

土木研究所資料

第11回地質担当者會議資料

昭和53年2月

建設省土木研究所
地質化学部地質研究室

Copyright © 1978 by P.W.R.I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

ま え が き

会 議 次 第 1

出 席 者 2

土木研究所長挨拶 5

技術参事官挨拶 7

閉 会 の 挨 拶 9

議事および資料

1. 斜面安定について 11

2. 大口径掘削機による岩盤の掘削工法について 19

3. 大渡ダムの基礎掘削について 27

4. 原石山掘削斜面の安定について 49

5. 都市トンネルの施工例 65

6. 国道9号線木原防災工事について 83

ま え が き

地質調査上の問題点の解明、技術的な情報交換あるいは地質調査方法の統一化等を目的として昭和42年に開始された地質担当者会議は、その後毎年開催され今回で第11回をむかえるにいたった。その間、河川砂防技術基準、道路土工土質調査指針、トンネル技術基準、ルジオンテスト施工指針等の地質調査関連の基準、指針の討議を行い、またダム、トンネル、のり面等の地質上の問題点の検討や、海外の技術情報交換等を行って来た。

今回は本省北野技術参事官、中澤土木研究所長をはじめ、本省、各地方建設局、国土地理院、建設大学校、北海道開発局、沖縄総合事務局等から多数の参加を得て70名に達する盛会をみた。会議は掘削と斜面安定をテーマに下記の6項目について発表があり、活発な討議がなされた。

「斜面安定について」では主として地這りにおけるすべり面形成の原因、移動土塊の運動様式の特徴に関して報告があった。また昨年米国で開催された地這りに関するシンポジウムで話題となった斜面安定解析とサッキングの問題が紹介された。

「大口径掘削機による岩盤の掘削工法について」では、本四連絡橋の基礎工法調査を契機に開発された各種大口径掘削機の現状およびその経済性について報告があった。

「大渡ダムの基礎掘削について」では四国の構造線にはさまれ、かなり乱された基礎岩盤に建設しているダムの設計理念とボルディング、ロックアンカー等による斜面安定工法について報告があった。

「原石山掘削斜面の安定について」では真名川ダム原石山崩壊の経緯およびその間に実施された種々の計測とその解析結果について報告があった。

「都市トンネルの施工例」については人家が集中し、しかも土被りのうすい地区にトンネルを掘削する際の1つの工法としてバイブルーフ工法が紹介された。

「国道9号線木原防災工事について」では急峻な地形の山岳道路での具体的な岩石切取法面の危険度の判定、対策工法等について報告があった。

ここに当日提出された資料と討議内容等を中心とした議事録をまとめて、今後の参考に供しようとするものである。

昭和53年2月

建設省土木研究所

地質研究室長 岡 本 隆 一

第 11 回 地 質 担 当 者 会 議 次 第

(掘削と斜面安定)

昭和 52 年 11 月 25 日 (金)

虎ノ門共済会館

9:30~ 9:35	開会の挨拶	地質化学部長 柳 田 力
9:35~ 9:45	土木研究所長挨拶	中 澤 弋 仁
9:45~ 9:55	技術参事官挨拶	北 野 章
9:55~11:00	斜面安定について	地質官 渡 正 亮
11:00~12:00	大口径掘削機による岩盤の 掘削工法について	土研 施工研究室長 千 田 昌 平
12:00~13:00	昼 食	
13:00~14:00	大渡ダムの基礎掘削について (内質疑 10分)	大渡ダム工事事務所 調査設計課長 山 本 邦 一
14:00~14:50	原石山掘削斜面の安定について (内質疑 10分)	土研 ダム計画官 竹 林 征 三
14:50~15:05	休憩	
15:05~16:00	都市トンネルの施工例 (内質疑 10分)	仙台工事事務所 工務第二課長 中 島 弘
16:00~16:55	国道 9 号線木原防災工事について (内質疑 10分)	土研 地質研究室主任研究員 桑 原 啓 三
16:55~17:00	閉会の挨拶	地質官 渡 正 亮

第11回地質担当者会議出席者名簿

機関名	氏名	所属職名
本省	北野 章	大臣官房技術参事官
	佐々部 秀雄	大臣官房技術調査室技官
	堀 和夫	河川局開発課長
	広瀬 利雄	" 水源地对策室長
	榎本 真	河川局河川計画課長補佐
	砂川 孝志	河川局治水課直轄計画係長
	広瀬 勇	道路局国道第一課技官
国土地理院	加藤 高義	測図部国土基本図課長
	土肥 規男	企画部測量指導課長補佐
	市川 登	地理調査部研究員
	丹羽 俊二	地理調査部地理第一課技官
建設大・学校	神尾 重雄	情報システム科教官
東北地建	江川 良武	河川部河川計画課建設専門官
	大木 遼夫	七ヶ宿ダム工事事務所長
	中島 弘	仙台工事事務所工務第二課長
	加藤 靖雄	東北技術事務所材料試験第一係長
関東地建	大橋 義彦	道路部道路工事課長補佐
	金井 文雄	" " 構造第一係長
	水上 充	河川部河川工事課ダム係長
	田島 邦久	関東技術事務所建設専門官
北陸地建	森 橋 至	河川部河川工事課長補佐
	小野 修右	阿賀川工事事務所開発工事第一係長
中部地建	原 一良	道路部道路工事課長補佐
	三村 清志	河川部建設専門官
	北野 和基	道路部道路計画第一課技官
	間柄 仁	運ダム工事事務所調査設計課技官
	平野 勇	長島ダム工事事務所調査設計課技官
	白井 克典	中部技術事務所工務課技官
	恵藤 英昭	" "
近畿地建	福沢 享	河川部河川工事課海岸係長
	牧 泰幸徳	道路部道路工事課改良第一係長
中国地建	伊藤 仁	道路部道路工事課改良第一係長
	米田 太	中国技術事務所材料試験課主任

機 関 名	氏 名	所 属 職 名
四 国 地 建	山 本 邦 一	大渡ダム工事事務所調査設計課長
	田 岡 莊 二	四国技術事務所工務課長
九 州 地 建	三 浦 三 郎	河川部建設専門官
北 海 道 開 発 局	根 岸 正 充	地質研究室主任研究員
沖 縄 総 合 事 務 局	末 広 孝 義	北部ダム事務所副所長
水 資 源 開 発 公 団	播 田 一 雄	第一工務部設計課
土 木 研 究 所	中 澤 弋 仁	所 長
	渡 正 亮	地質官
	柳 田 力	地質化学部長
	飯 田 隆 一	ダム部長
	岡 本 隆 一	地質化学部地質研究室長
	菅 原 捷	" " 主任研究員
	桑 原 啓 三	" " "
	中 村 康 夫	" " 研究員
	加 藤 則 男	" " 技官
	西 岡 正	ダム部ダム構造研究室長
	高 樋 堅 太 郎	" " 主任研究員
	斉 藤 孝 三	" " 研究員
	永 山 功	" " "
	北 条 紘 次	" フィールドダム研究室長
	近 藤 悟	" " 研究員
	藤 田 寿 雄	砂防部地すべり研究室長
	中 村 浩 之	" " 主任研究員
	吉 松 弘 行	" " 研究員
	安 江 朝 光	" 急傾斜地崩壊研究室長
	青 木 義 光	" " 研究員
	花 岡 信 一	道路部トンネル研究室研究員
	千 田 昌 平	機械施工部施工研究室長
	坂 井 田 美 晴	" " 技官
	元 田 良 孝	" 土質研究室研究員
	古 賀 泰 之	" 動土質研究室主任研究員
	塩 井 幸 武	構造橋梁部基礎研究室長
	古 谷 敏 夫	" " 研究員
	近 藤 政 司	新潟試験所研究員
	竹 林 征 三	企画部ダム計画官
	高 木 啓 輔	" 企画課長

機 關 名	氏 名	所 屬 職 名
土 木 研 究 所	竹 内 義 人	企画部企画課専門官
	神 村 隆 也	" " 主任
	浦 野 隆	" " 技官

あ い さ つ

土木研究所長 中 澤 式 仁

お早ようございます。土木研究所長の中澤でございます。

本日は第11回地質担当者会議に早朝から多数ご参集いただき厚くお礼申し上げます。この地質担当者会議も昭和42年に第1回の会議を開催してから満10年を迎えたわけでございます。その間、建設省の公共事業の推進にあたって生じて参りました地質上のいろいろな問題点の啓明であるとか、河川砂防技術基準、道路土工土質調査指針、トンネル技術基準等のような建設省の事業の遂行にあたって必要となる地質に関連した調査の基準の作成あるいは技術情報の交換ということによって地質に関する技術水準を向上させるというようなことに対して、この会議の果して来た役割というものとは評価されてしかるべきであろうと思います。

我々が住んでいる地球の表面は土と岩からなっておりまして、土木技術者の仕事は地球の表面を彫刻することだという言い方をする人がいます。いずれにしても地球の表面にいろいろと手を加えるのが土木の仕事であるわけですから、土と岩に関する技術的な研鑽を積み、知識を貯えることが非常に重要になって参ります。土あるいは岩盤に関する知識が不十分でありますと、いろいろな問題を引き起すことになります。例えば、昨年の6月アメリカのアイダホで起きましたティートンダムの決壊がございます。これはまだ最終的な結論が出ていないようですから、あまり早計に意見を述べるのは控えるべきでしょうけど、現在我々の知りえたところではやはり基礎岩盤に問題があったということでございます。このように基礎の土あるいは岩に対する対応が不十分な場合には、我々の生命、財産にもかかわるような大きな事故に繋がってくるということを肝に命じておかなければならないと思います。

地質を担当される技術者の方々の存在理由もそこに生れてくるわけでございます。土木技術者としては地質をやっておられる方々のご協力なしには仕事が進められないというような状況になっているわけです。

個人的な話で恐縮ですけど、20数年前私は近畿地建におりまして、熊野川や琵琶湖の開発調査を担当していました。当時熊野川は建設省が河川統制調査の一環として調査しておりまして、後に電源開発が引継いだわけです。その開発調査に関連してアメリカからO O I という海外の河川総合開発を担当するコンサルタントの技術者が参りまして、開発構想を評価するために日本側の技術者といっしょに熊野川をまわったことがございます。その時はまだ熊野川の流域は全く未開発でございまして、川に沿ってそま道がある程度で、大半の交通は、今でもあるようですがど川を上下するプロペラ船に頼っていました。この時に開発のための一連の調査で当時土木研究所におられました小野寺さん、芥川さん、あるいは先日おやめになりました今西さんというような方々がこの人跡未踏に近い山の中に入って地質調査をし、立派な報告書ができていました。このO O I の技術者と開発担当の日本側の技術者とまわった時にその調査の内容が非常に正確で全体

の開発計画をまとめるために有益な唯一の資料だったわけです。そういうことで同行した当時日本工営の社長をしておりました久保田豊さんがその報告書を敬呈されたことがございました。このように当時から建設省の地質担当者の方々というのは、我々土木技術者のために非常に協力をしていただいていたわけです。この地質担当者会議は非常に盛りだくさんの議題があるようですが、本日の会議での討論はもちろんでございますが、今日一日で終ることなく今後も引き続き皆様方とご相談させていただき、地質担当者の貴重な助言、あるいはご協力をお願いし、建設省所管事業の推進にお力添えいただくようお願いいたしまして、簡単でございますがごあいさつに代えさせていただきます。

