第６回東北支部研究発表会

発表講演集

１９９８年２月１３日

日本応用地質学会

東北支部

日本応用地質学会東北支部　第６回研究発表会

○日　時：平成10年２月13日（金）10:00～16:50

○会　場：ホテル白萩　錦の間
仙台市青葉区錦町2-2-19
TEL 022-265-3411

○会　費：3,000円

○協　賛：東北地質調査業協会

○発表および討論時間：発表 12分
討論　3分

○総合司会者：長島　芳雄（㈱竹中土木 東北支店）
遠藤　真一（㈱ダイヤコンサルタント 仙台支店）

○プログラム概要
・開会（10:00）
・開会の挨拶　田野　久貴（東北支部支部長）
［第１部　発表講演］（10:20～14:55）
午前の部　①～④編（10:20～11:55）
昼　食（12:00～13:00）
午後の部　⑤～⑨編（13:00～14:55）
休　憩（14:55～15:00）
［第２部　特別講演］（15:00～16:30）
講演題目　「地質工学－建設から防災・環境へのトレンド－」
講 演 者　小島　圭二（応用地質学会会長 東京大学工学系研究科教授）
司 会 者　長島　芳雄
・閉会の挨拶　大村　一夫（東北支部副支部長）

○懇親会（17:00～19:00）
・場　所：ホテル白萩　けやきの間
・参加費：3,000円

○プログラム

10:00　開　会
開会のあいさつ　田野 久貴（東北支部支部長）

［第１部　発表講演］10:20～14:55

（午前の部）

10:20～10:40　①「ダム地質調査における第四紀地質構造調査の例
－広域テフラを用いた地質構造形成年代推定の試み－」
尾崎　裕司（日本工営㈱仙台支店）

10:45～11:05　②「石巻平野西縁部・旭山撓曲の活動性評価」
○橋本　修一（東北電力㈱）
鳥越　祐司（東北電力㈱(現・日本原燃)）

11:10～11:30　③「Ｋトンネル坑口部地すべり」
堀田　和久（日本鉄道建設公団 盛岡支社）
○中條　達也（㈱ダイヤコンサルタント）
谷藤　隆三（　同　上　）

11:35～11:55　④「八幡平澄川温泉地すべりの移動量に関する考察」
○東海林 明憲（国際航業㈱）
小松　隆（　同　上　）

12:00～13:00　昼　食

（午後の部）

13:00～13:20　⑤「横ひずみに着目した多段階三軸圧縮試験に関する基礎実験」
○中村　伯士（日本大学工学部学生）
田野　久貴（日本大学工学部）
渡辺　英彦（　同　上　）

13:25～13:45　⑥「胆沢ダムダムサイト左岸断層部における原位置平板載荷試験」
杉山　博　建設省東北地方建設局
○工藤　久泰　胆沢ダム工事事務所

13:50～14:05　⑦「高精度屈折法地震探査の適用例」
斎藤　秀樹（応用地質㈱）

14:10～14:30　⑧「電気探査による長井盆地の堆積環境の解明」
○栗谷　将晴（㈱復建技術コンサルタント）
柴崎　進（　同　上　）
小林　俊樹（　同　上　）

14:35～14:55　⑨「ＡＧＦ工法によるトンネルの坑口防護」
熊谷　弘　（㈱竹中土木・橋本工務店ＪＶ）
○小西　優貴夫（㈱竹中土木　東北支店）

14:55～15:00　休　憩

［第２部　特別講演］15:00～16:30

講演題目　「地質工学－建設から防災・環境へのトレンド－」
講 演 者　応用地質学会会長　東京大学工学系研究科教授
小島　圭二氏
司 会 者　長島　芳雄（㈱竹中土木 東北支社）

16:30～16:50　閉会のあいさつ　大村　一夫（東北支部副支部長）

17:00～19:00　懇親会

目　　次

［発表講演］①ダム地質調査における第四紀地質構造調査の例
－広域テフラを用いた地質構造形成年代推定の試み－ … 1
日本工営㈱仙台支店　尾崎　裕司

②石巻平野西縁部・旭山撓曲の活動性評価 …… 7
東北電力㈱　○橋本　修一
東北電力㈱（現・日本原燃）　鳥越　祐司

③Ｋトンネル坑口部地すべり …… 13
日本鉄道建設公団 盛岡支社　堀田　和久
㈱ダイヤコンサルタント　○中條　達也
谷藤　隆三

④八幡平澄川温泉地すべりの移動量に関する考察 …… 19
国際航業㈱　○東海林 明憲
小松　隆

⑤横ひずみに着目した多段階三軸圧縮試験に関する
基礎実験 …… 23
日本大学工学部（学生）○中村　伯士
日本大学工学部　田野　久貴
渡辺　英彦

⑥胆沢ダムダムサイト左岸断層部における原位置
平板載荷試験 …… 27
建設省東北地方建設局　杉山　博
胆沢ダム工事事務所　○工藤　久泰

⑦高精度屈折法地震探査の適用例 …… 31
応用地質㈱　斎藤　秀樹

⑧電気探査による長井盆地の堆積環境の解明 …… 37
㈱復建技術コンサルタント　○栗谷　将晴
柴崎　進
小林　俊樹

⑨ＡＧＦ工法によるトンネルの坑口防護 …… 41
㈱竹中土木・橋本工務店ＪＶ　熊谷　弘
㈱竹中土木　東北支店　○小西　優貴夫

［特別講演］「地質工学－建設から防災・環境へのトレンド－」…… 45
応用地質学会会長
東京大学工学系研究科教授　小島　圭二

ダム地質調査における第四紀地質構造調査の例
－広域テフラを用いた地質構造形成年代推定の試み－

日本工営㈱仙台支店　尾崎裕司

1．はじめに

本論では、鳥海山南麓、出羽丘陵西縁に近い地域(図－１)で実施した、ダム建設における第四紀断層調査と地質構造調査について述べる。

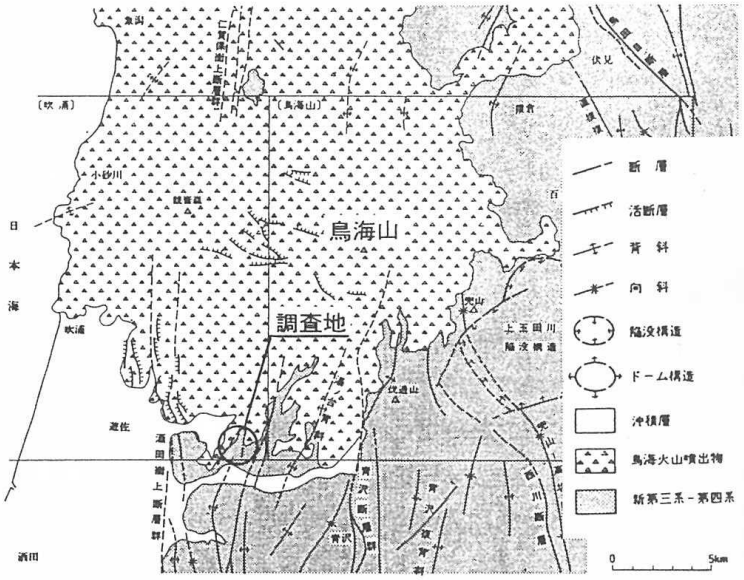
周知のとおり、現時点でのダム建設における第四紀断層調査は、最終的には、ダムサイト(ダム敷近傍)に「要注意な第四紀断層」があるか無いかの確認調査である。調査の結果、存在しないことが確認されれば調査は終了であり、存在することが判明した場合にはダム位置の変更を含む適切な措置をとることになる。

本調査では、一連の調査によって要注意な第四紀断層は分布しないことを確認した。その上で、ダムサイト周辺の地質構造を調査し、さらに地質構造形成年代の推定を試みたものである。

2．調査地の地質概要

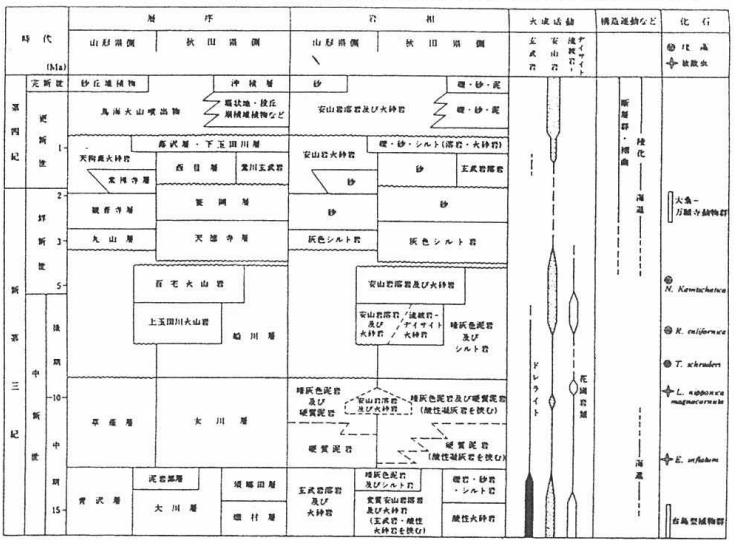
(1) 地質構成

調査地周辺の出羽丘陵から庄内平野にかけての地域は、主として新第三紀中新世以降の地質からなる。地域の最下位層は下部～中部中新統の青沢層で、玄武岩質火砕岩を主体とする。これより上位～下部更新統は泥質岩を主体とする堆積岩類が大部分を占める。堆積岩類の最上位は常禅寺層と呼ばれ、主として中粒砂岩および含礫砂岩・シルト岩互層からなり、場所によってはほとんど固結していない。さらに上位には、天狗森火砕岩と呼ばれる下部～中部更新統火砕岩類が常禅寺層と一部指交関係で分布し、これらを覆って鳥海火山噴出物や段丘堆積物、崖錐堆積物などが分布する。(図－１、表－１)



図－１　調査位置図(中野・土谷, 1992より)

表－１　調査地周辺の地質総括表(中野・土谷, 1992より)



(2) 地質構造と“活断層”

出羽丘陵の中新統～下部更新統の地質構造は大局的に南北方向の逆断層と複背斜によって支配されている。最近の研究(小松原1997)では、丘陵地西縁の断層と背斜は中期更新世以降に活動を開始したとされ、高位および中位の河成段丘が変位するなど新しい時代の地殻変動が活発な地域である。

出羽丘陵には青沢断層群と酒田衝上断層群という２つの逆断層群が存在し、さらに、丘陵地西縁部、庄内平野との境界部にはいわゆる「活断層」(観音寺断層など)が分布する。

3．第四紀断層調査結果(要注意な第四紀断層の有無)

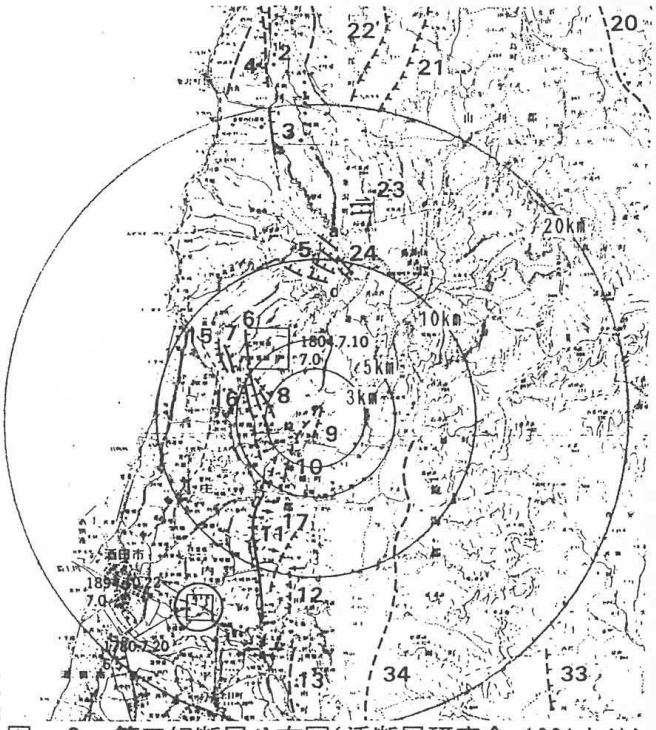
図－２に示すとおり、ダム周辺には多数の「活断層」が分布する。このうち、ダムサイトから半径３㎞の範囲に「確実度Ⅱの活断層」が２本分布することになっており、「丸森東」、「杉沢付近」と呼ばれている。これらについて、建設省の指針に準拠して調査を行った。

結果は次のようにまとめられる。

①「丸森東」は、空中写真では線状模様として認定されるが、ダムサイトより左岸側では非常に不明瞭であるとともにその連続性は河床周辺で途切れる。また、地表踏査では、線状模様が比較的明瞭な右岸側は単なる急斜面の連続であり、河川を横切る地点では線状模様が通る可能性のある範囲に断層はない。

②「杉沢付近」は、第四紀断層の可能性は低いものの否定できるには至らなかった。しかしながら、ダム敷近傍に分布するものではないと同時に、線状模様の方向性が明瞭でダムサイトの方向へ延びるものではない。

③したがって、ダムに影響を与える可能性のある第四紀断層は分布しない。



図－２　第四紀断層分布図(活断層研究会, 1991より)

4．調査地周辺の地質構造

(1) ダムサイトの地質構造上の位置

出羽丘陵には青沢断層群と酒田衝上断層群という２つの逆断層群が存在し、さらに、丘陵地西縁部には観音寺断層が分布することは先に述べた。これらのうち酒田衝上断層群は、図－３に示すように北部で断層帯の幅が広くなっており、ダムサイトはこの広がった部分の酒田衝上断層群の中に位置しているといえる。

(2) ダムサイト周辺の地質構造

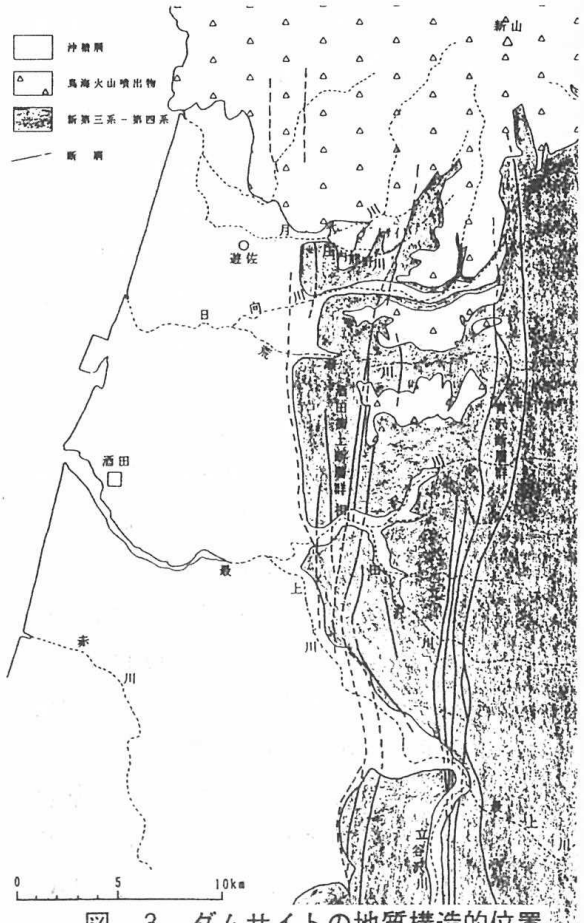
地表踏査およびボーリング調査の結果による、ダム流域の地質構造図とダムサイトを通る東西方向の模式断面図を図－４、５に示す。

ダム流域(庄内熊野川)における地質構造は、以下のようにまとめられる。

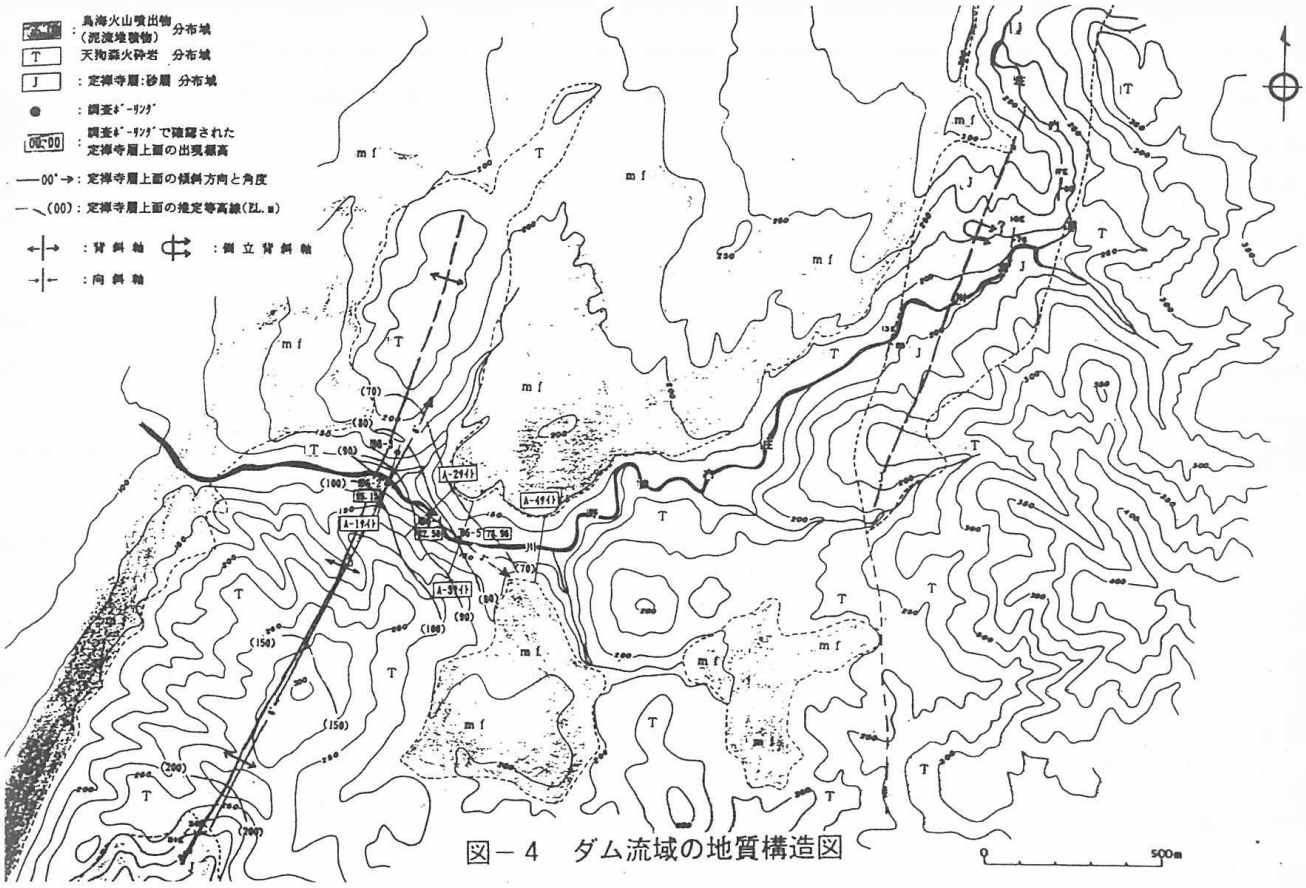
①大局的には東(上流)から西(下流)へ向けて上位の地質が分布する。

②ダムサイト付近には“南北方向に連続かつ北へ10°程度ﾌﾟﾗﾝｼﾞする褶曲軸を有する(極めて)緩やかな背斜構造”が想定される。

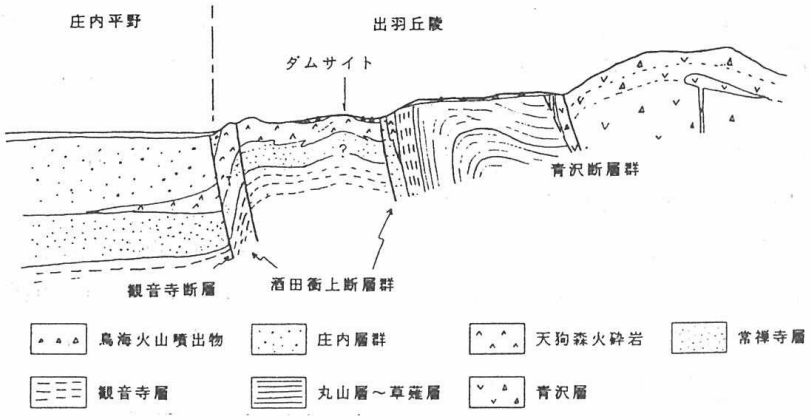
③上流側では“南北方向の褶曲軸を有する(常禅寺層の)転倒背斜”が想定され、褶曲軸の下流側の地質境界(天狗森火砕岩/常禅寺層)は断層の可能性が高い。



図－３　ダムサイトの地質構造的位置



図－4　ダム流域の地質構造図



図－5　調査地周辺の模式地質断面図

また、もう少し広い範囲でみた場合、地層の変形は以下のとおりである。

①庄内熊野川においても、南隣の日向川においても、酒田衝上断層群より東側では常禅寺層以下の地層は急傾斜あるいは逆転するなど、かなりの変位を受けている。また、庄内熊野川沿いでは天狗森火砕岩と常禅寺層の境界がほとんど直立するなど天狗森火砕岩もかなり変位しているようである。

②これに対して、ダムサイト付近から丘陵地西縁までの範囲では、常禅寺層および天狗森火砕岩が急傾斜するような露頭はみられず、比較的緩やかな構造を示している。

③さらに西側の平野との境界付近では、庄内層群上部の砂層がほぼ直立している露頭がみられるなど、ここでは、第四紀後期に活発な構造運動があったことがうかがえる。

④酒田衝上断層群を南北方向にみると、南部では断層帯の幅が狭く、北部で広がっている(図－３)。したがって、南部では狭い範囲の中で地層がたたみこまれたように変位しており、地層の垂直変位とともに水平方向の変動量も大きいと考えられる。これに対して、北部では地層の垂直変位は同様にあっても水平方向

の変動量は比較的小さいものと推察される。このような現象がどのような理由によって生じるかについては現時点では不明な点が多いが、理由の一つとして、南部で断層帯に分布する地層が主として堆積岩であるのに対して、北部では火砕岩類が分布するという、構成地質の岩質の違いということが考えられる。

5．地質構造形成年代の推定

上述のように、ダムサイトが位置する出羽丘陵西縁部付近は、地質構造上、①酒田衝上断層群より東側の地域、②庄内平野と出羽丘陵の境界部、③これら二つの地域の間の地域(ダムサイトが位置する)に細分することができると考えられる。これら三つの地域の構造運動の時期は現時点では以下のようにまとめられる。

①中野・土谷(1992)によれば、酒田衝上断層より東側地域の構造運動は約50万年～16万年以降は活発でなくなっている。

②庄内平野との境界部にある観音寺断層は3500BPの地層を切っており(鈴木ほか1989)、現在も断層運動が活動的であると考えられる。

③上記①と②の間の地域（ダムサイトが位置する）では、周辺地域に比べて地質構造が緩やかであるとはいえ第四紀以降に変動していることは確かである。しかし、その変動の時期に関する既往資料はほとんどない。

そこで、ダムサイトが位置する③の地域について以下のように調査・解析を行った。

(1) 基準地形面の選定

断層そのものが発見できればこれの活動時期を直接知ることができるが、断層が確認されなかったため、間接的に活動年代を知ることとした。

庄内熊野川流域および周辺には基準面となるような河岸段丘の分布は極めて少ない。一方、泥流堆積物によると思われる平坦面が複数分布する。そこで、泥流堆積物などによると思われる平坦面について空中写真によって面区分を行い、面ごとに地形断面図を作成して変位があるかどうかを確認した。要点をまとめると以下のとおりである。

