用番号の示されていないものは同様)

図3.3.1 P波を測定する弾性波トモグラフィの測定系構成例

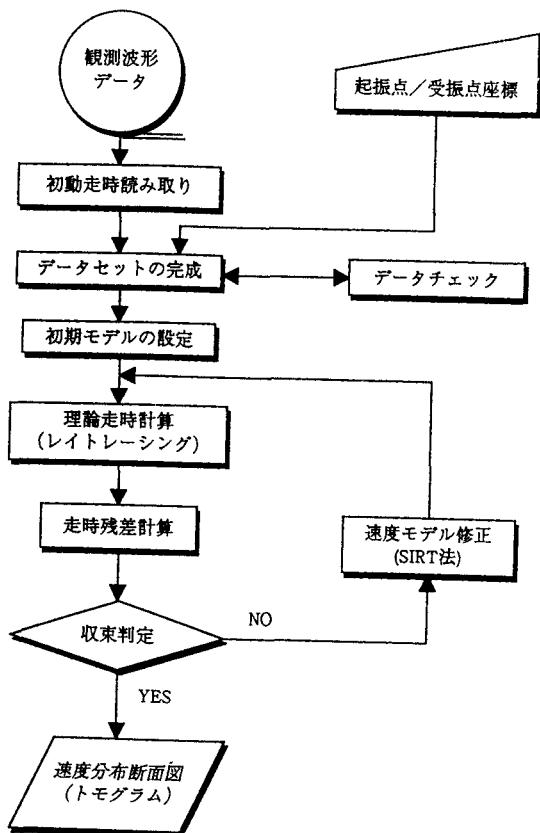


図3.3.2 P波の速度分布を得るための解析の流れの例

比抵抗トモグラフィは、断層破碎帯の連続性を把握する調査、地下水の分布状況を把握する調査、グラウト効果の判定、水圧破碎による亀裂発生のモニタリング、塩

水等の低比抵抗のトレーサを用いて経時変化を把握する地山透水性調査など様々な用途に利用されている。当然ともいえるが、地盤の電気的特性に反映するような構造を調べるのに有効であることが分かる。図3.3.3は塩水トレーサを注入して地盤の透水性を調べた例を示したものである。図の左端にあるボーリング孔から塩水を注入し、比抵抗の経時変化を測定することによって、亀裂の分布域や伸展方向、および透水性などに関する情報が得られた例である。図の上段は比抵抗の分布図を、下段は注入直後からの比抵抗の変化率の分布を示したものである。塩水注入前の比抵抗分布では、断面のほぼ中央部を左上から右下に向かう方向と中央から枝分かれして左下にのびる方向に、周囲に比べると比抵抗の低い部分がみられる。さらに、注入1日後および6日後の比抵抗変化率の分布図でも、その部分で比抵抗値が10%程度低下し、周囲に比べて変化率が大きくなっていることが分かる。これは、この帶状のゾーンが優勢な透水ゾーンであることを示しており、亀裂沿いに塩水トレーサが入り込んでいることを示唆している。注入9日後には、変化率が大きな部分の面積が縮小しており、注入された塩水が散逸したことを示している。

(3) 電磁波トモグラフィ^{13),14),15)}

電磁波トモグラフィは周波数が数十MHzオーダーの電磁波を用いるトモグラフィである。周波数が高いため、分解能が高いことが特長である。また、塩化ビニルなどのプラスチックケーシング孔内でも実施できる利点がある。ただし、地盤内の透過距離が短いのが欠点といえる。透過距離が短いのは地表から探査する地下レーダの場合と同様である。このため、瞬間に大きな電力を出力するのは限界があるので、周波数の異なる複数の連続波を用いるステップ周波数レーダ、周波数を掃引する連続波を用いるチャーブレーダ、パルスを符号化する符号化レーダなど時間をかけて実効的な電力を大きくする、いわゆるスペクトル拡散方式が試みられている。海外では1MHz程度の低い周波数のトモグラフィも研究されているようではあるが、まだ希な例といえる。測定方法は送信アンテナと受信アンテナを別のボーリング孔に挿入してクロスホール測定を行う場合が多いが、地表部で地下レーダ装置を併用することもある。

調査への適用例としては、海外では高レベル放射性廃棄物地層処理場における調査などで活用された例などをはじめ比較的多くの実施例がみられるが、日本では弾性波トモグラフィや比抵抗トモグラフィに比べるとまだ適用例は少ないようである。日本の地盤は亀裂などが多く

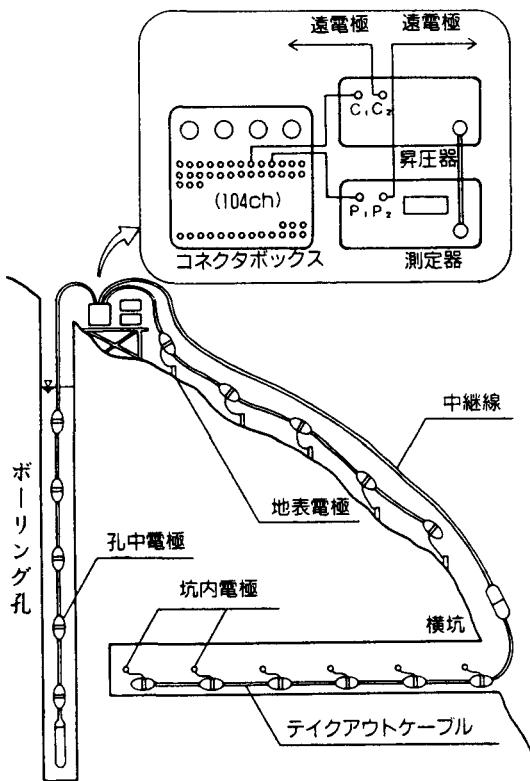


図 3.3.3 比抵抗トモグラフィの測定系統図

電磁波が透過しにくい条件にあることも適用例が少ない要因の一つになっていると思われる。花崗岩地帯における亀裂の分布調査やトレーサを注入しての水みち調査などの例がみられる。

図 3.3.4 は土質地盤で測定した例で、電磁波の速度分布を示している。電磁波速度は特に地盤の誘電率に大きく関係するが、粘土、シルト、砂などの土質の違いを反映していることが分かる。含水比の小さなロームや砂層では速度が大きく（誘電率が小さく）、含水比の大きな粘土やシルトでは速度が小さく（誘電率が大きく）なっている。

図 3.3.5 は先に述べた弾性波トモグラフィおよび比抵抗トモグラフィと併せて、同じ領域を対象に 3 種類の方法で実施した例である。手法によって得られる分布形状が異なっているが、どの手法についても左右半分のやや右寄りのところで値が大きく異なっており、この境界に不連続面があることが分かる。弾性波速度では主として地盤の硬軟が判断されるが、比抵抗や電磁波速度によれば地盤の変質の度合いや、含水状況を推定することができる。なお、これらの 3 種類のデータについて、P 波速度、比抵抗、および電磁波速度の値の組み合わせによりファジイ理論を適用してクラスタリングすることにより、水で飽和した破碎帶、不飽和の破碎帶、風化帶、

新鮮岩と解釈される部分にゾーニングするということも試みられている。

(4) EM トモグラフィ

EM トモグラフィは電磁法（EM 法）探査の手法を用いるトモグラフィである。電磁波トモグラフィと異なる点は、扱う周波数が数 Hz～数 10 kHz とはるかに低いことと電磁波ではなく磁場を測定する方法であることがある。図 3.3.4 に測定系の構成を示す。送信プローブ内のコイルに電流を流して強い磁場を発生して、地盤中の異常体から発生する二次磁場を測定する。無水孔やプラスチックケーシング中で測定できること、複数の周波数をうまく選定して測定すれば比抵抗だけでなく磁化率も測定できることなどの特長がある。現在のところ、実施例はあまりないが、埋設管探査、薬液やグラウト注入範囲の把握、地盤内の断層分布の詳細把握などへの適用を考えられる。図 3.3.6 に探査結果の例を示す。孔間距離が 50 m の 2 つのボーリング孔を利用して実施されたもので、比抵抗分布を示したものである。左右にはそれぞれのボーリング孔で実施された電気検層結果が示されている。

(5) 水圧トモグラフィ^{16)～18)}

この手法は、2 本以上のボーリング孔を利用して、1 つのボーリング孔から矩形波状のパルスや正弦波状の水圧変化を与えて、他のボーリング孔で圧力応答波形を測定する方法である。この圧力応答は孔間の水理特性を反映しているので、地盤内の透水係数の分布を求めることができる。また、圧力応答の経時変化が測定できるので、地盤内部の流体の挙動が把握できる。堆積岩など水平方向と鉛直方向で透水性に差異がある可能性があるような地盤や、割れ目の多い岩盤あるいは不均質な地盤の透水性の調査などに有効な手法といえる。

図 3.3.5 はパルスを用いる方法について試験方法の概念を示したものである。¹⁶⁾ 解析の流れを図 3.3.6 に示す。また、正弦波を用いる方法について、割れ目系岩盤での測定結果例を図 3.3.7 に示す。¹⁷⁾ これらのデータから正弦波流量の振巾と圧力の減衰および位相差が求められ、透水係数が算出される。これらの方法はまだあまり多くの実施例はないようであるが、割れ目系の水理特性をマクロに把握する方法として今後、有望な方法と思われる。

3.3.5 今後の課題¹⁾

ジオトモグラフィは、現在、かなりの頻度で調査に利用されるようになってきている。一口にジオトモグラフ

イといつても様々な手法があり、手法ごとに固有の問題と全体に共通する課題がある。共通する課題については、1990年に物理探査学会でジオトモグラフィ・シンポジウムに参加した機関に対して実施したアンケート結果⁷⁾なども参考にして考えると、概ね次のような事項が挙げられよう。

① 探査精度・分解能の向上

ジオトモグラフィは他の探査よりも精度の高い方法として利用されているが、それだけに期待も大きく、また、最近の調査ではより大きな規模で高い精度が求められるようになっていることから、今後、ますますこの要求は高まるものと思われる。そのためには、新しい測定システム、測定方法および解析手法が開発される必要があろう。

② ハードウェア技術の充実

これまで解析技術に偏っていたが、今後はハードウェア技術が重要となろう。多量のデータを扱うので、現場で精度良くしかも効率的に測定が行えるシステムが不可欠となっている。最近では、多チャネルの高分解能サイスモグラフやデータの質をモニタしながら多点を自動切り替えできる電気探査装置などが実用化されており、かなり広く活用されるようになってきたが、さらに高機能と高い信頼性が求められている。計測システムの研究にも重点が置かれるべきであろう。現場で、データの質が管理できることも重要である。

③ 解釈技術の向上

優れた情報に富むデータが得られても、それを活かすには十分に解釈できる技術が必要である。これ

には、データの蓄積とともに、物理探査の専門家に加え地質や土質などの専門家が協力して測定値と地盤物性との関係、測定値に影響を与える要素の研究などの地道な努力をすることが必要と思われる。

④ 新しい手法の開発

EMトモグラフィ、ウエルテストトモグラフィなどは、まだあまり実績はないが将来有望な手法と考えられる。見通しのある新しい手法は積極的に取り入れ、適用を試みていくことも重要であろう。

この他、精度の向上とも関係するが、地盤はもともと3次元構造であるから、2次元断面ではなく、3次元的な物性値分布が得られるようにする3次元探査技術を確立する必要があろう。3次元探査はすでに何例か試みられており、普及できる技術と思われる。そのためにもハード・ソフト両面からの発展が望まれる。

参考文献

- 1) 小島 圭二 (1991) : ジオトモグラフィの現状と将来, 地質と調査, 1991年 No.2, pp 2-7
- 2) 斎藤 正徳 (1991) : ジオトモグラフィの基礎理論, 地質と調査, 1991年 No.2, pp 8-12
- 3) 大友 秀夫 (1986) : ジオトモグラフィ技術の現況, 物理探査, Vol.39, No.6, pp 384-397
- 4) 小島 圭二 (1989 a) : ジオトモグラフィによる岩盤の画像化 (その1), 応用地質, Vol.30, No.3, pp 121-130
- 5) 小島 圭二 (1989 b) : ジオトモグラフィによる岩盤の画像化 (その2), 応用地質, Vol.30, No.4, pp 179-188
- 6) 藤山 敦, 西園 政則 (1994) : ジオトモグラフィ手法による

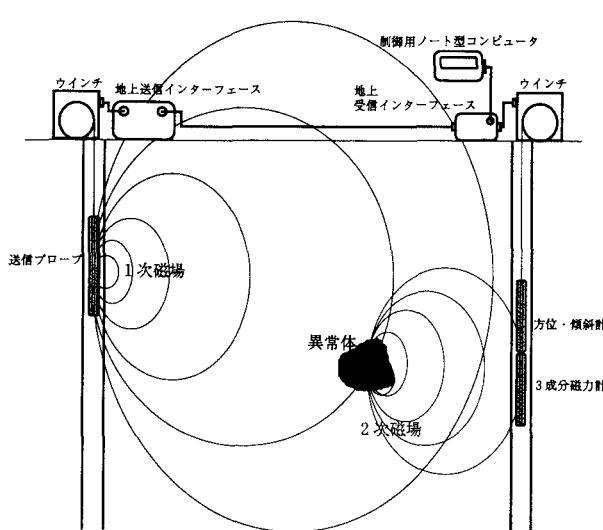


図3.3.4 EMトモグラフィの測定系構成例

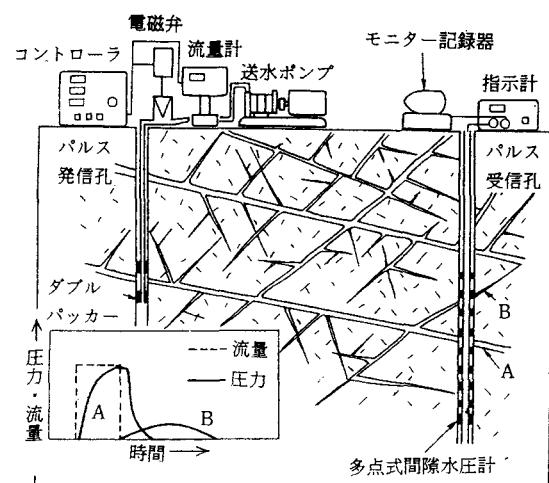


図3.3.5 試験方法の概念図

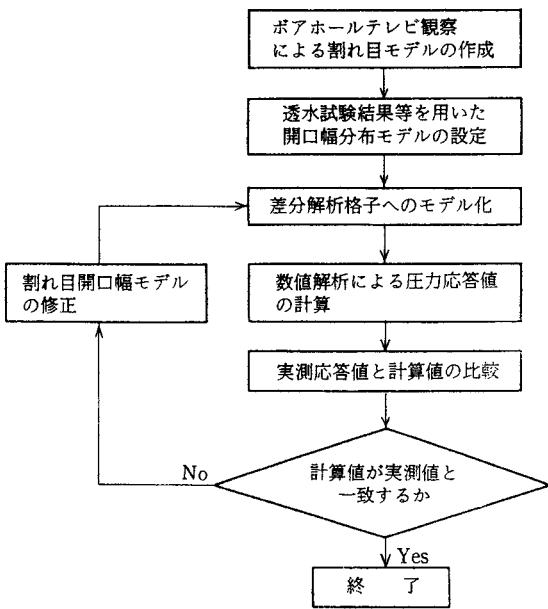


図 3.3.6 解析の流れ

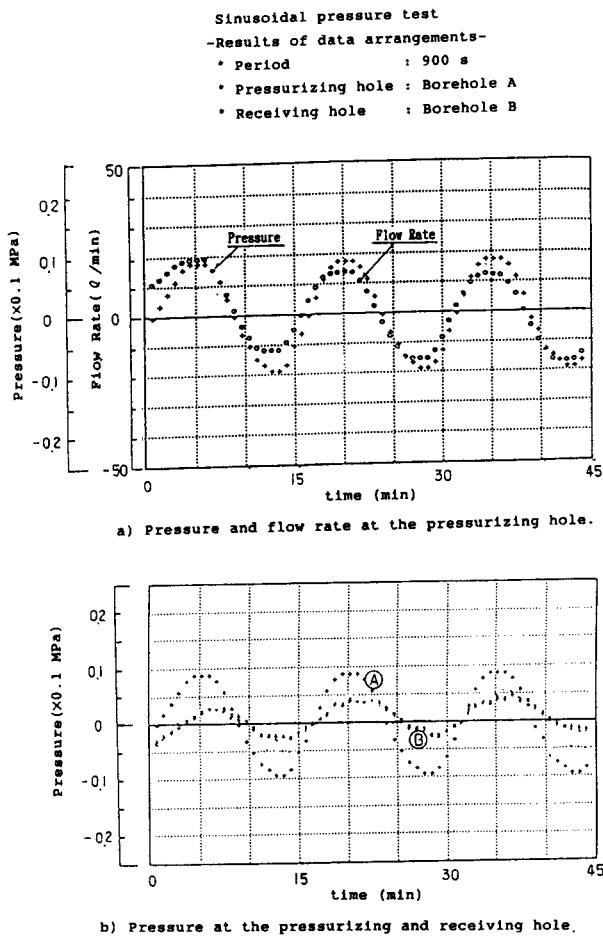


図 3.3.7 正弦波を用いた水圧トモグラフィの記録例¹⁷⁾

- ダムサイトにおけるグラウチング効果の判定, 応用地質年報, No. 16, pp 53-72
- 7) 物理探査学会企画調査委員会 (1990) : ジオトモグラフィ技術への期待—ジオトモグラフィ・シンポジウム出席機関へのアンケートより, 物理探査, Vol.43, No.4, pp 282-290
- 8) 西田 薫, 杉本 芳博 (1991) : 弾性波トモグラフィ, 地質と調査, 1991 年 No.2, pp 13-19
- 9) 六川 修一 (1989) : 弹性波トモグラフィとその応用, 物理探査, Vol. 42 卷, No. 6, pp 428-441
- 10) 島 裕雅 (1989) : 比抵抗トモグラフィの基礎と応用, 物理探査, Vol. 42, No. 6, pp 442-457
- 11) 島 裕雅 (1991) : 比抵抗トモグラフィ, 地質と調査, 1991 年 No.2, pp 19-26
- 12) Hiromasa Shima (1992) : 2-D and 3-D resistivity image reconstruction using crosshole data, Geophysics, Vol.57, No.10, pp 1270-1281
- 13) 登内 正治 (1991) : 電磁波トモグラフィ, 地質と調査, 1991 年 No.2, pp 27-31
- 14) 仙波 毅 (1992) : ポアホールレーダによる花崗岩岩盤特性調査, 応用地質, Vol.32, No.6, pp 304-312
- 15) 北村 孝海 他 (1992) : ポアホール型レーダを用いた水みち調査, 応用地質, Vol.32, No.6, pp 333-344
- 16) 深田 淳夫 (1993) : 地質調査の新しい技術, 地質と調査, 1993 年 No.1, pp 2-8
- 17) 本島勲, 打田靖夫, 猪原芳樹 (1994) : 正弦波圧力試験による岩盤の水理パラメータの評価, No.9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp 199-204
- 18) Black J. H., and Kipp K. L. (1981) : Determination of Hydrogeological Parameters using Sinusoidal Pressure Test A Theoretical Appraisal, Water Resources Research, vol.17, No.3, pp 686-692
- 19) Noy, D., Barker, J., Black, J., and Holmes, D. (1988) : Cross-hole Investigations—Implementation and Fractional Dimension Interpretation of Sinusoidal Tests, SKB Technical Report OECD/NEA 88-01

3.4 AE

3.4.1 概説

物体が応力を受けて塑性変形もしくは破壊するときに、内部に蓄積されていたひずみエネルギーが瞬時に解放されて周囲に弾性波となって放出される現象を AE (Acoustic Emission) と称する¹⁸⁾。この弾性波は物体内外を伝播して表面に装着した圧電変換子によって検出される。計測される AE 信号は大別して連続型と突発型に分けられる。連続型信号は主として塑性変形によるものであり、固体内部での転位の際に生ずるパルス状の信号が多数集まつたものと考えられる。突発型信号は亀裂の発生、成長に伴って瞬間に発生するもので、連続型信

号に比べて振幅が大きく発生源の位置標定などに用いられる²⁾。これらの信号の周波数は可聴周波数から数MHzの超音波領域にまで及ぶが、種々の対象物体におけるAEの検出周波数の設定範囲はおおむね図3.4.1に示す通りで、多くの金属のAE検出では数100kHz～1MHzの範囲にあり、複合材料や岩石、コンクリートでは、これより若干低めに設定されることが多い³⁾。AE変換子としては、高周波領域の超音波を効率よく受信するジルコン酸チタン酸鉛圧電磁器(PZD)が多く用いられ、その構造は特に電気的なノイズの誘導や空中からの音響ノイズの妨害をさけるための工夫がなされている²⁾。

AE特性パラメーターには、AE信号の受信センサーまでの到達時間差、発生数、発生時間分布、発生頻度、エネルギー、振幅、振幅分布、および波形とその周波数スペクトラム等がある。これらのパラメーターはそれぞれ特徴があり、例えば到達時間差はAE発生源の位置の標定や亀裂の形状の推定に利用され、また発生頻度およびエネルギーは地圧の推定に、さらに波形は破壊モードの推定等に利用される。AE波形は物体の変形・破壊の情報を多く含むと同時に伝播する過程で材料内の不均質性および粘性などにより変形したり、時間差の遅延が生じる⁴⁾。そのために、この波形を確実に計測し、解析、評価することにより、物体内の異常現象を初期段階から詳細に監視することが可能である。したがって、AE計測技術は金属、セラミックス、岩石、コンクリートおよびFRP等の材料物性の塑性変形や破壊機構の研究に適用され、さらに各種材料、部品の強度試験、欠陥検査等の製造管理から大型構造物の健全度診断および安全監視等に広く利用されている⁵⁾。また、地下情報計測のAE技法は以前から炭鉱における地圧による山はね、ガス突出等の岩盤、炭層の突発的大規模破壊現象予知技術として研究が進められており⁶⁾、近年においては地熱開発の地下亀裂計測、および都市地下利用における大深度地下空間の開発に伴う地下構造物周辺岩盤の安定性の評価など、地下開発のための最も有望な情報計測法として広く

研究、開発され一部実用化に至っている(図3.4.2参照)⁷⁾。

3.4.2 岩石・岩盤試験分野への適用実例

(1) カイザー効果を利用した初期地圧の測定例

地下空洞を安全に施工するうえで、岩盤内の応力の大きさと方向を知ることは極めて重要なことである。この応力測定を実験室で簡便に計測できる一手法としてAEのカイザー効果、すなわち物体が一度経験した既往の最高応力以下ではAEが発生しないという特性を利用した方法をあげることができる。

この技法は原位置岩盤より岩石コアを採取、整形した供試体を用いて一軸圧縮載荷試験を行い、その際のAEを計測してカイザー効果によるAE発生数の急増開始点を求めて地圧を測定する方法である⁸⁾。この技法を用いて、原位置の浅部岩盤から深部岩盤に至る初期地圧の推定^{9),10)}並びに硬岩および軟岩地山での初期地圧の測定¹¹⁾も行われているが、ここでは、地表面から浅い硬岩地山を対象とした測定事例¹¹⁾について記述する。

測定対象の地山は岐阜県神岡鉱山の地下実験場で地表面下約180mに位置し、周辺の地質は片麻岩類を中心として構成されている。この岩石の一軸圧縮強度は約100MPa以上であり、岩盤の弾性波速度は5.2km/sec以上であった。岩石コア採取地点は図3.4.3に示すNo.9ボーリング孔の壁面から12mと14mの2箇所とNo.10ボーリング孔の壁面から14mの1箇所である。これらの地点から採取した岩石コアを6方向から整形し、直径30mm、長さ60mmの円柱状の供試体を作製した。

AEの計測試験に先立ち、予め実施した予備試験の結果から表3.4.1に示す試験条件を定めた。

6方向における地圧計測結果を表3.4.2に示す。各方向の地圧成分は各々3個の供試体から得た結果の平均値で、この結果から鉛直方向の応力は土被り圧にはば等しくなることが認められた。これらの計測結果の内からNo.9ボーリング孔の水平深度14mの地点から採取し

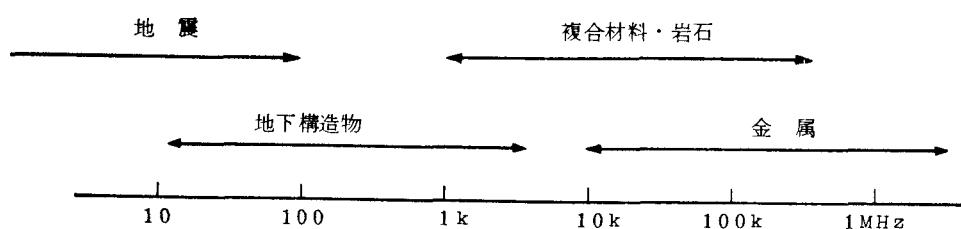


図3.4.1 種々の対象物におけるAEの検出周波数

た試料の結果を一例として図 3.4.4 に示す。この図は単調載荷時の応力、ひずみおよび AE 累積数の関係を示すとともに、連続的な AE の発生開始位置を点線で示し、その時点の応力も表示している。

表 3.4.2 の計測結果から 3 次元主応力の大きさを求めて、応力解放法からの推定値と比較した場合、最大主応力はほぼ等しい値を算定したが、中間および最小主応力は AE 法で求めた値が 2 倍程度大きくなる。また、主応力方向を算定して上半球投影のステレオネットで整理したもののが図 3.4.5 に示す。両手法の結果から、おおむね地山の傾斜方向と調和することが確認された。一方、図 3.4.6 に示すように最大主応力軸は東から南へ 16° 傾いた方向にあることが明らかとなった。

(2) 岩石試験における岩石材料の破壊メカニズムの解明

一軸圧縮応力下における岩石の破壊過程での AE の研究は応力レベルと AE 発生頻度、非弾性体積ひずみ、および AE の発生位置等との関係について各方面で広く行われている。これらの中で、主に岩石の破壊靱性値や応力腐食等の関連で研究が行われる岩石の曲げ試験について、凝灰岩の三点曲げ試験において AE 信号を測定し、AE 発生源の位置標定や AE 発生の経時変化等を観測して、AE の発生と亀裂進展との関係を考察した事例¹²⁾について記述する。

試験片の形状は ISRM の提案する岩石破壊靱性試験にならい、直径 60 mm、長さ 210 mm の円柱状試験片

に厚さ 0.3 mm のシェブロンノッチを入れたものである。実験は亀裂肩部開口変位制御で行い、特に規模別の AE 発生位置の変化について検討している。

AE 発生源分布の経時変化の一例を図 3.4.7 に示す。図中の円の大きさは各 AE 波の最大振幅に対応する。これらの震源の X 座標に注目し、各時刻の AE 源の X 座標と時間との関係を示したものが図 3.4.8 である。図中、横軸は時刻、縦軸は横軸で示された時刻の前後 250 秒以内に発生した全ての AE 発生源の X 座標を平均したものである。この図から、時間の経過と共に AE 発生源が上部に移行していく傾向にあることが認められる。ここで各 AE 波形の規模に注目して、AE を最大振幅の大きさによって大、中、小の三段階に分類し、この時の各段階における AE 発生源の X 座標と時間との関係を図 3.4.9 に示す。図中、横軸は時刻、縦軸は横軸で示された時刻の前後 250 秒以内に発生した全ての AE 発生源の X 座標を平均したものである。黒丸記号で示した振幅の小さい AE が、振幅の中位（黒三角記号）または大きい（黒四角記号）AE に比較して上部、即ち X 座標の大きくなる方向で発生していることが認められる。

次に、AE が集中して発生した領域での AE 発生源分布の経時変化をみると、図 3.4.10 に示すように、その領域内では先ず振幅の小さい AE が発生し、その後に、先行した AE の間を埋めるように振幅の大きな AE が

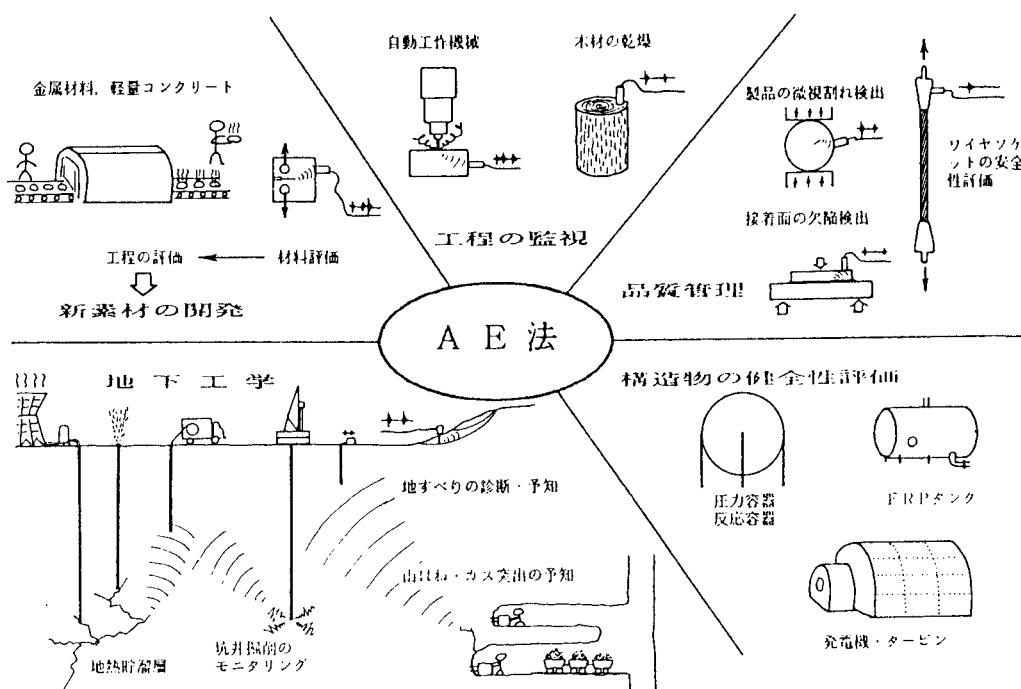


図 3.4.2 AE 法とその応用⁷⁾

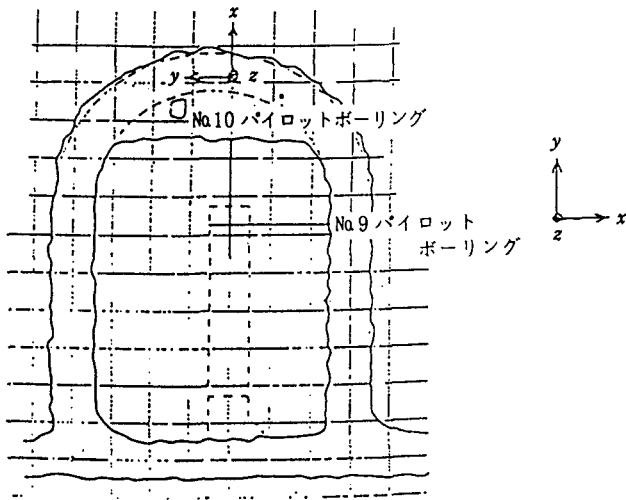


図 3.4.3 試料採取位置¹¹⁾

表 3.4.1 AE 試験条件¹¹⁾

項目	条件
トランスデューサ	140 kHz 共振型
感度	メイン 50 dB
	ブリ 40 dB
しきい値	ハイ 400 mV
	ロー 380 mV
バンドパスフィルタ	100~200 kHz
AE 計数方法	イベント計数方法
載荷装置制御方法	荷重制御
載荷速度	9.8 MPa/min

表 3.4.2 地圧計測結果¹¹⁾

測定方向	供試体数	地圧 (MPa)	変動係数 (%)
x	3	3.32	18
y	3	3.81	14
z	3	5.11	27
x y	3°	3.33	20
y z	3°	5.27	22
z x	3	4.61	14

注) * No.9 と No.10 のボーリングでは、供試体整形の座標系が異なる。そこで、No.10 ボーリングにおける座標系を基準とし、データの一部は応力不变量から補正して利用した。

発生していることがわかる。この AE 発生挙動における岩石内部での巨視亀裂の進展は、先ず微小亀裂が発生した後に、それらが連結することにより巨視的亀裂に成長して行く過程に対応しているものと考えられる。

(3) 原位置岩盤試験における破壊現象機構の解明

大規模な地下空洞構造物の建設にあたり、その地下空洞を安全に掘削するために周辺の岩盤挙動を監視・把握

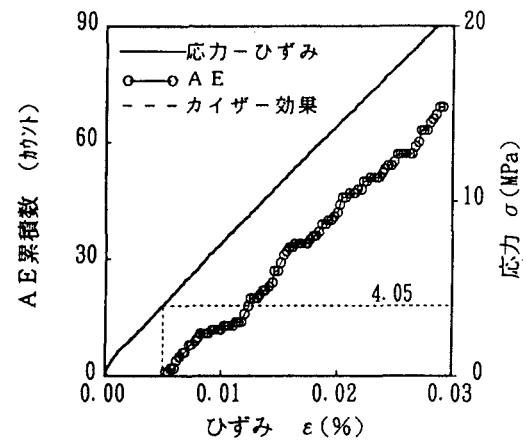


図 3.4.4 試験結果一例¹¹⁾

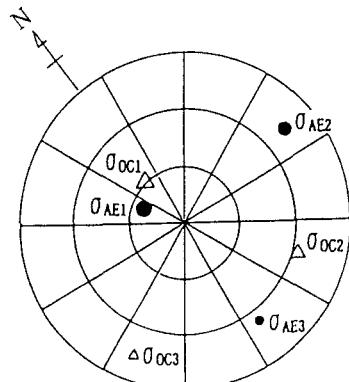


図 3.4.5 主応力表示 (3 次元)¹¹⁾

する必要がある。その新しい手法として、原位置における AE 計測の利用が近年広く採用されつつある。この地下空洞掘削時の現地 AE 計測の一例として、兵庫県峰山・砥峰高原の東斜面地表下 280 m に位置する関西電力 (株) 大河内揚水発電所の地下空洞における AE 計測の事例^{13),14)}について記述する。

AE の測定は図 3.4.11 に示すように、掘削前に周辺トンネルから 3 ベンチのレベルにはほぼ水平に掘削されたボーリング孔内で行った。この側壁岩盤内に 1.5 m 間隔で設置した 8 個の AE センサーによるベンチ掘削時の AE 発生数の計測結果を図 3.4.12 に示す。同図(a)では、空洞壁面から 4.5 m の位置に多くの AE が発生しているが、掘削箇所が測定位置より下部の 4 ~ 6 ベンチに進むと同図(b)のように、壁面より 9 m の位置をピークとする 6 ~ 12 m 間に AE の発生が集中している。これは、掘削により生じた二次応力が掘削の進行につれて岩盤内部に移行する応力再配分現象を AE 計測によって捕捉し得たものと考える。

次に、空洞壁面から 4.5 m と 10.5 m の 2箇所において計測した AE 波形の周波数を各ベンチ毎に平均した値を、それぞれ図 3.4.13(a)と図 3.4.14(a)に示す。また、各測定位置の鉛直ひずみの変化を図 3.4.13(b)および図 3.4.14(b)に表すとともに、これと比較するために空洞壁面から 6 m および 9 m 離れた地点の鉛直ひずみの変化を図 3.4.15 と図 3.4.16 に示した。これらの結果から、AE 波形の周波数は各測定点とも掘削の初期には上昇し、掘削が進行するにつれて低下する傾向にある。また、鉛直ひずみの変化は図 3.4.13(b)と図 3.4.15 で比較した場合、3 ベンチ掘削までは両測定点ともに同程度に分担していた二次応力が 4 ベンチの掘削時に至ると、4.5 m の測定点では解放され、6 m 地点では応力再配分現象を起こしていることが認められる。一方、空洞壁面から 10.5 m の位置における周波数の変化は図 3.4.14(a)に示すように、4 ベンチの掘削時に至って大きく低下することが認められる。この周波数の低下は 4.5 m 測定点の場合も同様に岩盤がこれから受けるダメージの前兆を示すものと思われる。また、同図(b)より 10.5 m 測定点における鉛直ひずみの変化をみると、周波数が低下

した 4 ベンチ掘削時までは緩やかに圧縮されているが、5, 6 ベンチの掘削時点では解放側に転じている。これを、図 3.4.16 に示す 9 m 地点の場合と比較すると、9 m 地点では 5, 6 ベンチの掘削時以前と比べて更に応力を負担していく様子がわかる。これは 10.5 m 位置の岩盤は 4 ベンチの掘削によって逐次的に破壊が進行し、5, 6 ベンチの掘削時には耐荷力が減少して 9 m 地点に応力再配分がなされたものと考えられる。

(4) 地熱開発における水圧破碎による亀裂の進展・方

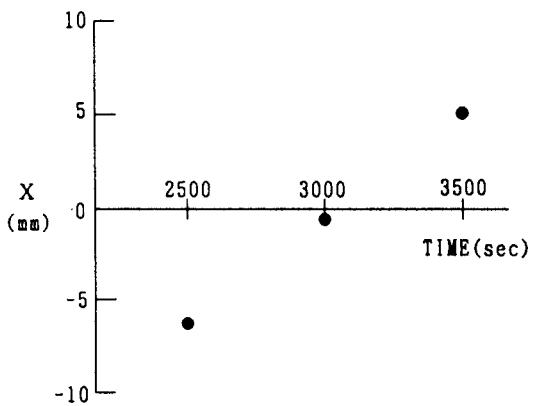


図 3.4.8 三点曲げ試験時の AE 源の移行¹²⁾

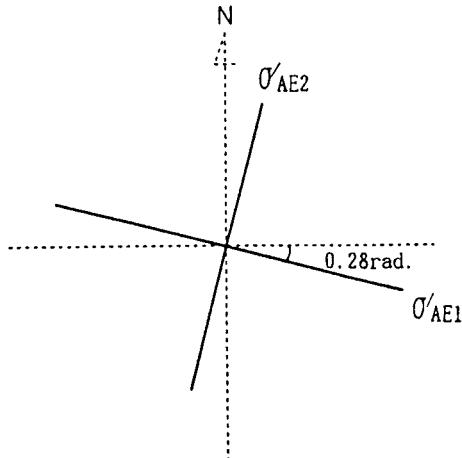


図 3.4.6 主応力表示（2次元）¹¹⁾

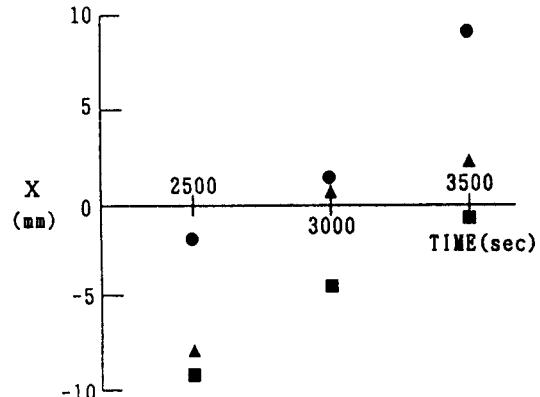


図 3.4.9 三点曲げ試験時の AE 源の規模別変化¹²⁾

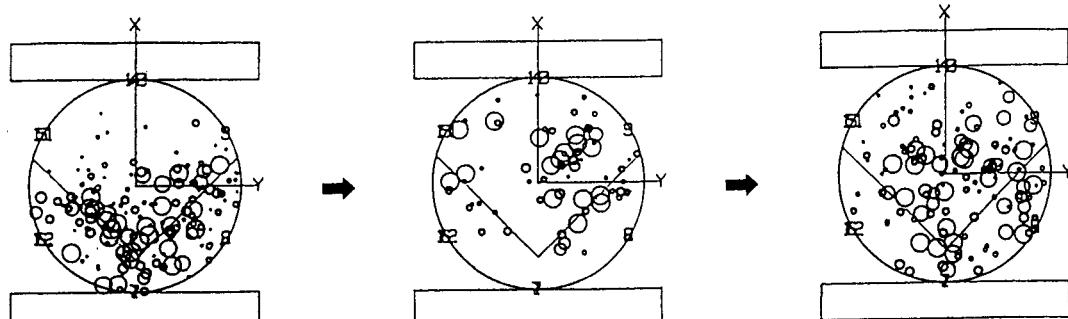


図 3.4.7 三点曲げ試験時の AE 源分布の経時変化¹²⁾

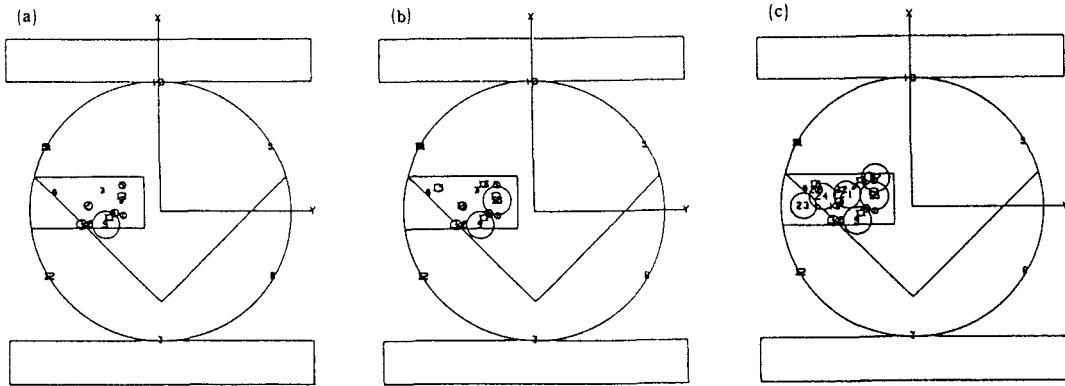


図 3.4.10 三点曲げ試験時の AE の規模別発生状況¹²⁾

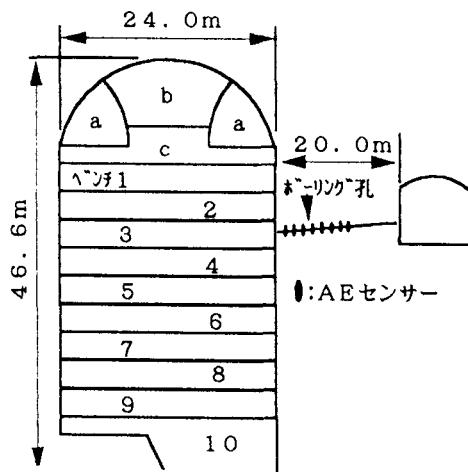
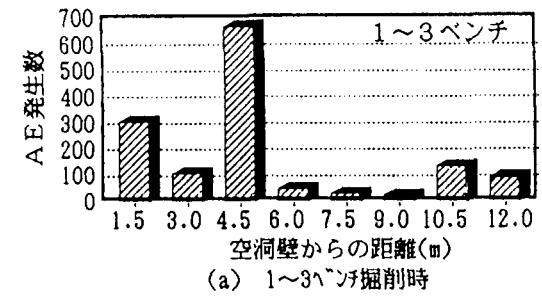


図 3.4.11 AE センサーの設置位置¹⁴⁾

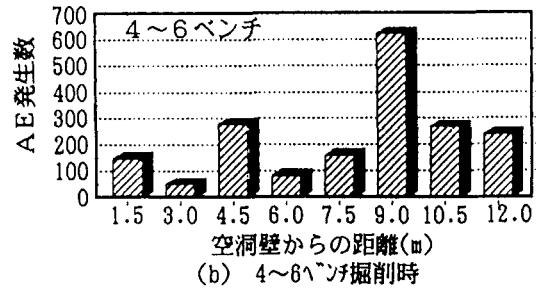
向・位置評定

水圧破碎により地下に形成される人工亀裂の形状や大きさ等を把握することは地熱開発における坑井の性能を合理的に改善するうえで極めて重要である。その地下亀裂進展の監視技術の最も有望な一技法として AE 法をあげることができる。この水圧破碎時の現地 AE 計測例として、北海道濁川温泉における地熱井の水圧破碎時に実施した AE 計測の事例¹⁵⁾について記述する。

本研究の測定対象坑井は深度約 2,000 m で、そのうち約 1,000 m がケーシングで保護され、その下部は裸坑である。この坑井口から約 800 m 離れた地点に深さ約 30 m の測定井を設けて、その中に AE 変換子と電子回路部を内蔵した耐圧・耐熱型 AE 計測ゾンデを設置して計測を行った。その計測結果を図 3.4.17 に示す。図中のリングダウンカウントは測定 AE 波形の 1 イベントあたりのエネルギーに相当するものである。また、水圧破碎は同図の時間軸からも明らかのように 2 段階に分けて実施された。すなわち、10:33~11:13 の加圧期間



(a) 1~3 ペンチ掘削時

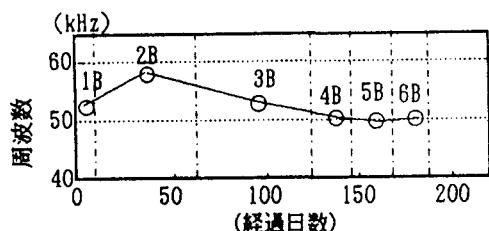


(b) 4~6 ペンチ掘削時

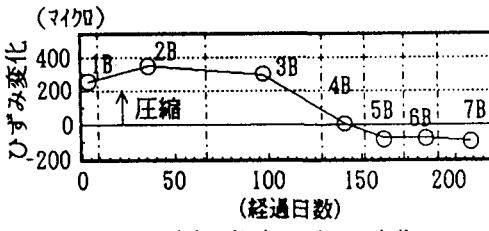
図 3.4.12 掘削に伴う AE 発生数の変化¹⁴⁾

が第 1 段階で、所定量の流体を圧入し、その後、圧力を下げて第 1 段階で生じた亀裂をブロッキング材で閉塞する。次いで、11:26 から第 2 段階に移り、坑井内の別の箇所における亀裂を進展させる。この約 2 時間の水圧破碎中 43 個の AE 信号が観測されたが、加圧時以外ではこの種の信号は全く観測されなかった。従って、この AE 信号は流体の圧入による亀裂の進展に起因して発生する信号のうち、特に大きなエネルギー放出を伴うものと考えられる。

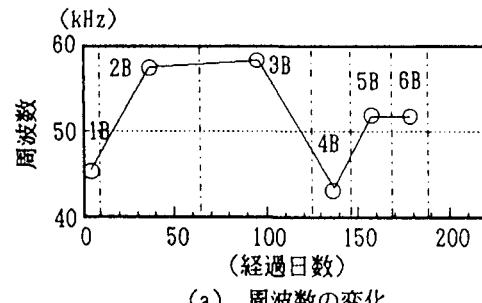
図 3.4.17 に示した信号波形の代表的な例を図 3.4.18 に示す。この波形から明らかのように水圧破碎による AE 信号は典型的な減衰波形であり、その継続時間は



(a) 周波数の変化



(b) 鉛直ひずみの変化

図 3.4.13 空洞壁面から 4.5 m 付近の AE 周波数および鉛直ひずみの変化¹⁴⁾

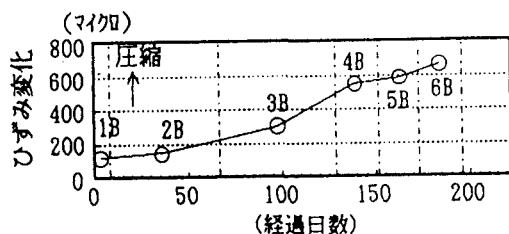
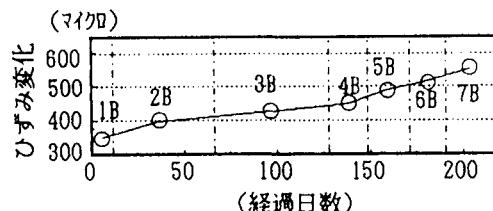
(a) 周波数の変化



(b) 鉛直ひずみの変化

図 3.4.14 空洞壁面から 10.5 m 付近の AE 周波数および鉛直ひずみの変化¹⁴⁾

0.5~2秒で卓越周波数はいずれも 37.5 Hz であった。なお、図 3.4.18 の波形の時間軸を拡大した X, Y 両成分の信号を図 3.4.19 に、また、同図の X, Y 両方向の AE 信号を用いて作成した振動成分のリサージュ図形を図 3.4.20 に示す。同図から明らかのように信号到達から最初の 9~10 サイクル(a)は第 1, 3 象限に偏波した P 波の入力期間に相当しているが、次の 10 サイクル(b)では位相が大きく変化している。この境界が図 3.4.19 中の矢印で示される別の波の到達時刻に相当する。また、図 3.4.20 (a)に示す P 波到達時間中の振動方向を 3 次元的に解析すれば P 波の到来方向の決定も可能と考えられる。

図 3.4.15 空洞壁面から 6 m 付近の鉛直ひずみの変化¹⁴⁾図 3.4.16 空洞壁面から 9 m 付近の鉛直ひずみの変化¹⁴⁾

次に、水圧破碎中における AE 信号の P 波と S 波の到達時間差 Δt (sec) を図 3.4.21 に表す。これは観測された 43 個の AE 信号のうち、S 波の到達時刻を判別できる信号について、水圧破碎の進行時刻に対して Δt をプロットしたものである。S 波の到達時刻は振動波形の X, Y 成分で図 3.4.19 中に示す矢印部分のように変曲点が明確で、かつ、図 3.4.20 に示すリサージュ図形における位相急変点に対応する場合に判別できるものと考え時刻を読みとった。図中の縦軸 Δt は観測点から AE 発生源までの距離に関係し、時間とともに変化する。この状況は第 1 段階で最初の破碎を行い、ブロッキング後に第 2 段階で別の箇所から亀裂を進展させる作業プログラムの進行とよく対応していることが明らかとなった。また、今回の測定実験から AE センサーを用いて水圧破碎時の AE 信号を約 1,500 m 離れた地点から計測できることを確認した。

以上の結果から、AE 計測法は水圧破碎により急速に進展する亀裂の位置や形状のモニタリング技術として極めて有望である。従って、この技法による水圧破碎時刻 (Break Down Point) の判定と位置標定による亀裂進展の把握により、一段と能率的な水圧破碎が可能になるものと考えられる。

(5) グラウト注入管理

地盤・岩盤の改良法として、グラウト注入工法が近年広く採用されつつある。しかし、この方法は高压でグラウト材（空隙部に注入する液状物質）を注入するためにかえって岩盤に亀裂を生成したり、不連続面に沿って流

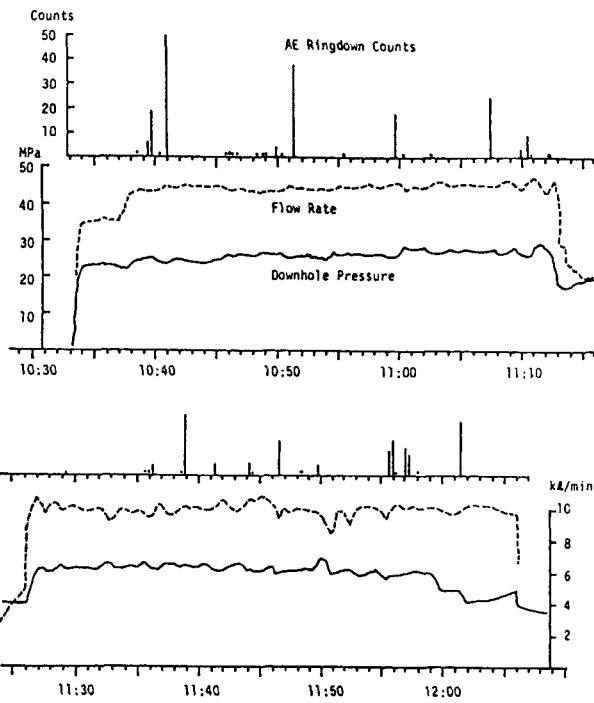


図 3.4.17 水圧破碎時の AE 信号と流体の流量・圧力線図¹⁵⁾

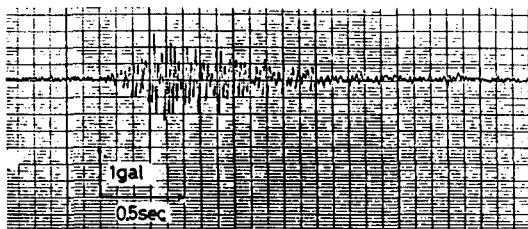


図 3.4.18 AE 信号波形の一例¹⁵⁾

れてしまったりする。そのため注入範囲の同定あるいは注入による二次的な破壊の監視が重要になる。そこで、岩盤の変状部分自体から信号を発生するために微小レベルでの受信が可能な AE 計測技法を実際のダム基礎岩盤へのグラウト注入管理の一手法として適用した事例¹⁶⁾について記述する。

AE 計測用センサーはプリアンプ内蔵タイプの地中埋設型のものを用い、計測の簡便性を重視してウエーブガイド法によりセンサーをボーリング孔底に設置して測定した。

グラウト注入時の圧力一流量一AE 発生率の経時変化を図 3.4.22 に示す。同図(a)の注入対象地盤は第四紀軽石質凝灰岩に属する軟岩で、注入限界圧は非常に低く 2~3 kg/cm² 程度と考えられていたが、注入開始後約 47 分経過した時点で著しい AE の増加と流量の増加が認められ、岩盤に水圧破碎現象が発生したことを示して

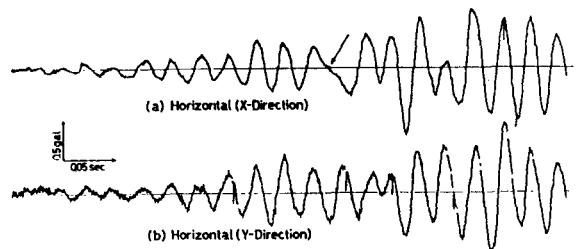


図 3.4.19 時間軸を拡大した AE 波形¹⁵⁾

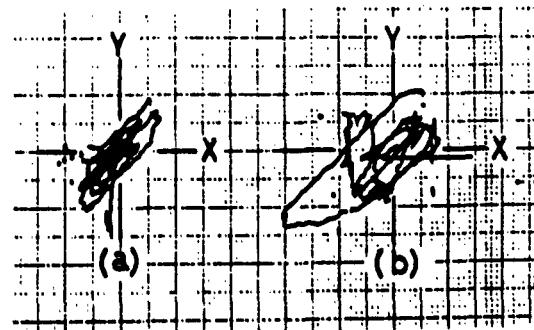


図 3.4.20 X, Y 振動成分のリサージュ図形¹⁵⁾

いる。また、同図(b)は第三紀の凝灰質角礫岩からなる亀裂の多い岩盤に対しての測定結果である。この場合の注入限界圧は 10 kg/cm²以上と考えられているが、注入後 40 分前後で注入圧を 3 kg/cm² から 5 kg/cm² に加圧した時点で流量の増加が認められた。しかし、AE の発生は注入後 20 分付近と 40 分付近で顕著に認められ流量の増加との相関性は示されなかった。このことは、いわゆる狭雑物の洗い流しに近い状態にあるものと判断される。この典型的な二つの測定例を図 3.4.23 に示すように無次元化した P-Q-AE 曲線で比較すると、その相違がより一層明白となる。すなわち、同図(a)のように P-Q 曲線上で、ある圧力に達した時点において急激な流量の増加と AE 発生率の増加を示す場合は水圧破碎に近い現象が生じていることを表し、一方、同図(b)のように流量が増加しているにもかかわらず AE 発生率の増加が認められない場合は、狭雑物の洗い流しに近い現象の発生を示すものと判断することができる。

このように、グラウト注入時の挙動監視方法として AE を利用することによって、岩盤破壊の要因となる水圧破碎現象等の防止ならびに岩盤の注入特性の把握が可能となる。

3.3.3 応用地質分野への適用例

(1) 山はね現象の監視

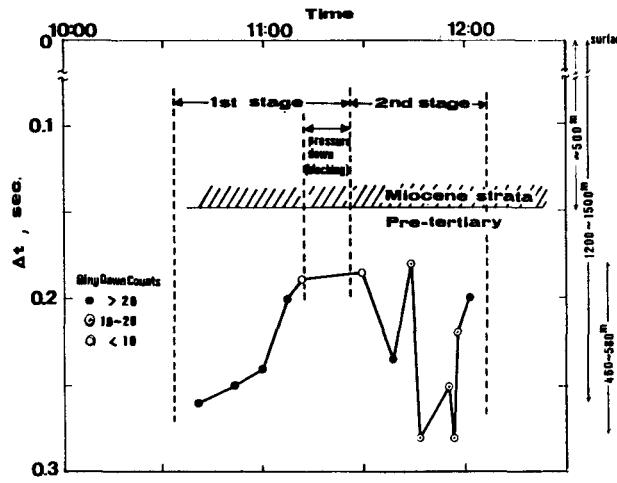


図 3.4.21 水圧破碎時の P 波と S 波の到達時間差¹⁵⁾

関越自動車道の新潟県湯沢町と群馬県水上町を結ぶ、谷川岳の直下に位置する関越トンネル掘削工事における山はね現象発生の監視体制として、AE 計測技術を適用して施工管理を行った事例¹⁷⁾について記述する。

関越トンネルは上下線 2 本の本トンネルと避難坑から構成されており、地質は堅硬な石英閃緑岩とホルンフェルスからなる。山はねが発生する岩盤は主に石英閃緑岩部であり、その発生状況は断層破碎帯を過ぎて土被りが 230~330 m まで厚くなった地点で大規模な山はねが発生している。

この山はねの AE による監視体制は、工事中の本坑と避難坑がほぼ平行しているため圧電型加速度計を避難坑覆工壁面から岩盤中へ 1 m の位置に 20 m 間隔で 4 点設置し、24 時間監視体制で AE の計測を行った。

計測結果のうち、切羽が坑口から 3,689 m の位置にあるときの 1 チャンネルの加速度計で計測した 1 gal 以上の AE の累積発生数とリングダウンカウントの時間変動を図 3.4.24 に示す。この際の加速度計と切羽の位置関係は図 3.4.25 の通りである。

図 3.4.24 から、発破前の装薬時と発破直後は工事に伴う機械類のセンサーに与える影響は少なく、岩盤の破壊により発生する AE のみを計測しているように見受けられる。また、発破 1 時間後に AE が急増しているが、これにはズリ出し作業による重機類の振動が含まれる。しかし、この時間帯にも多くの AE が発生していることは明らかであり、特に地山が活発に活動している場合には、AE は発破直後に終息せずに長時間継続して発生することもある。

次に、代表的な AE の計測波形とその波形のフーリエ解析によるスペクトルをそれぞれ図 3.4.26 および図

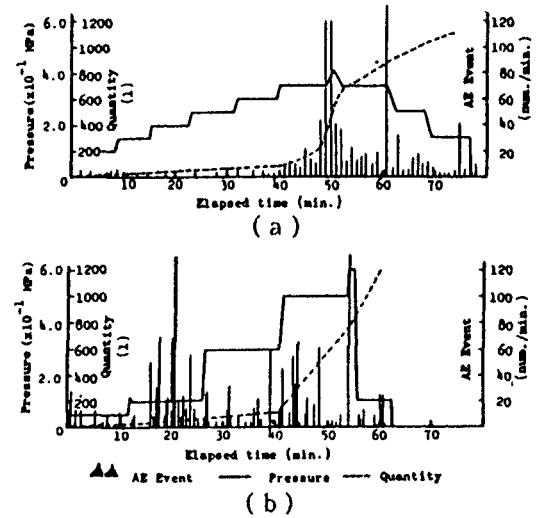


図 3.4.22 圧力-流量-AE 発生率の 経時特性経時特性¹⁶⁾

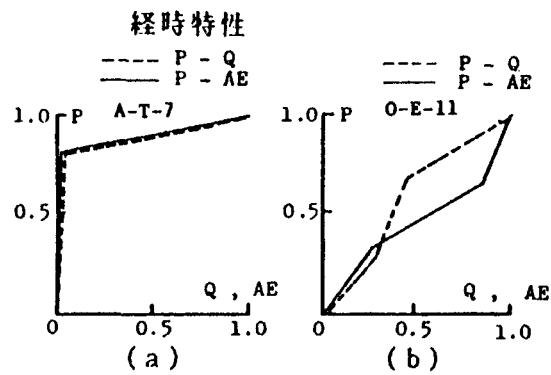


図 3.4.23 無次元化した P-Q-AE 曲線¹⁶⁾

3.4.27 に示す。両図中の(a)は山鳴り、山はね現象が頻発し始めた初期の比較的小規模のものであり、(b)は比較的中規模なもので、(c)は山鳴りとともに飛石が観察されたときの波形である。これらの結果から、(b)の波形では 500 Hz 程度の低周波成分が卓越しており、さらに(c)の波形においては 300 Hz 程度の AE としてはかなり低い周波数成分が卓越し、AE の規模が大きくなると卓越周波数が低周波数側に移動していることが認められる。

なお、AE センサーは図 3.4.25 に示すように切羽に対して線状に配置しているために三次元的に厳密な AE 発生源を決定することは困難であるが、計測した AE 波形から P 波と S 波の初動が比較的容易に判別できるので概略の破壊位置の推定は可能と考えられる。また、今回の AE 計測結果から、山はね現象発生時における AE の発生数は地山の状態と密接な相関性を持つことが確認された。

山はねに代表されるトンネル周辺岩盤の突然の破壊は

トンネル内作業の保安上極めて重要な問題である。従つて、山はねに対する監視体制を常時整えておき、山はね発生に関する種々の情報を提供する必要がある。AE計測技術はこの点を充分に満たすことのできる可能性を有した技術であり、従来の計測システムと併用することで、より安全な施工管理体制を確立することができるものと考えられる¹⁸⁾。

(2) 地下空洞掘削時のゆるみ現象

地下空洞掘削に伴う応力集中により発生する岩盤のゆるみ領域は岩盤本来の強度を失った状態にあるものと考えられるため、ゆるみの分布状況を精度良く把握することは地下空洞建設施工上重要なことである。ゆるみの発生・進展を監視する手法としてAE計測技術を用い、原位置計測等により岩盤が破壊状態に至る際のAE特性パラメータ変化量の検討を行った事例¹⁹⁾を紹介する。

一般的に硬岩を対象とした岩盤中のゆるみ発生機構は、主に新規クラックの発生・進展に起因する場合と既存クラックの開口、進展が主体となる場合に大別することができる。これらの各条件におけるAE計測を行うにあたり、岩石コアを用いた室内試験、原位置での岩盤試験並びにトンネル掘削の現場試験等を行い、これらの計測結果からゆるみ発生・進展時のAE特性パラメータの変化状況を調べた。AE特性パラメータとしては“カウント・レート（単位時間あたりのAEの発生率）”，“AEエネルギー（AE波形最大振幅の自乗平均値）”および“m値（地震動の最大振幅と発生頻度分布の関係式中の指數）”の3点をとりあげた。

AE計測方法は室内岩石試験、原位置岩盤試験およびトンネル掘削とも同一岩種（流紋岩）を対象として、同じ周波数特性を持つ計測機器を用いて行った。

岩盤中の新規クラックの発生と進展の計測を目的とする室内岩石コア試験は剛性三軸圧縮試験装置を用いて、側圧を $\sigma_3=5 \text{ MPa}$ と $\sigma_3=10 \text{ MPa}$ の二通りとし、AEセンサーの計測周波数帯域はAEの発生が最も多い0.2~1.0 MHzにて実施した。この計測結果を図3.4.28に示す。この結果から明らかのように、岩石コアの場合は破壊直前にAEが急激に発生し、これに伴ってカウント・レートおよびAEエネルギーの急増並びにm値の低下が認められる。

岩盤内の既存クラックの開口・進展等とAE特性パラメータの関連性を検討するため、既存クラックの少ない岩盤と多い岩盤の2地点での原位置岩盤せん断試験時のAE計測を実施した。岩盤せん断試験は岩石試験用コアを採取した坑道と同じ坑道で実施し、破壊時の鉛直

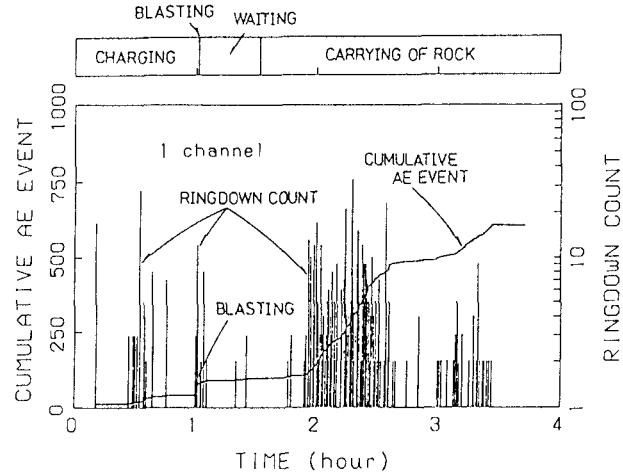


図3.4.24 AE発生数の経時変化と作業工程¹⁷⁾

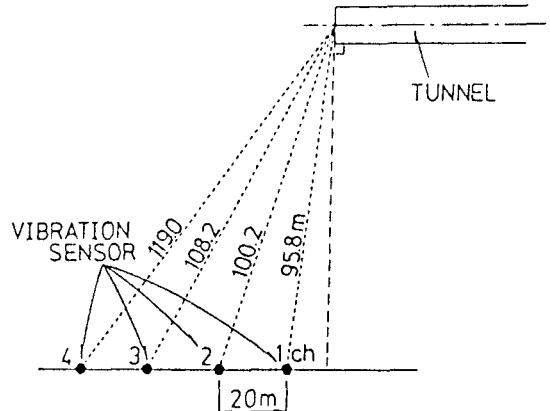


図3.4.25 センサーと切羽の位置関係¹⁷⁾

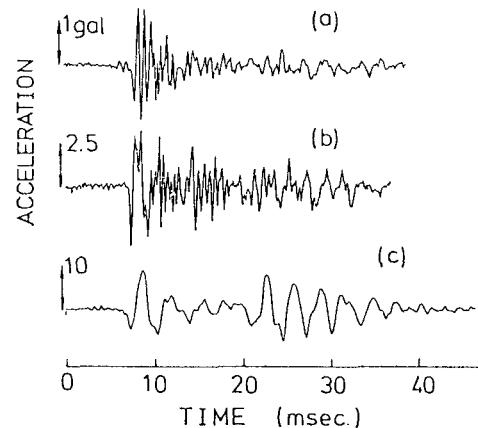


図3.4.26 代表的なAE波形¹⁷⁾

応力 $\sigma_3=5 \text{ MPa}$ を計測した。AEの計測は載荷点から約70cm離れた地点で行い、0.2~0.5MHzの周波数成分を持つAEが最も多く観測された。これらの計測結果を図3.4.29に示す。この結果を岩石コア試験結果と対比した場合、岩盤試験では岩盤内に既存クラックが

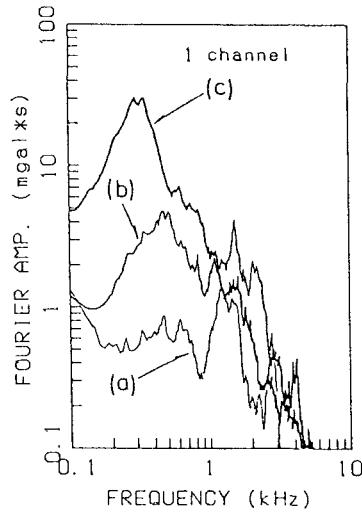


図 3.4.27 AE 波形のフーリエスペクトル¹⁷⁾

あるため、クラックのない岩石コアの破壊よりもかなり以前から AE が発生するが、AE 特性パラメータの変動量は小さい。この現象は岩盤中のクラックが多い程著しいことが判明した。

次に、上記の岩石試験と岩盤試験の結果に基づき、トンネル掘削時の AE を計測し、実際の空洞掘削に伴うゆるみ域の形成と AE 特性パラメータの変動状況との関係について検討した。トンネル掘削地点は岩盤試験実施地点と同一サイト内の坑道で流紋岩から構成されている。AE の計測方法は図 3.4.30 に示すように、トンネル天端から上へ 50 cm と 150 cm の位置に AE センサーを埋設して測定した。その周波数帯域は上述の岩盤試験の場合と同様とした。図 3.4.31 に切羽進行に伴う 2 地点でのゆるみ発生前後の AE 計測結果を示す。実際の空洞周辺岩盤においてもゆるみの発生・進展は新規クラックが主体となる場合には、カウント・レート、AE エネルギーおよび m 値の変化率が大きく、既存クラックの開口等が主体となる場合には、これら AE 特性パラメータの変化率は小さいことが確認された。

以上の試験結果から、岩盤内の既存クラックの分布状況は AE 計測にて定量的に評価できることがわかる。従って、室内試験・原位置試験の AE 計測と弾性波速度測定によって原位置岩盤のゆるみ発生予測のための AE 特性パラメータ規準値を設定できる可能性がある。

(3) 地すべり計測への適用

地すべりや斜面崩壊は地盤の微小破壊の累積によるため、それに伴って発生する AE を計測することで斜面の動きを監視することは可能と思われる。しかし、この場合の AE 周波数は破壊領域が小さいほど高くなるた

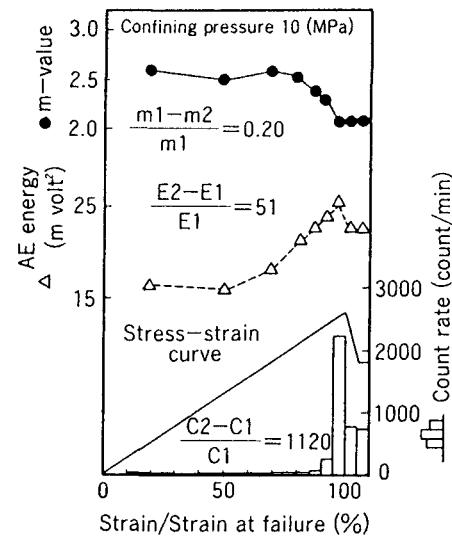


図 3.4.28 三軸試験による AE 計測結果¹⁹⁾

め、全体破壊に至る以前の微小破壊で発生する AE の検出が困難となる。依って、高周波数領域での測定や周波数フィルターによるノイズの分離が可能なウエーブガイドを開発し、地すべり機構解明のための現地実験を行った事例²⁰⁾を紹介する。

このウエーブガイドはフレキシブルパイプの中に鉄と黄銅の 2 本の丸棒を挿入し、その間隙に珪砂を充填したもので、2 種類の金属棒の弾性波伝播速度の差異から AE 波動到達時間差を測定することで AE の発生深度の算出が可能である。

実験現場は静岡県由比の地すべり地帯で、図 3.4.32 に示すように長さ 30 m、高低差 10 m、平均傾斜約 15° の自然斜面である。実験は斜面下部に溝を設けて滑り易いようにし、その斜面上部の溝に注水して人工的に滑りを発生させた。

AE の計測方法としては計測位置を斜面の上部、中央部、下部の 3箇所にとり、いずれも AE センサーと加速度計をセットしたウエーブガイド（I 型 WG）にて測定し、その AE 信号をプリアンプおよびフィルターを介して AE 測定装置に入力し AE の発生頻度を記録した。I 型 WG はオーガー孔にウエーブガイドを設置した後、その間隙にモルタルを充填し固定したものである。また、測点 AE-1 においては I 型 WG の他にオーガー孔に鉄棒を挿入し周囲に砂を充填したウエーブガイド（II 型 WG）と単に鉄棒を地盤に刺したウエーブガイド（III 型 WG）を用いて測定し比較した。

この実験における地すべりの発生状況は図 3.4.33 に示すように、水を注入した場合には、斜面は変位するが

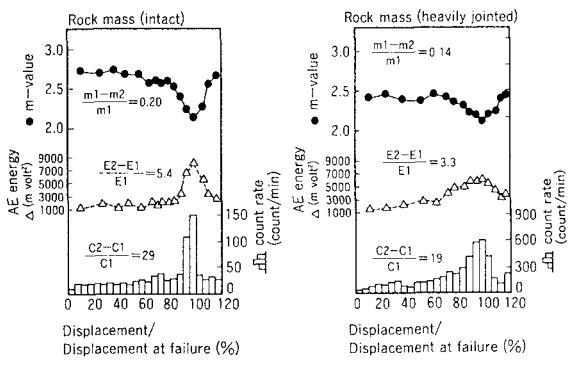


図 3.4.29 原位置せん断試験の AE 計測結果¹⁹⁾

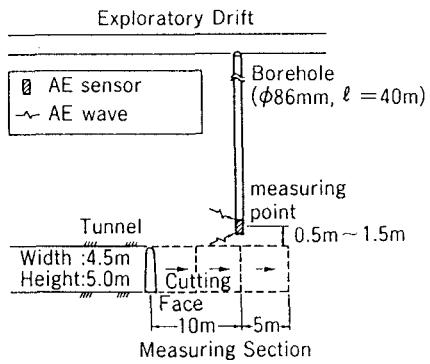


図 3.4.30 トンネル掘削時の AE 計測概略図¹⁹⁾

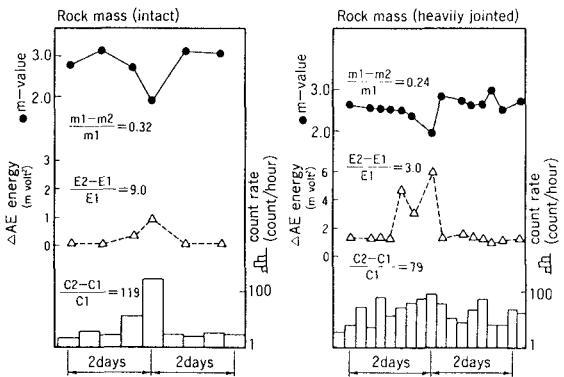


図 3.4.31 トンネル掘削時の AE 計測結果¹⁹⁾

中断すると変位はほとんど進まず変位速度も徐々に遅くなり、最終的に変位は 40 cm に達したが全面的な崩壊には至らなかった。

AE センサーで測定した各測点における AE イベントの発生頻度の経時変化と伸縮計の測定結果から算定した変位速度を図 3.4.34 に示すとともに、AE 測定点近くの光波測量結果から算定した地表変位速度 (F 2, H 3, I 4) も重ねて示す。この結果から、地すべり斜面の各

測点で顕著な AE の発生がみられ、特に測点 AE-2 では AE の発生頻度と地表面の変位速度が良く対応していることが認められる。この AE の発生状況から判断して、斜面の変状は上部から順次下部へ伝播したものと推測される。また、測点 AE-1 での 3 種類の測定方法による AE 発生頻度の測定結果を図 3.4.35 に示す。この結果から、3 月 9 日以前では伸縮計によると斜面は微小な動きをしていると見受けられ、その変位速度に対応して I 型 WG と II 型 WG では AE の発生が認められたが III 型 WG では見られず、微小な変位段階での AE 計測は困難なことが判明した。また、I 型 WG の AE センサーで測定した AE 発生頻度は加速度計の約 3 倍多くなることが認められた。

次に、測点 AE-1 において、I 型 WG による 2 本の金属棒の AE 波形の到達時間差から AE の発生深度を求めた結果、地表変位が微小な段階では深度 0.3 m 付近に AE は集中し、その変位が増大し始めた時点では深度 0.5 m と 1.5 m を中心に発生している。この際、測点 AE-1 の地表には微小クラックが発生しており、また、滑り面は孔内傾斜計の測定結果から深度 1.7 m と推測された。従って、深度 0.5 m の AE は地表の微小クラックから、深度 1.5 m のものは滑り面から生じたものと考えられ、AE の発生深度は地盤の変状と良く対応することが判明した。

以上の実験結果から、本手法は斜面の変状モニタリングとして有効な方法であることが確認された。依って、従来の変位計測と併用することにより一層確度の高い斜面変状のモニタリングが可能になると考えられる。

(4) シールド工事における土質判別法への適用

主に都市部のシールド工事に使用される密閉型シールド掘削機は隔壁を有する構造であるため、切羽面の土質性状や堆積状況およびチャンバー内の土質性状等を観察することは不可能である。従って、施工上問題となる崩壊性土質の分布や堆積状況の変化をリアルタイムに判別することを目的として、AE センサーと振動加速度計を内蔵したコーンペネトロメータ並びに、AE センサーを装備した接触式探知装置を用いた室内実験を行い、更に、泥土式シールド掘削機による工事現場におけるコーンペネトロメータの適用性を検証した事例²¹⁾を紹介する。

(a) コーンペネトロメータによる土質判別実験

コーンペネトロメータの土中貫入時に発生する AE 信号と振動加速度値から土質判別を行う方法として、図 3.4.36 に示す装置を用いての室内実験を行った。この実験に使用した土質材料は実験①においては粒径分布範

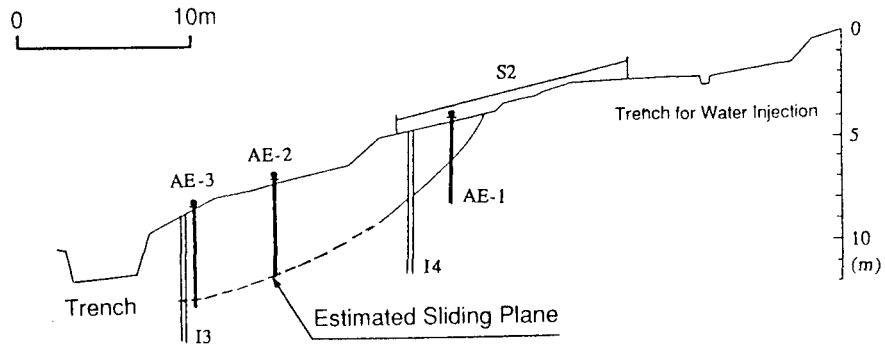


図 3.4.32 実験場の断面図²⁰⁾

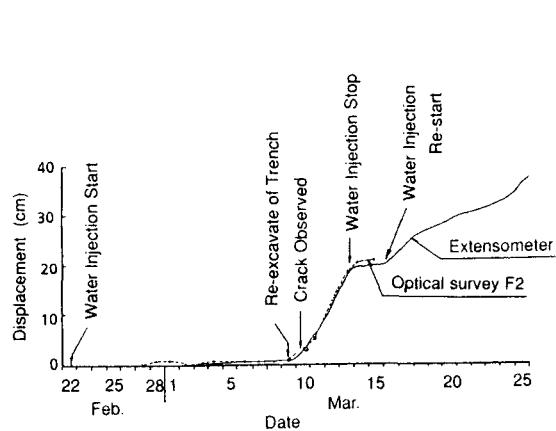


図 3.4.33 地表変位の経時変化²⁰⁾

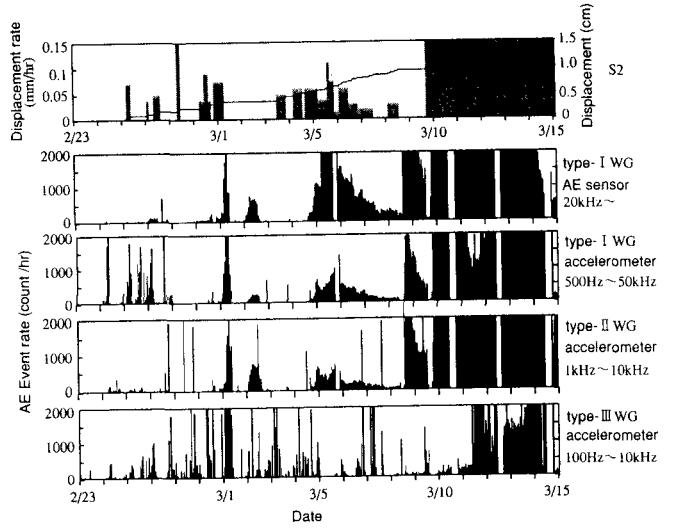


図 3.4.35 測点 AE-1 の AE 発生頻度と地表変位²⁰⁾

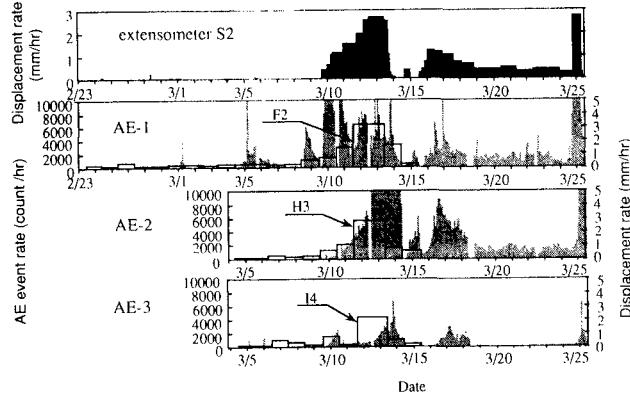


図 3.4.34 各測点の AE 発生頻度と地表変位²⁰⁾

團が比較的狭い、粘土、シルト、および砂の3試料とし、実験②では均等係数が大きい土質材料に対する適用性を検証するために、粒径分布が礫から粘土までの広範囲にわたる材料を対象とした。これらの実験から、AE実効値の平均ならびに振動加速度実効値の平均と30%粒径D30との関係を求めた結果、いずれも相関性が良く、各計測値から30%粒径D30の推定が可能であり、土質判別法としての有効性を確認した。

(b) 接触式探知装置による土質判別実験

AEセンサーを装着した接触式探知装置を地盤表面に

摺動させた際に発生する音の周波数特性から土質の性状を判別する方法として、図3.4.37に示す装置を用いて実験を行った。この実験は礫、砂および粘土の3種類の模擬地盤を作製して、その地盤表面をスライドする探知装置の摺動速度および載荷荷重を変化させて接触部に発生するAE信号を収録し、周波数250Hz～100kHzの帯域でFFT法によるパワースペクトル分析を行った。この実験結果から、模擬地盤表面を接触式探知装置が摺動する際に発生するAE信号の周波数特性は土質性状にのみ依存し、載荷荷重や摺動速度による影響は殆どないことが判明した。また、AE信号による土質性状の判別は1kHz以下の低周波数帯と60kHz以上の高周波数帯で可能なことが確認された。

(c) コーンペネトロメータの密閉型シールド掘削機での適用例

泥土圧式シールド掘削機によるAEセンサーと振動加速度計を内蔵したコーンペネトロメータの実施工での適用性を検証するために地下鉄建設工事現場において実用実験を行った。このシールドトンネルの土被りは12～24mで、掘削対象土質は東京層と江戸川層の砂礫層（最大粒径200～350mm, N≥40）ならびに江戸川

層の砂質土層 ($N=30$) と粘性土層 ($N=10 \sim 20$) である。また、ここで使用したシールド掘削機は図 3.4.38 に示すような、バルクヘッドによりカッターチャンバ側と機内側とに分けられた密閉型シールド掘削機である。このチャンバ内の土質判別を行うためのコーンペネトロメータはバルクヘッドに付けられた可動翼中に装着してある。このコーンペネトロメータ（ペネトレーションロッド）をチャンバ内の掘削土砂中に貫入した際の AE 実効値とスクリュコンベアの出口から採取した土質材料の 30 %粒径 D_{30} との関係を図 3.4.39 に示す。この結果は室内実験②で得られた関係とほぼ一致することが判る。従って、この AE センサーと振動加速度計を内蔵するコーンペネトロメータによる土質判別方法は実施工での施工管理に充分活用できるものと考えられる。

7.3.4 今後の課題

AE 計測は岩盤内の微小な破壊現象を計測するものであり、新しい計測手法として応用計測分野でも今後の利用が期待されるものである。特に、変位計やひずみ計などの他の計測手法では捉えられないような、変形・破壊の初期の段階における現象を早期に計測できる可能性があり、安全監視技術としての利用が可能と思われる。

しかしながら、AE 計測は比較的新しい技術であり実施例も十分とは言えず、今後の利用に当たっては以下のような課題が考えられる。

① 地盤・岩盤の破壊現象と AE 発生のメカニズム

AE の発生はミクロな位置での材料の破壊現象であり、これらの現象が蓄積された結果が構造物全体の変形や破壊現象として現れるものであるが、そのメカニズムについては十分に解明されているとは言い難い。特に安全監視技術として利用する場合、AE の発生数、発生頻度、さらには波形の特性と対象とする岩盤の変形や破壊についての研究の蓄積が必要である。

② 広範囲な計測への対応

AE は発生するエネルギーが小さく、その伝搬距離が比較的短いために広範囲の計測が困難である。地圧の高い硬岩での山はね現象のような放出エネルギーが大きい場合は、前節の計測事例にもあるように 100 m 程度の伝搬距離でも AE 計測が可能であった事例もあるが、これはまれな例といえる。ウェーブガイドを用いて AE 信号検知の能力を上げることや、計測の計画段階で AE 計測の対象とする領域を絞り込んだ上で、AE センサーの個数の決定や配置の検討などが重要となる。

③ ノイズの除去

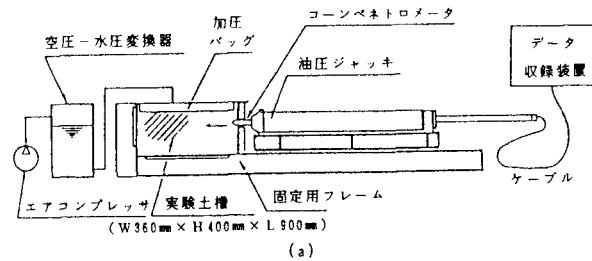


図 3.4.36 コーンペネトロメータ土質判別装置²¹⁾

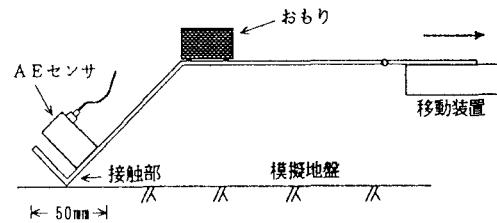


図 3.4.37 接触式探知装置²¹⁾

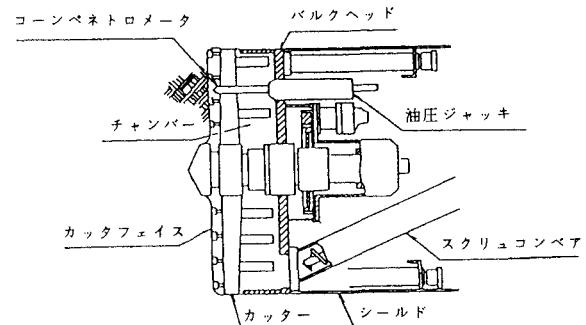


図 3.4.38 泥土圧式シールド機概略図²¹⁾

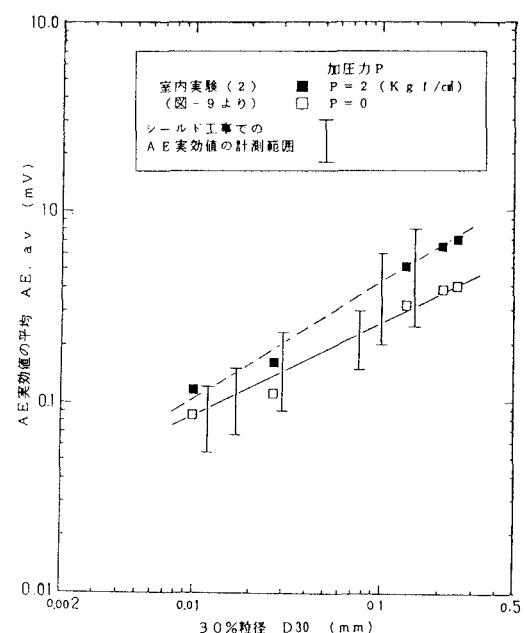


図 3.4.39 30 %粒径と AE 実効値の平均の関係²¹⁾

収集された AE 信号の中には、計測対象とは無関係なノイズが多く存在する場合がある。これには、施工中の現場における施工機械や、周辺道路の通行車両などから発生する振動によるもの等がある。計測時の周辺状況を考慮して技術者がデータを選別しているのが現状と思われるが、波形特性によるノイズの除去などの研究実施例もあり、今後の発展が期待される。