あ い さ つ

技術参事官 北 野 章

お早うございます。技術参事官の北野でございます。本日は全国各地から建設省地質関係の最先端をいかれる皆様がお集まりいただきまして大変ご苦労様です。昭和52年度の下半期もはや2ヶ月近く経過いたしました。景気浮揚ということで、特に現場の第1線で活躍の皆様方は、公共事業の推進に日夜非常にご苦労されていることと思います。

ご承知のように補正予算も通りまして、今日臨時国会が終るということですが、これからの政治日程は内閣改造、来年度予算編成と年末、年始にかけて大変あわただしい時期を迎えております。こういった非常に重要な時期に全国の地質担当の皆様方が一堂に会して当面の懸案事項についてご審議いただき、また新しい情報を交換し、親睦を深かめていただく機会をえたことは非常に時宜をえたものと存じます。

私ごとになって恐縮でございますが、私は昭和46年から48年まで官房の技術調査室長をしておりまして、官房は4年ぶり2度目の務めでございます。この担当者会議も確か7回か8回か忘れましたが2度ばかり参加させていただいた記憶がございます。当時と今日とを比較して考えてみますと、丁度48年の石油ショックまではご承知のように高度経済成長時代華やかなりし頃でございます。建設省関係の事業費も大体8年で2倍、実質でも5年で2倍程度増えておりました。従って当時官房におきましても、このような調子で将来とも事業量が増えれば、現在の組織体制下で大量の事業量をどのようにこなしていけば良いかというような事業の省力化、効率化施工といったことを真剣に考えていた時期でございます。それから建設省の建設技術研究開発の分野でも、これからの技術革新時代を迎えて、建設技術の研究開発にどのように取り組めば良いかという問題に積極的に取り組むなど、非常に荒削りながら、前向きな仕事を精力的にやったりというような印象を受けております。

ところが今日官房に帰ってみて感じましたことは、石油ショック以来事業量は8年程度横這いになっており、実質では相当ダウンして来しております。このような中で当面景気浮揚ということで、限られた事業量をどのように配分して効率的に施行するか、あるいは環境、公害というような問題、さらに今年になりまして行政改革というような問題等があり、どのように対応すればよいか、いろいろな制約条件がクローズアップして来しております。そのようなわけで対外的にも対内的にも我々の建設事業の執行をとりまく環境は非常に厳しい状況になってきたということを肌で感じております。すなわち我国の経済社会が戦後30年あまり経過して大きな転換の時代を迎えているということでございます。このような状況下におきまして、これからの建設行政を執行していくにはどのような心構えが必要かということを私なりに考えてみますと、やはり時代の流れを予測し、先取りしてそれにふさわしい建設行政のあり方をたえず模索してゆくという姿勢が必要ではないかと思ひます。また非常に変化の激しい時代でございますが、あまり目先のことに

とられずに、ロングレンジで物ごとを考えるという余裕も必要ではないかと思ひます。さらに量よりも質といわれますようにこれからは中味で勝負する時代でございます。制約条件が厳しい中で新しい問題にとりくむということになりますと、Scrap & build, よい伝統は残しながら中味をどんどん変えていくというような考え方も必要かと思ひます。以上述べましたように、これからは過去のいろいろな体制をそのまま将来に延長して考えるのではなしに、場合によってはそういった既成の体制にとられない思い切った変革、弾力的な対応、発想の転換が必要であり、このような姿勢で全ての研究開発、行政に取り組んで行かなければならないと思ひます。

建設技術研究開発の発展経緯に関して、戦後から今日まで概観いたしますと、戦後間もなくの間は何と申しまして、河川、道路あるいはダム、下水道といった縦割りハード面の技術を中心に官主導型でやって来たわけでありました。もちろんその間におきましては積極的な海外技術の導入とか建設機械の開発に対する民間企業の協力に支えられまして、とにかく大量の事業量を消化して来たわけでございます。しかし近年になりまして国民所得があるレベルに達しますと、国民の要請は先ほども申しましたように量より質、例えば住みよい環境、生きがいのある生活というような要求にみられますように生活関連施設の充実あるいは環境公害問題に対する配慮というようにニーズが多様化してまいりまして私ども建設技術開発のあり方も縦割り、ハード面から横割りソフト的な面へと転換を余儀なくされているといひますか、むしろ後者の方を充実していかなければならないというような情勢になってきております。すなわち縦割り、ハード面を軸としまして横割りソフト面的なものをとり入れ、官主導型ではなく、民間の技術力を大いに活用するため官民協調の体制へと徐々に変わって来ております。

建設省におきましては46年、省内に建設大臣の私的諮問機関として建設技術開発懇談会、その後名前を替えまして、建設技術開発会議というものを設けまして、今後の建設技術研究開発の基本的な方向、主要な建設技術研究開発課題の体系化、あるいは技術開発体制のあり方というようなことをずっと審議して来ました。それが研究開発5カ年計画としてまとめられ、最近改訂されました。そういったものに基づきまして例えば大型研究開発として総合技術開発プロジェクト、これはハード面だけではなしに、横割りソフト的な多領域にわたる問題を官民協調のもとに体系的にまとめていくというような性格のものでありますが、そのようなものも制度化してまいりましたし、予算化して参りました。

以上述べましたように研究開発の内容は大いに変わって来ております。そのような状況下におきまして、建設技術研究開発の中の地質関係というものは、いろいろな分野に関係のある基本的な問題であると思っております。従いましてこの地質の問題につきましても、これからの建設技術研究開発の中の位置づけと今後の進むべき方向というものを明確にしてゆかなければならないと思ひわけでございます。幸ひ今日は本省、研究機関、現場の方々といひろいろな関係の方が一堂に会されておりますので、そのような現在の問題点、将来の研究開発の中の地質問題の位置づけというものを明確にして、前向きに検討され、御審議いただきたいと思ひます。私もかねてからの問題については従来の位置づけが大分弱かったということを感じております。いろいろな御要望もありますので今後多いにバックアップしてゆきたいと思っております。皆様方も地質問題の重要性にかんがみ、充分御審議していただき、所期の成果があらりますように期待いたしまして、簡単でございますが、あいさつを終らせていただきます。

閉 会 の 挨拶

土木研究所地質官 渡 正 亮

今日の議題といたしました掘削と斜面安定という問題に関しましては、現在まで各方面において精力的な研究がなされて来ております。

垂直方向あるいは水平方向への掘削技術にはかなり進歩が認められるようですが、法面の掘削につきましては残されている問題もまだ多分にあるようでございます。この法面の掘削ということは今日の議題でも明らかなように斜面安定と直接関連しているわけでございまして、やはり我々の将来の問題は長大法面をどのように設計するかということであろうかと思えます。今日はそのような重要な議題に対し早朝から熱心に議論していただき、まことにありがとうございました。これを持ちまして第11回地質担当者会議を終了させていただきます。

1. 斜面安定について

土木研究所

地質官 渡 正 亮

1. 斜面安定について

はじめに

斜面安定と言う場合、その移動速度の相違により、がけくずれから地すべりまで極めて広範囲なものとして理解すべきである。今日はそのような観点からりり面の形成あるいは性状、および土塊の運動様式の特徴等について簡単に触れたいと考えている。その前に先日アメリカのデンバーで開催された地りに関する会議において話題になった²、8の興味ある事項についてまず報告する。

I 会議報告

1 開催日時、場所等

本会議は正式名称をベンローズコンフェレンスと言い、米地質学会、米工兵隊の共催で、10月9日～14日コロラド州グウェイルで開催された。全米から地質技術者、土木技術者ほぼ同数ずつ計約70人が参加した。

2 会議の場所

米国における地り災害は近年増加の傾向にあり、その対策もいろいろ講じられている。ところがこれに取り組んでいるのは主として地質工学の分野と土質工学の分野を専門とする技術者であり、両者の間にはかなり深い学問上、技術上の溝が生じている。したがって両者の間の溝を埋め、地質工学的知識と土質工学的知識を融合して地り対策をより発展させる必要があり、そのことが本会議の目的でもある。

3 米国における地り研究の現状

我国においては地り学会等各種学会があり、土木技術者と地質技術者が互いに討論する場に比較的めぐまれているが、米国では両者の役割が明確に区分されており、互いに討論する機会ほとんどない。すなわち、地質技術者が危険斜面の判定、危険斜面、地り頻発地のマッピング等予知的な分野を担当するのに対し、土木技術者は実際の地り地の安定化対策というような非常に大きな溝があり、その中間の領域である地りの起こる原因についての地質工学的、土質工学的あるいは地形学的、地球物理学的に追求してゆく姿勢に全く欠けている。特に計測の分野が非常に遅れているという印象を強く受けた。

4 主要議題

4.1 斜面安定解析

現在、斜面安定解析式として6～7式提案されており、実際現場で使用されている。これらはそれぞれ特徴を持っており、同じ斜面に対して計算を行うと、用いた式によって異なる結果が得られる。一般に我々が考えている $10 \sim 20^\circ$ のりり面を持つ地りについて計算を行うと、最も使用される機会の多いスライス法が一番安全率が低く使用するのに安全側の値を与える。これは特殊な例を除き一般的な現象であり、その他の方法はスライス法より危険側に出ることが今回の会議の資料でも確かめられた。

この斜面安定解析を斜面崩壊の予知に利用したいという希望が土木技術者側から出された。すなわち、まだ地じりの起こっていない斜面で安定計算を行い、それに基づいて危険度の判定を行おうとするものである。これに対し地質技術者側からは斜面安定解析は斜面が危険であると判断されてから抑止工を行う際の工事量を決定するために行われるものであり、予知には全く役立たないという反対意見が出された。結論としては、土質常数に含まれる誤差、不連続面の取扱い方等の問題から、現時点で安定解析を予知に使うのは無理であり、対策工事の量を決定する際のみ使用すべきであるということになった。

4.2 サッキング

サッキングという日本では耳馴染ない言葉が米国のDr. Varnes によって紹介された。語源はドイツ、オーストリア付近であると思われる。サッキングとは、ある地層の上にそれと異なる地層が存在する場合、その地層が地層境界面に沿ってグライドを起こす現象を指している。規模はかなり大きく、2000~3000mの山体の中に起こる厚さ100m~1500m程度の大規模なグライドを指している。時間的には、数百万年~数千万年という地質学的時間をかけて生じたと考えられている。

グライドが起ると山体に縦方向のチャンネル即ちキレツができる。このチャンネルが規模、数とも徐々に増加して、ついにはチャンネルに沿って山体が分割するような場合もある。グライドが徐々に進むと、一番応力が集中する末端部では破壊が起り、地じりに移行してゆくという考えが米国にはある。すなわち、この考え方によると、地じりは地質的に古い時代からの山体の運動を反映したものに他ならないということになる。

サッキングという現象は米国、チェコスロバキヤ等では明らかに認められ、山体に溝ができ、末端部で地じりが起きている。我国では現在までこのような観点から地じりを捉えていなかったで、サッキングが存在するかどうか現段階では明らかでないが、長崎県の玄武岩地域における北松地じりがこれに相当するかも知れない、我国においてもこのような現象が存在するかどうか、今後地じり地を見なおしてゆきたいと考えている。

II じり面の形成および運動との関係

1 じり面の成因

地じり、斜面崩壊におけるじり面がどのようにして形成されるかという問題に関しては結論が出ているわけではないので、今までの現場観察の結果から私なりの意見を述べてみたい。