①泥流堆積物によると考えられる平坦面は複数認められる。これらは月光川や庄内熊野川によって分断されてはいるものの、連続した数枚の泥流堆積物であることが分かる。流下の方向はNNE→SSWであると考えられ、鳥海山起源であると考えられる。

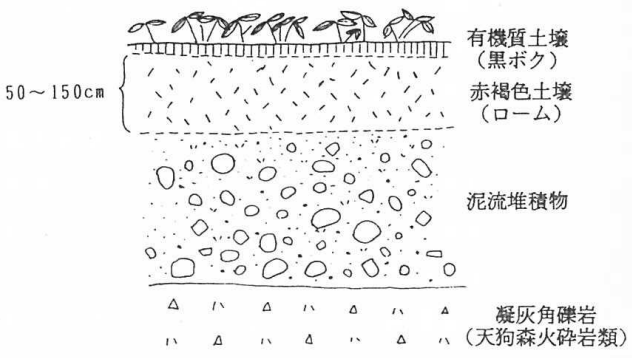
②泥流堆積物の流下方向と断層の走向や褶曲軸の方向が斜交するため、東西方向の地形断面を確認したが、地形の変化は特に認められない。すなわち、堆積当時の地形をとどめていると判断される。

③月光川左岸には、小規模ながら河成段丘とみられる平坦面が分布する。これについても、地形断面上、形成後の地形の変化は認められない。

以上のように、ダムサイト付近の常禅寺層あるいは天狗森火砕岩を変動させた構造運動は、泥流堆積物の堆積後は活動していないと判断され、これを基準面とした。

(2) 広域テフラの調査

本調査では泥流堆積物中からは木片などを見つけだすことは出来なかった。そこで、泥流堆積物の上位に堆積している赤褐色の土壌に着目して調査を実施した。泥流堆積物の上位には赤褐色の土壌が厚さ 50～150㎝で堆積しており、その厚さや色調から最終間氷期(7～13万年前)に形成されたものと考えられる。また、赤褐色土壌の上位には黒色～暗褐色の有機質土壌(黒ボク)が分布する。(図－６)



図－６　泥流堆積物の模式断面図

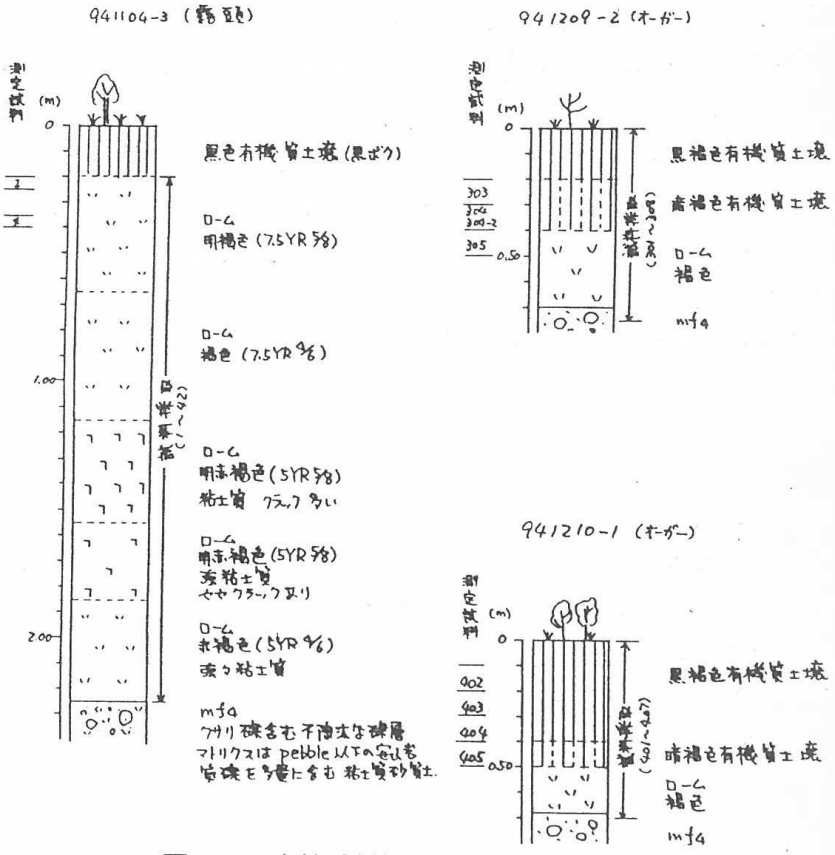
〈調査の流れ〉

調査では、空中写真で土壌試料の採取地点を決定し、露頭および泥流面上の７地点で試料を採取した。

露頭での土壌試料採取(４地点)にあたっては表面を削剥して新鮮な部分を露出させ、これをｶｯﾀｰﾅｲﾌを用いて深度方向に５～10cmごとに採取した。泥流面上(３地点)では、外径86mmのｺｱﾁｭｰﾌﾞを取り付けたﾊﾝﾄﾞｵｰｶﾞｰを用いて試料採取した。これは、平坦面内部の露頭のない場所で試料を採取するためである。ｺｱﾁｭｰﾌﾞから取り出した土壌試料はｶｯﾀｰﾅｲﾌ等で半割し、内部を深度方向で10cmごとに採取した。代表的な試料の概略柱状図を図－７に示す。

深度ごとに採取した土壌試料は乾燥・洗浄・ふるい分け等の前処理の後、実体顕微鏡で観察した。その結果、全体に火山ガラスの含有量が少ないながらも、地表に近いところで採取した試料ほどその含有量が多い傾向があることが分かった。多い部分での火山ガラス含有量は10～30％である。下部では岩片や磁鉄鉱などの重鉱物が多く、火山ガラスはほとんど含まれない。認められた火山ガラスは軽石型のものが多いが、少量ながらバブル型のものも認められた。

これらの火山ガラスを抽出して、温度変化型屈折率測定法によって屈折率を測定し、その形状と屈折率によって火山ガラスの同定を行った。



図－７　土壌試料採取地点の概略柱状図

〈結　果〉

露頭および採取試料の観察の結果、泥流堆積物上の赤褐色土壌は、色調および火山ガラス•岩片の含有状況から、下部は水成ローム、上部は風成ロームであると考えられる。

土壌試料を採取した７地点のうち３地点において、風成ロームと思われる層の上部から姶良Tn火山灰(AT)の可能性のある火山ガラスが確認された。ATは南九州の姶良(あいら)カルデラを起源とするもので、2.1～2.5万年前に噴出したことが確かめられている。

〈考　察〉

今回確認された火山ガラスが仮に原位置性のATであるとすれば、泥流堆積物の形成年代は2.1～2.5万年前より以前であることになる。したがって、上部にATをのせた泥流堆積物が堆積当時の地形を保っているということであり、このことから、ダムサイト付近の地殻変動は、少なくとも広域テフラ(AT)堆積以降、つまり2.1～2.5万年前以降は活動的でないと考えられる。

ただし、今回調査では、ATらしき火山ガラスは調査したすべての地点で確認されたわけではない。これは調査地がATの噴出源からかなり遠距離にあるため、層状ではなくレンズ状またはパッチ状にしか分布しないためであるとも考えられるが、ATの分布を積極的に支持する根拠としては弱いと思われる。また、詳細に検討すると、全般に火山ガラスの含有量が少ない、形状的にATとは異なる火山ガラスや重鉱物の含有量が多い、など、混交している可能性もあるため、早計に結論づけることはできない。

さらに、最近の研究(小松原1997)では、出羽丘陵西縁では断層の活動が平野と丘陵地の境界付近に移動した後も背後の構造の活動が減衰せず、複数の並走する構造が長期間にわたって同時重複的に活動している、との報告がなされている。

したがって、山形県の出羽丘陵西縁地域北部の第四紀地殻変動の実態を明らかにする上で、今回確認されたATらしき火山ガラスについて、今後より詳細な調査と検討が必要であると考えられる。

6．まとめ

①出羽丘陵西縁地域においてダム建設における第四紀断層調査を実施したところ、「要注意な第四紀断層」は存在しないことが明らかになった。

②酒田衝上断層群は南部と北部とでは断層帯の幅が異なり、ダムサイトは北部の断層帯の幅が広くなった中に位置する。東西方向の断面でみると、ダムサイト付近の地質構造は東西の地域に比べて緩やかであるが、緩い褶曲構造がみられるなど更新統が変形していることは確実である。

③ダムサイト付近の地質構造形成年代を推定するために、泥流堆積面を基準面として広域テフラの調査を実施したところ、泥流堆積物の上にある赤褐色土壌から姶良Tn火山灰(AT)の可能性のある火山ガラスが見つかった。ただし、現時点ではATが分布するという確証までは得られていない。これについては、今後より詳細な調査・検討が必要であると考えられる。

以上.

－引用文献－

(1)活断層研究会(1991)：新編日本の活断層－分布図と資料－．34秋田，37新庄，38酒田，東大出版会

(2)小松原琢(1997印刷中)：庄内堆積盆地東部の上部第四系とその地殻変動史．地調月報，48，p.537-564.

(3)中野　俊・土谷信之(1992)：鳥海山及び吹浦地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），地質調査所，138p.

(4)鈴木康弘・池田安隆・渡辺満久・須貝俊彦・米倉伸之(1989)：庄内平野東縁における完新世の断層活動と1894年(明治27年)庄内地震－観音寺断層のトレンチ発掘調査による検討．地震，第２輯，2，p.151-159.

石巻平野西縁部・旭山撓曲の活動性評価　②

○東北電力(株)　橋 本 修 一
東北電力(株)(現・日本原燃)　鳥 越 祐 司

１．はじめに

旭山撓曲は石井他(1982)[1]により、石巻平野西縁の旭山丘陵においてほぼＮ－Ｓ方向の中新統及び鮮新統を調和的に変形させている活構造として記載された。活動度については、撓曲を挟んで中位段丘形成時より古い時代に形成された丘陵地形に 20m の高度差を生じているとし、Ｃ級あるいは辛うじてＢ級に達する程度とされている。この見解は、新編・日本の活断層(1991)[2]にも引用され、旭山東麓付近から矢本町五台付近に至る長さ８ｋｍの区間において活断層であると推定される確実度Ⅱ・活動度Ｂ～Ｃ、さらにその北方及び南方延長において確実度Ⅲの活断層の疑いのあるリニアメントが記載されている。

本撓曲を対象に、以下に述べる詳細な空中写真判読、地表地質調査、一部でピット掘り、ボーリング調査を実施し、その活動性の評価を行なった。

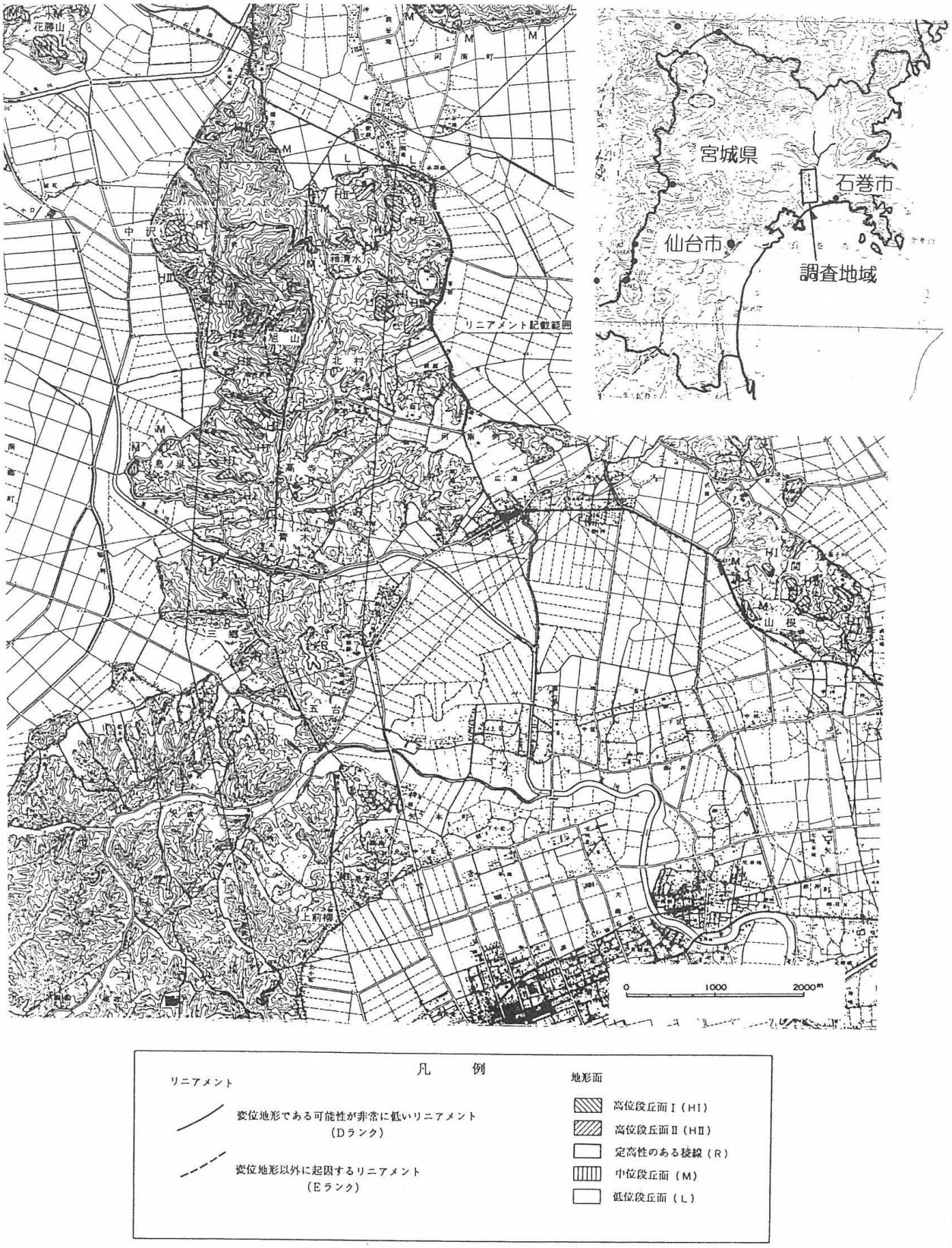
２．地形判読結果

旭山丘陵の空中写真判読を行なった結果を図―１に示す。本撓曲の推定位置付近では、河南町箱清水付近から矢本町上前柳にかけての 約８ｋｍの区間にわたって、ほぼＮＳ方向のリニアメントが、斜面の傾斜変換点、丘陵地形の高度不連続及び直線谷の連続として断続的に認められる。これらは変位地形である可能性が非常に低いＤランク(土木学会、1985[3]による)に分類されるリニアメントである。

主な地形面としては、高位、中位、低位の段丘面及び定高性のある稜線が広範囲にわたって、それぞれ良く一致した高度に分布している(図―２)。石井他(1982)は、これらのうち中位段丘面は下末吉期に形成されたと考えられるとしている。

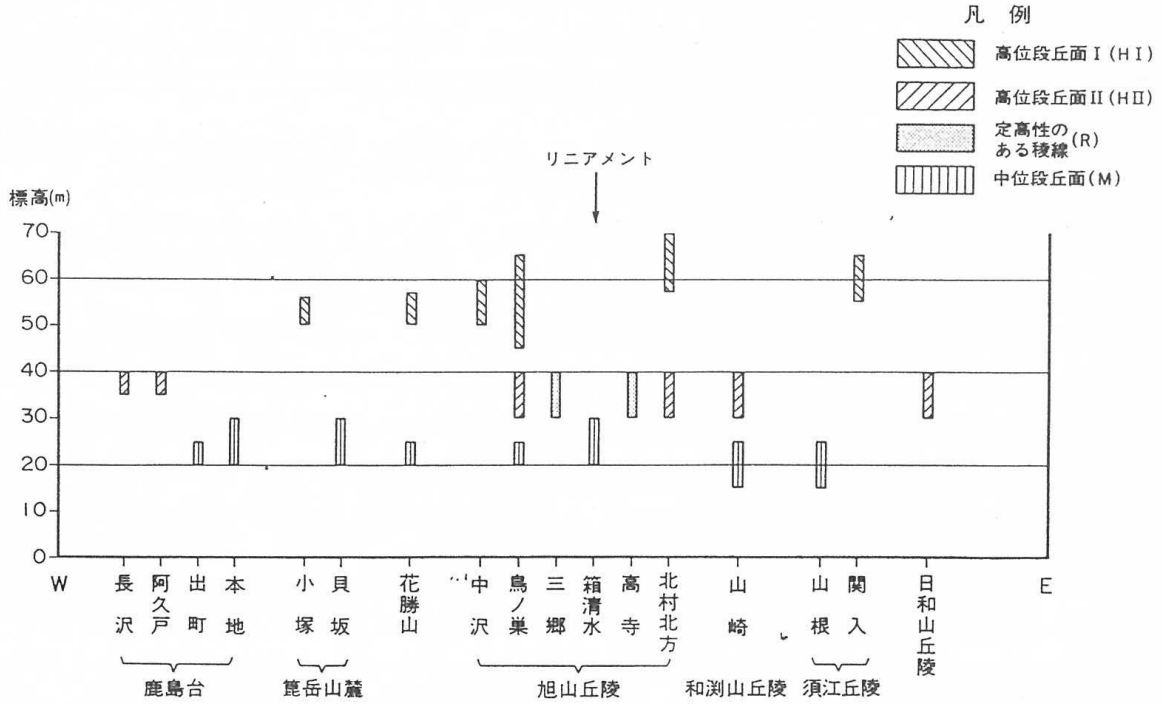
高位段丘面については、リニアメントを挟んで顕著な高度分布の差は認められない。また、リニアメント北部の箱清水においてはリニアメントを横断して分布する中位段丘面上に変位地形は認められない。さらに、リニアメント中部～南部にかけて分布する定高性のある稜線には、リニアメントを挟んで高度差が認められない。

なお、石井他(1982)は、旭山撓曲を挟んで丘陵地形に２０ｍの高度差を生じているとしている。空中写真判読結果によると、リニアメントを挟んで西側の河南町鳥の巣付近の丘陵には平坦な幅広い面が残存する標高約４０～６５ｍの高位段丘面Ｉが認められるが、東側の河南町高寺付近の丘陵には平坦な部分が存在しない幅の狭い尾根からなる標高３０～４０ｍの定高性のある稜線が認められる。このことから、石井他(1982)が指摘している高度差は異なる地形面間の高度差を示したものと考えられる。



図―1　旭山撓曲周辺の地形区分及びリニアメント分布図

		標　高	模式平面形	模式横断面	地　形　特　徴
中位段丘面		15～30 m	平坦面 開析谷		肩は丸みを帯びているが平坦面が残る。過去の海面あるいは河床に対応して形成された地形。
高位段丘面	II	30～40 m			平坦な尾根が幅広く残る。下方斜面との境をなす傾斜変換部は明瞭である。過去の海面あるいは河床に対応して形成された地形。
	I	40～70 m			
定高性のある稜線		30～40 m			尾根は狭く平坦な部分はほとんどない。形成当時の平坦面は残っていない。



図―2　旭山丘陵周辺の地形面の特徴及び分布概念図

3．地表地質調査結果及び活動性の評価

地表地質調査で認められた旭山撓曲周辺の地質図を図―３に示す。

旭山丘陵を構成する主な地層は、新第三系中新統の火砕岩、シルト岩、砂岩及び凝灰岩、鮮新統のやや軟質なシルト岩、砂岩及び凝灰岩並びに第四系の段丘堆積物及び崖錐堆積物である。

中新統は、主に丘陵の西側に分布し、鮮新統は中新統を不整合に覆って、主に丘陵の東側に分布する。さらに、分布はわずかであるが、第四系が中新統及び鮮新統を不整合に覆う。

中新統及び鮮新統には、ほぼ南北方向の軸を持つ緩やかな褶曲構造が認められる。丘陵中央部の中新統と鮮新統の分布域の境界付近では、地層は東側に概ね 15～40° 程度の傾斜を示しており、旭山撓曲はこの付近に位置している。撓曲は箱清水から上前柳にかけて、ほぼＮＳ方向に連続してみとめられるが、上前柳では地層の傾斜が緩くなっている。

旭山の東麓や高寺付近では、撓曲の形成に伴って生じたと考えられる鮮新統表沢層を変位させている連続性の乏しい断層が確認される。一方、撓曲の東縁近傍には、表沢層の上位の鮮新統俵庭層がほぼ水平に分布している。また、箱清水では、中新統との境界付近で東側に 20～40° 傾斜した表沢層が分布しており、撓曲はこの付近に連続していると考えられる。また、この付近では撓曲の影響で傾斜した表沢層を中位段丘堆積物がほぼ水平に不整合に覆っている(図―４)。

撓曲の南方延長にあたる上前柳南方約 500m の沖積平野下では、中新統及び鮮新統はともに東側に非常に緩く傾斜しており、撓曲は認められない。なお、この付近には５万年前より古い時期に形成されたと考えられる埋没段丘が認められるが、段丘上は平坦である(図―５)。

以上のことから、旭山撓曲は箱清水付近から上前柳までの間に認められるが、第四紀後期における活動性はないものと判断される。

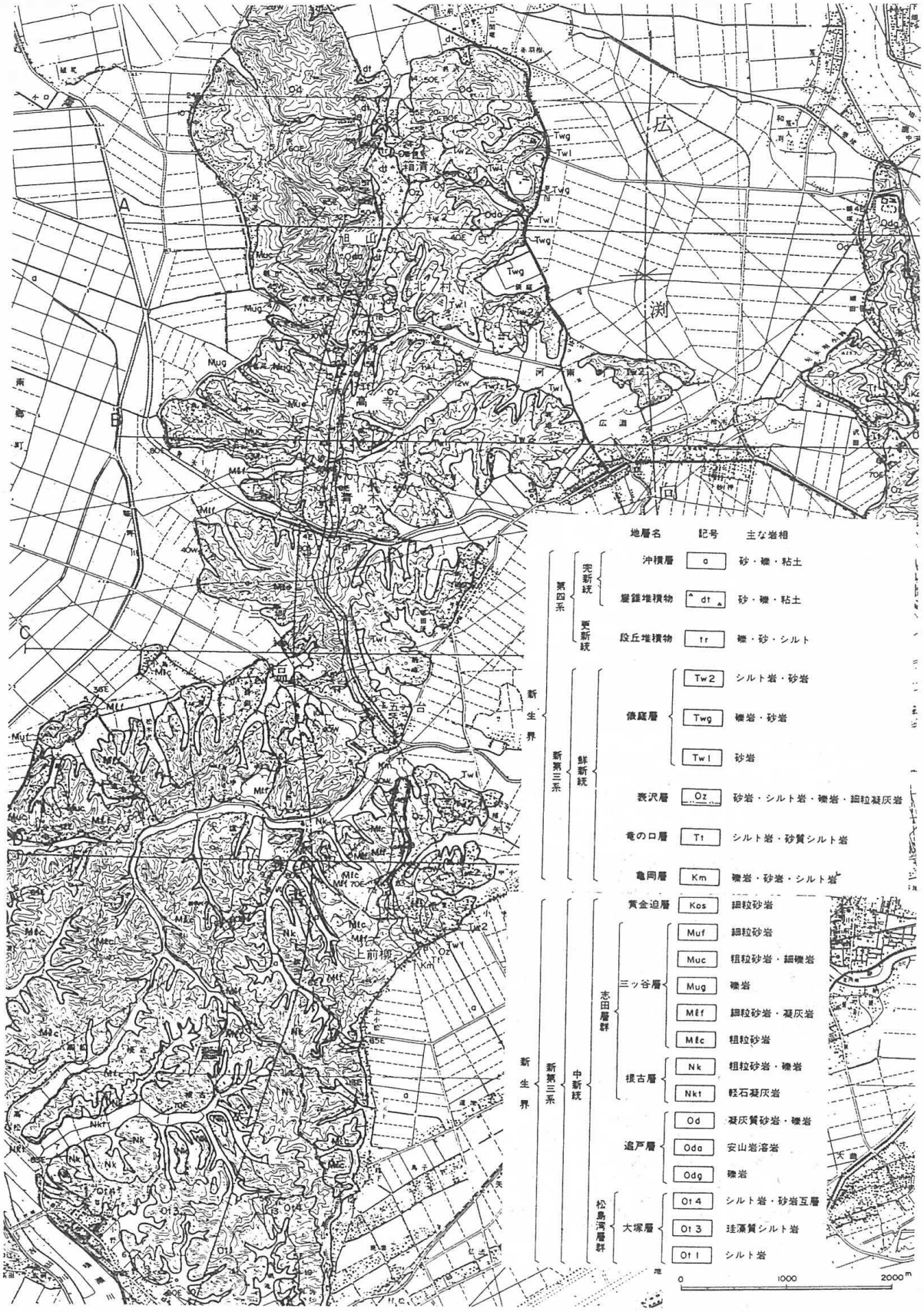
旭山撓曲付近で判読されたＤランクのリニアメントは、中新統と鮮新統又は中新統と崖錐堆積物との地質境界あるいは鮮新統内の地質境界にほぼ一致しており、主として中新統と鮮新統の侵食に対する抵抗性の差を反映した急斜面と緩斜面との傾斜変換点、又は中新統分布域の急斜面と崖錐堆積物からなる緩斜面との傾斜変換点、あるいは鮮新統内の岩質の差に起因した斜面の傾斜編観点の連続によるものと考えられる。