参考文献

- 1) たとえば、山崎弘郎 編 (1988) : 異状の検出と予知、工業調査会, p.54.
- 2) 佐々木莊二, 佐藤式也 (1977) : アコースティック・エミッション計測法とその設備診断への応用、システムと制御, Vol.21, No.7, pp.359-366.
- 3) 羽田野 甫 (1985) : アコースティック・エミッション法の概要と原理、最新 AE 技法、応用技術, pp.8-9.
- 4) 勝山邦久, 濑戸政宏, 木山 保, 歌川 学 (1992) : 3 次元 AE トモグラフィーによる材料劣化の画像化、安全工学, Vol.31, No.5, pp.321-326.
- 5) 渡辺哲夫 (1980) : アコースティック・エミッションとその応用、システムと制御, Vol.24, No.4, pp.256-263.
- 6) 濑戸政宏, 西沢 修, 河野 信 (1990) : 三軸圧縮応力下での石炭の AE 震源分布、安全工学, Vol.29, No.2, pp.88-94
- 7) 新妻弘明 (1988) : 坑井内 AE 計測技術の地熱開発への適用、地熱エネルギー, Vol.13, No.3, pp.26-37
- 8) 濑戸政宏, 歌川 学, 木山 保, 勝山邦久 (1990) : AE 法によるボーリングコア岩石からの地圧の推定、第 23 回安全工学研究発表会講演予稿集, pp.147-150
- 9) 歌川 学, 濑戸政宏, 勝山邦久 (1992) : AE による浅部岩盤の地圧計測、土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp.612-613
- 10) 村山朔郎, 道広一利, 藤原紀夫, 吉岡尚也, 畑 浩二 (1984) : AE による初期地圧の測定例について、第 19 回土質工学会研究発表会講演集, pp.815-816
- 11) 勝山邦久 編, 畑 浩二 (1994) : AE による地圧計測の実例 II, 一現場技術者のための一 AE 技術の応用、アイピーシー, pp.393-401
- 12) 勝山邦久 編, 濑戸政宏 (1994) : 岩石, コンクリートの AE 特性、一現場技術者のための一 AE 技術の応用、アイピーシー, pp.144-145
- 13) 石田 毅, 金川 忠, 打田靖夫, 浦山 克 (1993) : AE の断層面解析による地下発電所空洞掘削時の岩盤挙動の検討、土木学会第 25 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.191-195
- 14) 勝山邦久 編, 金川 忠 (1994) : 地下発電所建設時の AE、一現場技術者のための一 AE 技術の応用、アイピーシー, pp.317-331
- 15) 中塚勝人, 新妻弘明, 玉川欣治, 高橋秀明, 阿部博之, 鷹脣守彦 (1982) : 地熱エネルギー開発のための水圧破碎におけるき裂進展の AE 現地計測、日本鉱業会誌, vol.98, No.1129, pp.209-214
- 16) 上田貴夫, 中崎英彦, 高橋三津彦, 鈴木志朗, 神崎 靖 (1987) : 岩盤の挙動のモニタリング手法としての AE 計測の適用性、土木学会第 19 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.76-80
- 17) 多賀直大, 亀岡美友, 菊地富良, 小林征治, 川上 純, 石山宏二, 平田篤夫, 古屋和夫 (1989) : 関越トンネル掘削にともなう AE 活動、土木学会第 21 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.166-170
- 18) 平田篤夫 (1993) : 地下構造物周辺岩盤の安定性評価への AE 法の適用、電力土木, No.244, pp.114-118
- 19) 青木謙治, 戸井田 克, 腰塚憲一 (1991) : アコースティック・エミッションを用いた岩盤空洞の安定性評価技術、資源・素材学会誌, Vol.107, No.7, pp.489-494
- 20) 川上 純, 服部弘通, 中尾健児 (1993) : AE による地すべり活動のモニタリング手法に関する一考察、地すべり, Vol.30, No.2, pp.17-24
- 21) 長谷川昌弘, 沼口栄助, 白井 勝 (1993) : AE 等を用いた土質判別装置の実験的研究—シールド工事への適用性について—、応用地質, Vol.34, No.4, pp.7-15

3.5 GPS

3.5.1 概説

GPS (Global Positioning System: 汎地球測位システム) はアメリカ合衆国が開発している人工衛星を用いる新しい測量システムで、人工衛星の電波を受信することによって、世界中のどこにいても自分自身の位置を知ることができ、離れた 2 点間の相対的な位置を三次元的に精度良く測定できる最新の全天候型精密測量システムである。そして、観測点間の視通が不要であること、天候の影響を受けにくうこと、測量作業の人員と時間の省力化が図れること、ある程度以上の距離での精度などの点において、従来の測量法より優れた特徴がある。また、GPS は特別な専門家だけが扱う特殊な技術ではなく、一般市民が簡単に利用できる高度な先端技術であり、小型で安価な装置の普及で航空機から自動車、船舶、漁船、登山者などの広い範囲で利用されるようになりつつあることも特徴である。

GPS は全世界で常時、測位ができるように計画され、24 個の衛星を 6 種類の円軌道に軌道高度約 20,000 km, 周回周期 0.5 恒星日 (約 11 時間 58 分) になるように分散配置されている (図 3.5.1)。24 個という衛星の数は、測位及び測量とも最低 4 個の衛星を同時に受信測定することが必要なためであり、24 個の衛星すべてが測位用の同一周波数の電波を連続的に発信している。その電波は 2 種類あり、L 1 帯 (1575.42 MHz) と L 2 帯

(1227.6 MHz)と呼ばれ、利用者はこの電波を受信するだけで測位や測量を行うことができる。GPSの利用形態には、表3.5.1のように大別して単独測位、相対測位と時刻同期という多岐にわたる利用が可能である。

しかし、GPSは衛星からの電波を利用するところから生ずる弱点も有している。当然のことながら、電波の届かない水中や地下では利用できず、地上であっても上空視界の確保が必須条件となる。このため、高層建築の林立する大都市や深い渓谷、森林などでは電波の受信状態が不良となり高精度の測量ができない場合があり、測量地点の近傍に強力な電波発生源があると、その電波により妨害を受けることもある。また、GPS測量の精度は衛星の軌道情報、衛星配置、電離層の状態、受信器、解析ソフトウェアなどによって支配されるが、最終精度は1 cm前後である。

以上のようにGPSは非常に有能な測量技術であり、将来、すべての測量がGPS測量にとって代わることはないものの、多くの測量がGPSに置き換えられることが考えられる。

3.5.2 計測方法

GPS測量は主に単独測位と相対測位が利用されており、高精度測量を行う場合には相対測位を用いる。また、相対測位の代表的な測量方法には、静的干渉測位（スタティック測位）とキネマティック測位がある。

単独測位は、一点測位とも呼ばれる標準的な利用法である。1台の受信器でその三次元的位置を知ることができ、最低4衛星を同時に1秒前後受信測定することで測位が完了し、その精度は約100 m程度である。登山者等の利用に供する受信器では消費電力と容量、重量を節約するために経緯度と標高を液晶に表示するようになっているものが普通である。

相対測位は、ある地点に対して、観測地点までの距離と方向、すなわち基線ベクトルを求める方法である。受信器は基準地点と観測地点の両方に置き、同時に観測を行う測量法であり、相対測位法の一つである干渉測位法ではL1帯とL2帯の2波を受信すれば1,000 Km近くまでの距離でcmの精度で測定できる。静的干渉測位は、複数の観測点にアンテナと受信器を固定して、それぞれの点において最低4個以上の衛星を同時観測し、観測点間の相対座標を求める方法で、観測時間が30分から5時間程度必要である。一方、キネマティック測位は、ストップアンドゴー（stop and go）方式とも呼ばれ、基準地点にアンテナと受信器を固定し、もう一つのアン

テナと受信器を次々と観測地点に移動させて、基準地点と観測地点との相対座標を求める方法であり、1点当たりの観測時間は数秒から数分程度である。いずれの干渉測位においても、受信したデータは一旦受信器内のメモリーに記憶させ、観測終了後、コンピュータに受信内容を転送し、解析によって観測地点の座標を求める。また、キネマティック測位は、多数の点を順次観測していくとき、どんなに点数が多くても、誤差が蓄積することなく全点が同一の精度で観測できる特徴がある。表3.5.2に干渉測位の分類、図3.5.2に静的干渉測位とキネマティック測位の概念図、表3.5.3に干渉測位の代表的な方式の特徴を示す。

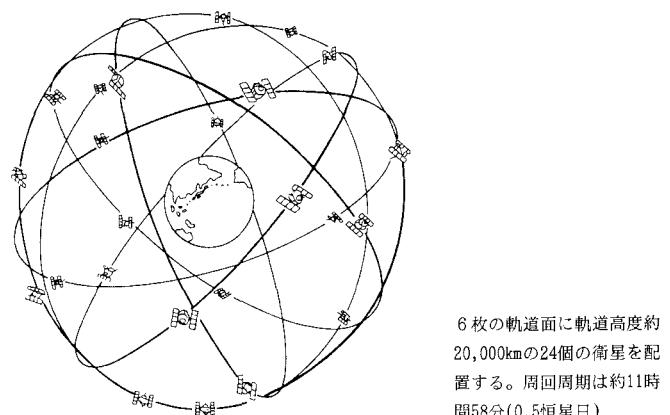
3.5.3 応用地質分野への適用例

GPS測量は、最近では、石油掘削や地下水汲み上げ等による広域地盤沈下、地震活動や火山活動に伴う地盤変位、地すべり・斜面変位、構造物の変位など、幅広い分野で利用されている。ここでは、地震活動に伴う地盤変位、地すべり、切取斜面変位の計測に適用した事例を紹介する。なお、この他にも第4章でGPS測量の事例が一部記述されている。

(1) 地震火山活動による初島－伊東間の基線変化⁴⁾

1989年7月に伊豆半島伊東沖では活発な群発地震活動が発生し、同月13日には海底火山が噴火している。この時に実施された各種観測の一つとして、群発地震活動域を南北に挟んだ初島と伊東両点のGPSによる基線変化観測が行われた。特に、このGPSによる準連続的な地殻変動の検知は世界でも初めてであった。

図3.5.3は初島および伊東観測点の位置である。両観測点にはAERO-SERVICE社製のMINIMAC 2816 ATという受信機が設置され、当初は4個、その後は6



6枚の軌道面に軌道高度約
20,000kmの24個の衛星を配
置する。周回周期は約11時
間58分(0.5恒星日)

図3.5.1 GPS衛星の軌道¹⁾

表 3.5.1 GPS の利用形態¹⁾

GPS 利用	相 対 測 位	C/A コード利用 L 1 帯 1 波のみを受信	(精度 100 m)
		P(Y) コード利用 L 1 帯, L 2 帯 2 波を受信	(精度 16 m)
		ドップラー測定 L 1 帯 1 波, L 1, L 2 帯 2 波両モード可能 速度ベクトルを測定できる	(精度 数 cm/s)
		DGPS(差動 GPS) 複数点における単独測位 (実時間運用可)	
時 刻 同 期	C/A コード利用	(精度 2~3 m)	
	P(Y) コード利用	(精度~1 m)	
干涉測位(L 1 帯, L 2 帯とも利用可能)		(精度 1~3 cm)	
搬送波位相の測定 (原則として後処理)			
スタティック測位			
ラピッドスタティック測位			
擬似キネマティック測位			
キネマティック測位			
その他			
同期精度 (100 ns)			
(当然, 実時間運用可能, 単独測位と両立可)			

個の衛星を使用して観測が行われている。データの解析は初島観測点の座標値を既知として固定した上で、伊東観測点の位置を未知量として求めている。なお、GPSによる座標決定で大気の状態は重要な誤差要因となるが、ここでは、簡単のために標準大気を用いた補正のみを行っている。

図 3.5.4 は伊東観測点の初島に対する位置座標の変化を示したもので、計算上の誤差も同時に示されている。解のばらつきが計算上求められた誤差よりも大きいが、これは、衛星軌道、電離層の影響、大気内の水蒸気の影響と考えられ、欠測は主に太陽活動の活発化による電離層の擾乱のためである。図 3.5.4 によると、1989 年 7 月上旬の群発地震の活発な時期に呼応して顕著な地殻変動のあったことがわかる。この期間の以前および以後の基線長の変化は測定誤差を考慮してもほとんど無かったと言え、従って、群発地震時に伊東観測点が初島観測点に対して相対的に 135 mm 南へ、65 mm 西へ、39 mm 上下方向に動き、基線長は 148 mm 伸びていたと言える。

(2) 兵庫県南部地震の余効変動⁵⁾

表 3.5.2 干渉測位の各種²⁾

干渉測位	静的干渉測位 (static positioning)	キネマティック測位 (kinematic positioning)	ストップアンドゴー (stop and go)
	ラピッド static		擬似キネマティック (pseudo kinematic)
	連続キネマティック (continuous kinematic)		(リオキュペイション) (reoccupation)
	実時間キネマティック (real time kinematic)		(ダイナミック)
			(セミキネマティック)
			(擬似スタティック)

1995 年 1 月 17 日早朝に発生した兵庫県南部地震に伴う余効変動（地震後のゆっくりとした地殻変動）および大きな余震の前兆的変動を捉るために、震源域近傍での GPS 観測が GPS 大学連合により行われた。図 3.5.5 は GPS 観測点の配置図である。使用した受信機

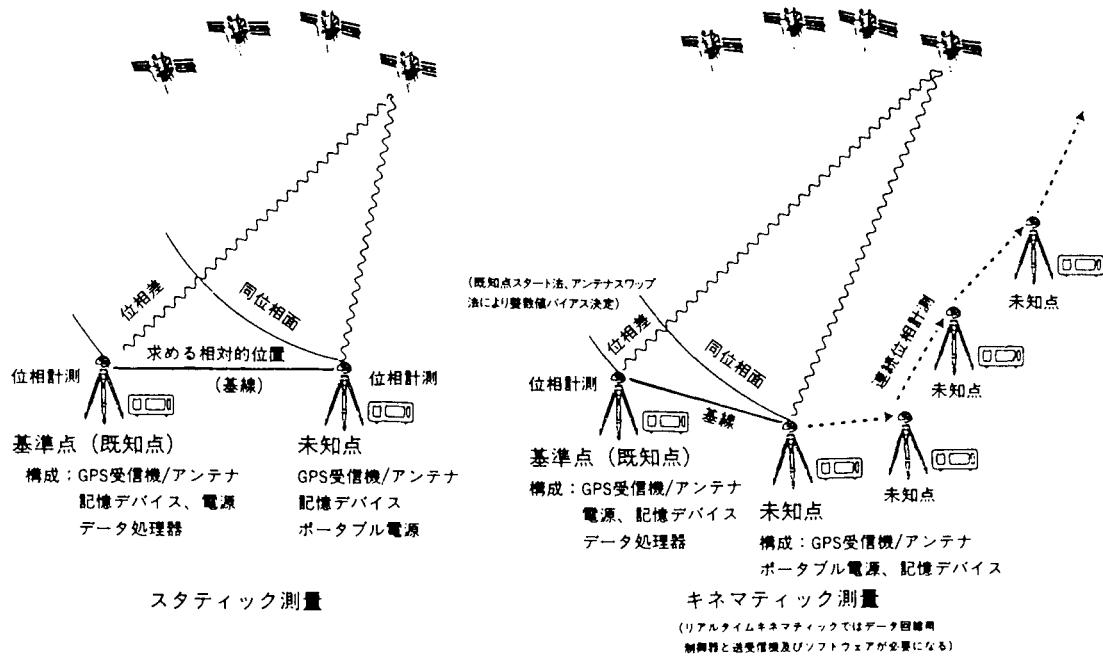


図 3.5.2 スタティック測量とキネマティック測量の概念図³⁾

表 3.5.3 干渉測位の代表的な方式の特徴²⁾

方 式	観 測 方 法	観測時間	備 考
静的干渉測位 (static positioning)	基準点と多数の未知点に受信機を置いて観測 (1基線ももちろん可)	30分～5時間 またはそれ以上	すべての受信機を結ぶ基線を計算可能
ストップアンドゴー (stop and go)	1受信機を基準点に固定 他の受信機は測点を移動 最初に初期設定観測が必要 移動中も受信を継続	1点につき 1秒～1分	移動受信機間の基線は解析不能
ラピッドスタティック (rapid static)	1受信機を基準点に固定 他の受信機は測点を移動 移動中は受信する必要なし	1点につき 数分	特別の工夫により移動受信機間の基線計算可能
擬似キネマティック (pseudo kinematic) (リオシュペイション)	同一点を1時間程度 へだてて2回観測 移動中は受信する必要なし	1点1回数分	同上
連続キネマティック (continuous kinematic)	1受作機を基準点に固定 他の受信機は連続移動	連続移動	移動受信機間の基線は解析不能
実時間キネマティック (real time kinematic)	基準地点のデータを移動側 に無線伝送する。	1点数秒	同上

注：・備考欄は3台以上の受信機（キネマティック測位では1台の固定受信機と2台以上の移動受信機）を使用するときの解析可能な基線
・ラピッドスタティックと擬似キネマティックとを混合したような方式もある。

はPコード2周波受信機、トリンブル社製4000 SSEおよびアシュテク社製Z-12である。また、この観測では静止GPS測量（今回は30秒サンプリングでデータ

を取得し24時間のデータを後からまとめて解析して、ある基準点に対する観測点の24時間にわたる平均相対位置を精度良く決定）とともに、リアルタイムキネマティック測位による測定結果を得た。

イック GPS 測量（今回は断層を挟む 2 観測点で 1 秒サンプリングでデータを取得し、ほぼリアルタイムで 1 秒毎の 2 観測点間の相対位置を決定。おそらく、実際の地震に際し、断層を挟んで行われた世界で最初の観測。）も行われている。

図 3.5.6 は建設省国土地理院の 3 辺測量により得られた地震時の水平変動ベクトルに、GPS 大学連合により得られた地震時の変動ベクトルを書き加えたもので、これらの変動に加え、各観測点について地震後の水平余効変動を、縦軸に緯度、横軸に経度成分をとり、プロットしたものである。余効変動の時空間パターンに、淡路島側と神戸側および断層の東側と西側で異なるいくつかの特徴がみられ、こういった cm ないしはそれ以下の振幅を持つ変動の時空間分布の検出は、高い精度を有する GPS をもって初めて可能になったとしている。

なお、リアルタイムキネマティック GPS 測量では余震の振動による有為な変動を観測できなかったが、これは観測開始まで時間がかかり、地震直後の変動を捉えることができなかつたためとされている。

(3) 地すべり地での GPS 測量⁶⁾

実際の地すべり地での移動観測に GPS 測量は可能か、また測定精度はどうかを検討する目的で、徳島県善徳地すべり地で GPS 測量が行われた。図 3.5.7 は測点の配置図であり、従来から観測が行われている伸縮計の測線沿いに基準点（善徳小学校）と観測点（向井氏宅）が設置された。

GPS 測量は 1989 年 12 月と 1992 年 9 月の 2 回、スタティック法で行われ、基準点 A を固定し観測点 B の相対位置を計算することにより、移動方向と移動量およびその精度が検討された。その結果は、移動量は水平面内で 2.5 cm、鉛直面内で 6.1 cm であり、移動方向も妥当であつた。測量精度も標準偏差で 2 mm までであり、GPS 測量で地すべり移動観測は可能であるとしている。

(4) 切取り斜面の変位測定⁷⁾

実際の工事の環境下における、GPS 測量による変位

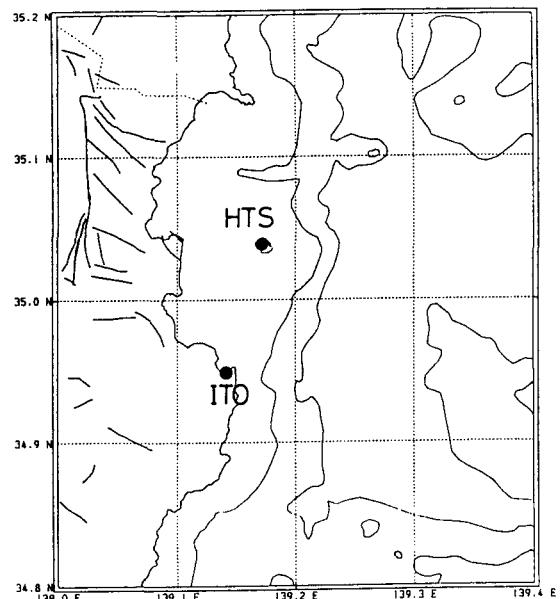


図 3.5.3 伊東および初島の GPS 観測点⁴⁾

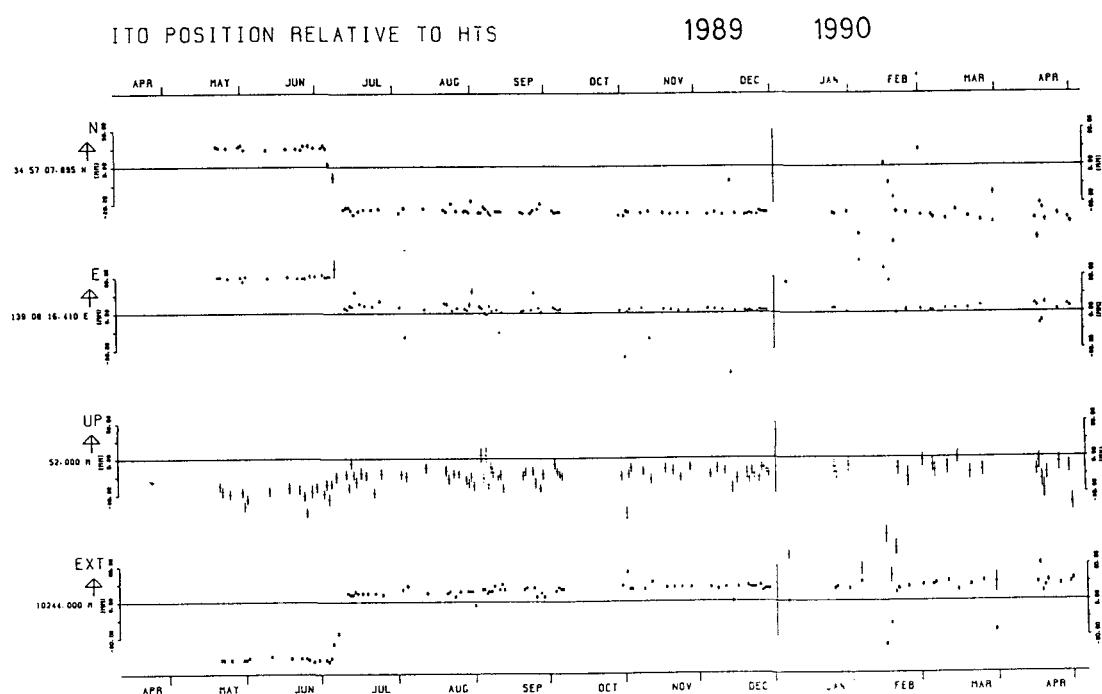


図 3.5.4 初島を固定したときの伊東の位置（縦線は計算上の誤差）⁴⁾

測定の精度を調べることを目的として長大切取斜面の変位計測が行われている。対象は、風化砂岩と頁岩の互層からなる高さ約120m、幅約200mの長大斜面である。図3.5.8に示すように、基準点として斜面から600m離れた地点にAおよびB点を、斜面上に13点の観測点が設置された。観測はデータ取得間隔15秒のスタティック測量により、約1ヶ月間隔で4回実施され、GPS測量の精度を調べるためにトータルステーションによる測量も同時に実施されている。

図3.5.9は観測期間中に得られた全測定変位について、GPSおよびトータルステーション測量による結果の差のヒストグラムを示したものである。本観測の結果、水平方向の変位については、両者の差の標準偏差は、xおよびy方向についてはそれぞれ4.4mmおよび6.0mmであり、鉛直方向(z方向)の変位については18mmとなった。以上の結果から、水平方向変位は±10mmより良い精度で、また、鉛直変位は±20mm程度の精度で測定ができ、GPS測量は長大斜面の変位モニタリングに十分利用可能であることが明らかとなった。

3.5.4 今後の課題

GPS測量は1980年代から使用が開始された新しい技術であり、当初は大学や研究機関での地球物理学、測地

学的な観測手段として利用された。その後幅広い分野で利用がなされ、応用地質分野でも徐々に実績が積み重ねられている。

GPS測量の利点としては、

- ① 長距離の測量でも精度がそれほど低下しない。すなわち、基線長が数10km以上であっても 10^{-7} 程度の相対精度がある。
- ② 従来の測量で必須であった測量地点間の見通しが不要である。
- ③ キネマティック測量を用いれば、多数の点を素早く測定できる。

等があげられる。このような利点を考慮すれば、すべての計測(測量)にとって代わることはないにしても、応用地質分野での利用範囲が拡大することが期待される。

今後、GPS測量を応用地質分野で広く利用するための課題としては次が考えられる。

- ① 基線長の短い測量での精度の検討

基線長にかかわらず相対精度がほぼ一定であることは、短い基線長の場合は受信機固有の誤差(5mm前後)の割合が大きくなる。また、湿度や大気の状態や周辺の構造物等による受信障害の影響も大きくなる。応用地質分野での計測は基線長が短い場合が多く、この際の精度が問題となる。既に、前項で示したよう

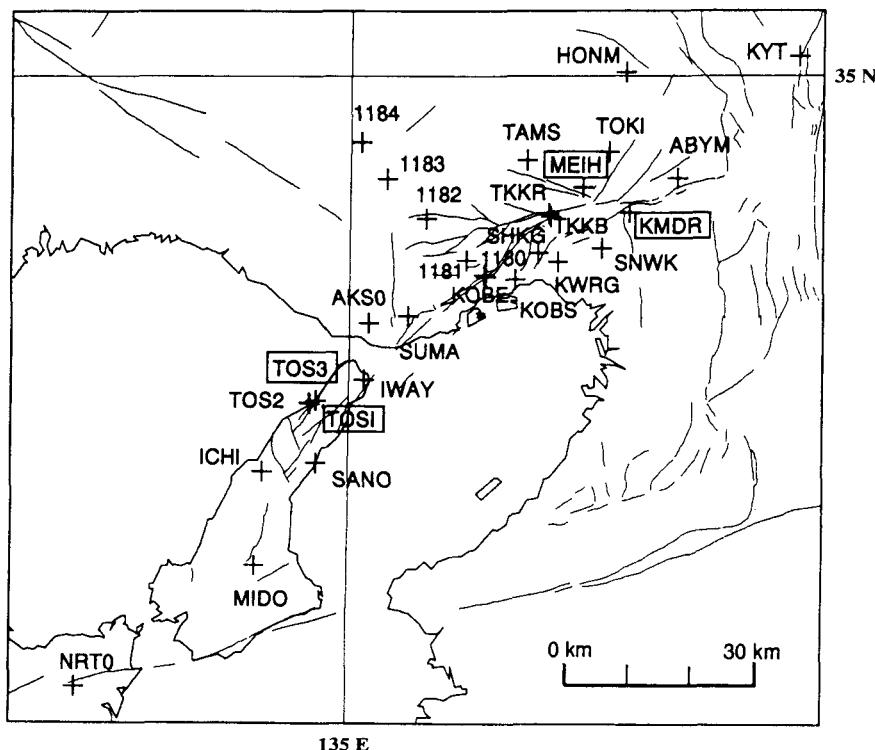


図3.5.5 GPS観測点配置(四角で囲った観測点はリアルタイムキネマティックGPS観測点)⁵⁾

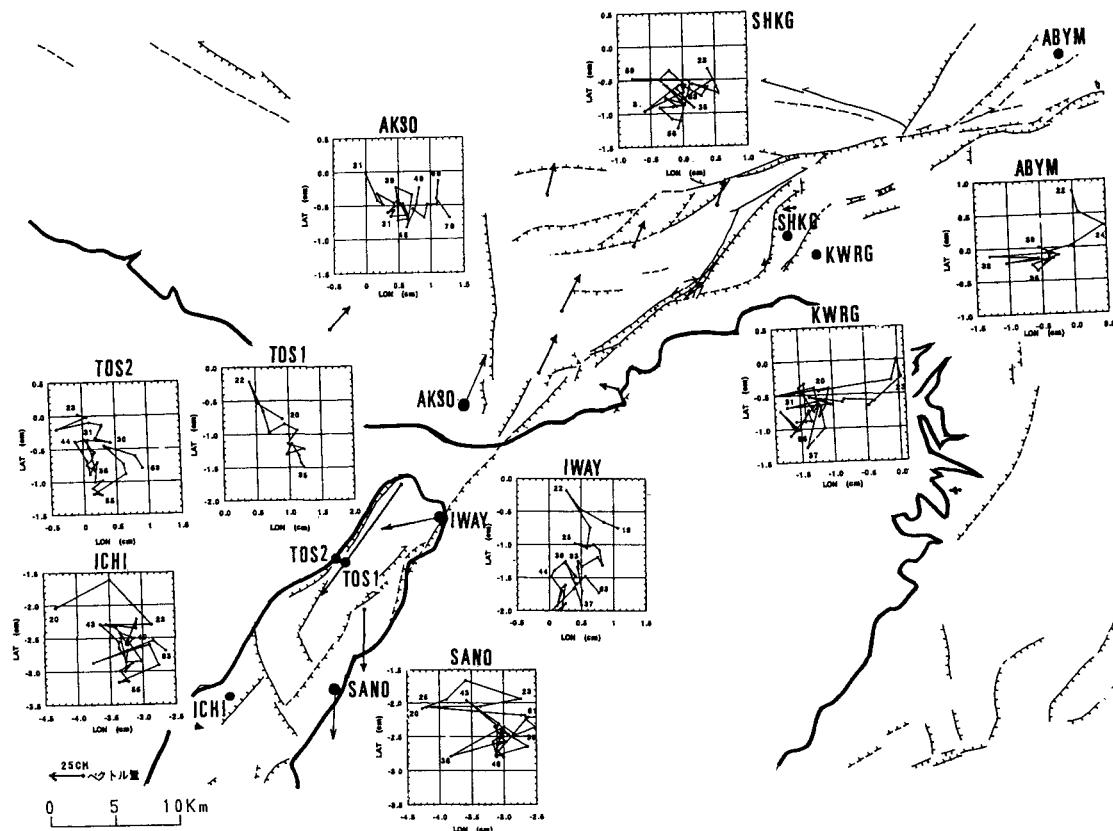


図 3.5.6 地震時の水平変動ベクトルと水平余効変動図⁵⁾

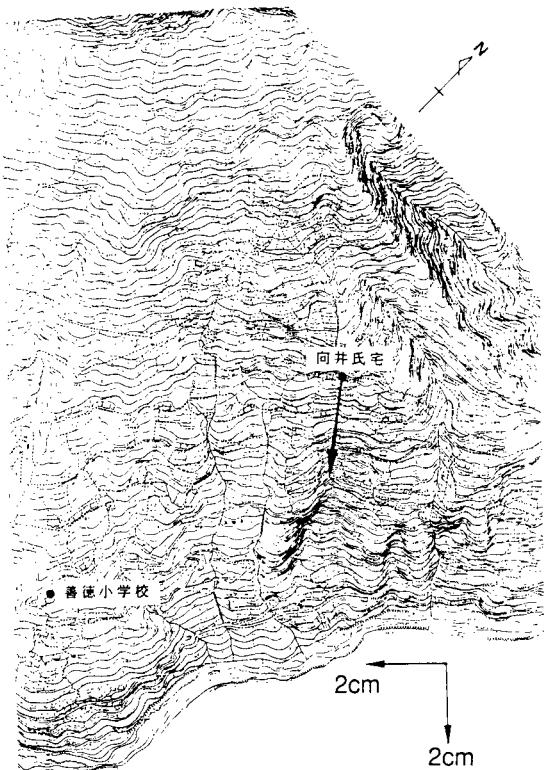


図 3.5.7 善徳地すべり地での測点配置⁶⁾

スタティック測量では1～3 cm程度の誤差であることが報告されているが、今後、事例を増やし測量方法や測定条件による精度を明確にしていく必要がある。

② 秒単位、分単位で変化する事象に対するリアルタイム測量法の開発

現在、GPSによるリアルタイム測量は困難とされているが、前項で紹介したリアルタイムキネマティックGPS測量はその可能性を示しており、今後の技術開発が必要である。

③ 機器の低廉化とデータ処理法の簡素化

現在では、測量用GPS受信機は高価であり、データ処理には時間と熟練技術が必要とされる。今後の幅広い普及のためには機器の低廉化と処理技術の簡素化が必要である。

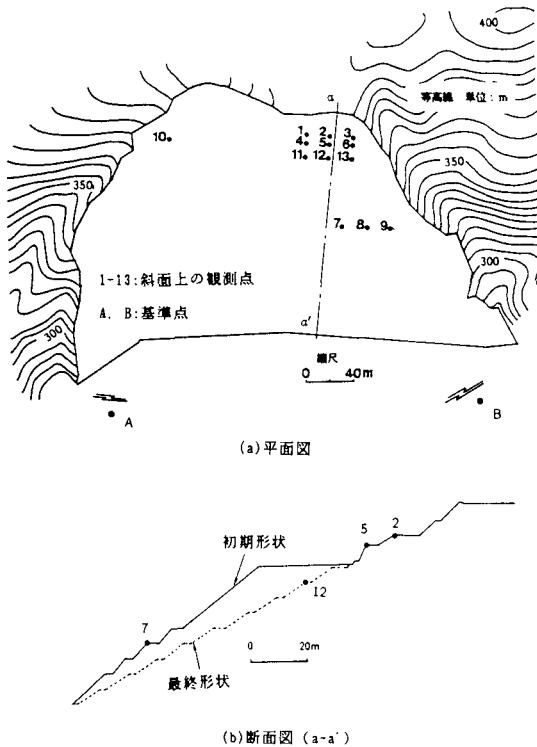


図 3.5.8 基準点と観測点の設置位置⁷⁾

参考文献

- 1) 土屋淳, 辻宏道 (1997) : 新訂版やさしい GPS 測量, (社)日本測量協会
- 2) 土屋淳 (1993) : GPS とその応用, 地質と調査, 1993 年 No.1, pp.60-66
- 3) 衛星測位システム協議会 (1993) : GPS 導入ガイド, 日刊工業新聞社
- 4) 関口涉次, 大見士朗, 藤繩幸雄, 島田誠一, 江口孝雄, 岡田義光 (1990) : GPS による伊東沖の地震火山活動前後 1 年間における初島-伊東間の変化, 防災科学技術研究所研究報告, Vol.46, pp.21-27
- 5) GPS 大学連合 (1995) : GPS 観測により捉えた 1995 年兵庫県南部地震の余効変動, 月刊地球号外, No.13, pp.153-162
- 6) 福岡浩, 佐々恭二, 平原和朗, 日浦啓全, 万膳英彦 (1992) : 人工衛星測量 (GPS) による地すべり移動観測への適応 -Static 法と Pseudo-Kinematic 法の比較-, 第 31 回地すべり学会研究発表会講演集, pp.203-206
- 7) 櫻井春輔, 清水則一, 皿海章雄, 古谷茂也 (1993) : GPS による切取り斜面の変位測定, 土木学会論文集, No.475/III-24, pp.137-142

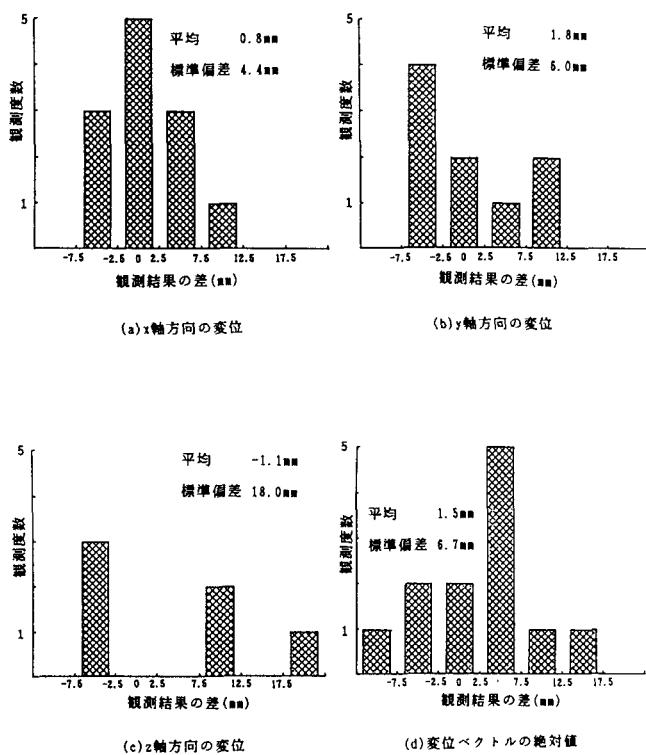


図 3.5.9 GPS 測量とトータルステーション測量による変位測定結果の比較⁷⁾

第4章 応用地質計測の実務

4.1 ダム

4.1.1 概説

ダムは岩盤上に建設される巨大構造物であり、わが国では小規模なものを除き、堤体そのものが破壊した例は皆無といってよいが、諸外国ではフランスのマルパッセダム、アメリカのティートンダムなどのように基礎岩盤の弱部に起因して堤体が破壊したり、イタリアのヴァイオントダムのように湛水池斜面の崩壊によって大量の貯水があふれ、下流に大惨事を引き起こした事例などがある。ダムの破壊が下流域に洪水を起こすことによって、いったん事故が起こると社会的に非常に大きな影響を及ぼすことになる。そのためダムの建設に当たっては入念な事前地質調査に基づいてダム形式の選定、基礎処理計画などが設定され、工事中にも厳密な品質管理に従って施工が進められる。

このように非常に重要な構造物であるダムにおいては、施工中および供用開始後の計測は極めて重要である。

一般にダムの計測は、上記のように施工管理のための計測と維持管理のための計測に大別され、堤体基礎岩盤、あるいは材料採取地など様々な位置で実施される。その中で岩盤に関連した項目を挙げると以下のとおりである。

① 施工段階における計測

- 堤体基礎および材料採取地など掘削段階における岩盤斜面の安定性の管理

○ 基礎グラウチングにおける岩盤の変位

この他、基礎の一部に存在する劣化岩盤の施工時の変形を計測したり、堤体施工前後における透水性の変化を研究的に計測することもある。

② 供用開始後の維持管理のための計測

○ 基礎岩盤に関する計測項目

- ・基礎岩盤の変形

- ・地山の地下水圧

- ・基礎岩盤からの浸透量

- ・基礎岩盤の温度

これらの計測項目に関して、貯水位、気温、水温などの相関性の検討、想定値との比較などが行われる。

○ 湛水池斜面の安定性

4.1.2 計測項目と計測手法

(1) ダム基礎および材料採取地など掘削段階における岩盤斜面の安定性の管理

ダムの基礎岩盤は、施工後に加わるダムの重量、水圧などに耐える十分な強度、剛性を有するものでなければならず、ダムを構築する場合、良好な岩盤面まで基礎掘削が行われる。また、材料採取地の掘削では、コンクリート骨材や堤体材料にふさわしい品質の岩石を採取しなければならないため、掘削対象はダム基礎同様良好な岩盤であるのが普通である。

これらの掘削面は長大な切取岩盤斜面となり、全体の安定性を確保するための計測が必要となることがある。これらの掘削段階における計測は一般の岩盤斜面計測と同様の項目について行われ、安定化対策に用いられた構造物関連の計測と、斜面全体の変位挙動に関する計測が主なものである。以下に代表的な計測項目を述べる。また、計測管理の概念図を図4.1.1¹⁾に示す。

① 多段式岩盤変位計

地山の表面と内部との相対変位を測定するもので、変位が生じる位置の特定のため、地中アンカーを3～6段程度に設置することが多い。アンカーの位置

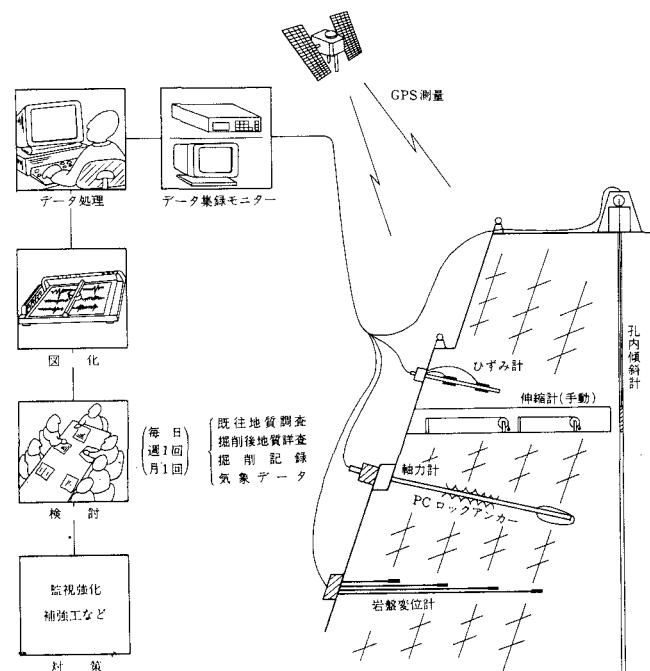


図4.1.1 ダム基礎掘削斜面計測の概念図¹⁾

は地質状況や施工条件を考慮して設定される。

② ワイヤー式伸縮計

岩盤斜面表面や試掘横坑内にピアノ線を用いたワイヤー式伸縮計を設置して、岩盤の斜面方向の変位や谷側への水平変位を測定する。

③ PS アンカー軸力計

岩盤補強工として用いられるPSアンカーの頭部にセンターホール型ロードセルを取付けて測定する。

④ ロックボルトひずみ計

表層部の節理系に囲まれたブロックの抜け落ちが斜面の不安定化を引き起こすため、ロックボルトの深さ方向に複数のひずみゲージを接着したものを設置する。簡単に設置できるため、法面の掘削直後に設置して、PS工施工までの監視に重点をおいた計測を行う。

⑤ 孔内傾斜計

地山深部の挙動観測のため、鉛直ボーリング孔の傾斜角度から地山の変形を測定する。

⑥ 光波測量

斜面対岸などの不動点に光波距離計を設置して、斜面表面のターゲットまでの位置、方向を測定し、三次元的な移動を測定する。

⑦ GPS測量

地表面に観測点を設置し、GPS測量によって求められる三次元的位置から地表面の挙動を把握する。結果の評価に際しては、第3章に述べられている測量精度も考慮する必要がある。

⑧ 地下水位測定

斜面の安定上、地下水位は重要な要素となるので、ボーリング孔内に水位計や間隙水圧計を設置して測

定を行う。

⑨ モニタリングシステム

以上のような多数の計測が行われるため、各計測器のデータは、ダムサイトの計測管理室に設置されたデータ収録装置を介してデータ処理用パソコンに表示される。このデータを用いて日々の監視が行われ、定期的に地質調査結果と合わせ観測データの検討が実施される。

(2) 基礎グラウチングにおける計測

基礎グラウチングとは、基礎の耐荷性の改善、透水性の改良および浸透破壊抵抗性の確保を目的として、ダム基礎にセメントなどと水を混合したグラウトミルクを注入する工法である。

グラウトミルクの注入では、岩盤の被りやミルクの流动に伴う圧力損失を上回る圧力でミルクを圧入する必要がある一方で、過大な注入圧力により岩盤を破壊してしまう場合がある。このような破壊を事前に察知し、注入圧力を抑制したり、場合によっては注入を中断させるための判断材料の一つとして岩盤の変位が計測される。

基礎グラウチングの主なものには、コンクリートダム着岩部付近の耐荷性の改善や透水性の改良を目的としたコンソリデーショングラウチング、フィルダム基礎の透水性の改善や浸透破壊抵抗性確保を目的としたブランケットグラウチングならびにダム着岩部から深部にわたる浸透流抑制を目的としたカーテングラウチングがある。

コンソリデーショングラウチングやブランケットグラウチングにおける岩盤の計測は、注入区間より深部に設置した鋼棒を不動点と見なし、地表部や施工途中の堤体表面を変位部とし、両者間の相対変位を計測する（図4.1.2²⁾）。

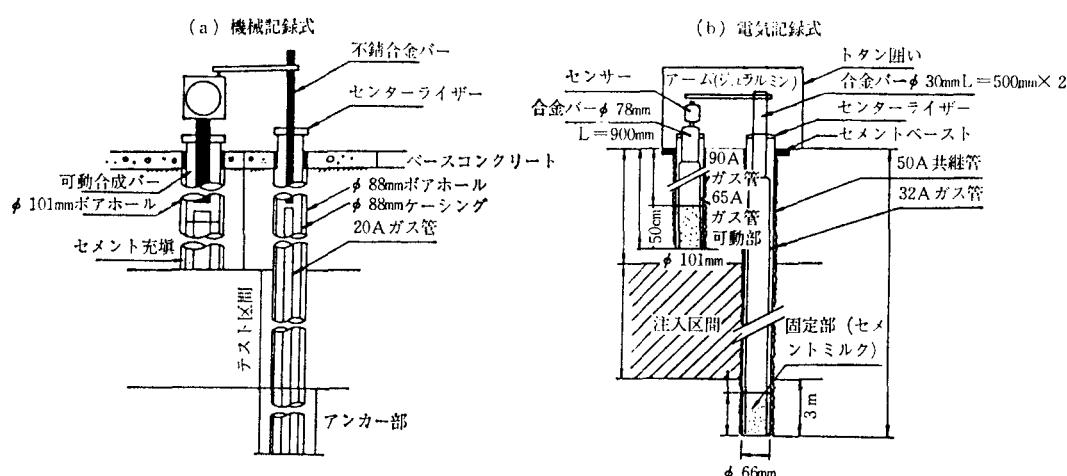


図4.1.2 基礎グラウチング時の岩盤変位の計測²⁾

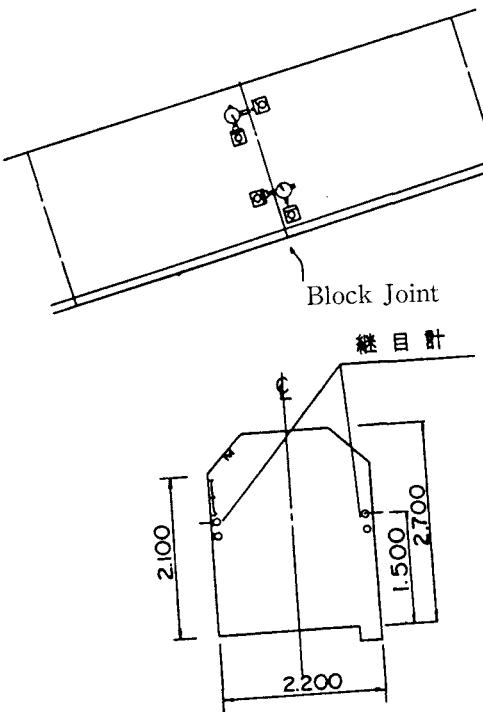


図 4.1.3 基礎グラウチング時のジョイント変位の計測³⁾

カーテングラウチングは施工深度が数 10 m から 100 m 以上に及ぶこともあるため、岩盤変位を直接測定することができない。そこで、監査廊内のジョイント部の相対変位を測定することとなる（図 4.1.3³⁾）。

(3) フィルダムの盛立による基礎岩盤の変形と透水性変化の計測⁴⁾

フィルダムの盛立を行うと、基礎岩盤に対して上載荷重として作用するため、基礎の応力状態が変化し、結果的に基礎が変形するとともに透水性に変化が生じることが考えられる。

特殊な事例ではあるが、このような基礎岩盤の変化を明らかにするための計測が行なわれており、堤敷からアバット部にかけての監査廊周辺に岩盤変位計を設置して基礎岩盤の上下、水平方向の変位を、また、変位計とほぼ同じ位置にルジオンテスト用のボーリング孔が設置され、盛立の進展に伴って岩盤変位ならびに透水試験が行われている。このような測定の配置例を図 4.1.4 に示す。

なお、ダム基礎グラウチングにおける改良効果の判断に際し、堤体の施工に起因した透水性の低減効果を期待してはならない。

(4) 維持管理のための計測

供用開始後の維持管理のため、堤体および基礎岩盤の安定性を確認するための計測が継続的に行われる。計測項目としては、基礎岩盤よりも堤体そのものについて実

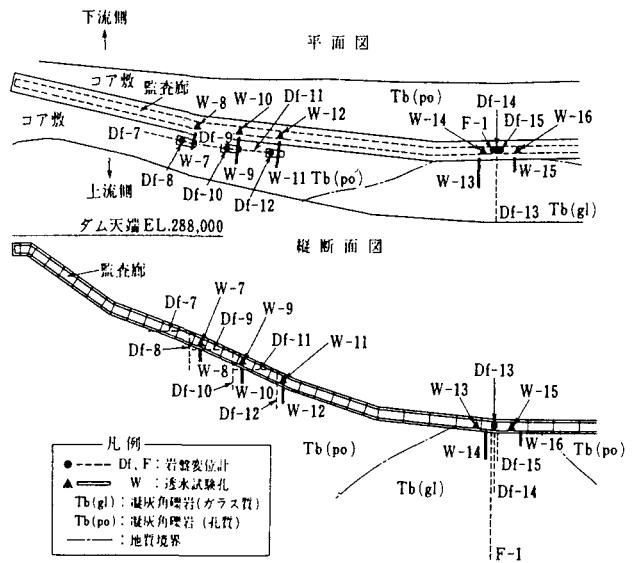


図 4.1.4 フィルダムにおける基礎岩盤の変形および透水性変化計測の一例⁴⁾

施されることが多い。

項目は、ダムの型式によって異なり、大別してコンクリートダムとフィルダムで異なり、また、コンクリートダムでも、アーチダムと重力式のダムとで異なっている。

国内のダムの場合、表 4.1.1 に示す河川管理施設等構造令第 13 条に基づいて計測を行うことが規定されている。

① ダムおよび基礎岩盤の変位測定

堤体および基礎岩盤の変位は、ダムの安全管理を行なう上で最も重要な測定項目である。測定方法としては、プラムラインによる方法と、堤外からの測量による方法がある。

プラムラインは図 4.1.5⁵⁾ に示すように、振り子を用いて上下の相対的水平変位の計測を行うもので、上部を固定したものをノーマルプラムライン、下端を固定したものをリバースプラムラインという。通常、重力ダムでは、ダム天端付近に固定したノーマルプラムラインを底部の監査廊で測定することにより堤体そのものの変位量を、また、基礎岩盤中に設置された深さ 20~50 m 程度のボーリング孔の下端を固定点として監査廊で測定することで、岩盤深部とダムとの相対変位が求められる。また、オーバーハングしたアーチダムの場合、1 本のプラムラインではダム全体の変位測定ができないことがあり、その時は 2~3 段のプラムラインを重ね合わせて測定を行うことがある。

測量によってダムの変形を測定するには、三角測

表 4.1.1 河川管理施設等構造令による規定

(計測装置)

第13条 ダムには、次の表の中欄に掲げる区分に応じ、同表の下欄に掲げる事項を計測するための装置を設けるものとする。

項	区 分		計測事項
	ダムの種類	基礎地盤から堤頂までの高さ (単位: メートル)	
1	重力式 コンクリートダム	50 未満	漏水量、揚圧力
		50 以上	漏水量、変形、揚圧力
2	アーチ式 コンクリートダム	30 未満	漏水量、変形
		30 以上	漏水量、変形、揚圧力
3	フィルダム	ダムの堤体がおおむね均一の 材料によるもの	漏水量、変形、浸潤線
		その他のもの	漏水量、変形

2. 基礎地盤から堤頂までの高さが 100 m 以上のダムまたは特殊な設計によるダムには、前項に規定するもののほか、当該ダムの管理上特に必要と認められる事項を計測するための装置を設けるものとする。

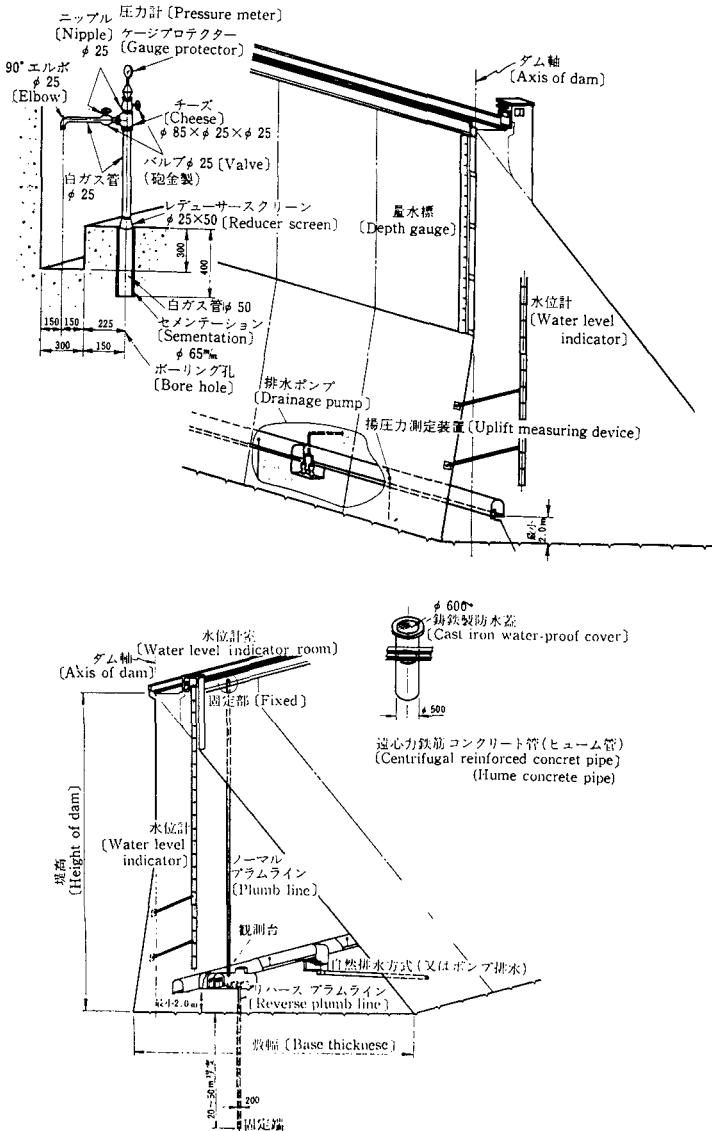


図 4.1.5 プライムラインおよび揚圧力測定装置⁵⁾

量による方法と、光波距離計を用いる方法があり、左右岸の不動点に測量器を設置して、堤体表面の測量を視準して三次元測量を行い、堤体の変形を把握する。また、この方法で岩盤表面の測点を測定すれば、岩盤の挙動も測定できる。

さらに、岩盤中に断層などが分布する場合、岩盤変位計を設置して、断層を挟んだ両側の岩盤の相対変位を求めることがある。

② 漏水量測定

コンクリートダムでは、監査廊内において継ぎ目の排水量と基礎排水孔からの排水量を測定する。また、フィルダムでは下流側フィルター部の最も低い位置および両岸の中段において、上流からの浸透水量を計測する。計測には堰が用いられる。

③ 揚圧力測定（図 4.1.5 参照）

監査廊内から基礎岩盤までボーリングを行って設置された基礎排水孔の孔口にバルブ付の圧力計を取付けて測定する。

④ その他

コンクリートダムでは、堤体温度、堤体内応力、ひずみ、継目変位などの計測が行われる。これら各計測項目の実際の配置例を図 4.1.6⁶⁾、表 4.1.2⁶⁾に示す。また、フィルダムでは、堤体内に間隙水圧計や土圧計、沈下計、ひずみ計、地震計などが埋設されて、施工時から完成時、維持管理段階まで継続して堤体の圧密沈下に伴う変形や、間隙水圧の変化などが計測されている。

（5）湛水池斜面の計測

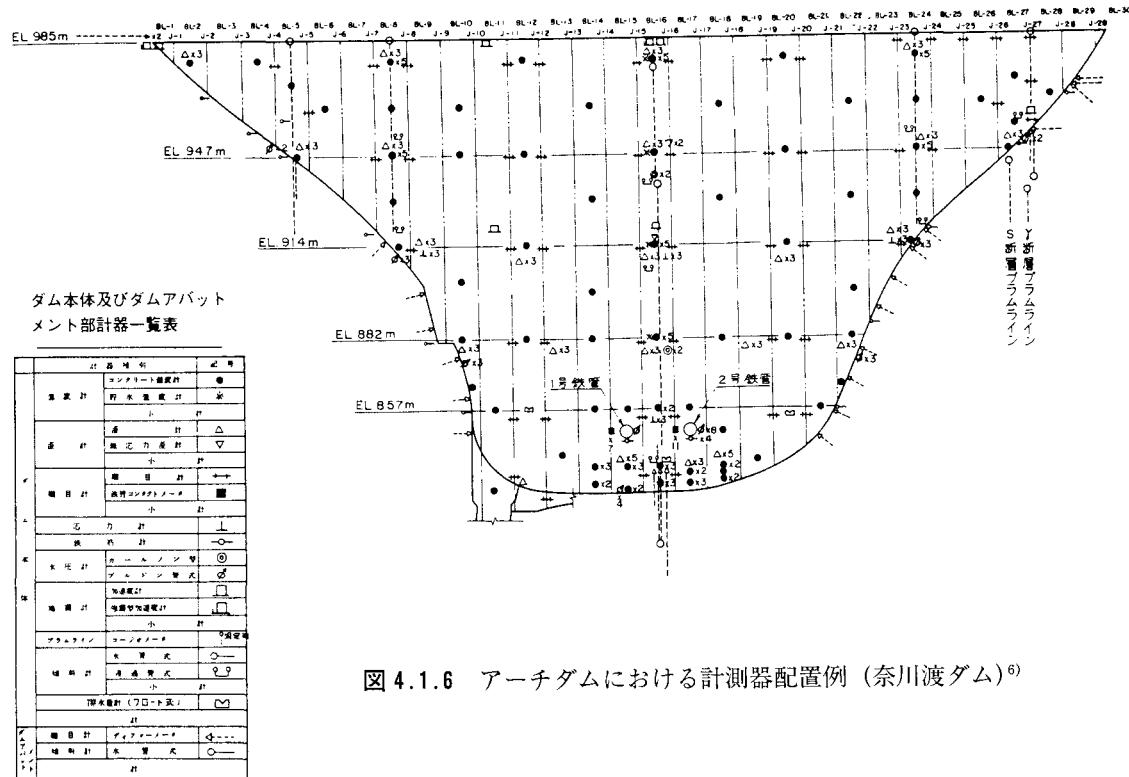


図 4.1.6 アーチダムにおける計測器配置例（奈川渡ダム）⁶⁾

ダムの建設により湛水池の水位が上昇すると、湛水池の周辺斜面に地すべりが発生することがある。イタリアのヴァイオントダムのように巨大な地すべり土塊が湛水池を埋積し、あふれた水が下流に洪水を引き起こす大惨事となつた例もある。このような大事故に至らないまでも、またダムの貯水機能を維持する上からも湛水後の周辺斜面の安定性の管理は非常に重要である。

ダム湛水池斜面を対象とした計測は国内でもかなり実施され、その結果に基づいて対策工の施工や効果の検証が行われている。計測項目としては、一般の地すべり計測とほぼ同様である。

ダムは治水や利水を目的とした構造物であり、これに貯水池周辺斜面の安定が優先するあまり、治水・利水運用が妨げられてはならないとの観点から、十分な対策がなされる。

4.1.3 計測結果の解釈・評価

(1) 掘削斜面の安定性評価

一般的な掘削斜面の計測結果の評価は、4.5節地すべりに準ずる。掘削除荷量が大きく、したがって地山内応力の再配分が顕著な掘削斜面については、その安定検討手法は未だ開発途上であり、その評価手法も確立されていない。ここでは、ダム基礎掘削斜面の計測例として、建設省の温井ダム¹⁾の例を紹介する。

温井ダムは高さ 155 m のアーチダムで、基礎岩盤の

地質は中生代白亜紀の花崗岩類である。ダムサイトには上下流方向の高角度の断層が分布し、また、これと交差する低角度の節理系も発達する。

このような地質状況において、岩盤掘削では、斜面の安定性を確保するため、PS アンカー、ロックボルト、法枠工が実施され、安定性を確保しつつ施工を進めため、岩盤表層付近の挙動を監視する計器としてロックボルトイズミ計、多段式岩盤変位計、PS アンカー軸力計、また、地山全体の挙動を測定するための計器として、孔内傾斜計、GPS 測量が行われた。これらの計測値について、表 4.1.3～4.1.5 に示す管理値が定められ、施工管理が行われている。

これに関連した計測として、掘削に伴う岩盤のリバウンド現象の計測があり、水資源公団浦山ダムでは、ボーリング孔内に設置された 3 成分変位計と横坑内伸縮計によって掘削による岩盤の変形量を計測し、FEM 解析結果とも合わせて岩盤のリバウンド現象としてとらえている⁷⁾。計測結果の一例として、3 成分変位計による測定結果と、横坑内伸縮計の測定結果を図 4.1.7～4.1.8 に示す。図 4.1.7 によれば、鉛直方向には全体的に伸びの傾向がみられ、リバウンド現象と考えられるが、水平方向の挙動は深度方向で一定せず、岩盤の不連続面に起因するものとされている。また、横坑内伸縮計の経時変化は図 4.1.8 のとおりであり、上部掘削中はやや縮みの傾向にあるが、掘削が下部まで進行するにしたがって

表 4.1.2 アーチダムにおける計測項目・数量の例（奈川渡ダム）⁶⁾

測定項目	種別	測定方法	設置数量				
			本体	断層	PS工	アバット	計
温 度	コンクリート温度計	自動	292	18			310
	貯水温度計	自動	4				4
	岩盤温度計	自動		3			3
応 力	応力計	自動	12				12
	鉄筋計	自動	7				7
ひずみ	ひずみ計	自動	234	75		15	324
	無応力ひずみ計	自動	3				3
	鉄管ひずみ計	自動	18				18
	抵抗線ひずみ計	自動			6		6
排水量	排水量計	自動	3			5	8
	三角ぜき	手動				10	10
揚 壓 力	水圧計	自動	4				4
	水圧計(ブルトン管)	手動	20			8	28
	鉄管水圧計	手動	16				16
継 目	継目計	自動	185				185
変 位	プラムライン	自動	24				24
	プラムライン	手動	3	6			9
	コンタクトメータ	自動	18	91			169
	ディスプレースメータ	自動		54		17	71
	ディフォーメータ	自動		23	11	46	80
	標的	測量		92			92
回転変位	傾斜計	手動	4	50	20	30	104
	傾斜計	自動	8				8
地 震	加速度計	自動	6	16		7	29
	強震計	自動	6				6
	変位計	自動		3			3
合 計			867	431	37	138	1473

表 4.1.3 岩盤変位計の測定管理値¹⁾

	測定管理値		
	第1段階	第2段階	第3段階
岩盤変位計 区間変位	5 mm	10 mm	20 mm
対策工	・測定頻度の 増加 ←周辺への計器増設→ ・ロックボルトの実施	・常時監視 ・下部への立ち 入り禁止措置 ・PSロック アンカー工 の実施 (増し打ち)	・常時監視 ・下部への立ち 入り禁止措置 ・部分的な切り 直し

表 4.1.4 PSアンカー軸力計、ロックボルトひずみ計の測定管理値¹⁾

	測定管理値		
	第1段階	第2段階	第3段階
PSアンカー 軸力計 ΔP	左岸 4.5 tf/本 右岸 3.5 tf/本	9 tf/本 7 tf/本	18 tf/本 14 tf/本
ロックボルト ひずみ計	4.5 tf/本	9 tf/本	18 tf/本
対策工	・測定頻度の 増加 ←周辺への計器増設→ ・ロックボル トの実施 ・PSロック アンカー工 の実施 (増し打ち)	・常時監視 ・下部への立ち 入り禁止措置 ・部分的な切り 直し	・常時監視 ・下部への立ち 入り禁止措置 ・部分的な切り 直し

川側への伸びの傾向が計測されている。

(2) フィルダムの盛立による基礎岩盤の変形と透水性変化⁴⁾

図4.1.9は中央コア型ロックフィルダムにおける岩盤変位の経時的变化を表わしたもので、コアの盛立曲線が併記されている。同図によるとコアの盛立と鉛直方向岩盤変位の対応は非常によく、盛立体止時期のクリープ

現象はみられない。また、水平方向の変位計では、アバットメントのダム軸方向変位計、河床部の上下流方向変位計とも、盛立に伴い岩盤が伸びる現象が実測されている。鉛直方向変位から求められた岩盤のひずみと盛土高との関係は図4.1.10のとおりであり、非常に良好な直線関係にある。図4.1.11は盛土高とルジオントラスの関係である。河床部では上下流方向に大きな引張変位が生

表4.1.5 GPS量における判定基準¹⁾

ランク	変位量	判定
A	前回測定の誤差範囲内または今回測定の誤差範囲と重複した値。誤差の大きさにもよるが、3mm程度以内とする。	変位はないものとする。
B	前回および今回測定の誤差範囲と接する程度の値。誤差の大きさにもよるが、3~5mm程度とする。	次回の測定での確認を必要とする。
C	前回および今回の測定の誤差範囲との離れが最大長軸半径の30%以上の値。誤差の大きさにもよるが、5mm程度以上となる。	変位したものとして、ロックボルトの実施、PSロックアンカー工の再緊張を行う。

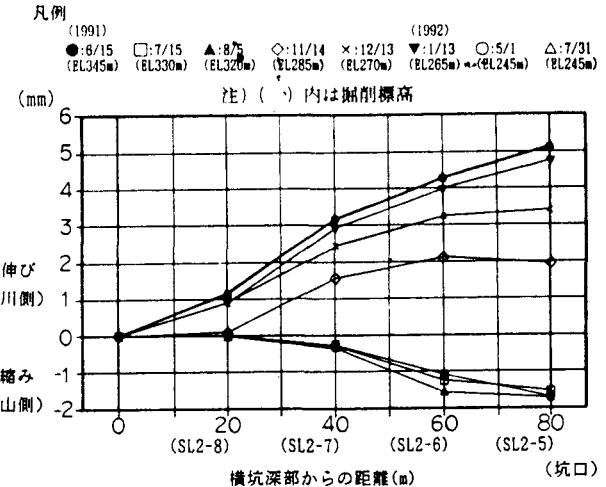


図4.1.8 ダム基礎掘削時の水平変位⁶⁾

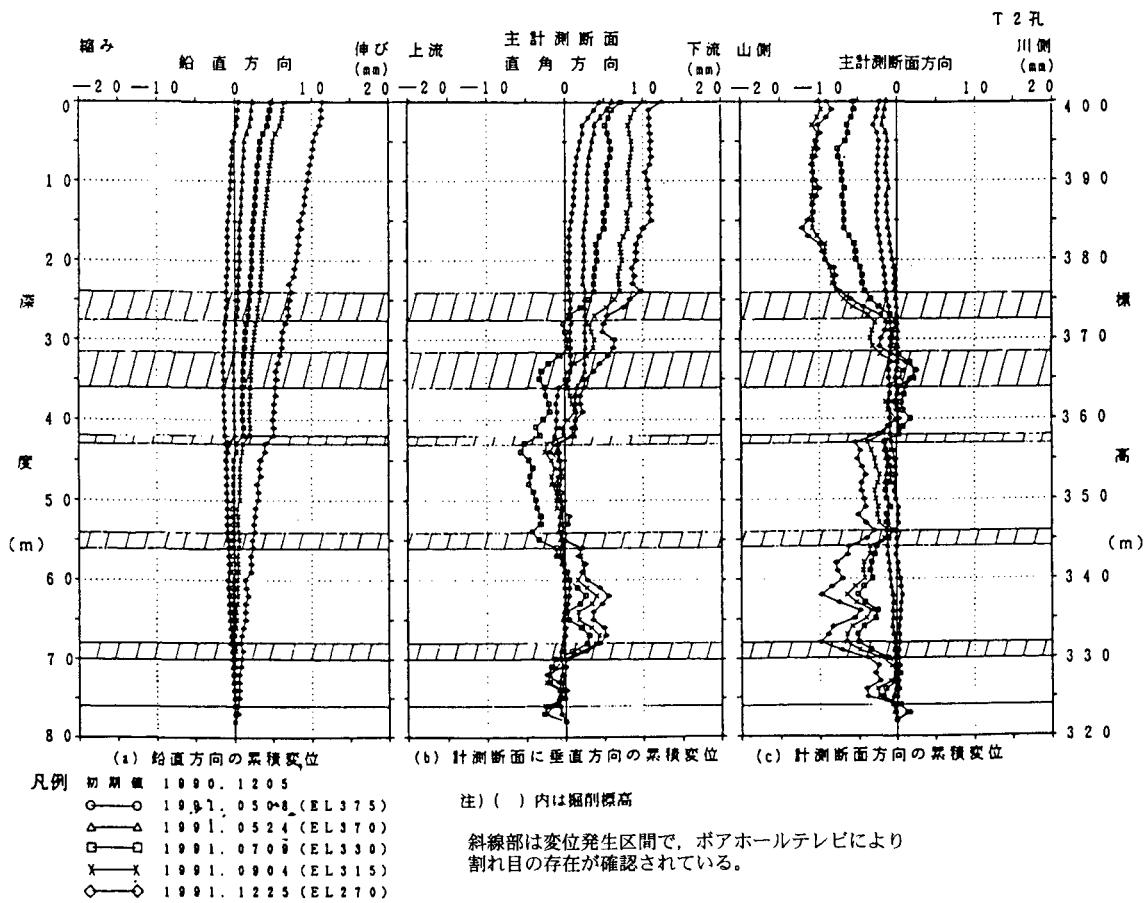


図4.1.7 ダム基礎掘削時の深度一累積変位⁶⁾

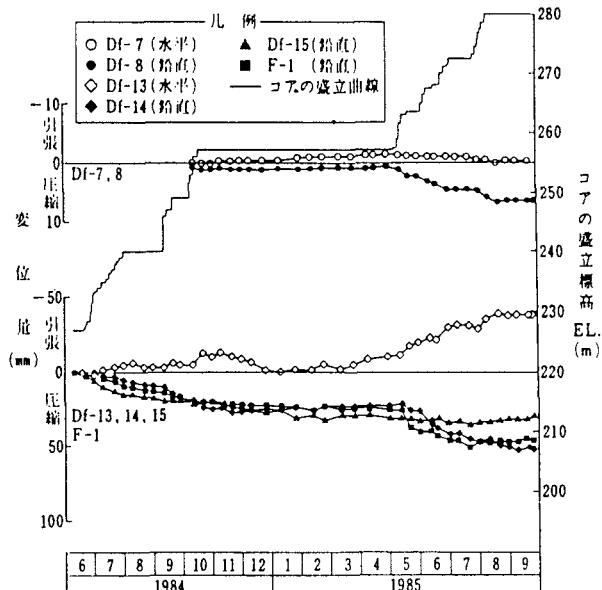


図 4.1.9 盛り立て時の岩盤変位経時変化⁴⁾

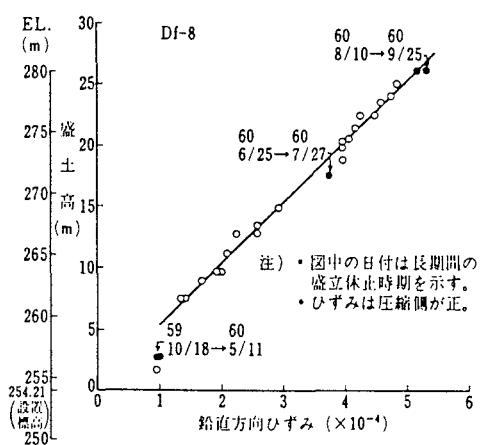


図 4.1.10 岩盤の鉛直ひずみと盛り土高の関係⁴⁾

じているにもかかわらず、盛立に伴ってルジオン値は減少している。アバットメント部においては、一部を除いて初期の透水性がかなり小さいうえ、盛土に伴う岩盤の変位量が河床部に比べて小さいこともあり、透水性の改善はわずかである。

(3) グラウチングにおける岩盤変位計測

グラウチングにおける岩盤変位については、理論的に体系づけられた管理、評価法は確立されたものがない、それまでの事例を参考として行われている。一般には0.2 mmを基準に注入の管理が行われており、明かり施工の特別な場合に0.3 mm程度で管理された例がある。

実際のグラウチングに先立ち実施されるテストグラウチングでは、上記の値を上回って注入がなされることも

多く、その場合でも良好な改良結果が得られることも少なくない。したがって、今後は、対象となる岩盤や注入区間上方の構造物の施工状況に応じた、適切な変位管理・評価基準を、各々のダムで見いだすための研究が必要であるといえる。

(4) 維持管理のための計測

ダムの供用開始後の計測は、堤体および基礎岩盤の安定性を確認するために行われるものであり、ダムの型式、規模、地質状況などによって計測項目は異なっている。

計測結果の評価は、ダムの水位が一般には年周期の変化を行うこと、堤体の挙動には、水位のほか、堤体温度や地山の地下水位など気象変化に係わる条件の影響も大きいことから、各計器の挙動と外的要因との相関性、あるいは年周期の反復挙動を繰返し、累積性のないことの確認を主眼に管理が行われている。

これらの外的要因との相関が最も顕著に現われるのは、アーチダムの全体的な変位であり、各アーチダムで種々の外的要因との相関式などで分析されている。ここでは、代表的なアーチダムとして、東京電力(株)の奈川渡ダム⁶⁾(信濃川水系犀川、昭和44年完成、堤高155m)と関西電力(株)の黒部ダム⁸⁾(黒部川、昭和38年完成、堤高186m)の測定例を紹介する。

奈川渡ダムの変位挙動測定例を図4.1.12～4.1.13に、貯水位・温度の関数として計算された値と実測値との比較を図4.1.14～4.1.15に示す。ダムおよび基礎の変位は湛水位および温度と密接な関連があることがわかる。ダムの変位は堤体自体と基礎岩盤の挙動を総合したものであり、変位挙動に異常がなければ堤体、基礎岩盤のいずれも健全な状態を保っているものと評価される。

また、黒部ダムの測定においては、ダム周辺岩盤の挙動との関係でダムの変位挙動が論じられており、ダムの変位挙動の一部はダムサイトの谷幅が地山の地下水位や含水量の差に起因して地山自体が伸縮する“山の押し引き現象”として説明されている。図4.1.16は谷部およびアーチダムの谷幅の年周期的な変化を示したものである。

一方、このようなダム挙動を、貯水位、温度などの外的要因の変化を考慮した構造計算によって推定し、実測値との照合を検討する手法もある。計算手法並びに堤体の弾性係数、膨脹係数などの物性値が同一であれば、堤体は同じ外的要因に対し同様な挙動を示すはずであり、これをもって堤体の変位の要因を気象などの外的なものであると判断する。

(5) 湛水池内地すべりの計測

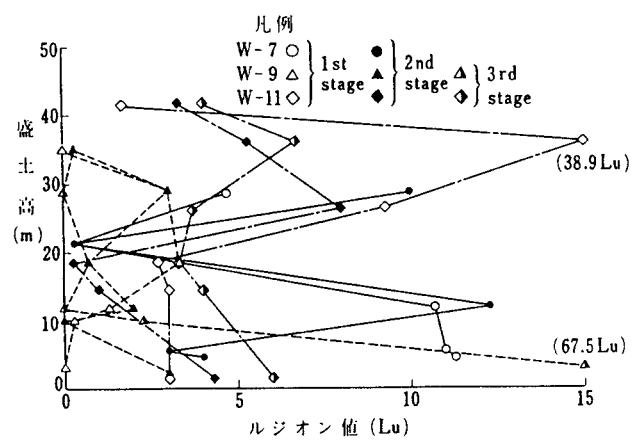
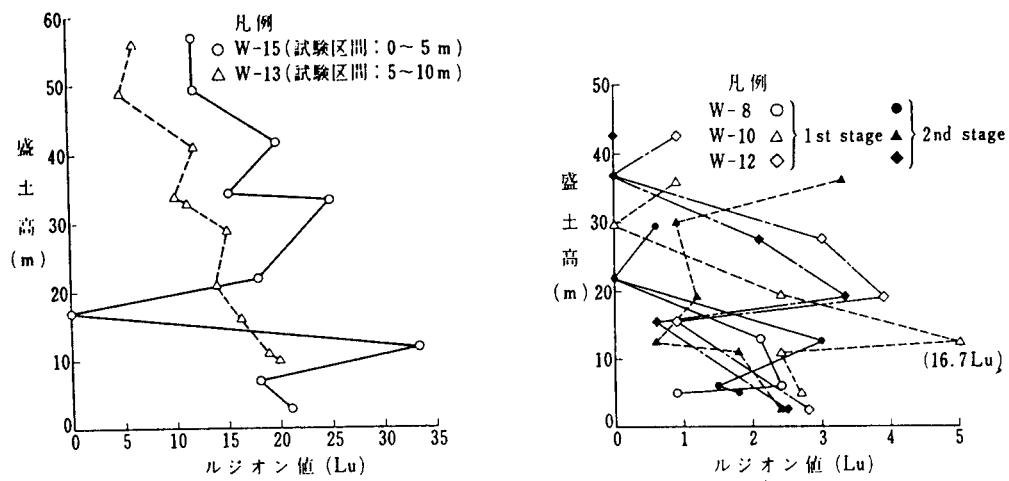
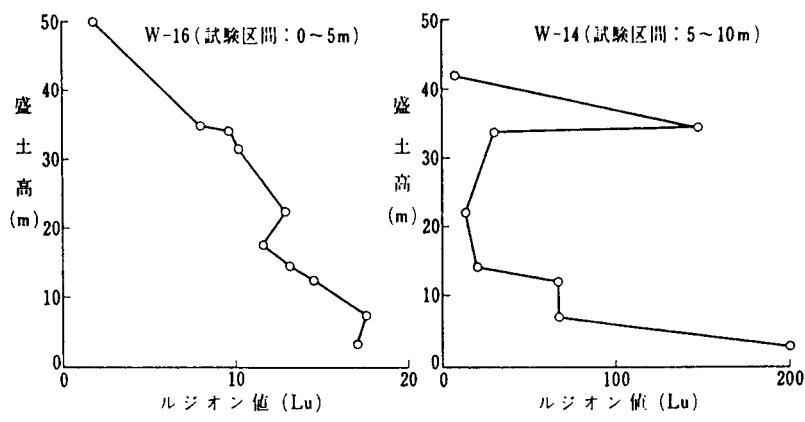


図 4.1.11 盛り土高とルジオン値の関係⁴⁾

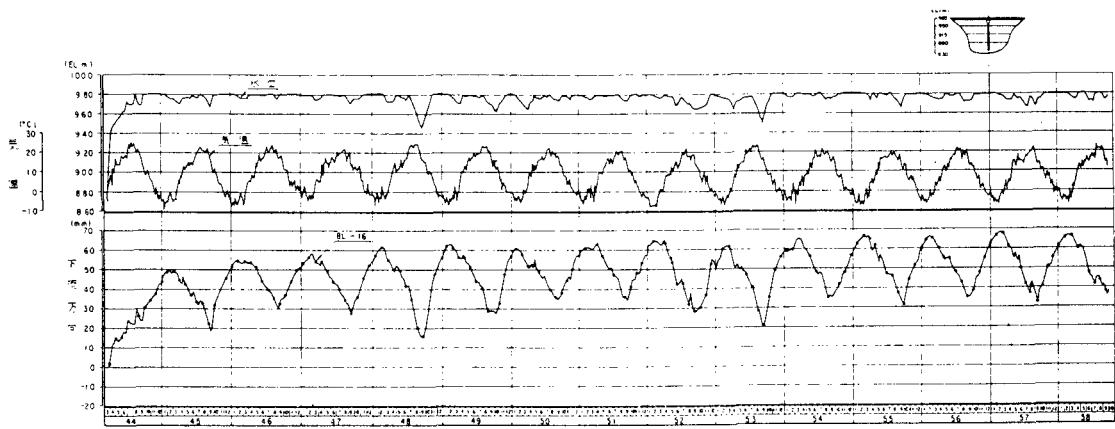


図 4.1.12 堤体のたわみの経時変化（プラムライン）⁶⁾

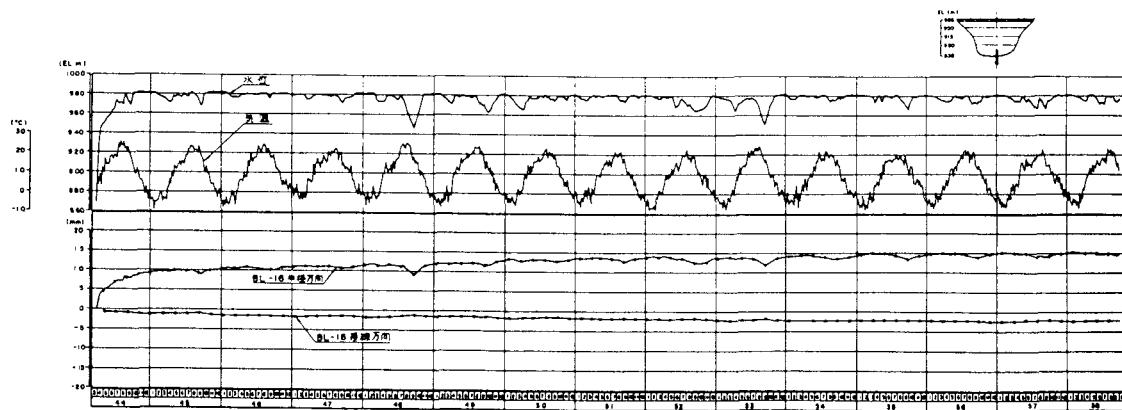


図 4.1.13 堤体のたわみの経時変化（リバースプラムライン）⁶⁾

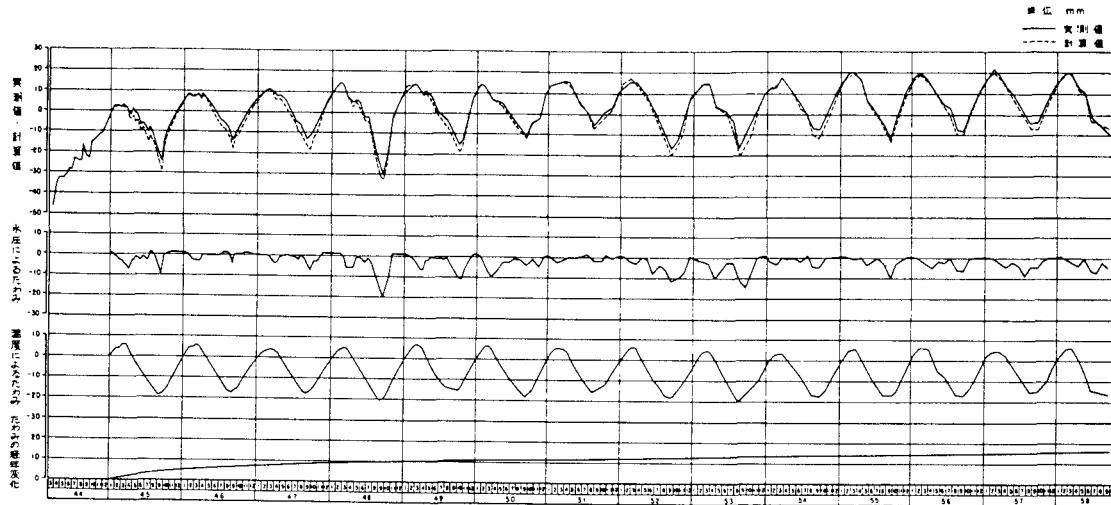


図 4.1.14 堤体のたわみの重回帰分析結果⁶⁾

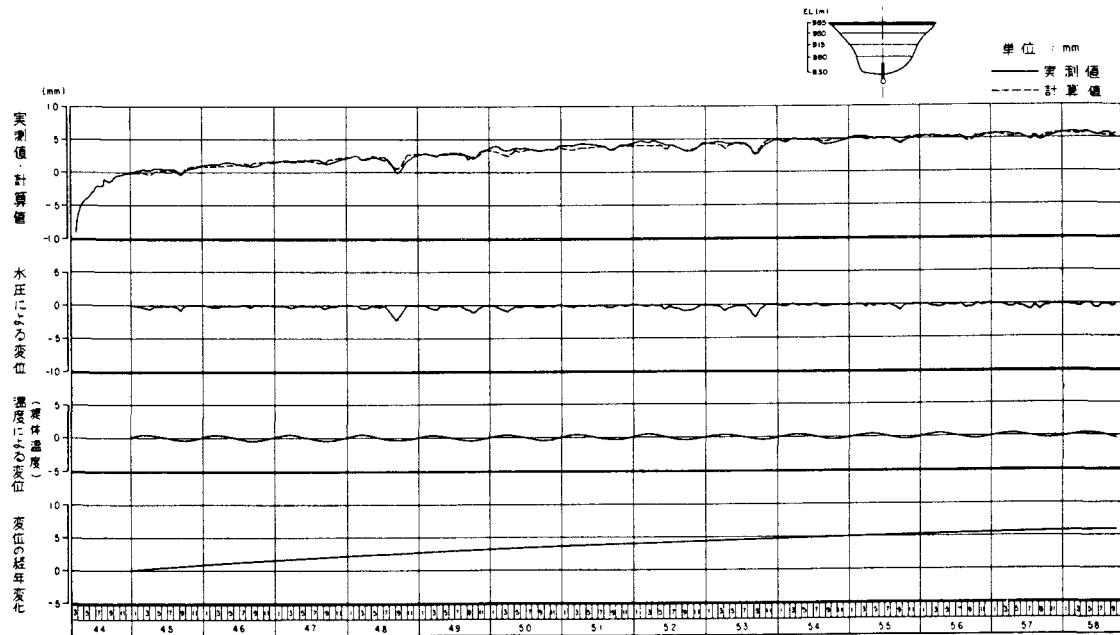


図 4.1.15 基礎変位の重回帰分析結果⁶⁾

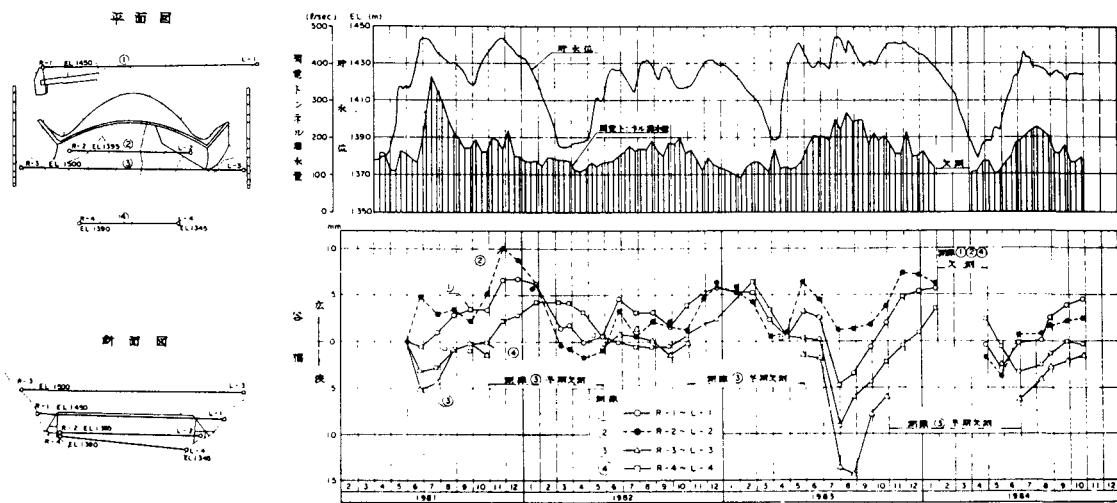


図 4.1.16 谷幅の経時変化（黒部ダム）⁸⁾

湛水池内地すべりについての計測は、一般の地すべりと同様の項目・方法で行われることが多い。異なるのは、結果の解釈において、貯水位の増減との関係で論じられることである。ここでは、建設省鳴子ダムにおける測定例⁹⁾とその評価について述べる。