一般的には地山が風化を受けると地じり、斜面崩壊が生ずると言われている。風化は水あるいは空気によって促進されるので、地表面が最も風化を受けやすく、地中深くなるに従い風化作用は減じてくる、したがって地表からの強度分布を考えると、風化が及ぶ範囲内では強度が変化し、その下になるとほぼ一定になっているのが普通である。この風化を受けて弱くなった部分で起こっているのがけくずれであって、地じりとは区別している。

地じり地の垂直方向の強度分布を標準貫入試験で求めてみると、地じりは風化した部分ではなく、その下の比較的新鮮な部分の中で起こっていることがわかった。したがって風化のみが原因ではないことになる。それならば地盤の固結度が低い場合に地じりが発生するのではないかという考えが生じることになる。もしそうならば岩として最も固結度が低い第四紀

層中で地這りの発生頻度は最大となるはずである。ところが地這りの分布を調査してみると第四紀層中で発生する例は関西地方にごくわずか見られるだけで、他にはほとんどみられない。それよりも固結度の高いはずの第三紀層に集中して発生している。したがって、固結度のみから這り面の形成を説明することは困難である。

以上のように這り面の成因を風化あるいは固結度に求めることは誤りであろう。そこで、這り面の形成に関してはどうしても地質構造との関連を考えなければならない。最近特にダム関係で地這り予知の調査が行われるようになってきているが、その調査を通じて感じた事は、地這りは地山が均一であるか否でその生起が決定されるらしいということであった。不均一ということは地山内に層理面、低角度断層、破碎帯、温泉変質帯等の不連続面が分布している事に他ならない。このような不連続面がどのようにして形成されたか必ずしも明らかとは言えないが、這り面になっていることは確かである。ダムサイトで良く観察されるのは $10 \sim 20^\circ$ の低角度断層を這り面にして運動が起こっている例である。さらに地這りの分布を調べてみると、日本では長野、新潟、富山県のように北陸圏内に集中している。この地域は日本列島の中央部に位置し、一番歪が集中する部分である。そのように地質構造的に歪が集中しやすい場所に地這りが生じていると考えられる。このような観点から今後地這りの分布調査を実施する必要があると思われる。

2. 這り面と運動の関係

$10 \sim 20^\circ$ に傾斜する低角度断層あるいは層理面等の不連続面が存在するということだけで必ず地這りが起こるとは限らない。新鮮な岩盤がすべり出す地這りの初生的な形を岩盤すべりと呼んでいるが、これは低角度断層ではなくかなり高角度な断層に沿ってすべっていることが多い。また地這りを平面的にみた場合、少なくともどちらか一方に断層あるいは破碎帯が分布している例が非常に多い。要するに高角度の断層と低角度の層理面あるいは断層面の交差する部分で地這りが発生しやすいと言える。

這り面の傾斜方向と地這りの方向が一致していれば、這り面の地表からの深度は一樣になるはずであるが、地這りの断面について細かく検討してみると必ずしも一樣ではなく、むしろ這り面の方向と地這りの方向が全く一致している例は少ない。すなわち、這り面の方向と地這りが現実に起こっている方向との間に角度の開きがある場合が多く、這り面の傾斜している方向に土塊が運動しているわけでは必ずしもない。このような例は実際の岩盤這りで調査した限りでは全体の80%程度になると思われる。我国の例では長野県茶臼山、富山県くみの地這りも移動してゆく左側が厚く、右側が薄くなっている。このように這り面の方向と運動方向が必ずしも一致しないのは、断層等によって平面的にある線が規制され、その線に沿って土塊が移動するからであると考えられる。このような形で地這りが移動してゆくと場所によって移動量は異なり種々なキレンを生じる。一番応力集中が生じるのは厚い方のエッジであり、この部分の何らかの変化が地這りに非常に大きな影響を与えることになる。また土塊が断層に沿って移動する場合には、断層を押しつけるような形で移動することになり、断層の方に応力を集中して這ることになる。したがって断層とは反対側に大きなオープンクラックが生じる。このオープンクラックが生じた部分には地下水が最も集まりやすく、地下

水位の変動も非常に激しい。地下水位が上昇した時に沁り面に対して非常に大きな間隙水圧を作用させ、地沁りを活発化させることになる。したがって地沁り抑止は当然このオーブンクラックの部分で排水することが最も重要である。

Ⅲ 地沁りの運動様式

物体の運動様式は理想的には剛体運動、流体運動の2つに分類される。地沁りに関しては研究の歴史が浅く、かつ現象が地下20～30mに及び調査が非常に困難であるため、その運動様式についてのデータは少ない。地沁りの運動に類似したものとして、昔から良く調べられているものに氷河の運動がある。氷河、地沁りとともにカーブして運動するものもあるし、物性面からも氷は岩よりは比重は小さいけれど似かよった固さをもっていると言える。氷河の移動速度は地沁りのほぼ10倍程度であり、我国における最も活発な地沁りでも年間せいぜい10数mであるのに対し、氷河の場合は年間に数10m～数100mである。氷河の運動速度の垂直方向の分布を調査すると、約半分から上が剛体的な運動、すなわち等速運動をしており、下部は流体的な運動をしていることがわかっている。これが氷河が剛体的な性質と流体的な性質の両面を具有する原因であると考えられる。剛体的な部分が下に力を加えながら沁り面上を移動してゆくが、この沁り面はかなり凹凸があり、そのため剛体の破壊の特徴である割れ目を生じて来る。この大規模な割れ目のことをクレバスと呼んでいるが、これは地沁りの表面に大きな割れ目ができて運動してゆくのと類似している。下部の流体的な性質を示すものとしては流路がカーブしてゆくことがあげられる。この流動部は上載荷重により水粒子中に変化が起り、水粒子が互いに交換しながら進んでゆくというような過程で形成されると考えられている。平面的な流速分布は、両側に近い部分は流体的な運動をし、中央部は剛体的な運動を示している。これに対して地沁りも半径100m程度で流路を曲げることも可能であり氷河との類似性もかなり認められる。

地沁りの運動様式を規制すると考えられる内部構造を明確にするため新潟の猿供養寺地沁りを調査したことがある。この地沁りの上流部は泥岩の中で発生しており、流れに近い性状を示しているが、下流部は沁り面が地表に露出しアースフローとなっている。土塊もほとんど粘質土から成り、非常に流れに近く、ゆるくカーブしている地沁りである。この中にウェルを掘り、すべり面をはさんで多数のリングを重ね土塊各部の運動状態について調査した。その結果、速度分布は形としては氷河と類似したものになったが、流動部の厚さに相異が認められた。猿供養寺地沁りの場合、厚さ5mのうち下部の0.5mが流動層で、その上部4.5mが剛体的な運動をする部分であり、その比は1:9である。この流動部の影響で猿供養寺地沁りは曲りながら移動し、運動の形態として上部と下部が全く異なっていることがわかった。平面的には左側の部分ほど流動的であり、右側はかなり剛体的である。このような運動形態の差は前述したように構造的に何らかの面があったからであると考えれば理解できよう。

上部の剛体的な運動をしている部分には非常に多くのクレツクが発生している。そのためこの部分は雨水や空気の出入りが激しく、風化がかなり進行している。岩石は酸化され、かっ色に変化しているが、岩の形をとどめた状態で運動している。これに対し下部の0.5mの流動部は全く酸化しておらず、むしろ環元状態にあることを示す灰青色の粘土から構成されている。こ

のように酸化帯と還元帯が明確に分離しているならば、地沈りの原因となる地下水の運動はどのようになるかという問題も明らかになってくる。雨水はまずオープンクラックに沿って剛体運動部に浸透し、その部分は酸化が進みかっ色になる。しかし流動帯の部分は粒子も細かく破壊され不透水層となるため、これより深部には浸透せず、流動帯の上に地下水がたまっていると考えのが妥当である。我々が地沈り対策として排水しているのは、この部分の地下水であり、これを排水することにより流動帯に働く間隙水圧を低めている。

地沈りの流動帯は氷河の流動帯に比較して非常に薄い。これは主として運動速度の相違を反映しているためと考えられる。速度が大きければ振動も大きくなり、土塊の攪乱される範囲も広くなる。地沈りの場合、平面的には上流部ほど剛体的であり、下流部になるほど攪乱が進み、末端部では速度分布は流体に近くなっている。すなわち移動した距離に比例して流動層が厚くなっていると言えよう。このことは地沈りのみに限らずがけくずれでも全く同様であり、がけくずれが起った地点の両側にはきれいなせん断面を生じており、剛体的な運動であったことを示している。これが一端下にくずれおちると、非常に軟弱な土に変化し、流体的な運動を示すようになる。すなわち地沈りにしてもがけくずれにしても上流部から下流部になるに従い流体的になってくる。言いかえれば透水性がだんだん小さくなるというのが一般的な傾向であると言える。したがって、地沈り、がけくずれ対策としての排水は上部の剛体的な部分で行なうべきであり、流体的、すなわち不透水性になった末端部で排水を行なうことは非常に不経済である。これは、地沈り、がけくずれのみでなく、土石流についてもあてはまると考えられる。土石流発生地点での断面には両側にきれいなせん断面が発達しているのが観察され、剛体的な運動をしていたことを示す。土石流は移動速度が大きいから振動も大きく、剛体的な物質が次々こわれ、末端では泥流に示されるように全く流体的な状態に変化してゆくと考えられる。土石流対策を実施する場合にはこのような点に着目しなければならないと思う。

要するに地沈りを抑制する為には剛体的な部分で行うのが良いか、流体的な部分で行うのが良いかという問題があるが、私は前者の方が良いと考えている。土石流の場合はその流動の途中に滝がある事が多く、これを飛び越えたところには物体は完全に壊れ、流動体にかわる。これは自然の滝であれ、人工の砂防えん堤であれ同様な現象を引き起すはずである。地沈りの場合は流動体になるに従い変形が激しくなり、抑制しにくくなるが、土石流の場合にも同様であると考えられる。

2. 大口径掘削機による岩盤の掘削工法について

土木研究所施工研究室

室 長 千 田 昌 平

2. 大口径掘削機による岩盤の掘削工法について

1 ま え が き

岩盤を機械的に破壊する代表的工法であるパーカッションまたはロータリー掘削工法は、近海での水中発破工法が制約されている中にあって、今後ますます海底岩盤掘削には欠かせない工法になってくることは想像に難くない。

重錘または気動砕岩機を装備した砕岩船は、すでに80隻余り製作され、航路浅瀬等に活躍している。

大口径の岩盤掘削工法においては、本州四国連絡橋の基礎工法調査を契機に、海外の欽山のたて坑掘削技術、または米国AEC (Atomic Energy Commission) による核地下爆発実験用の大口径削孔技術等を応用して、建設用としては世界に先がけた大口径掘削機械が開発され実用段階に達している。

現在では、小河内ダムの湖底面掘削に、香港の地下鉄工事など、国内外にわが国の大口径掘削技術が使用されはじめている。しかしながら、大口径掘削時代の幕開けとも思われた大島大橋の基礎工事(昭和48年、日本道路公団)以来、経済成長の停滞も加わって、もう一つ普及するに至っていないのが現状である。