参考文献

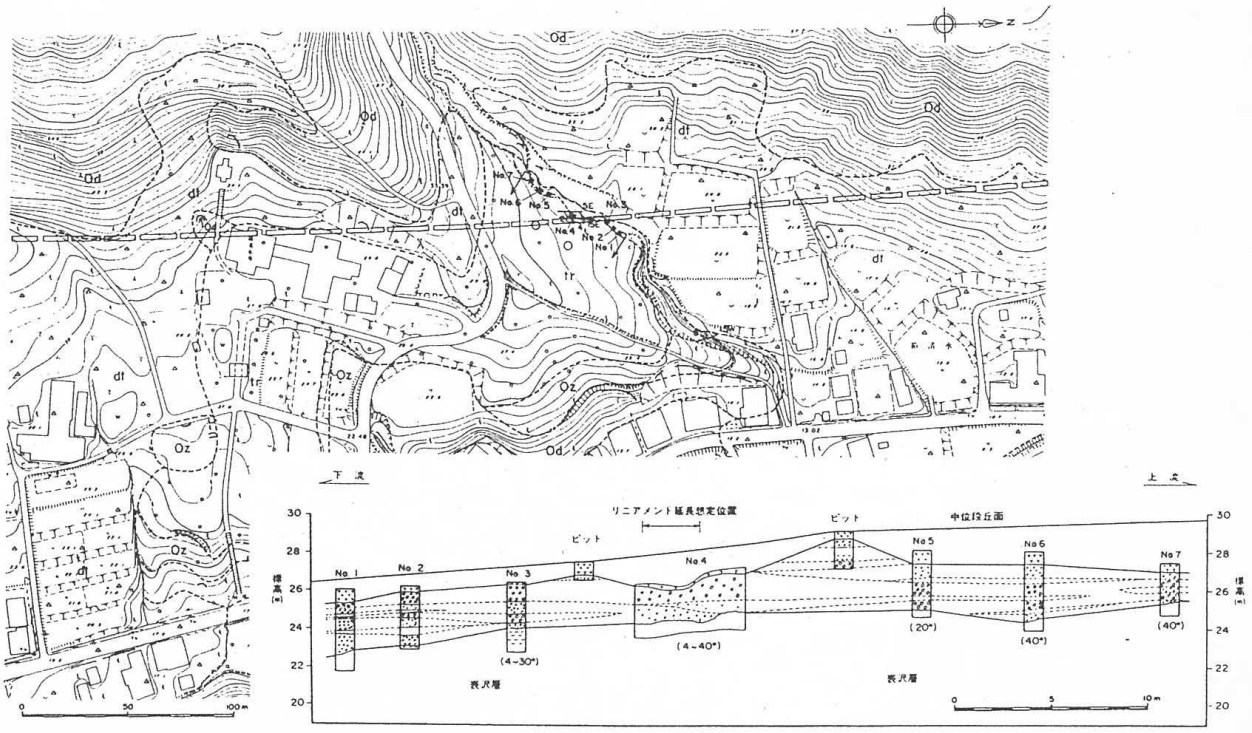
1)石井武政,柳沢幸夫,山口昇一,寒川旭,松野久也(1982)：松島地域の地質,地域地質研究報告(5 万分の 1 地質図幅),地質調査所。

2)活断層研究会編(1991)：[新編]日本の活断層―分布図と資料―。

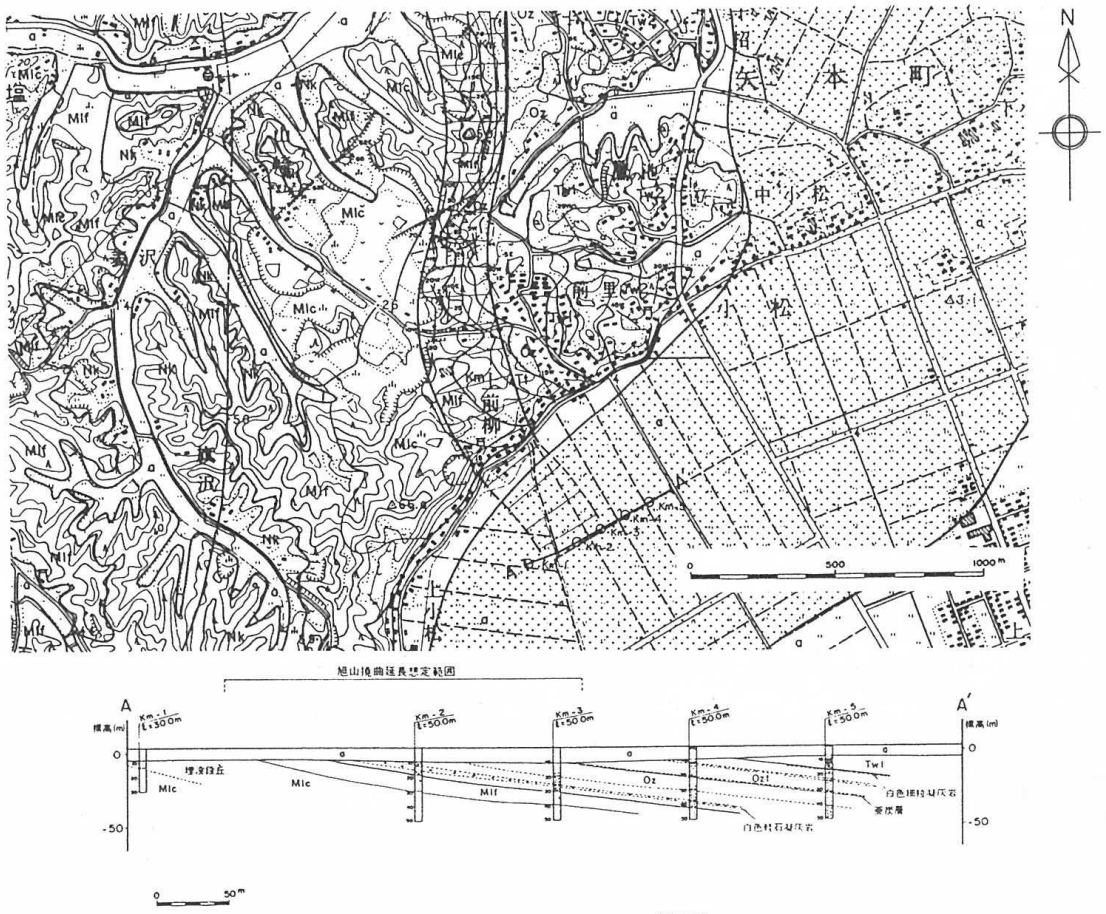
3)土木学会(1985)：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法及び地盤の耐震安定性の評価手法―報告書―。



図―3 旭山撓曲周辺の地質図



図―４　箱清水付近の地質図



図―５　上前柳付近の地質図

Kトンネル坑口部の地すべり

③

日本鉄道建設公団盛岡支社　堀田和久
○㈱ダイヤコンサルタント　中條達也
㈱ダイヤコンサルタント　谷藤隆三

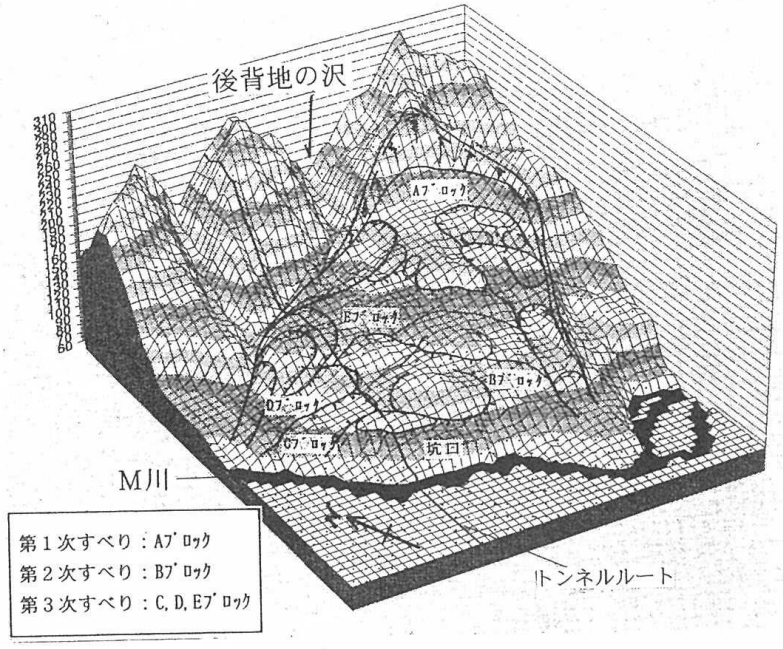
1.はじめに

トンネル坑口部地すべり地において，地すべりの安定度や施工時のトンネル湧水量，切羽の自立性の低下を予測するためには，地山状況ばかりでなく，地下水状況を正確に把握しておくことが重要である。ここでは，Kトンネル坑口部地すべりにおいて，地下水観測，地山の間隙水圧測定（孔内湧水圧測定）などにより地下水賦存状況と水質分析を行い，地下水の水質変化から地下水流動方向を検討した事例を報告する。

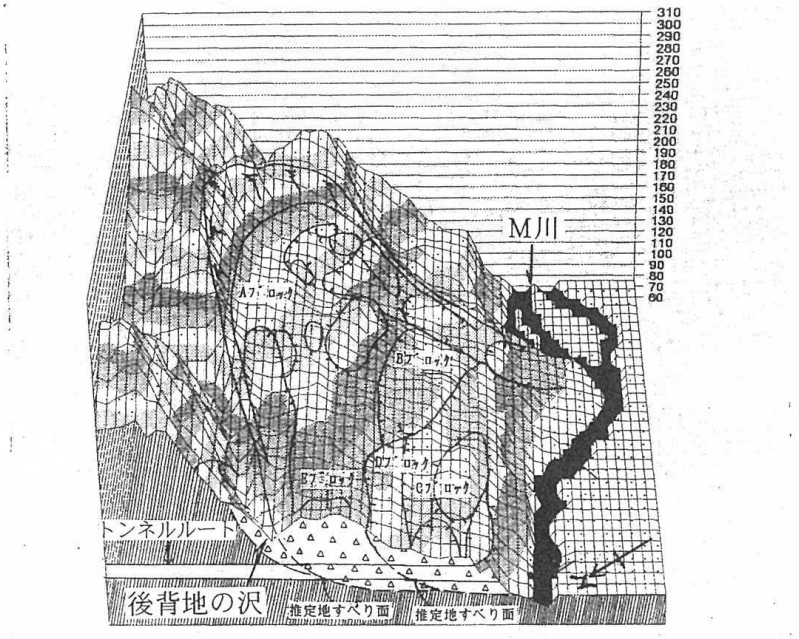
2．地すべりの概要

トンネル坑口部付近の地形状況を図－１に示す。当地区は，馬蹄形の周縁滑落崖，分離小丘，陥没帯及び斜面下方段丘面への等高線の張り出しなど，地すべり地形が明瞭に判読される地すべり地である。その規模は長さ900m，幅800mと大きく，形成史的には，第１次から第３次に区分されるすべり面をもつ地すべりと推察される。地表部には，段差や割れ目など，現在活動している徴候は見られず，いわゆる，現況で安定している旧地すべりと推察される。

地すべりとトンネル計画との関係を図－２に示す。Kトンネルは，地すべりの末端中央から地すべりブロックの左側側方部を通り，地山との境界部に後背地の沢が走っているため，この沢からの地下水の供給がどの程度あるかが問題となる。



図－１　トンネル坑口付近の地形



図－２　地すべりとトンネルルートの関係

3．トンネル地山状況

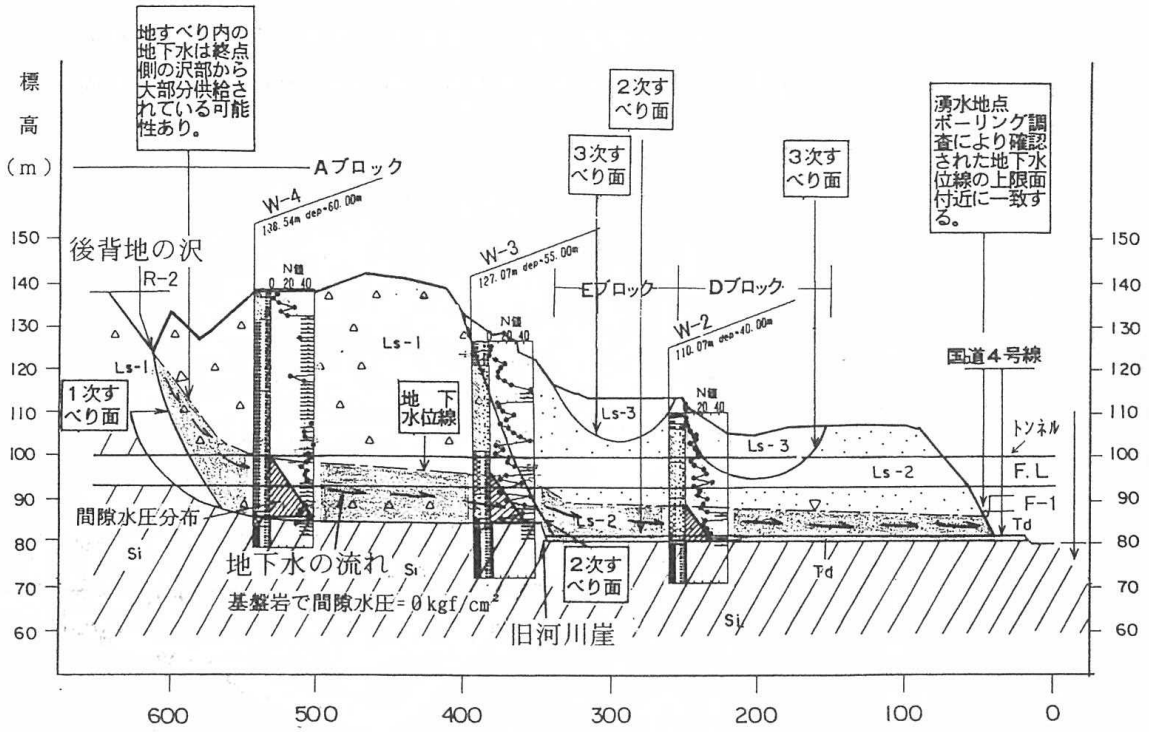
事前調査から判った地山状況は次のとおりである（図－３，表－１）。

①坑口から約550m区間は地すべりブロック内を通る。

②坑口から約300m区間では，第２，３次地すべり土塊は段丘堆積物の上にのり，約300m付近には，低位段丘形成時の旧河川崖が伏在する。

③基盤岩の新田層は，塊状砂岩で割れ目がほとんど発達しない良好岩盤である。

④これに対して，第１次地すべり～第３次地すべり土塊は，礫質土砂～岩塊質土砂からなるが，新期の地すべり土塊ほど累積的に変動したためより土砂化が進行している。



図－３　トンネル縦断面図

（斜線の三角形分布は間隙水圧）

表－１　地質構成

地質時代		地質区分	記号	土層・岩層	水理特性 湧水圧(kgf/cm²)	水理特性 透水係数	地下水状況
第四紀	完新世	第3次地すべり堆積物	Ls-3	礫質土砂	地下水面と一致(1～2 kgf/cm²程度)	10^{-3}オーダ	基盤岩の上に流動性地下水として賦存
第四紀	更新世	第2次地すべり性堆積物	Ls-2	礫質土砂	〃	10^{-5}オーダ	基盤岩の上に流動性地下水として賦存
第四紀	更新世	段丘堆積物	Td	砂　礫	〃	10^{-4}オーダ	基盤岩の上に流動性地下水として賦存
第四紀	更新世	第1次地すべり性堆積物	Ls-1	岩塊質土砂	〃	10^{-3}オーダ	基盤岩の上に流動性地下水として賦存
新第三紀	中新世	新田層（基盤岩）	S	砂　岩	な　し	10^{-6}オーダ以下	難透水層中の地下水流動はほとんどない

4．地すべり区間の地下水賦存状況と地下水流動方向の検討

4．1　地下水賦存状況

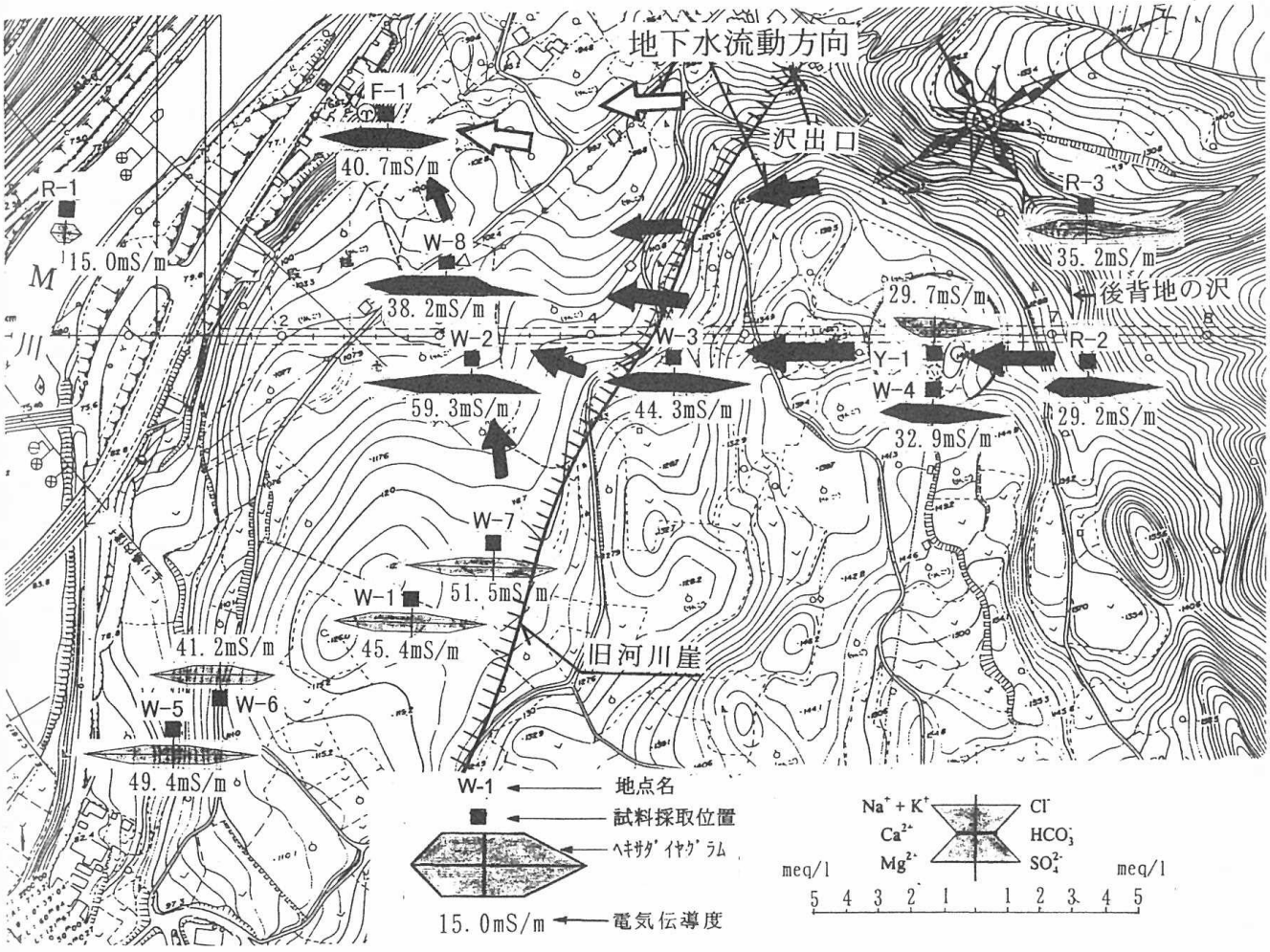
地すべり区間の湧水状況を事前に予測するために，地下水圧の間隙水圧を測定した。前述図－3，表－1に，各層の間隙水圧分布を併記したように，基盤岩である新田層砂岩は，孔内湧水圧試験で回復水位を測定できないため，透水係数 K＝10 $^{-6}$cm/sec以下，間隙水圧 P＝0kgf/cm^{2}を示すが，地すべり土塊は透水係数K＝10 $^{-3}$～10 $^{-5}$cm/secオーダ，間隙水圧Pは周辺地下水位に対応する水頭約1～2kgf/cm^{2}程度を示すことが確認された。

以上のことから，基盤岩は難透水性で，地下水はほとんど流動しないが，この基盤岩の上に分布する地すべり土塊内には流動性を持つ地下水が，W－4の山側の後背地から，W－2の方向に下がる賦存状況を示し，とくに，W－4の山側後背地の沢からの水頭の高い地下水の影響があることが判った。

4．2　地下水流動方向の検討

平成5年の集中豪雨時に，調査ボーリング孔の地下水観測で，地すべり側方の沢に近いボーリング（W-4）からW-2方向に，順次孔内水位が上昇し降下する反応現象が見られた。R-2より上流側は不透水層の新田層であることから，トンネル軸沿いに坑口方向に向かって，後背地の沢から地下水が供給され，地すべりブロック内に拡散している可能性が考えられた。

この地下水の流動方向の可能性について，（1）水質タイプ（成分比，トリリニアダイヤグラム），（2）溶存成分（成分量比，ヘキサダイヤグラム）と電気伝導度（Ｅｃ値）の変化により検討した。