鳴子ダムは、北上川水系江合川上流に昭和 32 年に完成した堤高 94.5 m のアーチダムで、初期湛水開始直後から地すべりが発生し、国道が寸断されたり、路盤の亀

裂などによる不通、取水口構造物の亀裂などの被害が発生している。

貯水池周辺の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類および凝灰岩類とそれに貫入する流紋岩、石英安山岩、安山岩となる。地形的にはもともと峡谷を形成しており、両岸は急斜面で、湛水面より上部には小さな河岸段丘が発達し、さらに上部には湿地となった凹地が連続し、建設前から存在する古い地すべり地形である。

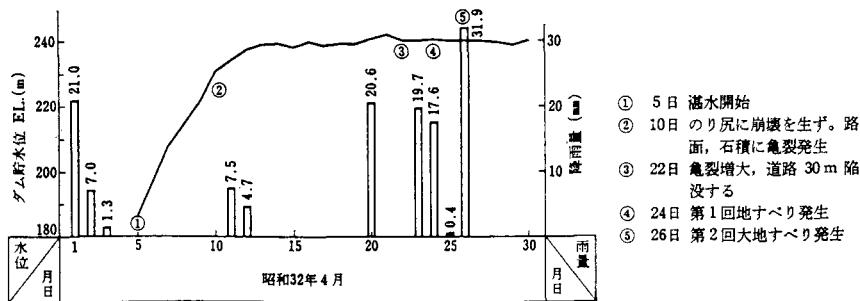


図 4.1.17 初期湛水時の地すべり発生経過⁹⁾

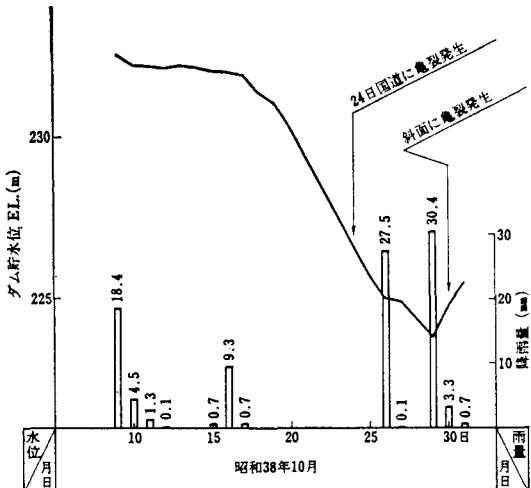


図 4.1.18 水位低下時の地すべり発生経過⁹⁾

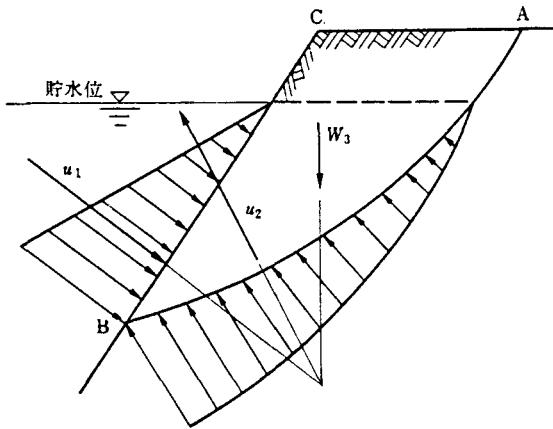


図 4.1.19 水位低下時の応力図⁹⁾

図 4.1.17 は、初期湛水時における貯水位の上昇と地すべり発生の経過を示したものである。湛水を開始してわずか 20 日余りの間に大規模な地すべりが発生しており、貯水位上昇の影響が大きく、それに加えて降雨によ

る地下水面上昇、湛水に伴う湖岸の土砂崩壊による末端荷重の除去などの影響が重合して作用したものと考えられている。

また、水位低下時に地すべりが発生することがあり、図 4.1.18 はその例である。このメカニズムは、図 4.1.19 のように、低下前には貯水位の水圧と斜面の土塊重量、および斜面内の水圧が釣り合っているが、水位が低下し、しかも斜面内の透水性が低く、斜面内の水圧が低下しない場合には、斜面内部に地下水圧が残留し、斜面は不安定となることによるとされている。

4.1.4 今後の課題

ダムに関する計測は、切り取り斜面の安定性、基礎グラウチングによる岩盤変位、掘削時や盛り立て時の岩盤の変形挙動、完成後の維持管理、湛水池内斜面の安定性など対象が多岐にわたっている。この内、工事中に実施される切り取り斜面の安定性に関する計測については、広範囲かつ多数の計測点のデータを監視しなければならないことから、今後ますますデータ処理システムの機能向上や、計測点からデータ処理室までのデータ伝達方法の改良が望まれる。また、一般的の斜面と同様であるが、GPS など新しい計測手法の導入により、岩盤全体の挙動の実態をより適確に把握することが重要であろうと考えられる。

また、維持管理段階の計測は、数 10 年間という長い期間の計測となるため、計器の長期耐久性の確保が必要であり、さらに、今後わが国でも築造後数 10 年以上を経た古いダムが多くなっていくことから、すでに一部のダムでは弾性波トモグラフィーなどの手法を用いて実施されているが、堤体のコンクリートや基礎岩盤の長期的な劣化や風化に対する計測・調査手法およびそれらの評

価方法の検討が必要になってくるものと思われる。

参考文献

- 1) 川上俊器, 中江兼二, 中西徹 (1994) : 温井ダム基礎掘削法面の法対面策と挙動観測, ダム技術, No.93, pp.40~51
- 2) 寺戸康孝 (1982) : ダム基礎グラウチング (VII), ダム日本, No.449, pp.35~49
- 3) 鹿島・熊谷・日本国土建設共同企業体 (1991) : 奈良俣ダム工事誌
- 4) 松本徳久, 山口嘉一 (1986) : フィル堤体の盛り土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化 (その3), 第18回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.376~380
- 5) 大槻光雄 (1990) : コンクリートダムの細部構造 (その4) - 観測設備-, ダム技術, No.42, pp.65~74
- 6) 江川顯一郎 (1985) : 奈川渡ダムにおける堤体と基礎の計測, 大ダム, No.112, pp.1~8
- 7) 鷹取正顕, 田中靖, 大前智敬 (1993) : 浦山ダムの堤体掘削に伴う堤敷岩盤の挙動特性について, 大ダム, No.143, pp.64~74
- 8) 大長昭雄 (1985) : 黒部ダムの計測と監視, 大ダム, No.112, pp.16~24
- 9) 佐々木茂 (1985) : 鳴子ダムの地すべりについて, ダム技術, vol.3, No.1, pp.61~75

4.2 トンネル

4.2.1 概説

トンネルの土木構造物としての特徴は、地盤そのものを支持構造の主体としていることである。特に、山岳トンネルの標準的な工法である NATM 工法では、「地山をできるだけゆるめないで、地山の持つ強度でトンネルの安定性を得ること」を基本としている。ロックボルトや吹付けコンクリート等の支保は、周辺地山と一体となって構造的な安定を確保するためのものである。したがって、トンネルの設計・施工のためには構造材料としての地盤の工学的特性と、掘削にともなう外力の変化を規定する初期地圧の分布を把握することが重要である。しかし、これらを事前に的確に調査し、トンネルの設計を行うことは現状の技術レベルからは容易でない。トンネルが、地下に建設される線状構造物であり、施工範囲全般にわたって詳細な事前調査を実施することは困難であるし、また経済的にも適切な方法とはいえないからである。トンネルにおける地質調査は、建設の段階に応じた調査精度・目的でなされるものであり、設計・施工から完成にいたるまでの一連の作業として位置づけられるも

のである。特に施工中の切羽の地質観察と計測によって、最終的な設計を確定してゆくとともに、トンネルの安定性を確認してゆくことが最も合理的な手法であるといえる。

トンネルを建設する際には、建設地点の地質に応じた工法が採用される。在来の山岳トンネル工法は、鋼製支保工と矢板を主たる支保部材とするものである。NATM 工法が普及するまでは硬岩から軟岩にいたる地質において最も一般に用いられていた工法であり、比較的施工サイクルは短い。工法の性格上地山の緩みが大きく、偏土圧に対して弱い等の欠点がある。しかし、多量の湧水を伴い切羽が自立しない場合や、崩壊箇所の復旧などの場合には有効である。

NATM 工法は、地盤の持つ支保能力を最大限に生かして、合理的で経済的なトンネルを建設しようとするものであり、在来工法が適用されてきた地質に対して急速に採用され、現在では標準工法となっている。種々の補助工法の併用により、在来工法では掘削できなかった未固結地山や軟弱地盤にも適用され、その効果を十分に発揮している。地質の変化に対して根本的な工法や断面形状を変えることなく施工できることや、安全性・経済性の面でも優れた工法であり、在来工法よりも合理的なトンネルを構築できる工法として認められている。

TBM 工法は、機構上、円形断面のトンネルに採用されることが多く水路トンネルでの適用例が多い。わが国における実績では、圧縮強度 10 MPa から 100 MPa の軟岩から中硬岩の地質が主体である。TBM 工法の利点は、施工速度が早く工期短縮が図れること、掘削に伴う岩盤の緩みが生じにくく支保工が軽減できること、省力化が図れることなどが挙げられる。一方、地質変化の著しい地山でのトラブル処理が困難であること、施工中の掘削工法の変更ができないこと等の問題があり、地質状況や経済性を勘案して採用を検討する必要がある。

シールド工法は、沖積軟弱層を始めとする切羽の自立性の乏しい土砂地山に適した工法である。土被りが薄い場合や、地下水面上での施工が可能であり、主に都市土木で採用されている。都市部では、周辺に建物や他の地下構造物などが存在する場合が多く、施工環境は厳しいものがある。そのため、シールド工法では施工の安全性とともに、周辺環境への影響をより少なくすることが求めらる。土圧式シールド・泥水加圧式シールドなどの開発が、この要求に応えるものであり、近年はさらに地質の悪い地点への適用が図られている。

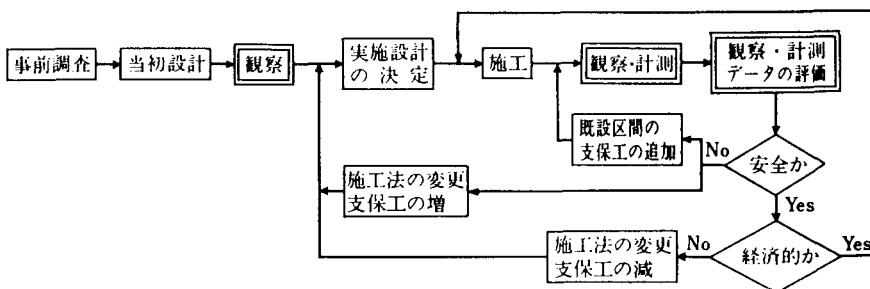


図 4.2.1 観察計測の位置づけと役割¹⁾

4.2.2 計測項目と計測手法

(1) 応用地質計測の目的・意義

トンネル工事における観察・計測は、「トンネルの掘削に伴う周辺地山の挙動と各支保部材の効果を把握し、工事の安全性および経済性を確保するために行なわなければならない」¹⁾とされている。図 4.2.1 に観察計測の位置づけと役割を示す。トンネル工事の実施設計までには、事前調査が実施され、その結果により地盤の地質工学的な評価が行われる。評価に従って地山分類がなされるとともに、場合によっては事前安定解析が実施され、工法の選定、支保の設計が行われることになる。しかしながら、前節で述べたように事前に得られる地質情報の量および質に限界があるために、施工中の観察や計測によって周辺地山の地質工学的な解釈・評価の精度を高め、トンネル構造物の実施設計や施工法を適正化することが要求されるようになってきた。また、NATM 工法では吹付けコンクリートやロックボルトなど、地盤に密着した支保部材が標準的に用いられるようになり、掘削に伴うトンネルの変形挙動を把握しやすくなつたことも、計

測の重要性を高めている。さらには、近年では計測結果から地盤の物性やトンネル周辺のひずみ分布を推定する逆解析手法が提案され、トンネル周辺地盤の総合的な安定性評価や将来予測を実施し、観察・計測結果を定量的に評価して施工にフィードバックする情報化施工の適用事例が増加している。

(2) 計測項目と計測手法

計測項目の選定に当たっては、トンネルの掘削に伴って生じる現象を予測した上で、その現象を把握するための適切な計測について検討する必要がある。その際には、トンネルの規模、地山条件、周辺環境条件などを十分に考慮しなければならない。日本トンネル技術協会の「NATM 計測指針」²⁾では、必要度に応じて以下のように計測 A、計測 B に分けている。

- (a) 計測 A (日常の施工管理のために必ず実施すべき計測項目)
 - ① 坑内観察調査
 - ② 内空変位計測
 - ③ 天端沈下測定
- (b) 計測 B (地山条件に応じて、計測 A に追加して選定する計測項目)
 - ④ 地山試料試験及び原位置試験
 - ⑤ 地中変位測定
 - ⑥ ロックボルト軸力測定
 - ⑦ ロックボルト引抜試験
 - ⑧ 覆工応力測定
 - ⑨ 地表、地中の沈下測定

表 4.2.1 地山条件ごとの計測項目の要点²⁾

項目 地山条件	計測 A				計測 B							
	坑内観察調査	内空変位計測	天端沈下測定	地山試料試験	地中変位測定	ロックボルト軸力測定	ロックボルト引抜試験	覆工応力測定	工力定	地表の地中沈下測定	坑内弹性速度測定	
硬岩地山（断層等の破碎帯を除く）	◎	◎	◎	△	△*	△*	△	△	△	△	△	
軟岩地山（大きな塑性地圧は発生しない）	◎	◎	◎	△	△*	△*	△	△*	△	△	△	
軟岩地山（大きな塑性地圧が発生する）	◎	◎	◎	△	◎	◎	△	○	△	△	△	
土砂地山	◎	◎	◎	土質試験	○	△*	○	△*	○	◎	△	

◎：必ず実施する項目

○：実施すべき項目

△：必要に応じて実施する項目 (*：測定結果から設計減の可能性を判断する場合には有用性が高くなる）

表 4.2.2 計測項目と計測により判明する事項³⁾

分類	名 称	内 容	測 定 計 器・手 法	計測によって知り得る事項
坑内観察	坑内観察調査	切羽の安定性, 地質状況, 湧水, 既施工区間の状況	クリノメーター サンマー, セン孔速度	地山区分の再評価, 地山状況と地山挙動の相関性, 今後の地山状況の推定
内空変位	内空変位測定	トンネル壁面間距離変化, 変位速度	コンバージェンスマジャー テープエクステンソメータ マイクロリーピーメーター	周辺地山の安定, 支保部材の効果, 変位速度から変位量の推定, 覆工コンクリート打設時期の判定
		天端の沈下	レベル	天端地山の安定, 周辺地山の安定
		底盤の隆起	"	インパートロックボトル打設の必要性 インパートコンクリートの必要性, 打設時期の判定
地中変位	地中変位測定	トンネル坑内から測定する相対変位	ロッドエクステンソメーター スライディングマイクロメーター インクレメンタルエクステンソメーター	トンネル周辺の緩み領域, ロックボトル長の妥当性, 地中ひずみ分布
		地上等坑外から測定する水平変位, 鉛直変位	ロッドエクステンソメーター, 層別沈下計, 傾斜計, 挿入式水平傾斜計, 挿入式鉛直傾斜計, スライディングマイクロメーター, インクレメンタルエクステンソメーター	掘削以前からの地山挙動, トンネル前上方地山の安定, 地中ひずみ分布
地中応力	初期地圧測定	初期地圧の大きさ, 方向	セラタストレスメーター, オーバーコアリング法, フラットジャッキ法, 水圧破碎法	初期地圧状態, 側圧係数, 褶曲等の影響
	地中応力変化測定	掘削に伴う周辺地山内応力変化	グレーチュルボーリング孔内用応力セル(多成分), アイラードストレスメーター	接線方向応力の増加, 半径方向応力の減少 地山の強度劣化の有無
	間隙水圧測定	地中の間隙水圧状態	間隙水圧計	湧水, 地山周辺の地下水位変化, 間隙水圧の変化, 被圧水の変化, 地すべり発生の予知
支保部材に作用する荷重および応力	ロックボルト軸力測定	ロックボルトの軸力分布	メカニカル測定アンカー ひずみゲージ測定ロックボルト	ロックボルト長, 本数, 位置, 定着方法の妥当性
		座金部分の軸力	ディスクロードセル センタホール荷重計	ロックボルト本数の妥当性, 破断時期の推定
	コンクリート応力測定	吹付けコンクリート応力	グレーツェルコンクリート応力セル カーポメーター, ディフォメーター, コンクリート応力計	吹付けコンクリート厚, 施工時期の妥当性 断面閉合による効果
		覆工コンクリート応力	グレーツェルコンクリート応力セル 鉄筋応力計, コンクリート応力計	早期打設による拘束効果, 構造変化時の挙動, 覆工コンクリートの安定性
	銅アーチ支保工応力	支保工応力, 部材力	ひずみゲージ, 表面ひずみ計 カーポメーター, ディフォメーター	支保工のピッチ, 寸法の妥当性 吹付けコンクリートとの荷重分担
	地山荷重測定	覆工に作用する地山荷重	グレーツェルコンタクト圧力セル 土圧計, トータルプレッシャーセル	吹付けコンクリート厚・施工時期の妥当性, 断面閉合, 覆工コンクリート打設による拘束効果
		背面水圧	間隙水圧計	復水後の荷重増加(トンネル近傍の間隙水圧測定で推定可能)
周辺に与える影響	地表面および構造物の挙動測定	地表面の沈下, 隆起	レベル, レーザー, 水盛式沈下計, 沈下計	トンネル掘削影響範囲 トンネル前上方地山の安定
		構造物の沈下, 隆起, 傾斜	レベル, レーザー, 水盛式沈下計, 沈下計, 傾斜計, ティルトメーター	構造物への影響, 安全性
	地すべり変位測定	地表面の移動, 傾斜	伸縮計, 地すべり計	地すべり発生の予知
		地中の水平移動, 鉛直移動	パイプひずみ計, ロッドエクステンソメーター, 挿入式鉛直傾斜計, 挿入式水平傾斜計	地すべり面の位置, 地すべりの方向
	地下水位測定	地下水位の変動	触針式水位計 間隙水圧計	渴水, 復水 背水圧水頭
地山物性	地山試料試験	物理試験, 力学試験	単位体積重量, 一軸圧縮強度 三軸圧縮強度, 超音波伝播速度試験等(第2章 参照)	地山区分の再評価, 変形特性, 強度特性の把握, 膨張性の把握, 切羽安定性の把握
	原位置試験	坑内弾必波速度測定	弾性波探査機	トンネル周辺の強度劣化領域 変形係数の推定
		孔内載荷試験, 平板載荷試験, 直接せん断試験他	プレシオメーター, エラストメーター セラタプロバティメーター, 油圧ジャッキ	変形特性, 強度特性の把握

表 4.2.3 計測項目の選定⁴⁾

◎多くの場合実施する必要があるもの。
○場合により省略するもの。

調査・計測・試験			@特に注意すべき計測地点				⑥計測の規模			備考
対象	項目	細目	膨張性地山	含水未固結地山	土浅かいぶりの山	坑能口り性付・が近崩ある地の地す可山	試験施工	詳細計測	簡易計測	
地山	坑内地質観察	岩質、地質構造(断層、褶曲、走向、傾斜など) 風化、変質、破碎状況、湧水状況	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	内空変位測定	壁面間	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
		天端沈下	○	○	◎	○	◎	◎	○	不動点を基準としたトンネル天端の鉛直方向の変位量
	地中変位測定	相対変位	◎	○	○	○	◎	◎		計測断面掘削後からの変位
		絶対変位			◎	○				計測断面掘削前からの変位
	地表沈下測定				◎	○				地表観定も含む
	地すべり変位	地表の移動				◎				地表観定も含む
		すべり面の動き				◎				
	地山応力測定 原位置試験						○			地山条件に応じて、測定が必要な場合もある
	坑内弾性波速度測定						◎	○		トンネル全長にわたり測定することもある。
支保・覆工	物理試験		○	○	○	○	◎	◎	○*	該当区間の地質の種類によって試験項目を選ぶ。
	力学試験									
	移動測定	トンネル内空断面の移動				◎				不動点を基準とした断面全体の移動
	支保・覆工の観察	矢板のわれ、たわみ 鋼鉄支保工の変形 ロックボルトのプレートの変形 吹付け、覆工コンクリートのわれ	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	支保・覆工の観察	鋼製支保工	内空断面の変形	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	地山の内空変位測定と並行して行う。
			移動・沈下など	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	支保工の天端沈下測定は地山の天端沈下測定と並行して行う。
	支保・覆工の変形測定	吹覆付工 けコンクリート	覆工コンクリートの内空断面の変形	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	吹付けコンクリートでは地山の内空変位と同じとする。
			移動・沈下など				○	○		
		亀裂の開き	○			○	○	○	○	目視により発見された場合実施

◎多くの場合実施する必要があるもの。
○場合により省略するもの。

対象	項目	調査・計測・試験		④特に注意すべき計測地点			⑤計測の規模			備考
		細目	細	膨張性地山	含水未固結地山	土浅かいぶり地の山	坑へ能口り性付・が近崩あるで壊る地の地す可山	試験施工	詳細計測	
支保・覆工	支保・覆工の作用する荷重測定	鋼製支保工	基礎反力	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	○ ^s	
			くさび点に作用する荷重							在来工法では場合により実施
			応力・ひずみ							在来工法では場合により実施
		覆クリント	背面の地圧	○	○ ^s	○	○ ^s	○ ^s	○ ^s	
			応力・ひずみ	○	○ ^s	○	○ ^s	○ ^s	○ ^s	
		ロックボルトの軸力		○ ⁿ		○ ⁿ		○ ⁿ	○ ⁿ	場合によっては、曲げ、せん断力の測定も行う。半径方向、軸方向応力の測定
		吹付けコンクリート応力		○ ⁿ		○ ⁿ		○ ⁿ	○ ⁿ	半径方向、軸方向応力の測定
		ロックボルトの引抜き耐力		○ ⁿ	○ ⁿ	○ ⁿ	○ ⁿ	○ ⁿ	○ ⁿ	
		吹付けコンクリートの強度特性		○ ⁿ		○ ⁿ		○ ⁿ	○ ⁿ	
		覆工コンクリートの強度特性		○		○				
湧水	地下水調査	坑内湧水	量	○	○	○	○	○	○	
			水質試験		○					
			間隙水圧		○		○			
		先進ボーリング	水圧・量		○					先進ボーリングはおもに断層、破碎帯の調査を目的とする。
			透水試験		○					
			地質試験		○					
		地表	河川試験		○	○				
			地下水位		○	○	○			
			降雨雪量		○	○	○			他の気象調査もあわせて行う場合もある。
			水質試験		○					
近接する構造物	構造物の観察	変形・亀裂			○	○				
	構造物の変位移動測定	傾斜			○	○				
		移動・沈下			○	○				
		亀裂			○	○				

※ 地質によって適宜行う。

S : 在来工法で特に必要

N : NATM で特に必要

⑩ 坑内弾性波速度測定

表 4.2.1 は、これらの計測項目について各種の地山条件における重要度を分類したものであり、標準的な地山条件について計測項目を選定する基準となるべきものである。表 4.2.2 は計測項目と計測により判明する事項をまとめたものである。また、表 4.2.3 はいくつかの問題となる挙動を対象として、特に注意すべき地山で必要とされる計測項目と、計測の規模に応じて一般的に選ばれる計測項目に分けて、観察・計測項目の選定の目安を示したものである。膨張性地山では、坑壁の内空への押し出し、盤膨れ、更には支保や覆工の変状などが問題となるので地山物性や、支保と地山の相互作用に関する計測が必要になる。含水未固結地山では、湧水に伴う地山の流出、崩壊が問題となるので地下水に関連した調査・計測が特に重要となる。土かぶりの小さい地山では、地表面の沈下や他の地中構造物への影響などが問題であり、周辺環境へ影響を考慮した計測項目の選定が重要である。坑口付近で地すべりや崩壊の可能性のある地山では、トンネルの安定性に関する計測とともに、斜面のすべり・崩壊に関する計測が必要である。

4.2.3 計測結果と解釈・評価

(1) 膨張性地山における NATM 計測事例⁵⁾

膨張性泥岩としての挙動を示した地山における計測結果及び地質工学的な考察結果を示す。

(a) 計測の概要

トンネルの建設地点の地質は、新第三紀泥岩層に属する泥岩を主体とし、凝灰質で固結度の低い粘土～シルトの薄層を介在する地質であり、泥岩の変形係数は 700 kgf/cm² 程度である。このトンネルは、上半先進ショートベンチ NATM 工法により施工されたものであり、

トンネル断面形状および施工支保パターンの一例を図 4.2.2 に示す。この D_{IV} 支保パターンが用いられたのは、水平押し出しが顕著になり、膨張圧的な変形挙動が多く見られた区間のものである。

この区間における計測は、一般的に行われる計測工 A・B に加えて計測工 C として作業坑から地中変位計を設置して先行変位を計測している。図 4.2.3、図 4.2.4 にそれぞれ計測工 A・B および計測工 C の実施要領を示す。トンネル先行変位測定は、坑口付近の比較的土かぶりの薄い区間では測定例があるものの、膨張性泥岩でしかも土かぶりの厚い区間での実施例はきわめて少ない。ここでは、坑口より 1,375 m 付近で土かぶりが約 80 m 地点において先行掘削された作業坑より本坑

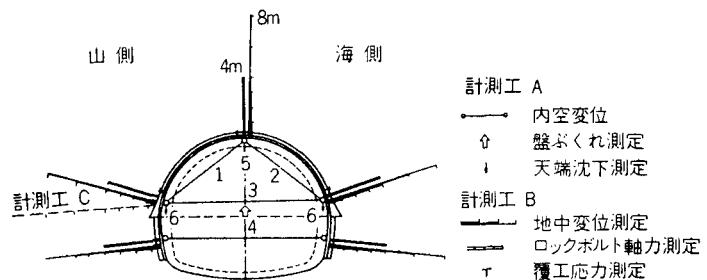


図 4.2.3 計測工 A・B⁵⁾

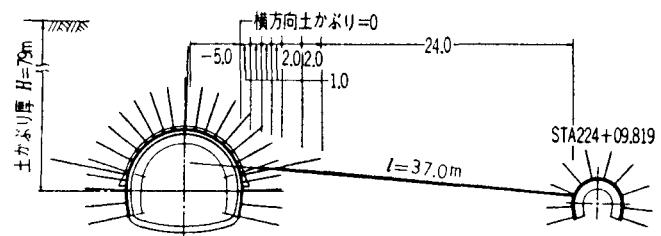


図 4.2.4 計測工 C⁵⁾

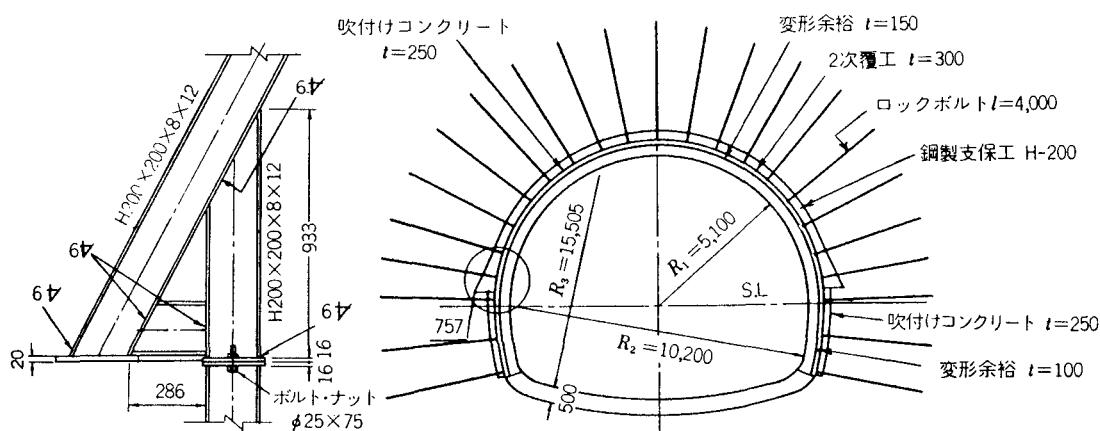


図 4.2.2 D_{IV} パターン (ウィングリブ型支保工)⁵⁾

に向けて地中変位計を設置している。先行変位計測は、本坑の掘削に伴う周辺地山の挙動を切羽が到達する以前から測定をはじめ、切羽の通過後も収束するまで測定を続け、切羽到達時点における全体変位量に対する変位量

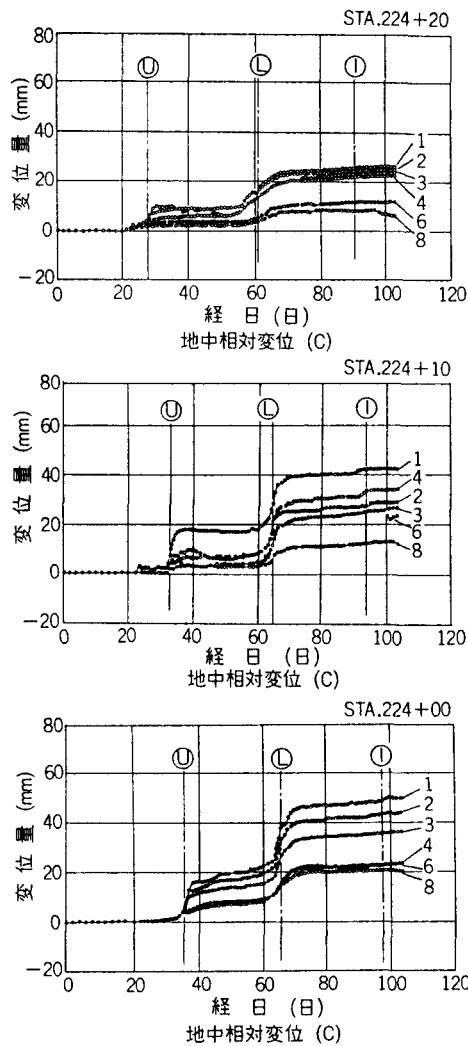


図 4.2.5 変位測定の比較⁵⁾

の割合（先行変位率）を把握する目的で実施した。

(b) 計測結果および考察

同一断面での地中変位と内空変位の測定データの経時変化を図 4.2.5 に示す。図中、地中変位の 1～8 の番号は、本坑壁面から水平深度 (m) を表し、内空変位の 1～6 は図 4.2.3 に対応している。また、U, L, I は各々、上半、下半、インバートの切羽が当該計測地点を通過した時点を表している。天端沈下以外のデータは、上半時、下半時とも挙動が同一の傾向を示している。上半時の収束変位量に対して、下半掘削完了後の収束値が約 3 倍であることも共通している。

表 4.2.4 は、3 カ所の先行変位の測定結果を上半切羽通過時の変位量、上半収束時の変位量、最終変位量および先行変位率としてまとめたものである。先行変位率の平均値に着目してみると、上半収束値に対して 44 %、最終変位量に対して 13 % という結果になった。ここでは、平均値では 3 計測地点ともほぼ等しい値になったが、STA.224+10 の先行変位率のばらつきが大きい。これは、図 4.2.6 に示すように他の 2 カ所での計測孔のボ

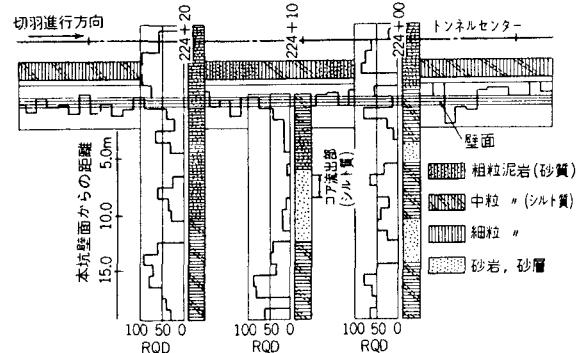


図 4.2.6 先行変位測定のコア柱状図⁵⁾

表 4.2.4 先行変位測定結果⁵⁾

測点 STA.		224+20						224+10						224+00					
深度 (m)		1	2	3	4	6	8	1	2	3	4	6	8	1	2	3	4	6	8
変位量 (mm)	切羽通過時	4.5	3.7	2.4	2.5	1.9	0.5	5.5	3.2	1.4	2.2	1.2	2.2	7.8	7.3	6.3	4.0	3.8	2.7
	上半時	8.8	8.6	6.9	5.8	3.2	1.8	17.0	6.8	6.8	4.0	3.0	3.0	19.2	16.7	13.5	7.8	8.0	6.8
	最終時	26.3	25.1	23.8	22.6	11.7	5.0	42.4	28.7	26.3	33.7	23.4	12.0	49.6	43.7	36.1	23.6	23.0	21.1
先行変位率 (%)	上半時	51.5	43.0	34.8	43.1	59.4	27.8	32.4	47.1	20.6	55.0	40.0	73.3	40.6	43.7	46.7	51.3	47.5	39.7
	最終時	17.1	14.7	10.1	11.1	16.2	10.0	13.0	11.1	5.3	6.5	5.1	18.3	15.7	16.7	17.5	16.9	16.5	12.8
平均値 (%)	上半時 最終明	43.2 13.2						44.7 9.9						44.9 16.0					
	上半時 最終時							44.3 13.0											

上段数値は上半断面掘削の収束時、下段数値は全断面掘削完了の最終時

ーリングコアでは、泥岩が主体で棒状コアが多く採取されているのに対して、この計測孔のボーリングコアでは未固結シルト層部でコアが流失してしまうなど弱層が多く、ばらついてしまったと思われる。また、上半収束値と最終変位量の比をとってみると約1:3であり、下半掘削に伴う変位量が上半掘削時のそれと比べて大きいという結果になった。この現象は、当トンネル全線を通じての傾向であり、膨張性地山においては上半掘削に伴う応力解放過渡期に支保構築を行うNATMの特性挙動と推察される。

(2) 併設シールドトンネルの計測事例⁶⁾

軟弱地盤中 (N 値: 0~1) の併設シールドトンネルにおける後続シールド掘進中の地中応力の挙動ならびに先行トンネルに作用する増加負荷応力と、それに伴うセグメントリングの曲げモーメントの状況を把握するために現場計測を行った事例について示す。

(a) 計測の概要

図4.2.7 および**表4.2.5**に計測の概要を示す。工事は、東京湾岸地域の土かぶり11.8mの軟弱粘性地盤に離間距離3.6mで併設のシールドトンネルを建設するものである。**図4.2.7** 中で、A, E断面には、後続シ

ルド掘進による地中応力（トンネル軸に直角し、水平方向）の挙動の把握を目的として土圧計を設置した。B断面においては、先行トンネルが受ける後続シールド掘進の影響を把握するため、先行トンネルに地山密着型の土圧計を設置した。C断面には、あらかじめ鉄筋計が埋め込まれたセグメントリングを建て込むことによって、先行トンネルの曲げモーメントの挙動を計測した。

(b) 計測結果および考察

図4.2.8に後続シールド掘進に伴う地中応力の変化を示す。図中両トンネルの離隔中央に設置されたS8 (■) の土圧計の挙動は、後続シールドの切羽が計測断面に10m程度近づいた位置からその影響を捉え、切羽到達から1m程度通過した位置でピーク負荷応力0.8kgf/cm²程度を示している。この時、シールド機のチャンバー内の土圧計は、2.5kgf/cm²を示していた。側圧係数 $l = 0.7$ を用いた初期地山応力の水平方向成分 (= $l \cdot g \cdot h$) は、 $g = 1.6\text{ kgf/cm}^3$, $h = 1,540\text{ cm}$ とすると 1.72 kgf/cm^2 と推定され、土圧計シールド機によるこうした地山条件でのピーク負荷応力の値は、切羽山留め圧から初期地山応力の水平方向成分を差し引いた値とおおむね一致する。

さらに、後続シールドが進行し、5m程度計測断面を通過した時点からS8 (■) 地点においては初期応力と考えられる 2.0 kgf/cm^2 から約 0.1 kgf/cm^2 程度下回る領域が存在する。S8 (■) の土圧計の位置より3.6m上方に設けられたS9 (▲) の土圧計では、その傾向がより顕著である。これは、シールド機の長さ6.4mを考慮するとテールボイドの応力解放領域と考えられる。また、先行トンネルの地山側に設置した土圧計S4 (○), S5 (●), S6 (□) では、後続シールド掘

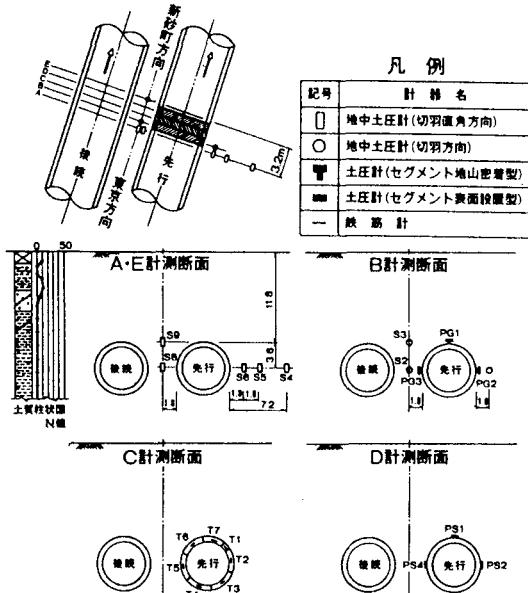


図4.2.7 現場計測の概要⁶⁾

表4.2.5 施工状況

土被り厚さ	11.80 m	qu値(掘削前)	0.90 kgf/cm ²
D:シールド機外径	7.35 m	qu値(掘削後離隔位置)	0.20 kgf/cm ²
D:セグメント外径	7.20 m	d: トンネル離隔距離	3.60 m
N値(トンネル位置)	0~1		

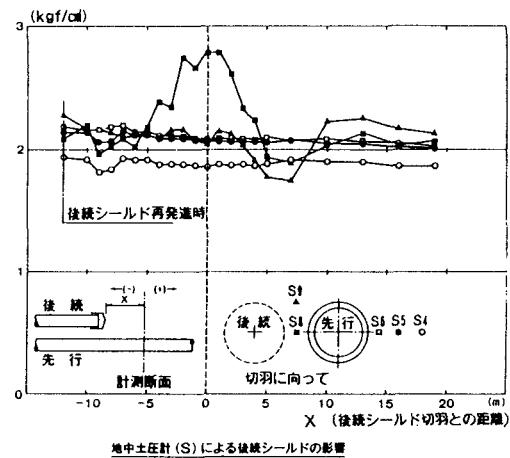


図4.2.8 地中応力の変化⁶⁾

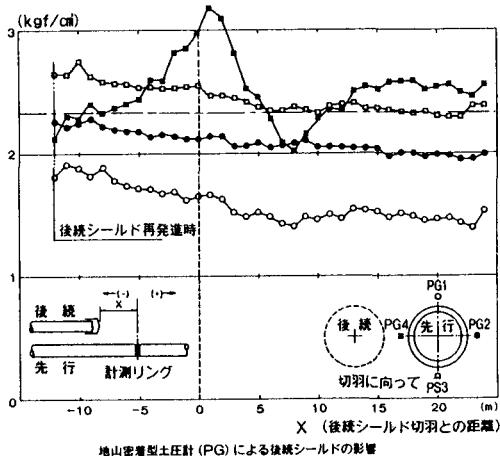


図 4.2.9 先行トンネルに作用する応力⁶⁾

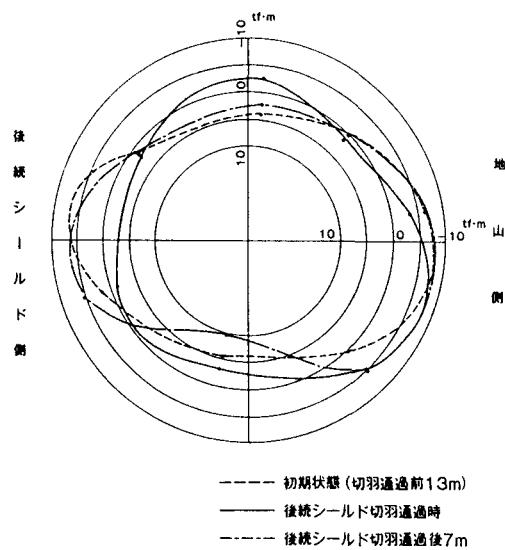


図 4.2.10 セグメントの発生曲げモーメント⁶⁾

進中、ほぼ一定値を保ち、応力としてほとんどその影響を受けないことを示している。

図 4.2.9 は、B断面において計測されたセグメント地山密着型土圧計による後続シールドの影響を示している。後続シールド側に設置した土圧計 PG 4 (■) は、後続シールドが計測断面の約 10 m 程度手前の位置から切羽山留め圧の影響を受け、シールド機の接近と共に負荷応力が増大する。ピークは切羽通過後 1 m の位置に現れ、図中の補助線（一点破線）を計測データの初期応力として 2.3 kgf/cm^2 と評価すれば、負荷応力は 0.8 kgf/cm^2 となり、地中応力の計測結果と良好な対応を示す。さらに PG 4 (■) の値を追うと、切羽通過 6 m の位置でテールボイドによる応力解放域に入り、通過後 10 m の位置からは、後続シールドの裏込め注入による応力増加域に入る。テールボイドの解放応力の大きさは、

0.25 kgf/cm^2 程度、裏込め注入による応力増加は、 0.3 kgf/cm^2 程度認められる。先行トンネルにおける他の 3 カ所の土圧計 PG 1 (○), PG 2 (●), PG 3 (□) は、後続シールドの切羽での山留め圧の影響をほとんど受けないと考えられる。

図 4.2.10 は先行トンネルのあらかじめ鉄筋計の埋め込まれたセグメントリングに発生する曲げモーメントを示したものである。後続シールドの切り羽が後続シールドの切羽が計測断面の 13 m 手前の初期状態（点線）では、まだ負荷応力の発生していない状態で、先行トンネルの後続シールド側の曲げモーメントは、 $-7 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示し、頂部では $4 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、底部では $6 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示していた。一方、後続シールドの切り羽が計測断面に到達した時点（実線）では、土圧計の計測結果から 0.8 kgf/cm^2 の負荷応力が先行トンネルの後続シールド側に作用していると考えられるが、このとき曲げモーメントの値は、後続シールド側で $3 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、頂部で $-2 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、底部では $3 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 程度を示している。また、地山側の曲げモーメントは比較的小さな動きにとどまっている。さらに、後続シールド切羽通過後 7 m（一点鎖線）の状態では、底部の曲げモーメントの増加を除いては、おおむね初期状態に復元したと考えられる。以上のことから後続シールドの接近に伴い、切羽の山留め圧や推進力の影響を受けて、リングの変形モードがいわゆる横長の変形から縦長の変形へと移行し、再び横長の変形に復元したことが推測できる。

6.2.4 今後の課題

現在のトンネル工事においては、その主流な工法である NATM 工法での計測手法がほぼ確立されていると言ってよく、情報化施工として計測結果を施工にフィードバックすることに関する実績の蓄積も進んでいる。計測技術の重要性がますます認識されているといえる。

最近の傾向としては、計測によりトンネル周辺のゆるみ域の形成や支保効果のメカニズムの解明などの研究が行われており、従来経験工学と言われていたトンネル技術が理論工学へと進歩しているように思われる。そして、コストダウンや急速施工への要請から、計測結果を適切にかつ迅速に判断して、より合理的な施工を行うことが今後の課題である。情報化施工による合理化施工は、今後建設が予定されている大断面トンネルの設計・施工では、その重要性が高まっていると言える。

さらにはトンネル前方探査のように、いち早く計測により地質情報を得ることで、掘削工法や支保パターンを

事前に決定するシステムの確立が、今後の課題になるとと思われる。

参考文献

- 1) 土木学会 (1986) : トンネル標準示方書 (山岳編)・同解説, p. 145
- 2) 日本トンネル技術協会 (1983) : NATM の計測指針に関する調査研究報告書, p. 10
- 3) 土質工学会 (1983) : NATM 工法の調査・設計から施工まで, pp. 266-267
- 4) 土木学会 (1983) : トンネルの地盤調査と岩盤計測, pp. 77-78
- 5) 佐藤正彦, 安川正春, 矢野尚彦, 斎田俊男 (1987) : 能生トンネルの変位特性と支保効果, トンネルと地下, 第 18 卷 9 号, pp. 733-743
- 6) 掘池紀行, 平嶋政治, 松下芳亮, 石井恒生 (1990) : 軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリングの疑似三次元構造解析モデル, 土木学会論文集, 第 418 号/III-13, pp. 201-210

4.3 地下空洞

4.3.1 概説

(1) 一般的な地下空間利用構造物の種類と特徴

地下空間を利用する構造物の種類（利用目的）、空洞規模および利用深度は多岐にわたるが、以下の利用区分に大別できる。なお、以下に挙げる構造物には、現在構想中のものも含まれている。

- ① 市民生活関係：地下室、地下階、地下街、地下駐車場、地下鉄、地下駅、共同溝、地下貯水池等
- ② 交通関係：鉄道トンネル、道路トンネル等
- ③ エネルギー関係：地下水力発電所、変電所、地下原子力発電所、高温岩体発電施設、石油備蓄プラント、超伝導電力貯蔵施設、圧縮空気電力貯蔵施設、放射性廃棄物地層処分場等

このうち、地下街、地下鉄等の市民生活に関連した構造物は、土質地盤に建設され、地下利用深度は 0～40 m 程度である。これに対し、地下発電所や石油備蓄プラント等のエネルギー関係の構造物は、地表下数十 m から数百 m の比較的深い深度の山岳地の岩盤（硬岩）内に築造されている場合が多い。鉄道や道路トンネルは、地盤としては土質～軟岩・硬岩の地盤のところに、利用深度は浅いところから深いところまで多岐にわたっている¹⁾。

(2) 大規模地下空洞の特徴

地下空間利用構造物の空洞の容積は、大きなもので数十万 m³ に達する。既設の大規模地下空洞の例としては、揚水式地下発電所や石油備蓄プラント等が挙げられる。通常の鉄道トンネルや道路トンネルは線状の構造物であり、その直径が約 10 m 程度であるのに対し、これらの大規模空洞は、空洞の長さに比較してその断面積が大きく、トンネルの 10～20 倍に達する。このように、一般的のトンネルに比べてその断面積が巨大な上に地下深部に掘削されることが多く、空洞に作用する応力もかなり大きい。このため、これらの構造物設置のための地下空洞の建設に対しては、良い地質条件が要求されるとともに、固有の工学的課題が存在する。

以下に、通常のトンネルとの比較の観点から、大規模地下空洞掘削の実績が多い揚水式地下発電所の空洞を例に、その概略の特徴を述べる^{2),3)}。

① 空洞の寸法

空洞の寸法は、収納する機器の寸法と数によって決定される。これまでの多くの空洞掘削の実績によれば、空洞の幅、高さ、長さの比は、概ね 1 : 2 : (2 ~ 6) である。したがって、通常のトンネルの幅と高さの比は 1 : 1 であるのに対し、地下発電所空洞では 1 : 2 である。空洞の最大規模は、幅 35 m、高さ 55 m、長さ 200 m 程度以上に達している。

② 空洞周辺岩盤と被り深さ

地表面から空洞までの被りは、100～500 m 程度であり、周辺岩盤が硬岩で地圧が大きい。

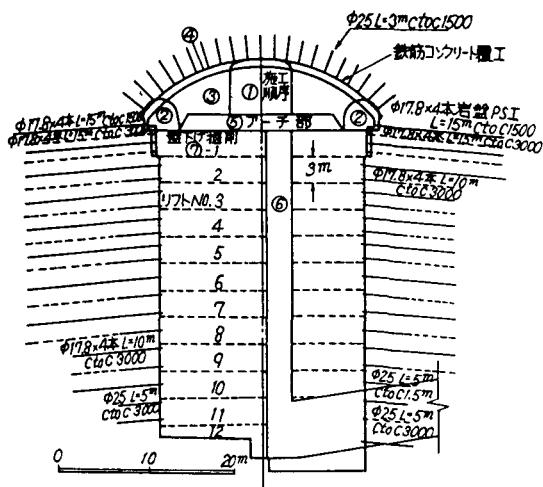
③ 空洞の形状と補強工

空洞の断面形状には、「きのこ型」、「たまご型」、「弾頭型」がある。「きのこ型」空洞と「たまご型」空洞の空洞断面と補強工の例を図 4.3.1^{4),5)} に示す。「きのこ型」空洞は、アーチ形の天井にロックボルトおよび鉄筋コンクリートの覆工が打設され、側壁部は PS 工、ロックボルト工、吹付コンクリート工で補強される。「たまご型」および「弾頭型」空洞は、天井、側壁とも PS 工、ロックボルト工、吹付コンクリート工で補強される。

④ 空洞の掘削工程

空洞の掘削工程は、奥行き方向に進行するアーチ部の掘削（先進導坑の掘削、切抜け掘削、コアの掘削）と、本体盤下げ掘削に二分される。盤下げ掘削は、空洞の最大断面を形成しつつ下方へ進行する点で、トンネルとは異なる過程である。

[a]



[b]

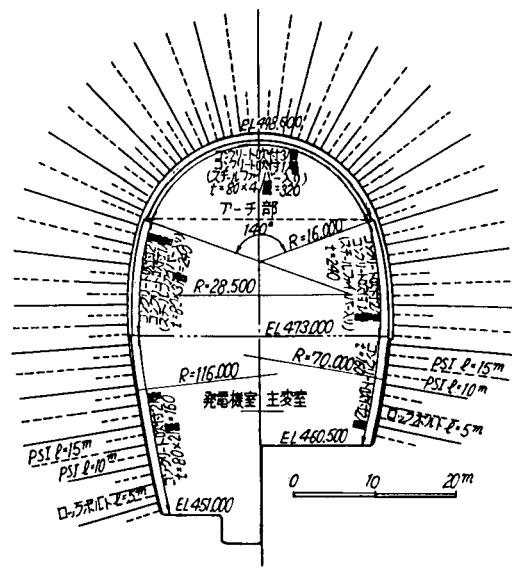


図 4.3.1 空洞断面と補強工の例
[a] きのこ型空洞⁴⁾, [b] たまご型空洞⁵⁾

4.3.2 計測の目的

大規模地下空洞は、山岳地の深い深度の岩盤内に掘削されることが多い。このような岩盤には、層理面、節理面、破碎帶等の不連続面が発達し、かつ、不均質性を内在する。したがって、通常のトンネル掘削により安定している岩盤であっても、大規模な空洞を掘削した場合必ずしも安定しないことがある。

空洞周辺岩盤の安定性評価のためには、事前の地質調査を実施するとともに、岩盤試験により岩盤の変形性、強度等の物性や初期地圧を求め、それらの値に基づき空洞の安定解析を実施し、必要な補強工法等を検討する。しかし、前述のように岩盤の物性は複雑であり、初期地圧の測定も必ずしも容易ではなく、岩盤内の構造物の築造技術には、かなり経験工学的な要素が含まれる。この点、道路トンネルや鉄道トンネルでは建設事例も多く、

経験工学的な蓄積に加えて岩盤力学の進歩により、掘削工法、補強工法等の判断基準に関するデータが豊富である。一方、大規模地下空洞では、空洞規模や形状あるいは掘削工法・順序等によっても岩盤の安定性が異なり、また、掘削の際に、事前の調査で予知できなかった地質状況の変化に遭遇する可能性も大きい。したがって、事前の地質評価や岩盤挙動解析による検討を補うものとして、掘削時における各種岩盤挙動計測を実施することが重要である。

大規模地下空洞掘削時における岩盤挙動計測の目的は、以下のようにまとめられる。

- ① 掘削中の空洞の安定性を監視し、工事の安全を確保する。
- ② 数値解析手法による岩盤挙動の予測結果の妥当性を検討する。
- ③ 掘削に伴う岩盤挙動の実態を把握し、設計・施工に反映させる。
- ④ 岩盤のゆるみ現象のメカニズムを解明する。
- ⑤ 岩種、地質構造、破碎帶等の地質要素による、岩盤のゆるみ現象の特徴を明らかにする。

このうち、①、②、③は、計測結果を、空洞掘削現場での設計・施工に直結させることが最大の目的である。そのためには、掘削に伴う空洞周辺岩盤の挙動を常時計測管理すること、得られた計測データを迅速に処理して施工にフィードバックすること、さらに次工程での掘削に伴う空洞の挙動を予測し支保覆工の設計に反映することが必要であり、これらの目的から、情報化設計・施工システムが実施されている^{6),7),8),9)}。

またその際に、事前の調査で予知できなかった岩盤挙動の原因を解明するためには、計測に加えて、掘削の進行に伴う地質観察を実施することにより、破碎帶、節理等の不連続面の分布の実態を把握し、岩盤変位の原因となっているキーブロック等の検討を行うことが重要である。

④、⑤は、①、②、③とも関連し、掘削に伴う岩盤のゆるみ現象のメカニズムを解明すること、およびそれと地質要素との関係を明らかにすることを目的とし、より合理的な設計・施工を行う上で基礎資料とするものである。一般に、空洞掘削の際の岩盤の変形は、開口変位とひずみ変位からなるが、その挙動は、岩種（例えば火成岩であるか堆積岩であるか）、あるいは岩盤の不均質性（地質構造、節理、破碎帶等）の影響を受ける。このように、岩盤挙動のメカニズムを解明し、地質要素による岩盤挙動の違いを把握することは、地下空洞の安定性

を評価する上できわめて重要と考えられる。

一方、地下空洞周辺岩盤における地下水および透水性状を把握することは、空洞周辺地下水のドレーンシステムの設計や、燃料の地下備蓄空洞等の水封機能を評価する上で重要である。例えば、水封式を用いる石油備蓄プラントや、構想中の圧縮空気貯蔵施設の場合には、空洞周辺岩盤の地下水の挙動に関する詳細なデータを得る目的で、地下水分布、水圧、湧水量、岩盤の透水性、透気性といった計測が必要となる。また、放射性廃棄物の地層処分では、1万年程度までのオーダーの超長期的な安全性の確保の観点から、放射性核種を漏出させる可能性が最も高い要素と考えられる地下水に関する計測が必要となる。この場合、地下数百~1000mといった深部でのきわめて透水性の低い岩盤内での挙動を評価する必要がある。

4.3.3 計測項目と計測手法

大規模地下空洞掘削に伴って実施される主要な計測の項目と手法を、以下に列挙する。計測器の配置例を図4.3.2⁴⁾に示す。

① アーチコンクリート応力、ひずみ：鉄筋計、ひず

み計

- ② 岩盤内変位：多段式岩盤変位計
- ③ 空洞内空スパン：コンバージェンスマジャーア、光波測距器
- ④ PS工緊張力：ロックアンカー荷重計
- ⑤ ロックボルト軸力：ロックボルト軸力計
- ⑥ 割れ目の方向、開口幅、形状：ボアホールテレビ、地質観察
- ⑦ 透水度：透水試験
- ⑧ 弹性波速度：弹性波探査（弹性波トモグラフィーも含む）
- ⑨ AE：AE計測（AEセンサ）
- ⑩ 地圧：地圧計（地圧測定用ゲージ）

これらを、トンネルの施工に伴う計測（4.2 トンネルの計測項目参照）と比較した場合、トンネルでは、膨張性地山の場合など、地山条件に応じて必須項目（計測A：内空変位等）に追加して選定すべきとされている項目（計測B：地中変位、ロックボルト軸力、覆工応力等）が、大規模地下空洞掘削では一般的な計測項目となっている。これは、前述のように、トンネルに比較して大規模地下空洞掘削の場合には、岩盤の安定性に関する

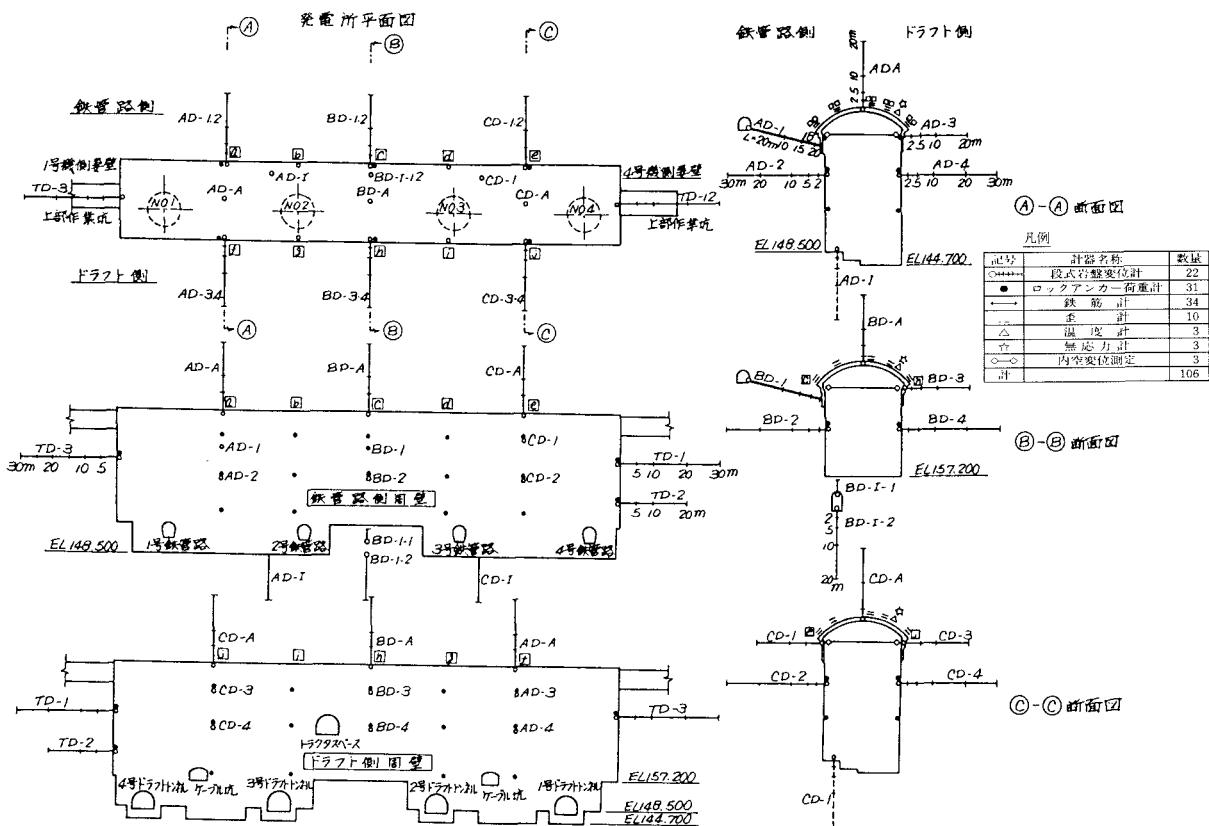


図 4.3.2 計測機器の配置例⁴⁾

不確定要素が大きいためと考えられる。

電力各社の既設の揚水発電所の地下空洞における計測の事例³⁾によれば、計測項目の主なものは、以下の要領で実施されている。

(1) アーチ覆工内埋設計器による計測

空洞アーチのコンクリート覆工には、鉄筋計あるいはひずみ計が埋設され、掘削の進行に伴うアーチの円周方向の鉄筋応力、コンクリートひずみの経時変化が計測される。

(2) 岩盤変位の計測

岩盤変位計は、アーチ上部、側壁、妻壁に設置されている。計測孔の長さは20m程度のものが多く、3~4段の多段式変位計を用いて区間変位を測定する。変位計は、掘削された空洞の壁面から岩盤内部へ、あるいは周辺のドレーン坑、上部の調査横坑から空洞へ向かって設置されている。周辺坑から設置された計器では、空洞掘削前からの変位を計測することができ、解析結果との比較や逆解析を実施する上で有用である。

(3) 空洞内空スパンの計測

コンバージェンスマジャーまたは光波測距器により、空洞壁面間の内空スパンを計測し、壁面のはらみ出しを調べる。内空スパンの測定用の標点は、多くの地点で、岩盤変位計と同じ標高に設置されている。

(4) PS工緊張力の計測

ロックアンカーに荷重計を設置し、PS工の緊張力を計測する。PS工の荷重計は、側壁の岩盤変位計とほぼ同位置か、岩盤変位計を補間する位置のPS工に設置されている。PS工緊張力は、張力と伸びの関係を用いて変位量に換算できるため、岩盤変位計を補間するために用いられる。

(5) その他

以上その他に、周辺横坑、ドレーン坑から空洞へ向かって削孔されたボーリング孔において、ボアホールテレビによる岩盤内の割れ目の開口性状の変化の計測、あるいは、透水度の変化の計測が実施される。また、埋設計器によってAE(微小破壊音)、地圧(岩盤応力)、ひずみの変化等の計測が、空洞周辺では弾性波速度の変化の計測が実施される。

空洞周辺岩盤の計測結果を解析する際には、計測位置の地質や岩盤の性状、あるいは空洞の規模と計測値の大きさとの関係、掘削の進行と計測値の変化の関係等に着目する必要がある。また、工事に伴う計測器の破損、精度の低下があるので、同じ位置の2種類以上の計測結果の比較照合等、計測結果の吟味が必要である。

4.3.4 計測結果の解釈・評価

ここでは、大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動計測に関する事例の豊富な揚水式地下発電所について、以下の2つの観点から、地質工学的解釈・評価の事例を紹介する。

①岩盤のゆるみ現象のメカニズム(割れ目の開口、発生、応力場の変化等)

②岩種、地質構造、破碎帯等の地質要素による、岩盤のゆるみ現象への影響

なお、ここで紹介される事例はいずれも硬岩を対象とした深部での事例となるが、軟岩や軟弱地盤における空洞に係わる計測の事例は、「4.2トンネル」で紹介されており、また、浅部での垂直掘削に係わる計測の事例は、「4.4山留」で紹介されている。

(1) 岩盤のゆるみ現象のメカニズム

大規模地下空洞掘削時には、空洞周辺岩盤において、応力解放等の応力状態の変化による「ゆるみ現象」に起因する岩盤変位が生じる。このゆるみ現象は、岩盤内部における既存の割れ目の開口、新規の割れ目の発生、およびそれらの性状変化と密接な関係がある。ここではまず、(a)で主としてBTV(ボアホールテレビ)、透水度等の岩盤内の割れ目を対象とした計測により、ゆるみ現象と割れ目との関係を明らかにした事例を紹介する。次に、(b)で主として弾性波速度、岩盤変位(およびひずみ)等の計測により、掘削に伴う岩盤内のゆるみ状況と応力状態の変化を明らかにした事例を紹介する。

(a) ゆるみ現象と割れ目の開口、発生、および性状変化との関係

① ゆるみ現象で生じる開口割れ目の性状

大規模地下空洞掘削時に、周辺調査坑から空洞へ向かって掘削されたボーリング孔壁をBTVで観察すると、元々割れ目のなかった所に新しく割れ目が発生する現象、および元々存在していた既存割れ目(節理)と、これらの新規割れ目とがさらに開口していく現象が認められる^{10),11)}。空洞掘削に伴う割れ目数の増加の例(北海道電力(株)高見地点、地質:輝緑凝灰岩)を図4.3.3¹⁰⁾に示す。

空洞掘削に伴う開口割れ目の出現は、BTVの観測孔のレベルでは、一般にそのレベルより高い箇所までの掘削ではなく、そのレベルを越えて低いレベルに達したときに増大し、掘削終了まで増加し続ける(図4.3.3)。空洞掘削に伴って生じる開口割れ目を、既存の割れ目がなかったところに新規に生じたタイプ(A)と、既存の割れ目の開口幅が拡大したもの(B)とに2大別すると、掘削完了段階におけるAとBの比率は、中国電力

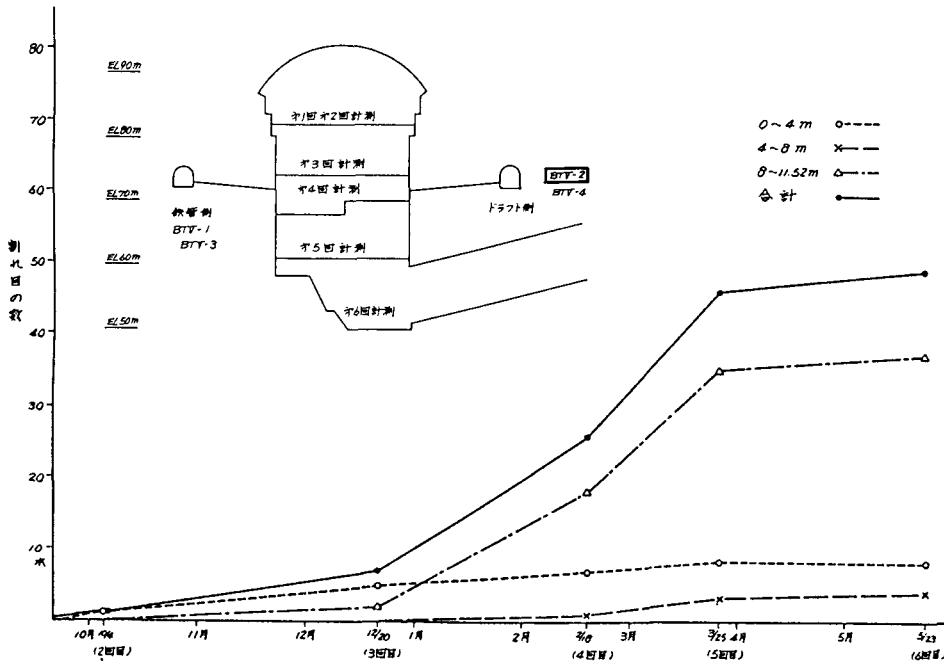


図 4.3.3 BTV で観察された空洞掘削に伴う割れ目数の増加の例¹⁰⁾

ドラフト側 NO. 2 孔（掘削前の孔長 12 m）のデータ。セメンチング後のリボーリング孔壁に発生する割れ目を計測したもの。ただし距離は周辺排水坑側から計った距離を示す。

（株）保野川地点（地質：花崗岩類）の例では 3 : 1 程度である¹¹⁾（表 4.3.1、BTV 観測日における空洞の掘削状況は図 4.3.4 参照）。

これらの割れ目の大部分は、いずれも面が凹凸に富みかつ観測孔の全円周方向に開口値がほぼ一定であることから、展張割れ目と判断できるものが多いが、一部には剪断変位も認められ、また、掘削の進行に伴い、割れ目がある程度開口すると、開口の量を少しずつ増加させながら剪断割れ目に移行する傾向も観察されている¹⁰⁾。空洞掘削に伴って発生する割れ目の走向は、概ね発電所の空洞側壁に平行なものが圧倒的に多く、傾斜は急傾斜を示し、流れ目、差し目のいずれの方向も認められる。空洞掘削に伴って発生した割れ目の方向の例を、図 4.3.5¹⁰⁾ に示す。また、掘削の進行に伴い、応力場の変化に対応して、発生する割れ目の傾斜方向が変化したという観察もある（図 4.3.6¹¹⁾ の第 4 回と第 5 回の比較）。

② 割れ目の開口と岩盤変位

掘削に伴う開口値の増加に着目すると、既に出現していた開口割れ目の開口値が増加するよりも、別の場所で新しい開口割れ目の発生によってまかなわれている場合が多い（表 4.3.1 の第 4 回と第 5 回の比較）。一方、岩盤の全変位は、岩盤変位計や内空変位測定によって計測できるが、この総変位量に占める、BTV による総開口

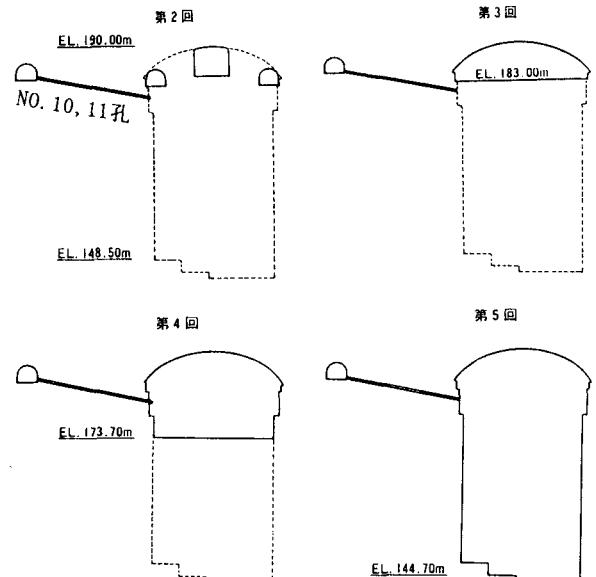


図 4.3.4 BTV の観測期日における空洞の掘削状況¹¹⁾
実線内は既掘削部を示す。

値の割合は、20~80 % 程度である^{10,11)}。岩盤の総変位量に占める BTV による総開口値の割合の例を表 4.3.2¹¹⁾ に示す。BTV によって観察された割れ目の開口による変位を「開口変位」とすると、岩盤の総変位量

表 4.3.1 空洞掘削により出現した開口割れ目の性状の例¹¹⁾

BTV の観測期日における空洞の掘削状況は図 4.3.4 参照。[a] NO. 10 孔(掘削前の孔長 23.5 m), [b] NO. 11 孔 (掘削後の孔長 23.5 m)。

[a] 開口割れ目 (No. 10 孔)

深 度*	方 向	走向・傾斜	型**	開口値 (mm) 第 4 回	第 5 回	記 事
87	250/87	167/82	A	0.22	no change	作業坑拡幅に伴って出現か?
89	250/18	167/82	A	0.22	"	"
302	79/70	77/75	B ₁	0.33	"	"
465	94/56	94/85	B ₁	—	"	"
1431	282/35	186/71	A	none	0.30	面は不規則
1711	255/27	176/84	B ₁	"	0.30	
1923	227/27	349/85	B ₂	"	0.10	
2013	37/35	123/50	B ₁	"	0.20	
2093	252/23	172/83	A	0.44	no change	
2106	213/55	2/58	A	none	0.20	一部開口
2130	241/12	161/82	A	"	0.20	"
2169	247/30	177/88	C	—	no change	2~3 本の開口割れ目が集合
2179	—	—	C	—	"	*2169 からクラッキーゾーンとなる。
Total				1.21 (7 本)	2.51 (13 本)	

*作業孔拡幅の壁面を原点とする。発電所壁面からの距離に換算する場合には、2190 から深度を引いてやればよい。

** A : 新たな場所に発生した割れ目。

B₁, B₂ : 既存の岩盤分離面に沿う割れ目。

C : クラッキーゾーン状を形成している割れ目。

[b] 開口割れ目 (No. 11 孔)

深 度*	方 向	走向・傾斜	型**	開 口 値(mm)		記 事
				第 4 回	第 5 回	
1226	176/68	324/36	A	1.22	1.00	開口値が減少
1258	155/36	315/71	A	0.66	0.20	"
1350	180/45	330/59	A	0.66	0.20	"
1630	0/70	150/66	B ₁	none	0.30	
1639	68/27	123/67	A	"	0.40	
1649	12/55	125/23	B ₁	"	0.80	
1653	—	—	A	"	0.40	不規則な面
1660	76/30	119/70	A	"	0.40	
1683	254/10	160/78	A	"	0.60	
1696	323/30	172/53	A	"	0.3~1.0	
1706	336/58	197/28	A	"	0.40	
1756	200/60	353/48	B ₁	—	no change	
1776	—	—	B ₂	0.50	"	
1807	150/45	307/64	B ₁	none	0.60	
1820	160/31	319/74	B ₁	0.44	no change	
1835	180/28	330/76	A	0.33	"	
1845	202/18	337/87	A	0.22	"	
1887	—	—	A	0.22	"	連続性に乏しい
1920	—	—	A	0.22<	"	
1999	—	—	C	Max. 4.0		*1999 以深クラッキーゾーン。
Total				5.18 (9 本)	8.23 (19 本)	

*作業孔拡幅前の壁面を原点とする。発電所壁面からの距離に換算する場合には、2170 から深度を引けばよい。

** A : 新たな場所に発生した割れ目。

B₁, B₂ : 既存の岩盤分離面に沿う割れ目。

C : クラッキーゾーン状を形成している割れ目。

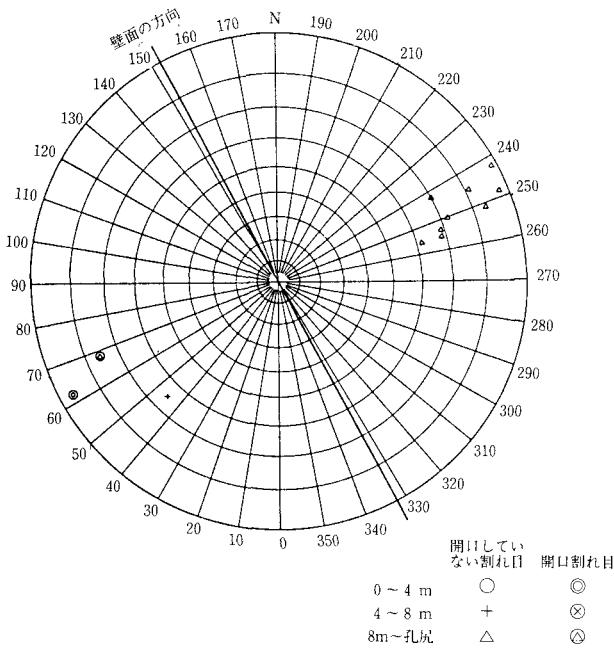


図 4.3.5 空洞掘削に伴って発生した割れ目の方向の例¹⁰⁾
ドラフト側 NO.2 孔の BTV データ (図 4.3.4 参照, 周囲全体を切るもののみプロット)。ウルフ網下半球投影。

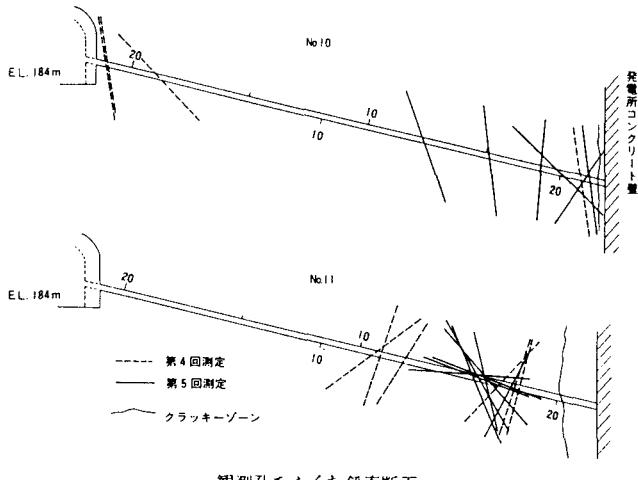


図 4.3.6 空洞掘削に伴う開口割れ目の分布の例¹¹⁾
(図 4.3.4 参照)

から開口変位を差し引いた変位は、岩盤の応力変化に伴う「ひずみ変位」と考えられる¹²⁾。図 4.3.7¹³⁾に、BTV による割れ目の間隙幅の計測値と、隣接する岩盤変位計による岩盤変位から間隙幅を差し引いた結果（ひずみ変位）の経時変化の例を示す。この図から、一般に、掘削の初期にはひずみ変位が大きいが、空洞下部の掘削時の変位は割れ目の間隙幅の増加によるものが大きいことが読み取れる。

地下空洞掘削時のアーチ覆工応力は、本体掘削による

表 4.3.2 岩盤の総変位量に占める総開口値の割合の例¹¹⁾
(開口値／変位量) (図 4.3.4 参照)

No. 10

測定区間*	1-1 0~10 m (11.5~21.5)	1-2 0~15 m (6.5~21.5)	1-3 0~18 m (3.5~21.5)	1-4 0~20 m (1.5~21.5)
第3回	0	0	0	0
第4回	2.0	0.3	0.8	0.2
第5回	1.1	0.3	0.6	0.3

No. 11

測定区間*	1-1 0~10 m (11.5~21.5)	1-2 0~15 m (6.5~21.5)	1-3 0~18 m (3.5~21.5)	1-4 0~20 m (1.5~21.5)
第3回	0	0	0	0
第4回	0	1.0	—	0.8
第5回	0,	0.2	1.2	0.6

* () 内は発電所壁面からの距離

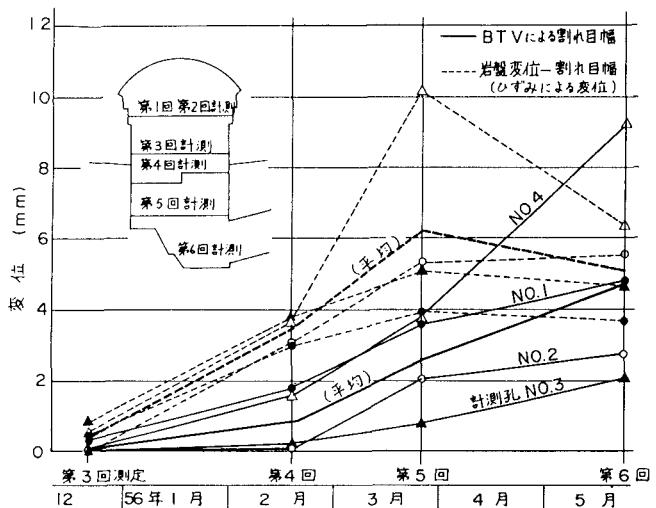


図 4.3.7 割れ目間隙幅と岩のひずみによる変位の経時変化の比較¹³⁾

盤下げ時の側壁岩盤の変位（内空スパン縮小量）と相関関係があることが知られており、これは、鉄筋応力実測値の場合にも、掘削解析によるコンクリート応力の計算値の場合にも、ともに言える¹³⁾（図 4.3.8, 4.3.9）。

数値解析による地下空洞掘削時のアーチ覆工応力は、岩盤の初期地圧と弾性係数に従う。しかし一般に、数値解析によるコンクリート応力の計算結果と鉄筋応力の実測結果との間には、相関関係が認められない¹³⁾（図 4.3.10）。これは、基本的に実測結果には、数値解析では考慮されない岩盤内の割れ目の開口による変位の影響が含まれているためと考えられる。さらに、この開口の仕方は、岩種や空洞の長さと相関のあることが知られている^{2), 12), 13), 14)}。岩種による岩盤挙動への影響については、

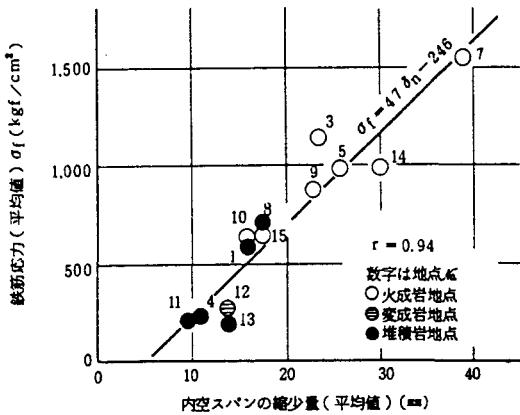


図 4.3.8 実測による内空スパン縮小量と鉄筋応力の相関¹³⁾

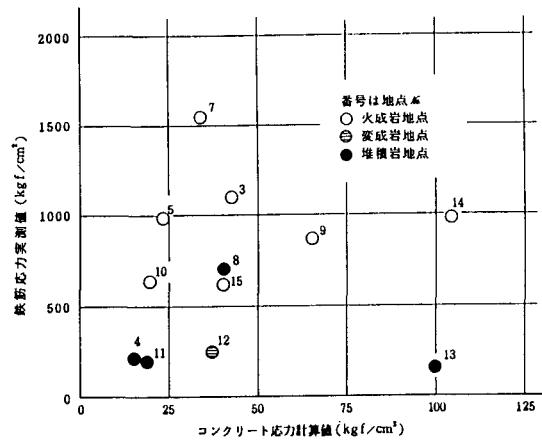


図 4.3.10 アーチ覆工応力の計算値と実測値の相関¹³⁾

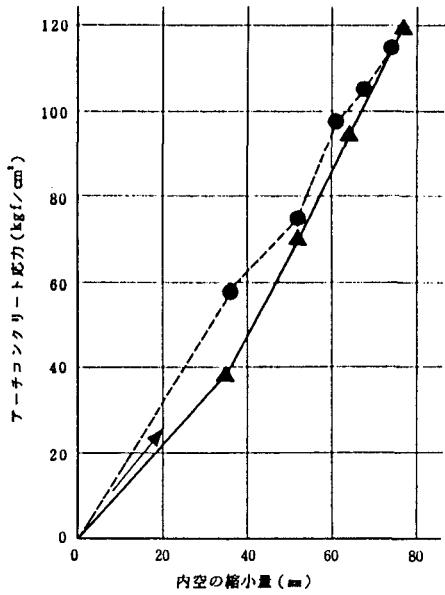


図 4.3.9 計算による内空スパン縮小量とアーチコンクリート応力の経時変化¹³⁾

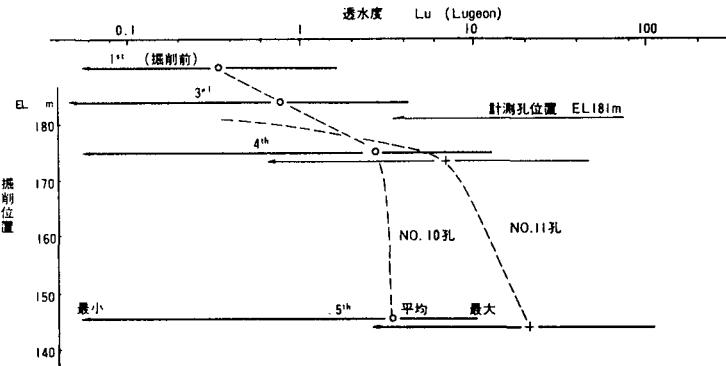


図 4.3.11 空洞掘削に伴う掘削標高と透水度との関係の例¹⁷⁾
計測時の掘削位置は図 4.3.4 と同一。

別項(2)で述べる。

③ 割れ目の開口、性状変化と透水度の変化

既に述べたように、大規模地下空洞掘削に伴って、割れ目の開口および発生を含む岩盤のゆるみ現象が進行するが、これに伴って、割れ目に依存する岩盤の透水度は、当然変化する。空洞掘削に伴う透水度の変化は、BTV による開口割れ目の計測の場合と同様に、一般に計測孔のレベル付近に達したときに急激に大きくなるが、それ以降はほぼ横ばいとなる^{15),16),17)}。空洞掘削に伴う掘削標高と透水度との関係の例（中国電力（株）俣野川地点）を、図 4.3.11¹⁷⁾に示す。

岩盤の透水度と、岩盤中に存在する節理数および節理間隙幅との間には、以下の関係式が導かれている¹⁶⁾。

$$D = 0.774 (N^2 Lu)^{1/3}$$

ここに、D：1 m 当たりの合計節理幅 (mm), N：節理密度 (1 m 当たりの節理数), Lu：透水度 (Lugeon)

この式から、空洞掘削による節理幅の変化量△Dmm は、次式で表される。

$$\Delta D = 0.774 \{ (N_A^2 Lu_A)^{1/3} - (N_B^2 Lu_B)^{1/3} \}$$

ここに、Lu_B, Lu_A：空洞掘削前・後の透水度 (Lugeon)

$$N_B, N_A : \text{空洞掘削前・後の節理密度 (本/m)}$$

この式を基に、空洞掘削に伴う透水度の計測結果から割れ目幅の変化量を求め、岩盤の実測変位量と比較すると、両者は概ね一致するか、透水度からの換算値の方がやや大きい値を示す^{15),16),17)}。掘削に伴う両者の比較の例を図 4.3.12¹⁶⁾（東京電力（株）新高瀬川地点、地質：花崗閃緑岩）、および図 4.3.13¹⁷⁾（中国電力（株）俣野川地点、地質：花崗岩）に示す。

なお、透水度から割れ目間隙幅の変化を換算する場合

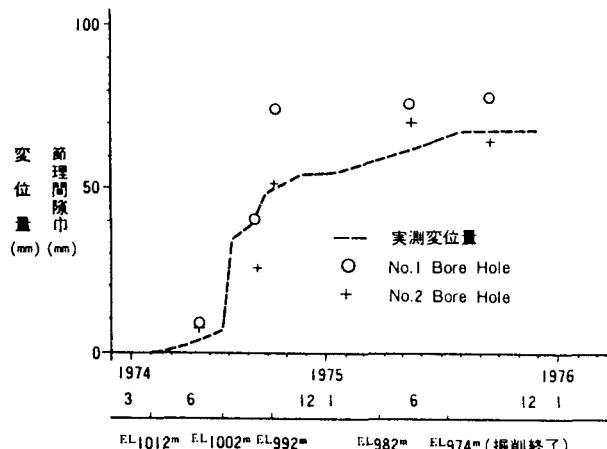


図 4.3.12 透水度から求めた空洞掘削に伴う割れ目間隙幅の変化と実測変位量との比較の例(1)¹⁶⁾

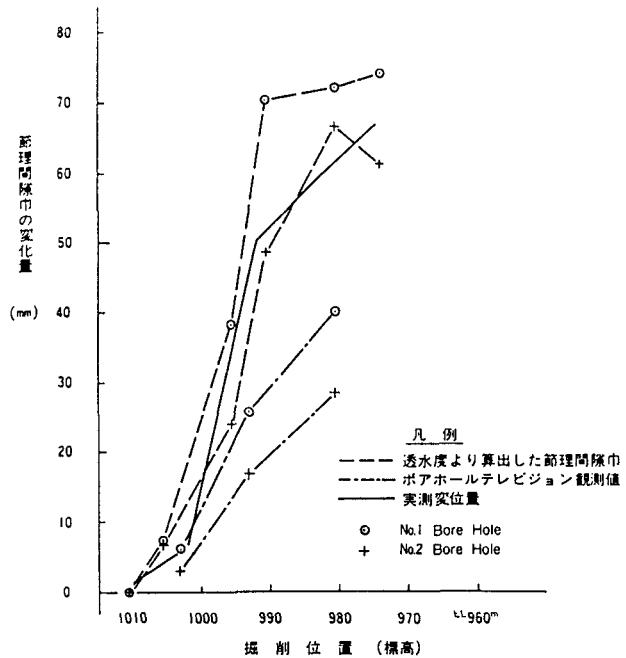


図 4.3.14 割れ目間隙幅の換算値と実測値との比較の例(1)¹⁶⁾

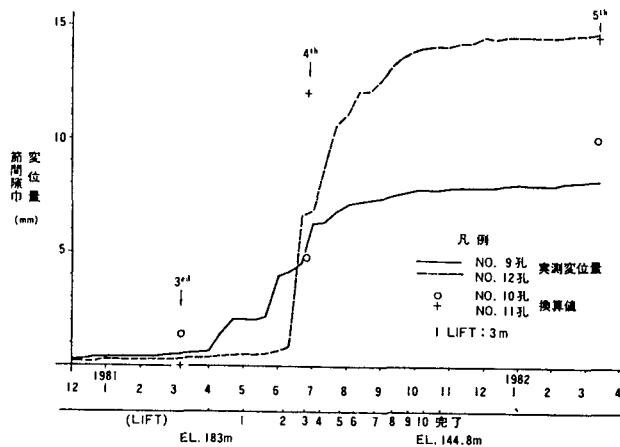


図 4.3.13 透水度から求めた空洞掘削に伴う割れ目間隙幅の変化と実測変位量との比較の例(2)¹⁷⁾
NO.9孔はNO.10孔近傍に、
NO.12孔はNO.11孔近傍に掘削された。