以下海底岩盤掘削工法のうち、主として大口径掘削について現状と問題点について考察してみる。

2. 海底岩盤掘削工法の現状

岩石の破壊機構上、機械的に岩盤を破壊するには掘削刃先にかかる荷重の方向によって、パーカッション形とロータリー掘削機のカッターにみられるドラグ形および複合形に分かれる。一方、工事目的によって、海底岩盤の掘削は平面掘削および大口径掘削工法が用いられている。

2.1 パーカッションによる掘削

重錘落下により砕岩するパーカッション工法は、機構が簡単なうえに効果的な砕岩工法であることから、古くから用いられてきている。例えば、武漢大橋(1958年中国)では直径約1.8mφ、重量4~5tの先端十字形重錘を用いて、先端場所打ちグライの掘削に使用されたことはよく知られている。

砕岩船は、テセルまたはモイルポイントを取り付けた気動ハンマーを装備したもの、および重錘を装備したものが80隻余り製造されており、重錘式にあっては重錘重量が最大80tのものまで各種使用されている。

大口径削孔用の重錘掘削機としてはこれまで、本州四国連絡橋公団が口径8mφまで各種の重錘式掘削機を試作し、実験を行ってきた。一方、神戸製鋼所では重錘式の大口径掘削機として、エアクラッチを採用し、重錘の落下高さを任意に設定できるほか、ウィンチマシを必要としない、自動掘進形の、従来のものと異なった形式のKPO型2機種を開発している。例えば、第1号機のKPO-1200型は削孔径650~1850mmφ、打撃高さ

範囲が0.05～1.5mで、打撃高さが0.5mのときの打撃サイクルが2.5秒と、従来のドロップハンマーにみられるワイヤーのたるみをなくし、サイクルタイムの改善をはかっている。

このKPC型重錘掘削機は大口徑削孔用であり、掘削ズリの排出を重錘のガイドを兼ねた、中心のパイプから行う方式を採用しているが、一般にはパーカッション方式では砕岩と破砕ズリの処理が別系統となり、クラムシエルまたは流体によるズリの排出専用機械装置を必要とする。

2.2 ロータリー型大口徑掘削機

掘削口径と深度において世界最大級の施工例は、オランダの鉱山の口径7.5mφ、深度約500m(1949～)、ソ連の鉱山の口径8.75mφ、深度約500m(1960～1964)がある。また、1960年代にABCがネバダやアラスカ(アラスカ)で掘削した1～2mφ級の多数の削孔例では、その深度が数百mから数千mに達している。このように長大な削孔では1本の孔の掘削に専用のやぐらや機械設備を配置して施工するのであるから本稿で取り上げようとする海上建設工事に適用する機械設備とは異なったものとなるのが当然である。すなわち、海上工事のうち基礎工事に用いる大口徑掘削機は、口径においては、10mφ近い要求があるが、正味掘削を必要とする岩盤の深度は数mから数十mの範囲にあり、鉱山のたて坑に比べるとその深度は1/10～1/100になっている。しかし、削孔本数は基礎工等海上工事の方が多くなる。

表-1は現在わが国で製作されている最大級のロータリー型大口徑掘削機の主要仕様を示したものである。

ロータリー型掘削の基本原理は、きりもとと同じで、2つの作動、すなわちビット推力およびビット回転の与え方が機械形式を決めるひとつの要因になる。

表-1において、駆動方式はロータリーテーブル型、パワースイベル形、水中駆動形に分かれる、ビット推力の付加方法は川崎重工のKSD型の外はドリルカラーと呼ばれる重錘管を用いる形式になっている。

この中で利根ボーリングのRRC型機は、水中駆動の多軸形掘削機に分類されるもので、水中電動機により8個のカッターが自転、公転しながら掘削し、自転反力を公転力に利用するものである。そのため、ドリルパイプに回転負荷が掛からない、いわゆるリアクション形掘削機となる。これは、米国やソ連で従来の8カッタービットを取り付けたターボドリルを数個取り付けた方式のリアクションドリルと同じ作動原理に基づくもので、1軸形に比べてカッターに均等に負荷が掛かるのが特徴である。一方、カッターにはドラグ形が取り付けら

表-1 国産最大級大口徑掘削機の主な仕様

製作社名	住友建設重工	川崎重工	日立製作所	日立製作所	三菱重工	利根ボーリング
形式	HH-WITH L-10S	KSD	BM-1	S 600	MDM 350	RRC-30
駆動方式	ロータリーテーブル	水中駆動	パワースイベル	ロータリーテーブル	パワースイベル	水中駆動
総重量	26 t (R+Pu)	70 t	252 t	30 t (除クレーン)	130 t (本体のみ)	18 t
最大ビット推力 (スワイベル吊り能力)	(1180 t)	230 t	150 t	(200 t)	(250 t)	—
最大掘削トルク	36 t-m	35 t-m	17 t-m	17 t-m	35 t-m	3.3 t-m
回転速度範囲	0～8 rpm	0～10 rpm	2～10 rpm	0～12 rpm	0～12 rpm	17 rpm
ドリルパイプ径	326 mmφ	300 mmφ	380 mmφ	300 mmφ	400 mmφ	200 mmφ
駆動機出力	290 ps	450 kW	550 kVA	—	360 kW	30 kw×2台

(注) R:ロータリーテーブル Pu:パワースニット

れているため、ドラグ形の限界である硬い岩盤には適用できない。

3. 大口径掘削の経済性

削孔の大口径化の可能性について、表-1に示した機種はすでに2~3.5mφまでの実績があり、これからさらに5~6mφの掘削まで拡張するには特に大きな障害は考えられない。しかしながら、この大口径削孔の経済性を考えると、機械本体、それに取り付くビットのカッター、および工事に伴う海上作業足場などの費用が高く、一般規模の工事にはまだ採り入れ難い現状にある。ちなみに、3.6mφ級のローラービットには20~30個のカッターが取り付けられており、その1個の価格が数十万円である。また、カッターの寿命を総掘進長で表す場合、運転条件、岩盤条件、カッターの種類などによって異なるが、ミルドツース形カッターで硬い岩盤に対して50~150mぐらいであることも考慮しておかなければならない。

削孔の経済性を考えると、削孔単価は次式で表される。

$$\text{削孔単価} = \frac{\text{固定経費} + \text{運転経費}}{\text{掘進長}} \quad (\text{¥/m}) \quad \text{.....(1)}$$

簡単にするため、固定経費をカッター費とみなし、運転経費に掘削機および付帯設備損料、運転費、管理費等運転時間に比例する費目を一括して単位時間あたり運転管理費と呼ぶことにし、カッターの寿命までの掘削に対して、削孔単価を求めると次式となる。

$$O = \frac{C_c + C_o \cdot T}{R \cdot T} \quad (\text{¥/m}) \quad \text{.....(2)}$$

ここに、O：削孔単価 (¥/m)

C_c ：カッター費 (¥)

C_o ：単位時間あたり運転管理費 (¥/h)

T：カッター寿命までの運転時間 (h)

R：平均掘進速度 (m/h)

掘進速度Rは掘削が進むにつれてカッターが摩耗するため低下するから、他の経費が一定ならば図-1に示すように掘削時間とともに削孔単価が変化し、その最低値 O_{min} のとき経済的寿命 T_e が得られる。

掘進速度はカッターの摩耗度のみならず、カッターに与えられる負荷条件、すなわち、ビット推力およびビット回転速度によって得られるものである。さらにまた、摩耗度もビット推力およびビット回転速度の影響を受けるといった複雑な関係にある。これらの関係についてはこれまで行ってきた筆者らの実験等からある程度推定できる段階にあるが、詳しくは稿を改めて紹介するものとする。ここで述べたいことは、単に機械の能力を高めることが必ずしも経済的削孔とはならず、式(2)における単位時間あたりの運転管理費が経済削孔につながるということである。すなわち、機械の能力増強はそれに伴って各部材の重量増、エネルギー費の増、海上足場の容量増および作業性の低下、付帯設備費の増加等すべてが経済性に関係してくる。1例として、3.5mφ級の掘削実験においてその所要掘削トルクが10t・mを越すものがまれてあったことと、表-1の機械容量とを比較してみれば、より理解できるものと考えられる。

以上はローラーカッタービットについて述べたが、一般に海上岩盤掘削工事のうち硬岩を掘削する割合が少ないことから、カッター質の安いドラグ型カッターの適用に対してもさらに検討する余地がある。

岩盤を対象にしたドラグ形カッターにはタンダステンカーバイト鋼チップを溶着したものが使用

されているが、これまでの経験では、このチップは被削材および負荷条件によって材質の影響を鋭敏に受けることがわかっている。つまり、岩石掘削用には表-2に示す鉱山、土木工用具

材料(JIS S 8918)が用いられているが、わずかに硬度を上げると破損が著しくなる一方、硬度を下げると摩耗が急激に進むといった具合に、硬度靱性ともに備えたカッター用チップが得がたい。

このように、場合によっては2~3mの掘進長でも摩損してしまう例が少なくないドラグ形カッターではまだ岩盤掘削用に定着したものになっていないのが現状である。

これまでドラグ形カッターと言えば工作機械用工具の平削りバイト状のカッターを指していたが、近年写真-1に示すような先端にコーン状のコニカルカッターと呼ば

れるカッターを取り付けたビットが製作され用いられている。まだどの程度の岩盤まで適用できるかは実績が乏しいが、そのユニークさが注目される。

同じドラグ形カッターでもウォールマイヤー形トンネル掘進機では1軸圧縮強度8000kg/cm²級の硬岩まで掘削可能であると言われているだけに、今後さらにドラグ形カッターの耐久性向上が期待できるものと考えらる。

掘削方式においては、所要の孔径の穴を1回で掘削するものと、海外の鉱山のたて坑に例をみるように、何段階かに分けて穴を広げていく、いわゆるマルチパス方式、あるいは三井鉱山がIHI-WIRTHを用いて掘削した例(昭和46年)にあるラップ掘削方式がある。

マルチパス方式およびラップ掘削方式はともに、より小口径用の掘削機を用いて大径の穴を掘削するのであるから、機械および付帯設備費は1パス形式に比べてはるかに安くなることは明らかである。しかしながら、この場合、掘削スリ処理や隣接孔との関係など施工技術上の問題も少なくない。

この外に特殊な掘削方式としては、米国ヤン連に孔径が6mφまで実績のあるコアカッター法も、掘削エネルギーの節減の意味からは一考を要するもので、崩壊性の地層に対しては前処理などあらかじめ対策をたてておく必要がある。

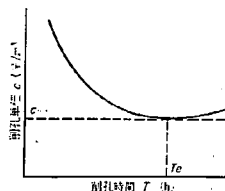


図-1 延べ削孔時間と削孔単価

表-2 鉱山・土木工用具標準材(JIS S 3916)

JIS使用分類記号	使用上の目安	岩質	作業方式	使用条件
E1		石炭 中硬岩	回転削孔 切 削	衝撃が小さい 場合
E2		石炭 中硬岩	回転削孔 切 削	衝撃が小さい 場合
E3		軟 岩 中硬岩	回転削孔 切 削	衝撃が中程度の 場合
E4		軟 岩 中硬岩	回転削孔 切 削	衝撃が大きい 場合
E5		軟 岩 中硬岩	打撃削孔 切 削	打撃力が小さい 場合
		中硬岩 硬 岩	打撃削孔	打撃力が極めて 大きい場合
		硬 岩	打撃削孔	打撃力が大きい 場合
		最硬岩	打撃削孔	打撃力が極めて 大きい場合