図－4　溶存成分とEC値の平面的分布状況

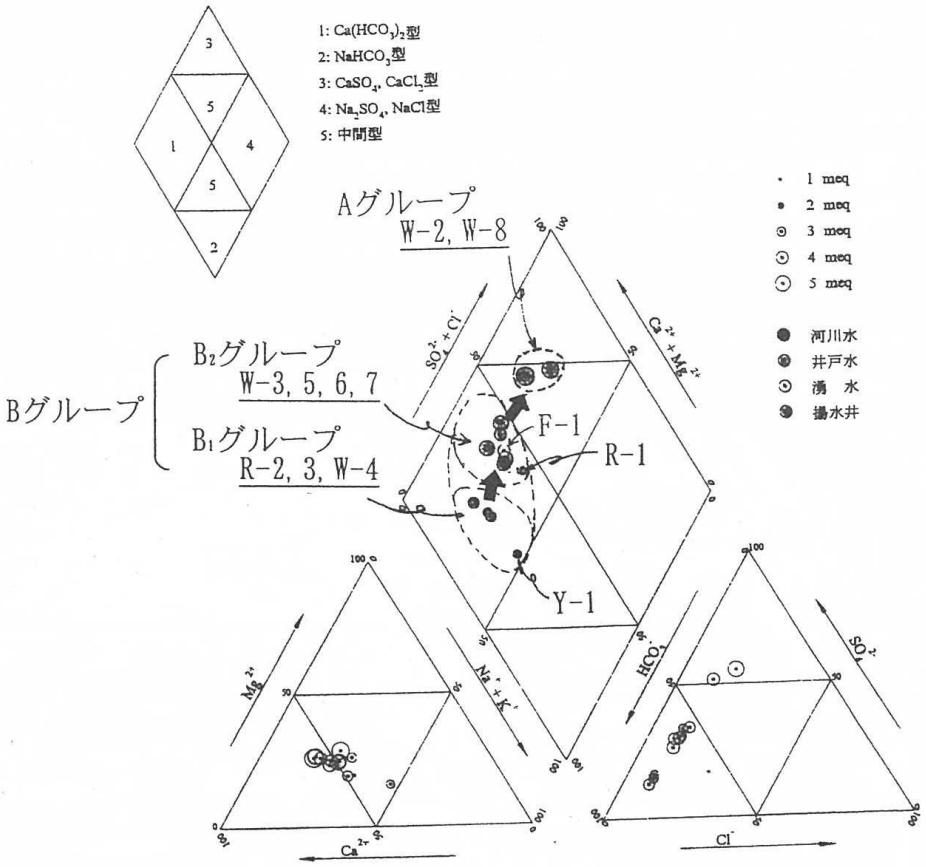
（1）水質タイプ（成分比、トリリニアダイヤグラム）

当地点の水質タイプは，次のような特徴を示す（図－５）。

①トリリニヤダイヤグラムの中間型のＡグループ（地すべり末端部のW-2，W-8）とＢグループ（その他の重炭酸カルシウム型）に大きく分けられる。

②Bグループは，さらに２つの領域に（B_1、B_2グループ）に分けられる。

③B_1グループは，後背地の沢に最も近いW-4，Y-1及び後背地の沢水R-2，R-3に対応し，B_2グループは，M川の河川水を含め地すべり中間領域等に対応している。

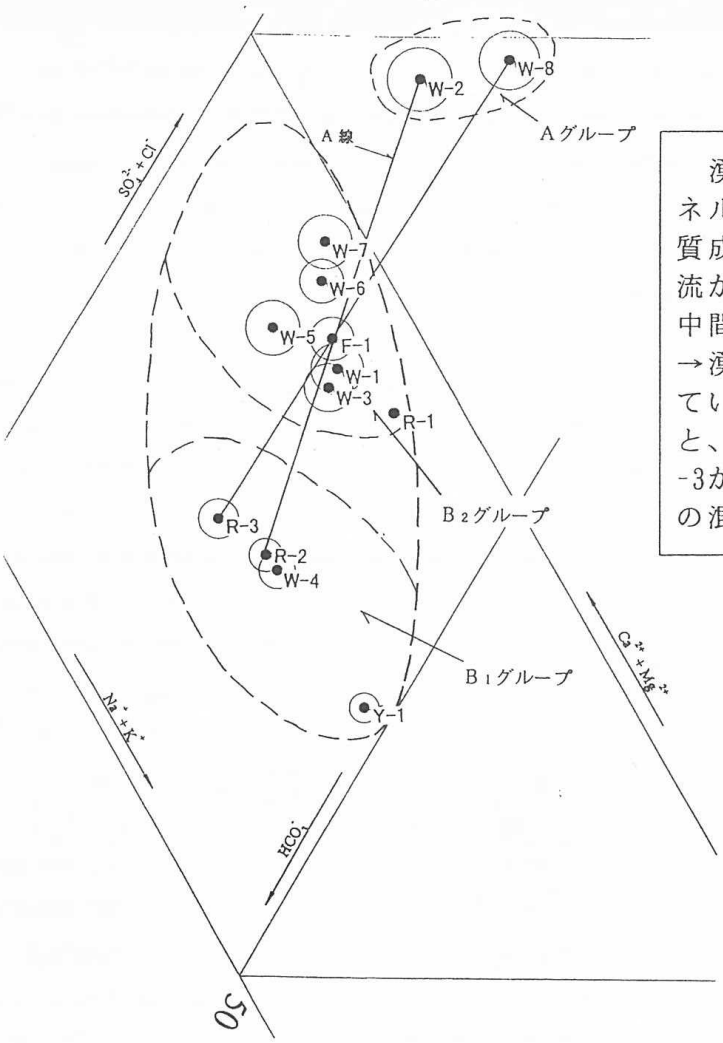


図－５　トリリアダイヤグラム

これらの水質タイプは成分構成からの変化の方向性（図－５中矢印）が見られる。すなわち，地下水は，図－５に示す地すべり頭部領域（W-4付近）から末端領域（トンネル坑口方向に一致）に水質変化していくものと解釈できる。

B_1グループ：地すべり頭部の地下水または、沢水
　⬇　　(R-2，R-3，W-4，Y-1)
B_2グループ：地すべり中間領域の地下水位
　⬇　　(W-3)
Ａグループ　：地すべり末端領域の地下水
　　(W-2，W-8)

一方，地すべり最末端部の湧水（F-1）は，B_2グループに属し，上記考え方に矛盾しているように見える。この点に関しては，図－６トリリニアダイヤグラム（拡大図）のＡ線に示すように，W-2，W-8と河川水R-2，R-3の中間がF-1となっており，両地点から流下した地下水が概ね１：１に混合したものと見ることも出来る。

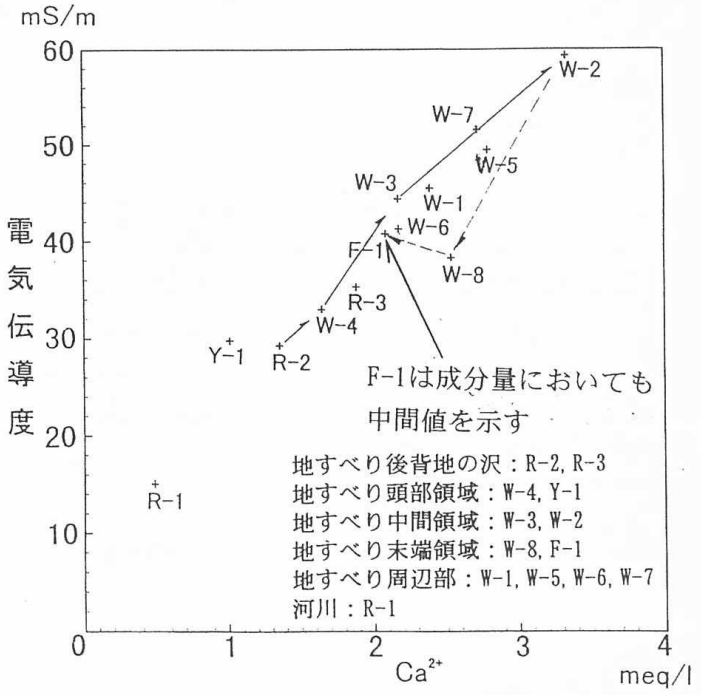


湧水地点F-1の水質成分比はトンネル軸方向に流下するW-2, W-8の水質成分と、R-2, R-3の水質成分（下流からF-1方向への浸透による）の中間的値を示している。
→湧水は既往調査により推定されている地下水流動等を参考にすると、W-2, W-8経由の地下水とR-2, R-3から伏流して経由した地下水との混合水と見ることが出来る。

図－6　トリリアダイヤグラム拡大

（2）溶存成分と電気伝導度（Ｅｃ値）

当地点の地下水の溶存成分量は，トンネル軸上で坑口方向に順次溶存成分が増加する傾向が認められ，Ｅｃ値も同様の傾向が認められる（図－４）。特に，他の成分に比べカルシウムイオン（Ca^{2+}）の成分の増加が多い傾向を示している。カルシウムイオン（Ca^{2+}）とＥｃ値の関係を図－７に示すがカルシウムイオン（Ca^{2+}）とＥｃ値は，R-2 → W-4 → W-3 → W-2の順に増加している。一方地すべり末端部では，W-2 → W-8 → F-1方向に逆に減少する傾向が認められる。この減少傾向は，これは，F-1（湧水）の成分がW-2の成分とR-2の成分の中間を示すことから，地すべり内を伏流する地下水に，後背地の沢の出口から段丘内に伏流してくる地下水が混合したものと解釈される。



図－７　カルシウムイオンと電気伝導度の関係

5．トンネル湧水対策

W-3より坑口側は，地下水がＦＬより低く大きな問題は発生しないが，W-3より地山側では，地下水面下の施工となり，とくに後背地の沢からの水の供給による急な地下水の変化から，湧水とともに地すべりの誘発，切羽の流動化や自立性の低下が心配された。このことから，W-3より山側の区間では，深井戸水位低下工法などの地下水低下工法及び地山をゆるめない上半二段分割施工（縫地や送矢木を併用）実施し，無事施工することができた。また，現在，当坑口部の地すべり区間は施工が完了し，地山状況，湧水状況及び地下水流動の予測は事前調査の予測と大きな違いがなかったことが確認されている。

6．あとがき

岩盤内の地下水については，一般にボーリング調査時の孔内水位やその後の地下水観測により求められることが多い。今回紹介した事例のように後背地の沢からの供給が大で，大きな地下水圧が予想される場合は，地下水の賦存状況を把握するために，間隙水圧を測定することは有効な１手段となると考えている。

また，従来，地下水の水質変化については，広範囲の調査事例は多いと考えられるが，今回，幅500m，長さ500m程度の小範囲でも適用可能であることが確認されたので，類似調査などの参考となれば幸いである。

参考文献

1．大島洋志他，トンネル工事を対象とした水文調査法の研究，鉄道技術研究報告，pp. 1-186（1979）

2．日本トンネル技術協会，トンネル湧水調査法に関する調査研究（Ⅱ）報告書，pp. 1-445

八幡平澄川温泉地すべりの移動量に関する考察　④

国際航業株式会社　○東海林　明憲
小　松　　隆

はじめに

土砂災害における災害規模の推定は、現地調査を行って災害範囲の特定、移動土塊量の推定を行っているのが現状である。しかし山間部においては、現地調査を行うにあたって精度の高い地形図は無いことが多く、また二次災害防止のため現地に立ち入ることさえ禁じられることもある。このような場合、災害規模の推定は困難となる。

1997 年 5 月 10 日～ 11 日にかけて発生した秋田県鹿角市八幡平澄川温泉の土砂災害（地すべり・土石流）は、秋田県と岩手県の県境に近い脊梁山地に発生したもので、２つの温泉施設（16 棟）を壊滅し、また国道 341 号を 82 日間にわたり不通とした。

本報告は、災害発生前後の写真を用いて地すべりの移動量の推定を試みたものである。精度的にはまだ課題が残るものの、広範囲の移動状況をとらえることが可能であり、特に現地の立ち入りが制限されている災害地の被災規模の推定には有効な手法と考えられる。

1．災害の概況

・発生日時

1997 年 5 月 10 日午前 2:30 頃
地すべり及び小規模土石流発生
5 月 11 日午前 8:00 頃
地すべりに伴う大規模な山崩れ
土石流発生。水蒸気爆発(2 回)
地すべりの前兆現象は 5 月 3 日頃よりあり

・被　害

地すべり：延長約 800m,最大幅約 400m
澄川温泉 9 棟全壊
土 石 流：約 1.2km 流下
赤川温泉 7 棟全壊、国道 341 号
赤川橋埋没。その他道路・電気
通信・水道施設等に多大な被害

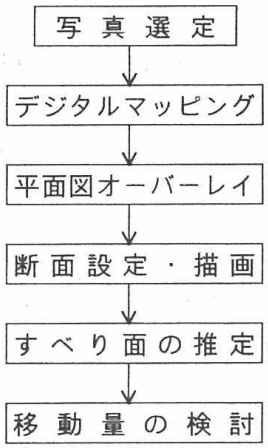




図－１地すべり箇所(5月12日撮)

2．移動量の推定方法

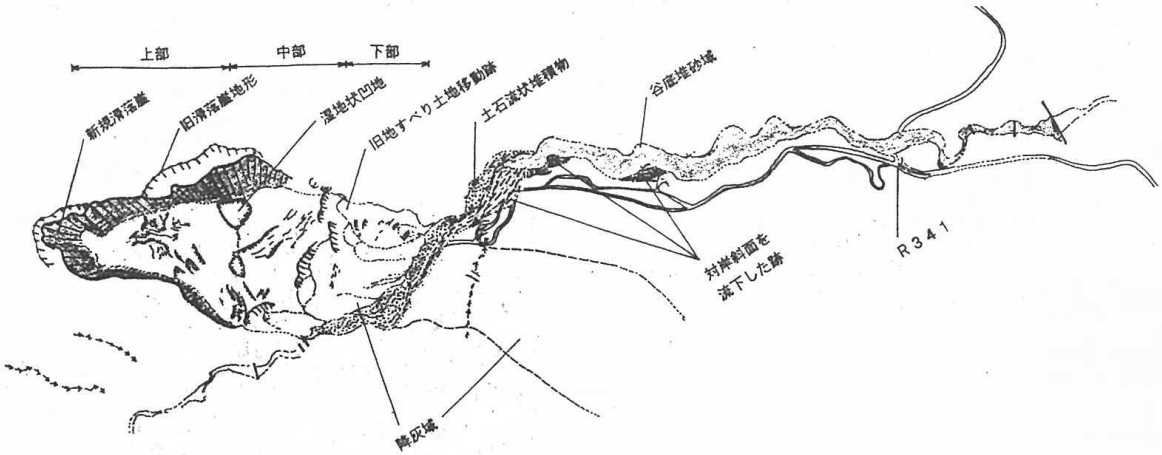
原理は地すべり発生前後の地形データを DM(ディジタルマッピング)により作成してこれを比較し、その変化量から移動量を推定するものである。作業の流れを図－２に示すが、まず比較する空中写真を選定する。この時地形の読みとりに影響を及ぼす樹木などが覆い茂っていないものが良い。次に解析図化機にかけて数値図化を行う。これにより出力された地すべり前後の地形図を重ね合わせて、地すべりの範囲、移動方向、陥没域、隆起域等を概略把握する。DM の場合、この段階で地すべり前後のボリューム比較が演算で求めることが可能である。そして断面線を設定し、断面上での地形変化をとらえる。これらの断面にすべり面を推定し移動土塊量の算定を行う。



図－２　作業の流れ

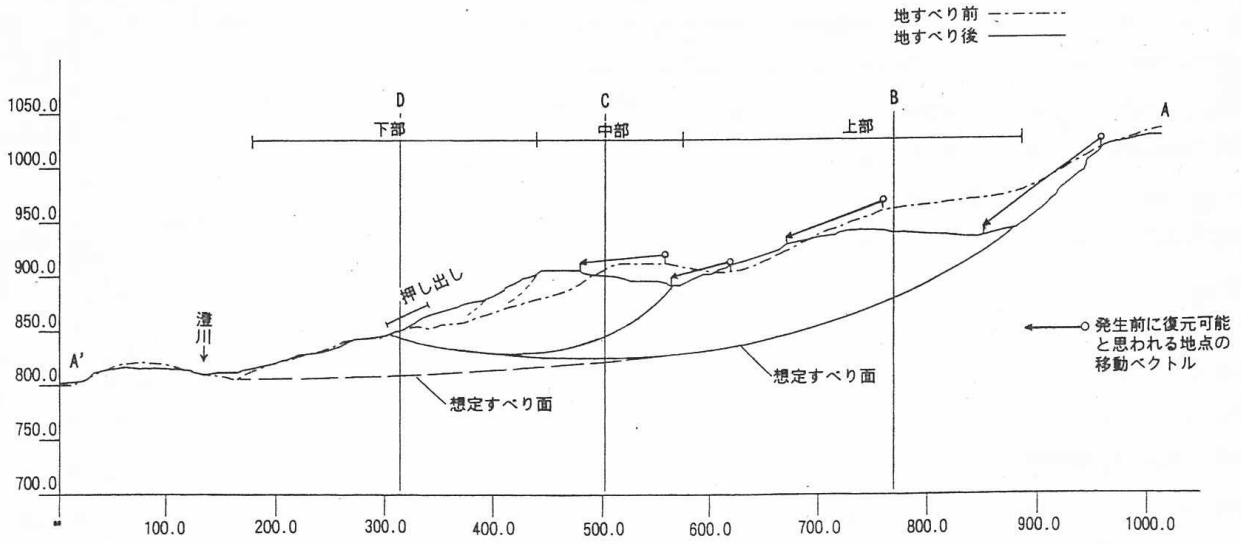
地形判読により読み取れる事象

・過去の地すべり地に発生した地すべりで、頭部には地肌が露出した馬蹄状の明瞭な滑落崖が生じている。側方滑落崖背後や冠頂部には過去の地すべりの滑落崖地形が残っている。
・地すべり移動土塊中～上部には樹林が立っていて、大きく乱れていないが地表に数多くの地割れ・段差が生じている。中上部の移動ブロックには、過去の地すべり地形の２次滑落崖がそのままみられるため、ほぼ一体となって移動したものと思われる。
・移動土塊下部（温泉の建物のあったブロック）は土塊が大きく動いた形跡があり、地肌が露出して流動化してできた削痕のような筋が見られる。
・下部ブロックの滑落崖頂部には引張り亀裂と思われる平行な地割れが数多く見られる。
・上部ブロックと中部ブロックの境界にある凹地が深くなっていて、中部ブロックは後方に回転している。



図－６　空中写真判読図　（八幡平地すべり・土石流災害　災害状況報告　国際航業（株）より抜粋）

以上の判読結果より当該地の地すべりは、上部・中部・下部の３ブロックが存在し、上・中部では円弧状のすべりが生じ、下部では押し出された土塊が２次崩壊を起こしたものと推定しすべり面を描いた。図－７の断面図に想定すべり面を示す。



図－７　地すべり箇所断面図（すべり面は地形より推定）

3．解析結果

3.1 地すべりブロック

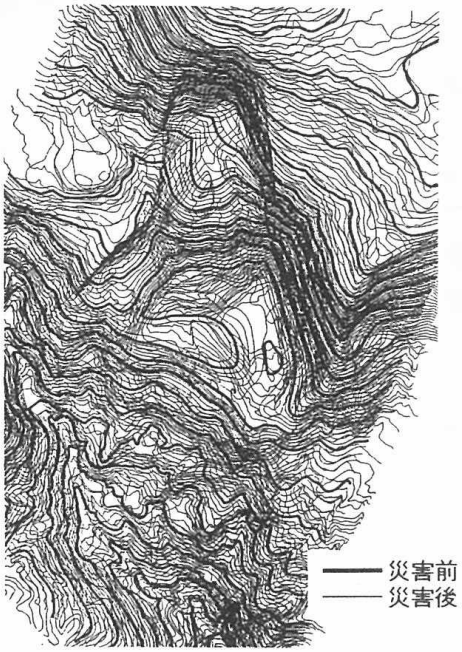
災害前後の地形を既設砂防ダム等の不動地物を基準として重ね合わせたのが図－３である。

地すべりブロックは延長 750 m、幅 150 m~350 m の滑落崖に明瞭な馬蹄形状を有するもので、アウトラインの形状から大きく上部と下部の２つのブロックから構成されていると推定される。当該地は専門家が指摘するとおり過去の地すべりが再発したもので、地すべり発生前の地形から既に地すべり地形が読みとれる。平面図だけでは活動の形態が判りづらい面がある。そこで３次元で俯瞰図を作成したのが図－４である。この図は地すべり発生前のものであるが、あたかも本災害の発生直後のような生々しい印象を与える。

なお解析に使用した空中写真は以下のものである。

・災害発生前：1982 年 11 月 23 日撮影、(1/8,000)

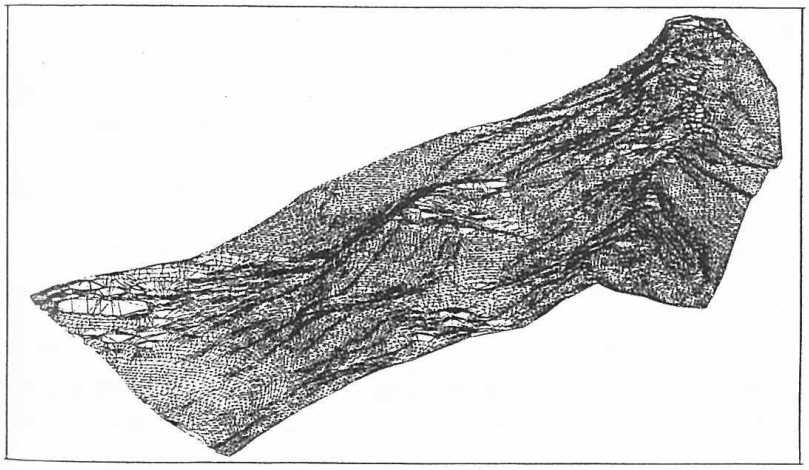
・災害発生後：1997 年 5 月 12 日撮影、(1/8,000)



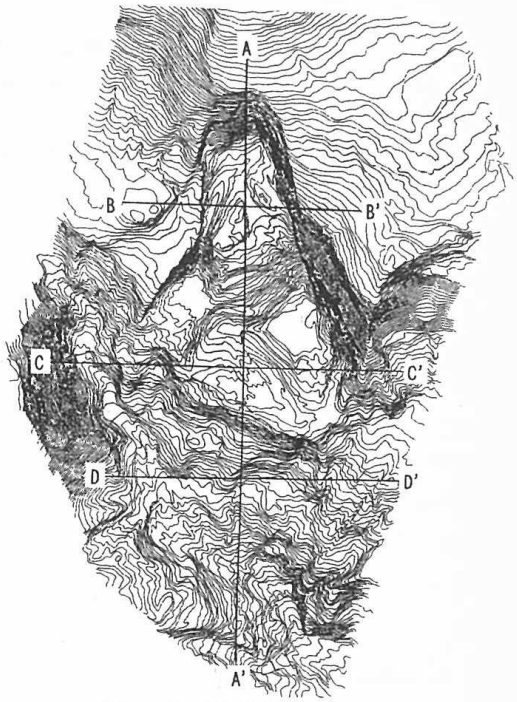
図－３ 災害前後の地形

3.2 断面線の設定

災害地は地すべりなので、先ずすべり方向に主測線を設定する必要がある。主測線は地すべりの解析に供される測線で測線配置は重要な検討事項であるが、DM は任意の断面が容易に作画できることから利用度が高い。図－５に断面位置を示すが、これは任意に断面を作画したものの一部である。