に、割れ目密度は便宜的にボーリングコアより求めた値を用いている（空洞掘削の前後で変化しないと仮定している）。前述のように、実際には、新たな割れ目の発生により割れ目密度が変化しているので、これを考慮すると、換算値の方がさらに大きな値を示すと思われる。一方、BTMによって観察された割れ目間隙幅の変化量は、これらに比較すると系統的に小さな値を示す^{16),17)}（図 4.3.14, 4.3.15）。

BTM 観測値が岩盤の実測変位量よりも系統的に小さい理由は、既に述べたように、総変位量の内のひずみ変位を除いた開口変位のみをとらえているためと考えられる。一方、透水度からの換算値が、BTM 観測値よりも系統的に大きく、さらに岩盤の実測変位量をも上回る場合もある理由は、一つには、BTM では測定限界以下の開口量の小さい割れ目をとらえていないことも挙げられるが、むしろ、透水度の拡大が、岩盤内の割れ目の開口だけでなく、割れ目同士の連結性の改善や既存割れ目等に介在する粘土等の流出にも依存していることを示している可能性がある¹⁷⁾。

(b) 掘削に伴う岩盤のゆるみ状況と応力場の変化

① ゆるみ現象と弾性波速度変化

弾性波速度計測は、岩盤のゆるみ状況を面的にとらえるのに適している。東京電力

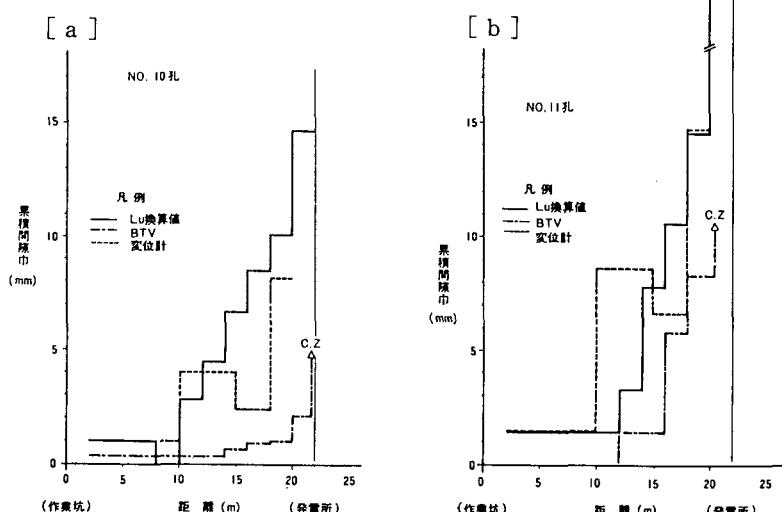


図 4.3.15 割れ目間隙幅の換算値と実測値との比較の例(2)¹⁷⁾ (作業坑側起点)
[a] NO.10孔, [b] NO.11孔。

(株) 新高瀬川地点 (地質: 花崗閃綠岩) では、掘削前の弾性波速度 (V_p) の初期値は概ね均一で、平均 4.5 km/s であった (図 4.3.16, 図 4.3.17) が、空洞掘削に伴い減少した¹⁸⁾。空洞掘削に伴う速度減少は、まずアーチ上部岩盤で生じ、その後本体掘削に伴い山側および川側壁部に生じた。アーチ上部ではアーチ掘削終了後、壁部では本体掘削終了後に、速度値は再び増加傾向を示

した (図 4.3.18)。

同様の傾向は、砂岩・粘板岩・角礫岩等からなる東京電力 (株) 今市地点でも認められた¹⁹⁾。この回復傾向はアーチ上部で最も明瞭であり、新高瀬川地点では、3 年間に最大減少値の約 60 % が回復した。これは、局部的にはアーチ部掘削直後のアーチライニング施工による影響も考えられるが、巨視的ないし長期的には、掘削によ

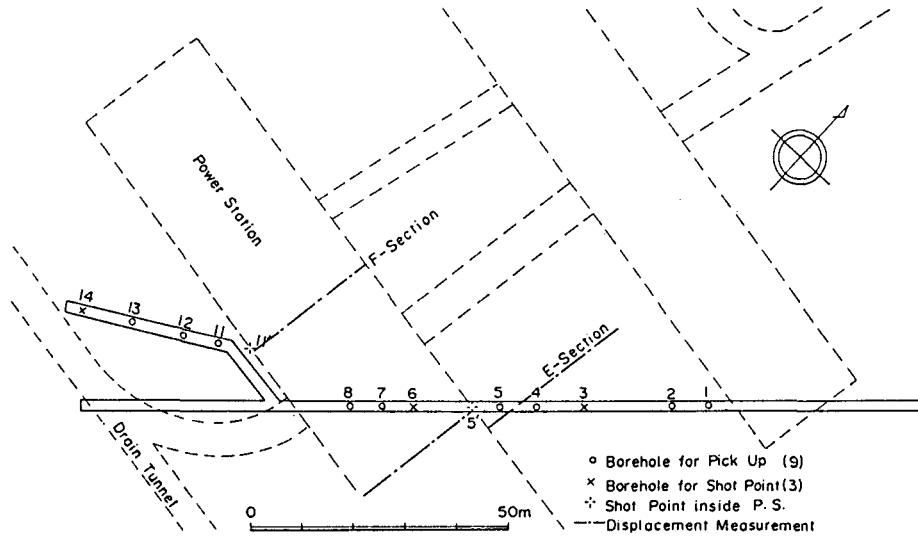


図 4.3.16 弾性波速度測定個所平面図¹⁸⁾

調査横坑から 12 本のボーリングを実施し、深さ 70 m (EL.984 m) までの範囲に発振点および受振点を設けて垂直断面としての弾性波速度分布を測定した。

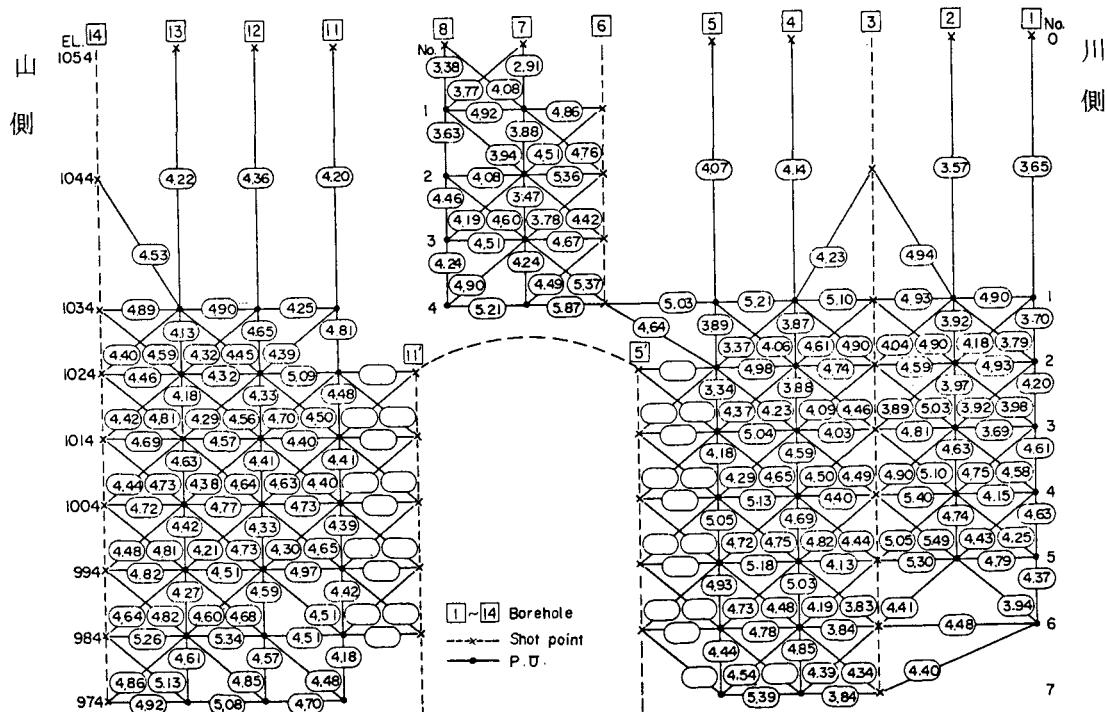


図 4.3.17 掘削前の速度分布を示す断面図¹⁸⁾

1973 年 1 月の時点での初期速度値(km/sec)

りゆるみを生じた岩盤が再びしまっていく過程（ゆるみの岩盤深部への拡散あるいは逐次再配分）を示していると考えられる¹⁸⁾。また、標高別にみると、山側、川側壁部とも空洞中央部（EL.994～1004 m付近）で大きな変化がみられ、岩盤のゆるみによる空洞中央部のはらみ出しに対応していると考えられる。なお、速度値の経時変化には季節的変動がみられ、岩盤中の含有水分変化による速度への影響は、新高瀬川地点の場合、図4.3.18 [a] の変化振幅の平均として約4%前後と見積もられた¹⁸⁾。

② 岩盤変位とひずみ計測による応力再配置の把握

前項で述べたように、空洞掘削に伴うゆるみ現象は、空洞側壁に概ね平行な割れ目の開口に主として依存しているが、この現象は、空洞側壁から岩盤内部に向かって設置された多段式岩盤変位計によって水平変位としてとらえられる¹⁴⁾。例えば中国電力（株）俣野川地点の例⁴⁾では、変位は掘削工程を反映して階段状の経時変化を示し、各ベンチごとに計測断面の掘削時に増大することを示している（図4.3.19）。また、空洞壁面から深度方向の変位分布をみると、壁面から5～10m間で変位が増大しており、この場合、ゆるみ領域の境界はこの間にあると判断された（図4.3.19）。

一方、計測孔に直交する鉛直方向のひずみ計測は、空洞掘削に伴う応力再配置の状態を把握する上で有用である。空洞掘削に伴う埋設型ひずみ計による鉛直ひずみの計測によれば、掘削に伴う空洞側壁から併設トンネルへ向かっての鉛直ひずみ変化量の分布は、圧縮側の2箇所

に大きなピークが認められ、空洞近傍にゆるみ域が想定されると同時に、空洞掘削による応力再配置に伴う荷重の増大が、いわば岩盤中に2本の柱を形成するような形で支えられる場合もあることを示している^{20),21),22)}。鉛直ひずみの分布の例を図4.3.20²⁰⁾に示す。

このようなひずみ分布は、円孔の応力集中の理論式による接線方向応力分布から想定されるひずみ分布とは大きく異なっており、岩盤の不連続性を支配する要因と密接な関係を有していると推測される。

関西電力（株）大河内地点（地質：ひん岩）では、鉛直ひずみの経時変化の計測から、鉛直ひずみ変化量の圧縮側の2本のピークのうちの、空洞側壁近傍側のピークの位置が、計測孔のある当該ベンチ通過の過程（ベンチ3→4）で、約1m深部へ（4.5m→5.5mへ）遷移

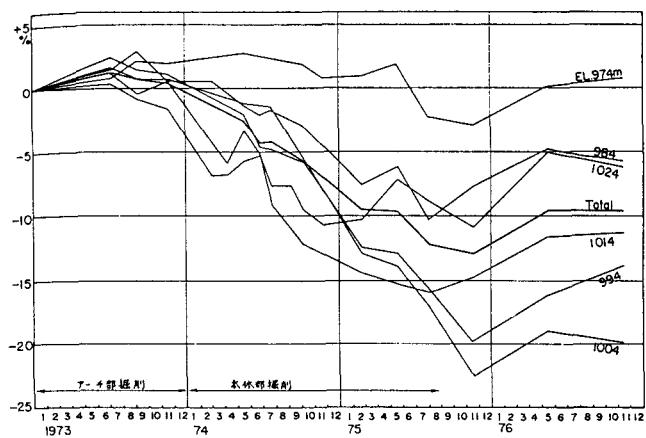


図4.3.18 [b] 山側側壁区域の速度変化¹⁸⁾

本体掘削期間中の速度変化の推移をEL.10m間隔（垂直方向の受振点間隔に相当）ごとの平均値としてまとめた変化状況。

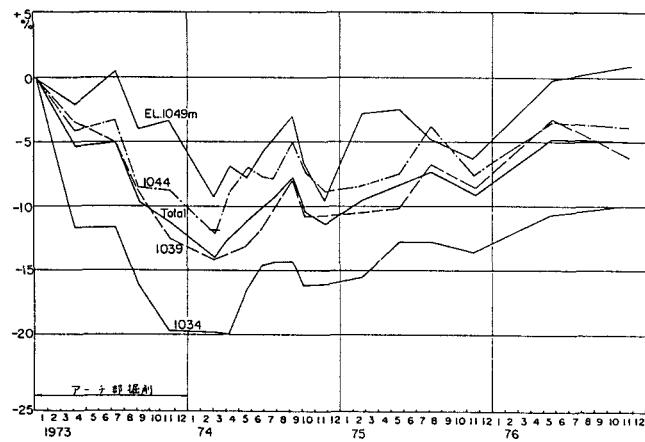


図4.3.18 [a] アーチ上部の速度変化¹⁸⁾

アーチ上部区域の測定結果をEL.5m間隔（垂直方向の受振点間隔に相当）ごとの平均値としてまとめた変化状況。

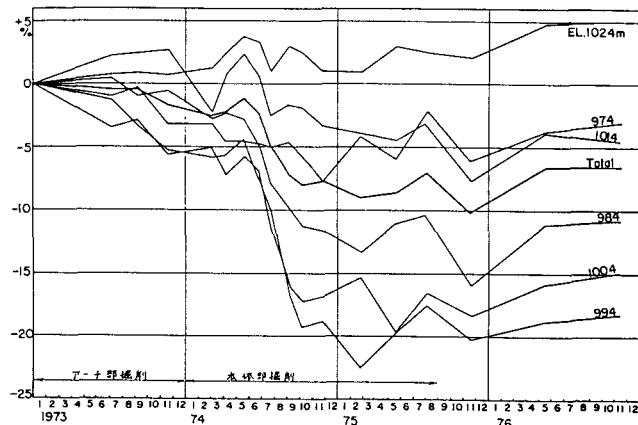


図4.3.18 [c] 川側側壁区域の速度変化¹⁸⁾

（図4.3.18 [b] と同様）。

する現象がみられた²¹⁾（図4.3.21）。

これに伴い、AEの発生頻度が多くなり、新規割れ目を主とする多数の割れ目の開口、および水平変位の増大も認められた^{21),22),23)}。図4.3.22に、空洞掘削前・後の割れ目の頻度分布を、図4.3.23に、各掘削段階で進展した割れ目の頻度分布を示す²²⁾。図4.3.23で、ベンチ3の掘削段階で、5m付近に多数の新規割れ目が生じていることが分かる。一方、奥側のひずみ変化量のピーク位置近傍では、計測孔のある当該ベンチ通過後しばらくの後、AEの発生頻度が多くなり、いったん生じた新規割れ目の開口量の増大を主とする割れ目の開口（図4.3.23 [d]）、および水平変位の増大が認められた。

このように、計測により空洞掘削に伴う応力再配置の実態を把握することは、PS工の定着位置等の補強工設計の上でも有用である。

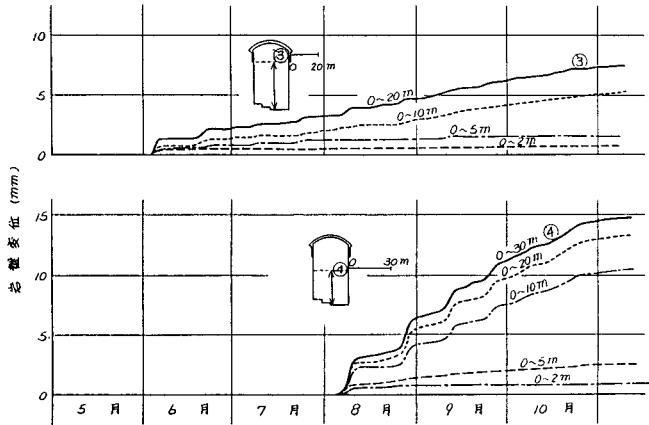


図4.3.19 多段式岩盤変位計による空洞側壁岩盤の水平変化の経時変化の例⁴⁾

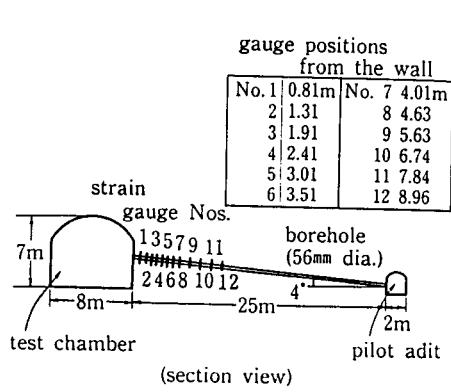


図4.3.20 空洞掘削に伴う鉛直圧縮ひずみ増大量の分布の例²⁰⁾

ひずみ計埋設箇所の手前5mからその奥12mまでの掘削による変化量。初期地圧に基づき、空洞が直径8mの円形断面であると仮定し円孔の応力集中の理論式から求めた接線方向応力の増大値 $\Delta\sigma_\theta$ の分布を、破線で併せて示す。

(2) 岩種、地質構造、破碎帯等の地質要素による、岩盤のゆるみ現象への影響

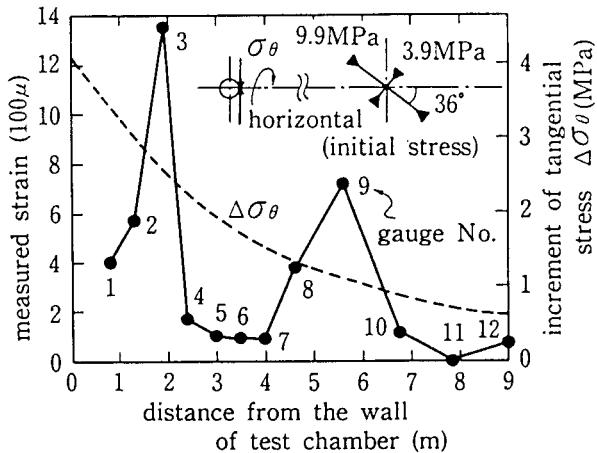
空洞掘削に伴うゆるみ現象に起因する岩盤変位は、岩盤自体のひずみ変位と、割れ目の開口による開口変位とからなることは、既に述べた。その挙動は、さらに岩種や、岩盤の不均質性の影響を受ける。ここでは、このような地質要素による岩盤挙動への影響について、(a)岩種による岩盤のゆるみ現象への影響、(b)地質構造、破碎帯等の岩盤の不均質性によるゆるみ現象への影響に分けて、事例を紹介する。

(a) 岩種による岩盤のゆるみ現象への影響

既設の地下発電所空洞の多くは、天井アーチに鉄筋コンクリート覆工のあるきのこ型断面であることが多い、コンクリート覆工の上縁と下縁の鉄筋に鉄筋計が設置され、円周方向の鉄筋応力が計測されている。コンクリート覆工のアーチ形状、構造、および計測器の設置位置は各地点でほぼ一致している。また、空洞本体の盤下げ開始時には、コンクリートの固化熱による温度応力は収束している。したがって、各地点で本体盤下げに伴う応力の変化を比較することができる。

鉄筋応力と側壁上部スパンの縮小量の実測結果¹³⁾（図4.3.8）をみると、両者の間には顕著な相関が認められ、さらに、火成岩地点と堆積岩および変成岩地点とを比較すると、火成岩地点の側壁岩盤の変位の方が系統的に大きいことが分かる。一方、空洞の奥行きの長さと鉄筋応力との間にも相関関係が認められ¹³⁾（図4.3.24），鉄筋応力は空洞の長さ（すなわち空洞掘削量）に比例して大きくなる。

火成岩地点と堆積岩・変成岩地点における岩盤変位量



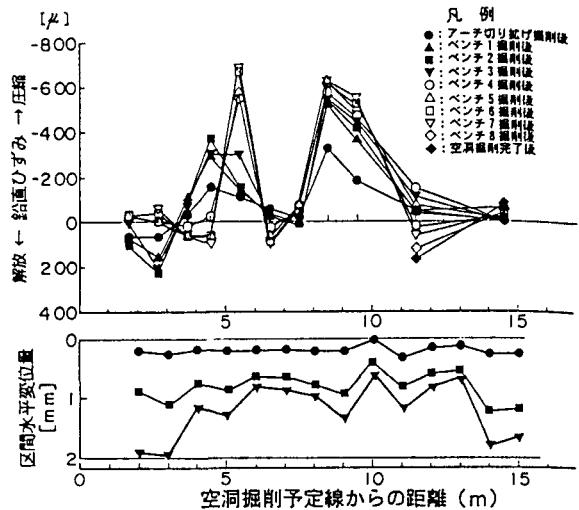
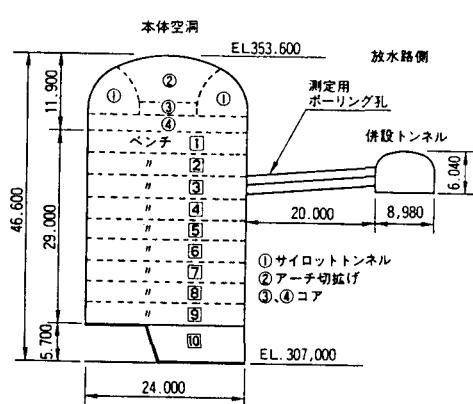


図 4.3.21 空洞掘削過程における鉛直ひずみ、区間水平変位の変化量の分布²¹⁾

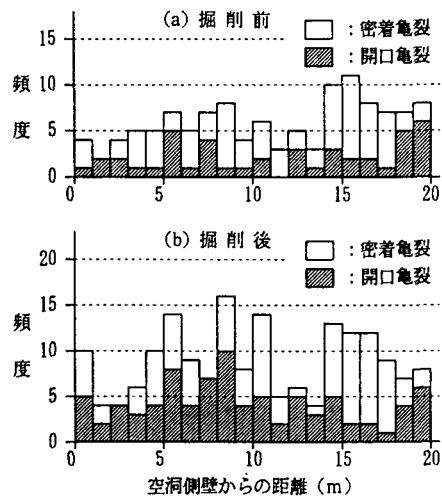


図 4.3.22 BTV による空洞掘削前・後の割れ目の頻度分布²²⁾

の差を同じ条件で比較するために、空洞の長さがほぼ等しい（約 100 m）、火成岩（花崗岩）からなる中部電力（株）奥矢作第二地点²⁴⁾と、变成岩（結晶片岩）からなる四国電力（株）本川地点²⁵⁾を比較する。アーチコンクリート応力（鉄筋応力からの換算値）の経時変化を比較すると¹⁴⁾（図 4.3.25）、本川地点の経時変化は単調であるのに対し、奥矢作第二地点では、初期の増分量は小さいが、空洞下半部の掘削時には増分量が本川地点に比べて大きくなる。すなわち、両地点のアーチコンクリート応力の差は空洞下半部掘削時に生じたと考えられる。また、空洞側壁岩盤に設置された多段式岩盤変位計の変位分布図を比較すると¹⁴⁾（図 4.3.26）、空洞上部よりも空洞中央部における変位量の差が大きい。

既に述べたように、岩盤の変位は、掘削の初期にはひずみ変位が大きいが、空洞下部の掘削時の変位は、割れ

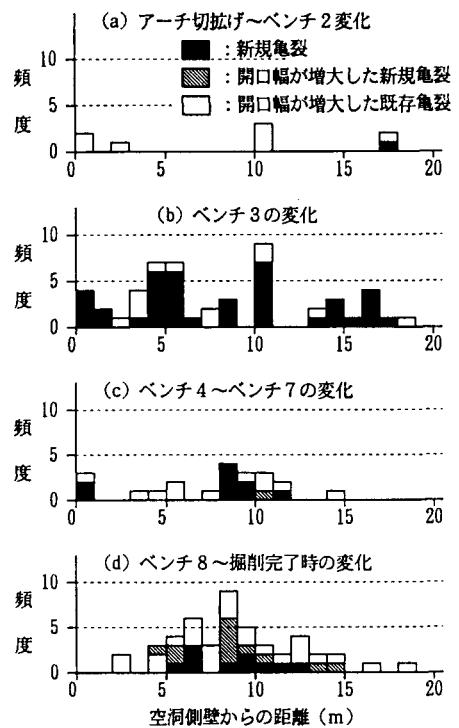


図 4.3.23 各掘削段階で進展した割れ目の頻度分布²²⁾

目間隙幅の増加によるものが大きい。したがって、火成岩地点と堆積岩・变成岩地点の鉄筋応力ならびに側壁岩盤の変位の違いは、主として岩盤内の割れ目開口量の差によるものと考えられる。また、各地点で空洞側壁上部と中央部の変位の相関をみると¹⁴⁾（図 4.3.27）、空洞上部の内空変位は 10~40 mm であるのに対し、中央部の内空変位は 10~80 mm でその差（ばらつき）が大きい。これは、側壁中央部の変位は、上部よりもさらに岩盤内の割れ目の影響を受け、割れ目密度が高い地点、卓越節理面の走向・傾斜が空洞側壁面に平行に近い地点におい

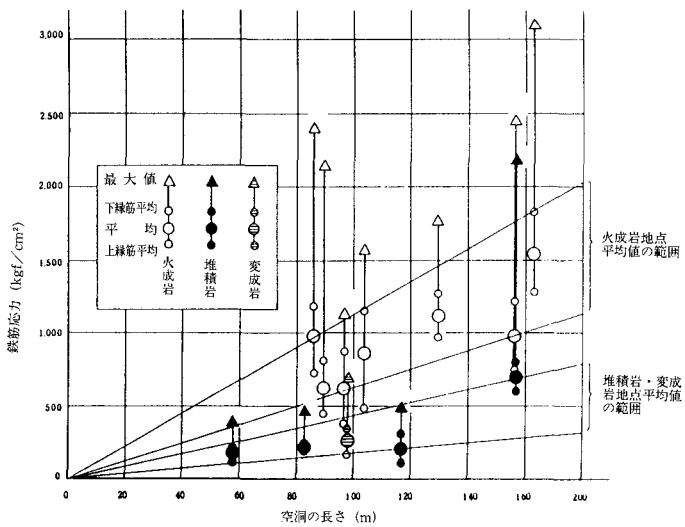


図 4.3.24 空洞長さと鉄筋応力の相関¹³⁾

て、空洞中央の変位が大きいためとみられる^{13),14)}。

以上述べたように、火成岩類は他の岩種に比較してより大きな開口変位を生じるが、このような性質は、初期地圧や岩盤の弾性係数のみでは説明できない事象である。また、同じ火成岩地点でも地点によって変位量の絶対値にはばらつきがあり、さらに、変位量の絶対値（上部内空変位の絶対値）が同じであっても、空洞中央の変位の割合が大きく異なる場合がある（空洞掘削量は各地点によって異なるが、このことを除外してもなお差が生じる）。これらは、火成岩固有のもつ岩体の生成過程、および現状での割れ目の発達性状に起因していると考えられるが、今後さらに検討の余地がある。

(b) 地質構造、破碎帶等の岩盤の不均質性によるゆるみ現象への影響

同一地点においても、空洞における計測断面、計測位

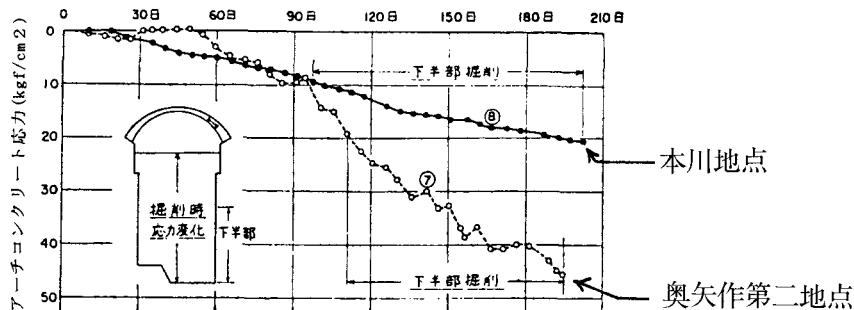


図 4.3.25 アーチコンクリート応力の経時変化の比較¹⁴⁾

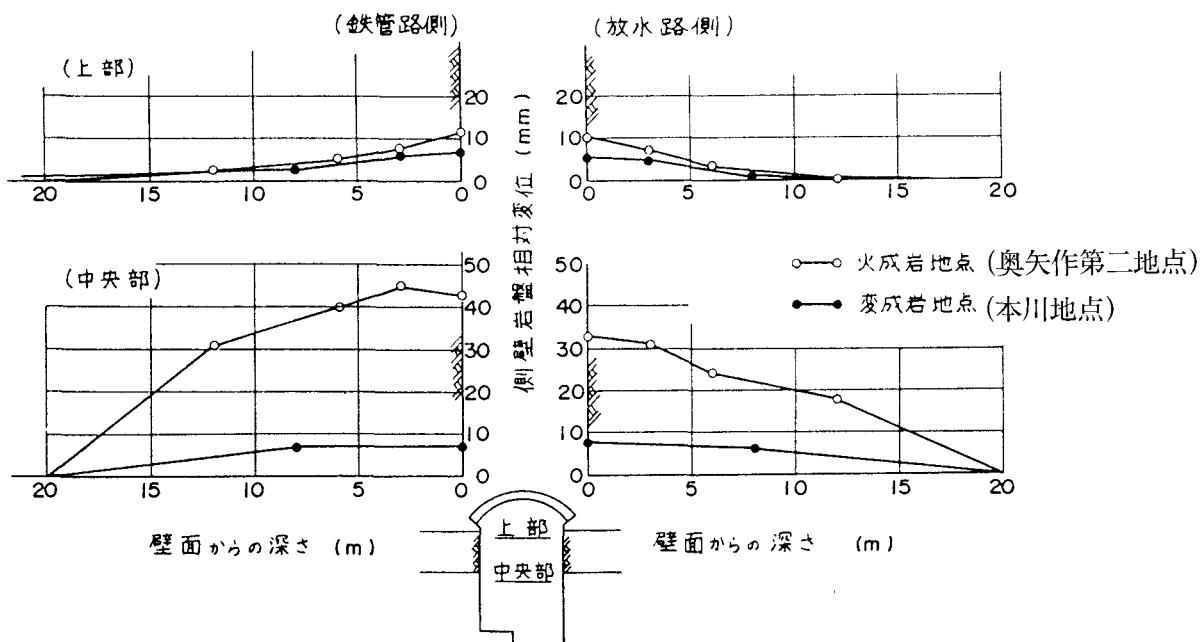


図 4.3.26 空洞側壁上部と中央部の内空変位の比較¹⁴⁾

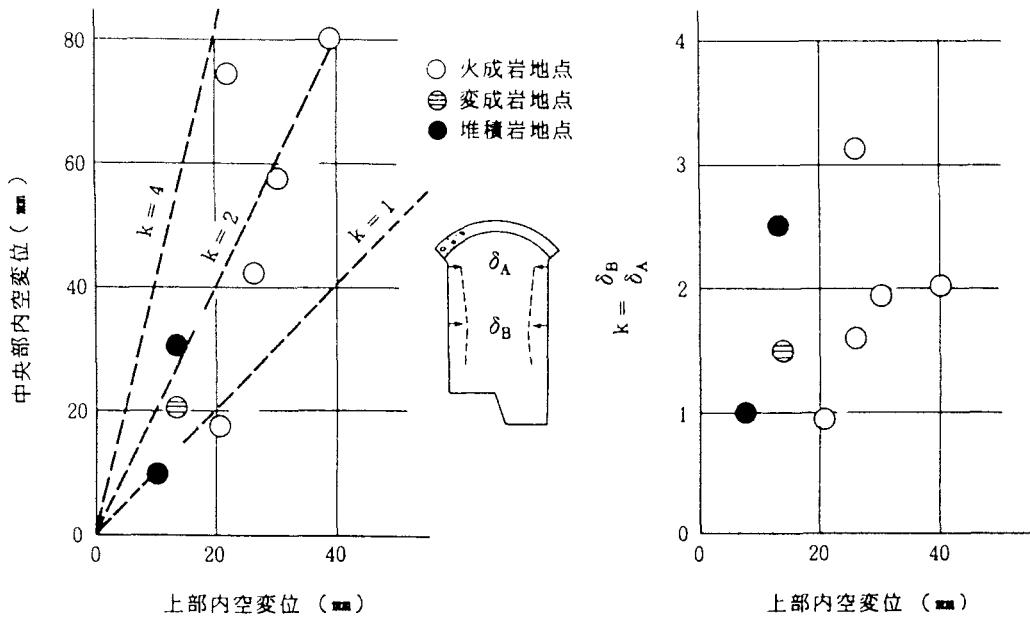


図 4.3.27 空洞側壁上部と中央部の内空変位の相関¹⁴⁾

置によって岩盤の変位量が異なる場合がしばしば生じる。その原因として、地質構造（岩種構成の不均質性）、破碎帶、節理等の影響が挙げられる。

① 地質構造（岩種構成の不均質性）によるもの

東京電力（株）今市地点（卵型空洞）では、空洞アーチ部の変位は、空洞上半部の掘削時に収束したが、鉄管路側（山側）では10~30 mm、放水路側（川側）では1~5 mmであった。さらに、側壁部の変位は、鉄管路側で10~40 mm、放水路側で4~13 mmで、掘削が終了するまで増大した。このように岩盤の変位は、鉄管路側の方が放水路側よりも系統的に大きくなる傾向が認められた^{5),26)}（図 4.3.28）。鉄管路側でもひずみが特に大きかったのは、空洞上部では壁面から3~5 mまで、空洞中央部では5~10 mまでの間であった。

鉄管路側でひずみの大きいゾーン近傍の地質は、珪質砂岩、角礫岩、砂岩・粘板岩の互層が混在し不均質であり、かつこれらの地質境界は空洞壁面に対し差し目状になっている。一方、放水路側は珪質砂岩と角礫岩の大きな互層（珪質砂岩主）となっており、鉄管路側ほど不均質ではなく、地質境界は流れ目状になっている⁵⁾（図 4.3.29, 4.3.30）。他地点の変位と比較した場合、放水路側の変位は他の堆積岩の地点と同程度である一方、鉄管路側の変位は、火成岩の地点とほぼ同程度であった。したがって、鉄管路側では地質境界が複雑であり、特に火成岩系の角礫岩の変位に支配されたために、岩自体のひずみだけでは説明できない大きな変位（空洞壁面近傍での、壁面に平行な割れ目の発生・開口等による）が生

じたと解釈された⁵⁾。

② 破碎帶、節理等の不連続面によるもの

岩盤内の不連続面、特に破碎帶が空洞壁近傍に分布している場合には、局部的に大きな変位を生じる。

中部電力（株）奥矢作第二地点では、空洞妻壁での岩盤変位計による計測結果によれば、3号発電機側の岩盤変位が1号発電機側よりも大きな値を示した²⁴⁾（図 4.3.31）。これは、妻壁近傍に分布する破碎帶の影響と考えられ、岩盤変位計の各測定区間の中では、破碎帶が交わる近傍の測定区間の変位量が大きいことが明瞭である（図 4.3.32）。また、同地点の空洞側壁では、鉄管路側の方が放水路側よりも系統的に変位量が大きい傾向を示した。これは、鉄管路側の方にシーム、節理が多く分布するためと解釈された²⁴⁾。

流紋岩類からなる東京電力（株）蛇尾川（現塩原）地点では、発電所空洞壁と鋭角に交差する破碎帶の分布に基づき、事前に、変位量が局所的に大きい箇所を予測し、掘削時の重点管理区域を設定し（ α , β , γ ゾーン）、事前にコンソリデーショングラウチングを実施するとともに、対策強化を図った。その結果、掘削終了時点での壁面変位は30~40 mm程度と、他部に比べて相対的に大きな変位を示したもの、当初の予測の範囲内であった。しかし、掘削時には、この他に当初予想できなかった別の箇所（ δ ゾーン）にも、変位の大きい箇所が出現した⁷⁾（図 4.3.33, 4.3.34）。この δ ゾーンでは、当初の最終変位の予想が15 mmであったのに対し、実際には48 mmとなった。この原因については、当初は特定で

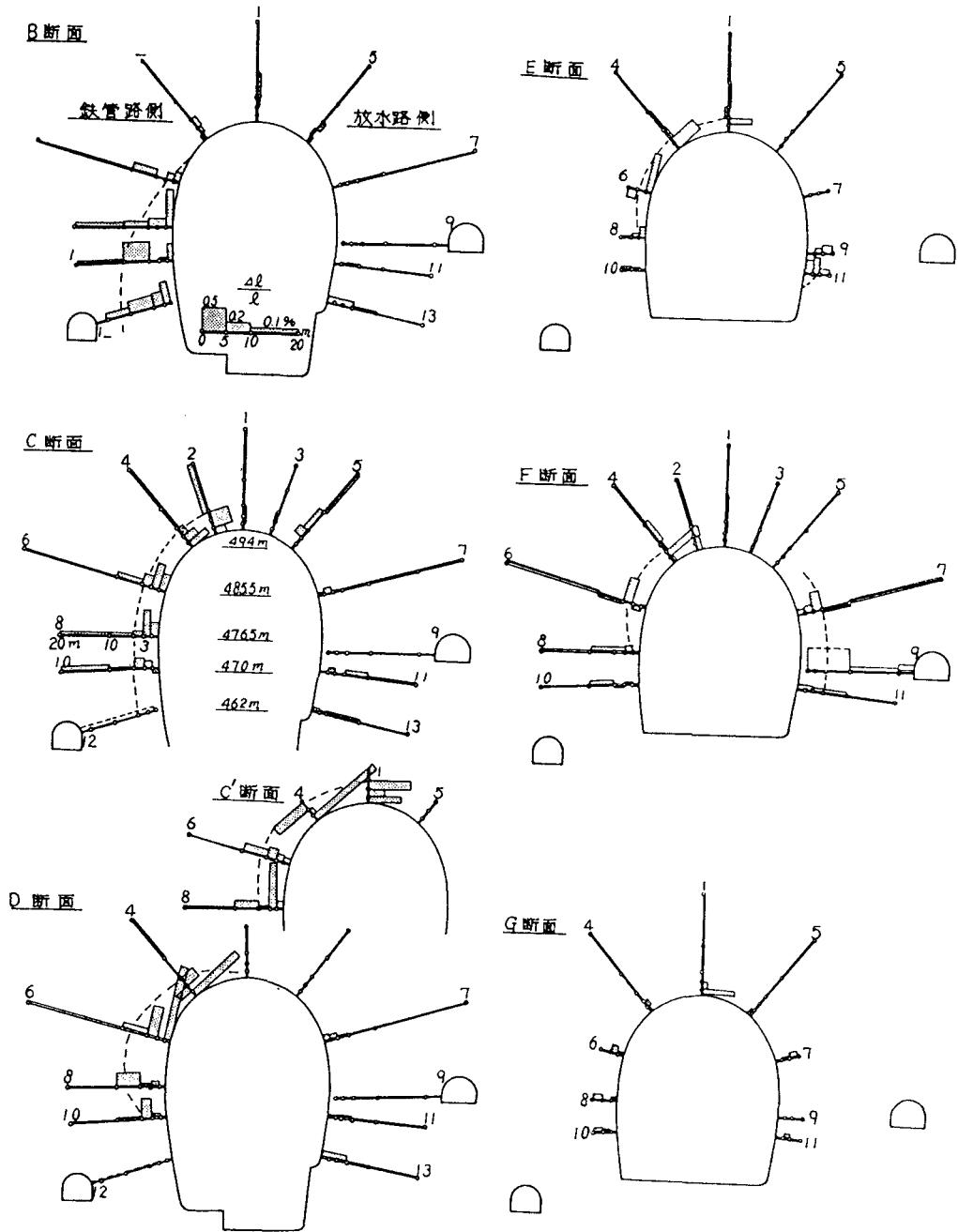


図 4.3.28 空洞周辺岩盤の単位長さ当たりの変位量の分布図⁵⁾

きなかったが、盤下げ掘削の途中で、掘削壁面に流れ目の連続した節理面が出現し、かつ変位発生が節理と交差する箇所ないしその近傍で生じていることから、この節理群が変位発生の主要因と判断され（図 4.3.35 の①, ②, ③), 解析に取り入れられた⁷⁾。このように実施工時には、調査時点で予測できなかった地質情報を取得し、次工程での設計・施工に活かしていくことが重要である。

4.3.5 今後の課題

既に述べたように、天然の岩盤には、層理面、断層・破碎帶、節理面等の不連続面が発達し、不均質性を内在

している。まず、施工前における、地下空洞の安定性評価の精度向上のためには、このような不均質性を有する岩盤の性状（地質・地質構造、不連続面の分布、力学的性質、地下水挙動および透水性状、初期地圧等）を、できるだけ広範囲にかつ正確に把握する技術の向上が望まれる。

大規模地下空洞掘削の際には、たとえ地質状況が同じであっても、空洞規模や形状の違いによっても岩盤の不連続面や不均質性の及ぼす影響が異なる可能性があり、トンネル掘削に比較すると、事前に予測できない岩盤の挙動を生ずる可能性が高い。したがって、施工中の岩盤

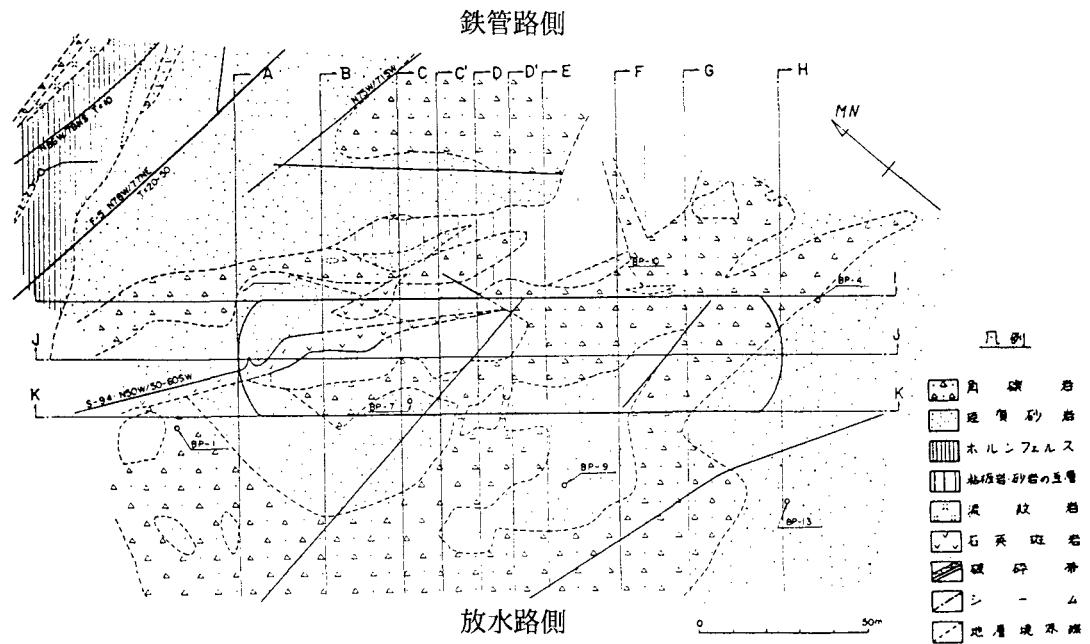


図 4.3.29 発電所周辺地質図 (EL.473 m 平面図)⁵⁾

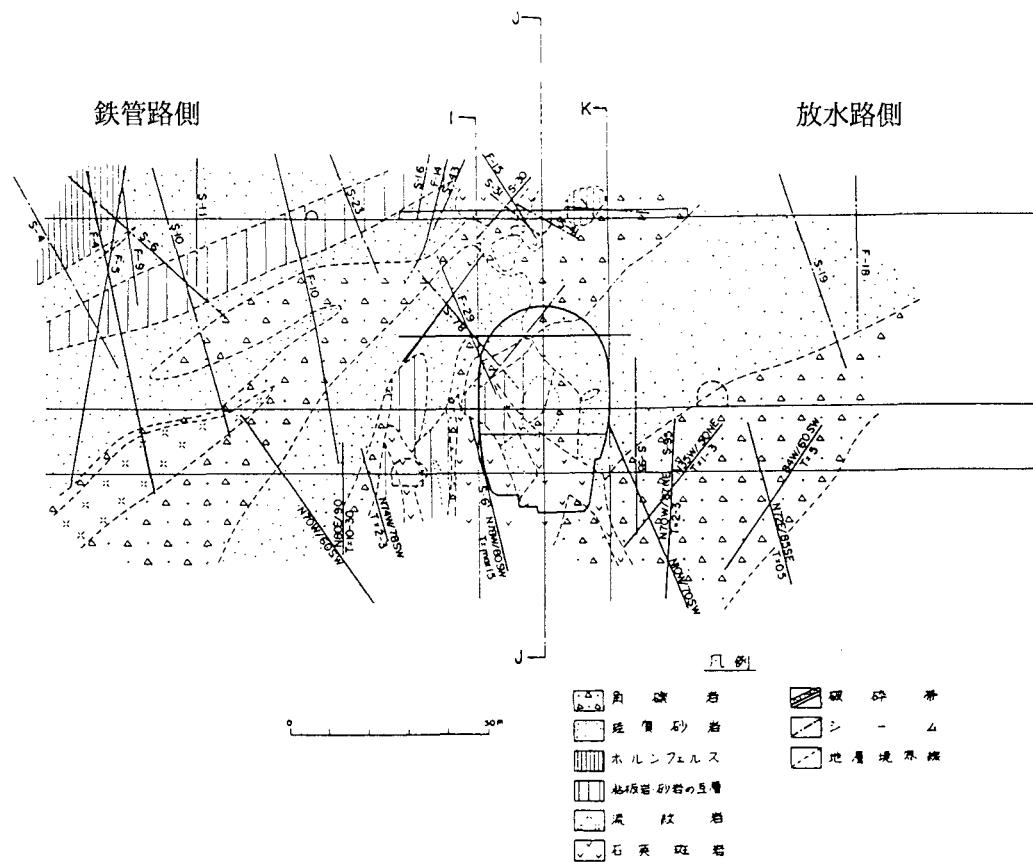


図 4.3.30 発電所周辺地質図 (C 断面)⁵⁾

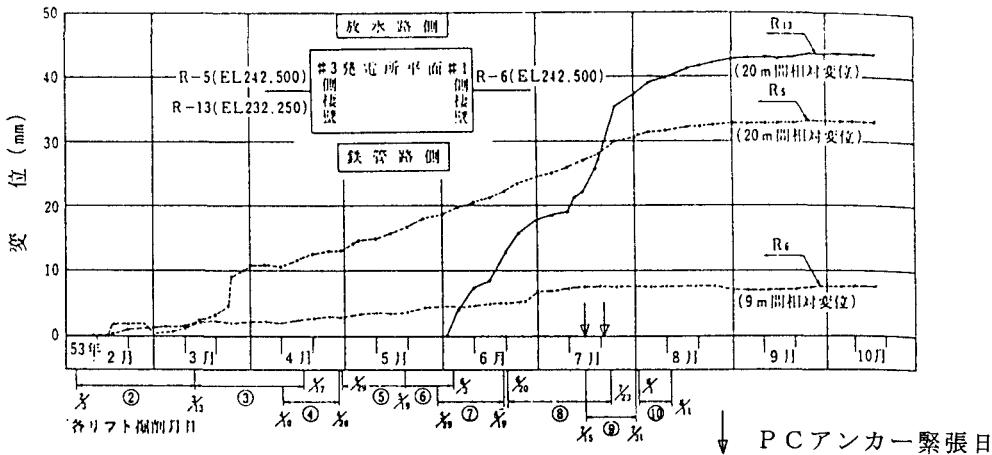


図 4.3.31 発電所空洞妻壁の岩盤変位計測定結果²⁴⁾

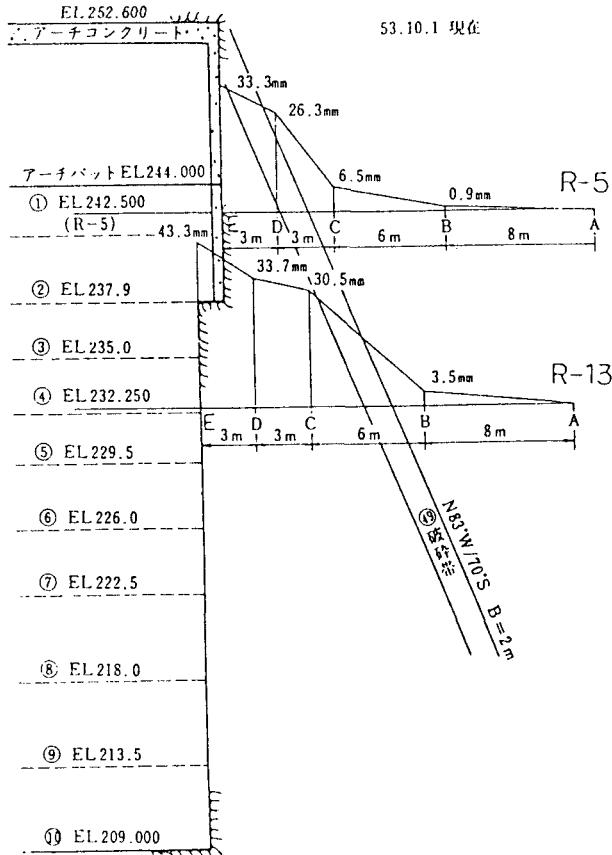


図 4.3.32 #3 (3号発電機) 側妻壁岩盤変位計位置図²⁴⁾

挙動の計測は、単に工事の安全性を確保するという意味だけでなく、事前の調査結果の不備を計測結果に基づく岩盤挙動の実態によって補い、逐次、岩盤挙動の再評価、再予測を行うことにより施工に反映させるという意味において、その果たす役割は大きい。

岩盤挙動の実態に基づいて地質モデルを修正し、有効な予測解析を行うためには、設計・施工管理システムの

中に地質情報を取り入れる必要がある。また、事前に予知できなかった岩盤挙動の原因を解明するためには、計測結果の地質的解釈・評価が重要となる。そのためには、空洞壁面等の調査に際し、単に地質、不連続面を記載するにとどまらず、各観察時点までの計測結果に基づく挙動特性を念頭において、その要因を見きわめることが必要である。

大規模地下空洞掘削において、より合理的な施工管理および補強対策を実施するためには、今後さらに、計測技術および予測解析技術の精度向上をはかるとともに、地質要素による岩盤の挙動特性の解釈・評価の事例を蓄積していく必要がある。

参考文献

- 1) 日比野 敏 (1989) : 大深度地下利用, 第 34 回土質工学シンポジウム, pp.39-42.
- 2) 本島 瞳, 日比野 敏 (1984) : 岩盤内大規模空洞掘削時の挙動, 第 6 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.287-292.
- 3) 本島 瞳, 日比野 敏 (1986) : 岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動と安定性 (その 1) -既設揚水発電所地下空洞の実績調査と数値解析による安定性検討-, 電力中央研究所・研究報告, 385041, 49 p.
- 4) 本島 瞳, 日比野 敏, 金川 忠 (1983) : 俣野川発電所地下空洞掘削時の岩盤挙動, 電力中央研究所・研究報告, 382057, 49 p.
- 5) 本島 瞳, 日比野 敏 (1984) : 卵型空洞掘削時の実測結果による岩盤挙動の検討, 電力中央研究所・研究報告, 383057, 42 p.
- 6) 原田 横, 片山 武, 矢田 篤 (1991) : 大河内水力発電所地下発電所空洞の設計と施工, 電力土木, No.230, pp.46-57.
- 7) 前島俊雄, 伊東雅幸 (1991) : 蛇尾川揚水発電所地下発電所空

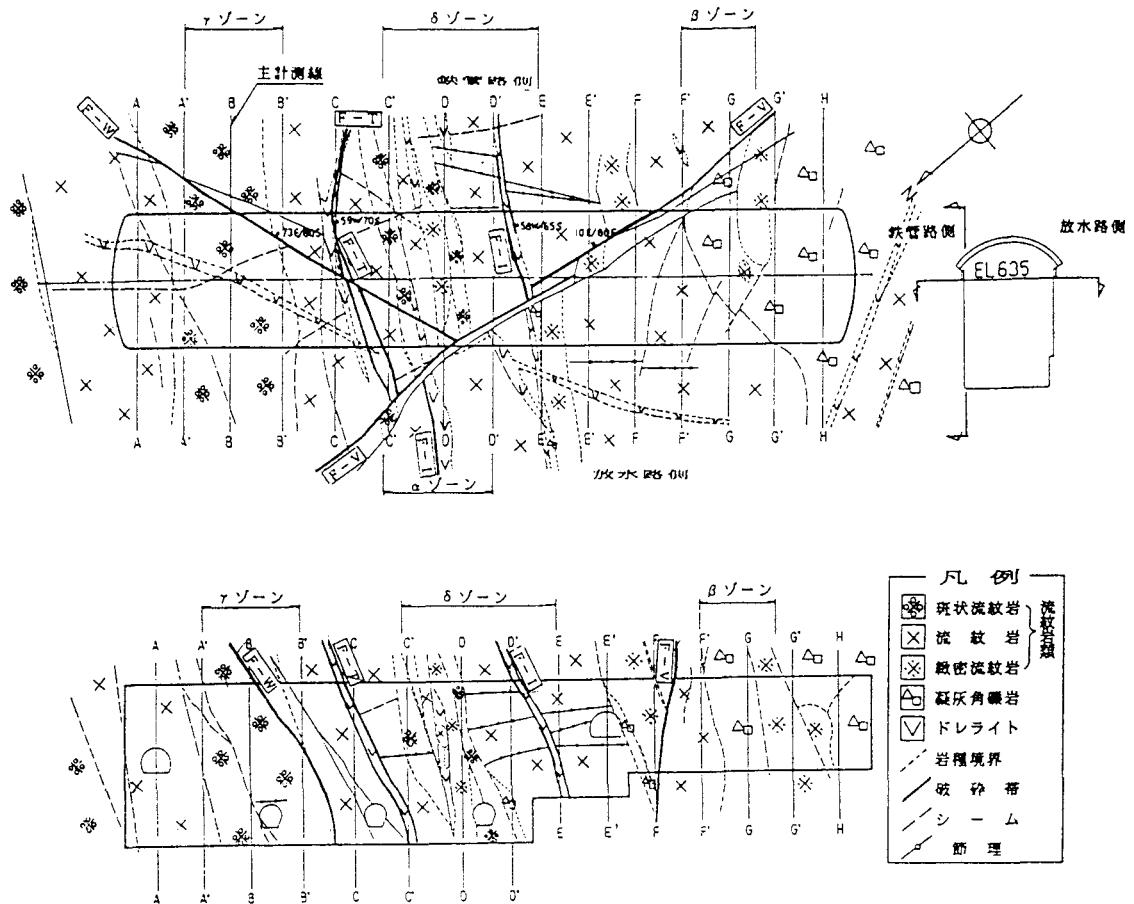


図 4.3.33 発電所地質平面図 (EL.635 m) および縦断面図 (鉄管路側)⁷⁾

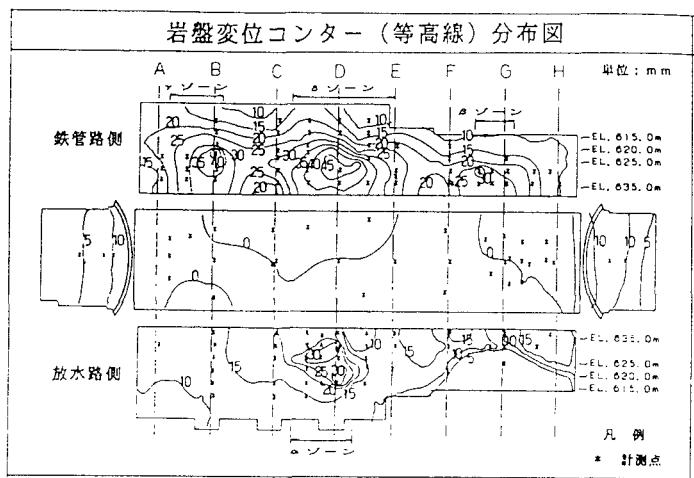


図 4.3.34 空洞掘削に伴う岩盤変位センター分布図⁷⁾

- 洞の設計と施工実績について、電力土木, No.232, pp.25-35.
 8) 大森 力, 本郷忠夫, 近藤悦吉 (1986) : 地下空洞掘削管理システムの開発と現場管理への適用、電力土木, No.205, pp.54-62.
 9) 山本康博, 前島俊雄 (1990) : 蛇尾川揚水地下発電所の情報化設計施工システムについて、電力土木, No.226, pp.39-53.
 10) 井上大栄 (1981) : 空洞掘削に伴う節理の多い岩盤のゆるみ性状に関する検討—BTVによる高見地下発電所の測定—、電力

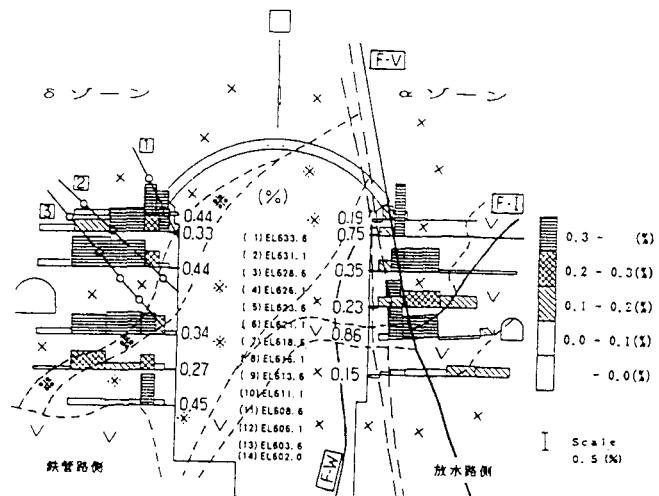


図 4.3.35 空洞周辺岩盤内区間ひずみ分布図 (D断面)⁷⁾

- 中央研究所・研究報告, 381017, 30 p.
 11) 金折裕司 (1982) : ポアホールレビューション装置による岩盤ゆるみ現象に関する検討—保野川発電所地下空洞掘削に伴う観測結果—、電力中央研究所・研究報告, 382026, 28 p.
 12) 日比野 敏 (1994) : 大規模地下空洞における計測と岩盤挙動の特徴、日本応用地質学会応用地質計測に関するシンポジウムテキスト, pp.12-14.

- 13) 本島 瞳, 日比野 敏 (1986) : 岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動と安定性 (その2) -既設揚水発電所地下空洞の実測結果による岩盤挙動の検討, 電力中央研究所・研究報告, 385042, 40 p.
- 14) 本島 瞳, 日比野 敏 (1983) : 実測結果による大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 電力土木, No.186, pp.36-46.
- 15) 本島 瞳 (1984) : 地下空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水度の変化に関する計測, 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.199-204.
- 16) 本島 瞳 (1979) : 地下発電所の空洞掘削に伴う周辺岩盤における透水度の変化に関する考察—新高瀬川発電所における計測結果の解析ー, 電力中央研究所・研究報告, 379009, 26 p.
- 17) 本島 瞳, 金折裕司 (1983) : 花崗岩地域における地下大空洞掘削に伴う透水度の変化に関する考察—保野川地下発電所における計測結果の解析ー, 電力中央研究所・研究報告, 382053, 25 p.
- 18) 本荘静光, 本島 瞳 (1979) : 新高瀬川発電所の地下空洞掘削に伴う周辺岩盤の弾性波速度変化, 電力中央研究所・研究報告, 379003, 16 p.
- 19) 吉岡直人, 鍋岡昭三 (1982) : 弹性波検層による今市地下発電所周辺岩盤のゆるみの評価, 電力中央研究所・研究報告, 382028, 46 p.
- 20) 石田 稔, 金川 忠, 矢田 篤, 田仲正弘 (1991) : 空洞掘削時の応力再配置に着目した岩盤ゆるみ域測定法の提案, 第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.227-231.
- 21) 打田靖夫, 原田俊之, 金川 忠, 中川加明一郎, 浦山 克, 中村隆浩, 石田 稔 (1992) : 地下発電所空洞掘削における側壁岩盤の挙動, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.316-320.
- 22) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山 克 (1995) : 大規模地下空洞掘削時の不連続性岩盤の挙動, 電力土木, No.256, pp.65-72.
- 23) 中村隆浩, 浦山 克, 打田靖夫, 原田俊之, 金川 忠, 宮脇勝義, 石田 稔 (1992) : 孔内亀裂の進展から見た大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.321-325.
- 24) 本島 瞳, 日比野 敏 (1981) : 節理の発達した花崗岩における大規模空洞掘削時の岩盤挙動の検討—実測結果の考察と解析法の検討ー, 電力中央研究所・研究報告, 380046, 41 p.
- 25) 本島 瞳, 日比野 敏 (1981) : 片岩における大規模空洞掘削時の岩盤挙動, 電力中央研究所・研究報告, 381014, 52 p.
- 26) 御牧陽一, 蔵持慈男, 工藤奎吾 (1983) : 今市地下発電所の施工と空洞周辺岩盤の挙動について, 電力土木, No.185, pp.47-63.

4.4 山留

4.4.1 概説

橋梁やタンク、発電所などの土木構造物や建築構造物の基礎として地盤を掘削する際、掘削面を勾配を有する斜面とする場合と垂直に掘削する場合があり、前者の切取り斜面に関する計測については4.5地すべりで述べられているので、ここでは垂直掘削の計測について述べ

る。このような垂直掘削は以下のような場合に適用され、近年増加する傾向にある。

- 都市部など敷地の狭い場所で土地の有効利用を図る場合。
- 山間部の道路などで、斜面として設計すると長大な切土斜面となる際に切土量の低減や自然景観を損なう面積を少なくしたい場合。
- 垂直に掘削することにより、掘削底面に構築される構造物へのアプローチが容易になり、重量物の搬入、コンクリートの打設などにおける施工上の有利さを期待する場合。

地盤を斜面として掘削する場合には、地盤の性状や勾配によっては全く補強を必要としないこともあるが、垂直掘削の場合は必ず何らかの補強工（山留）が必要となる。補強の方法は地質条件、掘削面の高さ、周囲の施工環境などを考慮して選定されるが、岩盤を対象とした場合、概ね以下の方法が用いられる。

- ① 親杭
- ② 親杭とロックアンカーを用いる方式
- ③ ロックボルトと吹付コンクリートを用いる方式

これらを図示すると図4.4.1のようになる。

このような補強工を施した掘削を行う場合にも地山全体の安定性や補強材の安全性を確保するために計測が行われる。

4.4.2 計測項目と計測手法

山留の計測は、地山の挙動を把握して安定性を確認するとともに、補強材に加わっている荷重や応力などを計測し、それぞれの部材の許容耐力に対する余裕度を評価し安全に掘削を進めていくために実施される。具体的な計測項目は、地山挙動に関するものと補強材に関するものに大別され、以下のような項目について（ ）内のような手法を用いて実施されることが多い。

地山挙動の計測

- 地表面変位（測量）
- 壁面変位（測量、変位計）
- 地中変位（変位計、孔内傾斜計）
- 地下水位（水位計）

補強材の計測

- 親杭の変位・応力（孔内傾斜計）
- ロックアンカー張力（ロードセル）
- ロックボルト軸力（ひずみゲージ）
- 吹付けコンクリート応力（ひずみ計、コンクリート応力計）

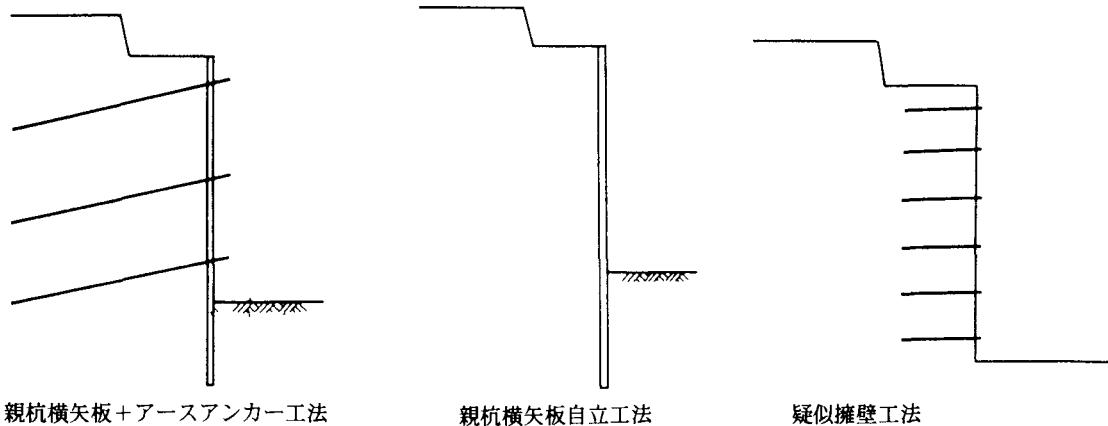


図 4.4.1 地盤の垂直掘削に用いられる補強工法¹⁾

4.4.3 計測結果の解釈・評価

(1) 泥岩中の大規模地中タンク（秋田石油備蓄タンク）²⁾

秋田石油備蓄基地は、秋田県男鹿半島船川に国家石油備蓄として約 450 万 kℓ の原油を備蓄するために建設されたもので、1 基 30~35 万 kℓ の地中タンクが 16 基計画された。建設地の地質は新第三紀の泥岩（船川層）で、10~20° の緩く傾斜した単斜構造を呈し、泥岩中に凝灰岩や砂岩などを挟在する。泥岩の一軸圧縮強度は約 15~40 kg f/cm² である。

建設された地中タンクは、直径約 96 m、深さ 39 m の大規模鉛直掘削を行った後に、厚さ 2.7 m のコンクリート側壁からなるタンク軸体を構築するものである。鉛直掘削に当っては、掘削壁面を親杭、ロックアンカーで支保しながら逐次掘り下していく方式が採用された。この工事フローを図 4.4.2 に示す。

この掘削工事において実施された計測項目および設置位置を表 4.4.1、図 4.4.3 に示す。

以下、主な計測結果とその評価について述べる。

(a) 掘削壁面の変形

最終掘削時の壁面は、最大変形量を図 4.4.4 に示すとおり、各タンクによって大きさ・方向とも様々であり、最大約 8 cm の変形が測定された。ここでは変形量を次の 4 つの要因に分類している。

- ① 応力解放による変形
- ② 泥岩の吸水膨脹による変形
- ③ 掘削壁面付近の局所的な地質要因によるずれ変形
- ④ 地山の異方性による変形

これら各要因による変形量の分析結果を表 4.4.2 に示す。このうち②の吸水膨脹による変形は吸水膨脹試験の結果からの想定、③、④は親杭の局所的な変形の実測

値であり、変形の大きい箇所は、③の地質的要因によるずれ変形が大きいところに一致している。

(b) ロックアンカー張力

ロックアンカーは、設置レベルに応じて当初の緊張荷重は約 100 t ~ 70 t に設定されているが、ロックアンカー設置後の掘削の進展に対応した変化も場所により異なっている。代表的な 2 地点の測定結果を図 4.4.5 に示すが、0°（方位 N）方向では掘削の進捗に伴う張力増加がほとんど認められないのに対し、90°（方位 E）では顕著な張力増加が認められている。このようなアンカー張力の変化を初期導入力に対する比率で表すと、その比率の分布は図 4.4.6 のようになり、張力増加の大きい箇所は弱層部など地質的要因によるずれ変形を生じた箇所に一致している。したがって、このような比較的均質な軟岩地盤においても岩盤中の弱層が岩盤の挙動に及ぼす影響は大きいことがわかる。

(c) リバウンド量の測定結果

タンク中央部において測定された掘削に伴う底部岩盤のリバウンド量の測定結果は、図 4.4.7 に示すように、掘削深度 40 m に対し約 8 cm であった。この値は、孔内載荷試験の結果をもとに設定された、岩盤の変形係数から求められた解析値ともほぼ一致しており、変形係数の妥当性が確認された。

(2) 風化花崗岩における橋梁下部工構造物の山留め^{3),4)}

本四連絡橋来島大橋では、下部工の掘削工を直切り山留め工法の 1 つである「鉄筋補強土工法」とするために、まず試験工事においてこの工法の適用性を確認した上で本施工が行われた。

来島大橋は、国立公園内での施工となるため、地形改変を極力抑えることを主目的としてこの工法が採用されたもので、掘削壁面を垂直に施工することで、本体コン

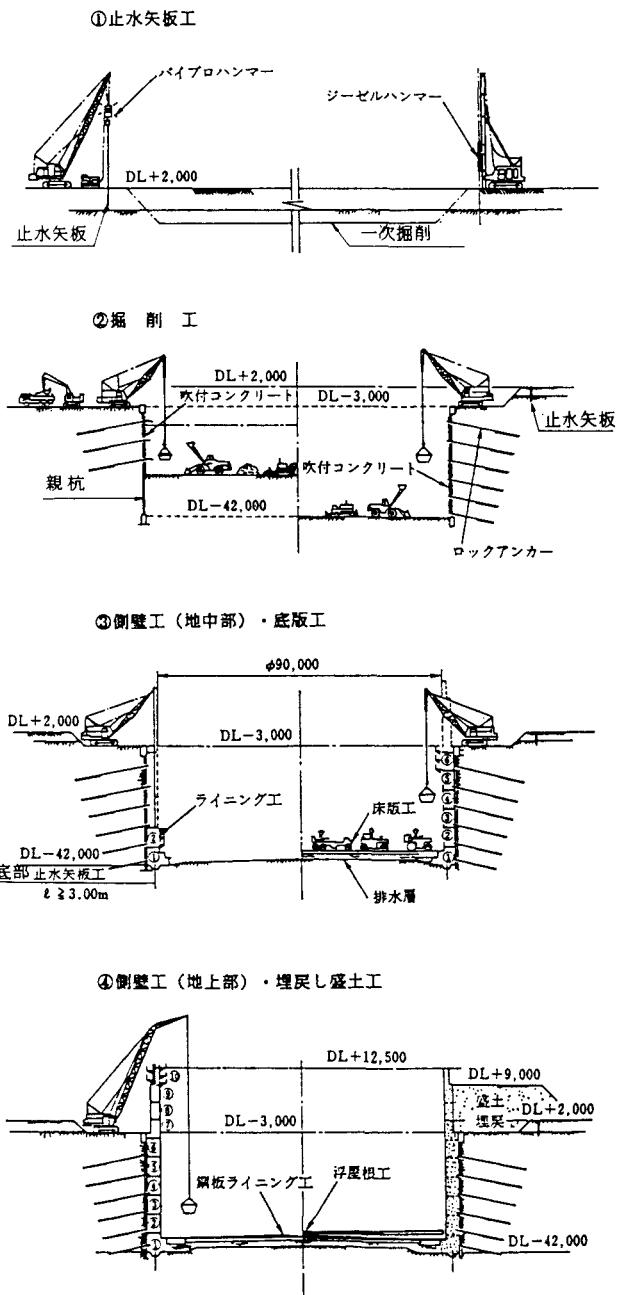


図 4.4.2 地中タンク工事フロー²⁾

クリートの直接打設が可能となることによる施工の経済性をも目指している。試験工事位置の地質は図 4.4.8 のように風化花崗岩を主体とし、断層と強風化ひん岩が分布している。掘削壁面の高さは 10m, 15m, 25m の 3 種類で、25m の壁面には補強工として鉄骨が併用されている。図 4.4.9, 4.4.10 に鉄筋、アンカー、鉄骨および計器類の配置を示す。計測内容は表 4.4.3 のとおりである。

計測結果は以下のとおりである。

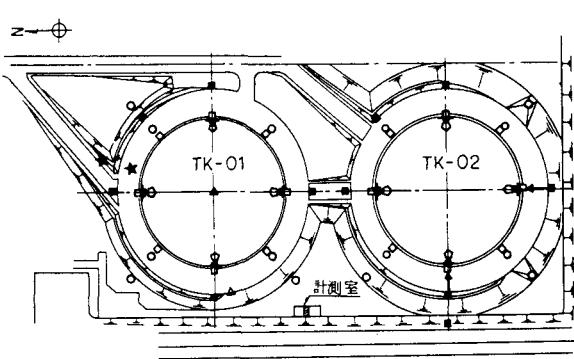
(a) 地山の挙動

図 4.4.11 は変位杭による地表面水平変位の測定結果を示したものである。掘削完了後の壁面直角方向への水平変位は、壁面から 0.5m の位置で、試験体 T 1 が 18mm, T 2 が 24mm, T 3 が 34mm で、全体としてひん岩の分布域で変位量が大きい傾向にある。

図 4.4.12 は、試験体 T 3 で測定された挿入式傾斜計による地中水平変位の測定結果である。壁面から 1.5m (KH 2), 4.5m (KT 5), 20m (KT 6) でそれぞれ変位の形態が異なっており、KH 2 では壁面と同じトップリングの傾向、KT 5 では中段の断層部より上部のひん岩、花崗岩の D 級部分がスライディングおよびトップリングを合わせたような動き、KT 6 では上部 5m が弾性変形と考えられ、約 3mm の変位を生じている。また、図 4.4.13 は試験体 T 2 の地中水平変位であるが、掘削の進展に対応して階段状に変位が増加していること、0, 2, 4, 6, 8m の変位がほぼ同じような動きとなっていることから、長さ 7m のロックボルトで補強した部分が一体化していることを示している。

(b) 補強材の効果

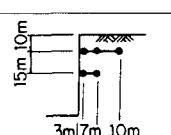
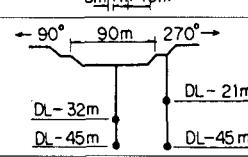
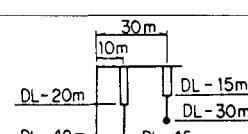
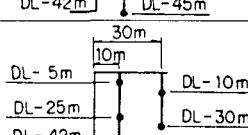
図 4.4.14 は、最終掘削後の各試験体のロックボルトの軸力分布を示したもので、特に T 3 試験体の下部に分布する断層およびひん岩の部分で大きな軸力が発生し

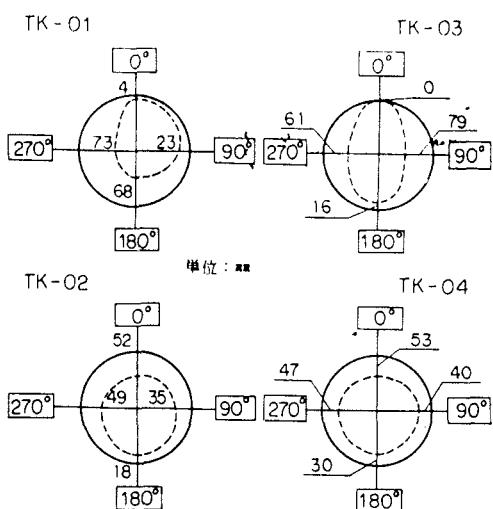


記号	測定項目	使用計器
○	地下水位測定	間隙水圧計
★	地下水圧測定	間隙水圧計
△	親杭傾斜測定	固定式傾斜計
□	親杭変形測定	管内式傾斜計
■	周辺岩盤変形測定	管内式傾斜計
□	ロックアンカー張力測定	荷重計
←	岩盤のゆるみ域測定	多段式変位計
△	リバウンド測定	ワイヤー式変位計

図 4.4.3 地中タンク掘削工事における計測位置図²⁾

表 4.4.1 地中タンク掘削工における計測項目一覧²⁾

計測項目	目的	計測機器	計測頻度	計測点
地 山 安 定 管 理 計 測	① ロックアンカー 張力測定	○ロックアンカ一部材の安全度の確認。 ○ロックアンカーのあと荷荷重の評価。	ロードセル	1回／日 0°, 90°, 180°, 270° 各6段 各6段
	② 親杭の 傾斜測定	○掘削壁面の変位挙動を把握し、地山の 安全度を確認。	固定式 傾斜計	傾斜測定 1回／日 0°, 90°, 180°, 270° 各5段
	③ 親杭の 变形測定	○変位モードから变形特性（全体变形、 局部变形、すべり位置）を把握。	管内式 傾斜計	变形測定 1回／週 0°, 90°, 180°, 270°
	④ 周辺岩盤の 变形測定	○親杭の变形挙動との関連で、地山の変 形挙動範囲を把握し安全度を確認。	管内式 傾斜計	1回／週 0°, 90°, 180°, 270° 掘削面より 20 m 離れの位置
	⑤ 岩盤の ゆるみ域測定	○同上 ○岩盤のゆるみ領域の深さを確認し、地 山の安全度を確認。	多段式 变位計	1回／日 
	⑥ リバウンド量 測定	○掘削に伴う底部地盤のリバウンド量か らタンク全体規模での岩盤の变形特性 を把握。	ワイヤ式 变位計	掘削深度 5 ~ 6 m おきに1回 
	⑦ コーピング 变位測量	○掘削頭部のコーピングの変位測量を行 い、親杭変形測定結果の補足資料とす る。	○レベル ○トランシット ○光波測距離	1回／月 12等分点
地 下 水 観 測	⑧ 周辺岩盤の 地下水位測定	○実測湧水量との関連から設計湧水量を 解析する。 ○完成時（注水時）の地下水状態の観測。	○水面検出器 ○間隙水圧計	1回／週 1回／日 
	⑨ 周辺岩盤の 地下水位測定	○代表断面で地下水圧の分布を把握。	○間隙水圧計	1回／日 
	⑩ 湧水量測定	○掘削中の異常湧水の確認。 ○設計湧水量の確定。	○積算流量計	中間掘削時 最終掘削時 各タンク毎

図 4.4.4 最終掘削時における
掘削壁面の最大変位²⁾表 4.4.2 壁面の要因別変形量の比較²⁾

	TK-01	TK-02	TK-03	TK-04	平均	備考
計測による 最大変形量	7.3	5.2	7.9	5.3	6.4	A
②吸水膨張による 変形量				2.0		B
③, ④を要因とする 変形量	2.9	1.9	3.9	1.4	2.5	C
① 応力解放 による 変形量	2.4	1.3	2.0	1.9	1.9	D = A - (B + C)
設 計				2.5		E

ている。また、図4.4.15は、T3試験体でのH鋼杭の応力、曲げモーメントなどの分布を示したもので、軸力で50tf、曲げモーメントが約5tf·mと小さい値であるが、地質との関係でみると断層の影響が現われている。

(c) 計測管理の方法と実績

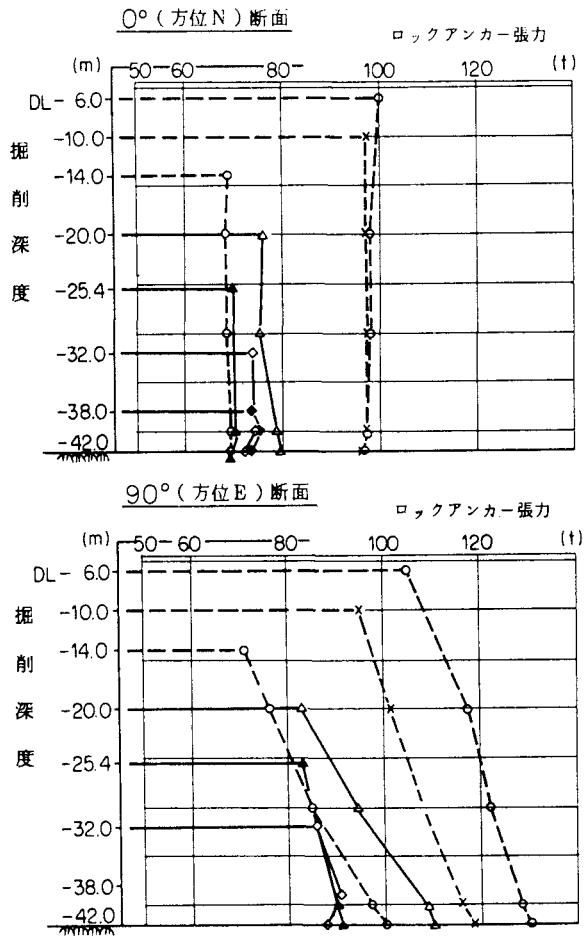


図4.4.5 掘削の進行に伴うロックアンカー張力の変化²⁾

計測結果に基づいた情報化施工として、図4.4.16のような日常管理体制がとられた。計測管理基準値はFEM計算結果を参考として、変位量は1日2mm、口

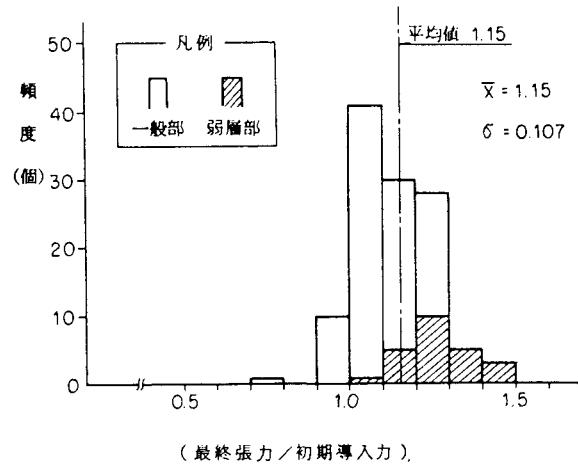


図4.4.6 初期導入力に対する
ロックアンカー張力の比率²⁾

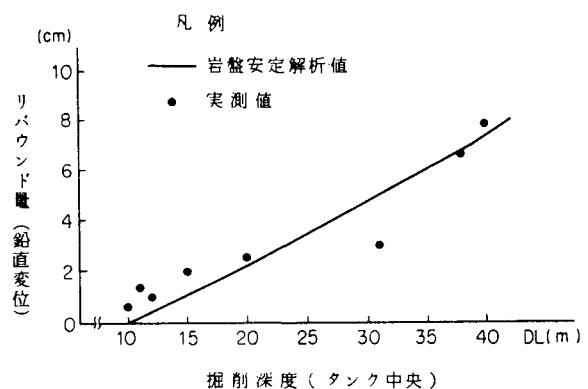


図4.4.7 掘削深度とリバウンド量の関係²⁾

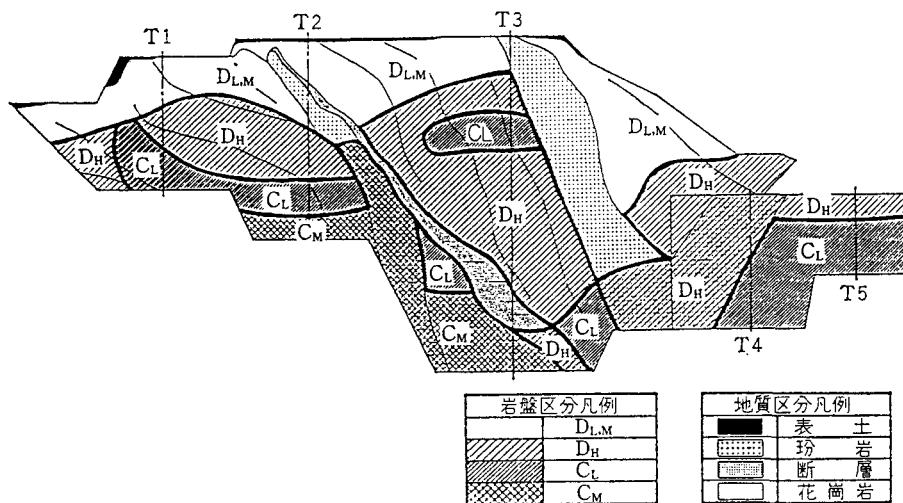


図4.4.8 掘削壁面の地質および岩盤区分³⁾

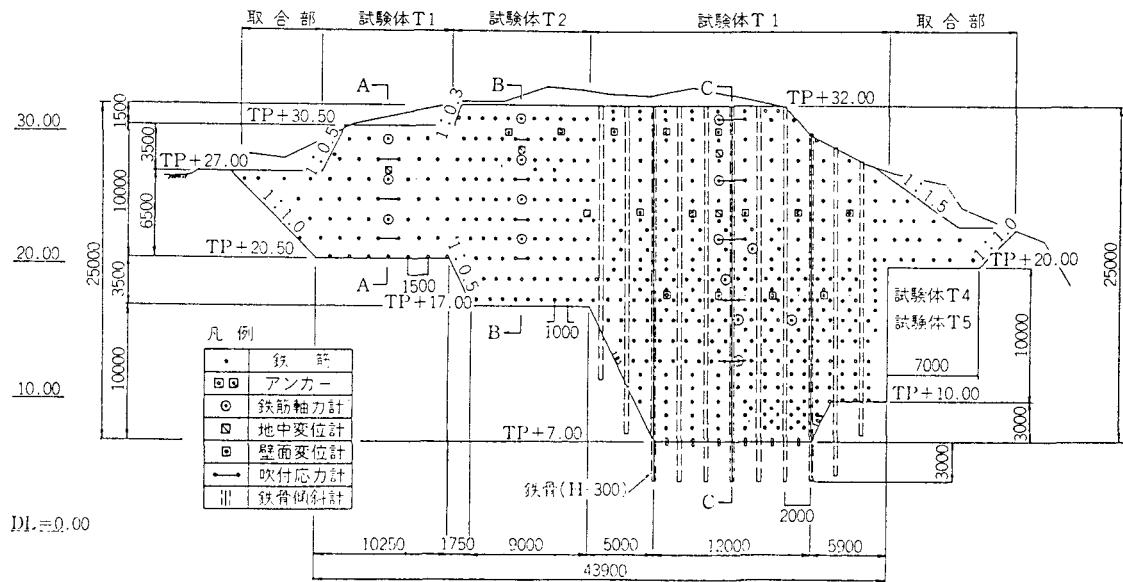


図 4.4.9 補強工および計測器の配置（正面図）³⁾

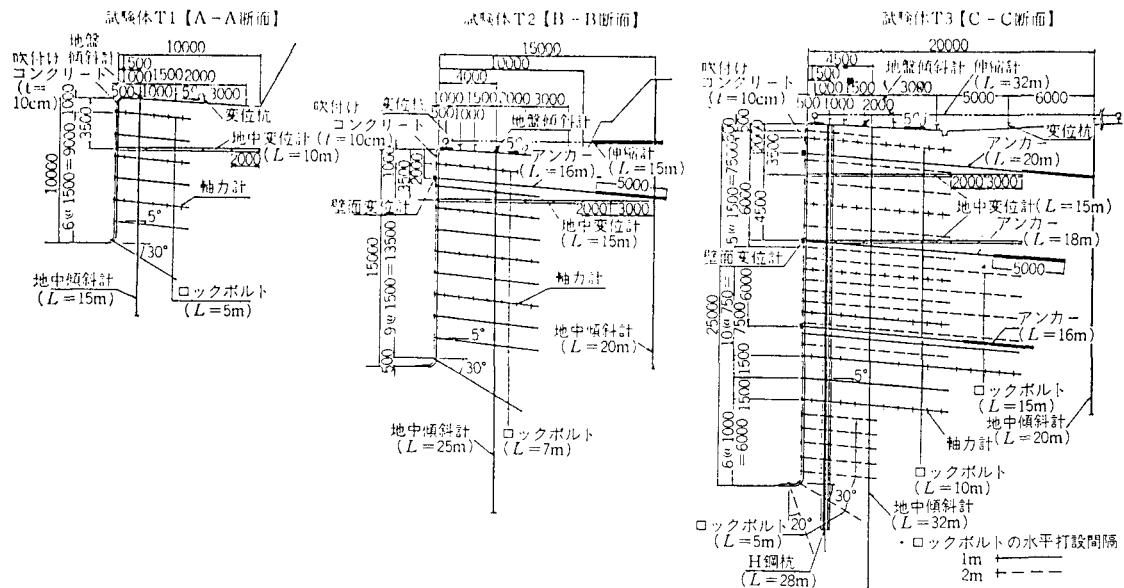


図 4.4.10 補強工および計測器の配置（断面図）³⁾

表 4.4.3 各試験体の計測内容³⁾

計測項目	測定方法	手動	自動	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5
地表面変位	変位杭測量	○		18点	18点	38点	15点	15点
	伸縮計		○	—	1測線	1測線	—	—
	地盤傾斜計	○		1カ所	1カ所	1カ所	—	—
壁面変位	光波測量		○	11点	15点	49点	10点	9点
	アンカー変位計		○	—	1カ所	7カ所	—	—
地中変位	地中水平変位計		○	1カ所	1カ所	2カ所	1カ所	—
	挿入式傾斜計	○		1カ所	2カ所	6カ所	1カ所	1カ所
鉄筋軸力	鉄筋軸力計		○	3本	4本	8本	3本	1本
H鋼杭応力	ひずみゲージ		○	—	—	1本	—	—
壁面応力	吹付け応力計		○	3カ所	4カ所	5カ所	—	—