写真-1 ニニカルカッター付きビット

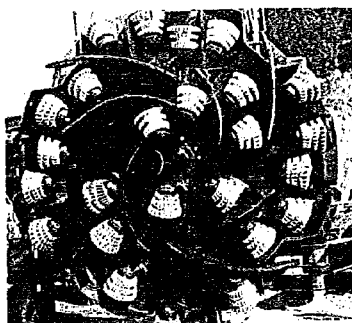


写真-2 2.5~3mφローラービット

4. あとがき

以上は海底岩盤掘削方式のうち、特に大口径掘削を取り上げ、建設工事に適応する大口径掘削に対する所感を述べた。大口径掘削機に関しては3.5mφ級が開発されているとは言ってもまだ試作試運転の段階からいくらか進んでおらず、経済削孔に関してはこれからの問題となるであろう。玉石層の掘削および孔壁の崩壊防止、スタンドパイプの建て込みなど、今後の問題も少なくないが、可能性については既に解決の見通しがついている現在、さらに実績を重ね、経済削孔を心がければ、今後十分有用な工法となり得るものと信ずる、関係者の積極的な採用と理解を期待して止まない。

3. 大渡ダムの基礎掘削について

四国地方建設局大渡ダム工事事務所

調査設計課長 山 本 邦 一

3. 大渡ダムの基礎掘削について

ま え が き

ダムの建設も近年、地形、地質の劣悪な地点にも築造するケースが増えてきており、環境問題もさることながら、技術的にもダム建設は困難さを増している。大渡ダムも100m級の重力ダムのサイトとしては、劣悪な部類の岩盤であり、多くの難問をかかえた代表的なダムの一つであると言われてきた。これらの解決にあたっては土木研究所をはじめ、多くの方々のご指導、助言を得て、待望の本体コンクリート打設を昭和51年6月より開始し、現在順調な工事進捗をみせ、10月末現在、約40万立方米（本体320,000m³、減勢工85,000m³）の施工段階である。

ここに至るに、地元交渉、用地取得、環境問題、安全性等で紆余曲折があり、工事の遅れを余儀無くされ、掘削からコンクリート打設まで相当な期間ができ、ダム周辺の保護、特に、斜面部の安定化とこれにともなう設計上の種々の検討を行ってきた。ここに設計面の特異性を含め、これらを簡単に紹介するものである。

1. 大渡ダムの概要

大渡ダムは四国の仁淀川に建設中の多目的ダムである。

仁淀川は四国の雄峰石鎚山にその源を発し、愛媛、高知両県にまたがって流れる四国最大の河川で、流路延長は128.6km、流域面積は1,562km²である。

一方、仁淀川流域は台風常襲地帯に位置し、また有数の温暖多雨地帯でもあり、流域の年間総雨量は、3,500mmをこえる。さらに流況は非常に不安定であって、豊水、渇水の差は極めて大きい。

ここに洪水防除、安定した流況とするために多目的ダムの築造が要望され、大渡ダムの建設が決定された。大渡ダムは多目的ダムであるが主目的は洪水調節であり、ダム地点で計画最大流入量6,000m³/sのうち、2,200m³/sを貯留し、ダム放水量3,800m³/s以下とする。これに

表-1.1 ダムおよび貯水池諸元

よって下流基準地点伊野での最大流量13,500m³/sを12,000m³/s以下の流量に低減させるものである。

ダムおよび貯水池の諸元を表-1.1、図-1.1、1.2、1.3に示す。

ダ ム		貯 水 池	
河 川 名 置	仁 淀 川	集 水 面 積	688.9km ²
型 式	左岸：高知県香川郡香川村渡瀬 右岸：高知県高岡郡仁淀村高瀬 重力式コンクリートダム	湛 水 面 積	2.01km ²
堤 頂 高	96m	湛 水 延 長	11.5km
堤 体 積	325m	洪水時満水位	EL. 214.000m
非越流部標高	860,000m ³ EL. 216.000m	常時満水位	EL. 204.000m
洪水放流設備		洪水期制限水位	EL. 188.500m
計画高水流量	6,000m ³ /s	最低水位 (堆砂面)	EL. 174.000m
調節流量	2,200m ³ /s	総貯水容量	66,000,000m ³
計画最大放流量	3,800m ³ /s	有効貯水容量	52,000,000m ³
設計洪水流量	6,400m ³ /s (100年)	治水容量	49,000,000m ³
異常洪水流量	7,700m ³ /s	不 特 定	10,000,000m ³
ク レ ン ト	テンターゲート 4門	かんがい容量	10,000,000m ³
コ ン ジ ャ ッ ト	高圧テンターゲート 5門	水道容量	3,000,000m ³
		堆砂容量	14,000,000m ³