図－４ 災害発生前の俯瞰図

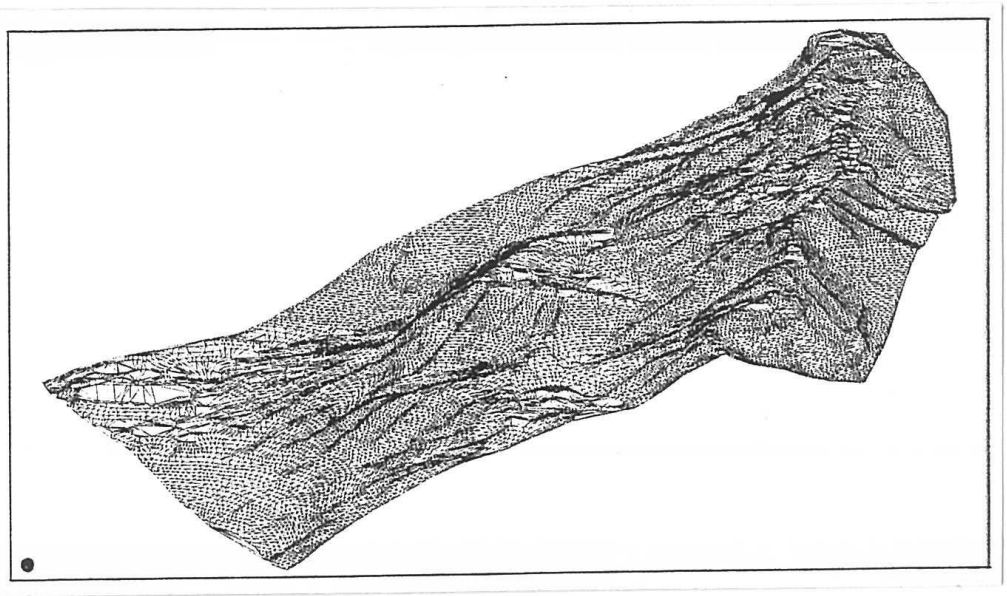


図－５ 断面線配置図

3.3 すべり面の推定

本来は地形判読の他に、現地の調査ボーリング・地中変位計等の詳細なデータが必要となるが、通常災害直後はこれら現地のデータは乏しいので、ここでは主に地形判読から推定することとした。

地形判読により以下の事象が読み取れる。



3.4 移動量の推定

図－6に地すべり発生前後の地形に着目して、発生前の位置に復元できると思われる地点を結んで矢印で示している。これより、地すべりの移動は一様ではなく頭部で大きく、中央部で少なく、末端部でやや大きいという状況を示している。また移動の傾斜を見ると、頭部から末端部にかけて順次緩くなっており、さらに中央部にある平坦面はわずかであるが逆転している。地すべりによる土塊の移動量は下記のとおりである。

・地すべり土塊の移動距離：水平移動：50 ～ 100m、垂直移動距離：10 ～ 70m

また DM データを用いて地すべり発生前後の体積比較を行った結果、地すべりブロック内では発生後に 850,000m ^{3}減少していることが判った。また発生前の地形と推定すべり面から地すべりの移動土塊量は約 7,000,000 m^{3}と推定される。この移動土塊量から発生後にブロック内に残っている地すべり土塊を差し引いた値が土石流として流下した土砂量と考えられる。これを整理すると

・地すべり移動土塊量----------7,000,000 m^3
・土石流発生土砂量---------- 850,000 m^3
・残存地すべり土塊量----------6,150,000 m^3

となる。

4．まとめ

災害地の規模（範囲・移動土塊量）の定量的推定に、ディジタルマッピングが有効であることが判った。特に２次災害の危険性が高く、現地に立ち入っての調査ができない場合は非常に効果的な手段と言える。また数値図化を行うことで図の重ね合わせ・任意の断面・俯瞰図さらには起伏量図・移動ベクトル図などの作成が容易となり、地すべり解析及び対策工の検討を支援するツールとしての価値も高い。さらには災害箇所の跡地利用計画の策定、可視化など DM は情報の供給源として大きな可能性を持っている。

しかし課題もまた存在する。広域図化で一般化されている写真測量であるが、樹木などにより実際の地形はかなりマスクされている。補備測量を実施して精度を上げる必要があるが災害地の場合、困難なケースが多い。今回の場合も不動域の標高で多少の誤差が生じている。さらに災害発生前の写真の入手である。日本全域の写真は終戦後の米軍撮影のものや国土地理院の写真などがあるが、これらの写真は縮尺が大きく精度の高い図化はできない。条件の良い空中写真は一般に入手困難と言える。

これらの課題は容易に解決できるものではないが、例えば災害危険個所を事前に対空標識・基準点を設置して撮影し、各危険個所の DM をデータベース化するなどの対応が望まれる。

なおすべり面の推定は地質の詳細資料に基づくことが基本であるが、本報告では災害直後で資料が空中写真だけという条件を設定して解析を試みたものである。実際の調査を担当されている方々の寛大な配慮に甘えると同時に、今後の災害地の調査計画の検討等に役立てられれば幸いである。

参考・引用文献

1）地すべり災害秋田大学調査・研究班（代表者：丸山孝彦）(1997)：澄川温泉裏山地すべりの災害調査研究、「秋田大学」
2）伊藤　堯、他（1992)：寒冷環境工学教育研究年報 第 11 号・融雪期末期に発生した秋田県澄川温泉地すべりの調査研究、「国立秋田工業高等専門学校」
3）国際航業株式会社（1997)：5.10･11 八幡平地すべり・土石流災害－災害概況報告－

横ひずみに着目した多段階三軸圧縮試験に関する基礎実験　⑤

中村伯士（日本大学工学部学生）
田野久貴（日本大学工学部）
渡辺英彦（日本大学工学部）

1．研究目的

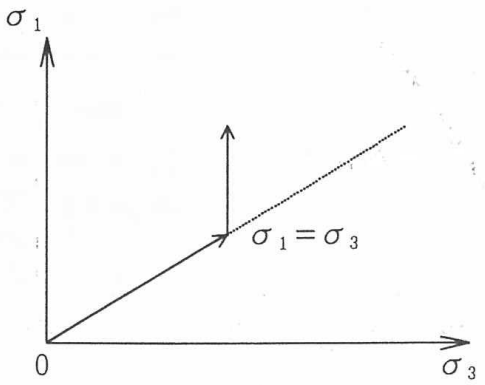
一般に岩石の圧縮特性を求めるには、一軸あるいは三軸試験が実施しされている。三軸圧縮試験は原位置の応力状態に対応して、様々な応力下での試験が可能であるためよく用いられている。通常行われている三軸圧縮試験では粘着力ｃや内部摩擦角φなど強度定数を求めるために数本の供試体を必要とする。しかし、試料採取が困難である場合には岩石試料数が限られてしまう。このような場合を考慮して、一本の供試体から強度定数を評価できる多段階三軸圧縮試験法が提案されている[1)]。しかしながら、多段階三軸試験では繰り返し載荷を行うために、供試体内部の破壊が進行し、同じ拘束圧の通常の三軸試験と比べてピーク強度が低下しモールの応力円は小さくなることがある。その結果、多段階三軸試験では、通常の三軸試験のものと比べ、粘着力ｃでは大きい値を示し、内部摩擦角φでは小さい値を示す場合がある[2)]。そこで、多段階三軸試験において、繰り返し載荷によるピーク強度の低下を最小限に抑え、かつ、ピーク強度付近で載荷を停止するという制御が必要になる。通常行われている多段階三軸試験では、ピーク強度、間隙圧の変化により制御を行っているが、本実験では、横ひずみに注目した制御を行い、得られた結果について検討する。

2．実験方法

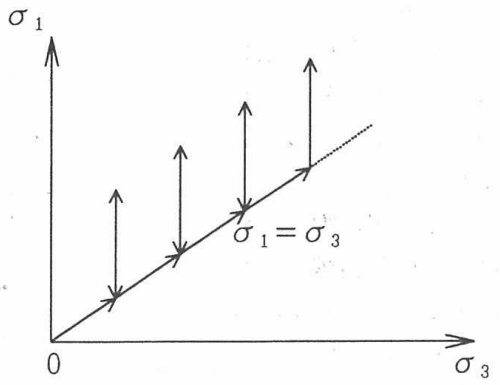
本実験の供試体は溶結凝灰岩の白河石をφ５×１０cm に整形し、１１０℃で２４時間炉乾燥して絶乾状態にしたものを使用する。多段階三軸試験は次のような手順で行う。

①供試体を三軸セル内にセットした後、設定した初段階の拘束圧を与える。
②測定装置により、軸差応力―ひずみ曲線を観察しながら軸載荷を行う。
③軸差応力―ひずみ曲線よりピーク強度付近を判断し、載荷を停止する。
④軸差応力を除荷する。
⑤拘束圧を次の段階に増加させる。
⑥設定した拘束圧にて、再度軸載荷を行う。（手順②へ）

この手順で初段階の設定拘束圧から、次の段階の設定拘束圧まで繰り返し実験を行う。なお、設定拘束圧は２０，４０，６０，８０及び１００kgf/cm^2 の５段階で行った。この載荷手順③のピーク強度付近を判断する方法として、従来の縦ひずみを用いて制御する方法と横ひずみを用いて制御する方法の二通りを行う。以下に通常の三軸試験の応力経路（図―１）と多段階三軸試験の応力経路（図―２）を示す。また、本実験ではモール・クーロンによる直線包絡線を用いて粘着力ｃ、内部摩擦角φを求める。



図―１　通常の三軸試験の応力経路図

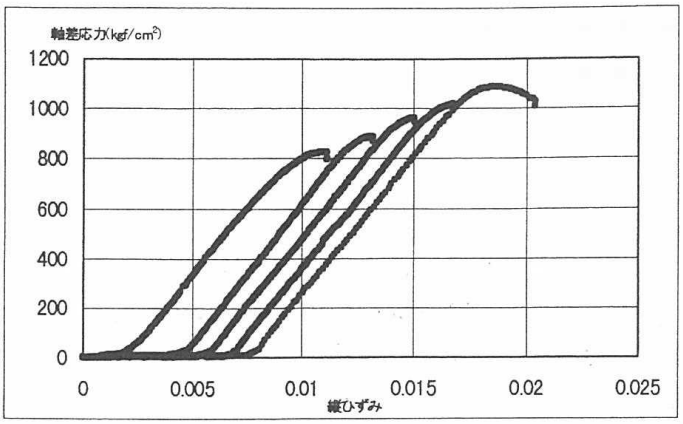


図―２　多段階三軸試験の応力経路図

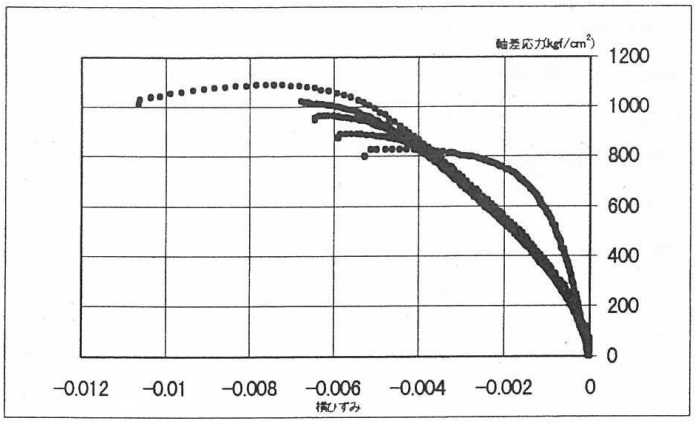
3．実験結果及び考察

図―3、図―4は、前節の実験方法の手順③で軸差応力―縦ひずみ曲線をモニターし、ピーク強度で載荷を停止する制御を行った場合の軸差応力―縦ひずみ曲線と軸差応力―横ひずみ曲線の一例である。図―4では、一回目の載荷時の曲線と二回目以降の曲線がまったく異なった変形挙動を示している。これは、一回目の載荷時に供試体内部に大きな破壊が生じているためと考えられる。また、二回目以降はほぼ等しい曲線を描いている。表―1には、通常の三軸試験のc、φとピーク強度で制御した多段階三軸試験のc，φの結果を示す。この結果から、粘着力cは大きくなり、内部摩擦角φは小さくなる傾向にあり、これは多段階三軸試験の従来の傾向と一致している。また、図―3と図―4を比較すると、横ひずみが縦ひずみと比べてピーク強度付近の変化の割合が大きいことがわかる。

次に、ピーク強度以前の特徴的な点として、図―5のように軸差応力―縦ひずみ曲線に直線を当てはめることにより比例限界を求め、その弾性限界応力から強度定数を算出する。この弾性限界応力はピーク強度と比べて小さい値をとるため、得られるcは小さい値となってしまう。本実験では、最終設定拘束圧においては通常の三軸試験のようにピーク強度以降まで載荷を行っている。そこで、最終設定拘束圧（１００kgf/cm²）のピーク強度のモール応力円に弾性限界応力から求めた破壊包絡線を平行移動させることによりcを求める（図―6を参照）。表―2には、通常の三軸試験のc、φとピーク強



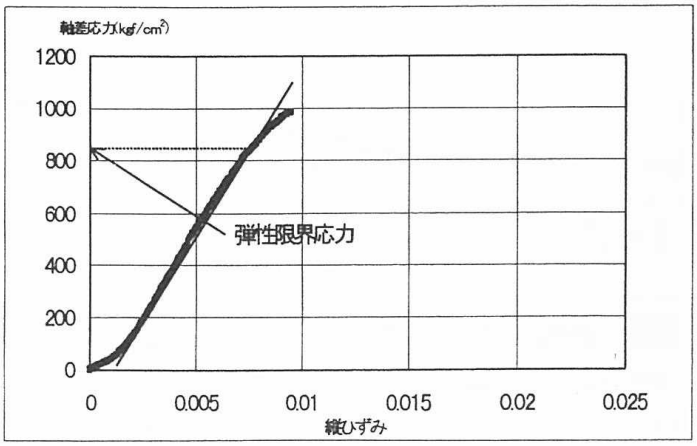
図―3　ピーク強度を用いた制御による縦ひずみの変化



図―4　ピーク強度を用いた制御による横ひずみの変化

表―1　通常三軸試験とピーク強度制御の多段階三軸試験のc、φ

試験方法	粘着力c(kgf/cm²)	内部摩擦角φ（°）
通常の三軸試験	109.7	48.4
多段階三軸試験	187.6	37.4



図―5　弾性限界応力の判定方法

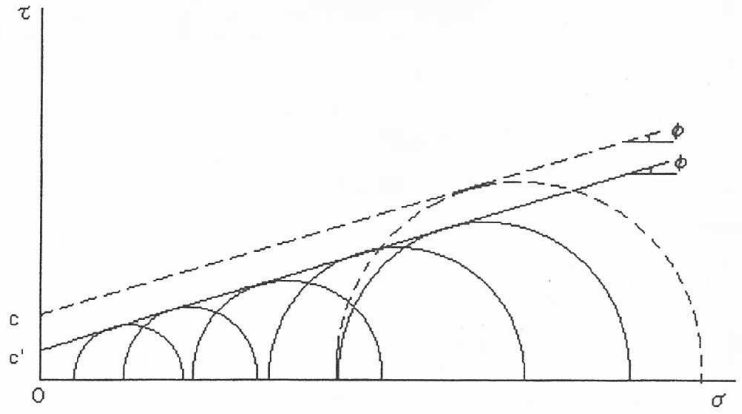
度で制御し、弾性限界応力を用いて修正を行った多段階三軸試験のｃ，φの結果を示す。この結果から、ピーク強度を用いて制御を行い弾性限界応力を用いて処理して求められたｃ、φは、通常の三軸試験のｃ、φの結果に近い値を示している。

図―７、図―８は、前節の実験方法の手順③で軸差応力―横ひずみ曲線をモニターし、横ひずみが増大する所で載荷を停止する制御を行った場合の軸差応力―縦ひずみ曲線と軸差応力―横ひずみ曲線の一例である。図―８では、載荷一回目から五回目までほぼ同じ変形挙動を示している。これから、載荷二回目以降も載荷一回目の破壊と同じ破壊過程をたどっていると考えられる。表―３には、通常の三軸試験のｃ、φと横ひずみで制御した多段階三軸試験のｃ，φの結果を示す。この結果から、横ひずみを用いた制御での多段階三軸試験のｃ，φは、ピーク強度を用いて制御したもの（表―１）より比較的近い値となった。

表―４には、通常の三軸試験のｃ、φと横ひずみで制御し、弾性限界を用いた処理を行った多段階三軸試験のｃ，φの結果を示す。ここでの処理は、ピーク強度制御に行った処理と同様のものである。この結果から、横ひずみで制御し、弾性限界応力を用いた処理を行った多段階三軸試験のｃ，φと通常の三軸試験のｃ、φはほぼ近い値と言える。

４．まとめ

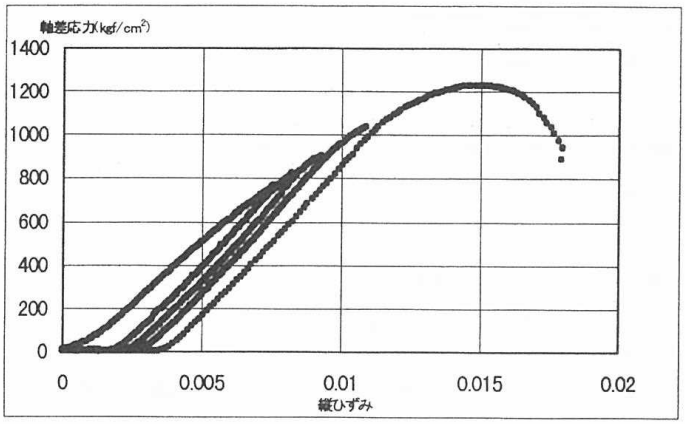
（１）ピーク強度直前での三軸下の縦ひずみの変化は小さい。そのため、軸差応力―縦ひずみ曲線を用い



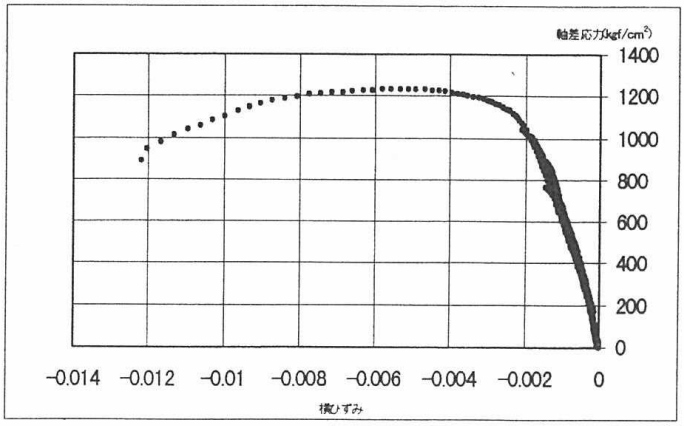
図―６　最高設定拘束圧のピーク強度のモール応力円に平行移動させるイメージ図

表―２　通常の三軸試験とピーク強度で制御し、弾性限界を用いて処理を行った多段階三軸試験のｃ、φ

試験方法	粘着力ｃ(kgf/cm²)	内部摩擦角φ（°）
通常の三軸試験	109.7	48.4
多段階三軸試験	118.8	44.8



図―７　横ひずみを用いた制御のよる縦ひずみの変化



図―８　横ひずみを用いた制御による横ひずみの変化

てピーク強度を判断することは容易でない。

（２）ピーク強度を用いた制御を行った軸差応力―横ひずみ曲線が載荷一回目と載荷二回目以降で異なる変形挙動を示していることから、ピーク強度まで載荷することは多段階試験を行う上では過度の載荷と考えられる。

（３）三軸下の横ひずみは、縦ひずみと比べてピーク強度直前に大きく変化する傾向を示す。そこで、横ひずみを用いることにより、ピーク強度以前の特徴的な点を容易に判断することが可能である。

表―３　通常の三軸試験と横ひずみ制御の多段階三軸試験のｃ、φ

試験方法	粘着力ｃ（kgf/cm²）	内部摩擦角φ（°）
通常の三軸試験	109.7	48.4
多段階三軸試験	149.1	44.1

表―４　通常の三軸試験と横ひずみで制御し、弾性限界を用いた処理を行った多段階三軸試験のｃ、φ

試験方法	粘着力ｃ（kgf/cm²）	内部摩擦角φ（°）
通常の三軸試験	109.7	48.4
多段階三軸試験	112.4	47.9

（４）横ひずみを用いた制御を行った軸差応力―横ひずみ曲線が載荷一回目と載荷二回目以降で同じ変形挙動を示していることから、この制御方法では全載荷を通じて等しい破壊過程で制御が可能であると考えられる。

（５）横ひずみを用いて求めたｃ、φは、通常の三軸試験の結果にほぼ近い値を示した。

参考文献

１）　K.Kovari and A.Tisa：Multiple Failure State and Strain Controlled Triaxial Test,rock Mechanics,Vol.7,No.1,pp.17-33,1975

２）　阿部大志・田野久貴・渡辺英彦：岩石の多段階三軸試験に関する基礎実験．土木学会第５２回年次学術講演会講演概要集　第３部（Ａ）．ｐｐ.552-553.1997.