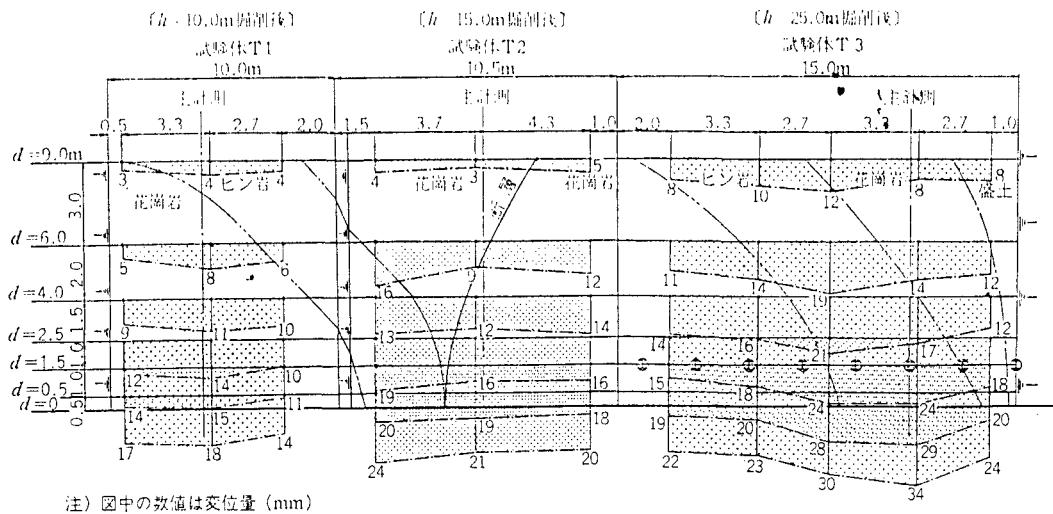


図 4.4.11 掘削後の地表面変位³⁾

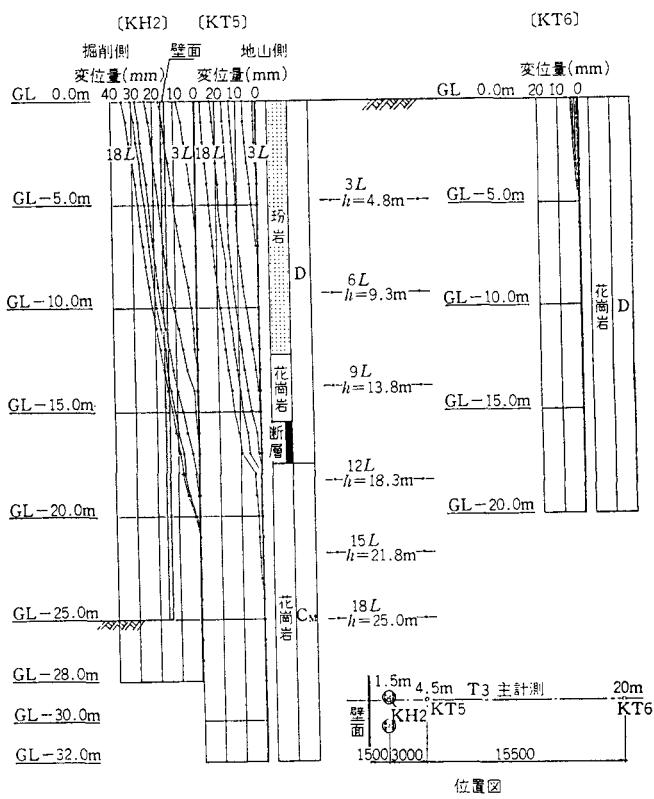


図 4.4.12 挿入式傾斜計による変位分布図（試験体 T 3）³⁾

ロックボルトの許容応力度から軸力 10 tf を基本として、表 4.4.4 に示す管理基準値が定められた。

このような管理体制のもとで施工を進めた結果、試験体 T 3 では、掘削の進展に伴ってロックボルトの軸力の管理基準値を越え、地山の安定性が懸念されたため、長さ 10 m と 15 m のロックボルトを増打ちして、不安定な断層とひん岩のブロックを抜いて背後の安定した岩盤に定着させ、さらに、下部のロックボルト打設パター

ンを密にして補強が図られた（図 4.4.17 参照）。

この試験工事の実績をもとに、来島大橋の橋脚 (6 P), 橋台部 (7 A) の基礎掘削（掘削高 10 m および 15 m）が、一部抑止杭を併用した鉄筋補強土工法によって施工された。これらの掘削形状を図 4.4.18 に示す。施工中の計測としては、地中水平変位計および挿入式傾斜計による地中変位測定、鉄筋軸力測定、抑止杭応力測定が実施された。計測の結果は以下のとおりである。

- 補強土の水平変位は掘削の進展に伴って増大し、壁頭部での最大変位は約 20 mm であった。変位の分布は直線的な前倒れとなって、ロックボルトで補強された範囲は疑似擁壁に近い挙動を示した。
- 岩盤内の水平変位の測定結果によると、図 4.4.19 のように、水平変位計の壁面からの位置 D と掘削深度 H の比 D/H が 1.0 を下回ると変位量が増加する。すなわち、地山に変位が生じている領域は、掘削面から立ち上げた傾斜 45° の面より上部であると判断された。
- ロックボルトの軸力分布は、先端部で減少する定着区間が確認され、鉄筋長は妥当であったと判断された。また、抑止杭には 30~50 t の軸力が作用し、地山に変位が生じると抑止杭に圧縮力が働き、地山を吊下げる効果が確認できた。

このような施工および計測の結果、地山の挙動や補強材に発生する応力の分布には、岩盤の風化度や岩盤内の断層の分布形態の影響が顕著に現われており、地質状況を適確に把握することが計測結果の評価に非常に重要であることがわかる。

(3) 花崗岩における水力発電所掘削工事⁵⁾

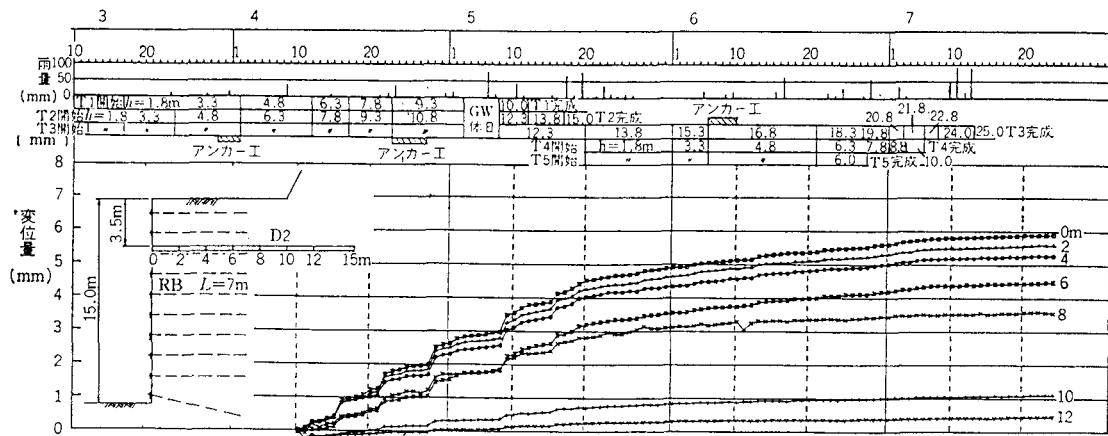


図 4.4.13 地中水平変位計の経時変化³⁾

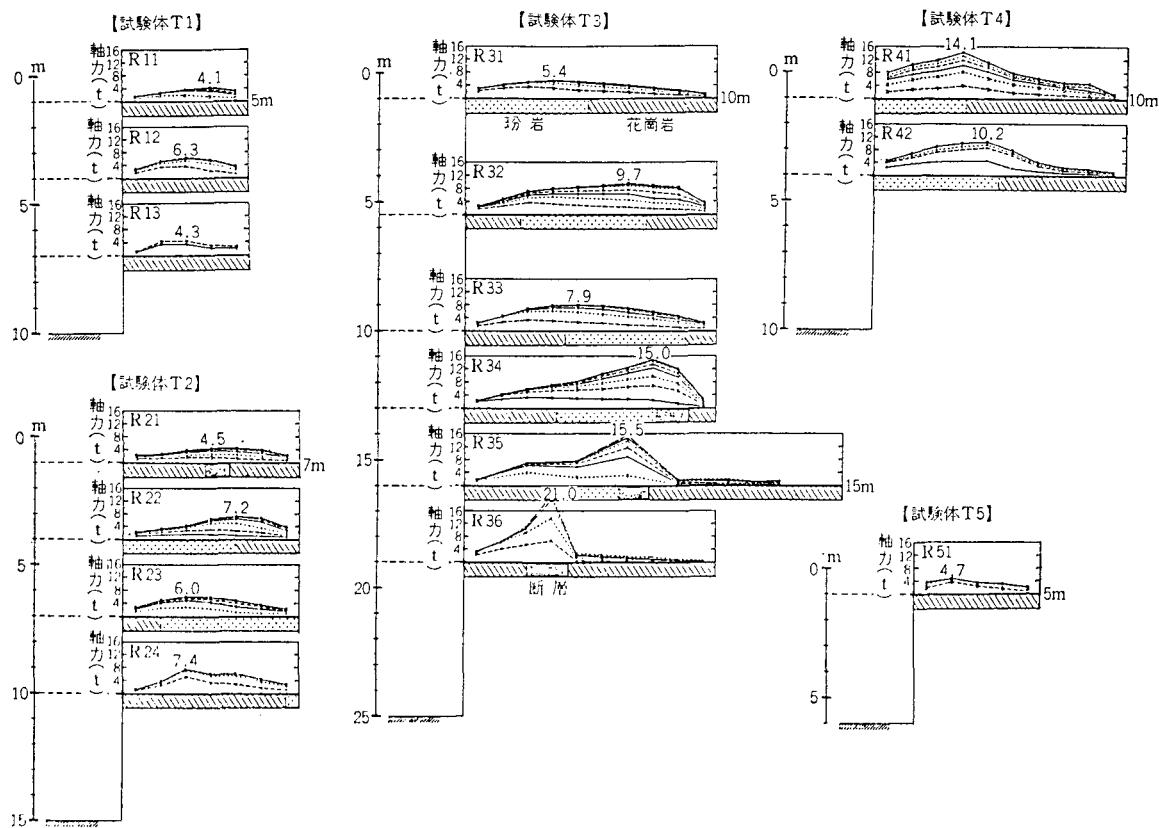


図 4.4.14 ロックボルトの軸力分布³⁾

関西電力（株）新大井水力発電所新設工事では、花崗岩中に半地下式の発電所を設置するため、図 4.4.20 のような高さ約 15 m の法切りと約 30 m の垂直掘削が行われた。

この工事では、岩盤壁面の安定性を確保するため、ロックアンカー、ロックボルト、吹付モルタルによる補強工が実施された。ロックアンカーの設計では、FEM 解析によって求められたゆるみ領域に想定した円弧すべり

を防止するために必要なプレストレスを与える他、流れ目方向の節理が発達する側壁には節理に沿う直線すべりを想定した設計もなされた。このようにして設定されたロックアンカーの配置を図 4.4.21 に示す。

掘削に伴う計測設備としては、岩盤変位計、ロックアンカー荷重計の他、インバー線による側壁間の移動計などが設置された。計測位置を図 4.4.22 に示す。

岩盤変位計の計測結果によると、発電所背面に設置さ

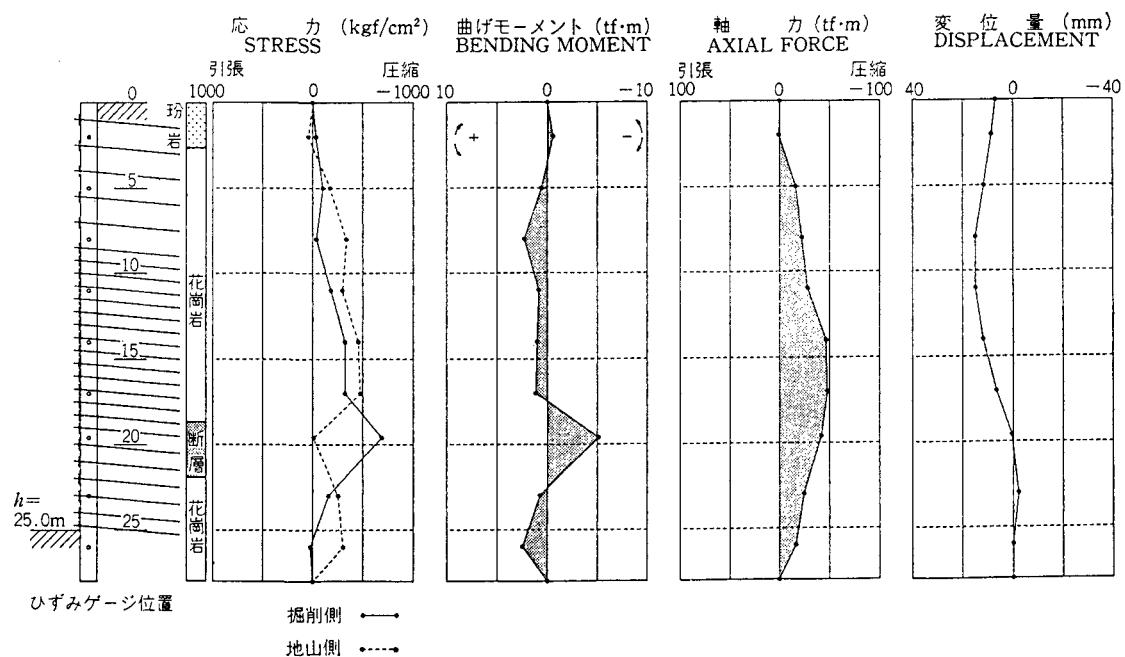


図 4.4.15 H 鋼杭の応力、曲げモーメントおよび軸力分布図³⁾

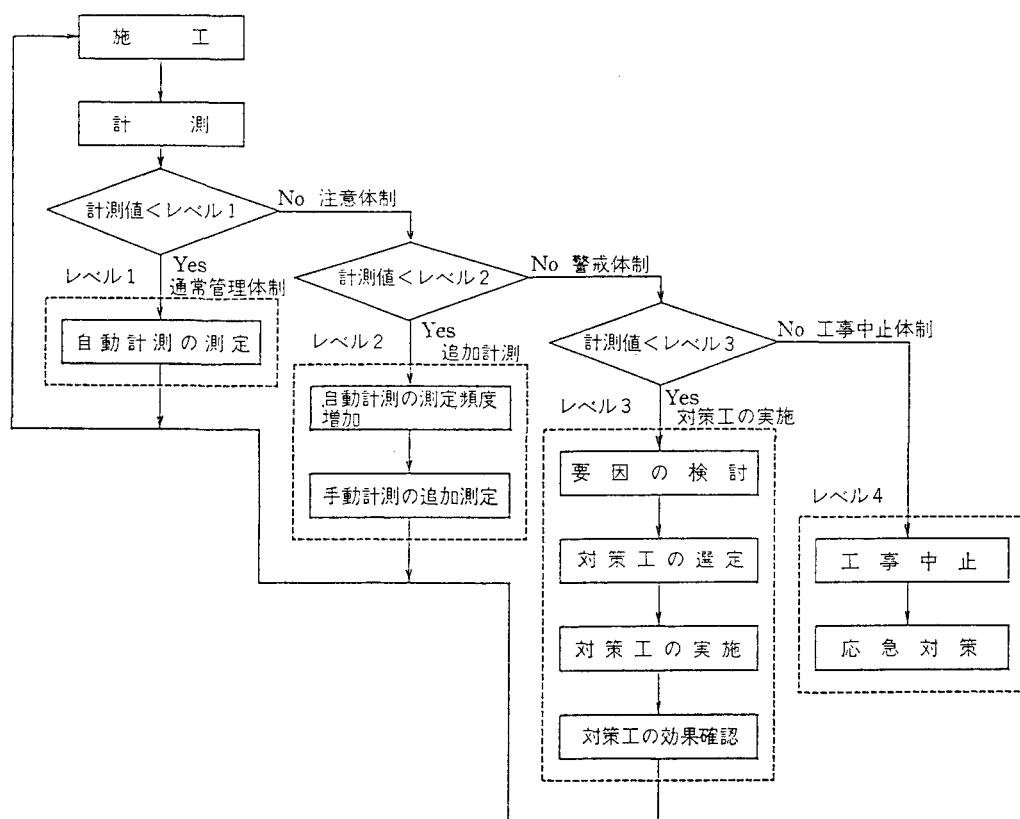


図 4.4.16 山留め工の日常管理体制³⁾

表 4.4.4 管理基準一覧表³⁾

管理レベル	管 理 基 準 値	判 定 基 準
1 (通常管理体制)	変位 1 mm/日以下 ひずみ 0.5 % 以下 鉄筋 許容軸力の 80 %以下	左記の基準値をすべて満足している。
2 (注意体制)	変位 2 mm/日以下 ひずみ 1.0 % 以下 鉄筋 許容軸力以下	レベル 1 のいずれかの基準値を越えて左記の基準値をすべて満足している。
3 (警戒体制)	変位 4 mm/日以下 ひずみ 2.0 % 以下 鉄筋 降伏軸力の 85 %以下	レベル 2 のいずれかの基準値を越えて左記の基準値をすべて満足している。
4 (工事中止体制)	変位 4 mm/日以上 ひずみ 2.0 % 以上 鉄筋 降伏軸力の 85 %以上	左記の条件をすべて満足している。

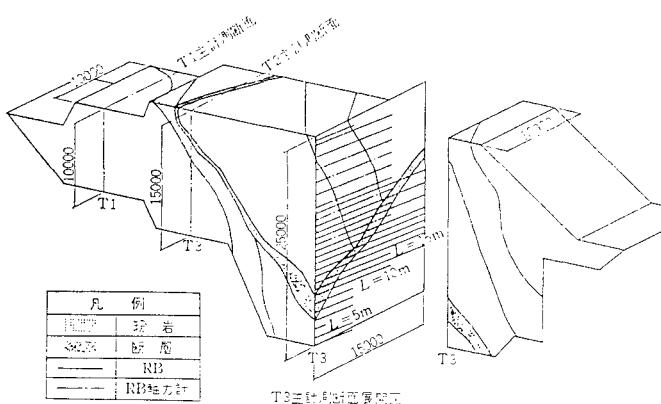


図 4.4.17 地質展開図³⁾

れた RD-1～3 では最大変位量が 1 mm 程度で、壁面から 5 m までの間で変位の発生している一方、これらの直交方向に設置された RD-4, 5 の測定結果は図 4.4.23 に示すとおりで、下流側の RD-4 は最大変位量 3.9 mm であるのに対し、上流側の RD-5 では 25 mm 程度の変位が生じている。この大きな違いは、RD-5 が水圧管路などの掘削部に近く、また、2 本の断層破碎帯を伴うのに対し、RD-1～3 および RD-4 は C_M～C_H級の堅硬な岩盤からなることによると考えられている。また、RD-5 では発破の影響が顕著に認められ、図 4.4.23 に示した火薬量の累計と良い相関がある。また、8月末の RD-4 の急激な変化は地下水位上昇と関係があると考えられている。

このような計測を行って岩盤の安全性を確認しつつ施工を進め、無事に掘削を完了しているが、上記のように、

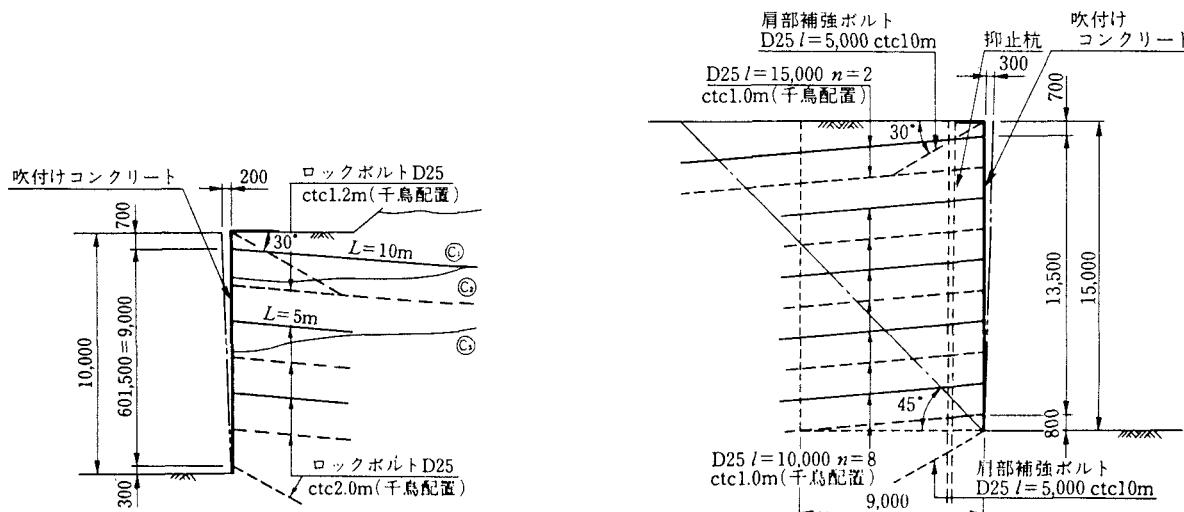


図 4.4.18 掘削形状図⁴⁾

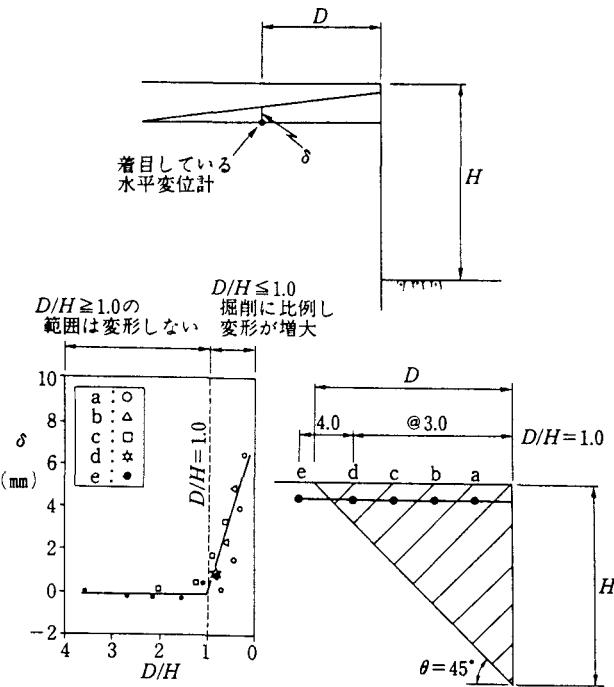


図 4.4.19 掘削位置と変位量の関係⁴⁾

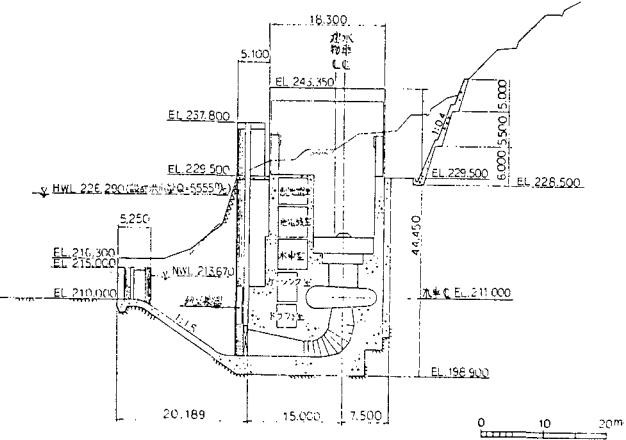


図 4.4.20 発電所縦断図⁵⁾

地質状況、施工条件によって岩盤の挙動に大きな差異のあることがわかる。

4.4.4 今後の課題

土砂地盤における山留め工事では計測と予測解析、および設計・施工が一体となったシステムが既に機能しているが、岩盤では構成地質の複雑さ、弱層の存在に支配される岩盤の挙動など予測の難しい要因が多い。

今後、このような岩盤の垂直掘削は、コストダウンなどを目的として一層増加するものと考えられる。山留めに関する計測も他の岩盤に関する計測と同様に、計測位置の地質状況は計測結果に大きな影響を及ぼすだけではなく、計測結果を解析・評価し、その後の施工へフィード

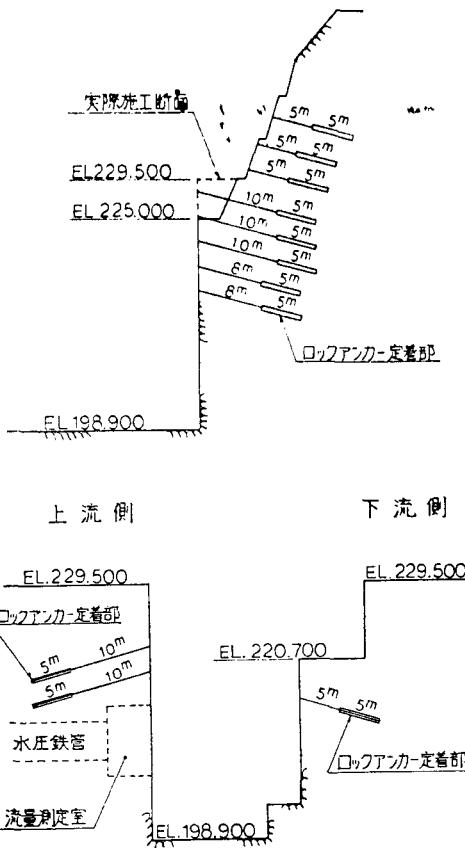


図 4.4.21 ロックアンカーの配置⁵⁾

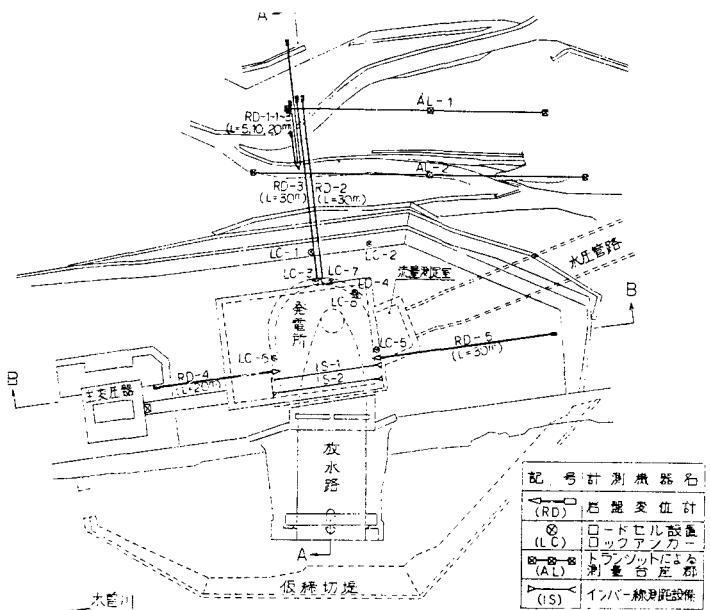


図 4.4.22 計測機器配置図⁵⁾

バックする際にも重要な要素となる。したがって、地質状況を詳細に把握しておくことが非常に重要である。さらに、地質状況から施工時の岩盤挙動を想定し、その挙

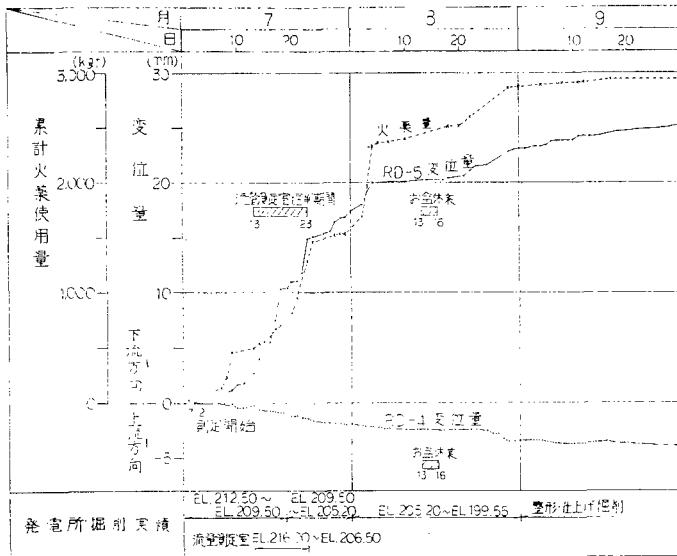


図 4.4.23 岩盤変位計の挙動⁵⁾

動を的確に把握できる計測計画を立案することが、有効な計測を行う上で最も留意しなければならないことである。

今後、計測実績を積み重ねることにより、多様な地質条件に応じた適切な計測の配置や、岩盤の変位挙動に関する評価などに資する資料を蓄積していくことが望まれる。

参考文献

- 1) 濑野忠衛・佐藤恭介 (1984) : ソイルウォール (SW) 工法による斜面安定対策、基礎工、Vol.12, No.9, pp.99~102
- 2) 永田英敏・植出和雄・久野英郷・林博一 (1989) : 秋田石油備蓄西基地地中式原油タンクの設計・施工、土木学会論文集、No.403, pp.229~238
- 3) 大塚岩男・白石哲磨・石川計臣・横沢圭一郎 (1990) : 大規模のり面における鉄筋補強土工法の適用、土木技術、Vol.45, No.3, pp.92~102
- 4) 伊藤稔明 (1997) : 来島大橋基礎掘削における山留め工の施工と計測結果、基礎工、vol.25, No.4, pp.59~63
- 5) 原田次夫・久野和典・景山学 (1981) : 新大井水力発電所掘削工事における岩盤の挙動解析と実測結果について、電力土木、No.175, pp.18~37

4.5 地すべり・斜面崩壊

4.5.1 概説

斜面での計測は、地表面や地中の変動状況から

- ①斜面の安定性を評価する
- ②崩壊の恐れのある場合は、その時期を予測する
- ③崩壊が発生した場合は、これを検知する

ことが主な目的である。具体的には、次の一部あるいは全部に寄与しようとするものである。

- a) すべり面深度を測定し、その形状を明らかにすることで、対策工検討の基礎資料とする。
- b) 地下水位や間隙水圧を測定し、有効応力解析が可能となるようにする。
- c) 絶対移動量や移動速度を測定し、危険度を判断する。
- d) 遠隔地において変動状況を管理する。
- e) 実施した対策工の効果判定および評価を行う。
- f) のり面の維持管理のため、降雨・地震等の影響を評価する。

また、計測結果を設計にフィードバックして安全かつ経済的に工事を行うための情報化施工に伴う計測が最近は各所で実施されている。

ところで、地すべりや斜面崩壊の種別は多種多様であり、その分類は判然とした区分はできないものの、主に崩壊形態から「表層崩壊」、「基盤崩壊」、「地すべり」、「落石」に分類されるのが一般的であり、表 4.5.1 はこれらの運動形態、素因・誘因、前兆現象の有無について整理したものである¹⁾。このうち、特に、崩壊の前兆現象がある程度明確に現れるものは基盤崩壊と地すべりであり、崩壊時期の予測も含め、計測の主体はこれらを対象に実施されているのが一般的である。しかし、崩壊が急激に発生するため前兆現象をとらえづらい表層崩壊や落石についても、不安定化する過程の変化をとらえ、崩壊を事前に予知しようという試みも行われている。また、必要な対策を効果的かつ経済的に実施するためには、計測により得られた情報は重要であることも論を待たない。1996年2月10日に発生した一般国道229号豊浜トンネル岩盤崩落事故を契機として土木学会に設置された「大規模岩盤崩壊に関する技術検討委員会」の報告書の中でも、岩盤崩壊危険箇所での計測・監視手法の開発や岩盤崩壊の変位計測と分析研究が重要な要素としてあげられている²⁾。

いずれにせよ、多種多様な特性をもつ斜面での計測にあたっては、まず、想定される崩壊形態や範囲とともに、その斜面が置かれている地形的・地質的条件を十分把握したうえで、適切な計測計画をたてることが重要であると言える。

また、計測結果の解釈や評価にあたっては、単に計測値の変化だけではなく、その変化の基本にある地質的な面からのアプローチが重要な要素であると言える。例えば、土塊の移動量が同じであっても地山が粘性土か砂か

表 4.5.1 崩壊形態の区分（櫻井¹⁾を一部修正）

名 称	運動形態	素 因 (地形・地質)	誘 因			前兆現象
			豪 雨	地下 水	経年劣化	
表層崩壊	崩 落 滑 動	・勾配が急な箇所 ・地質・土質的には特に制約はなし	◎	○	△	—
基盤崩壊	滑 動	・地質構造（断層、軟弱層、流れ盤の互層、キャップロック構造等）に関連することが多い	◎	◎	—	通常あり
地すべり	滑 動 継続性 再発性	・特定の地質や地質構造の所に多く発生 ・緩傾斜斜面に発生 ・地すべり地形を呈す	△	◎	—	通常あり
落 石	崩 落	・勾配が急な箇所 ・割れ目の発達した岩盤 ・不安定な浮石の存在	△	—	○	—

[凡例] ◎：おおいに有り ○：有り △：時には有り
—：相対的比較のうえで無視できる

岩盤かによって、崩壊の危険性は異なってくるであろうし、対策工の策定も地山の性質に応じたものとする必要がある。特に、地すべりでは、計測結果が道路の交通規制や鉄道の運転規制、周辺住民の避難等、社会生活に直接関連する事項に利用されることが多い。これらの発動は、できるかぎり精度の高い計測と評価によって得られた基準に基づいて行われるべきであり、計測結果の解釈と評価への応用地質面からの寄与が更に重要であると言える。

このようなことから、地すべりや斜面崩壊の計測での応用地質的な解釈・評価は非常に重要な要素であると言える。

4.5.2 計測計画

計測計画をたてるにあたっては、まず計測を行うべき斜面を選定することが第一となる。

斜面の計測は、一般的には

- ①すべり等の活動が発生している斜面
- ②亀裂等の変状が発生している斜面
- ③過去にすべりや崩壊が発生している斜面
- ④事前の調査により不安定性が高いと判断された斜面

の中から必要に応じて実施される。

特に道路、鉄道といった線状の施設については、まず膨大な量の斜面の中から計測を行うべき斜面をどのように抽出するかが重要であり、豊浜トンネル岩盤崩落事故はこの点の重要性を再認識させるものであった。前記の④の箇所を判定する方法の一つとして各種の機関で評価

法が作成されている。表 4.5.2 は建設省の急傾斜地崩壊対策事業³⁾、表 4.5.3 は国鉄⁴⁾、表 4.5.4 は日本道路公団⁵⁾、表 4.5.5 は外国での評価法⁶⁾の例である。また、最近、評価法の内容の見直しや新しい評価法の開発も進められている。道路では概ね 5 年ごとに防災点検を実施しているが、阪神・淡路大震災や豊浜トンネル岩盤崩落事故等の発生を受けて 1996 年度に点検要領を見直しており、表 4.5.6 は点検要領の中の落石・崩壊の安定度調査表⁷⁾である。鉄道関係では財鉄道総合技術研究所により鉄道沿線ののり面の新しい評価法の開発が行われており、表 4.5.7 はその一例⁸⁾である。

斜面のうち、人工的に造られたもの、すなわちのり面はその下方に道路、鉄道や建造物があるのが一般的である。従って、のり面での計測とは、のり面の調査・設計、施工、維持管理の各段階において、のり面の変動の状況を迅速かつ正確に把握し、その後ののり面の変化や崩壊の危険性を事前に予測して、効果的な対策工を行う作業であると言える。そこで、これらの各段階での計測についてその目的を十分理解し、計測計画をたてる必要がある。例えば、調査や設計の段階では、主としてのり面の挙動による安定性の判定を目的とし、施工段階では、これに加えて工事中の安全管理や対策工の必要性の判定および効果の判定が目的となる。さらに、維持管理段階においては、のり面下方の構造物の安全性の確保が主目的となる。

計測にあたっては、上記のような目的をまず明確にし、この目的に沿って計測機器の選定や配置、計測の方法、管理基準値等を検討し実施計画を作成しておく必要があ

表 4.5.2 急傾斜地崩壊対策事業の斜面評価点法³⁾

要 因	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
高 傾 斜 度	10 m 以上	7	7
	10 m 未満	3	3
	45° 以上	1	1
	45° 未満	0	0
	オーバーハングの有無	有	3
		無	0
	表 土 の 厚 さ	a (0.5 m 以上)	1
		b (0.5 m 未満)	0
	湧 水 等 の 有 無	有	1
		無	0
崩 壊 の 有 無	有	3	崖上に奥行 10 m 以上の平坦面がある場合を含む。
	無	0	
	満足	0	人為的工事によって、各要因による危険が消滅しているものは、その要因がないものとして計算する。
	不満足	3	
急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準構造物等の異常の有無	有	3	例①オーバーハングしているが、コンクリートで完全に保護している場合は 0 点とする。
	無	0	
計			
ランク	点 数		
	自 然		人 工
A	9 点以上		15 点以上
B	6 点～8 点		9 点～14 点
C	5 点以下		8 点以下

る。また、計測が長期にわたる場合や斜面の変動等の状況が大幅に変化したような場合には、随時内容の見直しを行い、常に適切な計画となるように注意が必要である。

計測の実施手順として、高速道路での地すべり計測の事例⁹⁾を図 4.5.1 に示す。

4.5.3 計測項目と計測手法

(1) 計測項目と計測機器

斜面の経時的な計測項目としては、主に次がある。なお、調査に伴ない単発で実施される計測としてはこの他に多くの項目があるが、ここでは割愛する。

①地盤の変動 ——地表面・地中の移動(変位), ひずみ, 傾斜, 振動, AE など

②水文状況 ——水位, 流量, 水温, 水質, 流向, 地温, 土地電位差など

③気象状況 ——降雨量, 積雪量, 融雪量など

④構造物の挙動 ——土圧, 歪み, 変位など

これらのうち、地表面の移動は崩壊時期の予測に、また地中の移動はすべり面の捕捉に用いられる重要な項目である。なお、降雨量や融雪量は、図 4.5.2, 図 4.5.3 に示すように、斜面崩壊や地すべりの発生誘因として降

雨や地下水が大きく寄与することが多いため必要とされる項目である。

表 4.5.8 に計測項目と主な計測機器および計測の目的を、また、表 4.5.9 に高速道路の動態観測で用いられている計測機器の特性と建設段階ごとの適用性を示す。

(2) 計測機器の設置

計測機器の設置は、対象とする斜面の状況をよく調査し、崩壊やすべり等のブロックの形態や規模等を考慮して最も適切な位置に設置する必要がある。特に、その際に留意すべき点は以下がある。

① 伸縮計は、地すべり頭部付近のすべり土塊と不動地盤の間の亀裂をはさんで設置するのが一般的である。亀裂が発生していない場合は地形上から推定せざるを得ない。なお、地すべりの範囲を念頭に複数箇所に設置することが必要である。

② 孔内傾斜計設置のための削孔深度は、すべり面より下部の不動地盤までとしなければならない。

③ 計測機器の配置密度は、崩壊やすべり等のブロックの規模や危険度から判断して、適切なものとする必要がある。一般的には、ブロックごとに数種類の計測機器を数カ所に配置して、相互のデータを常に

表 4.5.3 国鉄のり面採点表（土砂斜面）⁴⁾

切取のり面などの不安定性は、土砂斜面は採点基準による評価点と雨量評価点の関係で判定し、岩石斜面は採点基準による評価点で判定する。
(土砂斜面の評価点の算定基準)

表 因 点					
のり高	のり勾配	土質地質の特殊条件	表層土厚さ	済水関係	のり面への水の集中しやすさ
のり肩の状況	のり肩部の状況	のり面への水の集中しやすさ	のり面への水の集中しやすさ	のり面への水の集中しやすさ	のり面への水の集中しやすさ
5m以下	0 1割より急	-10 水特に弱い 土質・純砂	0.5m以下	0 淚水あり -10 のり面は -10 常に湿润	1000 m ³ 以上 -5 崖鉢、扇状地、火 山碎屑物、地すべ り崩土
5~10m	-5 1割	-5 砂質土	1m前後	-10 その他他の粘性土	1000 m ³ 以下 0 その他の地形
10~20m	-15 1割5分	0 その他の粘性土	1.5m以上	-15 0 乾燥	0 -10
20m以上	-25	0			
最大長をとる	複合斜面は平均をとる	水に弱い土質とは シラスなど火山性 石質のもの、マサ 土、膨張性粘土 (泥岩、凝灰岩、 蛇紋岩、變成安山 岩、片岩、などか ら風化生成される ものの)を含む上で ある。	のり肩部を含め最 大深さをとる。 簡易貫入試験では 10回/10cmが 表層土の限度であ る。	水が集まりや すい地形とは 水田、湿地で あるとか、水 路があるとか、水 路が当たっ ている場合で ある。	特異層とは、粘性 土中に砂れき層を はさんでいるとか 砂れき層中に不透 水性の粘性土をは さんでいるもので ある。
防護点	防護対象				
おもな目的	防護工	点数			
よく繁茂した植生	+10	○	○	○	○
張コントリート	+10	○	○	○	○
アロック張	+10	○	○	○	○
表層土強化石張	(繩) +10	○	○	○	○
場所打格子碎工	+20 ○	○	○	○	○
のり肩排水こう	+10				
たて下水	+10				
排水処理盲沟	+10			○	○
水平ボーリング	+20			○	○
高斜面補強土留擁壁	- ○			○	○

雨量評価点	許容日雨量
100	450 mm

表4.5.4 日本道路公団の東名方式の斜面評点法⁵⁾

地質区分	上工要因		横断形状		のり勾配		のり面直高		のり面保護工		排水工.		のり面背後の地形		のり面背後の土地利用		地形的要因		地質的要因																																				
	縦断形状	横断形状	複	平	複	順	逆	谷	合	谷	谷	合	下	上	段	火	山	田	宅	そ	集	中	中	中	地	道	園	林	林	風化の程度	有湧水無の	不安定性地山バーターン分類																							
A _e	3	0	3	4	0	3	5	2	4	1	4	5	2	1	2	3	6	5	6	4	3	4	2	4	0	1	2	3	1	7	4	3	3	2	0	0	0	3	4	3	3	5	10	1	10	10									
B	2	8	4	3	10	2	4	4	5	3	6	3	4	3	1	4	4	4	7	5	2	5	0	5	7	0	5	4	1	7	4	3	3	3	8	3	2	3	4	3	3	2	1	10	0	10	10								
C _e	2	3	2	3	1	3	2	0	0	3	0	0	1	1	4	3	3	0	1	0	3	0	0	0	2	4	2	2	0	2	3	2	0	0	3	3	2	0	3	3	2	1	7	7											
D _e	1	4	2	10	4	1	2	2	0	1	2	4	3	0	1	1	3	3	4	4	1	0	0	0	2	1	1	0	4	2	1	0	1	3	3	1	0	0	1	2	3	5	1	2	0	2	1	7	7						
F _e	8	6	10	7	10	10	8	6	10	10	6	7	10	6	8	8	9	9	9	10	8	8	3	10	10	6	10	8	8	6	4	0	4	8	8	7	0	7	0	9	9	6	8	10	7	9	5	9	10						
G _e	3	0	3	1	3	1	4	2	3	2	4	1	3	0	0	4	4	6	6	3	0	4	0	6	4	3	1	2	3	4	4	2	2	2	8	2	2	1	1	4	4	2	0	3	1	3	10	4	2	3	5	5	1	6	10
F _e																																																							

地質区分表

A : 主として新期の火山碎屑物やそれに類する固結度の低い軟弱層(ないし軟弱岩)に相当する地質(平地部)

A_e : 主として新期の火山碎屑物やそれに類する固結度の低い軟弱層(ないし軟弱岩)に相当する地質(山地部)

B : 第三紀の礫岩、砂岩、泥岩などを主体とする水成の堆積岩からなり、比較的よく固結した軟岩～中硬岩の部類に属する。

C : 新第三紀の礫岩層(蒲原礫層)を主体とするが、Bと異なる点は、礫岩中に安山岩や石英安山岩の岩脈が多数貫入していて全体にもろい地質構成となっている。

C_e : 新第三紀の堆積岩類(富士川層群、瑞浪層群)を主体とし、Bに比べ、固結度が弱く、軟岩の部類に属する。

D : 主として新第三紀の火山岩類からなり、地質的には安定したところにある。

D_e : Dのうちグリーンタス変質を受けているもの。

F : 古生層、中生層を中心とした地質及び変成岩類(平地部)

F_e :

G : マサ化した花崗岩を主体とする地質

G_e : 熔岩、貫入岩類、熔結凝灰岩類(農飛流紋岩類)

表 4.5.5 SSR システムによる岩盤斜面評点法⁶⁾

	ポイント 1	ポイント 3	ポイント 9	ポイント 27	ポイント 81
斜面の方さ	<15 フィート	15~25	25~35	35~45	>45 フィート
斜面の長さ	<50 フィート	50~100	100~150	150~200	>200 フィート
見通し／路肩幅	充分な停止距離 路肩充分	良好 路肩広い	中程度 路肩広い	狭い 路肩広い	非常に狭い 路肩なし
交通量	非常に少ない	少ない（娯楽時の み利用）	中程度	多い	非常に多い 連続的
落石防止溝の規模	Ritchie* の基準 に合致	幅充分 深さ不充分	中程度の量	限られた量	なし
地質	塊状、流れ盤の亀 裂なし	貧連続性亀裂のラ ンダムな配列	亀裂がくさび状を 形成	流れ盤方向の貧連 続性亀裂	流れ盤方向の連続 性亀裂
ブロックサイズ	< 6 インチ	6~12 インチ	1/2 フィート	2~5 フィート	> 5 フィート
岩の摩擦	粗い、不規則	波状	平面状	平滑、鏡肌	粘土、断層粘土 破碎帶
水／氷	乾燥、冬温暖な地 域	中程度の降雨、 冬温暖な地域	中程度の降雨、 やや凍結	中程度の降雨、 冬寒冷な地域	強雨、冬寒冷な地 域
落石	落石なし	まれに小規模な落 石	まれに落石	時々落石	大きな落石／滑り あり
優先性	総合点		落石または事故のリスク		
A	500 より大		高い		
B	400~500		中程度		
C	250~400		低い		
D	150~250		非常に低い		
E	150 より小		最小		

表 4.5.7 鉄道の切取のり面危険度評価手法（深層崩壊）⁸⁾

基本点		15.56			
条件		条件（上段）と評価点（下段）			
構造条件	のり面勾配 β （度）	$\beta < 45$ 0.08	$\beta = 45$ 0.00	$45 < \beta$ -0.98	
	切土高さ H （m）	$H < 10$ 1.21	$10 \leq H < 20$ -0.96	$20 \leq H$ -2.37	
土質・ 地質条件	表層土厚さ D_s （m）	$D_s < 2$ 0.81	$2 \leq D_s$ -0.68		
	貫入硬度 N_c	$N_c < 4$ -2.13	$4 \leq N_c < 8$ -1.21	$8 \leq N_c$ 2.09	
集水条件	基岩硬度 R_h	硬岩 0.36	軟岩 -0.02	脆弱岩・土砂 -1.26	
	上部の地形 W_G	集水地形 -0.84	等価流入地形 -0.32	平坦地形 0.65	非集水地形 0.64
経験雨量 条件	年平均雨量 R_E （mm）	$R_E < 1200$ -4.83	$1200 \leq R_E < 1700$ -0.57	$1700 \leq R_E < 2000$ 1.73	$2000 \leq R_E$ 2.50

限界雨量 $R^{0.4} r^{0.2} = \text{基本点} + \Sigma$ (評価点)

表 4.5.6 道路防災総点検要領の安定度調査表（落石・崩壊）⁷⁾

施設管理番号 : [要因] (Ai)

樣式—6 安定度調查表（落石・崩壞）

所屬機關
檢點者

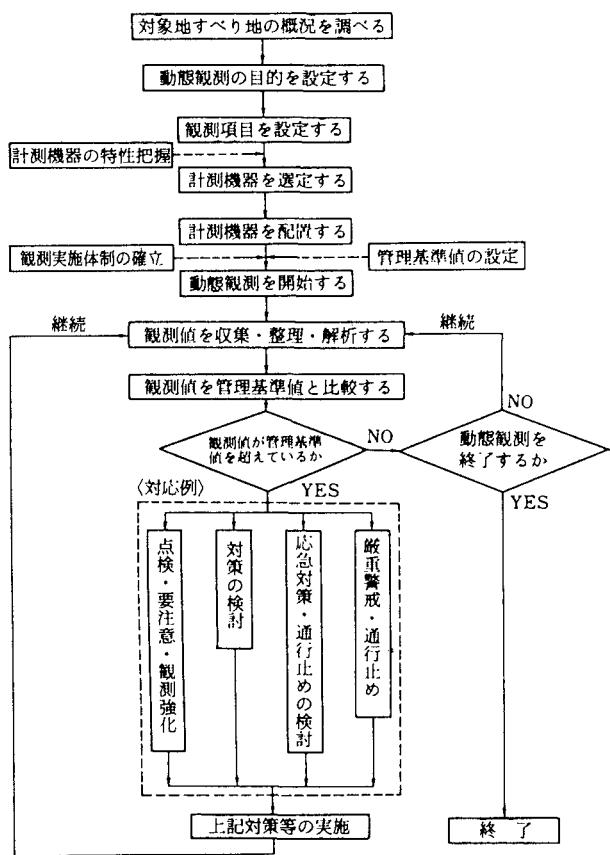
項目	要因	評点区分									
		評点	のり面	評点	斜面	評点	自然面	評点	斜面	評点	自然面
崩壊地形	G 1 : 崩壊地形	G 1 に該当する	3	G 2 の内 複数地形該当	3	G 2 の内 1地形該当	2	G 2 の内 複数地形該当	3	G 2 の内 1地形該当	2
	G 2 : 崩壊跡地	G 1 に該当せず	0	G 2 には 該当なし	0						
	浸食線明瞭	G 2 , 3 の内複数地形該当	3	G 1 , 3 の内複数地形該当	3						
	G 3 : 台地の解部、脚部浸食、オーバーハンク、集水型斜面、地石流跡地など	G 2 , 3 の内 1地形該当	2	G 1 , 3 の内 1地形該当	2						
	G 4 : 尾根先端など凸型斜面、オーバーハンク	G 2 には 該当する	0	G 4 に該当する	(6)						
	崩の 塊上 性質	顆粒著	8	顆粒著	2	顆粒著	2	やや強養	1	強養	1
	塊の 塊上 性質	やや顆粒著	4	やや強養	2	やや強養	2	該当せず	0	該当せず	0
	その他の 塊上 性質	該当せず	0	(8)	(8)	(8)	(8)	(8)	(8)	(8)	(8)
	崩の 塊性質	顆粒著	12	顆粒著	8	顆粒著	8	やや強養	4	強養	4
	塊性質	やや顆粒著	6	やや強養	4	やや強養	4	該当せず	0	該当せず	0
土質構成	崩の 塊性質	該当せず	0	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)
	風化が遅い岩質	G 2 に該当する	8	G 2 に該当する	2						
	その他	該当せず	0								
	流れ盤 (物理面、弱縫)	顆粒著	6	顆粒著	4	顆粒著	4	やや強養	3	強養	3
	不透水性基盤上の上砂	やや顆粒著	4	やや顆粒著	0	やや強養	0	該当せず	0	該当せず	0
	上部が強質／脚部が脆弱な岩	該当せず	0	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)
	その他	不安定	12	不安定	24	不安定	24	やや不安定	12	やや不安定	12
	表土及び浮石・転石の状況	やや不安定	6	不安定	12	安定	12	安定	0	安定	0
	浮石・転石が不安定	~	やや不安定	0	(12)	(12)	(12)	該当する	(24)	該当する	(24)
	湧水状況	湧水あり	8	湧水あり	4	湧水あり	4	しみ出し程度	2	しみ出し程度	2
表層状況	湧水	なし	0	(8)	(8)	(8)	(8)	なし	0	なし	0
	表面の被覆状況	裸地～植生・土体	5	裸地～植生(草木)	16	裸地～植生(草木)	16	複合(裸地・草木・木本)	10	複合(裸地・草木・木本)	10
	複合(植生・構造物)	3	1	(5)	(5)	(5)	(5)	木本・土体	6	木本・土体	6
	構造物付体	H > 30 m	18	H ≥ 50 m	10	H ≥ 50 m	10	H < 30 m	8	H < 30 m	8
	土	H ≤ 30 , i > 燃率	15	30 ≤ H ≤ 50 m	8	30 ≤ H ≤ 50 m	8	15 ≤ H < 30 m	6	15 ≤ H < 30 m	6
	砂	i ≤ 燃率, 15 ≤ H < 30	10	H < 15 m	4	H < 15 m	4	i ≥ 70°	10	i ≥ 70°	10
	岩	i ≤ 燃率, H < 15	5	45 ≤ i < 70°	10	45 ≤ i < 70°	10	i < 45°	5	i < 45°	5
	石	H ≥ 50 m	18	(18)	(18)	(18)	(18)	(18)	(18)	(18)	(18)
	15 ≤ H < 30 m	16	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)
	H < 15 m	12	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)	(5)
形状変状	当該のり面斜面の変状	複数該当・明瞭なものあり	12	複数該当・明瞭なものあり	10	複数該当・明瞭なものあり	10	あり・不明瞭なもの	5	あり・不明瞭なもの	5
	・ガリ浸食・洗掘・バイビング孔・陥没・はらみ出し・根曲り・倒木・亀裂・開口・瓦剥・その他の変状	あり・不明瞭なもの	8	あり・不明瞭なもの	0	あり・不明瞭なもの	0	なし	0	なし	0
	隣接するのり面・斜面等の変状	複数該当・明瞭なものあり	5	複数該当・明瞭なものあり	4	複数該当・明瞭なものあり	4	あり・不明瞭なもの	2	あり・不明瞭なもの	2
	(落石・崩壊・亀裂・はらみ出し・その他の変状)	なし	0								
	合計	のり面 :	点 (A.1)	斜面 :	点 (A.2)	自然面 :	点 (A.2)	自然面 :	点 (A.2)	自然面 :	点 (A.2)

() は各項目の満点を示す。
該当する場合は配点欄に○印をつけると共に点数を記入する。
不明な場合は中間的な値を採用する。

チェックしておくことが望ましい。

崩壊のモデルとそれに対する計測機器の配置例を図4.5.4に示す。

(3) 自動計測システム



近年、高速道路等の建設時におけるのり面崩壊および地すべりの発生により、建設設計画の工期の変更や建設経費の増大を余儀なくされているケースが増えている。そのような状況を考えると、測定から解析図化までを自動的に処理し、のり面や地すべりの挙動を監視し、適切な処置や対策を迅速に施すための有力な一助となる自動観測システムが望まれる。

この自動観測システムの導入効果は、主として以下のものがある。

① のり面の動態の観測を自動化することで、高密度

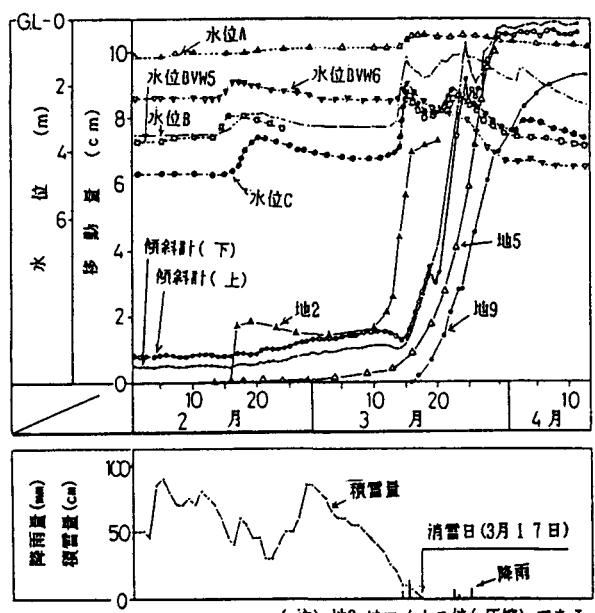


図 4.5.1 地すべり動態観測の実施手順 (日本道路公団)⁹⁾

図 4.5.2 降雨量と斜面崩壊発生の関係^{10),11)}

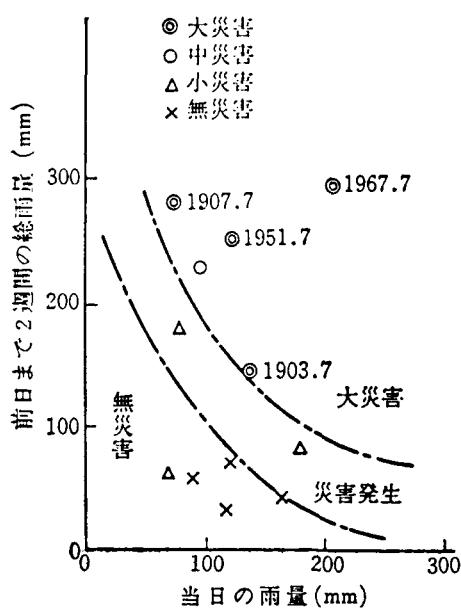
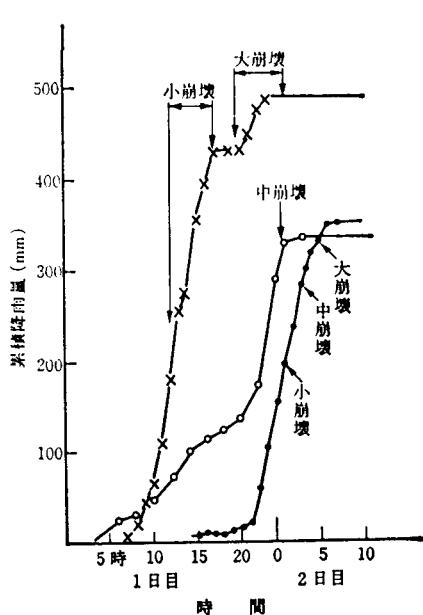


図 4.5.3 地下水位等と地すべりの活動との関係¹²⁾

表 4.5.8 計測項目、計測機器と目的

項目	計測機器	目的
地盤の変化	伸縮計 地表面傾斜計 孔内傾斜計（挿入式、埋設式） パイプひずみ計 測量機器（光波測距儀、トランシット、レベル等） GPS（汎地球測位システム） 振動計 AE センサ	地表面の変位量の測定、主に亀裂を挟んで設置 地表面の傾斜量の測定 すべり面の位置の検出と変位量の測定 すべり面の位置の検出と変位量の測定 地表面の変位量（水平、垂直成分）の測定 人工衛星による地表面の変位量の測定 地盤の破壊に伴う振動の測定 地盤の破壊に伴う弾性波（AE 波）の測定
水の変化	流量計 水位計 間隙水圧計 水温計 採水および水質分析装置 地下水検層装置	地表水、地下水の流量の測定 地下水位の測定 間隙水圧の測定 地表水、地下水の水温の測定 地表水、地下水の水質の分析 地下水の分布状態の測定
気象の変化	雨量計 雪尺、ポール	降雨量の測定 積雪量、隔雪量の測定

な計測と省力化を図ることができる。

- ② のり面の挙動を早期に検知し、工事や地域住民の安全確保を図ることができる。
- ③ 計測値を収集・蓄積し、のり面対策工の妥当性評価・効果判定、地すべり等の発生の予知を高度化することができる。

高速道路における、一般的な自動観測システムの概念図とシステムの事例を図 4.5.5 および図 4.5.6 に示す。

(4) 計測データの整理

計測データの整理にあたっては時系列的な変化がわかるようにするとともに、降雨量との相関、他の機器による計測結果とも対比ができるようになることが必要である。なお、計測開始直後に、大きな変化が計測されることがあるが、これは計測機器の地盤とのなじみに起因する事も多く、データの扱いには注意する必要がある。

図 4.5.7 は地すべり地での計測結果を整理した例である。このように計測項目を時系列でまとめて整理することにより、降雨・降雪と共に伴なう地下水位の上昇とすべり面付近の移動の関連が適切に把握できる。

4.5.4 計測結果の解釈・評価

- (1) 切土のり面の風化進行度合の評価と崩壊との関連性
崩壊の恐れのある斜面を抽出する手法として最も一般的な方法は目視による点検であるが、この方法ではのり面表面の情報のみにより評価せざるを得ない。そこで、のり面の切土後の風化度合を弾性波探査で評価し、風化と崩壊との関連を把握しようという試みがなされている。

この事例¹⁵⁾では高速道路を中心とした切土のり面 150箇所を対象に、約 15~20 年に渡り図 4.5.8 に示す要領で弾性波探査（p 波速度と速度層の厚さを測定）を行い、測定結果から風化度合を表わす指標として、式 4.5.1 を採用している。

$$t = \frac{d_1}{V_1} + \frac{d_2}{V_2} \quad (4.5.1)$$

ただし t : 風化帯走時

d_1, d_2 : 風化帯の厚さ

V_1, V_2 : 風化帯の弾性波速度

図 4.5.9 はこのようにして求めた風化帯走時の経年変化を地区別、岩種別に示したものである。一部の例外を除き、風化帯走時は年毎に増加しており、特に第三紀層と火成岩に増加の著しいものがある。次にのり面の安定との関係は、のり勾配 θ とも関連するため、式 4.5.2 で示している。

$$F = \frac{V}{dsin\theta} = \frac{1}{tsin\theta} \quad (4.5.2)$$

つまり、安定度 F は風化帯の弾性波速度 V が、そのせん断強度に比例すると仮定し、風化帯がのり面に平行に存在すると仮定すると、一種の安全率と考えることができるとしている。図 4.5.10 は安定度 F の経年変化を示したものである。図中の●は測定後実際に崩壊を起こ

表 4.5.9 動態観測のための計測機器の特性と適用性⁹⁾ (その1)

〔◎：特によく適用される。○：よく適用される。△：あまり適用されない。×：ほとんど適用されない。〕

計測機器	観測原理と原理上の問題点	施工段階別の計測機器の適用性					自動化	摘要要
		調査設計段階	施工段階	維持管理段階	効果判定	緊急時		
地盤傾斜計	* 地表面の傾動を計測し、地すべりの動向を推定する。 * すべり面形の違い等により、同じ地すべり変動量に対しても観測値が異なる。	○ (×：層すべり)	○	○	○ (×：層すべり)	△ 拡大予想区域に適用	○	バックグラウンドの観測を要する。
地中傾斜計 (設置型)	* 地中での傾斜変動を計測し、地すべりの動向を推定する。 * 移動土塊中においては、すべり面形の違い等により、また、すべり面付近においては、すべり面からセンサーまでの距離により観測値が異なる。	△	△	△	△	×	△	センサーの回収不能の恐れ有し。
地中傾斜計 (挿入型)	* ガイドパイプの傾斜を連続的に計測し、パイプのたわみ図に表して、その経時変化からすべり面位置および地すべりの変動量を判定する。 * 測定範囲が地すべり変動量にして数cm以内と小さい。	○ 土塊変位判定	○	○	○ 微小変動の検出	×	×	変動量が小さい限り長期観測が可能。
パイプひずみ計	* 地すべり移動によるパイプの屈曲を、パイプに貼付したひずみゲージのひずみ量として検出する。 * ゲージとすべり面との間の距離により観測値が異なる。 * ゲージの貼付間隔が過大であると、すべり面を取り逃す恐れがある。 * 非常に高感度であるが、地すべり変動量にして2~3cmしか測定範囲がとれない。 * 耐用年数が1~3年と短い。	○ すべり面判定	○	○	○ 潜在変動の検出	△	△	すべり面の検出を主目的とし、耐用限度までの観測で打ち切りとすることが原則。すべり面確定後は、地中伸縮計などによる移動量観測に移行する。
伸縮計	* 2地点間に張ったインバー線の一端にセンサーを取りつけ、インバー線の繰り出し、繰り込みにより変動量を計測する。 * インバー線の巻き取り機構の工夫により、測定範囲を大きく取ることができる。 * インバー線の伸展方向に直交する方向の変動には無感である。 * インバー線を滑落崖沿いに張れば、地すべり頭部の沈下変動の観測も可能である。	○	◎	○	○	◎	○	変位速度の観測が容易 積雪地域では設備の維持管理に特に注意を要する。

表 4.5.9 動態観測のための計測機器の特性と適用性⁹⁾ (その 2)

計測機器	観測原理と原理上の問題点	施工段階別の計測機器の適用性					自動化	摘要
		調査設計段階	施工段階	維持管理段階	効果判定	緊急時		
地中伸縮計	<ul style="list-style-type: none"> * 計測ワイヤーの一端をボーリング孔中に固定し、他端を地上のセンサーにとりつけて、ワイヤーの繰り出し繰り込みによりすべり面等の変位量を計測する。 * 計測ワイヤーの巻き取り機構の工夫により、測定範囲を大きく取ることができる。 * 計測ワイヤー周囲の遊び空間による初期無感区間がある。 * 多数のワイヤーを用い、地中の固定点を深度を変えて多点に取れば、すべり面位置の判定が可能である。 * 計測ワイヤー周囲の遊び空間による初期無感区間がある。 * 地表面の沈下運動があると、すべり面変位によるワイヤーの繰り出しを相殺し、正確な変動量が判定できなくなる。 	○	○	○	○	×	(○:既設のもの)	○ 变位速度の観測が容易 積雪地域での設備の維持管理が比較的容易 調査孔の保孔管の外周に添わせて埋設する。 計測ワイヤー周囲の遊び空間を極力小さくする必要有り。
ぬき板観測	<ul style="list-style-type: none"> * 地すべりクラックをまたいで掛けた丁張りの中央付近を鋸で切断し切断部の地すべり移動による開きを計測する。 * 至って簡単な方法であるが、地すべりの水平・垂直変位をかなり的確に捉えることができる。 * 簡単な造りのものは長期観測には向かない。頑丈に造られたものは長期観測により、地すべり工事の概成判断に利用することが可能である（移動杭測量と同様の利用）。 	×	△	×	×	○	—	
移動杭測量 (見通し線法による)	<ul style="list-style-type: none"> * 地すべり地を胴切りする測線上に適切な間隔で太い測量杭を設置し測線の一端の不動地の杭から他端の不動杭を視準し、移動杭の視準軸からのずれ量を計測する。 * 水準測量を併用しない場合には、地すべり水平変位の計測に限られる。 * 測線に平行な方向の移動にはほとんど無感である。 * 視準点からの距離により測定精度が一定でない。比較的変動量の大きい地すべりに向く。 	△	△	△	△	○	○	
光波測量	<ul style="list-style-type: none"> * 地すべり地内に適切な密度で配置したターゲットを、地すべり地外の基点または基線から光波測距儀によって測量し、前回の測量結果と対比して地すべりの変動方向と変動量を判定する。 * 比較的変動量の大きい地すべりに向く。 * 人の立ち入りが困難ないしは危険な地すべり地の観測に適する。 	△	○	○	△	○	○	

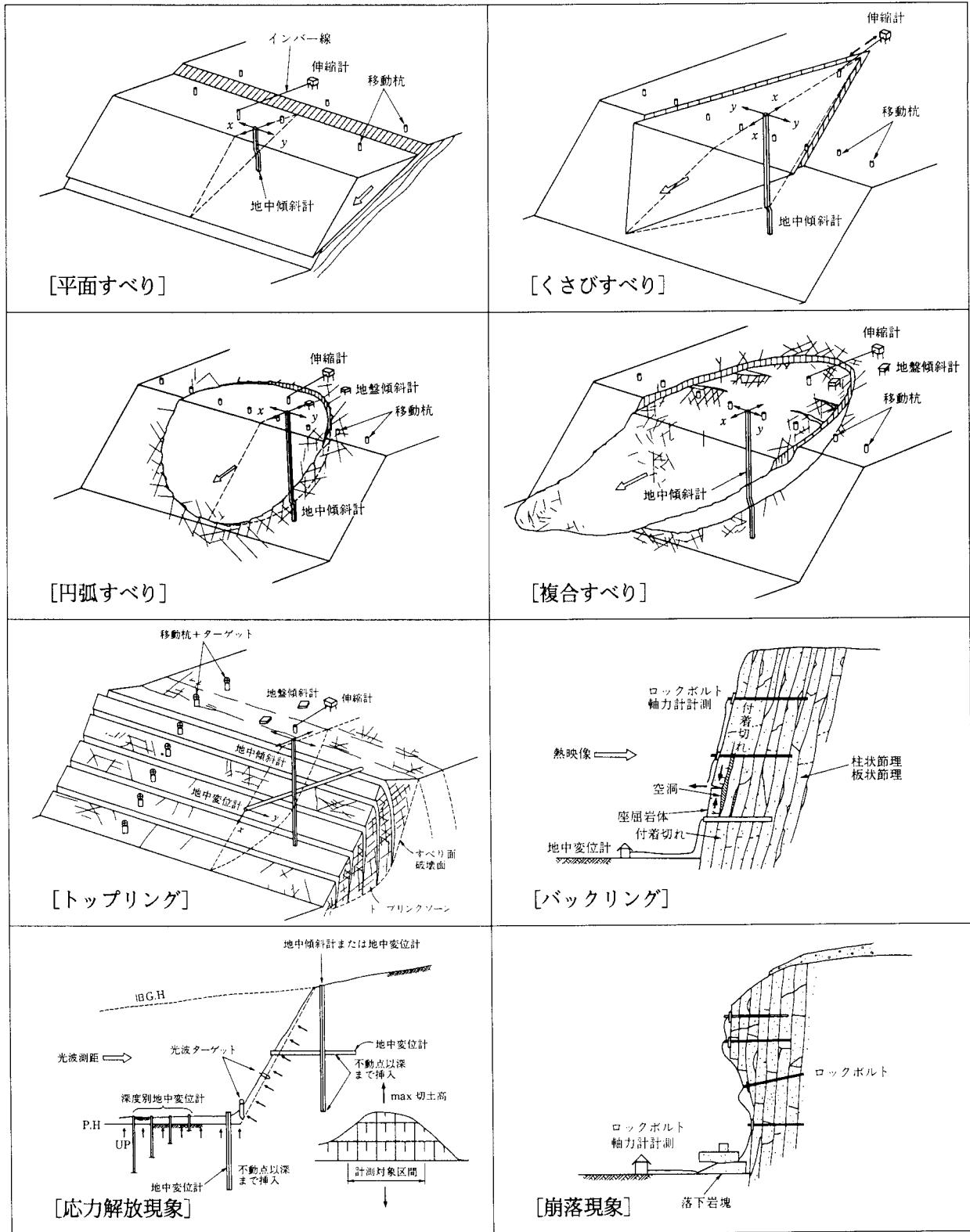


図 4.5.4 崩壊モデルと計測機器の配置例（文献 13）をもとに作成）

したものであり、これらが存在する破線以下のゾーンは要注意領域であろうとされている。

(2) すべり面の位置・形状の推定

(a) 孔内傾斜計の計測結果による例

すべり面の位置や形状の推定は、対策の策定の際には

必要不可欠なことであり、ボーリング孔を利用した孔内傾斜計の計測結果をもとに、ボーリング結果等、各種の地質調査データを加味して行うことが一般的である。

図 4.5.11 は孔内傾斜計による測定結果の例¹⁶⁾である。当箇所は古生層の輝緑凝灰岩と破碎された蛇紋岩からな

る基盤の上に未固結の崖錐堆積物（崩積土、崩落岩塊主体）が厚く分布している。

測定の結果、すべり面はほぼ崖錐堆積物と基盤である蛇紋岩との境界であることが判明したが、各測定箇所については、次の解釈がなされている。

NO.1：すべり面の厚さは約 1.5 m であり、移動土塊は深さ 9 m 以浅ではほぼ全体的に層すべりの様相を呈している。

NO.2：すべり面の厚さは約 0.5 m と薄く、移動土塊は深さ 10.5 m 以浅であるが表層すべりが進行している。

NO.4：すべり面の厚さは特定できず、深さ 5 m 以浅が全体的に傾動している。

NO.6：すべり面の厚さは約 1.5 m であり、移動土塊は深さ 15 m 以浅であるが、本来なら平行移動

する土塊が表層 6 m 以浅で移動を阻害されているような傾向を示している。これは、この箇所には蛇紋岩の風化部分が露出していたり地表に大きな転石がみられることから、転石や基盤がせり出しているためと推定される。

なお、ここでの解釈は孔内傾斜計の折れ曲がりの状況からすべり面の厚さを求めているが、この折れ曲がりに

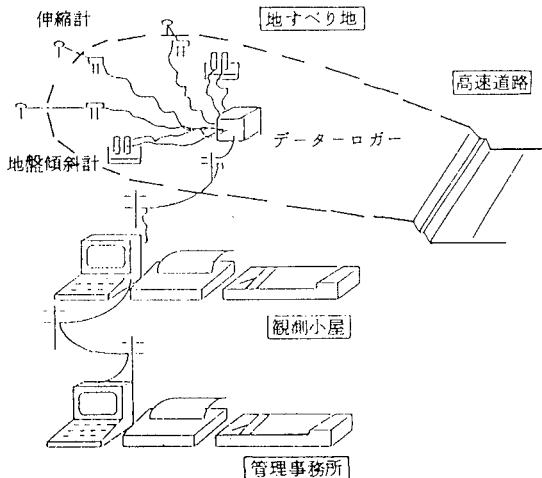


図 4.5.5 地すべり自動観測システム概念図（日本道路公団）¹⁴⁾

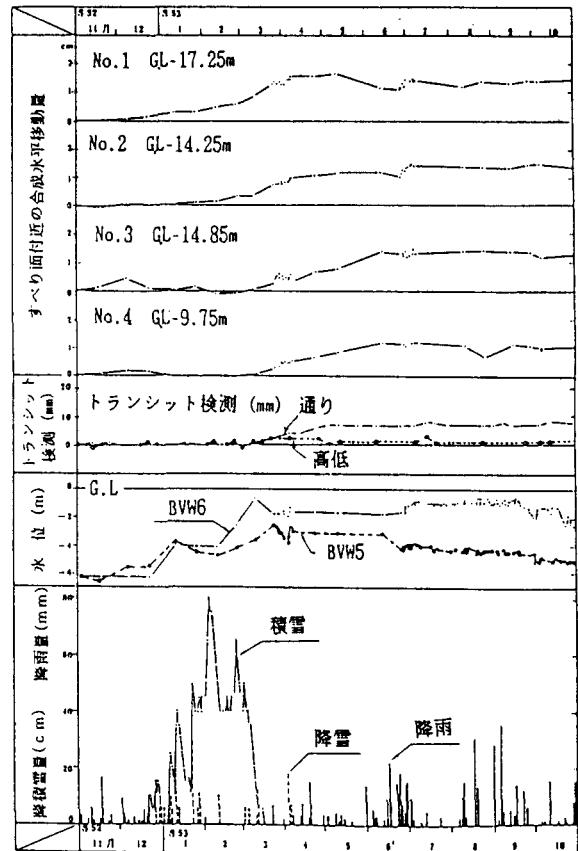


図 4.5.7 地すべり地での計測結果の整理例¹²⁾

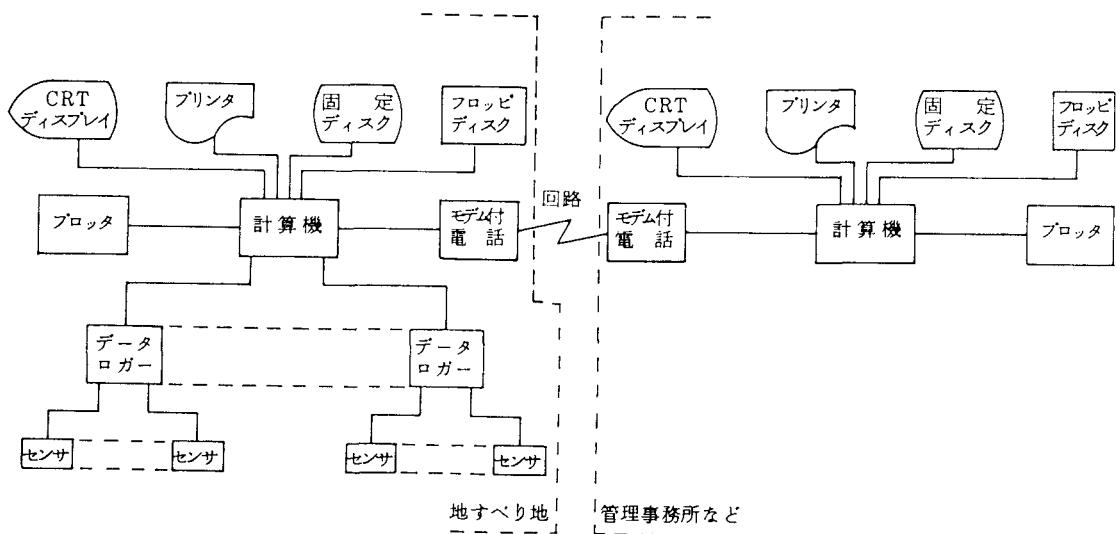


図 4.5.6 一般的な地すべり自動観測システムブロック図（日本道路公団）¹⁴⁾

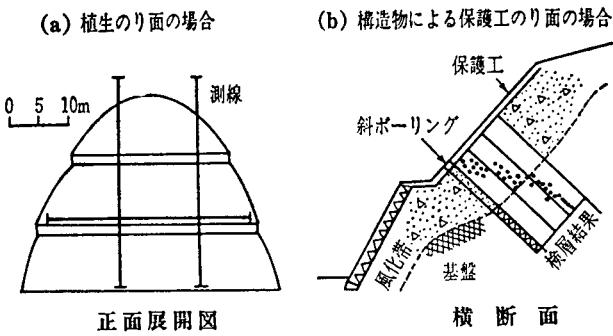


図 4.5.8 弾性波探査、物理検層の設置方法¹⁵⁾

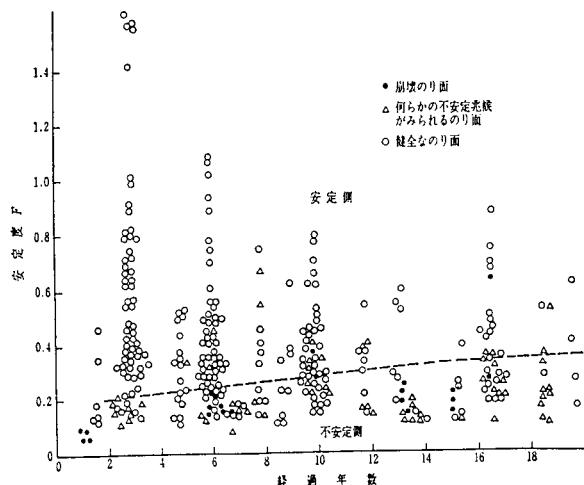


図 4.5.10 測定による安定度の経年変化とのり面の安定性の実績¹⁵⁾

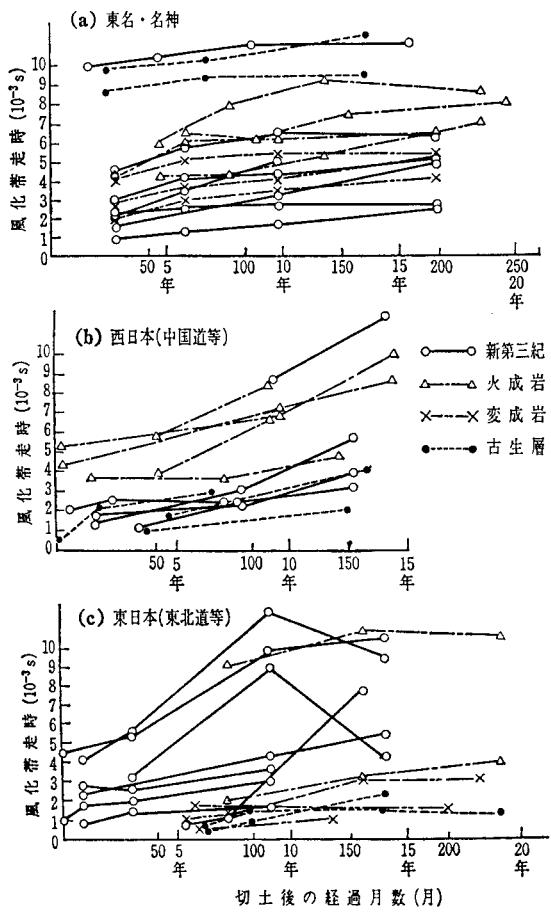


図 4.5.9 風化帯走時の経年変化状況¹⁵⁾

はケーシングの剛性が反映されているため、実際のすべり面の厚さを表わしていない場合が一般的であることに注意を要する。

また、堀ら¹⁷⁾は図 4.5.12 および表 4.5.10 に示すような孔内傾斜計による地中変位の形態分類を行っている。基本分類は A 型と C 型であり、一般に勾配の緩い斜面の場合は A 型が、急な場合には C 型が多く、その境界は斜面勾配では 35°、すべり面勾配では 30° であるとし

ている。この分類に従えば、NO.1 と NO.6 は A 型、NO.2 は B 型、NO.4 は C 型となる。

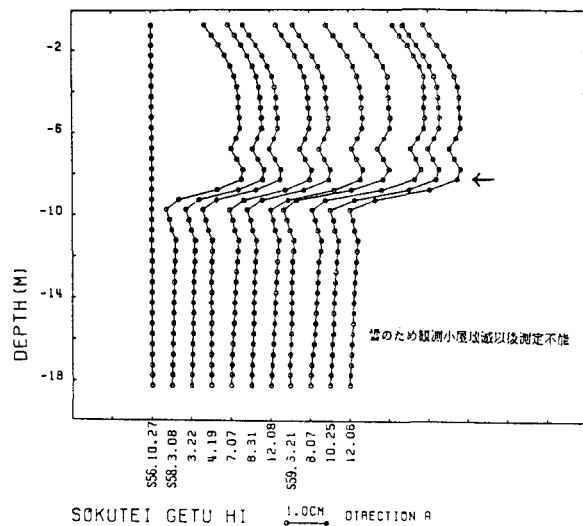
次に図 4.5.13 は孔内傾斜計で確認されたすべり面とボーリングや電気探査による結果をあわせて作成された地すべり地域の断面図である。当箇所は、中央構造線に近接し、割れ目の発達した黒色片岩、緑色片岩が分布しており、大きく 4 つの地すべりブロックから構成されている。調査および計測結果から推定された地すべりの規模や土塊の状況は表 4.5.11、表 4.5.12 のとおりである¹²⁾。

(b) 地表面変位測量結果による例

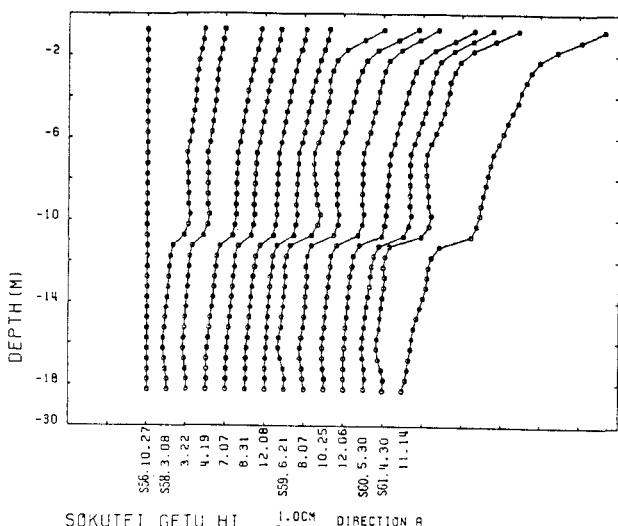
地すべり地の地表面の移動を反復して計測し、その変位の軌跡を利用して地下のすべり面の形状と深さを求めるというすべり面の間接的な推定法が提案されている¹⁸⁾。この方法の流れは概ね、次に示すとおりである。