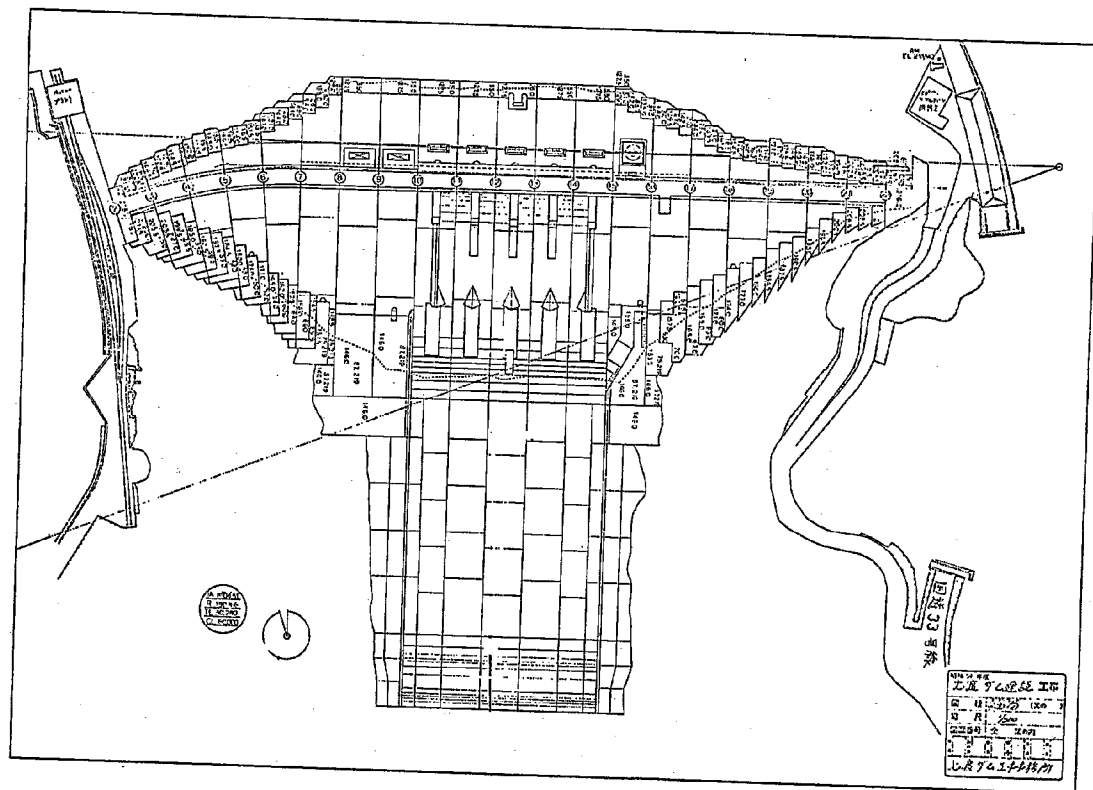


図-1.1 グループ平面図

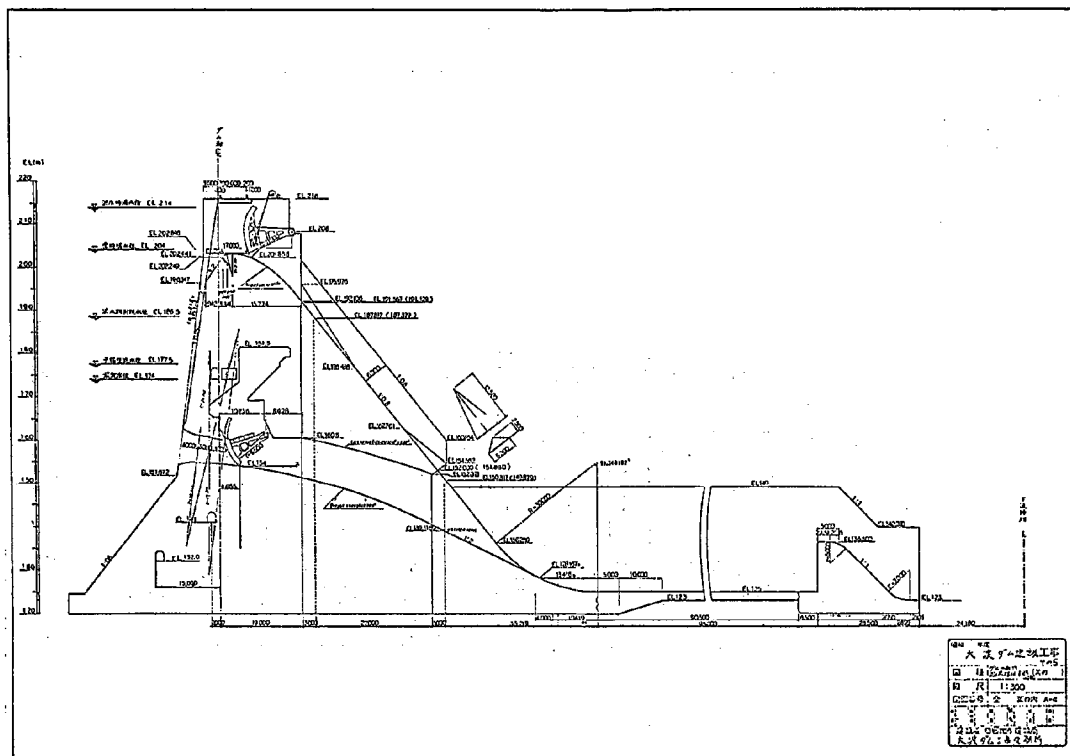


图-1.2 越流部标准断面图

5/14

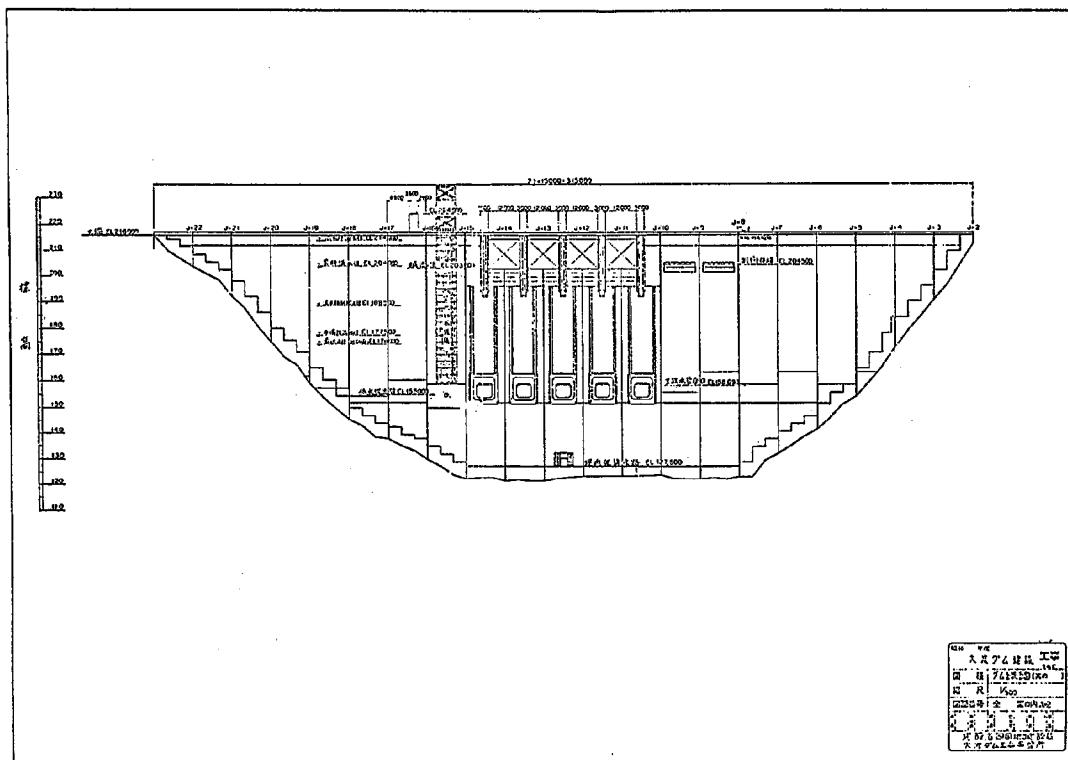


図-1.3 ダム上流面図

516

2 大渡ダムサイトの地形と地質特性

四国の地質を図-2.1に示すが、大渡ダムは御荷峰構造線と仏像構造線にはさまれた、秩父累帯古生層白木谷層群に位置している。

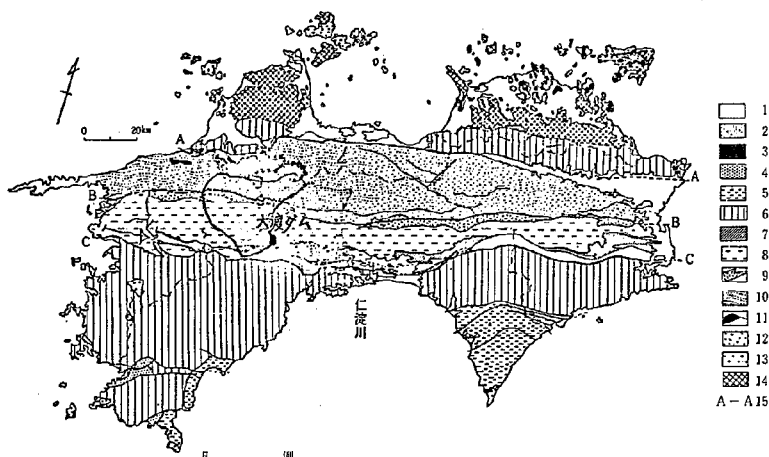
ダムサイトの地形平面図を図-2.2に、ダム軸断面及びルジオンマップを図-2.3に示すがダムサイト付近一帯は、標高500～1,000mの峰々を有する山地からなり、川は細かく蛇行しながら、ほぼ東に向って流れている。ダム地点のすぐ上流でほぼ直角に流路を変えているため、ダム地点では川は南々東に向って流れる地形を形成し、このため、右岸は川の屈曲部に突き出した尾根部を有し、この尾根は付近の山より一段と低く、比高約150～160mで上部に小さなやや平坦な部分を有している。ダム右岸取付部の山腹は平均傾斜度40°前後であった。

一方、左岸直下流部は突出した巨岩の露頭があり、河床付近から標高250m付近まで絶壁をなし、露岩が続いている非常に急峻な地形であり平均傾斜度60°である。

地質平面図を図-2.4に示すが、ダム軸の直上流部には粘板岩、砂岩および両者の互層が分布し、ダム軸付近には粘板岩と輝緑凝灰岩の漸移部がみられる。

ダム軸から下流に至るダムベースの主要部にはチャートを介した輝緑凝灰岩が分布しており、地質は古生代以降の褶造運動による褶曲、断層の影響を受け、極めて複雑な地質構造を示している。地層は見掛け上、走向NE～SW、傾斜30°～50°S、すなわち、走向が河道に直交し下流に傾斜する単斜構造をなしている。

輝緑凝灰岩は全般的に蛇紋岩化作用(S・P化)をうけており、顕著な部分では油脂光沢を示し、剪断強度が低下している。



1.第四系。2.新第三系(三陸層群・郡中層・飯沼層および宮ノ浜層群など)。3.新第三紀火山岩類(三陸層群・石炭層群)。4.第四紀。5.新第三系(久万層群および室戸半島層群)。6.白亜系(和歌山層群および四万十川層群)。7.枕元帯の中生代(三波系・ジュラ系および白亜系)。8.古生界(枕元系)。9.新第三系緑色岩類。10.三波川結晶岩類。11.黒川川崎帯のレンズ状部(寺野成成岩類・三波火成岩類・シルル系およびデボン系)。12.第三紀花崗岩類。13.白亜紀花崗岩。14.新第三系花崗岩(新第三系花崗岩を含む)。15. A-A: 中央構造線。B-B: いわゆる新第三系構造線。C-C: 松任構造線

(資料: 香川大学農学部教授高橋清彦博士提供)

図-2.1 四島の地質図(甲藤編 1972)

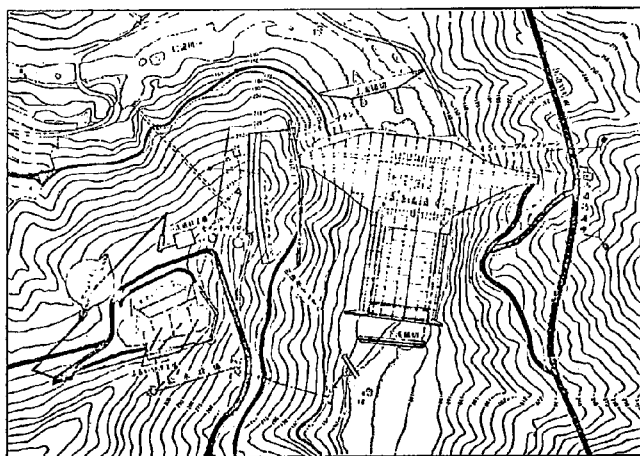


図-2.2 ダムサイト付近平面図

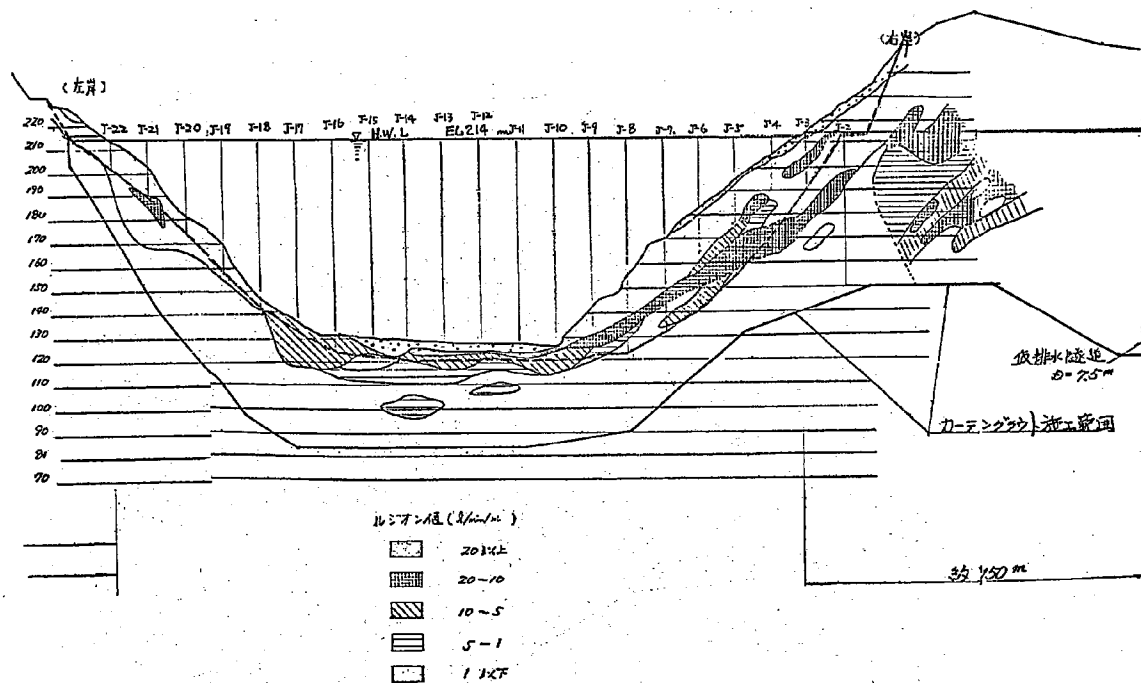


図-2.3 大渡ダムルシオンマップ

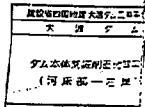


圖-2.4(a) 砂山本体地質平面圖(左岸)

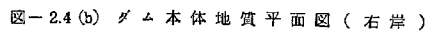


图-2.4 (b) 大坝本体地质平面图 (右岸)

ダムサイトの地質特性を要約すると次のとおりである。

- 1) ダム本体および減勢工部、副ダムの基礎の大部分は輝緑凝灰岩よりなる。輝緑凝灰岩は、分離面沿いに蛇紋岩化（S・P）して劣化している。
- 2) 輝緑凝灰岩は、剛性の大きいチャート岩体の周辺部および断層部で著しくS・P化している。
- 3) シュミットネットに示す如く、当サイトの岩盤の割れ目の方向性はバラツキが大きく、卓越した方向性は認められない。強いて云えば傾斜 80° 前後の割れ目が多い。
- 4) ダムサイトの主要な断層を図に示すが、顕著なものは、左岸D-2断層のように $85^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 程度で下流に傾斜するものがほとんどで逆に、右岸のFa断層の如く上流側へ傾斜するものもある。

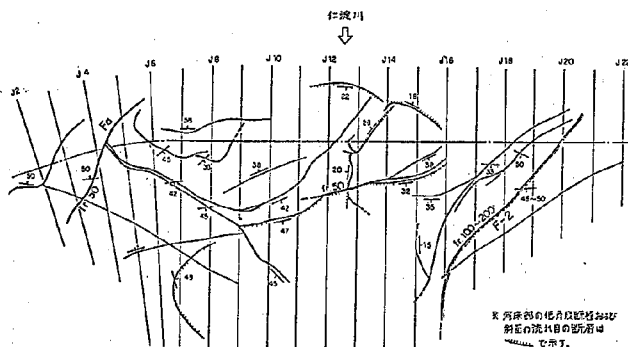


図-2.5 ダムサイト主要断層

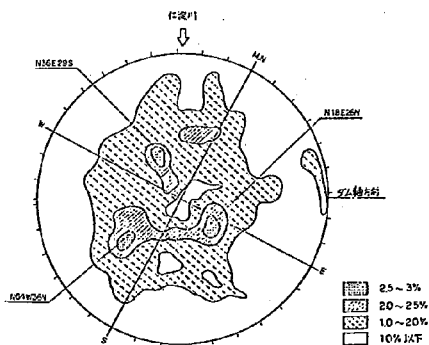


図-2.6 シュミットネット

3. 基礎掘削と斜面部の安定

3.1 斜面部の安定とボルディング

当ダムは荒掘削を昭和48年度に概成したが、昭和50年まで用地問題等で放置されていたため、岩盤の部分的な崩落、クラックの拡大、及びチャートの浮き出し等による岩盤のゆるみがみられた。こうした岩盤のゆるみの原因は掘削による除荷作用と風化作用によるものと考えられる。特に左岸F2断層の下位標高の岩盤は、チャートと輝緑凝灰岩が混在しており、この部分でのチャートの浮き出しが顕著でS・P化も著しい。