胆沢ダムダムサイト左岸断層部における原位置平板載荷試験　⑥

建設省東北地方建設局
胆沢ダム工事事務所　杉山　博
○工藤　久泰

1．はじめに

胆沢ダムは、堤高132m、堤体積15,000,000m^3、北上川水系胆沢川に建設中のロックフィルダムである。ダム基礎岩盤は、新第三期中新世の石英安山岩類により構成され、全体的に軟岩に属する。ダムサイト左岸河床部には、f-4断層の劣化による幅5m程度の弱層帯がダム軸とほぼ直交している。これは、コア敷きとしての断層処理の設計や監査廊の設計、断層の止水設計に影響を及ぼすものであると考えられる。弱層部以外の岩盤強度については、横坑内におけるブロックせん断試験や岩石試験において把握しているため、今回は弱層であるf-4 断層部の部分開削を行い、原位置における平板載荷試験により変形性を評価した。載荷方法は、従来から行われている等変位法に加え、岩盤に等分布荷重を負荷することができる等分布法を採用したその結果、等変位法では、載荷板端部での岩盤のせん断破壊に起因すると思われる盛り上がり現象が確認された。一方、等分布法では、そのような塑性的な挙動が発生しにくいこともあり、変形係数は等変位法で得られたもののおよそ２倍の値が得られたが、岩盤の評価としては設計上の検討が必要なものであることが解った。

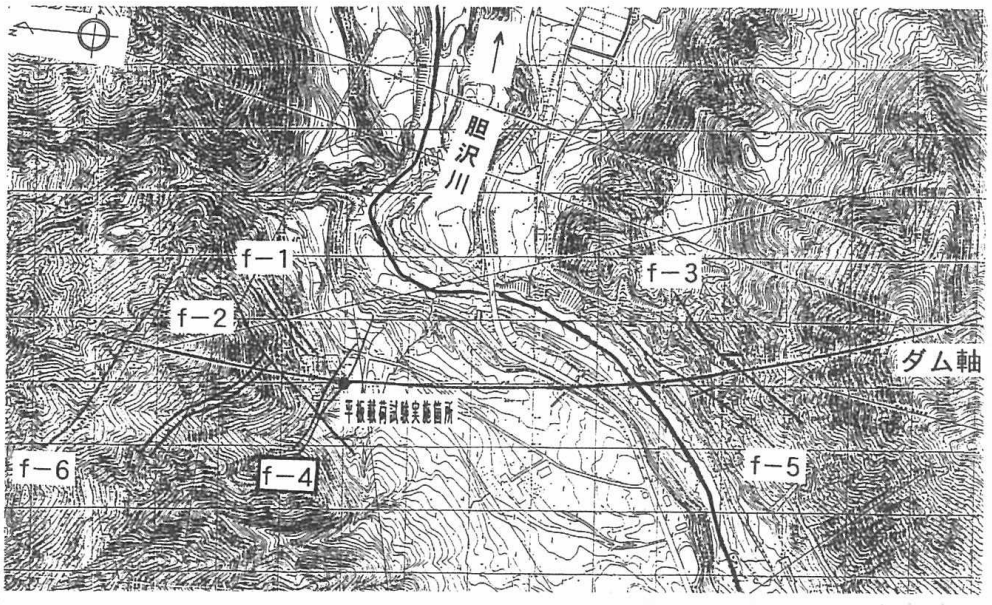
2．試験の目的

軟岩は、地質や風化状況によって性質が異なるが、工学的な見地から、通常は、強度，変形性，透水性が問題視される。なかでも、断層部においては、母岩が破砕され塑性的な挙動を示すため、変形特性を精度よく評価しなければならない。

一般にフィルダムコア直下の岩盤には、カーテングラウチング底部の効果的施工及び工程短縮、堤体及び基礎の安全管理の目的から、鉄筋コンクリート製の監査廊が設置される。変形性の大きい断層部を監査廊が横断する場合には、断層処理設計，底設監査廊構造設計（ブロック長，配筋設計，継目の配置）等、対策工の検討が必要となる。その際には、精度の高い変形特性値を採用することが、合理的設計の根本であるといえる。そこで本試験では、f-4 断層の変形特性値を平板載荷試験により正確に評価し、ダム計画の基礎資料としたものである。

3．f-4断層の性状

当ダムサイトには小規模断層として、f- 1～f- 6の６層の断層が確認されているが、その中でf- 4断層は左岸斜面裾部に走向N60° W，70～80° N で分布する高角度断層でその破砕幅は約5mと推定されダム軸に交差する小断層の中では最大のものである。



図－１　断層の平面的位置図

4．試験方法

1）事前調査

平板載荷試験を行う前に、試験ヤード内において以下の事前調査を実施し、変形特性値の精度の向上を図った。

（1）ポータブルコーン貫入試験

平板載荷試験の試験位置を概略選定するため、試験ヤードに1m格子でポータブルコーン貫入試験を実施し、貫入抵抗の大小において試験位置周辺の岩盤物性を簡易評価した。

（2）室内土質・岩石試験

平板載荷試験の仕様を決定するための目安として、試験位置近傍において、ブロックサンプリングを行い、室内土質・岩石試験を実施し、一般的な土質物性及び、不攪乱試料に対する強度を求めるとともに、変形特性値との相対を取るための参考資料にも活用した。

（3）地表面弾性波探査

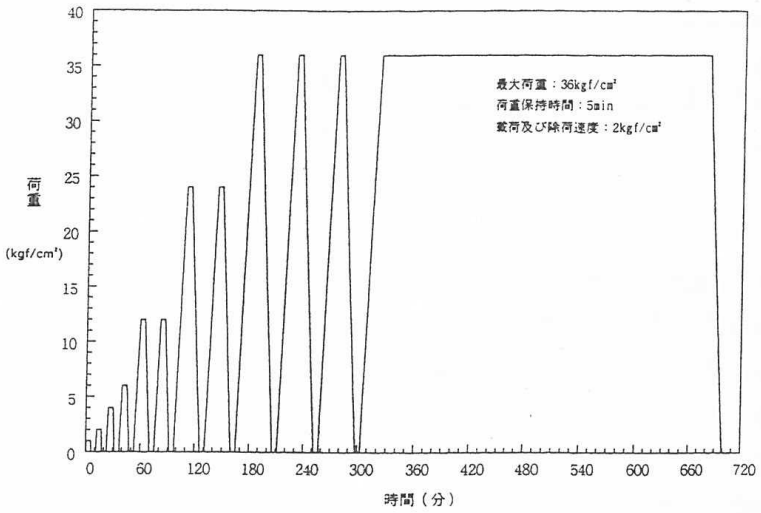
試験ヤード内は f-4断層の影響により地盤の風化が進んでいるため、試験ヤード掘削時における地表面の応力解放等により、地盤が深部までゆるんでいることが予測された。よってそのゆるみの領域を把握するため、地表面弾性波探査を実施し、対象岩盤の速度区分を行った。

2）平板載荷試験

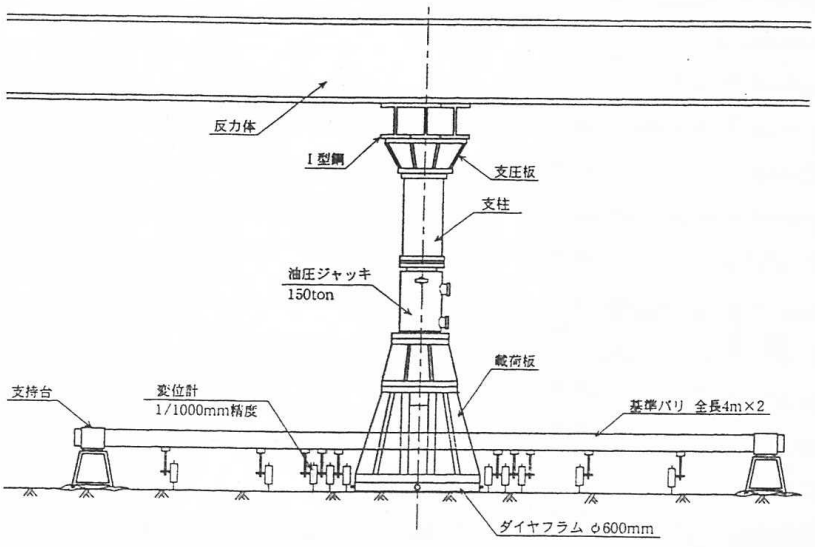
（1）試験概要

ダムサイトにおいて実施される平板載荷試験は、通常調査横坑内で行われ、反力をその天井地盤でとるのが一般的であるが、f-4 断層については、左岸河床に分布しているため、左岸斜面裾部のトレンチ内に人工反力を作成し、平板載荷試験を計画した。反力装置は、H鋼で梁を組みその上に鉄板を載せ、コンパクト且つ安定的に反力が得られるようなものとした。

反力荷重は、ダム上載荷重及び安全率、載荷板の面積等を考慮し、102t（2.2t/m²×102m×1.5×0.3²×π）と設定した。試験方法は、等変位法及び等分布法の２種類により実施し、載荷パターンについては、初期の載荷段階における地盤の塑性化が進むことを考慮したことに加え、既設ダムにおける基礎の実測変形量を参考に低荷重（小ひずみ）段階のデータが多く得られるよう、図－２に示す通りとした。図－３に等分布法の試験装置の概要を示す。



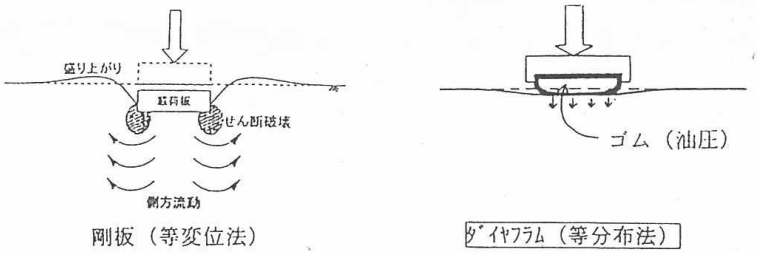
図－２　載荷パターン



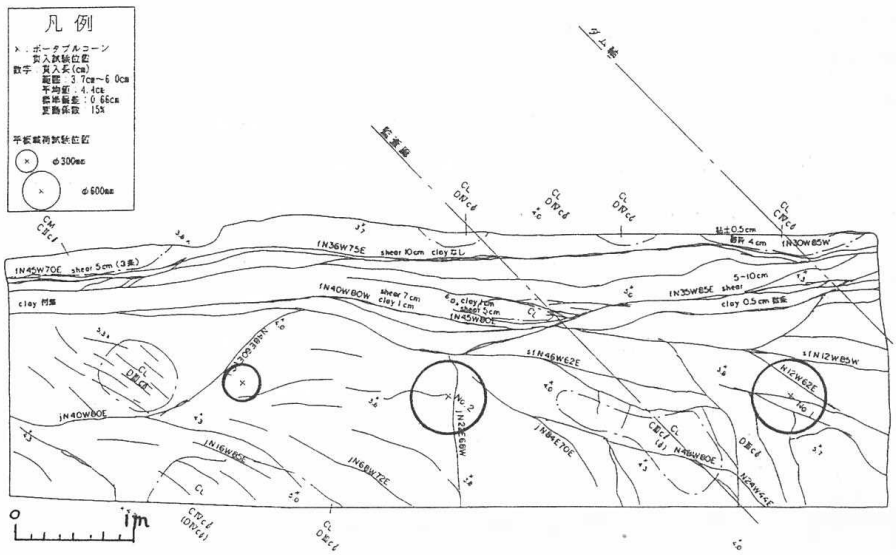
図－３　等分布法試験装置概要図（φ60cm）

（2）載荷板の仕様

一般的な載荷方法である等変位法は、直径30cmの鉄製の載荷板を介して地盤に荷重を伝え、変形特性値を算出する。今回対象とした岩盤は、f－4断層の影響により風化変質が進み軟質であるため、この方法では載荷板端部の応力集中により、地盤内のせん断破壊や、側方流動現象の発生が懸念される。そこでこれとは異なる載荷方法として、載荷板径を直径60cmに大きくするとともに、ゴム性のダイヤフラムにより岩盤に等分布荷重を載荷することが可能な等分布法を採用した試験実施位置については、事前調査により試験ヤード内の地盤面が比較的均質であることが確認されたことから、3箇所とし、ダム軸に近い2箇所（NO.1，NO.2）において等分布法、残りの1箇所は等変位法（NO.3）において試験を実施し、変形特性値の算出にあたった。



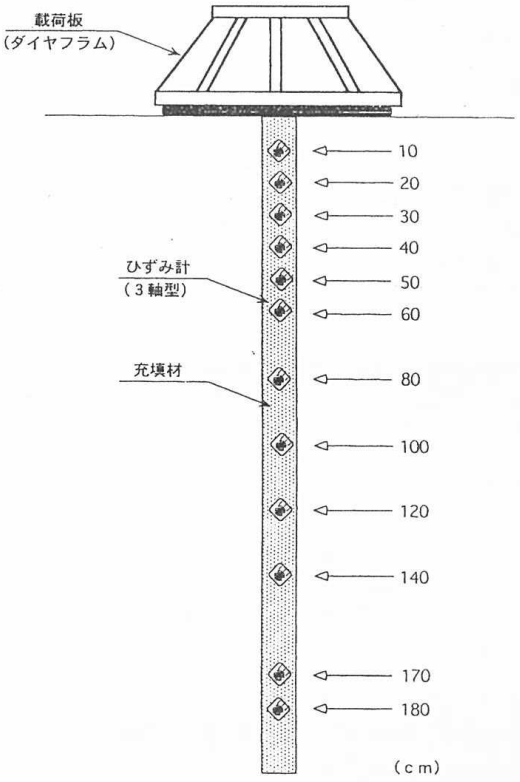
図－4　剛板（等変位法）とﾀﾞｲﾔﾌﾗﾑ（等分布法）の挙動



図－5　試験位置平面図

（3）載荷板周辺の変位計測及び載荷板直下のひずみの計測

載荷板及びその周辺の変位をリニアゲージ（1/1,000mm × 測定範囲20mm）により計測し、側方流動現象の監視を行うとともに、等分布法における試験面中心直下にボーリングし、ひずみ計を 2mの深度まで12点埋設して鉛直方向の変位量の分布やゆるみの少ない深部ひずみを計測した。

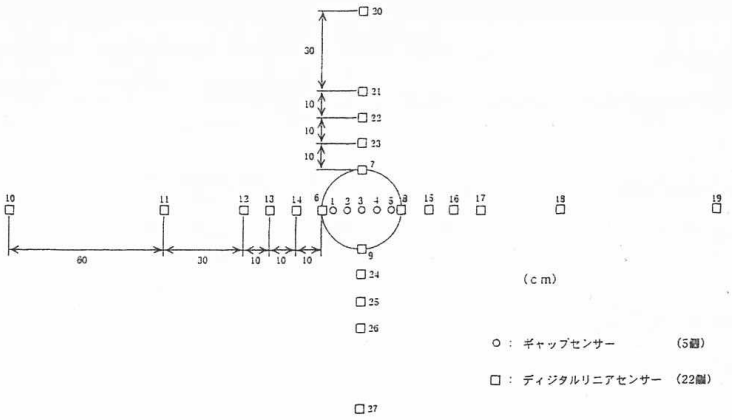


図－6　ひずみ計設置位置図

5．試験結果

図－8に等分布法（NO.1）及び、等変位法（NO.3）で得られた荷重－変位曲線を示し、表－1に各試験結果から求めた変形係数及び弾性係数を示す。荷重－変位曲線における処女荷重部分に着目すると等変位法（NO.3）は上向きに湾曲（上に凸）していることから、載荷とともに地盤が軟化する挙動を示しているよって載荷板端部付近の地盤内においてせん断破壊が発生し、載荷応力の増加に伴って破壊領域が拡大していることが伺われる。一方、等分布法（NO.1）は下向きに湾曲（下に凸）していることから、除々に硬化する挙動を示している。表－2，図－9は、各荷重段階における変形係数とその比を示すものであるが、等分布法は等変位法に比べ、荷重段階が上がるごとに変形係数が大きくなる傾向がみられる。等分布法ではダイヤフラム

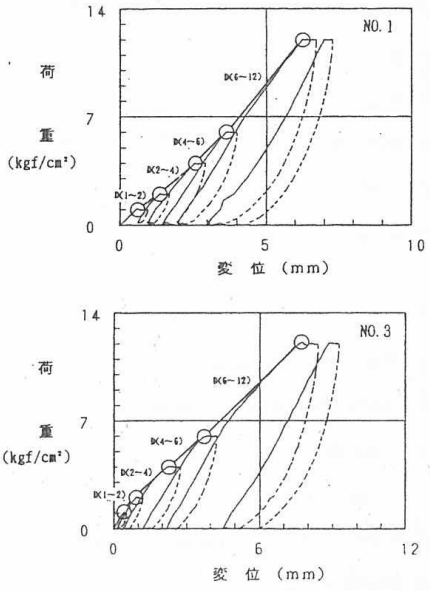
により、荷重が地盤に対し等分布に作用されるため試験ヤード掘削等によるゆるみや目視観察では判別のできない地盤の亀裂の影響が載荷初期には現れるものの、載荷応力の増加に伴ってゆるみ領域が密実化し、亀裂が閉塞していくため、このような挙動を示したものと考えられる。同様に、等変位法においても上記の様な現象が発生していることから、両者の挙動の違いは、載荷板端部における地盤のせん断破壊の度合いが起因しているものと考えられる。すなわち等分布法の方が、載荷板端部における地盤のせん断破壊の影響を受けにくいことが予想される。実際のフィルダムは堤敷幅が極めて広いため、特に変形性が問題とされるコア敷きでは、等変位法で観察されたような岩盤のせん断破壊は発生しないと考えられる。従って、軟質な岩盤の変形特性値を精度よく評価するためには、せん断破壊の影響の少ない載荷方法を採用することが重要であり、その意味で、等分布法の結果は等変位法の結果よりも合理的な値を示したものと考える。

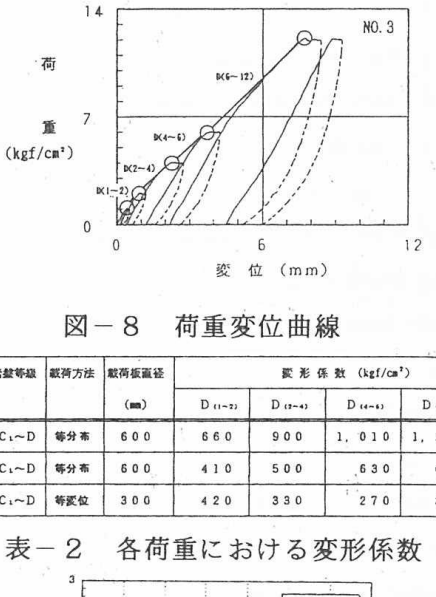


図－７　変位計設置位置図（φ60cm）

試験箇所	岩盤等級	載荷方法	載荷板直径 (mm)	変形係数 D (kgf/cm²)	割線弾性係数 Es (kgf/cm²)	接線弾性係数 Et (kgf/cm²)
No.1	C_L～D	等分布	600	950	1,680	2,020
No.2	C_L～D	等分布	600	560	1,170	1,320
No.3	C_L～D	等変位	300	300	600	650

表－１　平板載荷試験結果

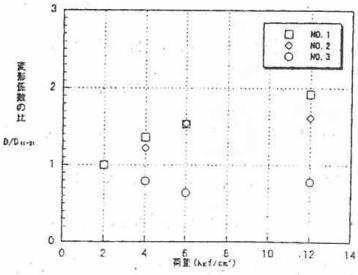




図－８　荷重変位曲線

試験箇所	岩盤等級	載荷方法	載荷板直径 (mm)	変形係数 (kgf/cm²) $D_{(1\sim2)}$	$D_{(2\sim4)}$	$D_{(4\sim6)}$	$D_{(6\sim12)}$
No.1	C_L～D	等分布	600	660	900	1,010	1,270
No.2	C_L～D	等分布	600	410	500	630	660
No.3	C_L～D	等変位	300	420	330	270	330

表－２　各荷重における変形係数



図－９　各荷重における変形係数の比

６．まとめ

平板載荷試験により f-4断層の変形性特性値として、変形係数が600kgf/cm²であり、弾性的挙動が小さく、D級岩盤であることを把握することができた。しかし、周辺の岩盤と比較し変形係数が著しく劣るため、底設監査廊の不等沈下等が考えられる。よって監査廊設計では f-4断層に対する対策工を講ずる必要性があり、今後今回の試験結果を活用し、合理的な設計を行うこととしている。また載荷板周辺の変位計測結果並びに地盤内のひずみの計測結果と変形特性値との関連を明確化することにより、 FEM解析等でダム盛り立て荷重に対する基礎岩盤の変位等を検討する上で、有効な資料となるものと考える。

最後にこの試験にあたって、土研のフィルダム研究室の方々に御指導を頂いたことについて、感謝を申し上げます。

高精度屈折法地震探査の適用例　⑦

応用地質株式会社東北支社　斎藤秀樹

1．はじめに

我が国の土木地質調査の分野では、古くから屈折法地震探査がよく利用され、標準的な調査手法のひとつとなっている。屈折法地震探査は、地表に配置した起振点受振点による測定データから、地下の弾性波速度構造を断面図として解析することができるため、地質調査の概査段階から実施されることが多い。

一方、他の物理探査手法が、測定器や解析方法の進歩に伴って大幅に改良されていく中で、屈折法探査においては、過去数十年にわたって大きな技術的進展が見られないと言っても過言ではない。さらに、このことが研究者の減少や解析技術者のレベル低下などにつながり、屈折法探査自体の信頼性が低下していると言われることさえあるのが実状である。

このような「屈折法探査の危機」を打開するため、筆者らは新しい屈折法探査技術として「高精度屈折法地震探査」を開発・実用化してきた。本稿では、従来の屈折法探査の利点と欠点をまとめ、その欠点を克服するために開発してきた「高精度屈折法地震探査」の概要を述べたあと、数値実験例と実データへの適用例を紹介する。

2．屈折法探査の利点と欠点

土木地質調査分野で屈折法探査が標準的に用いられるようになった理由として、以下に示すような屈折法探査の利点があげられる。

①地表で実施でき、どのような地形にでも適用可能であること。
②弾性波動の初動走時のみを利用するため、データ取得が比較的容易なこと。
③「萩原の方法」など実際の現場データを解析する実用的な解析方法が、早くから開発されたこと。
④地下を速度値によってゾーニングできるうえ、弾性波速度と地盤の力学的特性の関係や土木施工実績との対比など、速度値の土木工学的利用に関する研究が進んだこと。

特に④のような利点があったために、土木分野での利用が進んできたといえる。一方、屈折法探査の欠点としては、以下のようなことがあげられる。

①地下構造をごく単純なモデルでしか表現できない。
（構造が複雑な場合、解析誤差が大きくなり、真の構造を正確に把握できないことがある）
②解析にあたっては、解析者の判断・解釈が随所に必要とされるため、熟練するには多くの経験を必要とするうえ、結果に個人差が出ることがある。
③解析のほとんどが手作業によるので、時間がかかるうえ、解析精度に限界がある。

このうち、①に対しては、近年ジオトモグラフィ技術など、より複雑な地下構造を解析する探査手法が開発されてきたが、ボーリング孔間で大量のデータを取得する必要があることから、測定・解析に手間やコストがかかるため、調査範囲を絞った精査段階の探査手法と位置づけられている。そのため、従来の屈折法探査の簡便性を損わない範囲での改良が望まれていた。また、②および③の欠点を補うためには、コンピュータの活用が適していることは明らかであるが、屈折法探査にふさわしいアルゴリズムが開発されていなかったため、実用レベルには至っていなかった。そこで、筆者らは、以下に示すような「高精度屈折法地震探査」の開発・実用化に取り組んできた。

3．高精度屈折法地震探査の概要

高精度屈折法地震探査とは、図－１に示すように、従来の屈折法探査の測定・解析全般にわたって、新しい技術や考え方を導入したものである（林・斎藤、1995；斎藤・林、1996；森ほか、1996；林、1997）。その特徴を以下に簡単にまとめる。

①従来一般的に用いられてきたアナログ測定器のかわりに、デジタル多チャンネル測定器（最大 144ch）を用いて、高品質のデータを効率よく取得する。

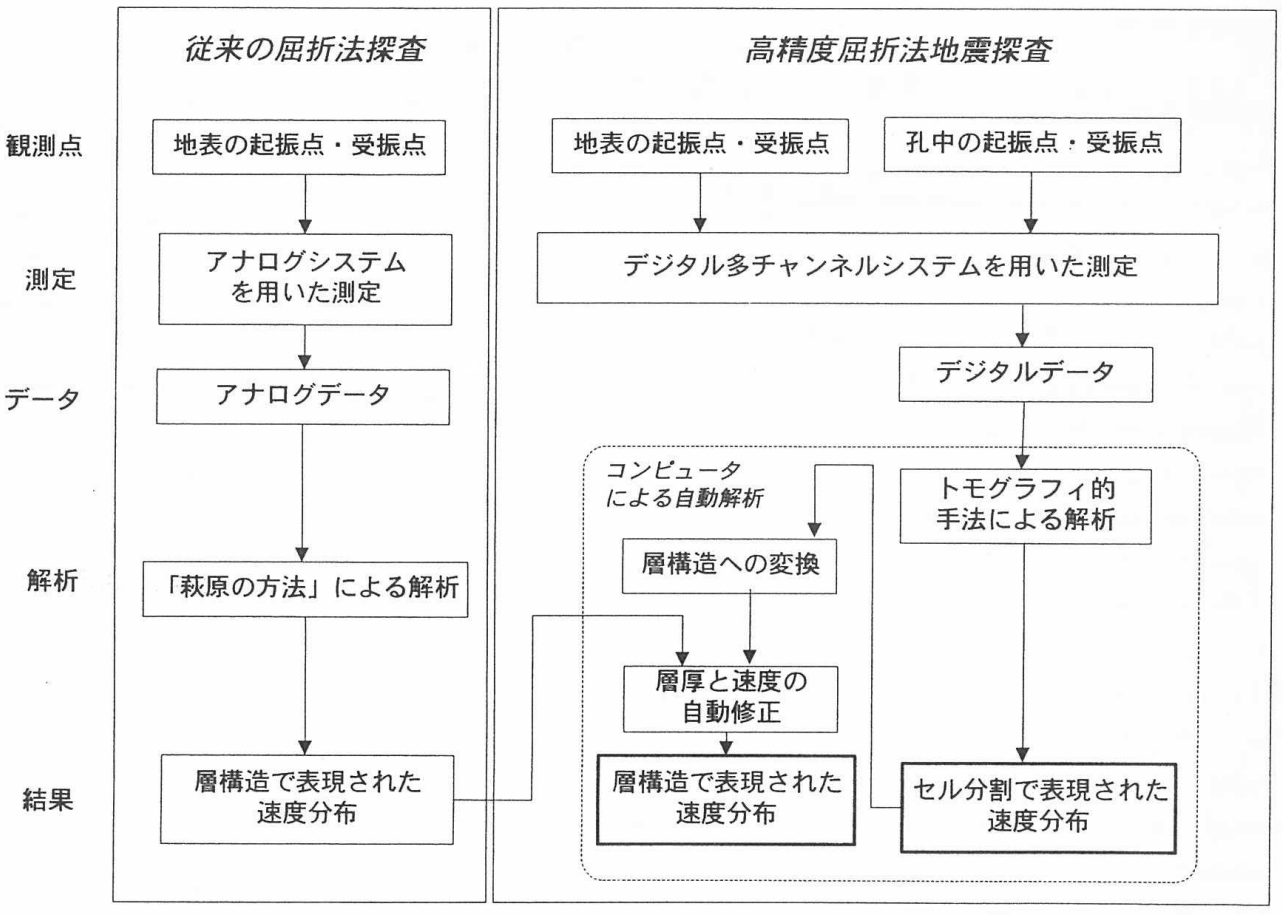
②コンピュータを用いた自動解析を行うことで、解析時間の短縮を図るとともに、解析技術者による結果の個人差をできるだけ少なくする。