- ① 移動土塊の上に数個の測点を設置し、これらを光波測距儀とセオドライトの組み合わせ等により継続的に観測し、その位置を 3 次元的に求める。
- ② これによって求まった 3 次元座標値を座標変換し、2 つの直交する鉛直面上に投影する。
- ③ 「円弧すべり面上の土塊は一体となってすべり面の上を回転運動する」という仮定に基づき、各測点の回転中心の座標値を求める。ただし、実際には土塊の局部変形・破壊、ブロック構成物質の不均一性、測定誤差等が介入するため、同心円形状とはならなかったため、解析幾何学的交点法や最小二乗法により回転すべりの中心を決定する。(図 4.5.14、図 4.5.15)
- ④ 回転中心が求まったならば、図 4.5.16 に示すよ

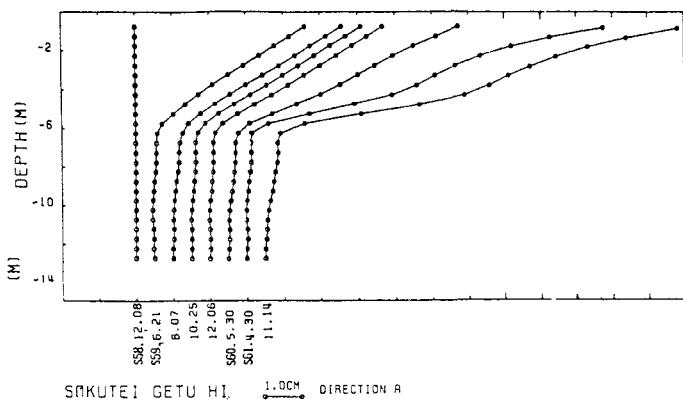
DISPLACEMENT OF LANDSLIDE NO. 1



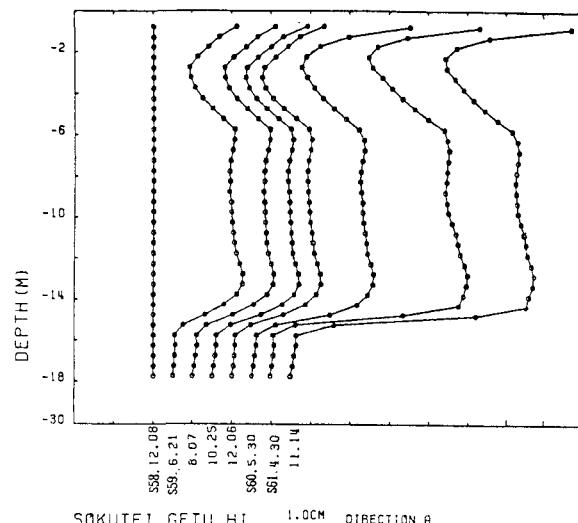
DISPLACEMENT OF LANDSLIDE NO. 2



DISPLACEMENT OF LANDSLIDE NO. 4



DISPLACEMENT OF LANDSLIDE NO. 6

図 4.5.11 孔内傾斜計による計測結果の例^[16]

うに、確認されているせん断破壊点とを結ぶ直線の長さをすべりの運動の回転半径としてすべり面を描く。なお、せん断点としては、頭部滑落崖またはその付近のクラック、脚部における隆起や変状の発生した位置、ボーリング調査で得られた地下のすべり面の位置のいずれかを選べばよい。

この手法によりすべり面の位置を推定した例を図4.5.17に示す。

なお、上述の方法はすべり面を円弧で近似するもので、比較的一様な地層や崩積土中にみられる回転性すべりに適用できるものである。この他に、解析手順を簡便化し、任意の多角形で近似する方法^[19]やより精度を向上させることを目的とした多項式を用いる方法^[20]も提案され

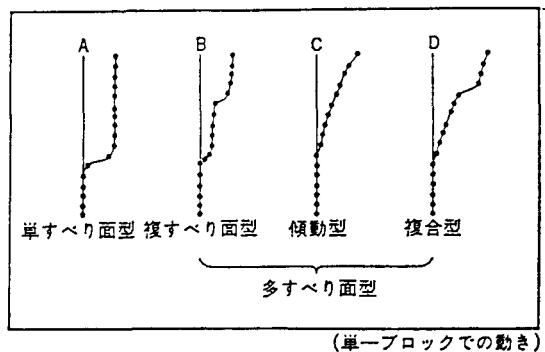
図 4.5.12 孔内傾斜計でみられる地中変位の形態^[17]

表 4.5.10 孔内傾斜計による地中変化分類¹⁷⁾

A. 単すべり面型	せん断的な変位点（すべり面と考えられる）が1ヶ所形成され、それより上部の区間の変形はないか僅かであるもの。
B. 複すべり面型	せん断的な変位面が複数認められるもの。
C. 傾動型	明瞭な変位点は認められず、上部ほど変位量が大きくなっていて、ある深さのところを軸にして、全体に前に倒れるような動きに見えるもの。
D. 複合型	全体としては傾動型であるが、その途中に変位点が存在し、傾動型とすべり面型が複合したように見えるもの。

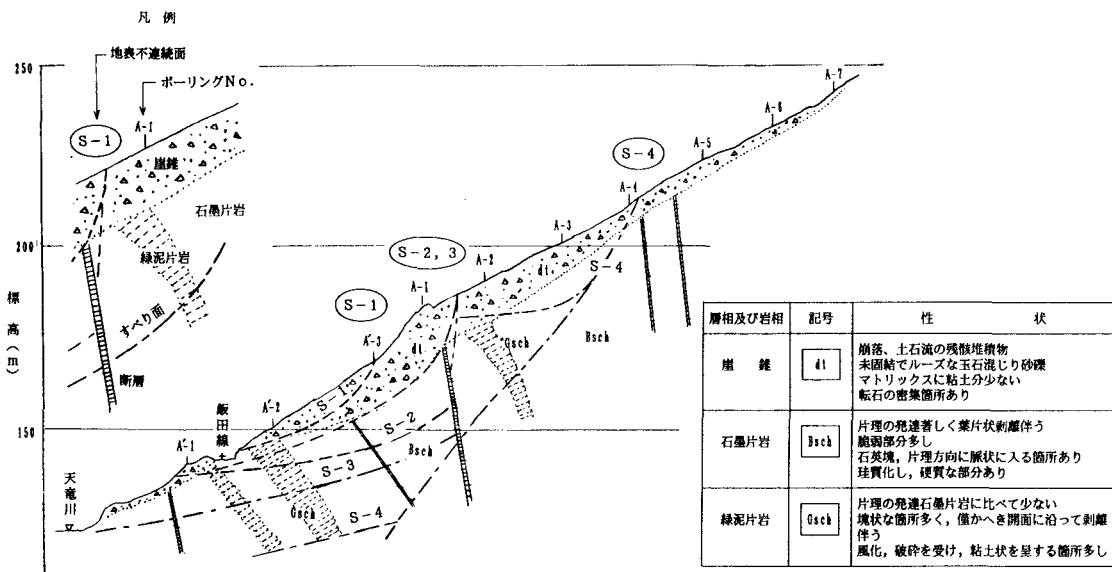


図 4.5.13 地すべり地域の断面図¹²⁾

表 4.5.11 地すべりの規模¹²⁾

地すべり No.	活動方向 方位表示	地すべり塊状況		
		最大幅 (m)	最大長 (m)	表面積 (m ²)
S-1	N 37 W	70	80	6,000
S-2	N 44 W	150	120	16,600
S-3	N 66 W	135	160	18,400
S-4	N 52 W	170	190	27,000

ている。

また、測点の計測を地上からではなく、空中写真測量を用いる方法²¹⁾もあり、これについては3.2リモートセンシングに記述されている。

(3) 地すべり斜面内の地下水の状況

地下水位は斜面の安定性に大きな影響を与えるものであり、斜面の安定性の評価や対策の検討に際して重要な要素である。斜面内の地下水位の把握には、地下水位そのものの位置や水圧の計測がまず実施されるが、この他にも、水質や水温の変化、地下水位変化に起因する土地

電位や地温の変化等から地下水位の状況をとらえ、地すべりの動きや安定性を評価する試みもなされている。

これらの水質、電位差、地温等の測定については、その方法や評価法が確立されているとは言い難い点も多いが、ここではいくつかの計測例を示す。

(a) 水質の計測による地下水と地すべりの挙動との関連性の解析例

図 4.5.18 は、地下水の水質変化と地すべりの挙動を検討した例²²⁾である。当箇所は風化泥岩で構成されている斜面で、斜面末端を開削したことにより、過去に小規模な地すべりが繰り返し発生し、現在でも緩慢なすべりが進行している場所である。地下水は地すべり範囲内のボーリング孔内と地すべり範囲外に位置する自然湧水地の2箇所で定期的に採取し、この水質の変化(図4.5.18(a)は範囲内、図4.5.18(b)は範囲外)と孔内傾斜計等による計測結果とが対比されている。塩化物イオンは地すべり範囲内、範囲外ともほぼ一定であったが、ナトリウムイオンと硫酸イオンは範囲内で大きく変化している。このイオンの増大時と地すべり変化の発生時期が

表 4.5.12 地すべり土塊の状況¹²⁾

地すべり No.	特徴
S-1	表層におけるすべり塊であり、浅層のもので、大月トンネル坑口付近山手擁壁部分を通る。幅 70 m, 長さ 50~60 m 程度。
S-2	トンネル変状に最も関係するものと想定され、飯田線より山手 70 m 付近より幅約 150 m に及ぶ。断層に関係する可能性あり。
S-3	天竜川河床付近にすべり底面を有すると想定される大規模なすべり塊。断層に関係する可能性あり。
S-4	調査地における最も大きな地すべり塊であり、飯田線より山手 120 m より幅約 180 m を有する。滑落崖を伴ったり、平坦面を形成するような急激な地形変化を観察することができる。

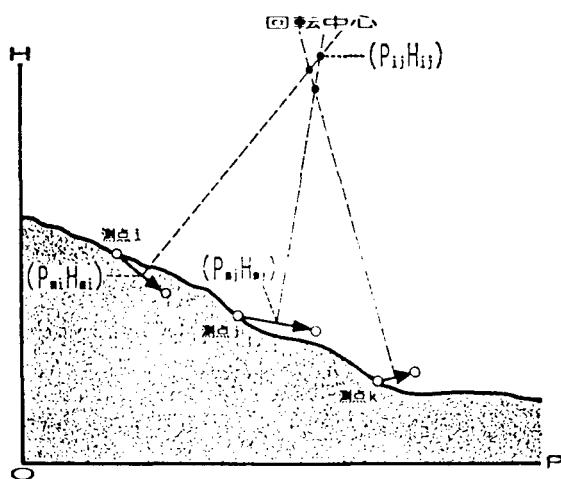


図 4.5.14 解析幾何学的交点法による回転すべりの中心の決定法¹⁸⁾

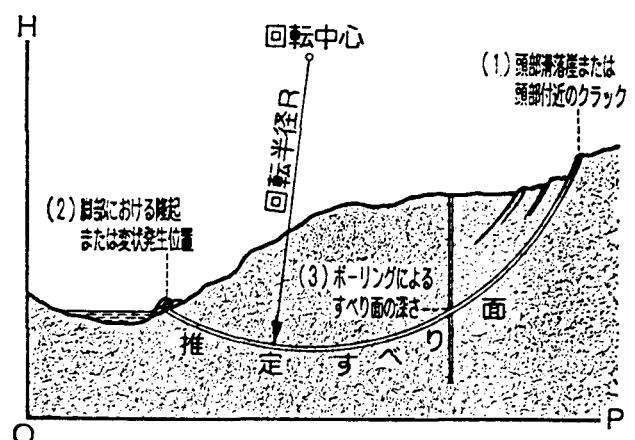


図 4.5.16 投影断面図上における円弧すべり面の決定法¹⁸⁾

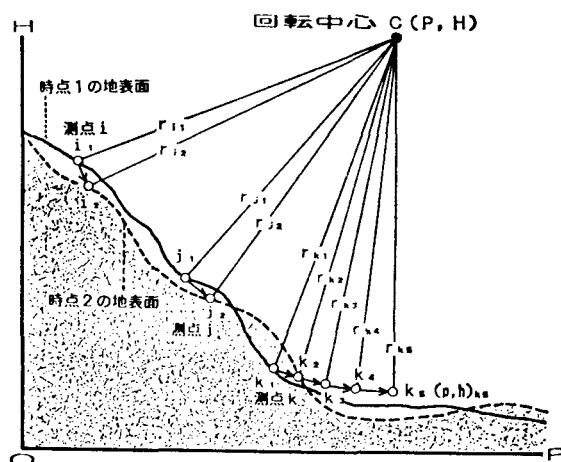


図 4.5.15 最小二乗法による回転すべりの中心の決定法¹⁸⁾

運動しており、特にナトリウムイオンは地すべりの動きに敏感に対応しているとされている。

また、泥岩起源の第三紀層地すべり地の地下水の特徴として、以下があげられるとの報告²³⁾もある。

① 地下水中の高濃度の塩化物イオンや炭酸水素イオ

ンは、化石塩水に由来しこれらのイオンに富む水は、地すべり斜面中の深い部分に分布する。

② 硫酸イオンは泥岩中の黄鉄鉱の酸化に由来し、このイオンに富む水は、地すべり斜面中の地表近くの浅い部分に分布する。

(b) 降雨、地下水位変化に対する土地電位変化の解析例

土地電位の変化は、降雨による表面流や中間流および地下水位上昇により生じることから、これらの変化を解析し、地すべり活動の解明の基礎資料としようというものである²⁴⁾。図 4.5.19 は地すべり地での断続的な降雨と地下水位上昇による土地電位変化を示したものである。ここでの解析によれば、降雨によって発生する斜面方向の流動電位変化は、土の湿潤が不足の時は、降雨量に対する変化は小さいが、時間的な変化率は大きい、すなわち急な電位変化が生じ、降雨量が 15 mm 以上であると地下水位上昇がみられ、これに伴い電位変化が生じるとされている。

(c) 地温測定による地下水調査例

地すべり地内の地温を測定することにより、地下水の

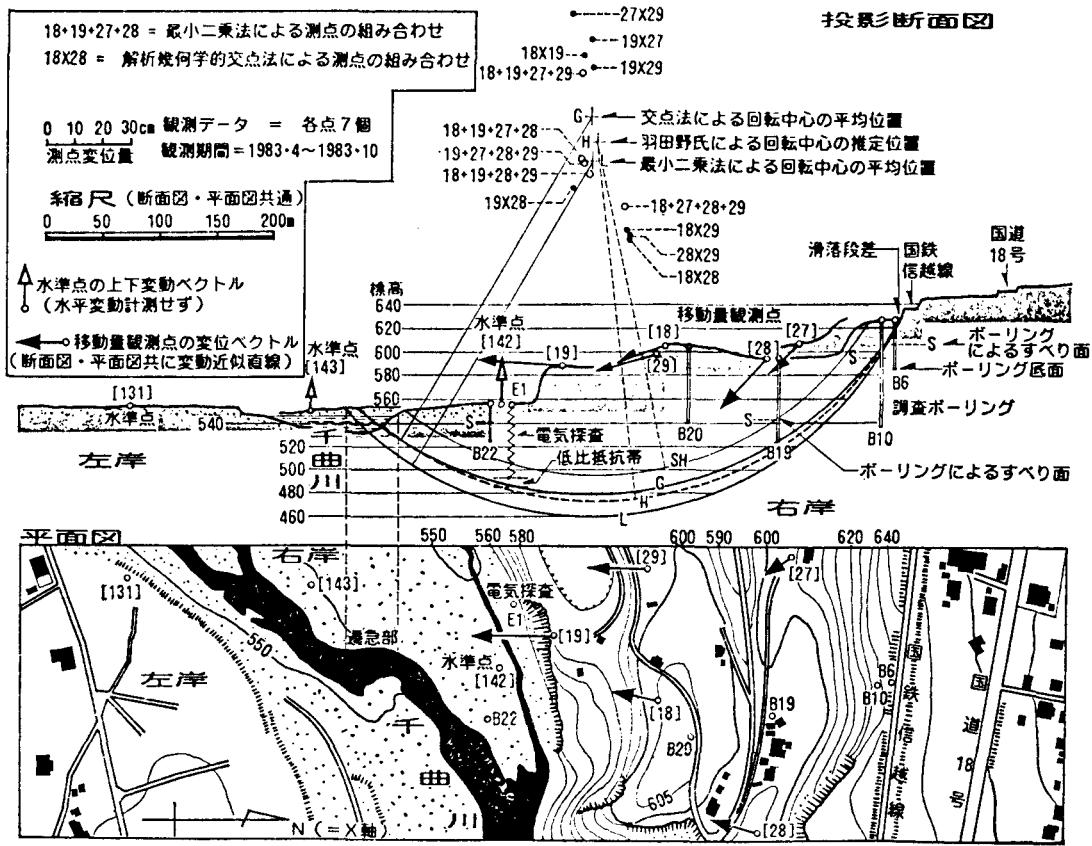


図 4.5.17 地表面変位測量データによる円弧すべり面の推定例¹⁸⁾

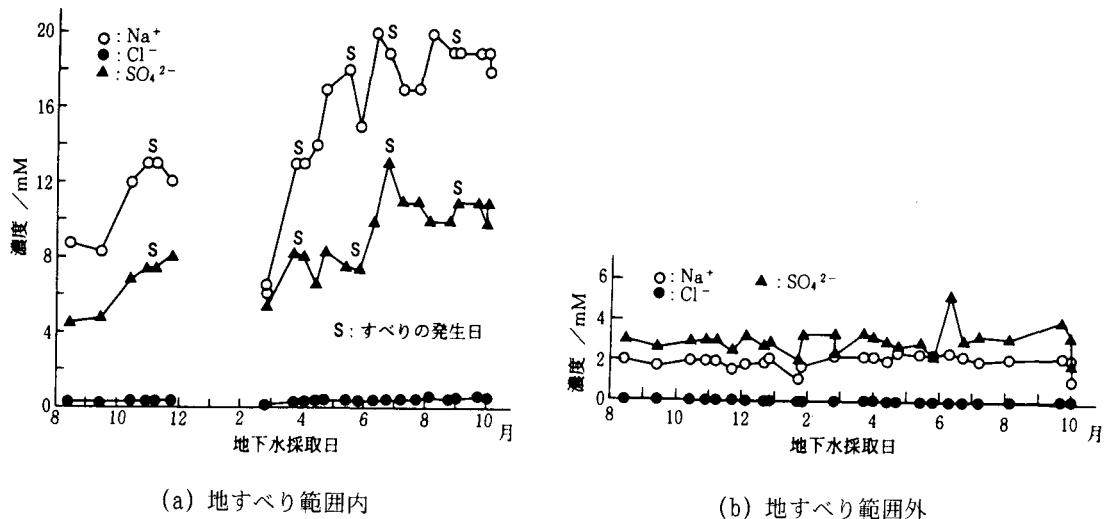


図 4.5.18 地すべり斜面内と斜面外の地下水の水質変化の例²²⁾

状況を把握し地すべり活動の評価、対策の策定に役立てるようとする試みも行われている²⁵⁾。

図 4.5.20 は地温測定の深さは 1 m が適当であるとの理論的考察に基づき実施された、1 m 深地温測定による計測結果の例である。地下水脈が存在する場所を横断する測線を設けて計測した結果、水脈部分では 1 m 深地

温の変化が明瞭に現れているとされている。

(4) 地質構成からみた地すべり地の変遷過程の推定

地表踏査やボーリングデータから地すべりの移動地塊と周辺の岩種構成を把握し、これらの状況から地すべり斜面の現在までの変化・変遷過程を考察する方法も試みられている。

檜垣²⁶⁾は長期にわたって移動が継続しており、地すべり地とその周辺斜面の基岩が多様な岩種からなる高知県の長者地すべり地でその変化・変遷過程を追っている。図4.5.21は現在のすべり面下面の地質（基岩）と上面の地質の分布とこれにより推定される過去の移動開始前の状態を示したものである。

① 調査ボーリング結果を再解釈することによる原位置風化による残積性の岩屑層と別の場所から移動してきた崩積性の岩屑層の区分

② 上記の各層の場所による厚さの違い

③ 埋木の存在とその¹⁴C年代測定結果

④ 周辺と地すべり地内の蛇紋岩の分布状態

に着目し、移動土塊上面の地質分布を約100mほど斜面上方に上げた状態が上部斜面の移動開始直前であり、更に、この状態から約200m移動土塊全体を上げた状態が全体ブロックの移動開始前の状態であるとしている。また、この結果をもとに、長者地すべり地の斜面変遷過程は図4.5.22のように、第Ⅰ期から第Ⅲ期に分けられるとしている。

このように、地すべりの変化、変遷過程を考察し、その結果から今後の地すべり地の変化を予測することができれば、適切な対策工計画等に反映できると言える。

(5) 切土のり面での計測例²⁷⁾

施工箇所は40°～50°の急斜面で、杉の根曲り現象がいたる所で認められ、斜面に沿って小規模な崩壊や変形が過去に生じていることが推察される。なお、基盤岩は砂岩、粘板岩、チャートの互層で全体的な走向は、N45°～N90°E、傾斜は45°～90°Sである。

調査ボーリングの結果では、地表面から3.0～6.5m間はルーズな崖錐層でマトリックスの少ない礫主体の地

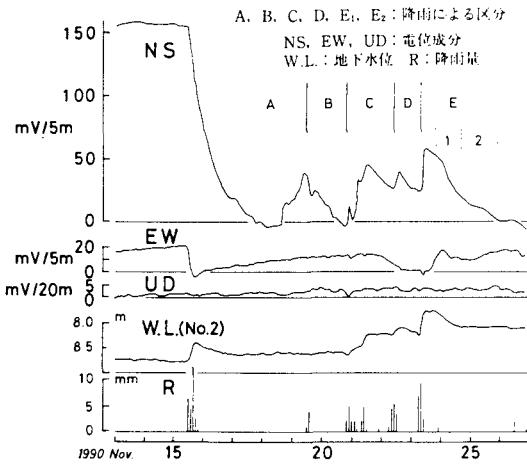


図4.5.19 降雨と地下水水位による電位変化の計測例²⁴⁾

層である。この崖錐層は径1～2m程度の転石を含み、粘性土混じり礫の箇所と礫分だけの空隙の多い箇所があり乱れ、不均質な地盤である。

当該箇所は標準勾配で切土を行うと長大な切土となるため、アンカーアー工を用いて1:0.5勾配で切土を行ったが、のり面の左端部分では、切土補強工法を用いた試験施工が行われ、計測を行った。計測項目は図4.5.23に示すように地表面伸縮計、孔内傾斜計等である。掘削に伴なう変位を図4.5.24に示すA測線の孔内傾斜計でみると、のり面の掘削に伴ない2月26日までに最大21mmの変位が生じ、4月30日までには30mmに達しているが、施工後10年以上経過した現在でも当該のり面は安定している。

(6) 計測結果に基づく崩壊時期の予測

斜面の崩壊を事前に予知することは現在の技術では一般的に困難であるが、動きが緩慢である地すべり等については、亀裂等の変位を計測することにより、崩壊時期をある程度予測することは可能である。また、最近では圧力、振動計測による予測も試みられている。このうち、AEについては3.4に記述されている。

(a) 変位の計測による崩壊時期の予測

この方法として、国鉄鉄道技術研究所の齊藤により開発された地表面のひずみ速度による方法²⁸⁾がある。これは、土塊が破壊される一定の応力を受けた場合の土のクリープ曲線の経過により、2次クリープのひずみ速度、3次クリープのひずみ速度と崩壊時間の間に一定の関係があることから導かれるものである（2次、3次クリー

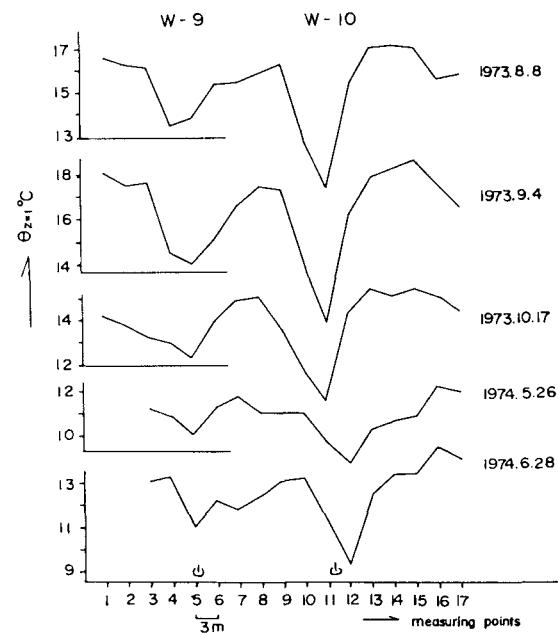


図4.5.20 1m深地温測定による地温の計測結果の例²⁵⁾

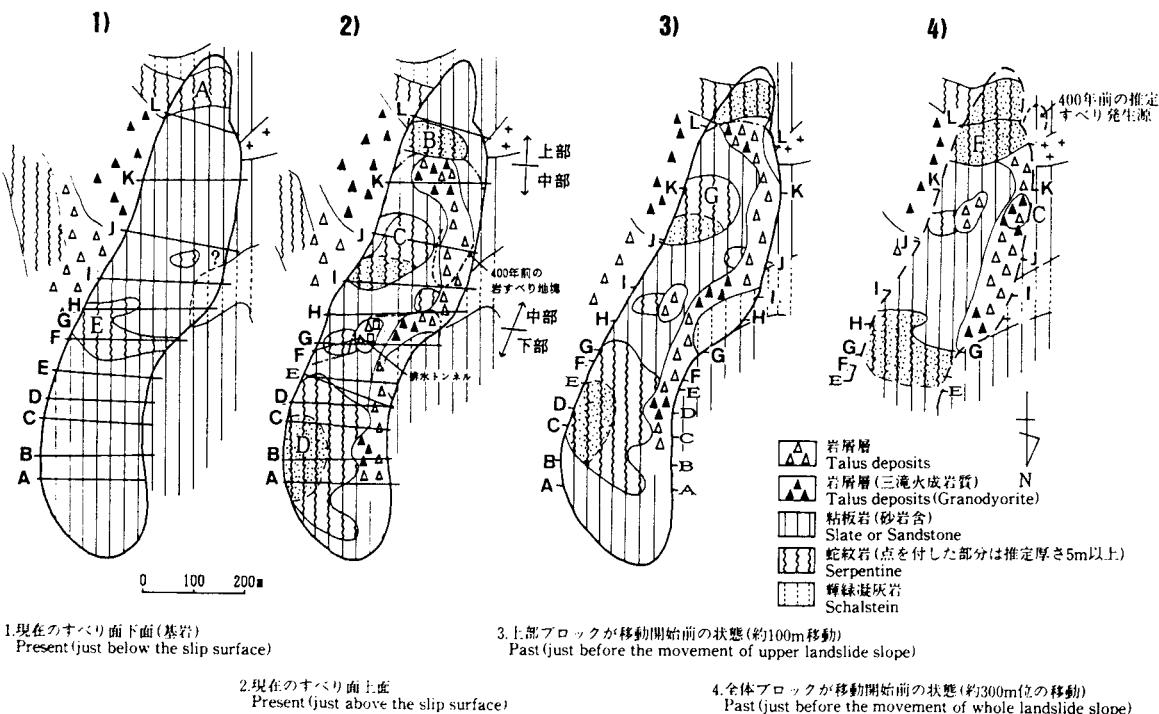


図 4.5.21 現在の地質分布と移動開始前の地質分布状態²⁶⁾

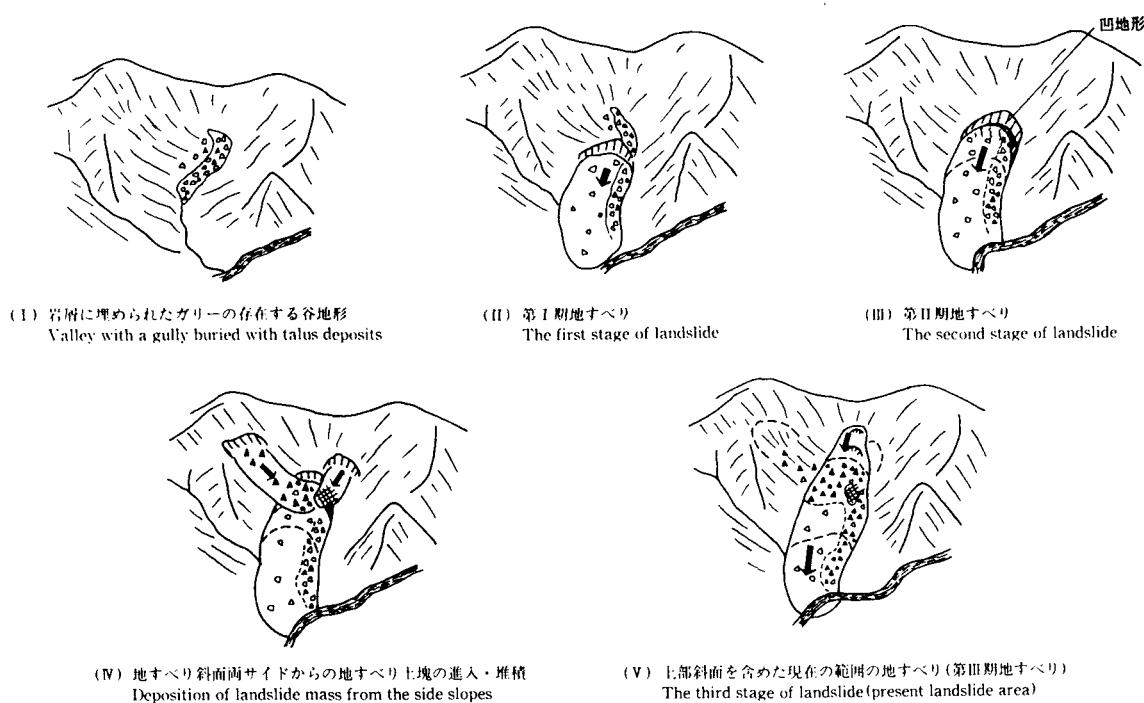


図 4.5.22 長者地すべり地の斜面変遷過程²⁶⁾

については図 4.5.25 参照)。

2 次クリープのひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ と崩壊までの余裕時間 T には次の関係が成立する。

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{1}{\Delta T} \quad (4.5.3)$$

ここに, $\dot{\varepsilon}$: 定常ひずみ速度 ($10^{-4}/\text{分}$)

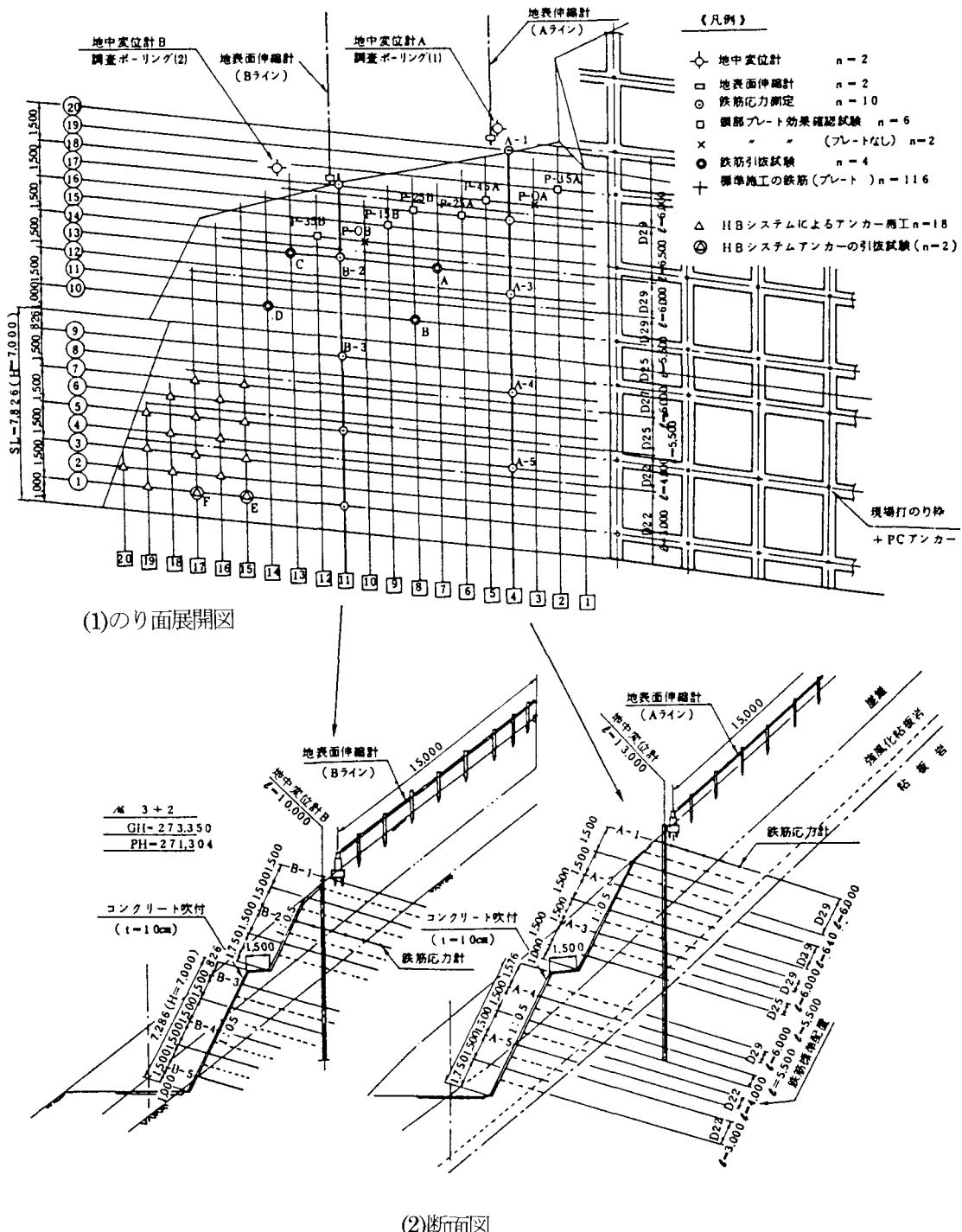


図 4.5.23 計測機器の配置²⁷⁾

ΔT : 経過時間 (分)

Δl : ΔT 間の移動量 (mm)

l : インバー線の長さ (mm)

$$\log_{10} T = 2.33 - 0.916 \log_{10} \varepsilon \pm 0.59 \quad (4.5.4)$$

また、ひずみ速度が 3 次クリープに入っている場合は、それぞれの時点でのひずみ速度と崩壊までの余裕時間の

間に逆比例の関係が成立つとして、クリープ曲線上の 3 点をひずみ間げきで等しくとると、図 4.5.26 において、

$$t_r - t = \frac{1/2 \cdot (t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - 1/2 \cdot (t_3 - t_1)} \quad (4.5.5)$$

の関係により破壊時間 t_r を求めることができる。

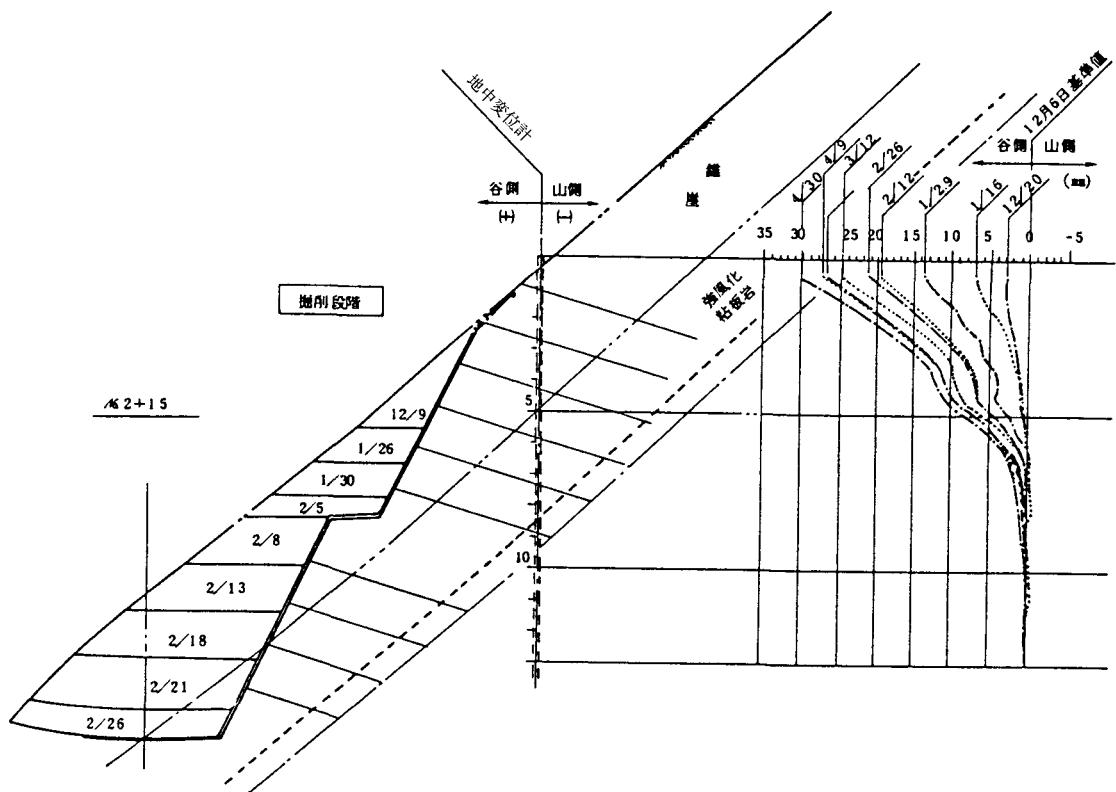


図 4.5.24 計測結果 (A 測線)²⁷⁾

なお、ここで用いているひずみ速度は、伸縮計の測定区間長さ（インバー線の長さ）を通常 10 m とし、その長さで単位時間の伸びの量を割ったものとしている。しかし、伸縮計は一般に頭部の亀裂を挟んで設置されるものであり、地すべり土塊が一体として移動している場合には、測定区間長さが変わっても移動量としては同じである。従って、移動量をひずみに変換すると、同じ移動量であっても測定区間長さが異なると違ったひずみが得られるという矛盾が発生する。そこで、実際のデータ管理は移動量（変位量）に基づいて行っているのが実態である。

斎藤の方法により、崩壊発生時刻を予測したものとしては、昭和 45 年 1 月 22 日に発生した飯山線高場山トンネルの崩壊²⁹⁾があり、図 4.5.27 はこの時の 3 次クリープでの崩壊時間の予測を示したものである。これは、崩壊を分単位の精度で予測したもので、この精度で予測したものはその時点までに例が無く、特筆に値するものである。

その後、崩壊発生時間の予測については、幾つかの方法が提案されている。このうち、福圓³⁰⁾は、地すべり土塊の移動速度（単位時間当たりの伸縮計の伸びの量）の逆数によって得られる直線を延長して時間軸との交点（すなわち、移動速度が無限大になる点）を求めるこ

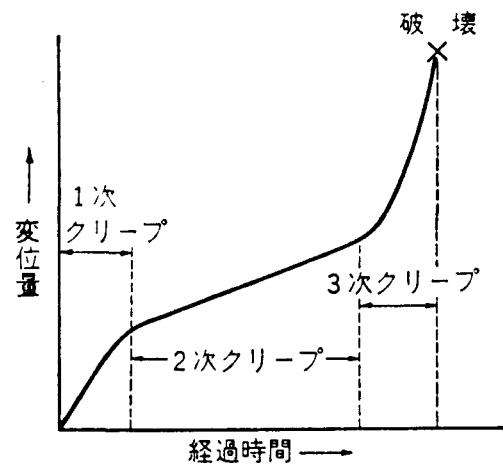
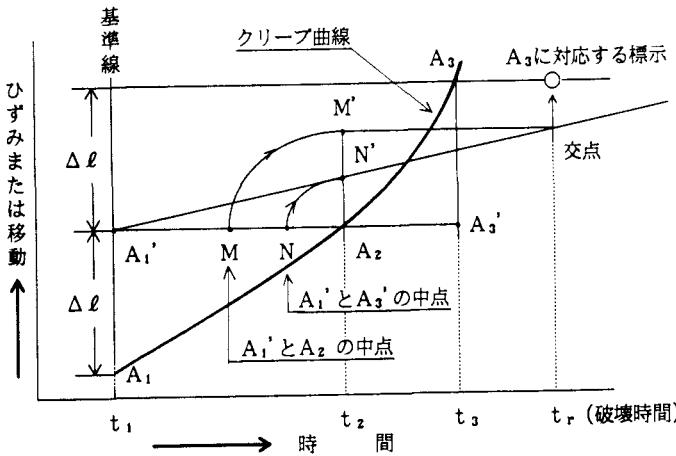


図 4.5.25 土のクリープ曲線

により、崩壊発生時刻を予知できるとしている。図 4.5.28 は縦軸に表面移動速度の逆数、横軸に時間をとった経時変化の模式図である。定数の α の値によって曲線の形状が異なり、直線となる $\alpha = 2$ の場合には上述の斎藤の方法と崩壊予測時間は同一となる。しかし、実際は $\alpha \neq 2$ である場合が多く、この時の崩壊時間を予知する図式解法として図 4.5.29 が示されている。

(b) 圧力による崩壊の予測

地山の土圧や水圧を正確に測定することは、なかなか困難であり、またその変化から崩壊を予測することは、



- 順序
1. 基準線を設ける。
 2. 等移動量で移動軸に2点をとる。
 3. 2点から時間軸に平行に線を引きクリープ曲線と交わった点をおのおのA₂, A₃とする。
 4. A₂, A₃から移動軸に平行に線を引き、時間軸と交わった点をおのおのt₂, t₃とする。
 5. A₁, A₃をA₂を通り時間軸に平行な線に投影する。その点をA₁', A₃'とする。
 6. A₁'～A₂, A₁'～A₃'のおのおのの中点をとりM, Nとする。
 7. t₂, A₂を通る移動軸に平行な線上にM', N'点を投影し、おのおのM', N'とする。
 8. M'を通り時間軸に平行な線を引き、A₁', N'を通る線と交わった点をとる。
 9. その点をA₃を通り時間軸に平行な線上に移し、その点がA₃に対応する破壊時間t_rとなる。

図 4.5.26 ひずみが3次クリープに入った場合の破壊時間を求める図式解法²⁸⁾

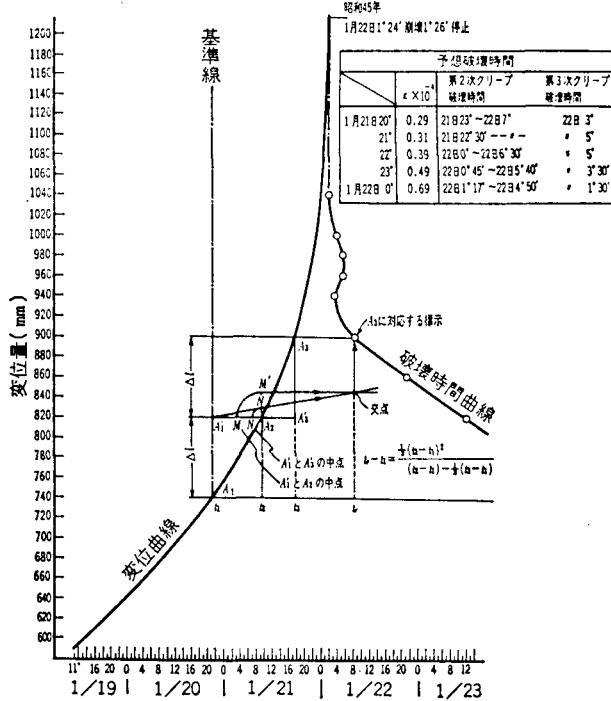


図 4.5.27 高場山地すべり計データによる崩壊時間の予知（3次クリープ）²⁹⁾

さらに難しい。

図 4.5.30 は切土部とトンネル部が並んでいる地点で、両者の掘削中にのり面側に変状が現れた例¹⁵⁾である。図に示すように、のり面からのアンカーの施工が終わってから追いかけるようにトンネルがその裏側を掘削したところ、図の中央のボーリングでの孔内傾斜計に変化（図中のグラフ）が現れ、また一部のアンカーの張力に異常な増加が認められた。図 4.5.31 はそれぞれの計測結果の推移を示したものである。なお、アンカーの初期緊張力は 38 tf であり、アンカーに設置したロードセルの値が、当初の緊張力をオーバーしている。この例では具体

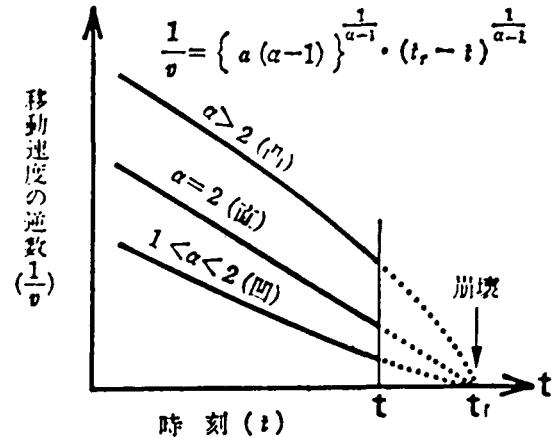


図 4.5.28 表面移動速度の逆数の経時変化模式図³⁰⁾

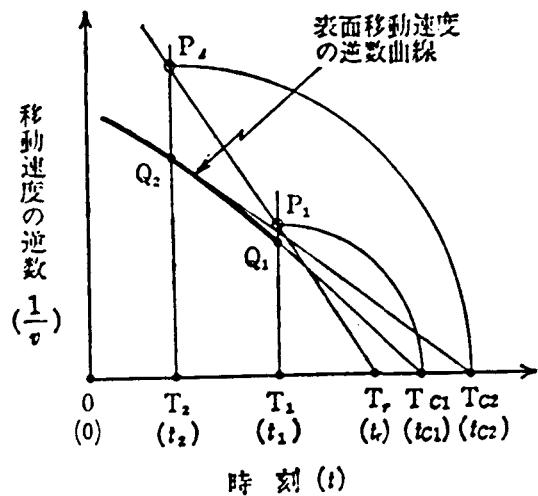
的な崩壊予測には言及していないが、圧力の設計値と実測値との関係から、崩壊時期の予測も可能であることを示唆しているものと考えられる。

(7) 計測結果に基づく対策方法

(a) 管理基準

計測結果に基づくソフト面の対策方法としては、管理基準の設定がある。すなわち、斜面の動き等の計測データにより、どのように対処すべきかの目安が必要であり、具体的には、道路の交通規制、鉄道の運転規制、周辺住民や工事中の作業員の退避等に係わる基準である。

管理基準値を設定する方法としては、既往の諸研究の成果から理論的に検討する方法と過去の設定事例を参考にして経験的な判断に基づいて検討する方法がある。実際には、地すべりの挙動に関する一般的な知見、類似箇所での使用例および研究者・行政機関が推奨している基準値に基づき、個々の現場の状況に応じて決定されるのが通例である。



順序

- 曲線上の1点 Q_1 (時刻 t_1)において接線をひく。
- その接線を延長して t 軸と交わる点 T_{c1} (時刻 t_{c1})を求める。
- 点 T_{c1} (時刻 t_{c1})から t 軸の鉛直上方に $T_{c1}T_1$ だけ離れた位置に点 P_1 をとる。
- 曲線上の別の任意点 Q_2 (時刻 t_2)において同様の操作を行い P_2 を求める。
- この2点 P_1 と P_2 を結ぶ直線と t 軸との交点 T_r が崩壊時刻 t_r である。

図 4.5.29 $\alpha \neq 2$ の場合に崩壊時刻を予知する図式解法³⁰⁾

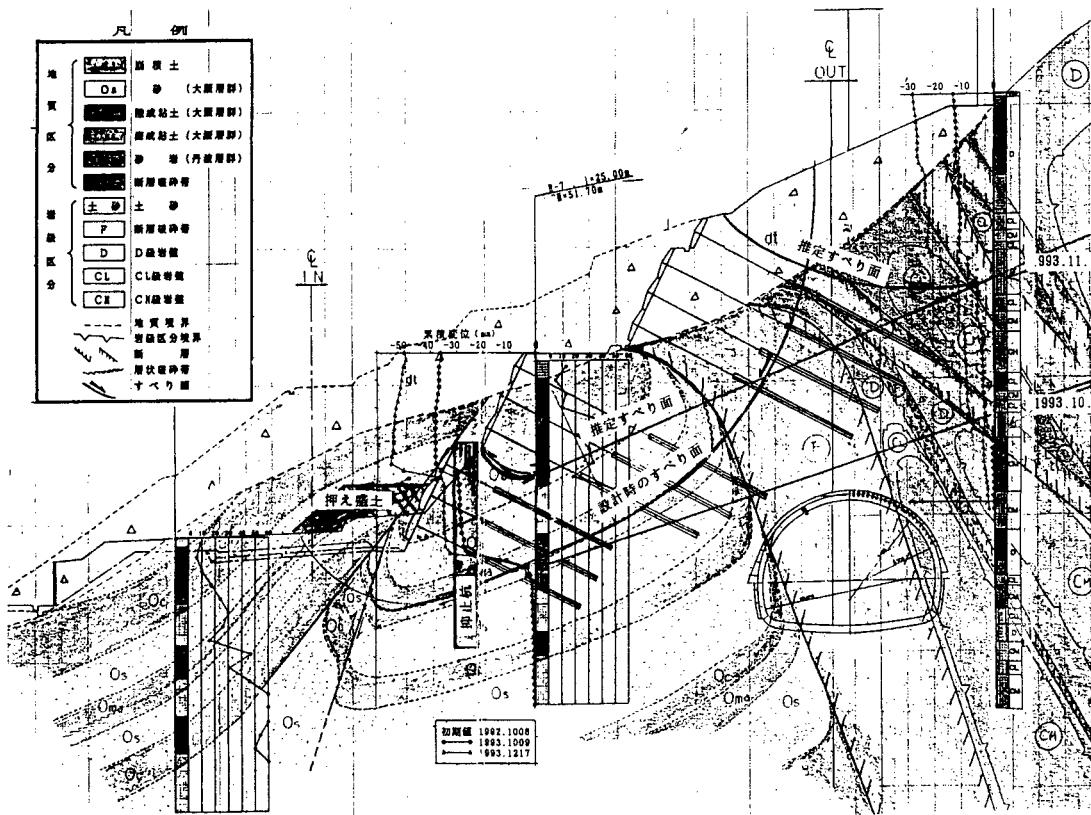


図 4.5.30 アンカー張力測定現場の断面図（日本道路公団資料）¹⁵⁾

管理基準値は多くの研究者や公共機関によってそれぞれの立場からその推奨値が提案されており、表 4.5.13 は最も一般的な地表伸縮計による基準値である。この他の計測機器による基準値は文献³¹⁾を参照されたい。

また、切土工事では、調査・設計段階、施工段階、維持管理段階のおののおのについて、管理基準値が設定されることが多い。これは、各段階でその目的が異なるためである。例えば、調査・設計段階では、主として現在の

地山が崩壊または地すべり変動を示すかどうかを判定することを目的としている。また、施工段階では、施工中の安全確保と対策の検討を目的とし、さらに、維持管理段階では、通行中の車両の安全性を確保するという観点で設定されている。高速道路での施工段階および維持管理段階での管理基準値の標準を表 4.5.14 と表 4.5.15 に示す。

(b) 対策工

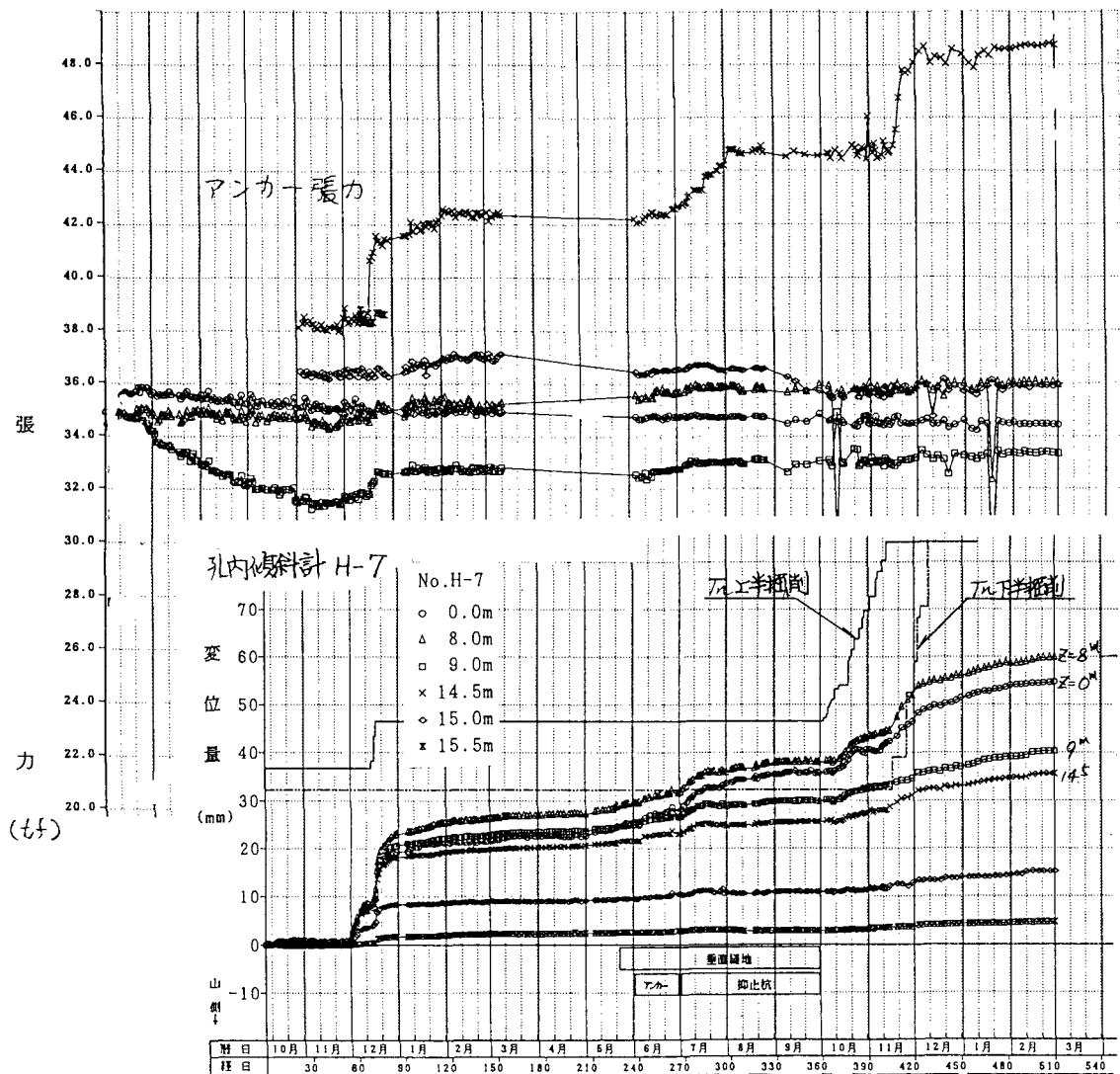


図 4.5.31 地中変位とアンカー張力の経時変化（日本道路公団資料）¹⁵⁾

ハード面の対策としては、斜面の崩壊やすべりを防止するための対策工の設置がある。対策工の選定にあたっては、当該箇所の地形、地質条件とともに計測結果を十分勘案する必要がある。このうち、特にすべり面の位置、形状と動きの状況および地下水の状況を適切な計測により把握することが対策工の選定や具体的な設計を行う際には重要な要素となる。すなわち、孔内傾斜計等によるすべり面の位置、形状の把握なくしては適切なアンカー工や杭工の設計を行うことができず、また、地下水位の状況がわからなければ適切な地下水排除工を設置することができないといえる。

対策工には、斜面表層の防護を目的とする比較的簡単なものから、アンカー工や杭工といった崩壊やすべりに対して力で抵抗しようという大規模なものまで様々な種類がある。また、崩壊やすべりを発生する要因を取り除いたり軽減する、いわゆる抑制工もある。表 4.5.16 は

地すべり対策工の分類を示したものであり、これらの中のいくつかの工法を組み合わせて効果をあげることも大切である。

4.5.5 今後の課題

地すべりや斜面崩壊に関する計測の主な目的としては、すべりや崩壊の時期の予測があげられる。崩壊時期の予測手法としては、斎藤の方法を嚆矢として各種の方法が提案されており実績をあげている。しかし、これらの方法は、移動速度が大きくなった時点、すなわち崩壊が間近になった時点での精度は高いものの、比較的移動速度が小さい、すなわちすべりの初期段階では必ずしも十分な判定、評価ができていないのが現状である。この点を向上させるためには、土のクリープ特性に基づく考え方、斜面が持っている地質的な特性を加味し評価していくこと、すなわち計測結果を地質的な側面からとらえて

表 4.5.13 地表伸縮計による管理基準値の推奨値³¹⁾

計測器種類	機関名または研究者	管 理 基 準 値				備 考		
地表伸縮計	渡 (1985)	警戒態勢／必要に応じて避難 1 mm/day 以上が 5~10 日継続または 1 cm/day 以上が 2 日以上継続。 緊急避難・地区内立入り禁止 2~4 mm/h 以上。						
	西嶋 (1991)	警戒体制 5~10 mm/日 以上 避難体制 2~3 mm/h 以上				農水省技術検討委員会「緊急時における地すべり対策」で発表分。延 15 年間の長野県下の地すべり調査・対策・施工結果のまとめ。		
	(財)高速道路調査会 昭和 63 年 2 月	調査・設計段階の管理基準値 ・異常値と認められる最小値 0.5 mm/日 ・活動中地すべりと判定すべきとき（上記に加えて） (1)計測値に経時的な累積性が認められる場合 (2)複数の計測機器で同時に同様な変動傾向を示す場合 (3)降雨・降雪に関連して累積変動を繰り返す場合 （回転・回帰変動を含む） (4)とくに、パイプひずみ計や地中傾斜計など地中変位計測ですべり面と認定できる計測結果が得られた場合 施工段階の管理基準値 ・点検・要注意または観測強化 5 mm 以上/10 日 ・対策の検討 5~50 mm 以上/5 日 ・警戒・応急対策・通行止検討 10~100 mm 以上/1 日 ・厳重警戒・通行止め 100 mm 以上/1 日 維持管理段階の管理基準値 ・点検・要注意または観測強化 10 mm 以上/30 日 ・対策の検討 5~50 mm 以上/5 日 ・警戒・応急対策・通行止検討 10~100 mm 以上/1 日 ・厳重警戒・通行止め 100 mm 以上/1 日				計測誤差を越えた計測値を「異常値」という。		
建設省 河川砂防技術(案) ・調査編	斎藤 (1972)	日常変化 10 ⁻⁷ /分以下 単位は 要注意 10 ⁻⁷ /分以上 地表歪速度 要警戒 10 ⁻⁶ /分以上 厳重警戒 10 ⁻⁵ /分以上				土と基礎 (1972) 他。 未崩壊含む経験余裕時間からの見当による区分値。		
		警報 4~1 mm/h 以上 地すべりの運動形態の予測（一部のみ抜粋） 新鮮又は弱風化の岩盤 突発性 風化岩盤 急速性, 1 cm/日以上 になる 礫混じり土砂 断続性, 1 mm~10 cm/日 粘土性 繰続性, 1 mm~1 cm/日				市販の警報器について		
藤原 (1979)	地盤変動種別一覧							
	藤原 (1979)	変動種別	日変位量 (mm)	累 積 変動量	一定方向へ の累積傾向	変動形態 (引張り, 圧縮, 断続)	総 合 判 定	
							変動判定	活動性ほか
		変動A	1 以上	10 以上	顕 著	引張り	確 定	活発に運動中 表層・深層すべり
		変動B	0.1~1	2~10	やや顕著	引張り・断続	準確定	緩慢に運動中, 粘質土・崩積土すべり
		変動C	0.02~0.1	0.5~2	ややあり	引張り・圧縮	潜 在	継続観測必要
		変動D	0.1 以上	なし	な し	規則性なし	以 上	局部的な地盤変動・ その他

表 4.5.14 施工段階での管理基準値（日本道路公団）³²⁾

計測区分と計測機器		対応区分	点検・要注意または観測強化	対策の検討	警戒・応急対策	厳重警戒・一時退避
伸縮計	地表面の変位速度	5 mm以上/10日 ¹⁾		5~50 mm/5日	10~100 mm/1日	100 mm以上/1日
地中伸縮計						
光波測距儀						
挿入型地中傾斜計	すべり面付近の変位速度	1 mm以上/10日		5~50 mm/5日	— ²⁾	—
パイプひずみ計	累積値	100 μ以上		1000~5000 μ	— ²⁾	—

〈表の説明〉 1) 「5 mm以上/10日」とは「10日間の変位速度が5 mm以上」ということを意味する。これは、少なくとも10日間は観測を継続して、その間の変位量が5 mm以上であるということであり、1日当たりの変位速度が $5/10=0.5$ mm以上ということではない。他も同様である。

2) 挿入型地中傾斜計およびパイプひずみ計について
は「警戒・応急対策」以上の対応区分に対して管理基準値を設定していない。それは、変位量が大きくなつて測定範囲を超えていたり、観測値の信頼性が低下することが予想されるからである。

表 4.5.15 維持管理段階での管理基準値（日本道路公団）³²⁾

計測区分と計測機器		対応区分	点検・要注意または観測強化	対策の検討	警戒・応急対策 通行止めの検討	厳重警戒・通行止め
伸縮計	地表面の変位速度	10 mm以上/30日 ¹⁾		5~50 mm/5日	10~100 mm/1日	100 mm以上/1日
地中伸縮計						
光波測距儀						
挿入型地中傾斜計	すべり面付近の変位速度	1 mm以上/10日		5~50 mm/5日	— ²⁾	—
地盤傾斜計	累積値	10~50秒/10日		— ²⁾	—	—

〈表の説明〉 1) 「10 mm以上/30日」とは「30日間の変位速度が10 mm以上」ということを意味する。これは、少なくとも30日間は観測を継続して、その間の変位量が10 mm以上であるということであり、1日当たりの変位速度が $10/30=0.33$ mm以上ということではない。他も同様である。

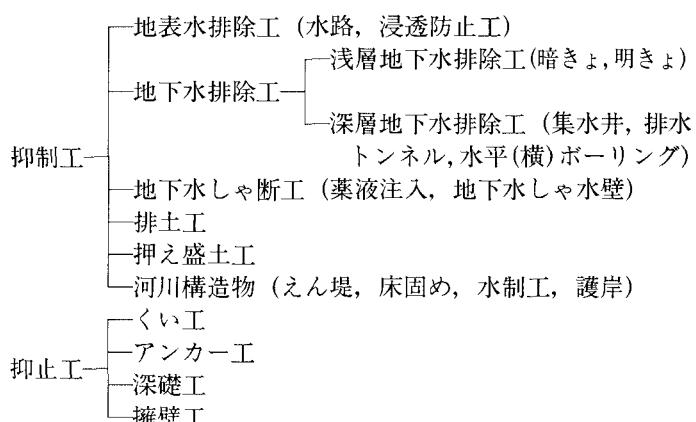
2) 挿入型地中傾斜計については「警戒・応急対策、通行止めの検討」以上の対応区分に対して、また地盤傾斜計については「対策の検討」以上の対応区分に対して管理基準値を設定していない。それは、変位量が大きくなつて測定範囲を超えていたり、観測値の信頼性が低下することが予想されるからである。

いくことが今後の方向と考えられる。その手法の一つとして逆解析を用いた情報化施工の今後の発展が期待される。

また、水質、土地電位、地温の地下水変化等、計測によってとらえられる変化と地すべり活動との関係を見いだそうという試みがなされている。これらは地すべりや斜面崩壊の発生メカニズムとの関係が明らかになることにより、信頼性が生まれると考えられる。この点にも、地質的な解釈、評価が不可欠と考えられ、今後の更なるデータの蓄積が期待される。

次に、最近では計測機器の進歩や自動計測システムの導入により、一面では計測の精度が大きく向上したように思われるが、計測機器の種類の選択や設置箇所や設置方法といった最も基本的な事項が十分確立されているとは言い難い面がある。特に、地下水位の測定はその代表

表 4.5.16 地すべり対策工の分類



的なものであり、計測箇所の地形・地質的な立地条件を熟知することにより、最も適切な計測が実施できると考えられる。

地すべり、斜面崩壊に関する計測は非常に多く行われているが、計測計画から計測データの取得、評価に至る一連の流れの中で、地質的な面からの解釈、評価が実際にどの程度なされているかは疑問の点が多い。計測結果をより有効に活用していくためには、今後、地質的な考察が不可欠であると考えられ、このためには、地質的考察による地すべりの変遷の推定等のように、計測だけに頼らない柔軟な思考も必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 櫻井孝 (1994) : 斜面災害の発生形態と予知, 鉄道総研報告, Vol.8, No.24, pp.13-18.
- 2) 土木学会 (1997) : 大規模岩盤崩壊に関する技術検討委員会報告書
- 3) 建設省河川局砂防部 (1983) : 急傾斜地崩壊対策事業の手引き, 全国地すべりがけ崩れ対策協議会
- 4) 日本国有鉄道 (1974) : 土木建造物取替の考え方, 日本鉄道施設協会
- 5) 日本道路協会 (1987) : 道路土工のり面工・斜面安定工指針
- 6) WYLLIE, DUNCAN C. (1987) : Rock Slope Inventory/Maintenance Programs, Rockfall Mitigation Seminar, 13 th Northwest Geotechnical Workshop.
- 7) 道路保全技術センター (1996) : 平成 8 年度道路防災総点検要領 [豪雨・豪雪等]
- 8) 杉山友康, 村石尚 (1996) : 切取り面の崩壊形態の判別と深層崩壊の降雨災害危険度評価手法, 鉄道総研報告, Vol.10, No.6, pp.43-48
- 9) 藤田寿雄, 佐伯博三, 万膳英彦 (1988) : 日本道路公団技術情報 (社内報), No.94, pp.39-45
- 10) 奥園誠之 (1983) : 切取斜面の設計から維持管理まで, 鹿島出版会
- 11) 網干寿夫, 低引洋隆 (1972) : 真砂土自然斜面の崩壊について, 第 7 回土質工学研究発表講演集, pp.507-510
- 12) 大脇康孝, 内田裕滋, 草野国重, 石井勝美 (1987) : 国鉄沿線の地すべりの現状, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-6
- 13) 土木学会 (1994) : 岩盤斜面の安定解析と計測
- 14) 高速道路調査会 (1987) : 地すべり危険地における動態観測施工に関する研究 (その 2) 報告書
- 15) 奥園誠之 (1994) : 斜面安定における最近の技術と話題 - 崩壊の事前予知のための地質計測, 日本応用地質学会平成 6 年度シンポジウム予稿集, pp.1-8
- 16) 大脇康孝, 草野国重, 石井勝美 (1987) : 孔内傾斜計及び地すべり計による斜面変位解析法, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-40
- 17) 堀伸三郎, 成田賢, 井上芳幸 (1982) : 孔内傾斜計測定結果から見た地すべりの挙動, 応用地質調査事務所年報, No.4, pp.1-7.
- 18) 吉澤孝和, 細川容宏 (1987) : 地すべり地における地表変位測量データを用いた円弧すべりの解析, 地すべり, Vol.23, No.4, pp.13-23.
- 19) 吉澤孝和 (1988) : 多角形法による地下すべり面の推定 (地すべり地における四次元測量の利用法), 地すべり, Vol.25, No.2, pp.9-17.
- 20) 吉澤孝和 (1988) : 多項式を用いた地すべり地の地下すべり面形状の推定 (地すべり地における四次元測量データの利用法), 地すべり, Vol.25, No.3, pp.1-10.
- 21) 吉澤孝和, 丸山昌義, 長尾勲, 村瀬孝三, 西澤茂高, 三澤敏雄, 根岸六郎 (1991) : 空中写真測量による地すべり情報の提供とすべり面の解析—長野市広瀬地区に発生した地すべり地への応用—, 地すべり, Vol.27, No.4, pp.9-17.
- 22) 坂井宏幸, 村田修 (1995) : 地下水の化学組成からみた地すべりの挙動, 鉄道総研報告, Vol.9, No.7, pp.43-46
- 23) 佐藤修, 青木滋 (1990) : 地すべり地内外の水質の特徴—第三系泥岩地帯の地すべりを例として—, 地すべり, Vol.27, No.1, pp.27-33.
- 24) 伊藤芳朗, 南雲政博 (1992) : 降雨, 地下水変動による土地電位の挙動, 地すべり, Vol.29, No.2, pp.20-27.
- 25) 竹内篤雄 (1983) : 地すべり地温測定による地下水調査法, 吉井書店
- 26) 檜垣大助 (1992) : 長者地すべり地における地すべり斜面の変遷過程, 地すべり, Vol.29, No.2, pp.13-19.
- 27) 高速道路技術センター (1994) : 切土斜面の情報化施工に関する検討報告書
- 28) 斎藤迪孝 (1968) : 斜面崩壊発生時期の予知に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.626.
- 29) 山田剛二, 小橋澄治, 草野国重, 久保村圭介 (1970) : 飯山線高場山トンネルの地すべりによる崩壊, 鉄道技術研究報告, No.706.
- 30) 福圓輝旗 (1985) : 表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法, 地すべり, Vol.22, No.2, pp.8-13.
- 31) 地すべり対策技術協会 (1996) : 地すべり観測便覧
- 32) 高速道路調査会 (1988) : 地すべり危険地における動態観測施工に関する研究 (その 3) 報告書

4.6 地下水

4.6.1 概説

応用地質分野における地下水の計測は、主として表 4.6.1 に示す諸問題に対して実施する。

このうち、⑧の「地盤および構造物の安定問題」については個々のテーマの章で、⑨の「地下空間利用」については 4.3 地下洞窟の章で触れられているので、ここでは重複を避ける。

いずれの問題を扱う場合にも具体的な地下水の計測を行う場合には、その計測項目は大きく次のように区分できる。

- ① 湧水・揚水量の計測
- ② 水位・水圧の計測
- ③ 流向・流速の計測
- ④ 水温の計測

⑤ 水質の計測

⑥ 同位元素の計測

これらの計測は単独で行われるケースは少ない。多くの場合は表4.6.1に示したような問題に対してのアプローチに必要なパラメータを得るためにいくつかの計測項目を組み合わせて試験を構成し、複数の地点で実施されることが多い。各々の計測手法については第2章にまとめられている。

以下にはこれらの計測が実際の問題でどのように行われ、その結果からどのようなことが解るかについて若干の事例を混じえて紹介する。

4.6.2 地下水・地熱利用に関わる計測

地下水・地熱利用に関わる計測には水資源探査、水資源の透水層貯蔵、地熱資源探査、地盤沈下、地下水汚染などに係わるもののが含まれる。

(1) 水資源探査

日本は降水量が比較的多いので地表水に頼るところが多い。しかしながら、地表水の確保が難しい地域や安定した水質を必要とする場合、また、渴水期の水源確保のためにも古来から地下水が利用されてきた。このための

水資源探査は種々の手法を用いて行われてきた。手法としては地形・地質の解析、気象データの検討、湧水量の測定、既存井戸の水位測定、湧水や井戸水の水質測定、物理探査、ボーリングによる調査、検層などが用いられてきた。

水資源探査のはじめに行われるものは、集水および流出等に着目した地形および透水性に着目した地質の解析である。こうした地形・地質が判れば分布する地下水の状態、あるいは性質がある程度推定できる。これに湧水の位置および井戸の水位測定の結果を用いて地下水位等高線図を描くことによって、新たに掘削する井戸地点の地下水位を推定することができる。水位測定地点が不足する場合、あるいはより詳細な調査を行う場合には、物理探査やボーリングによる調査などが追加される。地下水位等高線からは地下水の流動方向を推定することもできる。

なお、被圧地下水については地下水位に変えて水頭あるいは水圧が計測され、同様の検討が行われる。

地形および地質と地下水位に関するデータを総合的に解析することにより、確保できる水量のある程度の推定ができる。さらに、電気探査を中心とした物理探査を行

表4.6.1 地下水に関する諸問題へのアプローチに用いられる主な調査手法と計測項目

問 題 の 区 分		主な調査手法					計 測 項 目							
		地 形・地 質 の 解 析	気 象 デ ィ タ 検 討	物 理 探 査	ボ リ ン グ	検 層	湧 水 量 計 測	揚 水 量 計 測	井 戸 の 水 位 計 測	水 壓 計 測	流 向・流 速 の 計 測	水 溫 の 計 測	水 質 の 計 測	同 位 元 素 の 計 測
Ⓐ 地下水・地熱利用関連	水資源探査	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○
	水資源の透水層貯蔵	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
	地熱資源探査	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○
	地盤沈下	○	△	○	○			○	○	△				
	地下水汚染	○	△	△	○		△	○	○	△	△	△	○	
Ⓑ 地盤および構造物の安定	斜面の安定	○	△	○	○	△	△		○	○	△			
	根切の安定	○			○		△	△	○	○				
	ダム堤体の安定	○		○	○	△	△		○	○	△			
	トンネル、地下空洞の安定	○	△	○	○	△	○	△	○	○	△	△	△	△
	地震時の液状化	○			○				○	△				
Ⓒ 地下空間利用関連	石油備蓄	○	○	○	○	○	○	△	○	○	△	△	△	
	天然ガス備蓄	○		△	○	△		△	○	○		△	△	
	圧縮空気の貯蔵*	○		△	○	○			○	○		○	○	
	放射性廃棄物の地層処分*	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	

○：よく適用される。 △：場合によっては適用される。

*：構想・研究段階、予想して○・△をつけた。

って地下水の賦存状況を推定することがしばしば行われている。

特定の井戸の位置がほぼ決定された時点で確保できる水量を確認するために、揚水試験が実施される。揚水試験は一定の揚水を行った時の地下水位あるいは水圧の変化を計測するもので、これを実施することによって透水(量)係数や貯留係数を含む地下水流动に関する各種のパラメータを得ることができる。図4.6.1には揚水試験の結果の例を示した。

こういった地下水を永く利用できるように保全していくためには、その涵養メカニズムの解明が欠かせない。そして、この涵養メカニズムの解明には不飽和浸透の問題を避けては通れないが、不飽和土層中の水とその他の物質の移動の問題は複雑で定量的な現象把握の障害になっている。

浸透した地表水が地下水を涵養する定量的な実態を解明するための測定項目は多岐に渡らざるを得ない。図4.6.2と表4.6.2は草地での一般的な降雨浸透や地下水涵養の観測システムと計測項目の一地点分の例を示す。また、この計測の基本となる不飽和土中の水分の計測法は表4.6.3に示すような手法が報告されている。

最近実施されたようになった高密度電気探査法を雨水の浸透特性の測定に適用した結果は、図4.6.3に示すように乾天後の降雨により濡れゾーンが地表から地下へ拡大していく過程をよくとらえている。こういった計測法のさらなる開発がこの方面的理解に大きく役立つものと考えられる。

一方、ある地下水の涵養源を特定するためにしばしば用いられる手法としては、地下水に溶存する成分の組み合わせとその濃度を用いた地下水のタイプ分けがある。

図4.6.4は熊本平野における2つの河川を涵養源とする地下水が混合していく様子をヘキサダイヤグラムの変化で示したものである。また、表4.6.4に示すような各種のトレーサーを用いた地下水の涵養源や流动機構を解明することが行われている。特に、トリチウムや重酸素などの自然の地下水中に存在する環境同位体の計測は、計測機器の開発に伴ってその実用性が高まっている。表4.6.5にはこれらの同位体の計測によって明らかにされた地下水の滞留時間の例を示す。

(2) 水資源の透水層貯蔵

透水層に水資源を貯蔵することを目的としたいわゆる地下ダムは、表4.6.6に示すように既に実用化されている。図4.6.5に地下ダムの模式断面図を示す。

地下ダム建設に際しても水資源探査の項で述べたような一連の調査の中で計測・試験が行われる。すなわち、透水性に着目した詳細な地層の分布形状の調査に加えて、地下水の涵養機構、流动状況を把握するための計測を伴う調査が行われる。図4.6.6にはこれらの調査・計

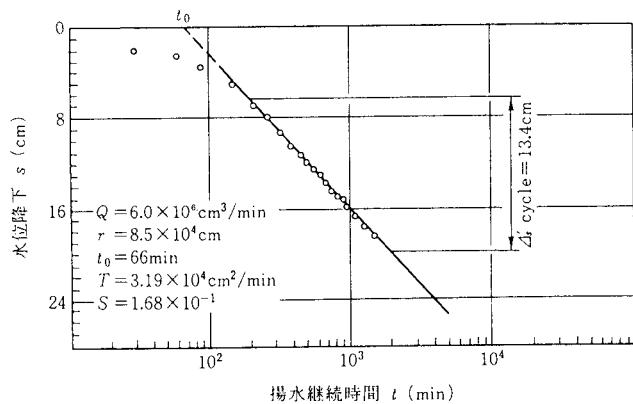


図4.6.1 ヤコブの直線解析法の例¹⁾

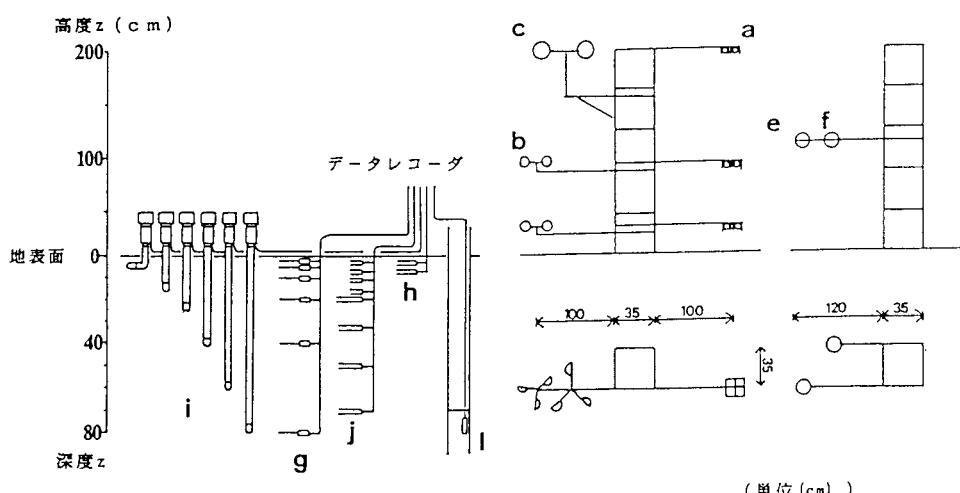


図4.6.2 雨水浸透・地下水涵養観測システム例²⁾

測・試験の結果から明らかになった沖縄県宮古島の地下谷の状況と地下水流动および地下ダム建設位置の関係を模式的に示している。

一方、温水や冷水を透水層に貯蔵する構想がある。この場合も、透水層と不透水層の性質と各々の分布形状を把握するための調査が特に重要である。地下水に関しては水位・水圧の計測および透水・揚水試験など地下水流动に係わる計測・試験が行われるものと考えられる。

表 4.6.2 雨水浸透・地下水涵養観測項目²⁾

単位 (cm) (-) は深度

観測項目	観測機器の種類	設置高度、深度
気温	サーミスタ温度計	a 30, 100, 200
風速	光電式三杯風速計	b 30, 100
	三杯風力計	c 200
風向風速	風車型風向風速計	d 2000 (20 m)
短波長放射	アルベドメーター	e 100
正味放射	正味放射計	f 100
地温	白金抵抗測温体	g 2, 5, 10, 20, 40, 80 (-)
地中熱流量	熱流板	h 3, 7 (-)
土壤吸引圧	テンシオメーター	i 5, 15, 25, 40, 60, 80 (-)
土壤水分量	TDR 水分計	j 3, 7, 11, 16, 20, 32, 5, 50, 70 (-)
雨量	転倒升型雨量計	k 0
地下水位	圧力センサー	l 150 (-)

(3) 地熱資源探査

地熱資源の開発に際してはきわめて広範囲に、また深い深度までの調査が実施される。当然ながら、一般的な水理調査に加えて熱に関する調査の比重が大きくなる。数十メートル深、場合によっては数百メートル深の温度分布を求めて熱源ないし热水の分布を調査することが行われている。また、このような热水の調査ではボーリングコアの亀裂面に晶出した鉱物の鑑定や地下水の成分を分析して、地下の温度分布を知ることも行われている。こういった広域の地下水調査にはリモートセンシングの技術も頻繁に用いられている。

(4) 地盤沈下

広域の地盤沈下は地下水の過剰汲み上げによって生じることが数多くの地下水および沈下の計測を伴った研究から実証されている。このうち、沈下は主に水準点や層別沈下計、水位は観測孔に設置した水位計によって計測が行われている。

図 4.6.7 は関東地方を中心とした地域の揚水量と地下水位および地盤沈下の経時変化を示している。東京都区部では著しい揚水を行った 1955 年～1965 年までの間は急速に地盤沈下が進行したが、揚水を規制した 1965 年以降は鎮静傾向に移り、1975 年からはほぼおさまっている。このように厳しい揚水規制によって多くの工業地帯や大都市部ではその地盤沈下は沈静化しているが、

表 4.6.3 不飽和土中水分の計測法

手 法 名	備 考
採土・炉乾燥法	直接法。以下に示す間接法の基準水分量測定法。
テンシオメーター	土壤水の圧力と水分量がほぼ一定の関係にあることを利用。
静電容量法	静電容量の水分による変化を利用。
放射線法	ガンマ線の水分による減衰特性を利用。
中性子法	高速中性子の水分による熱中性子化の原理に基づく。
VHF・UHF・マイクロ波可視波長法	可視光線からマイクロ波までの電磁波を利用。主としてリモートセンシング。
T E M 波 T D R 法	土壤中の誘電率を電磁波で測定。Transverse Electric and Magnetic Wave Time Domain Reflectometry。野外での不飽和土中水分測定法の主流になりつつある。
N M R 法	原子核の固有角運動量（スピン）を利用し、水素原子核が共鳴する（Nuclear Magnetic Resonance）位置を測定して水分量を求める。装置は大型だが精度はよい。
熱伝導法	土壤の熱伝導率と水分量に一定の関係があることを利用。土質毎にキャリブレーションが必要。取扱いは容易。
光ファイバー法	土壤表層の水分測定を目的とする。発光ダイオードから光を出し、光ファイバー中の光線の土壤水による屈折率の変化から水分量を求める。
近赤外分光法	非接触センサーによる地表面薄層の水分測定に利用。

開発一郎(1995)よりとりまとめた。

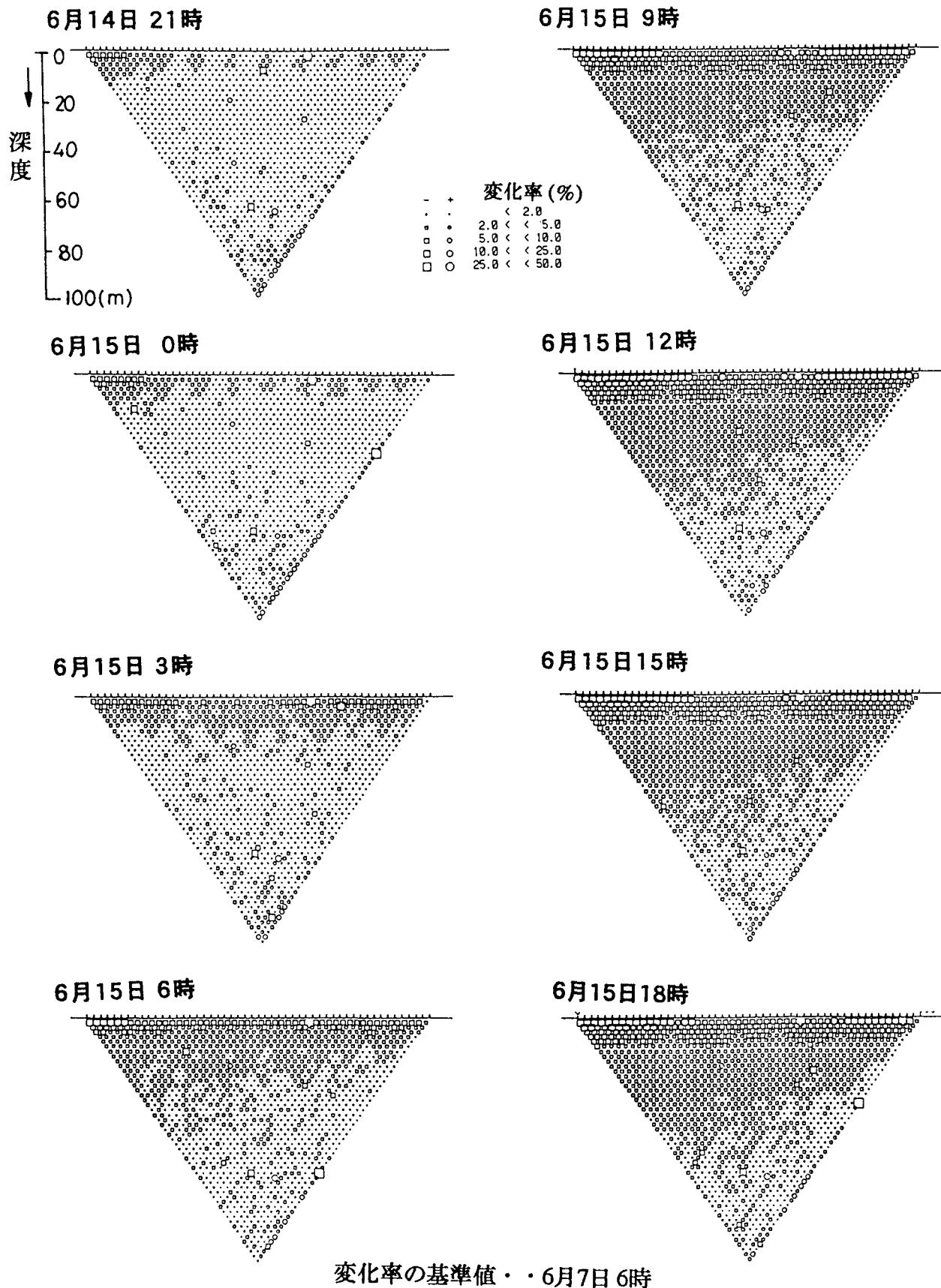


図 4.6.3 雨水浸透による見かけ比抵抗値の経時変化³⁾

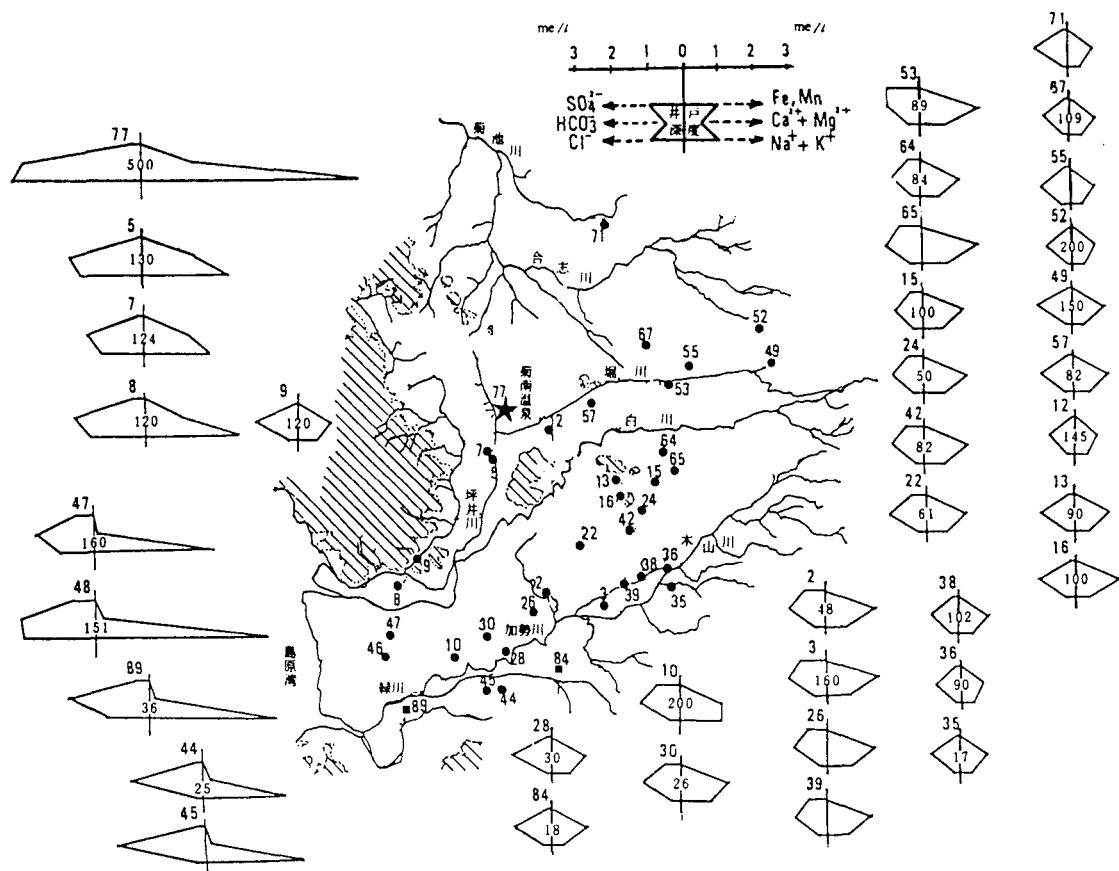


図 4.6.4 地下水の水質 (ヘキサダイヤグラム)⁴⁾

表 4.6.5 いろいろな地下水の滞留時間⁶⁾

地 域	滞留時間	トレーサー
黒部川扇状地扇端部の地下水	0.14 年	C 1
黒部川扇状地の深層地下水	2 年以上	³ H
那須岳周辺から基底流出する地下水	2~3 年以上	² H, ¹⁸ O
南関東の深層地下水	20 年以上	³ H
市原臨海部の深層地下水	30 年以下	³ H
濟州島の火山岩中の地下水	2~9 年	² H, ¹⁸ O
オタワ川流域の湖沼水と地下水	約 3 年	³ H
チェコスロバキアの山地の地下水	2.5 年	³ H
テキサス州カリブ砂岩中の地下水	最大 27,000 年	¹⁴ C
マラカイボ護岸の深層の地下水	4,000~35,000 年	¹⁴ C
リビア砂漠のヌビア砂岩中の地下水	25,000~35,000 年	¹⁴ C
中央ヨーロッパの深層地下水	約 10,000 年	¹⁴ C
ニューサウスウェールズ州の河川	0.01 年	
ニューサウスウェールズ州 堤防貯留水	0.05 年	
グルバーン川流域の河谷の地下水	1 年	
オーストラリアの主な地表貯留水	0.1~2.5 年	方 法 は 不 明
クインズランド州北部ウエイバの地下水	3 年	
ウエスタンオーストラリア州のセルナガレンの地下水	60 年	
サウスオーストラリア州南東部の地下水	2,200 年	
クインズランド州大賛井盆地の一部の地下水	10,000 年	