輝緑凝灰岩は細かいクラックが進行しつつある状態でもあった。又、右岸下流の岩盤は流れ目が発達しており、すべりやすく、左岸と同様にチャートのある部分では、浮き出しがみられた。このためコンクリートの打設工程に至るまでの間（1年から上部は3年予想）岩盤をそのままの状態で放置しておくことは、設計、施工上問題であり、何らかの方法で保護することとなり、ボルディングにより岩盤のゆるみ防止とこれと併行して風化の軽減のため掘削面全域にモルタル吹付を実施した。

ボルディング工の範囲、位置を図-3.1に、構造を図-3.2に示す。まず岩盤を $\phi 66$ のロータリーボーリングマシンで削孔し、その中に $\phi 28$ の径の鋼棒（PC鋼棒ゲビンデスタープ）を挿入して、その周辺をモルタルで固着した工法である。一部ボーリング水によりジャーミング等岩盤に影響の与えるところはステニクハンマーを使用した。

ボルディングの間隔は、約5mで深さは10、15、20mの3種とし、千鳥配置とした。チャートに関しては地層とゆるみの関係もあって15m以上の深さで施工した。

同時に岩盤の状態を観察するため一部のボルディング鋼棒に張力計を設置してある。現在までの観察では2～3ヶ所の張力計に多少の動きがみられる程度で全般的には落着いており施工結果から非常に効果的と判断されるがさらに打設工程からは斜面部は時期的に遅くなるので十分な観測体制と岩盤状況をこまかく観察し、仕上掘削、コンクリート打設を進める予定である。

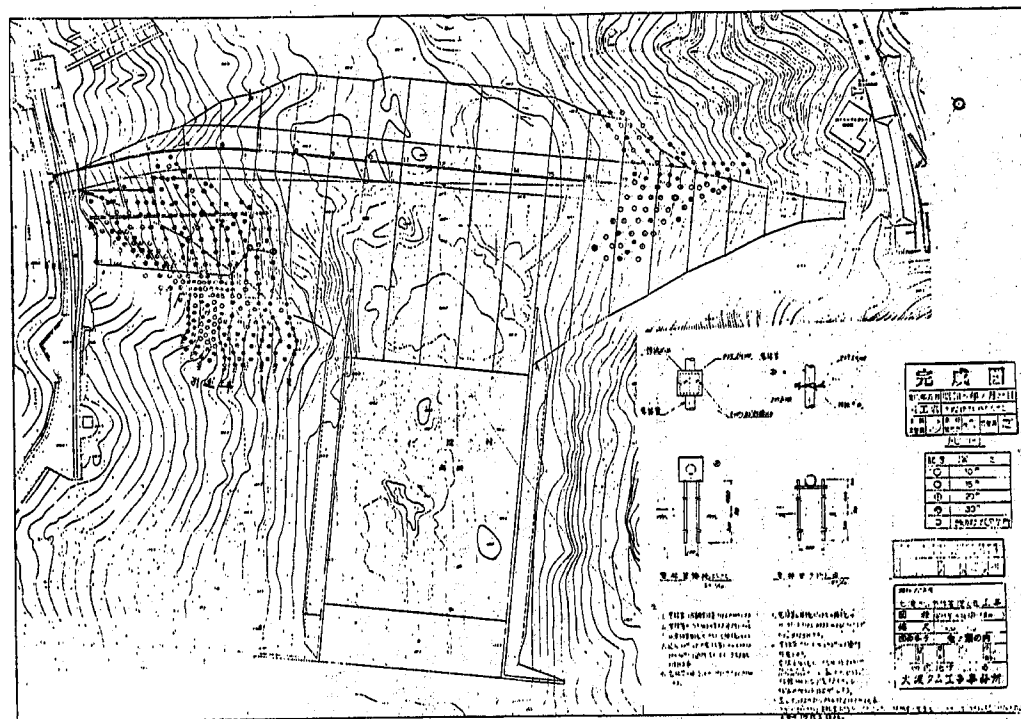
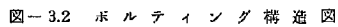


図-3.1 ボルディング施工位置



3.2 ダム直上流部のロックアンカーによる斜面補強

本体掘削に関連したコンクリート運搬線の仮設備工事中にパッチャープラントの設置位置であったダムサイト右岸側直上流部が崩落し、（推定 $13,000 \text{ m}^3$ ）その後も随所に小断層や亀裂等がみられ、さらに崩落進行の危険性が多分にあった。

そこで、この斜面がダム打設中に崩壊や変位が生じると、工程に重大な支障を及ぼすことが考えられるのでパッチャープラントを出来るだけ山側に移設するとともに、ダム完成後の付替道路の保護工も兼ねロックアンカー工法による法面補強を実施した。

一般に斜面安定の検討にはすべり面を予想し、地山の物理定数を仮定し、すべり面に関する抵抗力を計算し安全率の基準をもって検討する方法が多く用いられる。

しかしながら当ダムのような地質構造が複雑な地点、特に岩の斜面についてはすべり面の位置の予想及び物理諸量の決定はきわめて困難とされている。

そこで一つの方法として有限要素法を適用し、解析を試みたので簡単に紹介する。解析の手順として、物理定数の決定が困難であるということから、逆に数種の f と τ を仮定し、又、岩の諸量は地質調査等の結果を参考に、弾性係数 $E = 50,000 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.2$ 、単位体積重量 $\rho = 2.6$ の値を採用し、計算を行い応力状態および安全率の分布から崩落の推移に最も合う設定条件を見出す方法をとった。

その結果の一例を図-3.4に示すが、実際の崩落状況（断面形状）との比較から当地点の物理定数は $\tau = 5 \text{ t/m}^2$ 、 $f = 1$ が推察された。

地山の安定の補強方法としては近年著しく発展をとげ各地において施工されているロックアンカー工法を採用した。

補強方針としては、崩落地点の地形、地質および崩壊状況を考え、

- 1) 崩落に対する安全率を 1.2 以上とする。
- 2) 法面下部を重点的に補強する。
- 3) 上部法面は重点的に補強する。
- 4) 追加施工及び再緊張が可能な構造とする。

これらを基本とし、地質及び1ヶ所当りの導入力等を考慮し、さらに配置間隔を想定し、

地山全体の安全率が 1.2 以上となる必要抑止力すなわち荷重配置を計算し、次のとおり施工した。

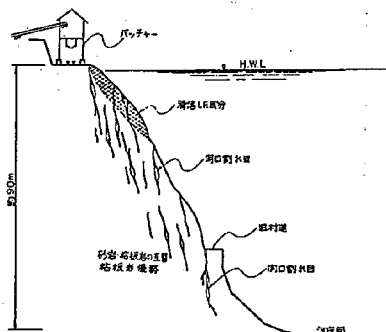


図-3.3 斜面部の概況

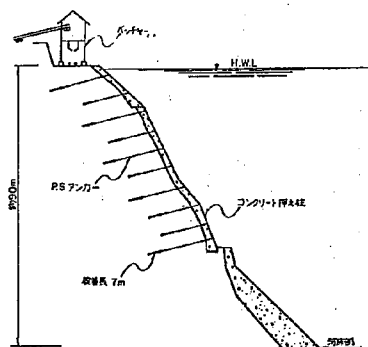
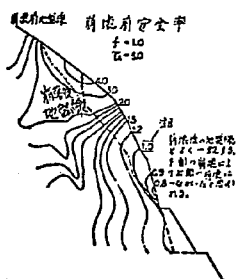


図-3.4 施工概要



図一 3.5 崩壊前地形と推定安全率

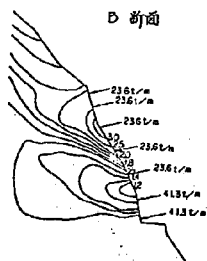
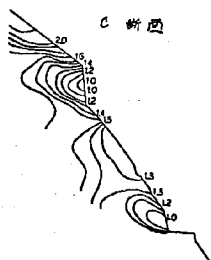


图-3.8 所要抑止力



圖一 3.6 崩壞後推定安全率

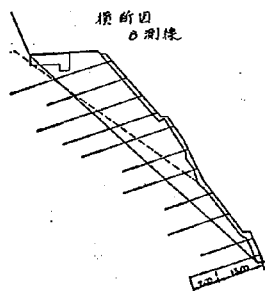


図-3.9 ロックアンカー断面配置

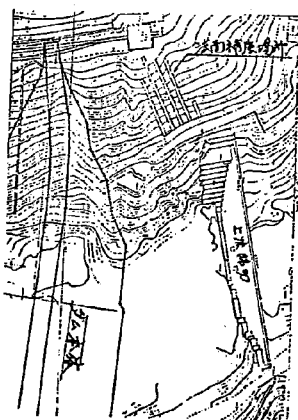


圖-3.7 斜面補強位置

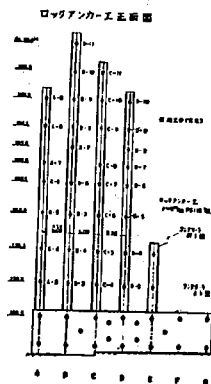


図-3.10 ロックアンカー全体配置

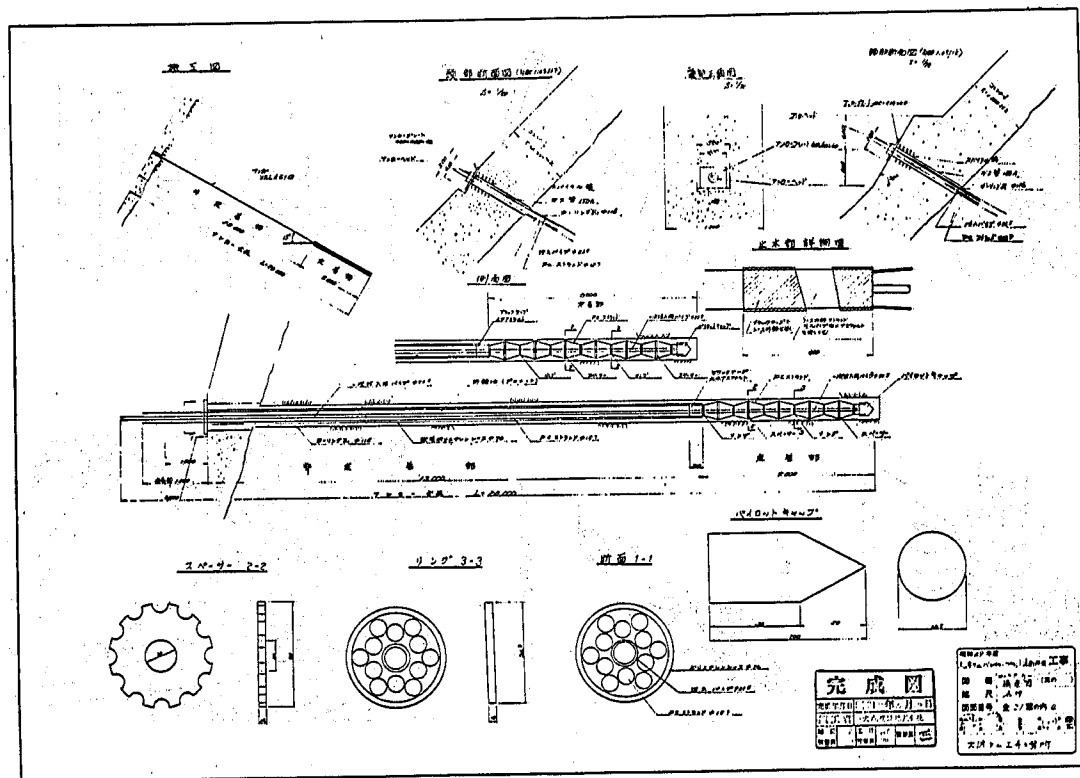


図-3.11 ロックアンカー 構造図

4. 基礎岩盤と本体設計

4.1 岩級区分とせん断強度

ダムサイトにおける25ヶ所の岩盤せん断試験結果から岩級区分に対するせん断強度を次のとおり決定した。

一般にはS・P化の著しいところ程岩級も劣っており、岩級判定の目安として、岩のかたさ、脆弱性、S・P化、割れ目、節理などを主眼に次のような判定基準をつくり、実施した。