③地下構造が複雑な場合でも、トモグラフィ的アルゴリズムを適用することで、地下の速度分布をより忠実に再現できる（特に、速度境界の凹凸が大きい場合やミラージュ構造など）。

④解析結果に対して、全データのパス計算を実施し観測走時との一致度を確認できるため、解析精度を評価することができる。

⑤屈折法探査の測定時に測線上のボーリング孔中で同時にデータを取得すれば、このデータを解析に取り込むことができるので、地表からの探査データだけでは解析が難しいより複雑な構造も解析できる。

本稿では、これらの特徴のうち、コンピュータを用いた自動解析について、その手法と適用例を紹介する。



図－１　従来の屈折法探査と「高精度屈折法地震探査」の測定・解析の流れ

4．コンピュータによる自動解析

4－1　層構造の自動修正

従来の「萩原の解析法」などでは、地形や速度層境界の凹凸が小さいことを仮定して解析しているが、実際の地下構造はそうでないことが多く、したがって解析結果に大きな誤差が含まれることがある。そこで、解析断面に対してパス計算を行い、速度構造を修正する作業を行うが、従来はすべて手作業によっていたため、時間がかかるうえに精度にも限界があった。そこで、コンピュータを用いた自動修正アルゴリズムが開発された(林・斎藤、1995 など)。

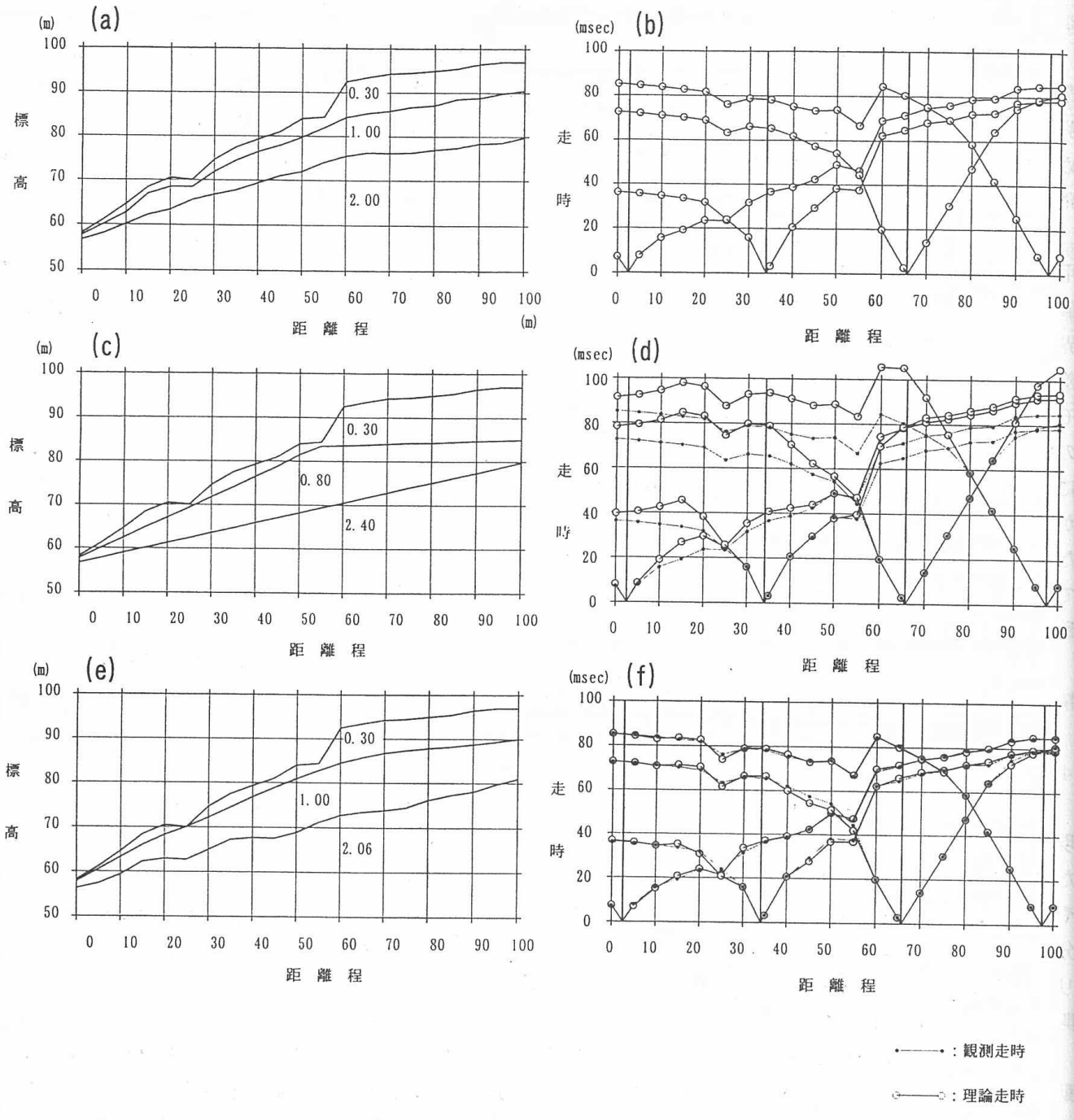
この手法の妥当性を調べるために実施した数値実験の一例を、図－2 (a)～(f)に示す。(a)はこの数値実験で用いる速度構造モデルであり、以下の数値実験の「答」となる構造である。このモデルに対して計算した理論走時(b)を、ここでは「観測走時」と考える。(c)には「初期モデル」を示す。初期モデルは、(a)の速度境界を直線化し、中間層と最下層に誤った速度を与えて設定した。この初期モデルが、通常の解析における誤差を含んだ解析結果に相当するものと考え、パス計算によって解析断面を修正することにする。まず、初期モデルに対してパス計算を行い理論走時を計算し、観測走時と比較すると(d)のようになる。初期モデルが真の構造と異なるため、理論走時と観測走時の差（走時残差）は大きい。そこで、走時残差を小さくするように、速度構造を(層厚と速度値を同時に)自動修正した。修正のアルゴリズムは、斎藤・林(1996)によった。(e)が繰り返し修正 10 回後の速度構造である。層境界には若干の凹凸が見られるものの、モデルの特徴を表した結果となっており、初期モデルの段階で誤った値を与えた速度値についても、ほぼ「答」に近い値に戻っている。(f)はこの構造に対してパス計算を行って求めた理論走時と観測走時の比較図である。両者はよく一致しており、この速度モデルが観測走時をよく説明できることが分かる。

以上の数値実験結果より、従来の解析結果を初期モデルとし、本手法を適用して自動修正を行えば、解析精度を向上させることができ、解析の信頼性を高めることができると言えよう。

4－2　トモグラフィ解析

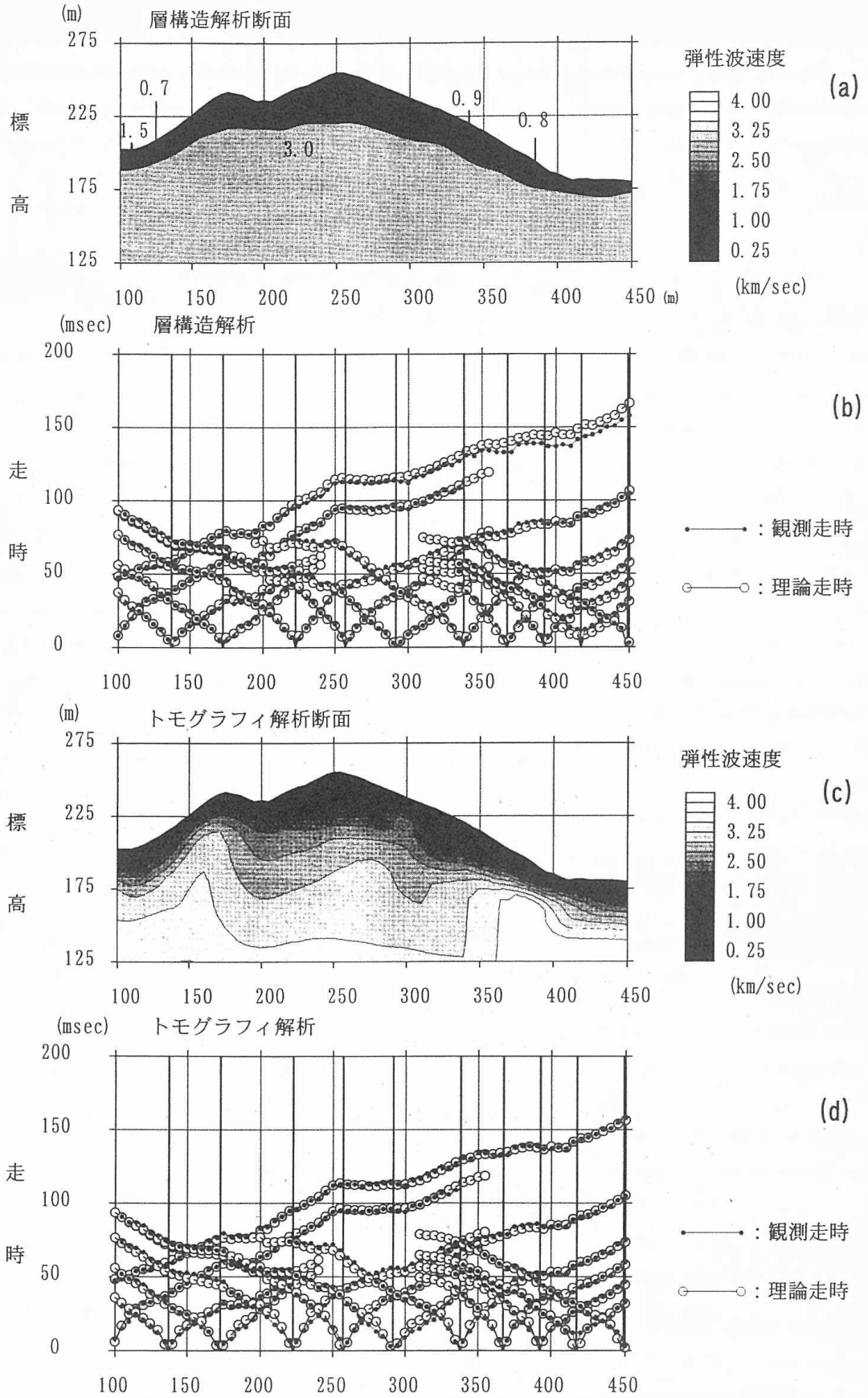
従来の屈折法探査では、地下は「速度層」によって表され、ひとつの層内では一定の速度値をもつものと表現されてきた。また前述のとおり、層境界は凹凸が少なく、滑らかな形状をしているとの前提があった。したがって、これらの条件から外れる、例えば速度が深度とともに徐々に増大するいわゆる「ミラージュ構造」や、速度あるいは速度境界深度が横方向に大きく変化するような構造に対しては、従来の屈折法解析では十分な精度で速度分布を求めることができなかった。そこで、ジオトモグラフィの分野で発展してきたアルゴリズムを屈折法探査の解析に適用し、上記のような条件に従わないやや複雑な構造にも適用できる解析法が開発された(斎藤・林、1996)。

図－3に、トモグラフィ解析の実データへの適用例を示す。図中、(a)は通常の層構造解析結果（前述の自動修正を適用したもの）、(b)はそれに対する理論走時と観測走時の比較図である。走時残差は小さく、この速度構造は観測走時を説明し得るものであることが分かる。一方、(c)はトモグラフィ解析結果である。トモグラフィ解析とは、地下の断面を小さなメッシュに分割し、各メッシュ内の速度値を求めるもので、層構造よりも詳細な速度分布を解析できる。図では、各メッシュの中心点でその速度値を代表させ、等速度コンター線によって速度分布を表現した。(d)はトモグラフィ解析結果に対する理論走時と観測走時の比較図である。これも層構造解析結果と同様に走時残差は小さく、この速度分布が観測走時を説明し得るものであることが分かる。これら２通りの解析結果は、そもそも地盤のモデル化の考え方が異なっているもので、地盤を層構造でモデル化した場合と、メッシュ分割によってモデル化した場合の、それぞれ最適な解を表現しているものと考えることができる。実際にどちらが真の構造に近いかは、他の調査結果との整合性から判断すべきと考えるが、筆者のこれまでの経験では、トモグラフィ解析のほうが、地下の速度分布をより忠実に反映しているとの感触を持っており、地質構造の解釈には利用価値が高いと考える。一方、「屈折法の利点」のとこ



(a) 数値実験に用いた速度構造モデル
(b) 速度構造モデルに対する理論走時曲線（以下、「観測走時」と考える）
(c) 初期モデル
(d) 初期モデルに対する理論走時と観測走時の比較図
(e) 層厚と速度値の自動修正結果（繰り返し計算 10 回後）
(f) 自動修正結果に対する理論走時と観測走時の比較図

図－２　速度層構造の自動修正に関する数値実験例



(a) 層構造解析結果（自動修正適用後）　(b) 層構造解析結果に対する理論走時と観測走時の比較

(c) トモグラフィ解析結果　(d) トモグラフィ解析結果に対する理論走時と観測走時の比較

図－3　実データに対する層構造解析とトモグラフィ解析の適用例

ろで述べたように、地下を速度層によって大まかにゾーニングできるところに屈折法の良さがあることから、層構造によるモデル化にも意味があり、前述のような自動修正を施した精度の高い解析結果であれば、これまで以上に利用価値は高いと考える。また、ここでは詳しく述べないが、トモグラフィ解析結果を層構造モデルに変換し、これに対して前述の自動修正を適用する手法も有効であることを確認している（斎藤・林、1996）。

5．おわりに

筆者らが開発・実用化してきた「高精度屈折法地震探査」の概要とその適用例について述べた。はじめに述べたように、屈折法探査は土木地質調査分野で標準的に用いられているにもかかわらず、技術開発が遅れてきたために、最近では技術レベルの低下さえ見られ、調査手法としての信頼を失いかけている場合すらあるのが実状である。しかしながら、ここに述べたようなコンピュータを利用した自動解析によって、解析精度を向上させ、さらにやや複雑な構造の解析も可能にすることができた。また、解析結果には個人差が出にくくなり、一定の品質が保てるようになった。ちなみにこれらの計算は、いずれも「並」のパソコンで行なっており、４－１に例示した程度の規模の自動修正であれば数分程度、４―２に示したトモグラフィ解析でも数十分程度の計算時間を要するのみである。

本稿では、「高精度屈折法地震探査」のうち、コンピュータを用いた自動解析を中心に述べたが、高精度の解析を実施するためには、精度の高いデータを取得することも重要である。これについては、林(1997)が示したように、多チャンネル測定システムを用いたデジタルデータの取得が有効である。また、地表からの探査である以上は、いわゆるブラインドレイヤーの問題は解決できないが、森ほか(1996)が試みたように、ボーリング孔を利用して、地表データと孔中データを同時解析することで、速度逆転層の解析も可能になると考えられる。今後も、より短時間で精度の高い解析結果を提供できるよう、また、より複雑な構造に適用でき詳細な速度分布を提供できるよう、屈折法地震探査を中心とした技術の研究開発を継続していきたい。

参考文献

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 回学術講演会講演論文集、76-80.

林　宏一（1997）：デジタル多チャンネル測定システムを用いた高精度屈折法地震探査、
物理探査学会第 96 回学術講演会講演論文集、177-181.

森　伸一郎・原田卓弘・林　宏一（1996）：屈折法地震探査データと孔中ハイドロフォンデータの複合解析の例、
物理探査学会第 94 回学術講演会講演論文集、159-163.

斎藤秀樹・林　宏一（1996）：パス計算をベースとした屈折法地震探査解析の高精度化、
物理探査学会第 94 回学術講演会講演論文集、164-167.

電気探査による長井盆地の堆積環境の解明　⑧

（株）復建技術ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ　○栗谷　将晴
柴崎　進・小林　俊樹

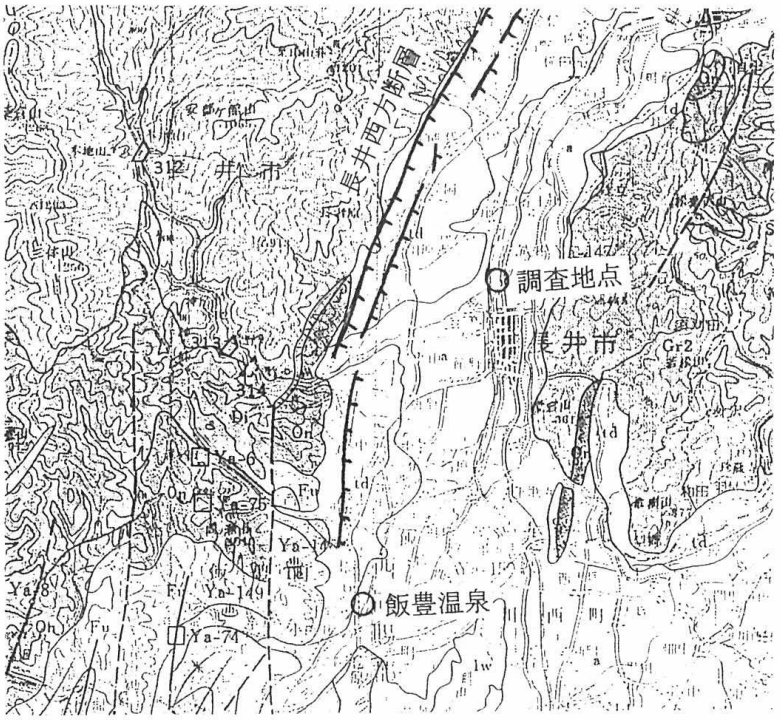
１．はじめに

山形県長井市北部での温泉調査を目的とした垂直電気探査の結果、非常に厚い第三系及び第四系の堆積物が確認された。本論では、この堆積作用が長井市西方に認められる活断層（長井西方断層）を境とする地溝（半地溝）的沈降運動に起因するものであり、新第三紀中新世から現在においても活動していることを示す。

２．位置・地形・地質

調査地は、山形県長井市北部・最上川の支流、野川左岸に位置する。付近の地形は、最上川もしくは野川により形成された段丘地形、沖積地形からなっており、長井盆地もしくは米沢盆地の西部と区分されている（以下長井盆地）。長井盆地は北北東－南南西方向を示し、両岸に白亜系基盤岩（花崗閃緑岩）が露出する山地が配列する。

盆地の西端には長井西方断層[1]と呼ばれる南北方向東落ちの活断層（第四期断層）の存在が知られること、盆地とほぼ同地域での負の重力異常が認められる[2]ことから、長井盆地は、断層運動により沈降して形成されたものであることが推定される。



図－１　調査位置と地表地質の分布[3]

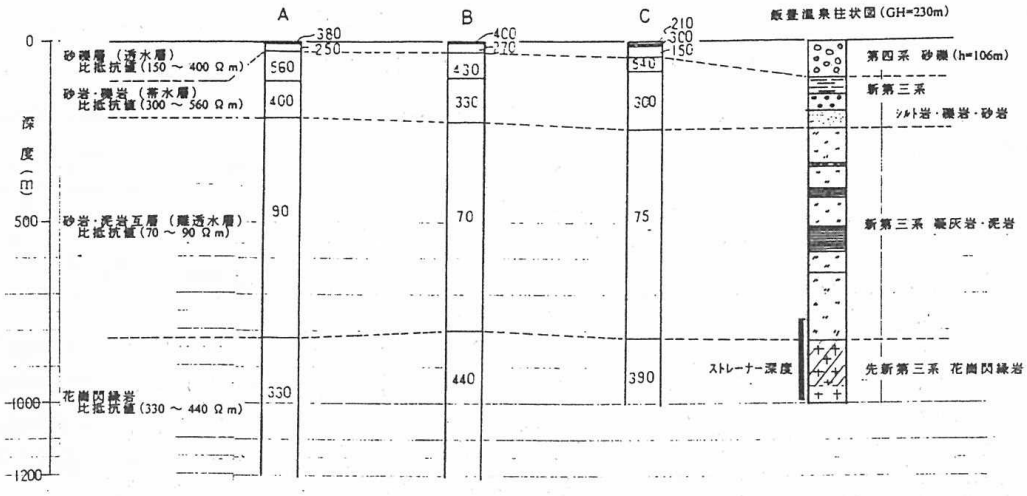
3．電気探査

今回の電気探査は、地表から鉛直下方の比抵抗分布を求める垂直探査法を用い、調査地点の地層分布を推定した。なお今回用いた電極配置は、シュランベルジャー電極配置である。また、探査は三測点で行った。

探査結果から得られた比抵抗層は、概略 4 層（A～D 層）に区分された。一般的な比抵抗値と地層の関係及び周辺地質を参考にして検討を行い、地質状況を推定した。

表－１　比抵抗層区分と推定地質

	比抵抗値（Ω-m）	層厚　(m)	推定地質	水理地質
A層	150～400	6～40	表土及び砂礫層	透水層
B層	300～560	180～200	砂岩・礫岩	帯水層
C層	70～90	580～610	砂岩・泥岩互層	難透水層
D層	330～440	（深度 800m 以深）	花崗岩。上部は亀裂発達	－



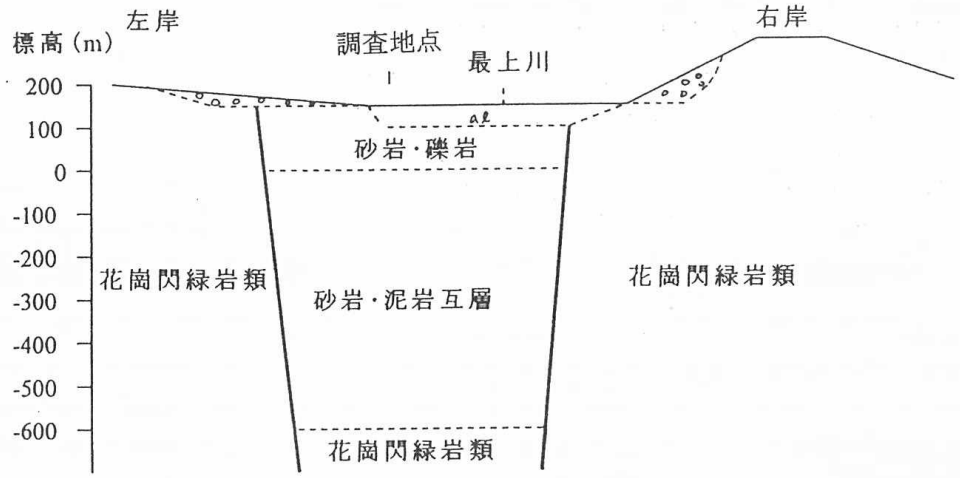
図－２　比抵抗柱状図－飯豊温泉地質柱状図

4．地質構造

今回の調査の比抵抗値分布状況は、長井盆地南端に位置する飯豊温泉におけるボーリングデータ[4]と非常によく合致するため、比較対象として用い、地質層序区分を行った（表－２）（図－３）。