表 4.6.4 地下水調査に用いられるトレーサー⁵⁾

トレーサーの種類	トレーサーとして用いられる物 トレー サーの検知方 法	実 測 例	問 題 点
熱	温 水	高感度温度センサー (0.02°C 測定精度) ・微生物の場合は培 養により増殖させ て測定 ・爆発時の振動計で観測 ・地上的地震計で観測	地下水と水温の異なる湖水をハルス状に注入し水温変 化を注入井戸から 46 m の距離まで観測 ・カルストや玄武岩の空洞内の地下水調査、あるいはゴ ミ埋立場からの汚水の浸透移動の観測に活用された例 が多い、
固体粒子	・着色したコケの種子 ・小型時限爆弾 ・イースト菌 ・バクテリア ・ウイルス		・巨大粒子の形成による目づ まり ・微生物は、ph、イオン強 度による影響 ・地下水汚染の危険
イオン	・Cl ⁻ , Br ⁻ , I ⁻ , SO ₄ ²⁻ , (陰 イオン) ・重金属あるいは微量元素 EDTA 等とのキレート錯体	・電気伝導度計 ・イオンメータ ・液体クロマトグラフ ・中性子放射化分析	・古くから用いられているものに食塩が多いが、天然水 中に含まれる割合の低い Br ⁻ や I ⁻ が地下水調査に有 効 ・ダムの漏水調査等に In やランタンノイド元素の DTPA 錯体の活用
安定同位体	² H (D), ¹³ C, ¹⁵ N, ¹⁸ O, ³⁴ S	・質量分析	・人為的に投入して地下水流れの追跡に活用されるより は、天然に存在する同位体 (主に:D, ¹⁸ O) の変動 を調査し広域の地下水調査や雨水の浸透速度の把握に 活用される例が多い。
放射性同位体	³ H, ¹⁴ C, ³² Si, ³⁶ Cl, ³⁹ Ar, ⁶⁰ Co (EDTA), ⁸⁵ Kr, ⁸⁵ Kr, ¹²⁹ I, ²²² Rn	放射線計測あるいは タンドム加速器によ る質量分析	・過去には、人為的に ¹³¹ I や ⁶⁰ Co (EDTA) が地下水に 投入され調査に活用されたこともあるが、現在では法 律で禁止されている。 ・天然に生成される ³ H, ¹⁴ C, ³⁶ Cl, ⁸⁵ Kr, ²²² Rn が地 下水の年代測定に活用される例が多い。
有機染料	フロレッセン, ローダミン WT ライザミン FF, アミノ G 酸	比色分析 分光分析	・0.1 ppb と高感度で安行なため石灰岩や玄武岩の亀裂 や空洞の多い岩盤あるいは、砂礫層の地下水調査に活 用された事例が多い。
溶存ガス	・放射性ガス (¹³³ Xe, ⁸⁵ Kr, ²²² Rn) ・有機ガス (メチルメルカプタ ン, メタン, フロンガス) ・希ガス (He, Ne, Ar, Kr, Xe)	・放射線計測 ・ガスクロマトグラ フ分析 ・質量分析	・メチルメルカプタンをカルストの地下水調査に活用 ・環境中のフロンガスを広域地下水調査に活用 ・He ガスを溶解注入して地下水トレーサーとして活用 ・ ³ He, He の蓄積量から地下水年代測定に活用したり, 広域地下水流れの流動区別に活用
			・サンプリングの際に溶存ガ スが気化散逸しないよう試 料水の採取を行う必要があ る

表 4.6.6 地下ダム施工事例⁶⁾

ダム名	所在地	事業主体	竣工年	遮水壁	総貯水量 (日取水量)	目的	地質	工法
野母崎地下ダム (流域0.584km ²)	長崎県野母崎町樺島	野母崎町建設省	1974年	$l 60 \text{m} \times d 16 \sim 25 \text{m}$ $= S 1,200 \text{m}^2$	$20,000 \text{m}^3$ ($300 \text{m}^3/\text{日}$)	上水道	礫混り粘土/ 結晶片岩	グラウチング ロッド引抜き4列千鳥 2重管ダブルパッカ
皆福地下ダム (1.7km ²)	沖縄県宮古島	沖縄総合事務局農林水産省	1979年	$l 500 \text{m} \times d 16.5 \text{m}$ $= S 5,400 \text{m}^2$	$720,000 \text{m}^3$ ($7,000 \text{m}^3/\text{日}$)	農業用水	琉球石灰岩/ 島尻泥岩	グラウチング ロッド引抜き前進ステージ列千鳥
常神地下ダム (0.45km ²)	福井県三方町	三方町福井県水産庁	1983年	$l 202 \text{m} \times d 18.5 \text{m}$ $= S 3,700 \text{m}^2$	$73,000 \text{m}^3$ ($300 \sim 420 \text{m}^3/\text{日}$)	上水道	礫混り粘土/ 岩片混り粘土	地下連続壁工法 バケット式掘削 〔高炉セメント+ペントナイト〕
天ヶ熊地下ダム	福岡県宇美町	宇美町	1988年	$l 129 \text{m} \times d 12.5 \text{m}$ $= S 1,600 \text{m}^2$	$17,500 \text{m}^3$ ($800 \sim 1,000 \text{m}^3/\text{日}$)	上水道	砂礫	グラウチング 2重管ダブルパッカ (ソレタンシュ)
綾里川地下ダム (3.94km ²)	岩手県気仙郡三陸町	岩手県工事中か		$l 120 \text{m} \times d 4.5 \text{m}$	$30,000 \text{m}^3$	洪水調節 上水道	砂礫	—
砂川地下ダム (7.2km ²)	沖縄県宮古島	沖縄総合事務局農林水産省	工事中	$l 1,835 \text{m} \times d 49 \sim 60 \text{m} = S 44,000 \text{m}^2$	$9,500,000 \text{m}^3$ ($150,000 \text{m}^3/\text{日}$)	農業用水	琉球石灰岩/ 島尻泥岩	地下連続壁工法 ソイルミキシングウォール 鋼矢板建込ほか グラウチングも併用
福里地下ダム (12.4km ²)	沖縄県宮古島	同上	同上	$l 1,720 \text{m} \times d 52 \text{m}$ $= S 40,231 \text{m}^2$	$10,500,000 \text{m}^3$ ($184,000 \text{m}^3/\text{日}$)	"	"	"
赤崁地下ダム (2.14km ²)	台湾澎湖島	台灣農業委員会	1986年	$l 820 \text{m} \times d 24 \sim$	$1,277,000 \text{m}^3$ ($1,918 \text{m}^3/\text{日}$)	農業用水 上水道	玄武岩/具殻砂層	グラウチング

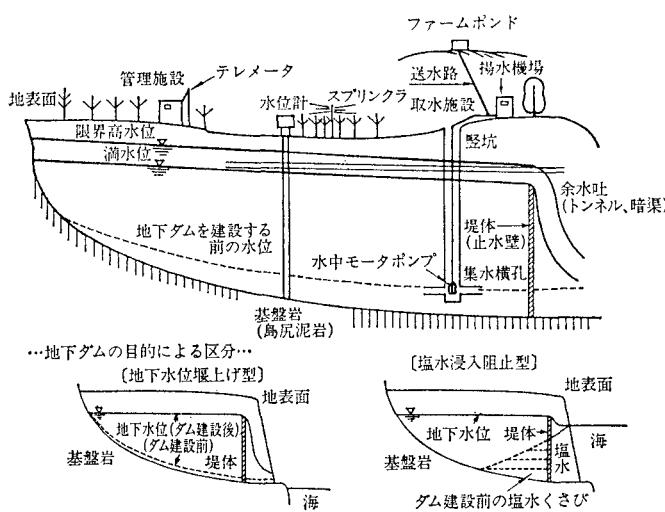


図 4.6.5 地下ダムの模式断面⁶⁾

逆に融雪用の地下水を大量に利用するようになった地方やその他の目的で地下水を利用するいくつかの地域では顕在化してきている。

(5) 地下水汚染

地下水汚染は最近大きく問題になってきているテーマである。特に、発ガン性物質であるトリクロロエチレンをはじめとする有機塩素系溶剤による地下水汚染は深刻な問題である。これはドライクリーニングや半導体工場

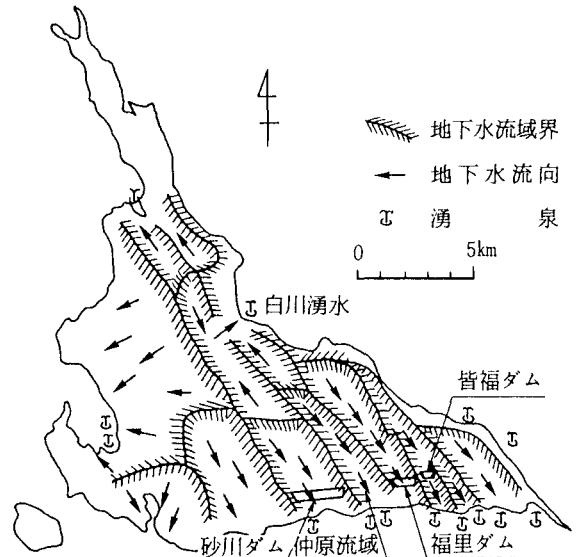
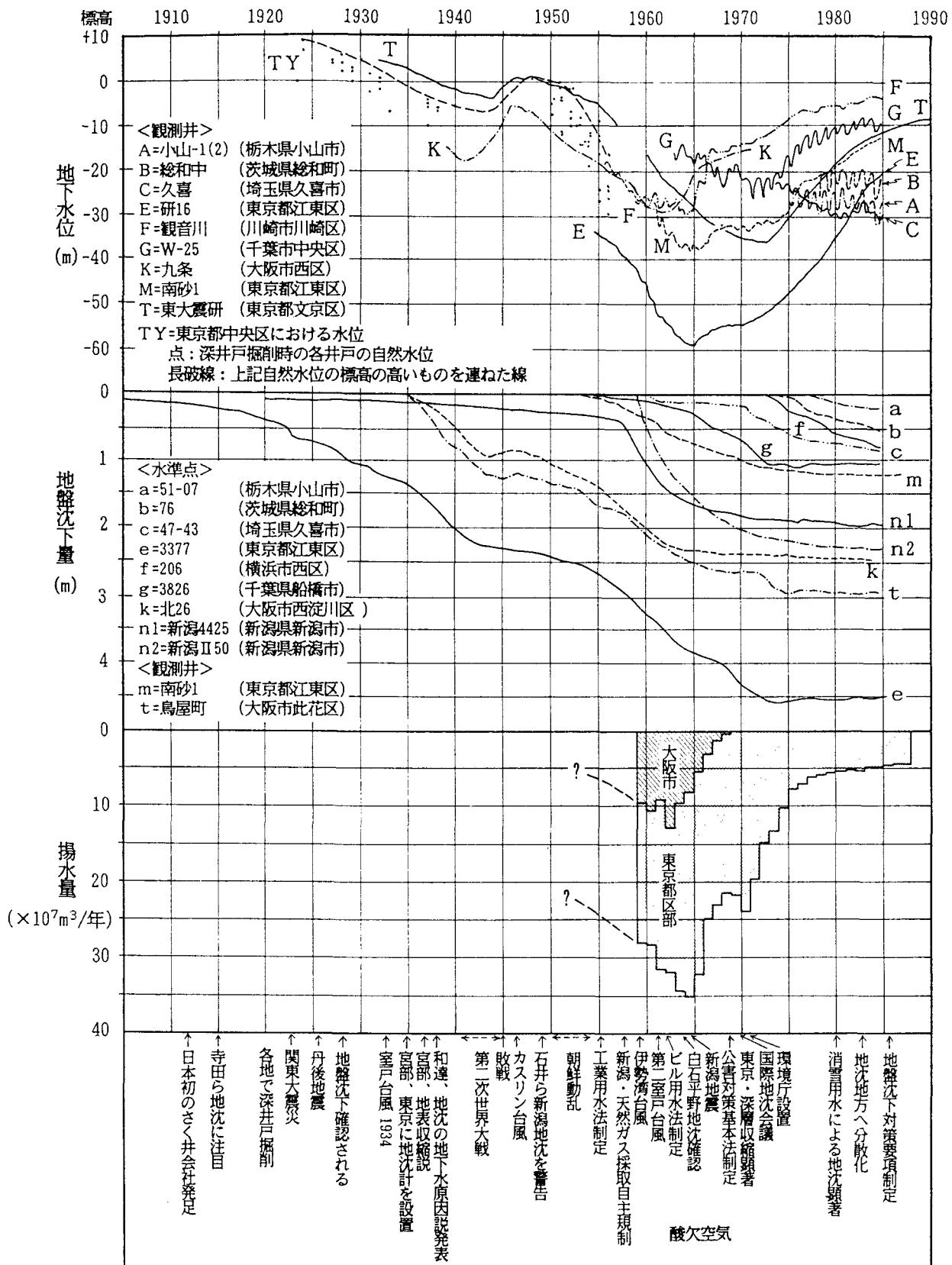


図 4.6.6 地下ダム位置と地下谷⁷⁾

などで用いられた溶剤が色々な理由により流出し、地層、地下水および地下の空気を汚染したものである。一説によると全国に三千カ所を超える地下水汚染域があると言われている。一旦汚染された地下水を許容レベルまで浄化するためには現在実施できる手法によれば20年から30年、あるいはそれ以上かかると言われている。



(古野ほか(1988)に大阪市(1970), 新藤・柴崎(1972), 東京都(1992), 北陸農政局(1987)などのデータを付け加えて編図)

図 4.6.7 地下水位の経年変化と地盤沈下⁸⁾

この調査ではまず、汚染源の特定のための調査が行われる。汚染源を含むと考えられる一定域を図4.6.8に示すような碁盤の目状に計測地点を設定して、検知管あるいはフィンガープリント、あるいは可搬型のガスクロマトグラフを用いて地表近くの汚染物質の濃度を計測する。この結果から汚染物質の濃度分布図を作り、高濃度域を絞り込んで汚染源を明らかにするという手法が多く用いられている。

汚染源とともに重要なのが地層の分布状況、特に透水層と不透水層に分けた地層区分である。このための詳細な地質調査と各層毎の汚染物質の濃度計測を伴う汚染状況の調査が行われている。

有機溶剤は水より比重が大きいので、図4.6.1の「有機塩素系溶剤による地質汚染機構図」に示すように地下水水面下に入っても透水層内を降下し、不透水層の上面で滞留するあるいは不透水層の上面に沿って地下水によって押し流されるという性質がある。この図に示すように、ボーリング孔や井戸あるいは不透水層の不連続部を通して下位の不透水層の上面まで到達した汚染物質が、さらに地下水によって流されていく様子がうかがえる。このように地下水汚染の調査においてはボーリング孔そのものが地下水汚染を拡大する可能性を持っているので、慎重な調査の進め方および後始末が重要になる。

このほか、石油系物質の漏出、六価クロムやひ素、鉛など重金属による汚染も報告されており、それぞれの特

性に応じた調査・計測が行われている。

地下水汚染の問題では汚染物質の移流・収着・拡散途中での化学変化についての理論上の検討はかなり進んでいるように見受けられる。しかし、現場での計測法は不飽和浸透特性の計測を含めて開発途上にあり、固まつものがない。また、コンピュータによるシミュレーション手法などはかなり高度なものが開発されているものの、実際の計測結果との整合性については未だ一步といふところのようである。

4.6.3 今後の課題

地下水計測の課題は大きく分けて以下の5点にまとめられる。

- ① 計測部位を特定した計測手法の開発
- ② 長期間安定な時系列データの取得機器の開発
- ③ 長期間連続使用可能な水質測定用小型化学センサーの開発
- ④ 不飽和浸透計測技術の確立
- ⑤ 岩盤内水理メカニズム解明のための計測手法の開発

(1) 計測部位を特定した計測手法の開発

地下水は流動性に富んでいたために、その性質を測定する場合、どの位置にあった地下水の性質を測定しているのか特定することがしばしば困難である。特にボーリング孔内で計測する場合、特定深度にある地下水につい

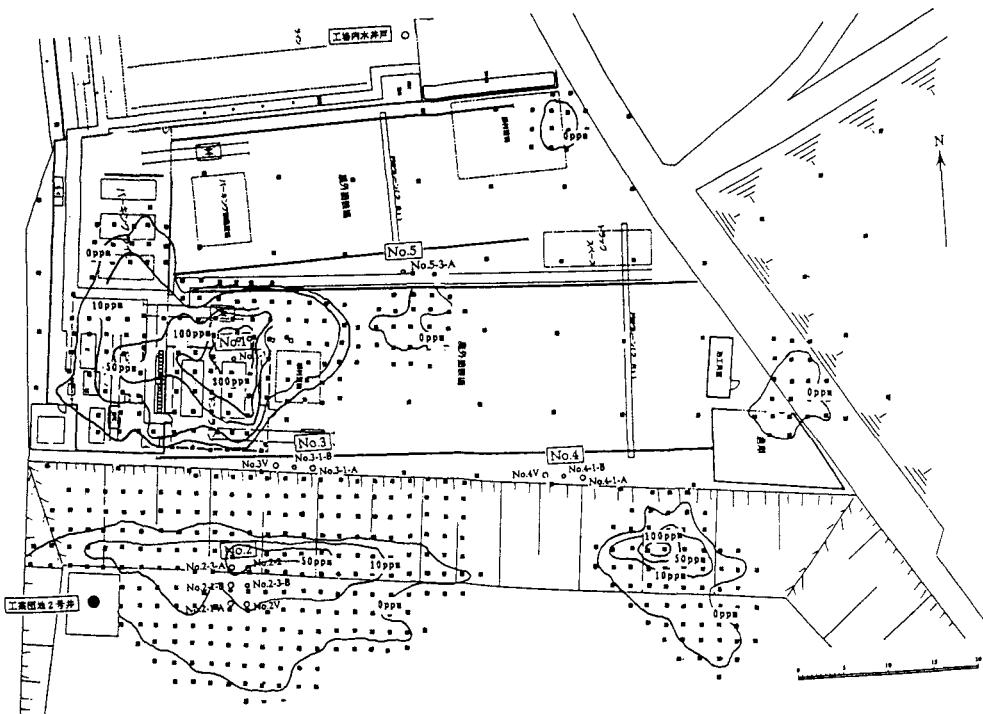


図4.6.8 汚染源特定のための表層汚染計測地点の配置例^{⑨)}

て厳密に測定することが難しい。地下水の温度が深度によって異なれば、あるいは成分濃度が異なれば密度が異なり、ボーリング孔内で密度流が発生して実際にはどこに存在していた地下水の性質を測定しているのか解らなくなる。

この1つの解決策として、ダブルパッカーによってボーリング孔の一定区間を区切って、その間の地下水を測定あるいは試料を採取するダブルパッカー式 BAT 法あるいは MP ケーシング法などの技術が試みられている。また、温度検層については、検層ゾンデの昇降によるボーリング孔内水の攪拌と各深度毎の測定時刻のずれによる温度プロファイルの不鮮明化の問題が、多点式温度検層法の開発によって著しく改善されており、今後の発展と普及が期待される。

(2) 長時間安定な時系列データの取得機器の開発

長時間安定な時系列データの取得機器の開発は、地下水の涵養や流動メカニズムの解明、その保全監視のためにたいへん重要である。最近はフロッピーや IC カードなどを媒体にした大容量の記録方式を用いる場合が多くなっているが、これが計測をブラックボックス化し、データの異常になかなか気付かないケースがある。もう1つの問題は地下水の計測現場は小規模な洪水でも冠水したり、雷などの影響で磁気化・電子化された記録が破壊消滅してしまうケースが生じる。また、電池切れによって継続測定が中断してしまうケースもある。これらの課題は電話回線を利用した通信による監視、データの自動回収・二重保存、避雷処置などによって解決されつつある。

(3) 長期間連続使用可能な水質測定用小型化学センサーの開発

ボーリング孔内など小さいスペースで用いることのできる長期間連続使用可能な水質測定用小型化学センサーは開発途上にある。現状ではボーリング孔内の水質の長期に渡る時系列データの取得は水のサンプリングによらざるを得ず、多大な労力を必要としている。そして、地下水・地層汚染の自動モニタリングや、孔間トレーサ試験などを困難なものにしている。また、汚染物質の移流・拡散中の化学変化についての現場実測データに基づく研究はその途上にある。こういった化学センサーの開発は自動モニタリングを可能にし、これらの問題の解明に貢献するものと考えられる。

(4) 不飽和浸透計測技術の確立

不飽和土中の水の移動には多くの要素が複雑にからみ合うので、その測定項目は多岐に渡らざるを得なくなる。

これらをシステム化していくとともに、例えば、高密度電気探査法のような包括的な計測法のさらなる開発がこの方面的アプローチに貢献するものと考えられる。

(5) 岩盤内水理メカニズム解明のための計測手法の開発
きわめて透水性の低い岩盤内の水理メカニズムについては核廃棄物の地層処分や石油の地下備蓄を始めとした地下空洞利用に関連して重要なテーマとして研究が進められている。ハイドロパルストモグラフィーを始めとした技術の開発に加え、インタクトな岩内部の鉱物粒子間あるいは鉱物内のべき開面間を移動する水と物質の計測技術の開発も行われており、これらを厳密に評価して安全性評価技術の向上に役立てようとする試みがなされている。

参考文献

- 1) 水収支研究グループ (1973) : 地下水資源学, 共立出版, p.157.
- 2) 開発一郎 (1995) : 地下水涵養に係わる新しい観測・計測法, 地下水学会誌, 第37卷, 第3号, pp.193-206.
- 3) 和田卓也・井上 誠・横田修一郎・岩松 晉 (1995) : 電気探査の自動連続観測によるシラス台地の降雨の浸透, 応用地質, 第36卷, 第5号, pp.1-34.
- 4) 永井茂・石井武政 (1983) : 水質から地下水の起源・流動を探る, 地質ニュース, No.349, pp.16-27.
- 5) 馬原保典 (1994) : 7. 環境の計測, 7.2 環境同位体分析, 地下水学会誌, 第36卷, 第4号, pp.473-485.
- 6) 松倉克幹 (1989) : 5. 地下水, 農業土木ハンドブック, 農業土木学会編, pp.271-290.
- 7) 福島一祐・國弘 実・串間正敏・戸田完一 (1990) : 砂川地下ダム止水壁, 基礎工, pp.31-37.
- 8) 松倉克幹・大野勝次 (1993) : V地下水, 日本地質学100年, 日本地質学会, pp.419-430.
- 9) 榆井 久・田村順一・宇沢昭晃・古野邦雄・香川 淳・佐藤賢司・森崎正昭 (1995) : 多層集水井戸による深層地質汚染と井戸修復, 第5回環境地質学シンポジウム論文集, 日本地質学会, pp.205-207.
- 10) 榆井 久 (1995) : 君津市内箕輪の地質汚染－汚染機構の解明から浄化対策まで－, URBAN KUBOTA No. 34, 株クボタ, pp.11-49.

4.7 断層活動

4.7.1 概説

(1) 断層活動を応用地質学的に計測することの意義

断層に係わる経時的变化としては、次の2つの事象が考えられる。

- ① 断層面が岩盤・地盤中の不連続面として局所的に作用して、地すべり・崩壊、風化、地下水の変化などの要因となること。
- ② 断層が地殻の広域応力を反映した大規模で急激なずれ（大地震）を起こして、強震動と断層変位・地殻変動などの永久変位などを発生させること。

このうち前者の局所的な変化については、他の項目で触れられるので、本項では後者の地震の発生源としての断層の計測について述べる。

断層とは、「地殻を構成している物質が、断層面を境にして相対的にずれた現象」であり、一般にこのずれは、地震をともなって間欠的に繰り返されることが知られている。このような観点から、「過去の地質時代において繰り返し活動し、したがって、今後も活動する可能性がある断層」は活断層と呼ばれ、将来の大地震の発生源として注目されている。

個々の断層においては、大地震に伴う一定規模の断層変位が一定の再来間隔で繰り返し発生すると「固有地震モデル」が成り立っている。そして、ある断層において発生する中・小地震の頻度分布はグーテンベルグ・リヒターの式（G-R式）に従うが、大地震の発生頻度は中・小地震の発生頻度とG-R式から予測されるよりも大きいと考えられている（図4.7.1）^{1,2)}。したがって、活断層から発生する大地震を予測するためには、その基本となる経験則の構築を含めて、短期間の経時的観測・計測だけではなく、過去に遡っての長期的な歴史・地質学的数据の発掘が不可欠となる。わが国の内陸活断層では、大地震の発生間隔は短いものでも約千年、多くはそれ以上であることが知られている。このため、評価に必要なデータを短期間に得るために歴史科学としての地質学的手法がほとんど唯一の手段となる。

（2）断層の活動性調査の推移

わが国において、活断層から発生する地震を考慮することが成文化され、義務づけられている対象物としては、原子力発電所、ダムおよび超高層ビルの3例がある。これらの事例では、いずれも活断層については基本的に「長期間に起こりうる地震の場所と規模」の決定論的評価が求められている。しかしながら、1995年兵庫県南部地震とそれによって引き起こされた阪神・淡路大震災を契機として、地域の地震防災のために「次の地震の発生時期あるいは発生確率」を含めた確率論的評価を行う事業が、国と地方自治体が一体となって進められるようになった。すなわち、活断層から発生する地震の予測は、場所・時間・規模の3要素を包括したより複雑なものへ

と大きく変化した。

地震予知研究は、1960年代から国家プロジェクトとして進められてきた。1978年には「大規模地震対策特別措置法」が成立し、これに基づいて東海地方が地震防災対策強化地域に指定され、地震の短期予知に向けて調査観測網の整備・維持が進められている。しかし今日まで、想定されているM8程度の海溝型地震は起こっておらず、予知が行われたことはない。一方、1995年に成立した「地震防災対策特別措置法」に基づいては、地震に関する調査研究の推進体制が整備され、調査研究の主要項目の一つとして活断層から発生する地震の長期評価が取り上げられるようになった。また、一般の都市計画、宅地開発、ダム・空港建設などの大規模事業においても、周辺の断層から発生する地震の確率論的評価が行われる事例が増えている。

4.7.2 計測項目と計測計画

（1）固有断層活動モデルとカスケード地震モデル

計測と評価の基本となる理論は、「断層は、セグメントごとに固有の単位変位量および長さと活動の再来間隔をもつ」とする固有断層活動モデル^{1,2,3,4)}（図4.7.2）と、「断層セグメントは単独で大地震を発生させるとともに、関連する複数のセグメントが連動してより規模の大きな地震を起こすことがある」とするカスケード地震モデル

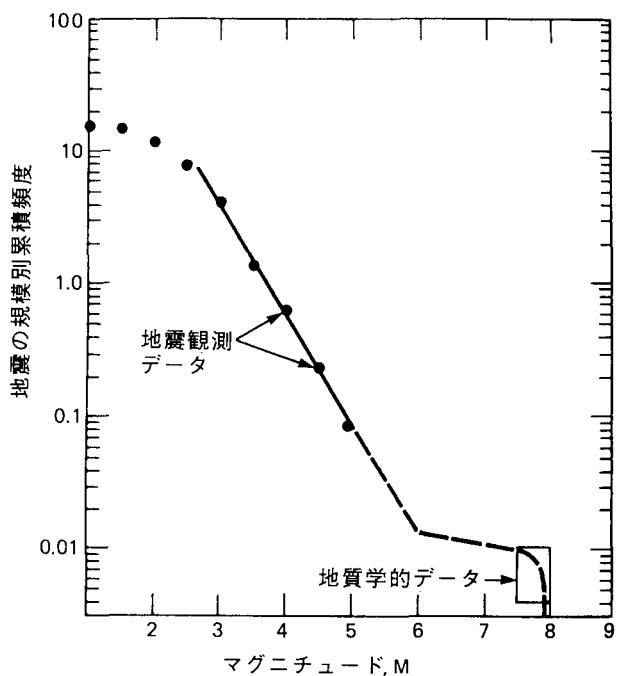


図4.7.1 個々の断層セグメントから発生する地震の規模別累積頻度分布を示す概念図¹⁾
地質学的データとして枠で示された範囲が個有地震

(cascade model) である^{5,6)} (図 4.7.3)。前者は、個々の断層活動の地質学的計測に係わる基本的モデルであり、後者は、計測された断層パラメターから固有地震⁶⁾を予測するための基本的モデルである。

固有断層活動モデルは、従来は「固有地震モデル (characteristic earthquake model)」と呼ばれ、断層セグメントは常に単独で大地震を起こすと考えられてきた^{1,2)}。しかし、規模の大きな地震ではしばば複数のセグメントが同時に活動していることから、カリフォルニア地震発生確率ワーキンググループ (Working Group on California Earthquake Probabilities)⁶⁾は断層活動と地震の発生とを明確に区別して、多重震源地震を考慮したカスケード地震モデルを採用した。カスケード地震モデルの大きな特徴は、断層セグメントの変位量は、セグメントが単独あるいは複数が連動して地震を起こすいずれの場合でも、同じとする点である^{5,6)}。この特徴は、地震では地震断層あるいは震源断層の長さに比例して変位量も大きくなるとの従来の概念を、大きく改善したものである。

(1) 必要かつ取得可能な地質学的データ

図 4.7.4 に、地質学的データから断層活動のモデルを経て地震発生ポテンシャルの評価に至る調査の流れを示す。この調査において必要かつ取得可能な地質学的数据は、次ぎのとおりである。

(a) 平均変位速度 : S

平均変位速度は、長期の地質学的時間における平均的な断層の活動性を表すもので、断層の単位区間あたりの歪み速度あるいは地震モーメントの解放速度を反映したものである。一般には、断層によって変位した地層や地形面などの変位基準の累積変位量 ΣD と年代 t から、 $S = \Sigma D / t$ として間接的に求められることが多い。ただしこの間接的手法では、断層活動の時期と無関係に形成される変位基準を使うことが一般であって、累積変位量が想定される単位変位量に対して十分に大きくなないと良い精度は得られない。なお平均変位速度は、後述の単位変位量 D および再来間隔 R から、 $S = D / R$ (図 4.7.2) として直接に求めることができる。

(b) 再来間隔 : R

再来間隔は、固有の断層活動の繰り返し時間間隔である。地震時 (断層活動時) の地殻の限界歪みがおおむね一定と仮定すると、再来間隔は地殻の歪み速度を反映したものといえる。一連の断層活動の発生時期が連続して高精度で決まれば、再来間隔の平均とそのばらつきが求められ、地震発生時期の確率論的評価の基礎となる。し

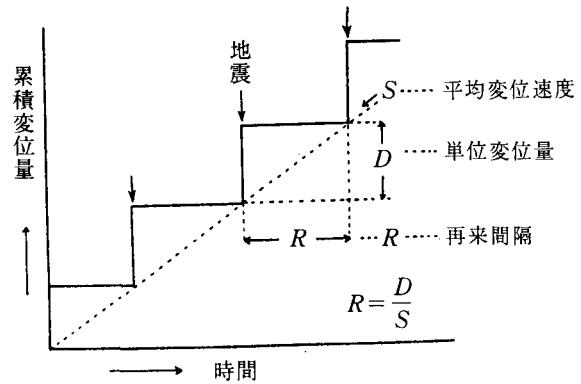


図 4.7.2 断層における変位の規則的な累積 (固有断層活動モデル) を示す概念図⁴⁾

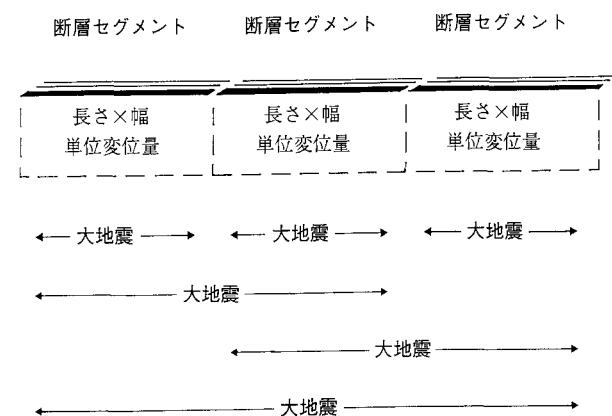


図 4.7.3 断層セグメントと大地震の関係 (カスケード地震モデル) を示す図

n 個の断層セグメントから発生しうる固有地震⁶⁾の種類は $m = n \cdot (n + 1) / 2$ である

かし、多くの場合は時期の決定精度が悪いために平均的な再来間隔だけが求められている。

(c) 最新活動時期 : T

最新活動時期は、対象とする断層において固有の断層活動が発生した最も新しい時期のことである。また最新活動時期から現在までの時間長さを、経過時間とよぶ。これらは再来間隔とともに地震発生時期の確率論的評価の基礎となり、考慮の対象となる期間内での地震発生確率を大きく左右するデータである。歴史的に知られている大地震との対比ができれば、最新活動時期を極めて高い精度で知ることができる。

(d) 単位変位量 : D

単位変位量は、1回の固有の断層活動に伴って地表にあらわれた変位量であり、地震モーメントを算出する断層パラメターの一つとして規模の評価に使われる。地震時 (断層活動時) の地殻の限界歪みがおおむね一定と仮

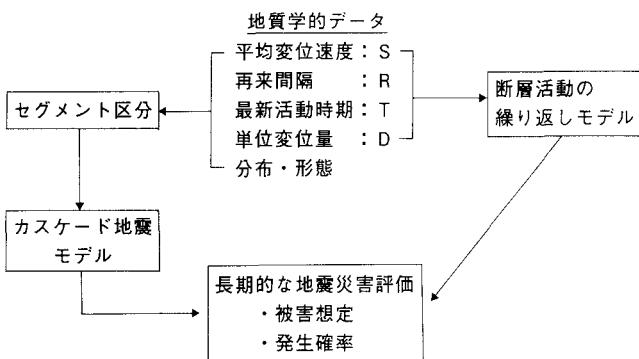


図 4.7.4 地質学的データから地震災害予測に至る調査の流れ（シュワルツ・コッパースミス²⁾）を一部改変

定すると、単位変位量は断層の規模（長さ・幅）を反映したものといえる。単位変位量は、地層面の変位量や断層沿いの崩積堆積物の厚さ、チャンネル地形・堆積物の変位量、地殻変動に伴って形成された段丘面の高さ、低断層崖の変曲点の高さなどから求めることができる。しかし、横ずれ成分が卓越する断層においては、単位変位量の調査はしばしば多大な労力を伴うことから、平均変位速度と再来間隔から $D=S/R$ によって推定されることが多い。

(e) 断層の分布・形態

断層の分布・形態に関する具体的なデータとしては、断層の地理的な位置、断層線の屈曲と不連続構造、周辺を含めた地質構造、断層面の走向・傾斜、変位のセンス、変位の規模、断層変位地形の分布などがある。また、断層周辺で観測される中・小・微小地震の分布、地殻の熱構造、重力分布なども形態的特徴にあげられる。これらのデータと、断層の平均変位速度、最新活動時期、再来間隔、単位変位量などの特徴を合わせて、さまざまな基準およびスケールでの断層区分がなされる（表 4.7.1）。この断層区分と、地震断層のスケールと形態についての経験則や、単位変位量から推定される断層のスケールなどをあわせて、固有の断層活動を繰り返している断層セグメントの位置と長さについて評価がなされる（図 4.7.4）。

(2) 調査計画の立案における注意点

以上の断層活動の計測において取得すべきデータは、

- ① 平均的・長期的な特性（分布・形態、平均変位速度）
- ② 個別的・短期的な特性（最新活動時期、再来間隔、単位変位量）

とに大別できる。同じ断層の平均的な特性（活動性）と個別的な特性（活動履歴）では、それぞれ調査の対象と

する地層の分布や年代・変位量が異なることから、調査の地点・手法も当然異なることが予想される。したがって調査の実施に当たっては、平均的な特性を対象とする調査と、個別的な特性を対象とする調査とを明確に区別し、かつ相互に関連づけながら実施していく必要がある。

限られた経費と時間の中で最大限の成果を得るためにには、予察調査の段階で断層の活動性や活動履歴についてそれぞれのパラメーターを的確に予測し、調査の対象とする地層の年代と変位量を決めることが重要である。たとえば平均変位速度を求めるに当たって、活動度が A 級 ($1 \text{ m}/10^3 \text{ 年} \leq S < 10 \text{ m}/10^3 \text{ 年}$) の断層では 1 万年前までの変位基準で高精度の評価が可能だが、B 級 ($0.1 \text{ m}/10^3 \text{ 年} \leq S < 1 \text{ m}/10^3 \text{ 年}$) の断層では数万年前まで、C 級 ($0.01 \text{ m}/10^3 \text{ 年} \leq S < 0.1 \text{ m}/10^3 \text{ 年}$) の断層では 10 万～数 10 万年前までの変位基準が必要となる。また活動履歴を調べるに当たって、再来間隔が 1 千年の断層では完新統を対象としたトレーナーを掘削すべきだが、再来間隔が 1 万年を越える断層では上部更新統までを調査対象としなければならない。このようなパラメーターの予測には、周辺の断層で明らかにされているデータとの比較や、島弧規模での広域テクトニクス（図 4.7.5）に基づいた理学的考察が必要となる⁹⁾。

また予察調査の段階では、既知のデータとその精度・信頼度を十分に検討し、取得すべきデータの優先順位と精度を決めることが必要である。たとえば、断層の分布と活動性・活動度については活断層研究会⁸⁾によって概略が明らかにされている。また松田¹⁰⁾は、地震断層の分布に関する経験則に基づいて、互いに 5 km 以内に近接して分布する同じセンスの活断層群を、独立して地震を起こす起震断層として分割・統合している。

これらの成果を踏襲すれば、わが国の断層について将来の活動予測をする上で決定的に不足しているのは、最新活動時期に関するデータである。したがって地震発生の確率論的評価を行うにあたっては、一般的には、最新活動時期に関する調査を最優先にし、それぞれの断層パラメーターについて精度・信頼度を向上させていく手順が基本になる。また、決定論的評価にあたっては、断層セグメントの認定の基礎になる単位変位量に関するデータが不足している。

4.7.3 計測項目と計測手法

(1) 平均的な活動性の計測

- (a) 考慮すべき断層の基準と平均変位速度

将来の活動性を考慮すべき断層の認定にあたっては、

表 4.7.1 中央構造線活断層系の活動区の分割試案（岡田⁷⁾の一部）

セグメント		断層外	場所	長さ (km)	走向	変位速度 (級別と m/10 ³ 年)	形態的特徴	地震活動 (歴史地震・機械観測)
大区分	小区分							
I 中部 日本	Ia	中央構造線	杖突峠～ 地蔵峠	50	N 10°E	C	直線状谷を形成。変位地は不明りよう。	1725年8月14日(M=6～6.5)地震は糸静線系か?
	Ib	"	地蔵峠～ 佐久間	50	N 20°E	C	直線状谷と右ずれ地形を伴う。 右ずれの平岡断層と30°の交角で会合。	1718年8月22日(M=7.0) 南信濃地震
	Ic	"	佐久間～新城	30	N 40°E	C	直線状谷・溝状凹地・右ずれ地形を伴う。 愛知県鳳来町では2～3本のリニアメントが並走。	715年7月4日(M=6.5～7.5)佐久間付近 715年7月5日(M=6.5～7)豊川付近
II		"	豊川～五条	180	N 55°～ 85°E	不活動	断層線谷・断層線崖・埋没断層	なし、1945年1月13日(M=6.8) 三河地震は北側
III 紀伊西	III a	五条谷断層	五条～粉河	30	N 70°E	A	五条北方で南北逆断層に移行。 西方のIIIbとの間に幅約1kmのステップ。断層線多少湾曲。	歴史時代の被害地震は地殻下の可能性大。 和歌山付近の小～微小地震の北縁の境界をなす。
	III b	根来断層	粉河～ 紀淡海狭	40	N 80°E	A (1～3)	山麓線を縁どる。西部は沖積面や海底のため、詳細不明。	
IV		油谷断層～海 底活断層群	紀淡海狭～ 鳴門海狭	30	N 65°E	(A)	海底活断層群を形成。東端は友ヶ島水道へ分岐	下記の歴史地震時に動いた可能性もある。
V 四 国 北 東	Va	鳴門・神田・ 引野・父尾・ 井口の各断層	鳴門～脇町	54	N 75°E	A (6～9)	雁行状に配列。鳴門と神田の断層間は変位地形不明りよう。 淡路島西部の南北性断層と対。	1596年9月5日(M=7.5) 慶長伏見地震時に動いた可能性大。
	Vb	三野・池田断 層	脇町～ 伊予三島	52	N 75°E	A(7)	Vaとの間に幅約1kmのステップ。西端は低位段丘の間に3kmの間隔。	上記の歴史地震時に動いた可能性もある。 西部では微小地震活動あり。

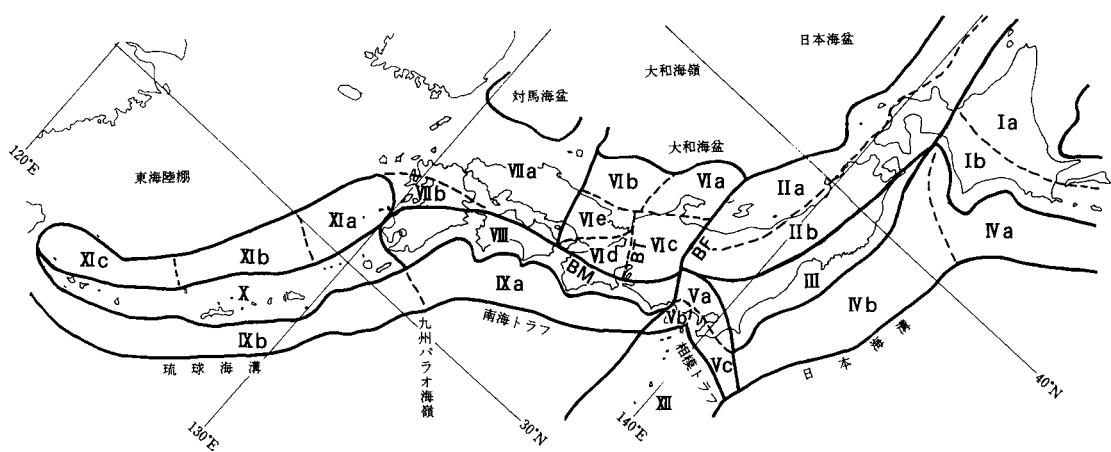


図 4.7.5 活断層の分布密度、長さ、走向、断層型、活動性、水平最大圧縮方位などにもとづく活動層区の設定⁸⁾

まずそれぞれの目的に応じた「最近の地質時代」の範囲を定義しなければならない。理学的には、現在の広域テクトニクスが継続してきた期間を「最近の地質時代」として、第四紀⁸⁾、あるいは断層活動位置の変遷と変位基準の得やすさを考慮して後期更新世以降；約12万年前以降¹¹⁾とすることが一般である。工学的には、対象とする施設の重要性と耐用年数に応じて、第四紀後期、5

万年前以降、3万年前以降、1万年前以降などに一定基準の活動があった断層が考慮の対象とされている例がある。

「繰り返し活動した」ことは、基本的には、時代を異にする変位基準が累積的に変位していることから認定される。また、この変位基準の年代と変位量から、断層の平均変位速度が求められる。変位基準となる地層や地形

面は、水平に広がりをなすことから、縦ずれ断層の変位基準は比較的多く得られるが、横ずれ断層のそれは少ない。また、厚い未固結層の分布地域では、逆断層は地表において幅数10mから2~3kmの撓曲帯をなしている。このような幅広い撓曲では、ごく新しい地層や地形面が断層変位を受けているか否かの認定が困難となることがある。このような場合では、古い時代の明瞭な変位基準から平均変位速度および撓曲帯の位置を求め、そのデータから新しい時代の変位基準について撓曲帯の位置および変位量を推測し、検証する手法が有効である。

(b) 断層の分布および形態的特徴

断層の分布および形態的特徴は、詳細かつ正確な地質図によって示され、この地質図は断層活動に関する他のデータとあわせて、断層のセグメント区分を行う際の基本図となる。したがって、想定される断層セグメントの範囲はもちろん、周辺において断層線が不連続となる範囲の地質も重要となる。また断層の幾何学的構造は、断層の破壊過程との関連から注目されている。とくに横ずれ断層では、平面的な屈曲や不連続などがバリヤとして重要であり、破壊の開始点は圧縮性のバリヤであることが、また破壊の終了点は引張性バリヤである場合が多いとされる(図4.7.6, 4.7.7)¹⁰⁾。

地質図においては様々な基準およびスケールでの断層区分が可能であるが、後の評価段階では、どのスケールにおける区分が断層セグメントとして妥当であるか定量的に検討することが必要となる。

(2) 個別の活動履歴の計測

断層の個別の活動履歴、すなわち最新活動時期と再来間隔、および単位変位量とを解明するためには、様々な手法が用いられる。代表的な手法としては、トレンチ調査法、地形・地質学的手法、浅海での音波探査とコアリングによる手法などがある。個別の活動履歴は、原理的には、断層セグメント上の1地点において一連の完全なデータが取得することができるが、不整合によるデータの欠如等の理由から複数地点のデータの対比から全体像が解明されることも多い。

(a) トレンチ調査法

断層活動は、地表面に様々な変化をもたらし、堆積場においては地層累重の法則に従って地層中に保存されていく。トレンチ調査法は、断層を横切る調査溝を掘削して、壁面にあらわれた地層の変位・変形から過去の断層活動の時期(最新活動時期・再来間隔)と変位量を読みとる有効な手法である。この手法は、1970年代末にサンアンドreas断層において、断層の活動時期について

の画期的な成果が報告されて以来¹³⁾、世界各地で実施されるようになった。

トレンチ調査法では、掘削したトレンチ壁面の地質観察から、断層・撓曲・褶曲などに伴う構造的不整合の存在や、断層崖付近の崩壊堆積物等の存在を根拠に、断層活動が発生した層準(イベント層準)を認定し、層位学・年代学的手法によってその層準の年代を決定する。イベント層準の認定と評価においては、以下の二つの誤りが生じやすいので注意を要する。

- 1) イベント層準の過大評価：1回の断層活動では、数秒の間に数mの変位が生じるが、その最中には様々な小構造が形成される。それらの小構造から実際より多い断層活動のイベント層準を認定する誤りが起こりやすい。
- 2) イベント層準の過小評価：イベント層準では浸食作用などによる地層の欠如があり得るので、イベント層準は「1回もしくはそれ以上の断層活動イベントがあったこと」を示すことになる。したがって、個々のトレンチ内でのイベント層準の認定と、断層活動イベントの評価とは厳密に区別しなければならない。

以上の誤りを避けるためには、1回の断層活動による変位の規模や小断層の発生メカニズムを正しく認識するとともに、再来間隔や平均変位速度などの他のデータとの整合性を常に確認する必要がある。またイベント層準を、認定根拠の確かさに基づいて分類することは、他の地点でのトレンチ調査データとの比較によって調査の信頼性を高めるためにも重要である。

図4.7.8に、最新活動時期を含む2つのイベントが正確かつ高精度で認定できた、1995年兵庫県南部地震の地震断層のトレンチ調査例を示す¹⁴⁾。このトレンチでは、横ずれ断層の変位に伴う特徴的な断層構造(フラワ

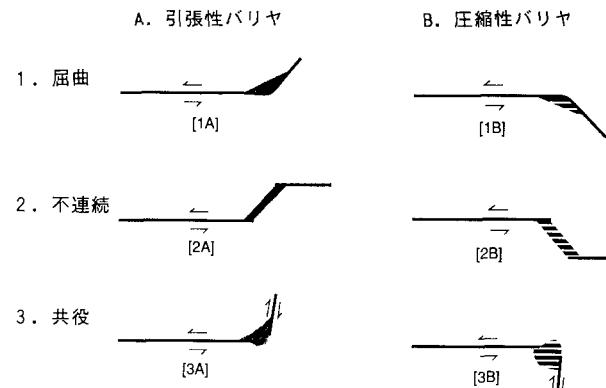


図4.7.6 左横ずれ断層の幾何学的バリヤ¹²⁾

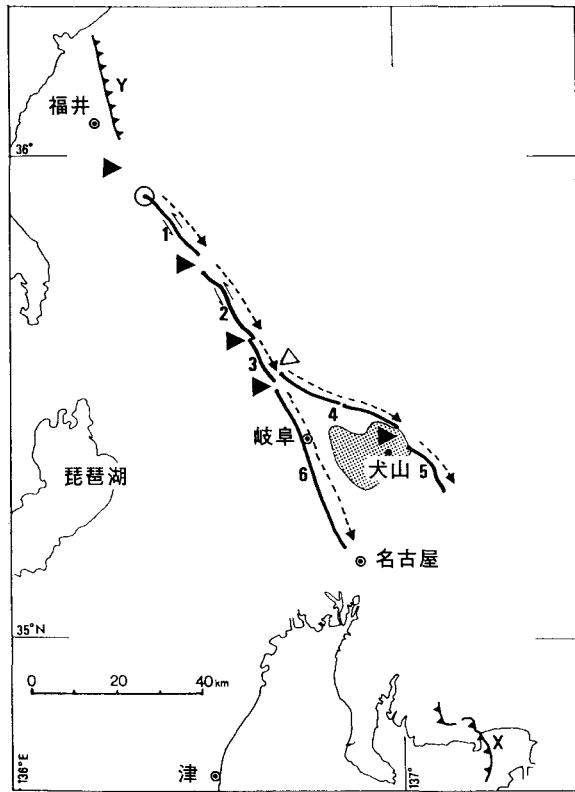


図 4.7.7 1891 年濃尾地震断層系の区分（1～6）と幾何学的バリヤの分布¹²⁾

アミの部分は 0.6 m 以上の隆起域。▼は圧縮性バリヤ、▽は引張性バリヤ、X は 1945 年三河地震、Y は 1948 年福井地震の地震断層、濃尾地震では圧縮性バリヤから破壊が始まり、途中の圧縮性バリヤを越えて破壊が伝播した。

一構造) が 2 層準において類似の規模・形態で繰り返されている。また、イベント層準間には長期にわたって連続して地層が堆積しており、イベント層準における地層の欠如がきわめて小さい。この 2 点から、認定された二つのイベント層準はそれぞれ 1 回ずつの断層活動を示すと判断できる。さらにトレンチ調査で推定された再来間隔が、断層セグメント全体の平均変位速度と 1995 年地震時の単位変位量から推定される再来間隔にほぼ等しいことから、このトレンチ調査結果はセグメント全体の活動履歴を示すものと判断できる。

トレンチの掘削は、最新期から過去複数回のイベント層準が保存されているような、予想される再来間隔に比べて十分に長い時間にわたって、連続した堆積物が保存されている場所で行うことが理想である。また、地層の欠如等から複数地点での調査データの対比が必要な場合には、各調査地点が同一の断層セグメントに属するかどうか慎重に検証する必要がある。

単位変位量を、トレンチ中の地層の変位から直接に明らかにした事例はこれまで多くない。縦ずれ断層では原

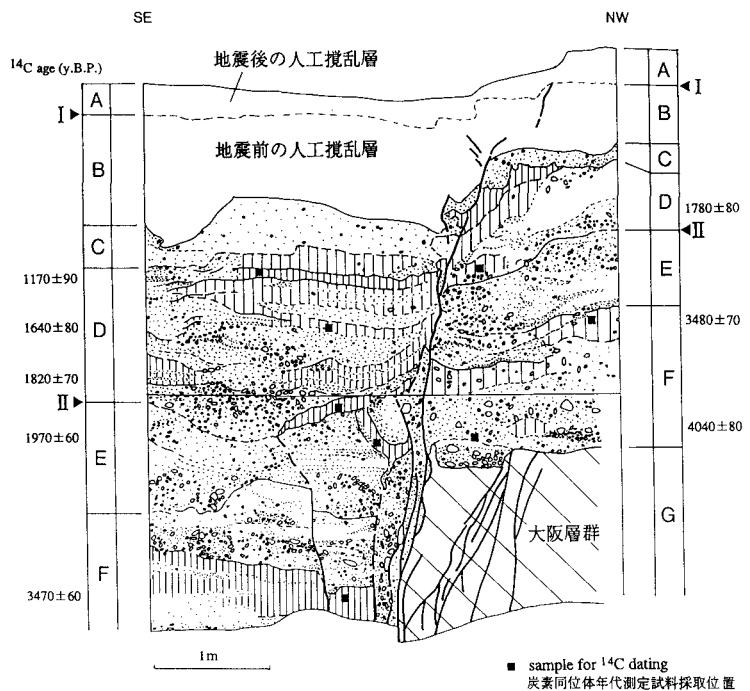


図 4.7.8 1995 年兵庫県南部地震に伴う地震断層のトレンチ壁面¹⁴⁾

I : 1995 年のイベント層準,
II : 一つ前のイベント層準(約 AD 50 年)

理的には単位変位量の解明は可能であるが、しばしば幅広い断層帯を伴うことから調査が困難となることが多い。また横ずれ断層のトレンチ調査では、チャンネル堆積物などの変位基準の発見が困難であり、またその調査には多大な労力を要する(図 4.7.9)。しかし、断層の単位変位量は、断層セグメントの認定や地震規模の推定をする上できわめて重要なデータであり、断層活動の評価において必要不可欠である。

(b) 地形・地質学的手法

幅広い撓曲帶や断層活動に伴う広域の地殻変動については、通常の地形・地質学的手法が有効である。内陸の縦ずれ断層に伴う撓曲帶では、断層上盤側での間欠的な隆起と、下盤側での沈降の繰り返しを根拠に、断層活動の時期と変位量の解析が試みられた例がある(図 4.7.10)。また、プレート境界地震などの沖合いの縦ずれ断層活動では、間欠的な隆起によって形成された海成段丘面群の高度と年代が、活動履歴を解明するための手がかりとされてきた¹⁷⁾。横ずれ断層においても、河川や段丘崖の小規模なオフセットの累積から断層活動の時期と変位量が解明された例がある。

(c) 水域での音波探査とコアリングによる手法

湖沼や内湾では、連続堆積した地層中に断層活動が記録されやすい。このような水域では、高分解能の音波探査と改良型のピストンコアラーなどの組み合わせによっ

て断層活動の履歴調査が行われている。図 4.7.11 および 4.7.12 に示す別府湾の調査事例では、断層活動の時期と単位変位量および断層線に沿う単位変位量の分布とが、高精度で解明された¹⁶⁾。音波探査の分解能では、変位が累積していることは認識できても、変位量の違いから個々のイベント層準を特定するのは困難なことが多い。別府湾の事例では、特徴的なイベント堆積物の存在や詳細なコアの解析が成功の鍵となっている。

4.7.4 年代測定

断層活動の調査に必要な若い地質の年代を知る手法としては、¹⁴C 年代測定法、²³⁰U/²³⁴T 法、フィッシュン・トラック法、TL 法、ESR 法などの放射年代測定法（表 4.7.2）と古地磁気年代測定法、年輪年代法、土器編年法、テフラ編年法などがある。

数万～10 万年程度の変位基準の年代を推定するうえで、最も信頼性が高いのはテフラ編年法である。テフラの噴出・堆積年代そのものは、多くの放射性年代測定値と層位学的な検証とによって高精度かつ正確に求められおり²⁰⁾、このテフラを鍵層として挟在する地層の年代が推定できる。

¹⁴C 年代測定法には、 β 線計数法と加速器質量分析 (AMS) 法とがある。¹⁴C の半減期は Libby の半減期 5,570 年が使用され、 β 線計数法ではおよそ 4 万年前より、また AMS 法²¹⁾ではおよそ 6 万年前より新しい年

代に適用できる。日本の内陸活断層の再来間隔は 1 千～数千年程度のものが多く、¹⁴C 年代測定法を適用するのにきわめて恵まれた環境といえる。正確で高精度の年代を知るためにには、地層の堆積時期を正確に示す試料を採取すること、および試料中の¹³C の濃度差の補正や年輪年代との比較による暦年補正を行うことが不可欠である²²⁾。

4.7.5 断層活動の評価・予測方法

断層活動の繰り返しモデルの基本となるのは、断層上

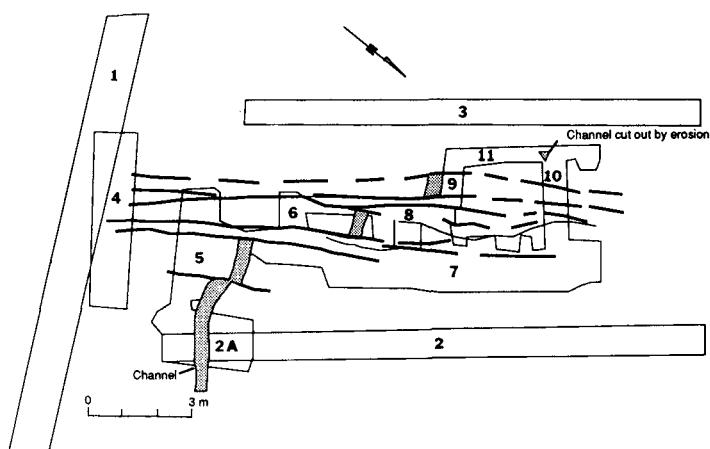


図 4.7.9 ローズキャニオン断層のトレーニングで発掘されたチャネルの横ずれ変位¹⁵
1～11 はトレーニングの掘削順序、太線は断層、チャンネルの右ずれは ≥ 8.7 m。

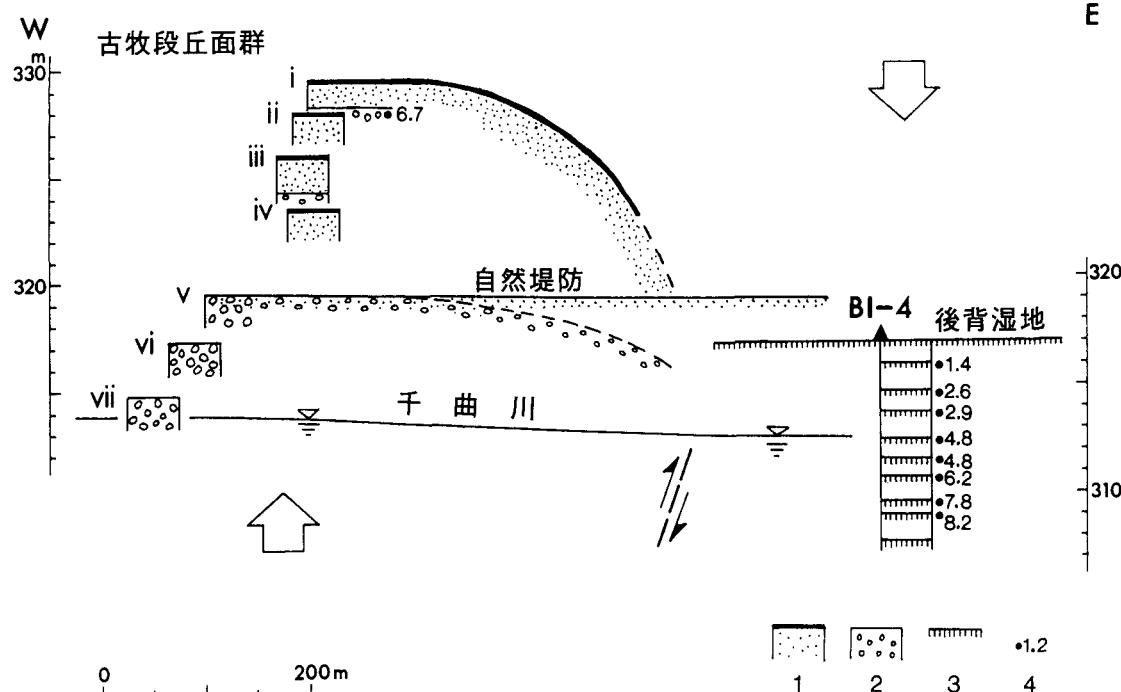


図 4.7.10 長野盆地西縁活断層系長丘断層の活動に伴って形成された段丘群と埋没腐植土層¹⁶⁾

1：隆起自然堤防面、2：隆起河床面、3：埋没後背湿地面。間欠的な隆起・沈降現象から断層活動の再来間隔は約 950 年、単位変位量（垂直成分）は 3.0～3.4 m と推定された。

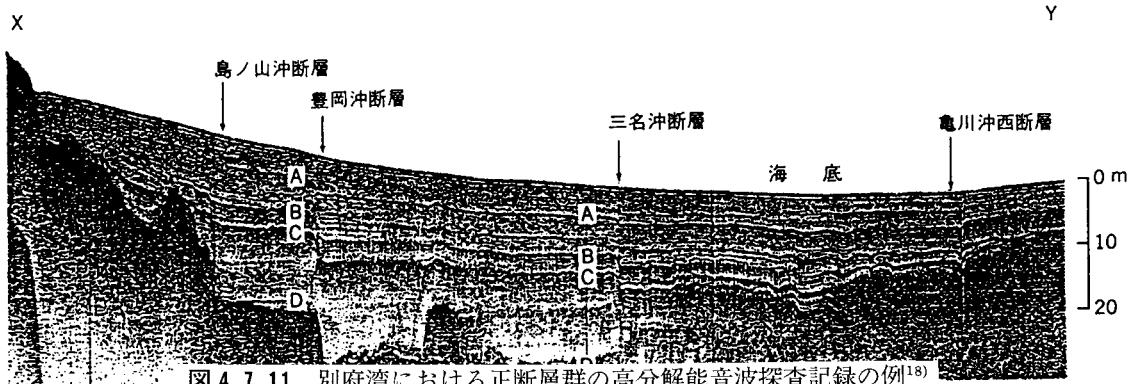


図 4.7.11 別府湾における正断層群の高分解能音波探査記録の例¹⁸⁾

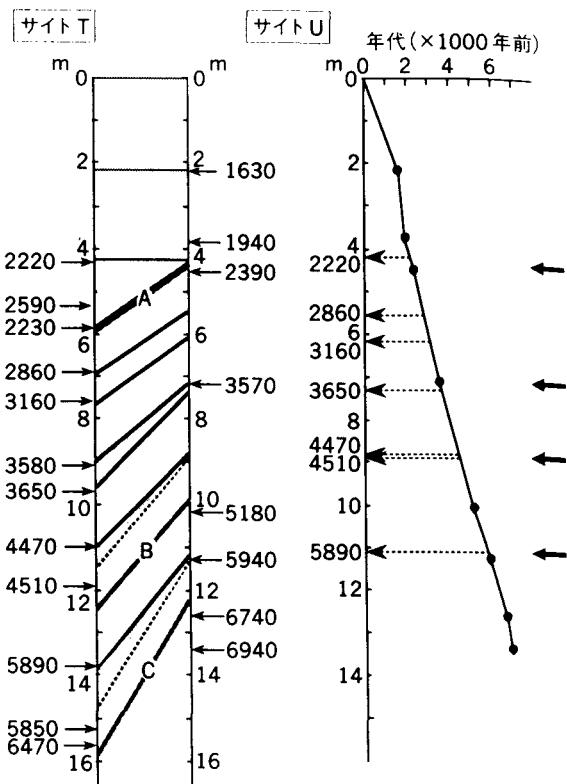


図 4.7.12 別府湾の豊岡沖断層における断層変位層準の推定¹⁸⁾ 左図は地点 T, U の音響反射面と堆積物の年代による推定。数字は¹⁴C 年代 (B. P.)。右図は U 地点の堆積物の年代と深さの関係。右端の矢印は断層変位層準。A~C は明瞭な反射面 (図 4.7.11 に対応する)。

の任意の地点あるいは断層セグメントにおいては、同一規模の変位（単位変位量）が一定の再来間隔で繰り返されているとする、固有断層活動モデルである。この固有断層活動モデルによって、地震発生の時期と単位変位量の大きさが評価・予測できる。さらに、複数の断層セグメントが連動しうると想定したカスケード地震モデルによって、実際に起こりうる地震の規模が評価・予測できる。

(1) 時期の評価・予測方法

再来間隔の規則性については、南海トラフや千島－日本海溝沿いでの大震災の繰り返しの例がよく知られている。力武²³⁾によると再来間隔は、南海トラフ沿いで平均 117 年（標準偏差 35.0 年）、千島－日本海溝沿いで平均 85.3 年（標準偏差 24.6 年）とされている。このような再来間隔の平均とばらつき、および最新活動時期とが得られれば、適切な確率密度関数を用いて一定期間内に断層活動が起こる確率を計算することができる（図 4.7.13）。

また島崎・中田²⁵⁾は、個々の単位変位量と再来間隔のばらつきについて、再来間隔の長さは直前の活動時の単位変位量の大きさに比例するという、発生時予測可能型モデルを提唱している。このモデルに適応する内陸型活断層として、図 4.7.14 に示す別府湾の豊岡沖断層の例がある¹⁸⁾。

(2) セグメンテーション

断層は、分布および形態的特徴と、活動時期や平均変位速度、変位量分布などのデータからさまざまなオーダーに区分される（表 4.7.1）。しかし、固有の断層活動を繰り返す断層セグメントの単位に区分するには、客観的データに基づいて、区分の目安となる長さのオーダーを決める必要がある。

地震規模と断層長・単位変位量とが比例することが経験的に知られている。日本の内陸地震断層についての代表的な経験式として、松田³⁾によるマグニチュード M と地震断層の長さ L (km) および変位量 D (m) の関係式、

$$\text{Log}L = 0.6M - 2.9 \quad (4.7.1)$$

$$\text{Log}D = 0.6M - 4.0 \quad (4.7.2)$$

がある（図 4.7.15）。この二つの式からは、

表 4.7.2 第四紀試料の放射年代測定法¹⁹⁾

測定法	測定可能年代	試料	時計のスタート	測定原理にもとづく誤差の原因	機器の導入
¹⁴ C	数百～6万年	生物遺骸	生物の死	時計のスタート 閉鎖系の維持 同位体効果	加速器質量分析計 低バックグランドシンチレーション計数器
カリウム-アルゴン(K-Ar) (⁴⁰ Ar/ ³⁹ Ar)	1万年以上	火成岩	岩石の冷却	時計のスタート 閉鎖系の維持 同位体効果	高性能の質量分析計 レーザー発生装置
ウラン系列 ²³⁰ Th/ ²³⁴ U ²³¹ Pa/ ²³⁵ U	数百～50万年	炭酸塩・リン酸塩 海底堆積物	生物の死 沈殿堆積	閉鎖系の維持	高性能の質量分析計 (TIMS)
²³⁰ Th/ ²³⁸ U ²²⁶ Ra/ ²³⁰ Th	数百～50万年	火山岩	マグマ中の鉱物晶出	時計のスタート 閉鎖系の維持	
フィッショントラック(FT)	数千年以上	火成岩	鉱物の冷却	閉鎖系の維持	
熱ルミネッセンス(TL)	数千～数10万年	火成岩 砂漠の砂 土器	鉱物の冷却	時計のスタート 閉鎖系の維持 年間線量の見積り 含水率の見積り	
電子スピニ共鳴(ESR)	数千～100万年	火成岩 炭酸塩 リン酸塩	鉱物の冷却	時計のスタート 閉鎖系の維持 年間線量の見積り 含水率の見積り	

$$L=13 D \quad (4.7.3)$$

が得られ、断層セグメントの単位変位量から長さのオーダーが推定できることになる。

このほか、地震断層の長さの頻度分布や出現形態の規則性に基づいてセグメント区分をする試みがなされている。たとえば、シュワルツ・コッパースミス(Schwartz and Coppersmith)¹⁾は、周辺地域において経験的に知られている地震断層の長さのオーダーと断層活動の地質学的データにもとづいて、長さ370kmのワサッチ断層帯を長さ30～70kmごとの6つの断層セグメントに区分した。また松田¹⁰⁾は、地震断層の分布形態の経験則に基づいて、日本の内陸活断層を「起震断層」の単位に区分することを提唱している。

断層セグメントの単位変位量および長さが決まれば、経験式からセグメント単独で発生する地震のマグニチュードを計算し、あるいは地震発生層の厚さから断層面の幅を推定して地震モーメントを計算することができる。

松田^{3,10)}は、地震のマグニチュードと地震断層の長さの関係式(式4.7.1式)を内陸活断層に適用して、起震断層の長さL(km)から地震のマグニチュードM_lを、

$$ML = (1/0.6) \log L + 4.85 \quad (4.7.4)$$

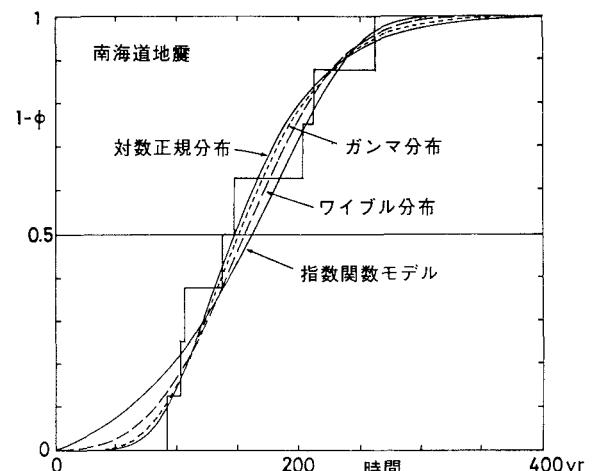


図 4.7.13 南海道の巨大地震の再来間隔の累積分布(折線)と異なる確率密度関数モデルによる累積分布関数 $1 - \phi(t)$ のグラフ²⁴⁾

684年から1946年までの9個の巨大地震のデータにもとづく。

と求めることを提案している。また、断層セグメントの長さL、幅:W、断層面上での平均変位量 \bar{D} および剛性率 μ (約 $3 \cdot 10^{11} \text{dyn/cm}^2$)から地震モーメント M_0 は、

$$M_0 = \mu W L \bar{D} \quad (4.7.5)$$

ハンクス(HANKS)・金森のモーメントマグニチュード M^{26} は、

$$M = 2/3 \log M_0 - 10.7 \quad (4.7.6)$$

と求められる。

(3) 地震規模の評価・予測方法

カスケード地震モデルは、断層セグメントは単独で活動して地震を起こすこともあるが、複数のセグメントが連動して多重震源地震を起こすこともあると指摘している。ただし、複数のセグメントが連動して地震を起こしても、個々のセグメント変位量は単独で地震を起こす場合と同じとされている^{5,6)} (図 4.7.16, 表 4.7.3)。したがって、複数のセグメントが連動した場合の地震モーメントは、個々のセグメントが単独で地震を起こす場合の地震モーメントの算術和となる。

カスケード地震の規模の評価・予測には、断層セグメントの連動の可能性から考えられるすべての地震の規模 (図 4.7.3) と、その地震ごとの発生確率の評価が必要である。この発生確率は、地震の規模別頻度分布に反映されることから、歴史地震を含めた長期的・広域的な地震に関する G-R 式などの規模別頻度分布の経験則が評価の指標となりうる⁶⁾。すなわち、規模の大きな地震ほどその発生頻度が小さいことが予想されている⁶⁾。しかし、カスケード地震モデルによる地震規模の評価・予測は、カリフォルニア州南部のサンアンドレアス断層など少数の断層で試みられただけであり⁶⁾、今後の研究の進展を待つ必要がある。

4.7.6 計測結果と解釈

ここでは、計測結果とその解釈について、1995 年兵庫県南部地震の直後に行われた有馬－高槻－六甲断層帯の調査事例²⁷⁾を紹介する。この一連の調査では、固有断層活動モデルの検証とカスケード地震モデルの適用が試みられた。

有馬－高槻－六甲断層帯は、総延長約 85 km の断層帯で、その南西部において 1995 年兵庫県南部地震 ($M_j 7.2$, $M_s 6.8$, $M_w 6.9$) が発生した。この地震に伴って断層帯の南西端の淡路島では長さ 10.5 km で一般的な変位量が 1.4~1.8 m の地震断層が出現した²⁸⁾。栗田ほか²⁸⁾は、地震断層の出現状況、地殻変動の分布、余震分布および断層破壊過程などのデータから、淡路島北西岸の長さ 20 km の北淡セグメント (図 4.7.17) で $M_w 6.8$ の第 1 サブイベントが発生し、引き続いて神戸側で $M_w 6.1$, 6.4 の第 2, 第 3 サブイベントが発生し

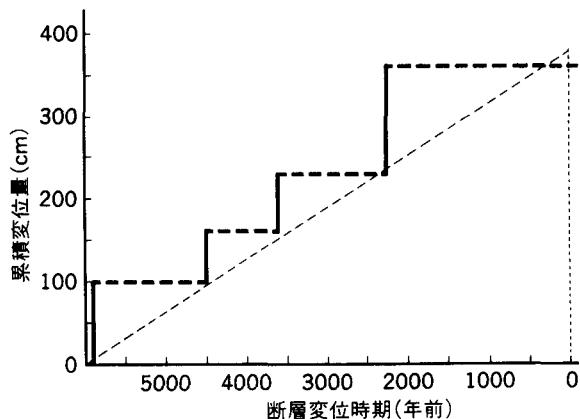


図 4.7.14 別府湾の豊岡沖断層における変位の累積過程¹⁸⁾
断層の変位量は次の地震までの再来間隔に比例し、時間予測可能型モデルと一致している。図 4.7.11 および 4.7.12 参照

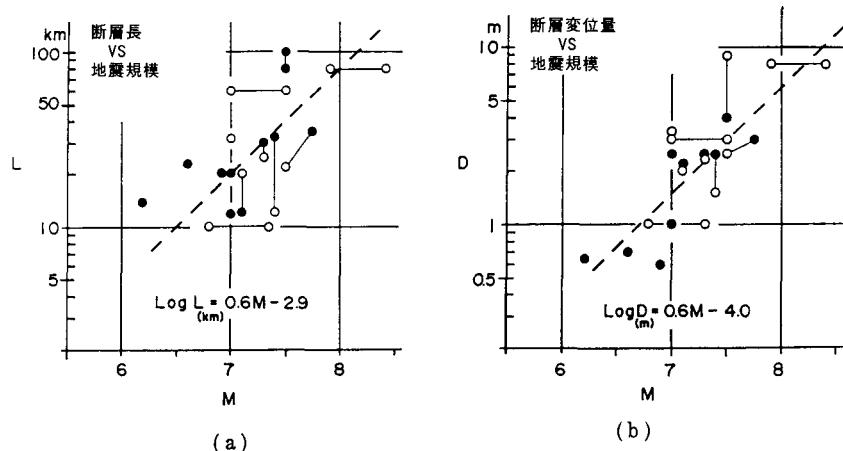


図 4.7.15 日本の内陸地震のマグニチュードと地震断層の長さおよび変位量との関係³⁾

○は地表での観察値、●は地震学的もしくは測地学的に推定された値。経験式の係数と常数は $M=8$ の地震では $L=80$ km, $D=6$ m, $M=7$ の地震では $L=20$ km, $D=1.5$ m として決められた。

たと推定している。

栗田ほか²⁷⁾は、調査にあたって、長さ 85 km の断層帯を 4 区間に区分し、そのうち 3 区間において、単位変位量・活動の再来間隔・平均変位速度・過去 2 ~ 3 回の活動時期などの断層パラメーターを明らかにした(図 4.7.8, 表 4.7.4)。このうち単位変位量については、東浦断層ではトレーンチ調査において堆積物のオフセットから 1.4 m と計測され、また有馬-高槻構造線では断層変位地形のオフセットから 3 m 以上と計測した。ついで、この単位変位量を基準として経験則から断層セグメント長のオーダーを推定した。さらに断層の分布形態や活動履歴を考慮して、当初の 4 区間が、おおむねそれぞれ断層セグメント(北淡・東浦・六甲山? および高槻セグメント)を構成していることを明らかにした(図 4.7.17, 表 4.7.4)。このうち高槻セグメントは、単位変位量が大きいことから、六甲山? セグメントとされる区間を含めた、より大きなセグメントを構成する可能性が指摘されている。さらに、トレーンチ調査などで得られ

た単位変位量・再来間隔と断層セグメント全体の長期的な平均変位速度とが整合的であることを検証し、調査の信頼性を高めている。

これらの断層パラメータから、栗田ほか²⁷⁾は、有馬-高槻-六甲断層帯は長さ 20~30 km もしくは~60 km の断層セグメント群から構成されており、各セグメントはおよそ 2 千年の再来間隔で 1.4~3.0 m もしくはそれ以上の単位変位量を繰り返していることを明らかにした。また、断層帯全体としてはおよそ 2 千年ごとに活動期と静穏期のサイクルを繰り返しており、サイクルごとに連動して地震を起こすセグメントの組み合わせが異なっていたことを明らかにした²⁷⁾。

以上のような有馬-高槻-六甲断層帯の活動履歴は、固有断層活動モデルおよびカスケード地震モデルに適合する。この断層帯の主要セグメントは、およそ 2 千年の再来間隔をもち、その最新活動時期は 1596 年および 1995 年であることから、一般の工学的に考慮が必要な 100~200 年以内の期間に固有地震を起こす可能性はきわめて小さいといえる。しかし、仮に 1500~2000 年後の次の地震サイクルを考えるとすると、地震の発生時期および規模、想定される地震被害のシナリオは、きわめて複雑なものになるであろう。

4.7.7 今後の課題

断層の活動履歴調査から将来起こりうる地震を予測することは、これまで研究の段階にとどまっていた。しかし、1995 年の阪神・淡路大震災を契機に、全国規模で事業としての調査が実施されるようになった。

活動履歴の個々の調査手法は、調査対象地域の地質条件に依存するところが大きい。個別の手法に熟練するだけではなく、常に必要なパラメーターの優先順位を考慮し

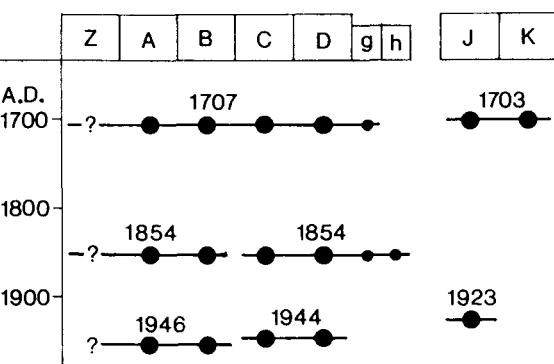


図 4.7.16 南海トラフ-相模トラフの巨大地震のサイクルと断層セグメント(A~D, g, J, K および Z)の関係⁵⁾

表 4.7.3 南海トラフ-相模トラフ沿いの巨大地震の断層パラメーター⁵⁾

断層変位量(平均値)は断層の総延長やマグニチュードには比例せず、地震ごとの差は小さい。図 4.7.16 参照。

	地震名	M	総延長	変位量(平均値)
南海トラフ-駿河トラフ				
	1704 年宝永	8.4	615 km	4-13.9 (6)m
	1854 年安政東海	8.4	265	4 (4)
	1854 年安政南海	8.4	300	4.7-6.3 (5.3)
	1944 年東南海	7.9	238	3.15-4.15 (4.1)
	1946 年南海	8.0	251	3-4.4 (3.8)
相模トラフ				
	1703 年元禄	8.2	205	6-7.1 (6.9)
	1923 年関東	7.9	85	4.7-7.4 (5.3)

て最適の調査手法と地点を選定する総合力が要求される。また、断層活動を予測する様々な経験則は、研究段階にあるものが多い。したがって、経験則の根拠となった個別のデータの信頼度にまで遡って、その適用限界を十分に見極める必要がある。むしろ経験則は、これから調査によって得られる信頼度の高いデータによって、再構築されると考えるべきである。

新たに提案されたカスケード地震モデルは、将来発生しうる地震の規模の予測が単純でないことを明らかにした。しかし断層から発生する地震の予測そのものが、地震の規模と確率の予測に始まり、断層の動的パラメーターと地盤条件を加味した強震動の予測を経て、最終的には地震災害の予測と防災に至る、複雑な事業である。地震防災に対してどのような応用地質学的数据と予測手法が有効であるのか、今後の研究・事業の進展に常に注意を払う必要がある。

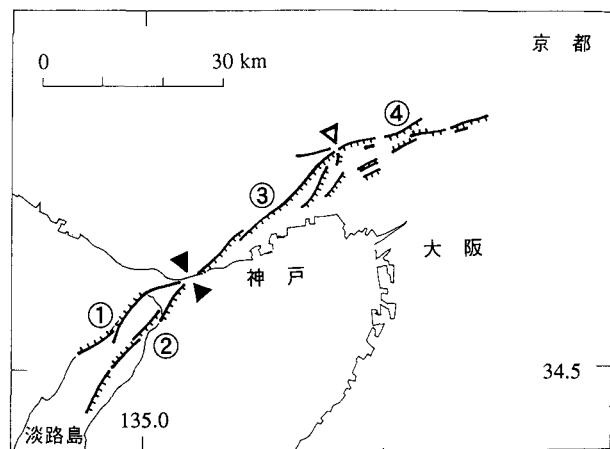


図 4.7.17 有馬～高槻～六甲断層帯の断層セグメント区分
(栗田ほか²⁷⁾にもとづく)

▼は確実なセグメント境界、▽は可能性が考えられるセグメント境界、各セグメントの活動データを表 4.7.4 に示す。

参考文献

- SCHWARTZ, D. P. and COPPERSMITH, K. J. (1984) : Fault behavior and characteristic earthquakes: examples from the Wasatch and San Andreas Faults, Jour. Geophys. Res., Vol. 89, pp. 5681~5698.
- SCHWARTZ, D. P. and COPPERSMITH, K. J. (1986) : Seismic hazards: new trends in analysis using geologic data, Active Tectonics, National Academy Press, Washington, DC, pp. 215~230.
- 松田時彦(1975)：活断層から発生する地震の規模と周期について、地震第2輯, Vol. 28, pp. 269~283.
- 松田時彦・中村一明・杉村 新(1978) 活断層とネオテクトニクス—地殻変動の累積—、岩波講座地球科学10、変動する地球I—現在および第四紀—、岩波書店, pp. 89~157.
- 栗田泰夫(1991)：固有断層活動—可変地震モデルの提案：南海トラフ～相模トラフ沿いの巨大地震の例、月刊地球、号外 No. 5, pp. 80~84.
- Working Group on California Earthquake Probabilities (1995) Seismic hazards in southern California: probable earthquakes, 1994 to 2024. Bull. Seismol. Soc. Amer., Vol. 85, pp. 379~439.
- 岡田篤正(1993)：中央構造線活断層系の分割と古地震活動—日本の活断層の代表例として—、土と基礎, Vol. 41, No. 3, pp. 7~12.
- 活断層研究会(1991)：新編日本の活断層一分布図と資料、東京大学出版会, p. 437.
- 栗田泰夫(1991)：断層活動の再来間隔と規模から見た日本列島の地震テクトニクス、地質調査所月報, Vol. 42, pp. 433~434.
- 松田時彦(1990)：最大地震規模による日本列島の地震分帶図、地震研究所彙報, Vol. 65, pp. 289~319.
- 地質調査所環境地質部地震地質課(1988)：50万分の1活断層図シリーズについて、地質調査所月報, Vol. 34, pp. 27~37.
- 佃 栄吉(1993)：断層の幾何学的パラメータと破壊プロセス、地学雑誌, Vol. 100, pp. 417~428.
- SIEH, K. E. (1978) : Prehistoric large earthquakes produced by slip on the San Andreas fault at Pallett Creek, California, Jour. Geophys. Res., Vol. 83, pp. 3907~3939.

表 4.7.4 有馬～高槻～六甲断層帯の断層セグメント区分と各セグメントのパラメタ²⁷⁾

断層セグメント	① 北淡	② 東海	③ 六甲山?	④ 高槻
長さ	20 km	25 km	30 km ?	≥30 km
単位変位量	1.6 m	1.4 m	?	≥3 m
再来間隔	2.0~2.5 千年	1.4~2.2 千年	?	2.5 千年
長期的な平均変位速度	0.6~0.8 m/10 ³ 年	0.6~0.9 m/10 ³ 年	≥0.8 m/10 ³ 年	≥0.7~1.5 m/10 ³ 年
活動サイクル I	1995 年 AD 兵庫県南部地震	1596 年 AD 慶長伏見地震	1596 年 AD 慶長伏見地震?	1596 年 AD 慶長伏見地震
活動サイクル II	約 50 年 AD	約 200 年 AD~ 約 600 年 BC	?	約 900 年 BC
活動サイクル III	約 1900 年 BC~ 約 3000 年 BC	?	?	?

- 14) 粟田泰夫・鈴木康弘(1996) : 1995年兵庫県南部地震を生起した野島断層系の活動履歴および活動性, 地質調査所研究資料集, No. 259, pp. 1~13.
- 15) WELDON II, R. J., MCCALPIN, J.P. and ROCKWELL T. K. (1996) : Paleoseismology in strike-slip tectonic Environments, *Paleoseismology*, Academic Press, pp. 271~329.
- 16) 地質調査所(1990) : 長野断層系から発生する善光寺型地震の再来間隔と断層変位量の推定—ボーリング調査及びトレチ発掘調査報告, 地震予知連絡会会報, 44, pp. 408~414.
- 17) 中田 高・木庭元彦・今泉俊文・曹 華龍・松本秀明・菅沼健(1980) : 房総半島南部の完新世断層活動と地殻変動, 地理学評論, Vol. 53, pp. 195~204.
- 18) 中田 高・島崎邦彦(1993) : 海底の地震の巣を探る, 科学, Vol. 63, pp. 593~599.
- 19) 福岡孝昭(1995) : 第四紀放射年代測定の高精度化の現状と年代値の解釈, 第四紀研究, Vol. 34, pp. 265~270.
- 20) 町田 洋・新井房夫(1992) : 火山灰アトラス, 東京大学出版会, p. 276.
- 21) 中村俊夫(1995) : 加速器質量分析(AMS)法による¹⁴C年代測定の高精度化および正確度向上の検討, 第四紀研究, Vol. 45, pp. 171~183.
- 22) 奥村晃史(1995) : ¹⁴C年代の補正と高精度化のための手法, 第四紀研究, Vol. 34, pp. 191~194.
- 23) 力武常次(1976) : 地震予知論入門, 共立出版, pp. 212.
- 24) UTSU, T. (1984) : Estimation of parameters for recurrence models of earthquakes, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 59, pp. 53~66.
- 25) SHIMAZAKI, K. and NAKATA, T. (1980) : Time-predictable recurrence model for qarge earthquakes, Geophys. Res. Letters, Vol. 7, pp. 279~282.
- 26) HANKS, T. C. and KANAMORI, H. (1979) : A moment magnutide scale, Jour. Geophys. Res., Vol. 84, pp. 2348~2350.
- 27) 粟田泰夫・寒川 旭・鈴木康弘・吉岡敏和(1996) : 有馬一高槻一六甲断層帯の活動履歴と1995年兵庫県南部地震, 第11回地質調査所研究講演会資料, 兵庫県南部地震の地質学的背景, 日本産業技術振興協会, pp. 4~8.
- 28) 粟田泰夫・水野清秀・杉山雄一・井村隆介・下川浩一・奥村晃史・佃 栄吉・木村克己(1996 b) : 兵庫県南部地震に伴って淡路島北西岸に出現した地震断層, 地震第2輯, Vol. 49, pp. 113~124.

4.8 火山

4.8.1 概説

近年、国内外を問わず火山の噴火が頻発しており、日本国内においても、1980年代以降、1983年の三宅島、1986年の伊豆大島三原山、1989年の十勝岳、また1990年～1995年の雲仙普賢岳などの大きな噴火が発生し、阿蘇中岳、桜島などでは小噴火が頻発している。また海外では1991年のピナトゥボ火山の大噴火が記憶に新しい。そして、これらの火山噴火により多大な人的・経済

的被害を蒙っている。

このような噴火災害を避けるためにも、火山の噴火予知が求められている。この噴火予知には、地質学的時間スケールの長期的予知と、人間の社会生活における時間スケールの短期的予知があり、特に後者の短期的予知が社会的に求められている。この短期的予知を行うことを目的に多くの計測に基づく研究が進められている。火山活動を計測する手法は、1)マグマの活動から発生する震動を捉える方法、2)マグマの上昇・下降による地表面の変化を捉える方法、3)マグマの活動による地中の流体の化学組成の変化を捉える方法に分けられる。これらの計測の最終的な目標は、日時、規模、様式を含めた噴火予知を行い、それに対する対策の立案と避難勧告の発令と解除の決定であろう。しかし、噴火の予知をこの3つの観測データから行っている現状では次のような限界がある。まず、観測データには様々なノイズが含まれるため専門的に微妙な判断を要し、次に観測データの異常が噴火と結び付く前兆であるかどうかの判断が困難である。この問題点は、多項目の観測データを比較することによりある程度軽減されるが、前兆現象がすべての観測項目にあらわれることは稀なので、噴火の可能性の評価はどの観測データを重視するかに依存している¹⁾。近年は詳細な計測により、噴火活動の予知の成功例も報告されている。

本節では、短期的噴火予知のデータとなる火山に関する計測を、上記3つの手法のそれぞれについて観測事例及び火山活動との関係などについて記述し、それぞれの計測手法による噴火予測の可能性と限界について述べる。また、主に長期的予知のデータとなる地質学的・岩石学的手法についても若干記述する。

4.8.2 震動の計測—地震活動、火山性微動

噴火の前兆として活発な地震活動が多くの火山で観測されるため、震動観測は噴火活動予測の最も基本的な手段として用いられている。近年の日本における火山活動、例えば1983年の三宅島、1986年の伊豆大島、1989年の伊東沖海底噴火、そして1990年～1995年の雲仙普賢岳などほとんどの噴火活動において、その前兆現象として地震活動が観測されている。

噴火前兆としての地震活動は古くから研究されており、その先駆的研究としては水上²⁾の浅間火山の噴火とその前兆的な地震活動に関する報告がある。水上²⁾は山体のごく浅い部分で発生する波形の立ち上がりや不明瞭なS波という特徴を有する地震に注目し、この活動が噴火直前に急激に増加することを見出した。この関係は浅間火

山だけでなく他の火山でも観測されている。

また、水上²⁾は火山性地震を A 型および B 型の火山性地震、爆発地震および火山性微動の 4 つに分類している。これらの相違は発生する深さ、つまり発生場の物性の違い、発生の機構の違いにより生じる。A 型火山性地震の発生場所は火山の基底部あるいは 1~10 km の深さで、一般地震と同じく P 波と S 波の相が明瞭な地震波である。B 型火山性地震は、その震源域が火口直下の半径 1 km 以内の浅い領域に限られ、表面波が卓越し、S 波の相が不明瞭な地震波である。爆発地震は火山噴火、特に珪長質マグマの爆発的噴火に伴い、その震源は火口底から深くないところ、つまり B 型地震と同じところである。振動様式も B 型地震と似ているが、振幅が大きいのが特徴である。また、活動中の火口のごく浅いところから連続した、あるいは孤立した地震波動が観測されることがあり、これを火山性微動と総称している。火山性微動の主要部分は表面波と考えられている。

(1) 噴火と火山性地震

A 型火山性地震の地震波の特徴は一般地震と同様であるが、火山内部のマグマの活動や性状に関連した活動であるので、マグマの諸特性を反映していると考えられる。例えば桜島火山においては、火山の活動期と A 型火山性地震の発震機構の関係から、マグマの上昇によって元々の歪みの場が乱され、噴火の終了により元の状態に戻ると解釈された³⁾。火山性地震と一般地震の関係では、火山活動に伴うマグマの上昇・貫入・浸透により孔隙圧が上昇し地殻の強度を低下させたため、一般地震が発生したと考えられる例もある（例えば、ゾビン（Zobin）⁴⁾）。また、逆に一般地震が火山の噴火活動に影響を与えたと考えられる例も報告されている。

一般に、地震動の最大振幅とその頻度との間には次のような関係（石本-飯田の式⁵⁾）が成立つ。

$$N(A) dA = kA^{-m} dA \cdots \quad (4.8.1)$$

ここで、k, m は定数、A は地震動の最大振幅、N(A) は振幅が A と A+dA との間にある地震の頻度である。この式において m が大きい値をとるのは小さい地震が大きい地震に比べて多く発生することを意味する。茂木⁶⁾の実験によると、物質の不均質性が増すと、m 値が大きくなる。一般に自然地震や A 型火山性地震の m 値は 1.8~1.9 であるが、B 型火山性地震では 3~4 と大きいことから、A 型と B 型の相違が波形や発生場所の違いだけではなく、発生機構にも相違のあることがわかる。つまり、B 型火山性地震は極度に破碎された火口付近で発生すると考えることができる。

火山性地震の発生機構を一つの噴火活動で見ると、例えば桜島火山の 1975~1977 年の噴火の際には、まず A 型地震が火口の南南西深さ 8 km で発生した後、震源の深さが浅くなり、震央が活動火口直下に移動し、一方で浅所で発生する B 型地震が徐々に増加して小爆発が起こり、B 型地震が多発した後に顕著な爆発が起こった³⁾。

(a) 火山性地震の計測による噴火時期の予測

火山噴火の短期的予測とは数日から数週間前になされるものであり、前兆現象を的確にとらえる必要がある。地震活動の計測は、この短期的な予測に有効であり、連続的な計測が望まれる。

地震の発生頻度から噴火発生の危険率を予測する方法が、水上²⁾により提案されている。これは、過去 5 日間の B 型地震の発生頻度から、先の 5 日間の噴火の危険率を求めるものである（図 4.8.1）。この方法は希に起る大噴火に対しては有効であるが、頻繁に発生する小・中規模の噴火に対してはあまり有効ではない⁷⁾。

トカレフ（Tokarev）⁸⁾は地震発生頻度ではなく、地震の波動のエネルギーを地震計の振幅から計算し、地震により開放される歪みエネルギーに対応させ、この累積エネルギーを火山における地震活動に応用した結果、その累積エネルギーは噴火が近づくにつれて急激に増大し、

$$E = a t / (t + b) \cdots \quad (4.8.2)$$

という式で近似できると述べた（図 4.8.2）⁹⁾。しかしこの方法は、この地震エネルギーの積算曲線を事前に予測曲線にあてはめることが困難であるため、噴火の事前予知には応用しにくい。

また、突発的な火山活動が破壊現象に密接に関係していることから、フォークト（Voight）^{10),11)}は金属や岩石の破壊に先行する歪み変化を表す経験式（式（4.8.3））に着目した。

$$\dot{\epsilon}^{-\alpha} \cdot \ddot{\epsilon} = A \cdots \cdots \cdots \quad (4.8.3)$$

ここで、 $\dot{\epsilon}$ は破壊に関する歪みであり、A および α は実験的に決められる定数で、多くの場合 α は 2 度である。火山爆発の前兆として火道およびその周辺で破壊が急激に進行する。これは岩石破壊実験の際に小さな AE の発生から始まり破壊に至るプロセスと似ているので、破壊を巨視的に見た経験式（4.8.3）が応用できる。歪み速度 $\dot{\epsilon}$ と時間 t の関係を表す（図 4.8.3）と、t が大きくなると歪み速度が急激に増加することがわかる。歪み速度の逆数をとれば破壊の時点では $1/\dot{\epsilon}$ が 0 になると考へられるので、時間が進むに従い $1/\dot{\epsilon}$ が小さく

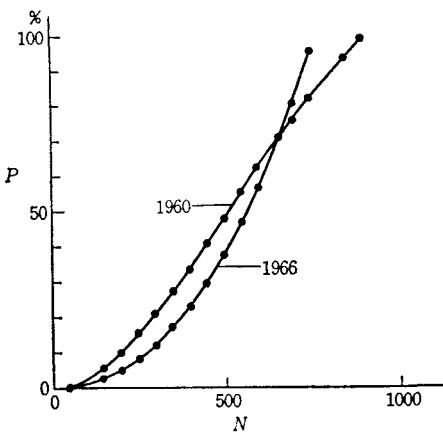


図 4.8.1 地震回数による噴火確率（浅間山の 5 日間の B 型地震の回数に基づいて、その翌日に噴火の起こる確率を求める経験則。P：次の 5 日間に噴火の起こる確率、N：過去 5 日間の B 型地震の回数。）⁷⁾

なり、 t 軸と交わった時点で破壊が発生すると予測される。

この考え方を、1987 年 11 月 16 日の伊豆大島で発生した小爆発に適用してみる。この爆発には前兆現象として 11 ヶ月前から火口直下で地震が発生していた。この地震の日毎の発生回数を破壊領域の進んでいた歪み速度と考え、その逆数を時間軸を横軸にとって表すと図 4.8.4 のようになる。日毎の発生回数の逆数は、9 月上旬には爆発時期の予測のめどがつくほど直線的に減少しており、危険時期をかなり正確に予測できている。この例は地震エネルギーの代わりに単に地震の回数を用いているが、群発地震のような地震活動の場合には有効である可能性を示している⁹⁾。

(4.8.3) 式に適用できる物理量は破壊面を横断した歪みや変位であるが、火山活動ではこれらを直接測定することは困難であるので、実際には遠隔で観測できる地震活動を用いるのが有効であろう。この場合、火山噴火を一つの破壊過程とし、その破壊により生じる弾性現象を地震としてとらえるので、実際の適用にはある程度震源を特定する必要がある。例えば、火口直下の非常に浅い場所を震源とする地震、あるいは低周波成分の卓越する地震などに特定して計測する必要があるだろう。

(b) 地震観測による噴火位置の予測

ある火山で噴火が時間的に近いと予測された時、その次に防災上重要なのは、その噴火位置の予測である。現在では地震の震源分布、地殻変動パターン、磁力変化分布などを総合的に判断することにより、ある程度の噴火位置予測が可能な段階になっている。このうち地震の計測の長所は、方法の簡便さと位置の分解能が高いこと

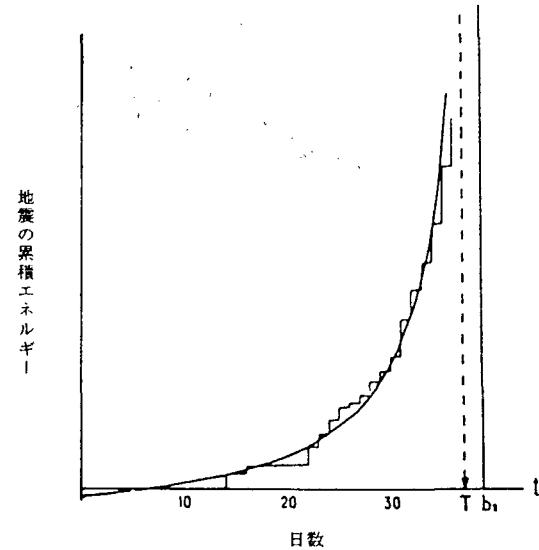


図 4.8.2 噴火直前に放出される地震のエネルギー（1962 年十勝岳噴火時。階段状の線が累積エネルギー。T は噴火時刻を示す。）⁹⁾

であろう。一方、地震活動だけでは噴火の前兆現象か群発地震かの確定ができないことが欠点としてあげられる。よって通常は地殻変動の計測とあわせて判断することとなる。特に、側噴火や割れ目噴火などの新たに火道を形成しながら噴火する場合は群発した激しい地震活動とともに、震央付近を中心に急速な地殻変動が観測される。

(2) 火山性微動

火山性微動は火山噴火に伴い発生するので、火山体下に存在するマグマの活動と密接に関係していると考えられ、また、波動の particle motion, 伝搬速度, 振幅の減衰などから主に表面波と考えられている。一般に火山性微動の特徴は次の通りである⁷⁾。

① 卓越周期があり、これが活動の段階で変動することがある。

② 噴火口のごく近傍では、高い周波数の震動が著しいことが多いが、場合によっては低い周波数の震動も現れる。

火山性微動の発生機構については、観測的、理論的研究から種々のモデルが提唱され、これらは基本的にはなんらかの外力によって励起される共鳴が火山性微動を発生させるというものである¹²⁾。この共鳴する物質としては、地表付近の火道壁を構成する固い地層¹³⁾、マグマ溜まり^{14),15),16)}、火道中のマグマ¹⁷⁾、ガス¹⁸⁾、開閉する割れ目^{19),20)}、地下水層²¹⁾などが考えられる。また、震動を励起する外力として、マグマや地下水の発泡、マグマやガスの流れ²²⁾などが考えられている。

(a) 火山性微動の発生と火山噴火の例

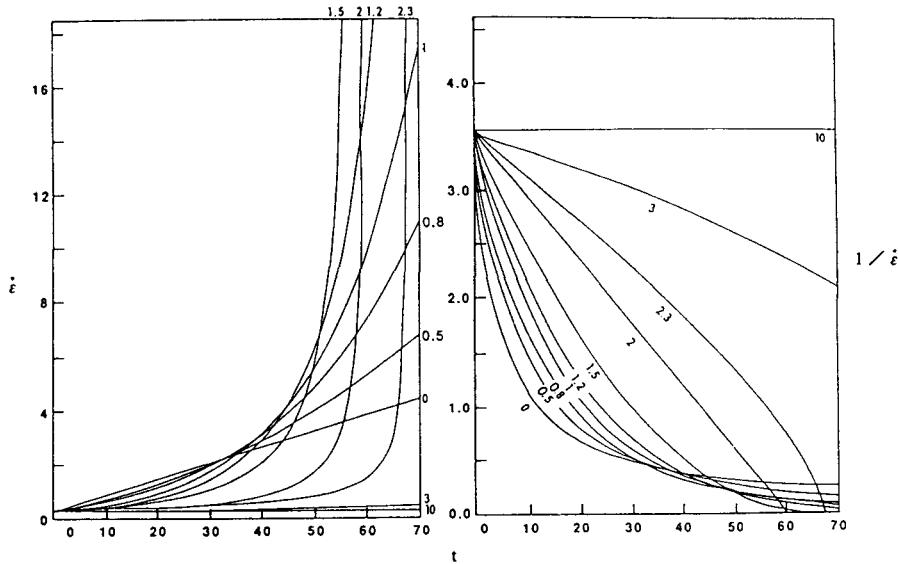


図 4.8.3 4.8.3 式の積分の結果 (左: 破壊の前兆となる歪み速度と時間の関係, 右: 歪み速度の逆数と時間との関係。様々な α 値に対する結果を示す。)⁹⁾

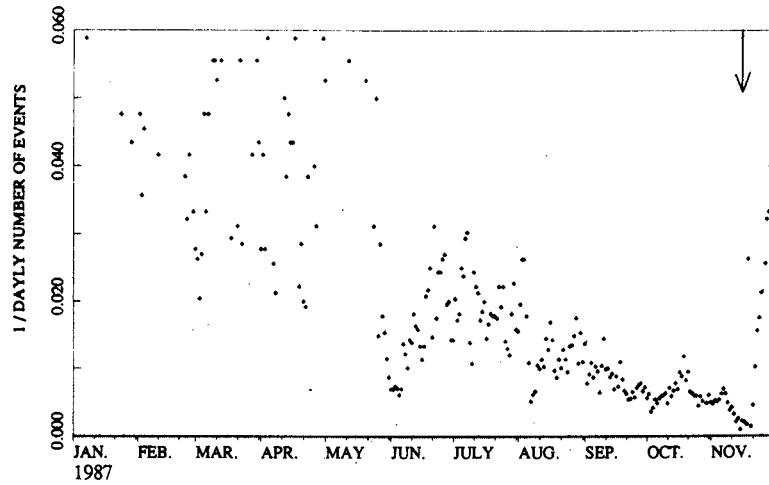


図 4.8.4 伊豆大島火山における日別地震回数の逆数と時間の関係 (矢印は小爆発の発生日を示す。この図では、9月の段階で 11 月中旬頃の突発的出来事を予測できている。)⁹⁾

伊豆大島火山では、1986年11月15~23日の噴火、同年12月18日の噴火及び1987年11月16~18日の噴火に先だって火山性微動が観測された。そのいずれの場合も、間欠的であった微動の発生間隔が徐々に短くなり、連續微動となって噴火に至っている^{12),23)}。

また、セントヘレンズ火山の1980年5月18日の大噴火の際にも約1ヶ月半前から火山性微動が観測された。この場合の特徴は火山性微動の継続時間がかなり長くなった後、その活動が停止し、その後噴火が発生した点である。このような発生していた火山性微動が一旦休止してから噴火するパターンは阿蘇火山でもしばしば観測されている¹²⁾。

これらの例のように、噴火前の火山性微動の発生とその噴火とに一定の関係が認められる場合もあるが、噴火前に火山性微動が観測されない場合もあり、火山の噴火とその火山性微動の関係は個々の火山あるいは個々の活動により異なるため、火山性微動と噴火活動の一般的な関係を求めるることは困難である。

(b) 火山性微動による噴火予知

前述したように、火山性微動は噴火活動と密接に関係していると考えられるので、噴火の予知に関する重要な観測項目であるといえる。しかし、現段階では火山性微動の発生機構の定量的な理解が不十分であったり、マグマが地表へ噴出する噴火機構に関する理解ができていな

いなどの理由から、火山性微動の観測によりマグマの噴出という火山噴火を予知することは困難である。

伊豆大島火山では、火山性微動の観測からマグマの発泡などによる揮発性物質の流れがその発生源であることが報告されている¹²⁾。よって、条件がよければ火山性微動の観測から、マグマの活発さの程度、つまりマグマの活動の様子を捉えることが可能であり、火山の噴火機構について具体的に理解できれば、火山性微動の観測は火山噴火の予知に十分寄与することができるであろう。

(3) 火山性地震の観測

以上に述べてきたように火山活動に伴う地震現象、特に火山性地震は、噴火活動に関する重要な情報を与えてくれる。しかし、これらの地震情報も適切な観測網の上で、有効な地震記録を確保し、正確な解析により初めて有益なものとなり、噴火の予測に供する事が可能となる。一般に、火山性地震は一般の地震に比較して、発生エネルギーが小さいが、その発生区域が狭いので、地震計を多点に配置し、それらの信号をテレメータ、集中観測すれば十分高い精度で震源を決定することができる⁷⁾。例えば、有珠火山では1979年の段階で12点に地震計が設置されており⁷⁾、伊豆大島火山では1986年の噴火以後、地震観測点が19点となり、近年に噴火活動のあった火山に対しては観測網が整備されつつある。しかし他の火山の観測網は決して十分ではなく、有史の噴火記録もあり大きな災害が予想される富士火山では山頂から10km以内に設置された地震観測点は6ヶ所のみである²⁴⁾。

4.8.3 地盤変化の計測－地殻変動、地形変化

火山活動はマグマの上昇など地殻内での物質の移動現象を伴うので、地表に大きな地殻変動が現れる。また変動箇所についてもある程度限定されるので、計画的に観測点を設置することにより、火山活動に伴う地殻変動を精度よく捉えることができる。

地殻変動を計測する手法としては、辺長測量や水準測量による測地測量、光波測距儀による水平距離・斜距離の測量、傾斜計による観測さらには潮位変化観測などがある。また、近年の画像解析技術の発達により空中写真による地殻変動観測が可能になり、GPSを利用した3次元測位も実用化され火山観測に利用されている。

(1) 測地測量による地盤変動計測

火山の噴火現象の有無にかかわらず、定期的に測地測量が行われていることがあるため、辺長測量や水準測量によって噴火前後の地盤変動が明らかにされている例が多い。

桜島火山では、1914年に南岳の東側及び西側の中腹から約1.5km³の溶岩流が流出する噴火（大正噴火）が発生した。その際に桜島を含めた姶良カルデラ周辺部では顕著な上下変動、水平変位が認められた。最大沈降量は150cm、水平変位は4.53mに達した。大正噴火後、鹿児島湾周辺では水準点の上下変動の経年変化が測定されている（図4.8.5）。大正噴火や昭和噴火（1946年）のような山腹からの溶岩流出を伴う噴火活動の際には沈降し、活動後回復（隆起）している。このような関係から、鹿児島湾周辺の上下変動により桜島の火山活動、特に溶岩流出をともなう山腹での噴火活動を予測することが可能と考えられる⁷⁾。

硫黄島火山は約100年にわたって火山活動が活発であったため、1970年代以降精力的な観測が実施され、水準測量、辺長測量、潮位観測、地盤傾斜観測、断層変位観測などにより地殻変動計測が行われた。防災科学技術センターにより、1976年3月、1977年1月、1980年2月、1981年12月及び1984年2月の計5回水準測量が実施された²⁵⁾。その結果、1982年の活動の2年前から、島の南部が隆起から沈降に変化し（図4.8.6）、水平変動の進行が停滞したこと、また約5年前から水平歪みの最大主歪軸の方向がそろい、噴火後再び方向性がなくなったことが確認された。

伊豆大島火山は1986年11月15日に山頂火口より活動を開始し、21日には割れ目噴火が発生したが、この噴火以前から東京大学により水準測量及び辺長測量が繰り返し実施されていた^{26),27)}。外輪山麓を不動点とした中央火口丘の変動を図4.8.7に示す。図より中央火口丘は外輪山に対して定的に沈降しており、この傾向は1986年8月の測量でも変化が認められなかったので、中央火口丘の隆起などの噴火の前兆現象はこの段階では認められなかつたといえる。図4.8.8にカルデラ内における経年変動を示した。11月19日の測量の後、21日の割れ目噴火直前に80μラジアンもの隆起傾斜を生じ、割れ目噴火終了後には大きな沈降が生じた²⁶⁾。

(2) 光波測距儀による地盤変動計測

伊豆大島火山における水平変動の測定には、光波測距儀が用いられた。この測定精度は気象条件により大きく左右されるので、測定はなるべく同一気象条件で行うことが原則となり、測定は晴天の多い冬期の日没前後の時間帯に実施された。1986年の噴火以前の測定結果を図4.8.9に示した。1980年から85年までの変化が少なく、1984年から86年9月までの変化は、わずかな伸長を示すYRI-ONS測線以外の測線は縮みを示す。この結果

は、この時期カルデラが全体的に収縮傾向にあったことを意味し、これはカルデラ下方のマグマ溜りのマグマ圧の減少によると考えるのが妥当であり²⁷⁾、この後噴火が始まることと矛盾している。

雲仙普賢岳の1990年からの噴火の際に、地質調査所は噴火活動に伴う山体変動を捉えるため、1991年2月から光波測距測線を設置し、繰返し観測を行った²⁸⁾。反射鏡点のうち1ヶ所(F2)は、石突き部を露岩に固定した三脚上に反射鏡を設置し、それ以外の反射鏡点は露岩上に直接モルタルで反射鏡を固定している。反射鏡はすべてプリズム定数0mmのコーナーキューブ型が用

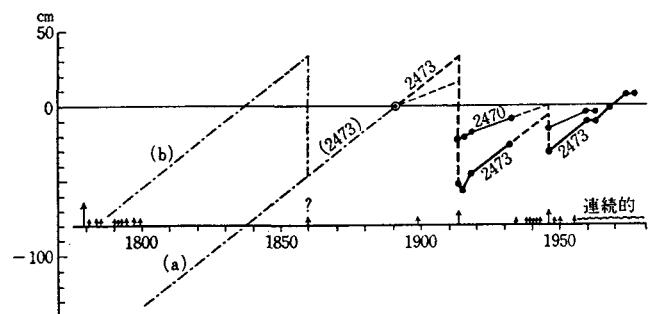


図 4.8.5 桜島の噴火と鹿児島湾奥周辺の水準点の高さの経年変化⁷⁾

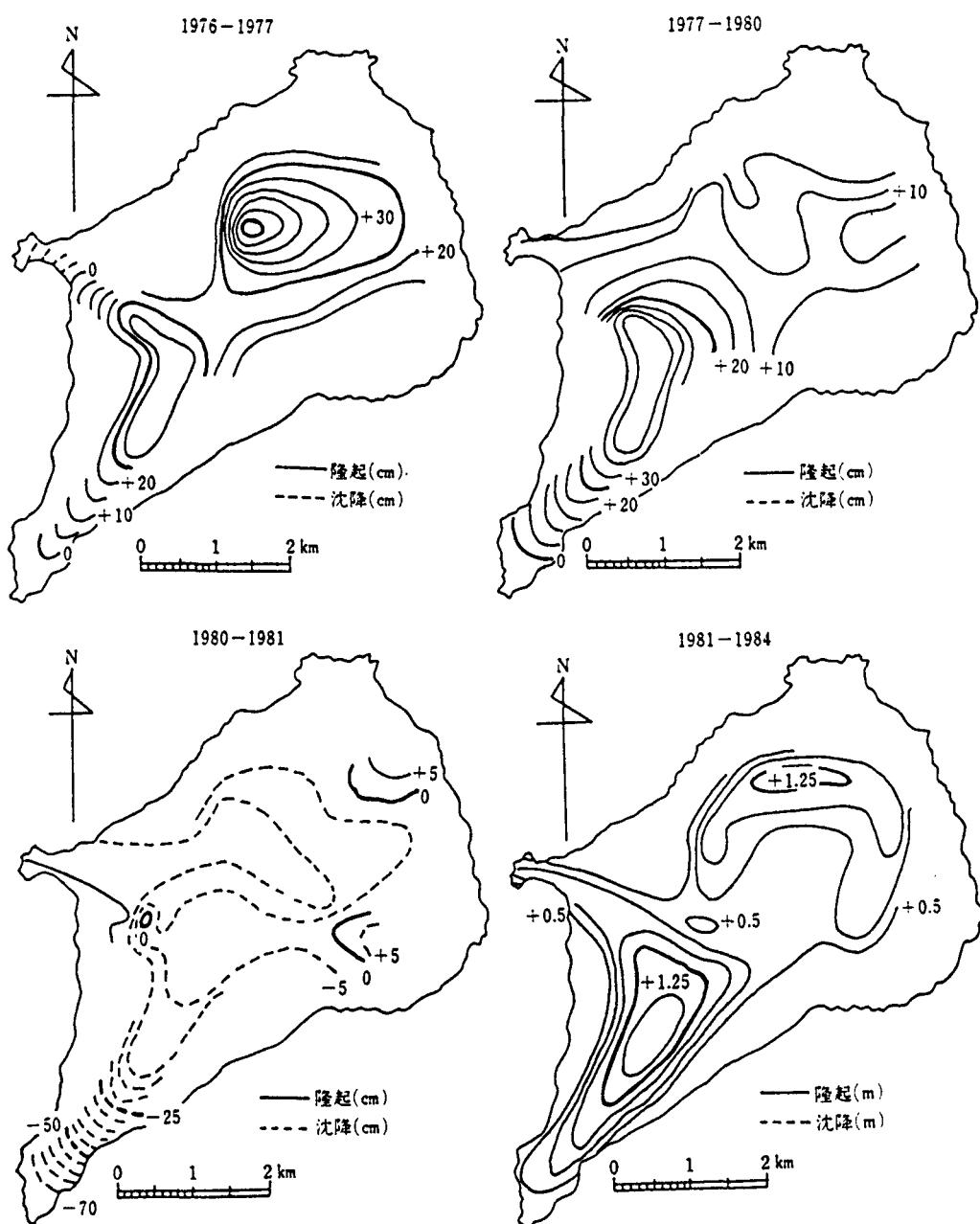


図4.8.6 硫黄島の経年垂直変動（左上：1976年3月から1977年1月、右上：1977年1月から1980年2月、左下：1980年2月から1981年12月、右下：1981年12月から1984年2月。）²⁵⁾

かれている。また、観測点については、一点 (T 3) が地面にコンクリートで固定された鉄製脚の中心を測点とし、それ以外が道路上や道路に面したコンクリート被覆上に金属鉢を打って定点とした。T 3-F 2 測線は 10 分間隔で測定を行う自動測定測線である。使用された光波測距儀は表 4.8.1 のとおりである。

図 4.8.10 に山体南側の光波測距測線で観測された 1991 年 5 月の斜距離変化を示す。10~13 日にかけては 2~3 cm/日であったが、それ以後は約 10 cm/日の急激な斜距離変化を示し、これが溶岩ドームの出現が確認される日まで続き、ドーム出現後に変動速度は漸減する²⁸⁾。6 月以降の平均短縮速度は約 1 mm/日となり、変動は鈍化傾向を示した。図 4.8.10 のような山体の急激な変動は溶岩が地表に噴出した前後に限られ、この時期はそれまでほとんど観測されなかった火口直下の地震が多発し始めた時期と一致する。その後、活発な地震活動や新たなドームの出現にもかかわらず山体変動は発生しなかった。また、測量結果から相対的な変動ベクトルを求めると、普賢岳山頂部の変動は、地獄跡火口付近からおおむね放射状に外側に向かっていることが明らかとなつた²⁸⁾。

(3) 傾斜計による地盤変動計測

1956 年からハワイのキラウエア火山のハレマウマウ火口付近で、水管傾斜計による観測が継続され、その傾斜変化と噴火との関係が図 4.8.11 のように示されている⁷⁾。これだけでは噴火予測は困難であるが、水管傾斜計観測のほかに、気泡型傾斜計による観測、水準測量・辺長測量の繰り返し計測、さらには地震観測を組み合わせ解釈することにより噴火の短期予測が可能となつてゐる。

硫黄島火山の 1982 年 11 月~12 月の活動の際にも、力平衡法式の倒立振子により直交 2 成分を観測する傾斜計を用いて地盤傾斜が測定された²⁵⁾。図 4.8.12 に示すように地盤傾斜の変動は 29 日 9 時ごろより現れはじめ、22 時 30 分頃までには東方向に約 9 秒、北方向に約 8 秒、つまり北東方向に約 12 秒地盤が上昇した。

伊豆大島火山では、防災科学技術センターの孔井用力平衡型振子式傾斜計および東京大学及び気象庁の気泡型傾斜計を図 4.8.13 のように配置して、傾斜変動の連続観測を実施していた^{29),30)}。このうち SG, HB が防災科学技術センターの力平衡型振子式傾斜計である。HB はテレメータ化されており、つくば市の防災科学技術センターで記録、処理が行われている。テレメータは 16 bit で A/D 変換しており、ダイナミックレンジは 96 dB,

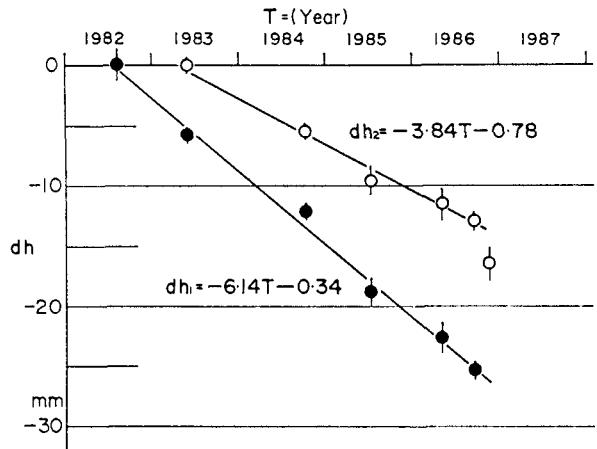


図 4.8.7 1986 年噴火前の伊豆大島火山の山体の上下変動²⁶⁾

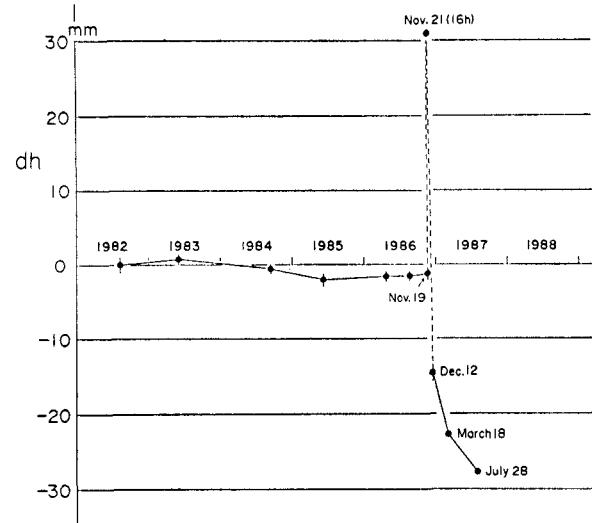


図 4.8.8 1986 年噴火前後の伊豆大島のカルデラ部の経年上下変動²⁶⁾。

分解能は傾斜角で $0.0058 \mu\text{ラジアン}$ 、フルスケールは $\pm 194 \mu\text{ラジアン}$ である³⁰⁾。1986 年の 10 月までは傾斜変動は特に認められなかつたが、HB (HABU) において 11 月 4 日から北上がりの変動が観測された。HB における北上がりの変動は 12 日頃まで進行してから反転し、15 日の山頂噴火に至る。このような変動は 15 日からの山頂噴火との関連があると考えられる²⁹⁾。15 日の噴火開始後、各観測点で大きな変動が見られ、19 日の噴火終了時からその変動方向が反転した。次に 11 月 21 日の噴火前後の傾斜変動は、噴火の約 2 時間前 (14 時 30 分ごろ) から異常な変動が観測され、その変動は噴火位置に近い SG (GOJINKA) で顕著であった (図 4.8.14)^{29),30)}。この 19 日から噴火 2 時間前までの変動は、深部からマグマ溜りへ新たなマグマが供給され、マグマ溜りの圧力が増加したことによる地殻の隆起を示

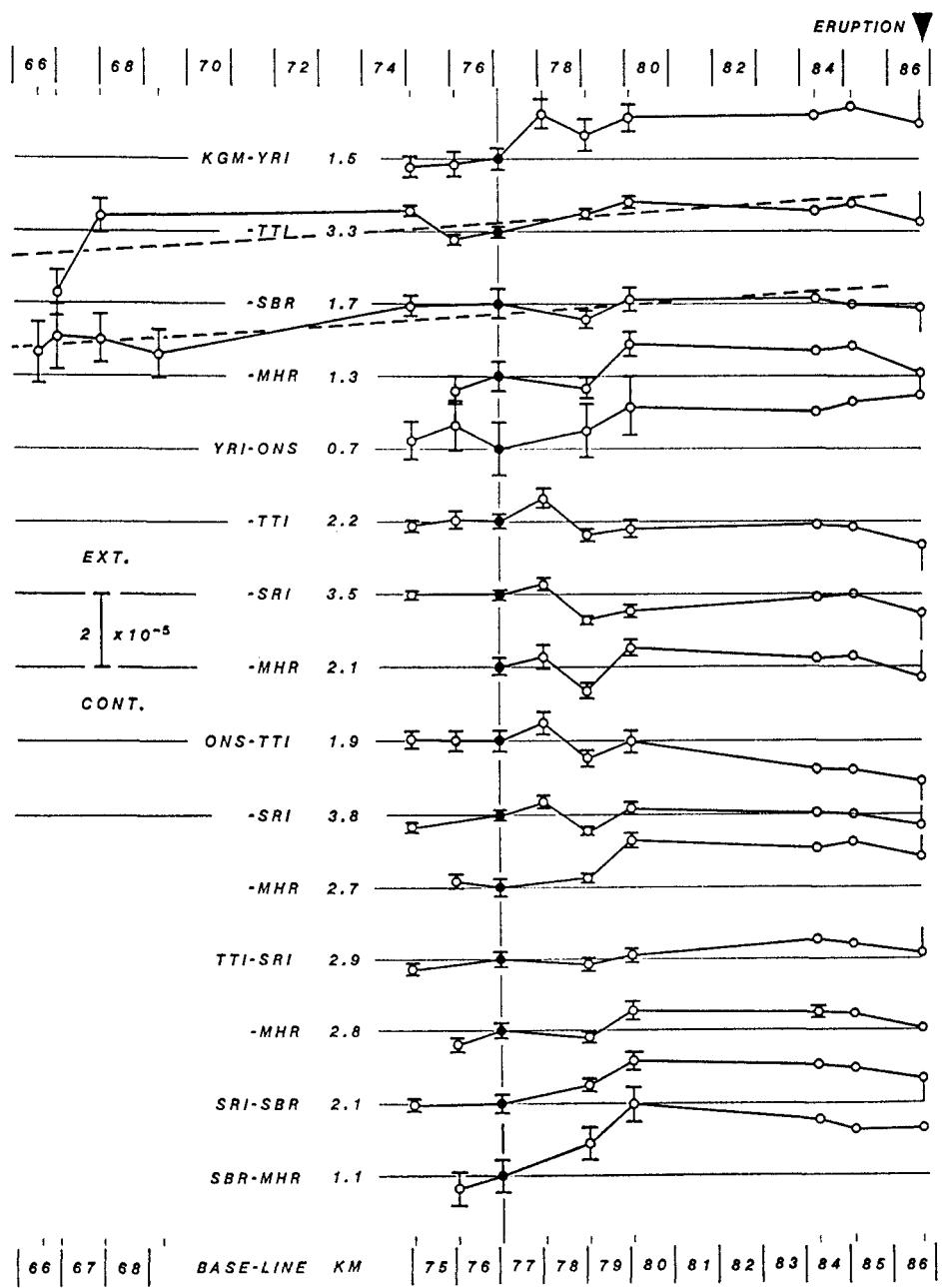


図 4.8.9 伊豆大島における 1986 年噴火以前の水平変動²⁷⁾

表 4.8.1 光波測距儀と公称測距精度

メーカー	ジオジメータ	トプコン	測機舎	ワイルド	ジオジメータ
型式	422 LR	GTS 5	SET 3	DI 20	6000 型
測距精度	±(5 mm+5 ppm)	±(3 mm+2 ppm)	±(3 mm+2 ppm)	±(3 mm+1 ppm)	±(5 mm+1 ppm)
	隔測測定	隔測測定	隔測測定	隔測測定	自動測定

し、2 時間前からの変動は割れ目噴火を引き起こしたマグマの地表への上昇過程によるものと推定される³⁰⁾。

(4) その他の方法による地盤変動計測

硫黄島火山では、潮位変動観測が河川用の水位計を用いて行われ (図 4.8.15)，1982 年 11 月の噴火以前の潮

位変動が他の年と異なり 10 月から平均潮位が下がる傾向を示し、約半年で地盤が急速に隆起したことがわかった。また、硫黄島火山に多数見られる断層の変位を断層変位計を用いて計測した結果、1976 年 1 月の噴火に先行する変位が観測された。

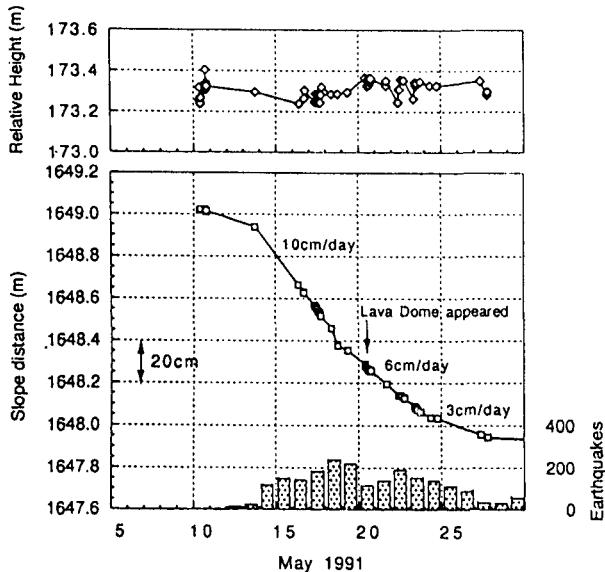


図 4.8.10 雲仙火山における斜距離変化と日別地震回数
(1991年5月の斜距離 [中] および高低差 [上] の変化と日別地震回数 [下]。) ²⁸⁾

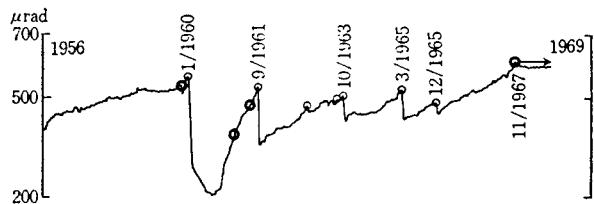


図 4.8.11 ハワイ火山観測所における傾動変化 (傾斜 1 μ rad の増加は山頂部の隆起約 8 mm に相当する。◎: 山頂噴火, ○: 山腹噴火。) ⁷⁾

1990 年から活動した雲仙普賢岳において、国土地理院が実施した GPS を用いた距離測量により噴火にともなう地殻変動が捉えられ、普賢岳が西に 10 cm 動いたことが確認された³¹⁾。この地殻変動のデータと地殻変動の原因を一つの圧力源（マグマ溜り）とモデル化し、そのマグマ溜りの位置や体積が推定された。

4.8.4 地球化学的計測－火山ガス、地下水など

火山噴火は、地球内部からの急激な物質とエネルギーの移動を伴い、その形態は移動する物質の種類、化学組成、温度、粘性などの諸性質や放出率などにより大きく異なる。火山噴火予知を目的に種々の項目について観測・計測が行われているが、前節までに述べてきたような地球物理学的な方法は、移動する物質やエネルギーを直接あるいは間接的に捉えようとするものである。近年、

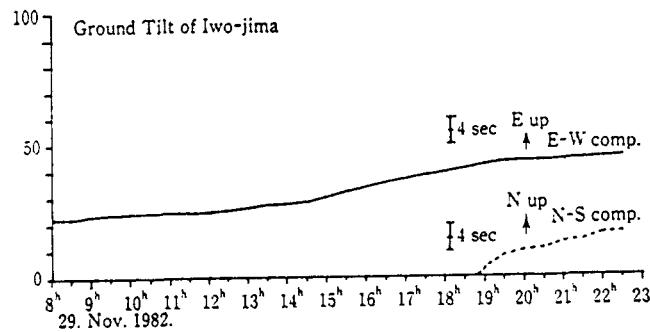


図 4.8.12 1982年11月29日の硫黄島における地盤傾斜変化²⁵⁾

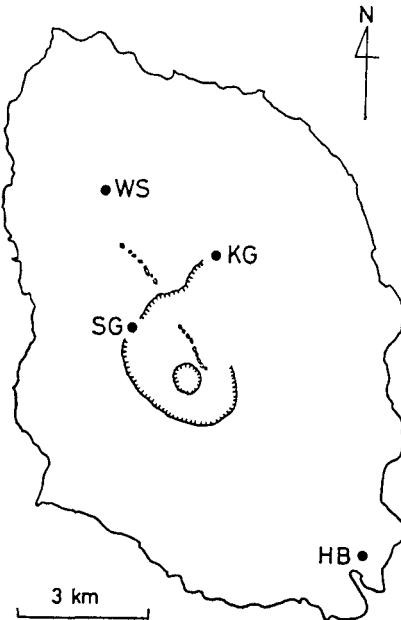


図 4.8.13 伊豆大島火山における傾斜計の分布²⁹⁾

火山噴火の際に移動する物質、特に火山ガスや湧水の温度や化学組成、放出量の変化から火山活動状況を推定し、噴火の予知を行おうとする研究が進められている。これらの噴火予知に対する地球化学的アプローチは、主に火山ガスの観測である^{32),33)}。これは火山ガスが地表に放出される物質のうち最も移動性が高く、地下のマグマの変化の情報を最も速く地表の我々へ知らてくれる物質であるからである³³⁾。

(1) 火山ガスの計測

火山ガスはマグマ中の揮発性成分が地表に噴出したものであり、地表に到達するまでに岩石との反応、温度低下による化学平衡の移動、地下水との接触による冷却及び選択性ガス成分の溶解などによる火山ガス分化現象や硫黄や有機物の影響などのため、化学組成が大きく変化する。火山ガスの主成分は、H₂O, HF, HCl, SO₂, H₂S, CO₂ であり、N₂, H₂, CH₄, Ar, He, CO な

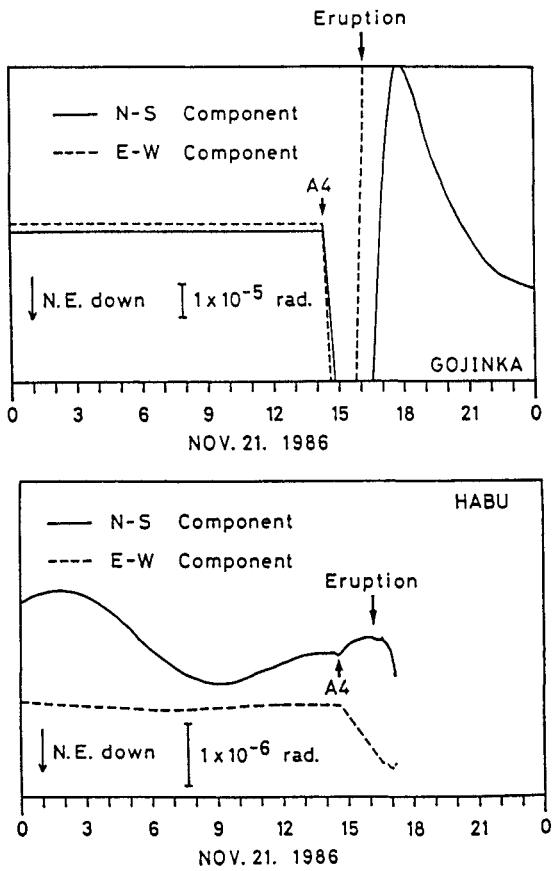


図 4.8.14 伊豆大島 1986 年 11 月 21 日の噴火前後の傾斜変動³⁰⁾

持ち帰り化学分析を実施する方法がとられる。一般に、観測点は火山ガスの放出される噴気孔や温泉水の湧出している箇所のほか、断層や構造弱線上が考えられる。しかし天然の噴気孔は短時間で移動することがあるため、定点観測を行うためには火山ガス計測用のボーリング孔を掘削し、ガスの採取及び計測を実施する必要がある³²⁾。

火山ガスの採取法は、分析する元素、成分により大きく異なる。また、同じ元素を分析する場合でも分析法が実験室により異なるため、それによりガスの採取法も異なる。一例として、伊豆大島の 1986 年噴火の前後に火山ガスの採取・分析を実施した平林ほか³⁴⁾の方法を以下に述べる。彼らは、HF, HCl, SO₂, H₂S, CO₂, 残留ガス (He, H₂, N₂, CH₄, CO) の分析を行い、さらに $\delta^{13}\text{C}$ についても報告している。

火口周辺の噴気ガスの採取は、噴出圧力が低いのでロートを地中に埋めるか、溶岩の隙間に石英管を挿入して、5 M-KOH 溶液の入ったガス洗浄ビンにポンプを用いてガスを一定時間吸収させて行う。この火山ガスを吸収したアルカリ溶液を一定容量とした後、化学分析に供している。また、アルカリ溶液に吸収されないガス成分（残留ガス）はガス洗浄ビンとポンプの間にガラス製ガスアンプルを接続して採取し、キャリアーガスとしてアルゴンガスを用いた熱伝導度検出型ガスクロマトグラフ装置で分析を行っている。

(b) 火山ガスの長期連続観測

火山ガスの観測の多くは、前述のように観測者が噴気孔で採取した火山ガスを分析するという方法であるため、非連続的な定期的あるいは不定期な観測となる。しかし、噴火予知あるいは噴火活動監視を的確かつ迅速に行うためには観測データの密度を高くする必要があり、そのためには連続観測を実施することが望まれる。連続観測を行うには、前述のように天然の噴気孔よりもボーリング孔を設けるべきである。このボーリング孔の位置、孔径、深度及び本数などは、それぞれの火山の個性により異なる³²⁾。

火山ガスの連続観測が実施されている火山は少なく、桜島火山、阿蘇火山、雲仙火山、草津白根火山などである。これらの火山で HF, HCl, SO₂, H₂S ガスの計測が行われており、その測定の多くは大気環境測定用機器が用いられている。また、ボーリング孔の温泉ガス測定に、自動ガスクロマトグラフを用いていることもある（桜島火山、雲仙火山）。しかしこれらの装置は大型で消費電力も大きいという欠点がある。また、CO₂ 観測には赤外線吸収法や電極方式が使用されている。

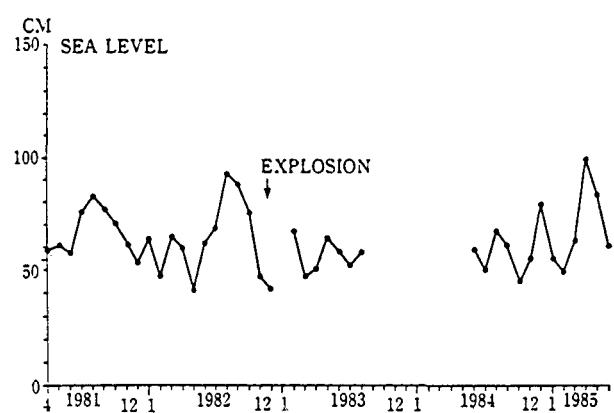


図 4.8.15 硫黄島の平均潮位変化²⁵⁾

どが含まれる³³⁾。H₂O は他のガス成分に比べて非常に多く含まれ、また一般的にその含有量はマグマの化学組成で異なり、珪長質マグマに比べ苦鉄質マグマ中の火山ガスの H₂O 含有量は低いといわれている。H₂O 以外のガス成分の量は温度により異なり、高温の火山ガスほどハロゲン化水素、SO₂, H₂ などが多く、マグマ性ガスの特徴を有する³³⁾。

(a) 火山ガスの観測点、採取法及び分析法

火山ガスの計測は、観測点からガスを採取し、それを

火山ガスの連続観測を行う簡便な方法として、ガスセンサーの使用があげられる³⁴⁾。ガスセンサーには、ガスの吸着を利用するタイプ、ガスの反応を利用するタイプ、選択透過膜を利用するタイプの3種類がある。草津白根火山では、Al₂O₃にPbとZnを混ぜた半導体センサーによりH₂Sガスを、SnO₂半導体センサーによりH₂ガスを連続的に測定している³³⁾。しかし、これらのセンサーは直接噴気孔に挿入して使用できないため、大気中に拡散した火山ガスや土壤ガスの観測を行っている。また、セントヘレンズ火山では、電解質隔壁の両側のH₂ガスの濃度差を利用するH₂センサー³⁵⁾が用いられている。その他、CO₂センサーや酸素センサーが試みられている。

これらのガスセンサーを実際の火山観測に適用するには、①目的以外のガス成分も感知する、②火山ガスには水蒸気が多く、また腐食性ガスも含まれる、③センサー自体を加熱するための電源確保が必要である、などの問題点を解決しなければならない³³⁾。

(c) 火山ガスの変化と火山活動の関係

火山ガスにおける噴火の前兆現象は、HF、HCl、SO₂、H₂Sなどの成分比やH₂、Ne、Arなどの不活性ガス成分の濃度変化として現れる。HClとSO₂あるいはH₂Sとの比が噴火直前に変化している例が多く報告されている（例えば、桜島火山³⁶⁾、伊豆大島火山³⁷⁾、キラウエア火山³⁸⁾、浅間火山³⁷⁾）。草津白根火山では1976年の水釜噴火の約1年前にSO₂/H₂S比が増大し、噴火中心の水釜周辺でより高いSO₂/H₂S比が観測された³⁹⁾。また、桜島火山（図4.8.16）⁴⁰⁾及び草津白根火山では噴火や活動の活発化の前にH₂濃度の増加が観測されている。これらの成分比の変化は、主に圧力の減少によると考えられている（例えば、松葉谷⁴¹⁾；平林³³⁾）。

また、火山ガスの放出量が噴火の前兆現象となることがある。放出量が直接測定できるのはSO₂のみであり、その測定原理は太陽を光源とし、SO₂が特定波長の紫外線を吸収する性質を利用している³³⁾。浅間火山では、1982年～83年の3回の噴火に先立ちSO₂放出量が増大し、活動終了後放出量は減少している³³⁾。

脇田ほか⁴²⁾は伊豆大島火山の1986年の噴火の前後に、噴気中の³He/⁴He比を測定している。He同位体比はマグマ起源の気体成分を検知するのに有効と考えられており、火山活動の推移に対応する変化が期待されたが、噴火の直前・直後には変化が見られず、噴火後やや遅れて同位体比の上昇が認められた。

一方、火山噴火の予測と同様に、火山活動がさらに活

発化するのか沈静化するのかというような活動の推移を予測することも重要であり、地球化学的手法が、火山活動の推移を判断するのに適していると考えられている³³⁾。例えば、木曾御岳火山では、噴火直後から時間経過に伴い、SO₂/H₂S比の急激な減少や火山ガスの組成から求めた見かけの平衡温度（地下の温度）の低下などの火山活動の衰退を示す変化が認められた⁴³⁾。また、火山活動が活発な時期にはSO₂/H₂Sの割合が多く、活動が衰退するとCO₂の割合が増加するという結果が、十勝岳火山⁴⁴⁾や伊豆大島火山の1986年の噴火³⁴⁾などで報告されている。

(2) 地下水、温泉水などの計測

桜島火山の安永及び大正噴火の数ヶ月前に枯れた井戸から水が湧き出したことが報告されている。また大地震前後に地下水位・水温・溶存成分などが変化することが知られている。さらにはマグマの上昇による地下水流路の変化、マグマ中の揮発性成分の地下水への混入、地下水の成分変化や温度変化による水一岩石相互作用の変化、マグマの上昇による亀裂の形成及び熱の供給による地下水の成層状態の乱れなどが生じる可能性が考えられるので、火山活動に関連して地下水変動が現れることが期待される。

しかし、火山活動における地下水・温泉水の地球化学的観測例は少なく、有珠火山⁴⁵⁾、阿蘇火山⁴⁶⁾、桜島火山⁴⁷⁾、伊豆大島火山^{42),48)}で行われた例がある。いずれの場合も、火山活動の前兆現象を捉えたものではなく、噴火後の地下水変動の理論的根拠が報告されている。例えば脇田ほか⁴²⁾や高橋ほか⁴⁸⁾は、伊豆大島火山において温泉水の連続観測を実施し、噴火後の地下水の変化を火山活動による影響と結論している。

火山活動による地下水変動は噴火後に出現することが多いようである。これは前述した火山ガスに比べて、その移動速度が遅いこと、地下水の溶存成分の濃度変化にはある程度の時間を要することなどが原因と考えられる。

4.8.5 その他の計測

(1) 熱異常の計測

火山噴火の短期的前兆現象として熱異常が認められた例は、秋田駒ヶ岳火山の1970年の噴火、新潟焼山火山の1974年の噴火などの多くの火山で報告されており、熱的な前兆が認められなかったのは有珠火山の1977年の噴火、三宅島火山の1983年の噴火の2例といわれている。故に、火山の計測として熱的観測を行うことが期待されるが、熱異常の例の多くが感覚的なものであり、

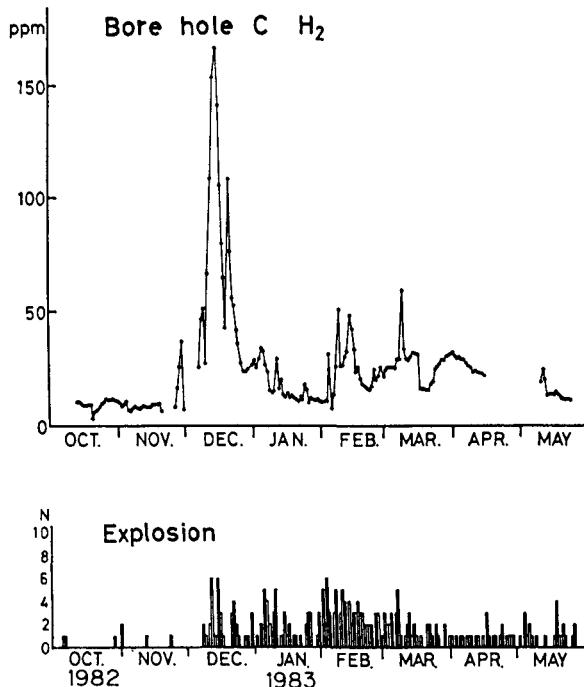


図 4.8.16 桜島のボーリング孔での温泉ガスの H_2 濃度と爆発回数³³⁾

定量的な観測例は少ない。

熱的観測には、①噴気の目視観測、②噴気温度及び地中温度の測定、③熱異常の面的な広がりの測定がある。噴気の目視観測は、比較的大きな噴火ではその熱的変動を大まかに捉えられるが小規模活動の変化を捉えることはできない。この方法は気象条件に大きく左右されるので、気象観測を同時に行う必要がある。また、ビデオなどを用い準連続的に観測することが望まれる⁴⁹⁾。噴気温度の観測は、前述の火山ガスの地球化学的計測と同様に期待できる方法であるが、噴気孔の移動により連続観測が不可能になることがある。

熱異常の面的な広がりを定量的に計測するには、無植生の所では赤外映像調査が、植生の多い場合は MSS 画像の解析が効果的である⁴⁹⁾。伊豆大島火山では 1986 年の噴火直前までに火口内の地上赤外映像調査から図 4.8.17 のような熱異常域の拡大を捉えた⁵⁰⁾。また、空中赤外映像調査も火山における地熱活動の分布状況を把握する上で有効な方法である。この方法は技術的にはまったく問題はないがコストが高く、効果的な継続調査は実施されていない。

(2) 電磁気の計測

電磁気的手法による火山の計測は、主に高温になって磁性を失った（地磁気が変化した）領域や、電気抵抗が著しく低くなった領域の広がりを直接的に知る方法であ

る⁵¹⁾。地磁気は 1960 年以降プロトン磁力計が使用されるようになり、高精度な測定が可能となった。岩石の磁性はある温度で消滅するので、火山活動の前兆現象として地殻浅部の消磁が期待される。火山活動による地磁気異常を抽出するためには、他の要因による地磁気変化を分離した連続観測が必要である。

電気抵抗は水の存在や温度の違いにより変化するので、噴火活動の推移によって地下の電気抵抗が変化する可能性がある。行武ほか⁵²⁾は 1986 年の伊豆大島火山の山頂噴火の際に、火口の電気抵抗変化の観測からマグマヘッドの動きを捉えている。また、人工電流による比抵抗測定法は、高精度測定で時間変化を監視するのには適しているが、空間分布に対しては効率的でなく⁵¹⁾、空間分布の解明に有効な方法は、MT 法の繰返し観測で、地熱地帯では活動の推移の把握のために ELF-MT 法が適用されている。

(3) 地質学的観察による経時変化の把握

火山の噴火サイクルや噴火様式、噴火規模の推定には、従来の火山地質学的、岩石学的な手法が大きな役割を果たしている。それぞれの火山について、火山活動史を把握することにより、火山活動の長期的なサイクルを求めることができ、その噴火様式や噴火規模をある程度推定することが可能である。特に、近年確立されたテフロクロノロジーの手法によりそれぞれの火山について詳細な活動史を構築し、これと詳細な岩石学的数据からその火山のマグマの進化過程をモデル化することにより、将来活動しうるマグマの性質を推定し、噴火様式などの予測を行うことが可能であろう。例えば、1995 年 10 月に水蒸気爆発と火山灰を噴出した九重火山については、テフロクロノロジーの手法を用いて詳細な活動史が求められている^{53),54),55)}。これに基づき、鎌田・小林⁵⁵⁾は、次のマグマの噴出は噴出量 1 km^3 未満の規模あるいは 2000 年以内に起こることを予測し、過去の噴出口の推移から溶岩噴出の可能性のある箇所を推定している（図 4.8.18）。

また、噴火初期に放出される火山灰中に含まれる火山ガラスを、岩石学的に分析することにより、その後の活動について短期的な予測をすることが可能である。例えば、雲仙火山普賢岳では、1990 年 11 月の噴火初期段階では、火山灰は主に泥であったが、1991 年 2 月頃から火山灰中に透明の火山ガラスが混入しはじめ、そのガラス片の量が徐々に増加し、更には粒径が大きくなつた⁵⁶⁾。その後、溶岩が噴出したが、先行した火山灰中の火山ガラスと溶岩は岩石学的に共通した特徴を有し、同一マグ

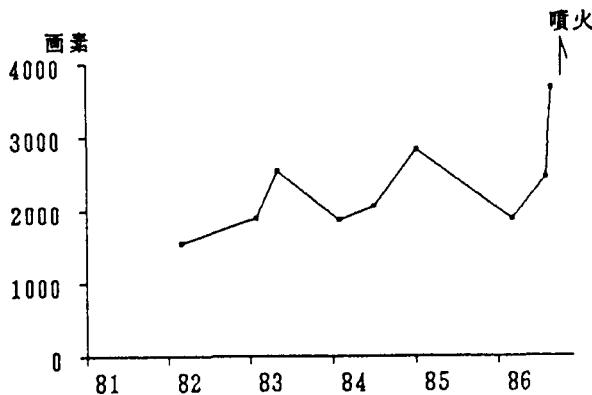


図 4.8.17 伊豆大島の 1986 年噴火前の熱異常の拡大⁴⁹⁾

マと推定された⁵⁶⁾。このように、溶岩ドーム出現の直前に噴出した火山灰中に、溶岩と同じマグマからなる火山ガラスが含まれる現象は、1944~1945 年の有珠火山（昭和新山）の噴火の際にも確認されている⁵⁷⁾。よって、噴火開始後に放出される火山灰などに含まれる物質を注意深く観察・分析することにより、溶岩噴出の可能性、噴出時期、溶岩の性質、溶岩の噴出様式、災害の種類などについて、精度よく予測できると考えられる⁵⁶⁾。

4.8.6 今後の課題

以上に述べてきたように、噴火予知については、現在の段階では概説で論じた限界はあるものの、火山性地震の観測、地盤変動の計測、火山ガスの計測及びそれらのデータの組み合せにより、ある程度の精度で可能になってきたといえよう。例えば雲仙火山普賢岳の活動では、地震観測と地盤変動計測により溶岩噴出の予知に成功している。また、地球化学的手法や地質学的手法により、長期的な噴火活動の予測や噴火様式、規模の推定を行うことは可能であろう。一方、本報告では詳しく述べていないが、火山活動による被害は、地質学的手法や砂防学的手法等を用いてハザードマップ等を作成することにより予測されている。

しかし、噴火予知や災害予測等も重要ではあるが、住民の生活や経済活動を考えると、一度始まった火山活動が何時終息するかを判断することも重要な問題となる。雲仙火山では、光波測距による山体変動観測⁵⁸⁾および空中写真解析による山体変動観測⁵⁹⁾の結果から、1994 年 12 月から 1995 年 3 月の間に溶岩の噴出が停止したと判断されている。しかし、火山活動の終息を示すデータの一般性やデータの組み合せについては、いまだ不明である。火山活動の終息を予測するには、地球物理学的データや測地学的データとともに、4.8.4 で述べたよう

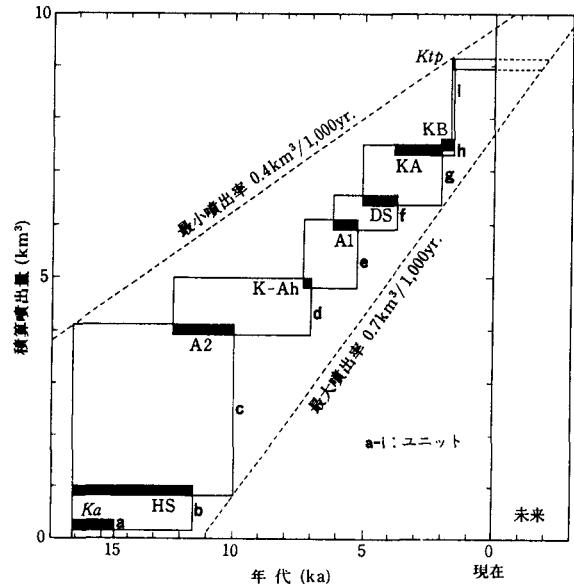


図 4.8.18 九重火山上における最近 1.5 万年間の噴出量の変化⁵⁴⁾

な地球化学的計測が有効である可能性が高い。

今後は、噴火予知や噴火災害予測の精度をあげると共に、噴火活動の終息に関する計測データの解析法の確立等の研究開発が期待される。そのためには、火山活動が頻繁に発生しない現象であることから、経験的なデータの蓄積のみでは不十分であり、火山活動に関するモデルの形成とそれと対応した計測データの解釈が必要とされる。

参考文献

- 1) 井田善明 (1993) : 卷頭・火山噴火予知, 月刊地球, 号外 No. 7, 5-7
- 2) Minakami, T. (1960): Fundamental research for predicting volcanic eruptions, Bull. Earthq. Res. Inst., 38, 497-544.
- 3) 西潔 (1978) : 桜島火山に発生するやや深い地震の発生機構, 京大防災研年報, No. 21, B-1, 145-152
- 4) Zobin, V. M. (1972) : Focal mechanism of volcanic earthquakes, Bull. Volcanol., 36, 561-571.
- 5) Ishimoto,I. and Iida,K.(1939): Observation sur les seismes energistres par le microseismographe construit dernierement (a), BERI, 17, 447-478.
- 6) Mogi(1962): Study of elastic shocks caused by the fracture of heterogeneous materials and its relations to earthquake phenomena, BERI, 40, 125-173.
- 7) 横山泉 (1979) : 火山災害と噴火予知, 岩波講座・地球科学 7・火山 (横山泉・荒牧重雄・中村一明編), pp. 83-119, 岩波書店, 東京
- 8) Tokarev, P. I. (1971) : Bull. Volcanol., 35, 243-250.
- 9) 山岡耕春 (1993) : 地震活動と噴火予知, 月刊地球, 号外 No. 7, 65-73

- 10) Voight, B. (1988) : Nature, 332, 125-130.
- 11) Voight, B. (1991) : Nature, 350, pp. 695-698.
- 12) 及川純 (1993) : 火山噴火の前兆現象としての火山性微動, 月刊地球, 号外 No. 7, 138-148
- 13) Omer, G. C. (1950) : Volcanic tremor, Bull. Seismol. Soc. Am., 40, 175-194.
- 14) Shima, M. (1958) : On the second volcanic micro-tremor at volcano Aso, Bull. Disaster Prev. Res. Inst. Kyoto Univ., 22, 1-6.
- 15) Kubotera, A. (1963) : Volcanic micro tremor of the second kind, Spec. Contr. Geophys. Inst., Kyoto Univ., 1, 199-209.
- 16) Kubotera, A. (1974) : Volcanic tremors at Aso volcano, in Physical Volcanology, edited by L.Civetta, P. Gasparini, G. Luongo and A. Rapolla, pp.29-47, Elsevier, New York.
- 17) 下鶴大輔 (1961) : 火山性微動について, 火山, 5, 154-162
- 18) 加茂幸介, 古沢保, 赤松純平 (1977) : 桜島の火山性微動の性質について, 火山, 22, 41-58
- 19) Aki, K., Fehler, M. and Das, S. (1977) : Source mechanism of volcanic tremor: fluid-driven crack models and their application to the 1963 Kilauea eruption, J. Volcanol. Geotherm. Res., 2, 259-287.
- 20) Chouet, B. (1981) : Ground motion in the near field of a fluid -driven crack, and its interpretation in the study of shallow volcanic tremor, J. Geophys. Res., 86, 5985-6016.
- 21) Leet, R. C. (1988) : Saturated and subcooled hydrothermal boiling in ground water flow channel as a source of harmonic tremor, J. Geophys. Res., 93, 4835-4849.
- 22) Shimozuru, D., Kamo, K. and Kinoshita, W. T. (1966) : Volcanic tremor of Kilauea Volcano, Hawaii, during July - December, 1963, Bull. Earthq. Res. Inst., 44, 1093-1133.
- 23) 渡辺秀文 (1987) : 火山性微動からみた伊豆大島火山の噴火機構, 月刊地球, 8, 475-480
- 24) 鶴川元雄 (1993) : 富士山の噴火予知に挑む, 月刊地球, 号外 No. 7, 59-64
- 25) 熊谷貞治, 高橋博 (1985) : 硫黄島の地殻変動 (II), 地学雑誌, 94, 479-487
- 26) 宮崎勉 (1988) : 伊豆大島火山 1986 年噴火に関連した山頂カルデラの地盤上下変動, 火山, 33, 特集号, S 145-S 154
- 27) 竹田豊太郎, 渡辺秀文, 小山悦郎, 辻浩 (1988) : 1986 年伊豆大島火山噴火にともなう水平地殻変動, 火山, 33, 特集号, S 155-S 160
- 28) 斎藤英二, 須藤茂, 曾屋龍典, 風早康平, 川辺禎久, 星住英夫, 渡辺和明, 遠藤秀典 (1993) : 光波測距による雲仙普賢岳の 1991-1992 年噴火時の山体変動観測, 地質調査所月報, 44, 10, 639-647
- 29) 島田誠一, 渡辺秀文, 福井敬一, 福山英一 (1988) : 伊豆大島火山 1986 年噴火前後の傾斜変動, 火山, 33, 特集号, S 161-S 169
- 30) 山本英二, 熊谷貞治, 島田誠一, 福山英一 (1988) : 伊豆大島の火山活動 (1986 - 1987 年) に伴う傾斜変動 - 御神火及び波浮における地殻傾斜変動連続観測結果 -, 火山, 33, 特集号, S 170-S 178
- 31) 多田堯 (1993) : 地殻変動データを火山噴火予測にどう生かすか?, 月刊地球, 号外 No. 7, 74-78
- 32) 松尾楨士 (1979) : 火山ガスによる噴火予知, 岩波講座・地球科学 7・火山 (横山泉・荒牧重雄・中村一明編), pp. 110-114,
- 岩波書店, 東京
- 33) 平林順一 (1993) : 火山ガスと噴火予知, 月刊地球, 号外 No. 7, 91-98
- 34) 平林順一, 吉田稔, 小坂丈子, 小沢竹二郎 (1988) : 伊豆大島火山の 1986 年噴火活動に伴う火山ガスの組成変化, 火山, 33, 特集号, S 271-S 284
- 35) Sato and McGee (1981) : U. S. Geol. Surv. Prof. Paper, 1250, 209-219.
- 36) Hirabayashi, J., Ossaka, J. and Ozawa, T. (1982) : Geochem. J., 16, 11-21.
- 37) Noguchi, K. and Kamiya, H. (1963) : Bull. Volcanol., 26, 367-378.
- 38) Noughton, J. J., Finlayson, J. B. and Lewis, V. A. (1975) : Bull. Volcanol., 39, 64-69.
- 39) Ossaka, J., Ozawa, T., Nomura, T., Hirabayashi, J., Takaesu, A. and Hayashi, T. (1980) : Bull. Volcanol., 43, 207-216.
- 40) Hirabayashi, J., Ossaka, J. and Ozawa, T. (1986) : J. Geophys. Res., 91, B 12.
- 41) 松葉谷治 (1985) : 火山, 30, 197-210
- 42) 脇田宏, 野津憲治, 中村裕二, 佐野有司 (1988) : 1986 年伊豆大島火山噴火に伴う蒸気井のガスおよび温泉水の地球化学的変化, 火山, 33, 特集号, S 285-S 289
- 43) 小坂丈子, 小沢竹二郎, 酒井均, 平林順一 (1983) : 火山, 28, 59 - 74
- 44) Hirabayashi, J., Yoshida, M. and Ossaka, J. (1990) : Bull. Volcanol. Soc. Japan, 35, 205-215.
- 45) 安孫子勤 (1984) : 1977~1978 年有珠山噴火後における洞爺湖, 壮瞥両温泉の化学成分の径時変化, 文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果 (No. A-59-4) 火山ガス測定による噴火予測に関する基礎研究, 56-70
- 46) 太田一也 (1978) : 阿蘇火山における温泉観測, 阿蘇火山の集中観測 (第 1 回) 報告, 56-63
- 47) 太田一也 (1986) : 桜島火山における火山活動に対応した温泉の挙動, 第 5 回桜島火山の集中観測, 103-114
- 48) 高橋正明, 阿部喜久男, 野田徹郎, 安藤直行 (1988) : 伊豆大島火山の地下水水質の地球化学的観測, 火山, 33, 特別号, S 290-S 296
- 49) 鍾山恒臣 (1993) : 噴火予知のための地熱観測 - 地熱観測に未来はあるか-, 月刊地球, 号外 No. 7, 99-106
- 50) 鍾山恒臣, 辻浩 (1987) : 1986 年伊豆大島噴火の熱的前兆と現況, 月刊地球, 9, 435-440
- 51) 歌田久司 (1993) : 火山噴火予知における地球電磁気観測, 月刊地球, 号外 No. 7, 84-90
- 52) Yukutake et al. (1990) : J. Geomag. Geoelectr., 42, 257-275.
- 53) 太田岳洋 (1991) : 九重火山群, 東部及び中部域の形成史, 岩鉱, 86, 243-263
- 54) 鎌田浩毅 (1997) : 宮原地域の地質, 地域地質研究報告 (5 万分の 1 地質図幅), 地質調査所, 127 p
- 55) Kamata, H. and Kobayashi, T. (1997) : The eruptive rate and history of Kuju volcano in Japan during the past 15,000 years, J. Volcanol. Geotherm. Res., 76, 163-171 .
- 56) 中田節也 (1993) : 雲仙火山の噴火と予知, 月刊地球, 号外 No. 7, 41-49
- 57) Minakami, T. et al. (1951) : Bull. Volcanol. Soc. Japan, 11, 45 -157.
- 58) 地質調査所, 気象庁雲仙岳測候所, 大野木場小学校 (1995) :

光波測距による雲仙、普賢岳の山体変動観測（1995年5月から1995年10月），火山噴火予知連絡会会報，気象庁（1995年12月），77-79

- 59) 地質調査所（1995）：空中写真解析による雲仙普賢岳の山体変動解析（1994年12月から1995年3月の比較），火山噴火予知連絡会会報，気象庁（1995年12月），81

第5章 まとめ

応用地質計測の現状や今後の課題・展望については、第3章、第4章の各節ごとに述べられているが、全体をまとめるると次のようになる。

まず、現状に関しては以下があげられる。

- ① 計測事例は数多く文献として公表されているが、地質的観点から解釈、評価を行っているものは非常に少ない。
- ② 計測機器の進歩や自動計測システムの導入により、一面では計測の精度が大きく向上したが、適切な計測機器の選定や設置箇所や設置方法といった最も基本的な事項が十分確立されているとは言い難い面がある。
- ③ 新しい計測手法が多く考えられているが、実績が未だ少ないとや原理が十分理解されていない点もあり、対象とする地質事象や変化のメカニズムとの関連性が十分明確になっていない。

また、今後の課題としては次があげられる。

- ① 現場をよく観察し、計測結果と合わせ総合的に考察することが応用地質計測の原点であり、これを実践していくことが今後とも重要である。
- ② 特に長期計測での計測機器のメンテナンス、落雷等によるリスクの管理等を充実することにより、計測の信頼性・耐久性をより高めることが必要である。
- ③ 特に新しい計測手法は実績の積み重ねによる検証が必要である。

索引

あ

- IP法 37
圧電変換子 41
アーチコンクリート応力 86

い

- ELF-MT法 175
EMトモグラフィ 36
イベント層準 156
インピーダンス型 2
インターフェロメトリー手法 23

う

- ウェンナー法 15
ウェーブガイド 51

え

- AE(計測) 41, 86, 116
AEセンサ 44, 86
AE特性パラメータ 42
AE波型 46
MSS(画像) 24, 175
エンコーダ 8

お

- 応力解放法 9, 43
応力再配分(置) 45, 94
オーバーコアリング法 9
オーバーレイ法 22

か

- 開口変位 85
カイザー効果 42
画素 22
火山ガス 172
火山性地震 165
火山性微動 165
カスケード地震モデル 152

- 活断層 152
カップリング 3
管理基準(値) 109, 136
岩石破壊革性試験 43
岩盤内変位 86

き

- 起電力型 2
キネマティック測位 56
気泡型傾斜計 170
亀裂進展 43
教師付分類 22
教師なし分類 22

く

- 空洞内空スパン 86
屈折法 13
グーテンベルグ・リヒター式 152
グラウト(グラウチング) 47, 63
グランドトルース 22

こ

- 孔内(挿入型)傾斜計 8, 116
孔内水位測定 9
合成開口レーダ 24
光波測量 64
光波測距儀 127, 168
固有断層活動モデル 152
コーンペネトロメータ 52

さ

- 最新活動時期 153
採水装置 12
再来間隔 153
サスペンションPS検層 16
3次元探査 40
3次クリープ 132

し

支保パターン	80
周波数変換型	3
初期地圧	9, 42, 75, 85
シールド	52, 75
ジオフォン	13
ジオトモグラフィ	35
磁化率	39
自動観測(計測)システム	13, 121
自動ガスクロマトグラフ	173
GPS(測量)	55, 64, 168
情報化施工	107, 114

す

水圧トモグラフィ	36
水圧破碎	45
水管傾斜計	170
垂直探査	15
水平探査	15
ステレオ・マッチング手法	23
ステップ周波数レーダ	38
スペクトル拡散方式	38
SPOT	24

せ

静的干渉測位	56
静電誘導	3
赤外映像調査	175
浅層反射法	13
絶対標定	23
前兆現象	114

そ

相互標定	23
走時曲線	13
相対測位	56
測地測量	168

た

単位変位量	153
単独測位	56
多段式岩盤変位計	63, 86
断層活動	151

断層セグメント	152
弾性波トモグラフィ	13, 36

ち

地温測定	130
地殻変動	168
地下水汚染	142
地下水水位測定	64
超電力型	2
地下素子	9
地下レーダ	15, 38
チャーブレーダ	38
潮位変化観測	168
地理情報システム(GIS)	35
地盤沈下	142
地熱開発	46

て

TM	24
TBM	75
鉄筋計	86
テフロクロノロジー	175
デジタル画像解析	21
電圧出力型	3
電気検層	16
電気探査	13
電極間隔	15
電極配置	37
電流出力型	3
電磁誘導	3
電磁波トモグラフィ	36
電力・光変換	3

と

投影定理	36
土地電位変化	130
トレーサー	143
トレンチ(調査)	154

な

内部標定	23
NATM	75

に

- 2次元探査 15
2次クリープ 132

ね

- 熱異常 174
年代測定 158

の

- ノルマル検層 16

は

- 反射法 13
爆発地震 165

ひ

- 比抵抗トモグラフィ 36
比抵抗法 13
ひずみ速度 132
ひずみゲージ型 3
ひずみ変位 85
PS アンカー軸力計 64
PS 工緊張力 86
PS 検層 16

ふ

- フォト・リニアメント 26
符合化レーダ 38
フーリエ解析 49
噴火予知 164
プラットフォーム 21
プラムライン 65
プロファイル測定 15

へ

- 平均変位速度 153
辺長測量 168

ほ

- 崩壊時期（の予測） 132
ボアホールテレビ 17, 86
ボアホールレビュア 17
膨脹性地山 80, 86

め

- メジャリングマーク 8

も

- モニタリングシステム 64

や

- 山はね 42, 48
山留 103

ゆ

- 誘電率 39
ゆるみ（現象） 50, 85
ゆるみ領域 50, 94, 110

よ

- 揚圧力測定 66

わ

- ワイドアングル測定 16

ら

- LANDSAT 24

り

- リアルタイムキネマティック測量 59
リモートセンシング 21, 129
リバウンド（現象） 68, 104

る

- ルオジン試験 11

ろ

- 漏水量測定 66
ロックアンカー荷重計 86
ロックボルト軸力（計） 86
ロックボルトイズみ計 64

従来単位と SI 単位の換算表

	N	kgf	tf	応力・圧力	MPa	kgf/mm ²	kgf/cm ²
力	1	1.01972×10^{-1}	1.01972×10^{-4}	応力・圧力	1	1.01972×10^{-1}	1.01972×10
	9.80665	1	1×10^{-3}		9.80665	1	1×10^2
	9.80665×10^3	1×10^3	1		9.80665×10^{-2}	1×10^{-2}	1

注 $1\text{MPa} = 1\text{N/mm}^2 = 1\text{MN/m}^2$

	Pa	bar	kgf/cm ² 又は at	atm	mmH ₂ O 又は kgf/m ²	mmHg 又は Torr
応力・圧力	1	1×10^{-5}	1.01972×10^{-5}	9.86923×10^{-6}	1.01972×10^{-1}	7.50062×10^{-3}
	1×10^5	1	1.01972	9.86923×10^{-1}	1.01972×10^4	7.50062×10^2
	9.80666×10^4	9.80665×10^{-1}	1	9.67841×10^{-1}	1×10^4	7.35559×10^2
	1.01325×10^5	1.01325	1.03323	1	1.03323×10^4	7.60000×10^2
	9.80665	9.80665×10^{-5}	1×10^{-4}	9.67841×10^{-5}	1	7.35559×10^{-2}
	1.33322×10^2	1.33322×10^{-3}	1.35951×10^{-3}	1.31579×10^{-3}	1.35951×10	1

注 $1\text{Pa} = 1\text{N/m}^2$

仕事・エネルギー・熱量	J	kW · h	kgf · m	kcal
エネルギー	1	2.77778×10^{-7}	1.01972×10^{-1}	2.38889×10^{-4}
	3.50000×10^6	1	3.67098×10^5	8.59999×10^2
	9.80665	2.72407×10^{-6}	1	2.34270×10^{-3}
	4.18605×10^3	1.16279×10^{-3}	4.26858×10^2	1

注 $1\text{J} = 1\text{W} \cdot \text{s}$, $1\text{W} \cdot \text{h} = 3600\text{W} \cdot \text{s}$, $1\text{cal} = 4.18605\text{J}$ (計量法による)

仕事率(功率・動力・熱流)	kW	kgf · m/s	PS	kcal/h
熱流	1	1.01972×10^2	1.35962	8.59999×10^2
	9.80665×10^{-3}	1	1.33333×10^{-2}	8.43371
	7.35500×10^{-1}	7.50001×10	1	6.32529×10^2
	1.16279×10^{-3}	1.18572×10^{-1}	1.58095×10^{-3}	1

注 $1\text{W} = 1\text{J/s}$, $1\text{PS} = 0.7355\text{kW}$ (計量法による), $1\text{cal} = 4.18605\text{J}$ (計量法による)

粘度	Pa · s	cP	P	動粘度	m ² /s	cSt	St
	1	1×10^3	1×10		1	1×10^6	1×10^4
度	1×10^{-3}	1	1×10^{-2}	度	1×10^{-6}	1	1×10^{-2}
	1×10^{-1}	1×10^2	1		1×10^{-4}	1×10^2	1

注 $1\text{P} = 1\text{dyn} \cdot \text{s}/\text{cm}^2$, $1\text{Pa} \cdot \text{s} = 1\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$, $1\text{cP} = 1\text{mPa} \cdot \text{s}$

注 $1\text{St} = 1\text{cm}^2/\text{s}$

ご注意 当該資料の内容を複写したり他の出版物へ転写するような場合は、必ず日本応用地質学会の許可を得て下さい。

応用地質計測—手法と解釈・評価—

1998年4月印刷

1998年4月発行

発行所：日本応用地質学会

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-14

TEL.03-3259-8232 FAX.03-3259-8233

郵便振替 00790-7-8684