表－２　調査地点における地質層序

地質時代			地質	層厚等	備考
新生代	第四紀	完新世	沖積堆積物	30～100m	第四系としての層厚は非常に厚い特徴がある。このため沈降は第四紀でも継続している可能性が高い。
		更新世	段丘堆積物		
	新第三紀	中新世	砂岩・礫岩	150～200m	相当層は不明。
			砂岩・泥岩互層	600m	飯豊温泉では亜炭を介し、伊佐沢層[5]相当と判断される。
中生代	白亜紀		花崗閃緑岩	(GL－800m)	上部 100m～150m は亀裂発達。



図－３　調査地点における地質概念図

調査地付近の地質構造は、白亜系花崗閃緑岩の基盤を切る断層で両端を区切られた地溝状の堆積盆に、第三紀中新世から堆積した厚い砕屑物、およびその上位を覆う第四系の堆積物から構成されている。

なお、長井盆地西方には、確実度Ⅰ活動度Ｂの長井西方断層が認められる。長井西方断層は、中位段丘・低位段丘・新期扇状地に変位を与えているため、新生代更新世から現在まで継続して活動していることがわかっている。

５．考察

長井盆地は、新第三紀中新世以後、盆地両端を断層に区切られた地溝型沈降運動によって形成されたと思われる。また第四紀断層が盆地西方にのみ認められることから、第四紀には東方の断層活動が停止、西方の断層活動のみ継続し、半地溝型の沈降運動へと推移して厚い堆積層を形成したと思われる。

長井盆地の北北東－南南西の方向性は、東北日本弧の日本海側に認められる内陸盆地（横手、新庄、山形、米沢、会津盆地）らと共通のものであり、長井盆地の形成要因は、東北日本弧形成に関わる新第三紀中新世以降の引張応力場に起因するものと考えられる。

６．今後の展望

今回のデータは、電気探査によるものが主であるため、ボーリング調査を施すことが望ましい。今後の温泉開発に絡んでデータが得られることを期待したい。

参考文献

[1] 活断層研究会（1991）：【新編】日本の活断層－分布と資料

[2] 地質調査所（1991）：山形地域重力図（ブーゲー異常）(S=1/200,000)

[3] 東北地方土木地質図編纂委員会（1988）：東北地方土木地質図解説書

[4] 有限会社いいで旅館（1994）：温泉基礎調査報告書、日本地下水開発株式会社
那須建設株式会社（1996）：飯豊温泉掘削工事報告書

[5] 山形県（1972）：5万分の1地質図幅説明書「赤湯」

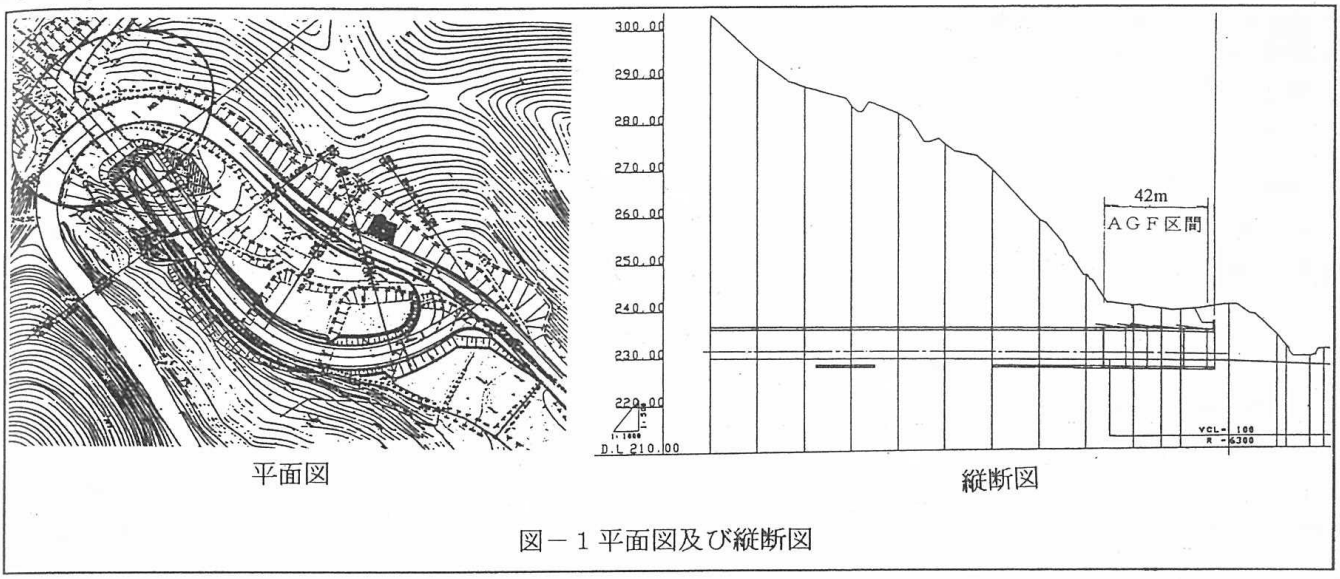
ＡＧＦ工法によるトンネルの坑口防護　⑨

竹中土木・橋本工務店ＪＶ　熊谷　弘
竹中土木東北支店　小西　優貴夫

１．はじめに

岩手県発注の吉高トンネルは、坑口部が土被り約４ｍで国道４５６号線と交差する。このトンネル坑口より42mの区間の国道防護対策の補助工法として、ＡＧＦ（All Ground Fasten）工法による長尺フォアパイリングを採用し、その計測結果を得た。

本報告は、これらの計測結果より、土被りの薄いトンネル坑口におけるＡＧＦ工法の有効性を述べるものである。



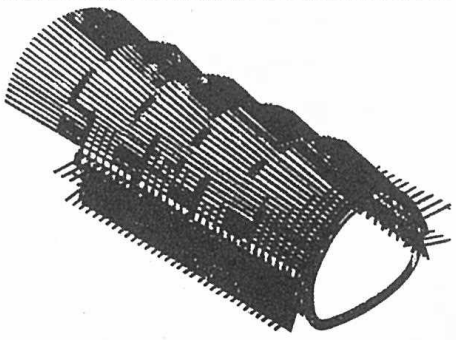
平面図　縦断図

図－１平面図及び縦断図

２．吉高トンネルのＡＧＦ工法

吉高トンネルで用いたＡＧＦ工法は、外形φ１１４．３ｍｍ長さ１２．５ｍの有孔鋼管をトンネル切羽から油圧ジャンボを用いて放射状に打設し、その鋼管を利用してシリカレジンを注入し、長尺フォアパイリングとして効果させるものである。注入方式は、地山に確実な改良体を形成する限定注入効果を用いる為にステップ注入方式とした。

また、トンネル切羽から鋼管を放射状に打設するため、鋼製支保工の寸法はそれぞれ異なり、二次覆工コンクリートの巻厚は、350～800ｍｍの範囲で変化する。



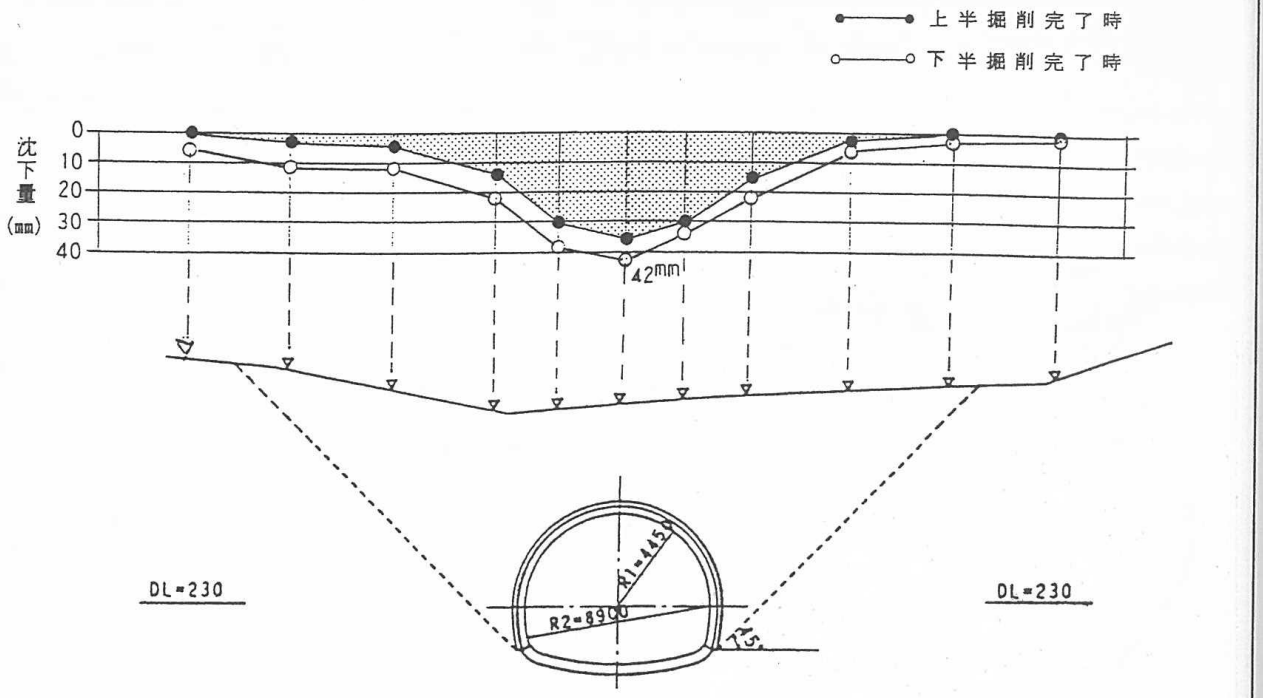
図－２ＡＧＦの概要図"

３．計測結果

3.1 地表面沈下

トンネル横断方向の地表面沈下は国道４５６号線の路肩部分（Ｎｏ．９４＋１７断面）で計測した。この部分の土被りは４ｍである。

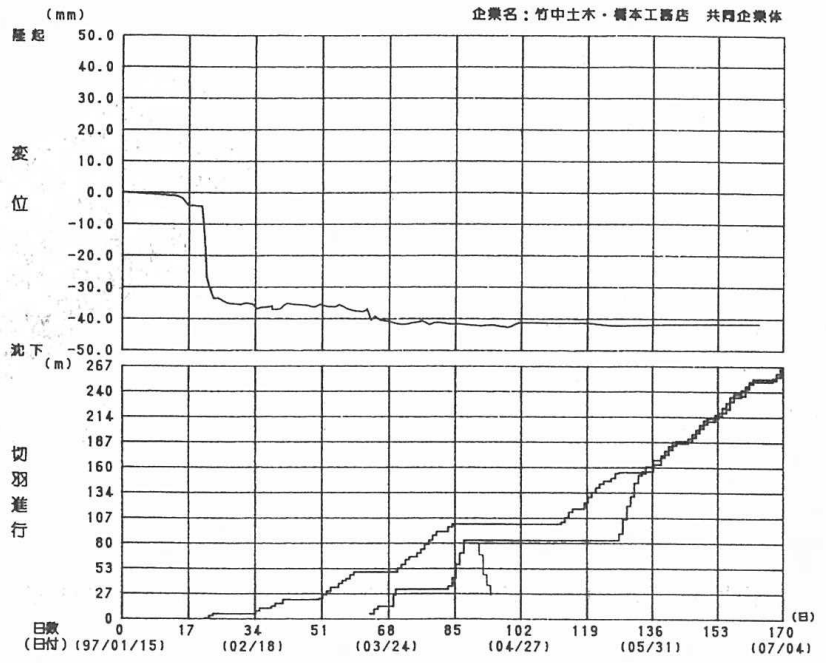
図－３はトンネル横断方向の地表面沈下分布を示したものである。



図－３地表面沈下の横断分布（No. 94+17）

図－３によると、天端沈下の最大値は、トンネルセンターの直上で発生している４２mmである。その地表面沈下の内３６mmは上半断面掘削時に発生しており、下半掘削による増加分はトンネルセンターの直上で６mm程度である。

また、天端沈下の範囲は、トンネル断面を４５°方向延長線上と概ね同一である。

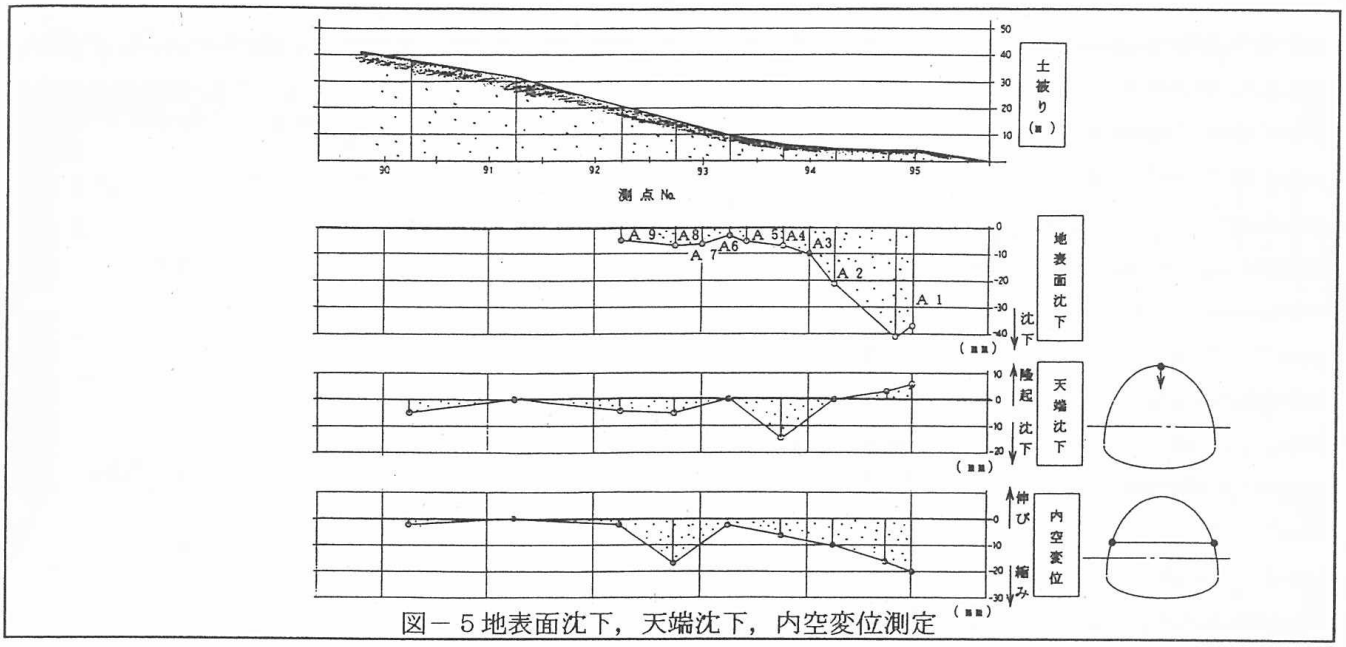


図－４地表面沈下の経時変化（No. 94+17）

図－４に天端沈下の経時変化を示す。この結果によると、掘削の開始により４mm程度の天端沈下が生じ、天端沈下の測定位置Ｎｏ．９４＋１７断面の直下を掘削している２／４～２／５の間に３３mmまで沈下の増加が生じ、その後３６mmまで増加した後に下半掘削で４２mmまで増加して定常状態を示している。しかし、土被り厚さ４mであることを考えるとこの沈下量は、ＡＧＦ工法の有効性を認められる。

3.2 縦断方向計測（地表面沈下，天端沈下，内空変位測定）

縦断方向の地表面沈下，天端沈下，内空変位測定結果を図－５に示す。



図－５地表面沈下，天端沈下，内空変位測定

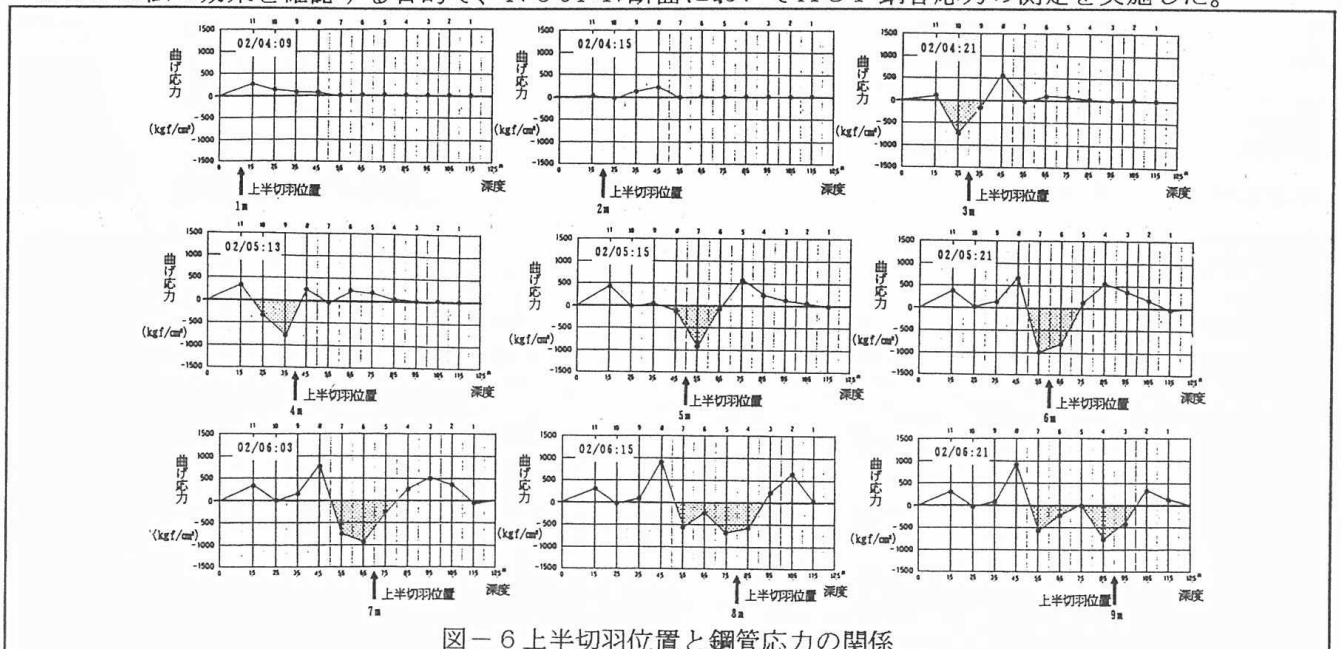
トンネル直上部の地表面沈下は、Ｎｏ．９４を過ぎる頃から急速に減少する。これは、土被りの増加により地山のアーチアクションが成形されることと地山土質の良化によるものと推定される。

Ｎｏ．９４＋０５ｍまでは、トンネルの天端沈下は隆起側に変位し、内空変位は縮み側に変位している。これは、当該区間の地山が非常に軟弱であり、土被り圧より大きな側圧が発生しており、その側圧がＡＧＦ改良体に作用することにより生じたものと考えられる。

トンネルの天端沈下量は、最大１４ｍｍ程度と非常に小さく、ＡＧＦ工法の地山改良効果及びフォアパイリングとしての先受け効果が極めて有効であったと評価できる。

3.3 ＡＧＦ鋼管応力

ＡＧＦ工法の効果を確認する目的で、Ｎｏ94+17断面においてＡＧＦ鋼管応力の測定を実施した。



図－６上半切羽位置と鋼管応力の関係

図－６は上半切羽位置とＡＧＦ鋼管曲げ応力の関係を示したものである。なお、極性は、トンネル内空側へ凸で(－)，トンネル天端地山側へ凸で(＋)とした。

この図によると切羽の進行に伴うＡＧＦ鋼管の曲げ応力の変化は以下の通りに表されている。

上半部分の掘削切羽位置が１，２ｍでは、切羽位置前方に天端側に凸（＋方向の曲げ）の現象が発生しておりＡＧＦ鋼管が掘削に伴う地山のゆるみを支えている傾向は認められるものの明確な内空側へ凸（－方向の曲げ）の応力は発生していない。これは、地山のアーチング効果による切羽の自立の影響が考えられる。

上半部分の掘削切羽位置が３ｍ以降は、切羽位置周辺の地山のゆるみによる明確な（－）方向の応力が発生しており、その応力をＡＧＦ鋼管が前方及び後方に伝達して（＋）方向の曲げを発生させて支持しており、ＡＧＦ工法の有効性が明確に認められる。この応力の傾向は掘削切羽位置７ｍまで続いている。その場合の前方の影響範囲は、表－１の通りとなり、地山のゆるみによってＡＧＦ鋼管の応力に影響を及ぼしているのは前方６．５ｍの範囲であったことが認められる。また、前方５．５ｍの範囲まで鋼管がある上半切羽位置７ｍの場合にも、同様な挙動を示している。

表－１前方変位の影響範囲

切羽位置	前方変位	
	位置	範囲
３ｍ	9.5m	6.5m
４ｍ	10.5m	6.5m
５ｍ	11.5m	6.5m
６ｍ	12.5m	6.5m
７ｍ	12.5m	5.5m

一方、上半切羽位置８ｍを越えると切羽前方の鋼管に対して荷重分担を受け持たせることが出来ずに、切羽付近の（－）方向の曲げ範囲も広くなっている。

故に、曲げ応力度の最大値は、切羽位置６，７ｍの時に発生している1000kgf/cm²である。

４．まとめ

今回の計測結果に基づきＡＧＦ工法の有効性を考えると以下の通りとなる。

・ＡＧＦ工法により、補強されたトンネルの天端沈下の影響範囲は、概ね４５°の範囲であった。

・軟弱な地盤であり、最小土被り４ｍ程度の当該トンネルにおいて、ＡＧＦ工法を用いた場合の地表面沈下の最大値は４２ｍｍ程度であった。

・地表面沈下の大部分は、その直下を掘削した際に発生する。

・当該トンネルの様に、坑口付近の土被りが少なく軟弱な土層の場合には、ＡＧＦ工法の改良体に作用する側圧により、トンネル天端の隆起が発生することがある。

・ＡＧＦ工法による先受け効果を有効に活用する為には、切羽前方６．５ｍ程度の鋼管長が必要であり、その鋼管長が５．５ｍより短い場合には、そのフォアパイリング効果に変化があった。

・以上の計測結果によると、坑口付近の土被りが少なく軟弱な土層の当該トンネルにおいて、ＡＧＦ工法は非常に有効であったと考察できる。

参考文献

1)注入式長尺先受工法（ＡＧＦ工法）技術資料，1997 年９月，ジオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会

地質工学

－建設から防災・環境へのトレンド－

東京大学　工学系研究科

小島　圭二

応用地質学会東北支部

‘98. 2. 13

第６回日本応用地質学会東北支部研究会
テキスト
平成１０年２月１３日発行
編集　日本応用地質学会東北支部事務局
仙台市宮城野区萩野町3-21-2
応用地質株式会社 東北支社内