(CH)級：岩は新鮮堅硬でハンマーによって、簡単には割れない。割れ目間隔も大きく岩盤としてのゆるみもほとんどない。割れ目沿いの風化、S・P化はみられず、あっても軽微なものである。

(CM)級：岩片は硬質であるが割れ目沿いに風化、S・P化がみられ、ゆるみも若干認められる。

(CL)級：S・P化、風化が著しく、ゆるみもあり、強度的に劣化が顕著である。人力によっても掘削できるようなもの。

(CL~D)級：風化、S・P化作用のため岩が脆弱化しており、掘削面の表面が葉片状、細片状で一部粘土化している。

(F)級：F2断層のようにかなりの巾で細かく薄片状に破砕されており、粘土化した部分を含むもの。

表-4.1 岩級区分と諸量

岩級区分	蛇紋岩化程度	弾性係数	剪 断 強 度
CH	non SP	90000 kg/cm ²	$\tau = 200 + \sigma \tan 55^\circ$
CM	(SP)	80000	$\tau = 120 + \sigma \tan 55^\circ$
CL	SP	10000	$\tau = 70 + \sigma \tan 45^\circ$
CL~D	葉片状	5000	$\tau = 40 + \sigma \tan 35^\circ$
F	断 層	3000	$\tau = 20 + \sigma \tan 30^\circ$

4.2 設計上の要件

大渡ダムは基本設計として岩盤の平均せん断強度を125 t/m²、内部摩擦角45°で計算され、現在のような前面に勾配0.8のフーチングを有した断面に決定された。

その後、基礎掘削が完了した段階で岩級区分を判定確立し、最終的にダムの安全性を検討確認し、コンクリート打設に至っている。

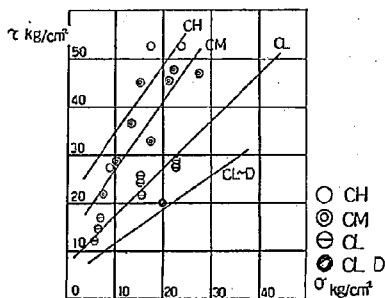


図-4.1 $\sigma - \tau$

ダムの最終形状を決定する重要な条件として、次の3項目に主眼をおいて検討した。

- ① Henny の安全率が4以上であること。

② 点安全率 (局部安全率) が 2 以上であること。

前者は基礎岩盤のせん断摩擦抵抗に対する安全性を検討するものであり、後者は岩盤内の局部的な安全率を検討するものである。検討に当っては有限要素法 (F. E. M.) を適用し、解析した。

ダム の 応 力 解 析 は 一 般 に 弾 性 理 論 を 適 用 し て 解 析 を 行 う が、 実 際 に は 塑 性 的 な 動 き を 示 す。大渡ダムの基礎岩盤のモデルは図-4.2 に示すとおり上流側に CH クラスの岩盤、中央部に OM クラス、下流部に OL クラスの岩盤があるケースで代表される。

このような場合、弾性理論による解析を行うと、下流堤趾部付近の点安全率は上流部に比べ、極端におちるが実際の岩盤は塑性的な動きをするものと思われる。すなわち、ダム下流部の OL 級岩盤は応力状態が大きいため、上流部 CH 級岩盤より塑性的な動きを示し、その分上流部 CH 級岩盤の応力状態が増加する。このため、図-4.8 に示すように点安全率は全体に平均化し、弾性理論による解析は下流 OL 級岩盤の点安全率に関しては安全サイドの設計となる。

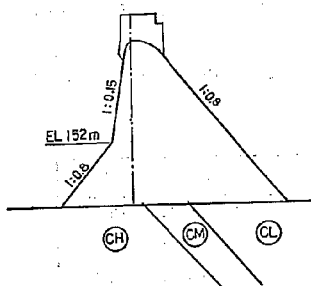


図-4.2 岩盤モデル

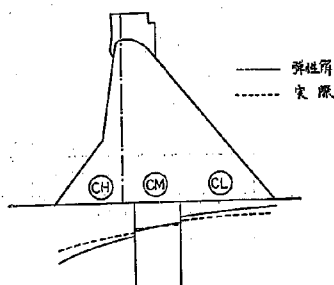


図-4.3 点安全率分布

大渡ダムにおいては、先のせん断試験結果からもわかるように、OL クラスの岩盤は弾性係数が小さくかなりの変形を示している。しかもこの OL クラスの岩盤が応力の一番大きい堤趾部付近に広くひろがっているため、上記の弾性モデルの計算だけで充分安全かどうか問題である。そこで、岩盤せん断試験結果を整理検討してみると図-4.4 に示すような浮上り点が見いだせる。これは、外力 H , V の増加につれて、下方ひずみ ϵ_v が下降から上昇に変化するポイントでこれ以下の応力状態なら岩盤は弾性的な挙動を示し、繰り返して荷重にも耐えうると判断される。以上のことから、岩盤が浮上り点以下の応力にあるかどうか次の項目を定め検討した。

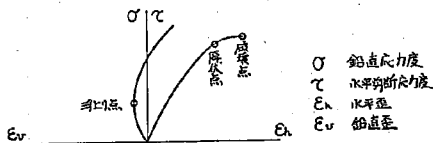


図-4.4 浮上り応力図

③ 堤体、岩盤接触面、想定破壊面上の浮上り点安全率が 1.2 以上であること。

せん断試験結果から OL 級岩盤の浮上り点における応力 σ - τ の関係をプロットすると図

— 4.5 に示すとおりであり、これより浮上り点におけるせん断強度を次式のとおりに定めた。

$$\tau' = 0.8 \times \sigma$$

すなわち、浮上り点安全率とは次式で示されるものである。

$$n = \tau' / \tau = 0.8 \sigma / \tau \geq 1.2$$

σ : 解析圧縮応力

τ : せん断応力

②の条件に対してCL級岩盤は次式で示されるが、

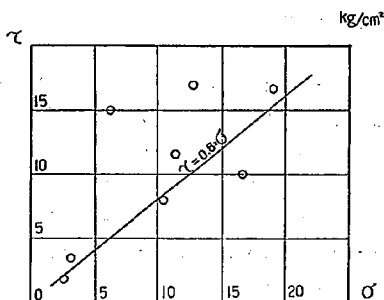
$$n = (\sigma + 70) / \tau \geq 2.0$$

これと④の条件式を比較すると次の2つの式となる。

$$\tau \leq (1.2 \sigma + 84) / 2.4 \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau \leq (1.6 \times \sigma) / 2.4 \dots\dots\dots(3)$$

これからみると σ は堤趾部付近で 100 t/m^2 程度であるので(3)の条件の方が厳しいことがわかる。この浮き上り点応力は岩盤せん断試験結果によるものでコンクリート、岩盤接触面あるいは、想定破壊面において確保されればよいものと考えられる。



図—4.5 浮上点 $\sigma - \tau$ 関係図

あ と が き

以上、大渡ダムの基礎掘削経通における斜面部の保護工および基礎岩盤について簡単に紹介したが、個々において、現場管理を目的にロックアンカー工には荷重計を、ボルトニングには張力計を打設基礎岩盤内には岩盤変位計等を設置し、挙動の観測を行ないながらより入念な施工に努めている。

質 疑 応 答

竹林（土研）： ロックアンカー工としてV・S・L工法を採用された理由について伺いたい。

山本： 主な理由は以下の3点である。

- 1) 急斜面での施工が容易である。
- 2) 施工地点の岩盤状況が多少異なっても、PCストランドの長さが容易に調節できる。
- 3) 本体施工業者との関係で積算上有利である。

竹林： V・S・L工法は耐久性に問題があるように思うがその点についてはどのように考えているのか？

山本： PCストランドの周囲にアスファルト系防錆剤を充填し、ポリエチレンシースで保護している。このアスファルト系防錆剤はワイヤの伸びにも追隨できるので耐久性についてはほとんど問題ないと考えている。しかし真名川ダムでの施工例等を参照して二次施工時（再緊張時）に耐久性についての再検討を行いたい。

岡本（土研）： ロックボルトの定着剤としてモルタルを充填したということであるが、定着部についての考え方を伺いたい。

山本： 本体ボルトイングは全長モルタル充填とし、1部流れ盤崩壊箇所は10tの緊張施工としている。ロックアンカー部の定着は付着面がボーリング径の $\frac{1}{2}$ と仮定し、さらに安全率 $F=2$ をとって定着長7mとした。

岡本： モルタルグラウトの確認はどのようにして行なったのか？

山本： 本体ボルトイングにおけるノーテンションロッドは口元でのリークで、テンションロッドはエアパイプからのリークで確認を行なった。ロックアンカー部についてもエアパイプからのリークで確認を行なった。

安江（土研）： プレテンションはどのくらいかけたのか、その考え方を教えていただきたい。

山本： 本体ボルトイングは岩盤特性からくる緩みおよび浮き出し防止が目的であるから、プレテンションをかけないのを原則とした。ロックアンカー部は所要抑止力と岩盤特性およびコンクリート断面から緊張力を118t、配置は5mピッチとした。

安江： 定着部は引張力を受けるが、その対策は講じているのか？

山本： 定着部は層状にならないよう千鳥配置とし、位置は想定すべり面より奥とした。

4. 原石山掘削斜面の安定について

土木研究所企画課

ダム計画官 竹 林 征 三

4. 原石山掘削斜面の安定について

1. 要 旨

御存知のように山くずれとか崖くずれとかいうものは、なんらかの兆候を見せるものである。特に毎日毎日多くの人の目に触れるような場合は、そうした兆候を早い時期にとらえることが出来る。真名川ダムの原石山は、表土処理から原石採取と進むうちに小さいものまで含めると、何十回となく崩壊しているが、崩壊の前ぶれを早く知り注意深く作業を進めることにより、幸い事故を起すことなく終了した。

これから述べる要旨は、昭和50年2月18日の大崩落から同年8月28日の台風6号による大崩壊までの調査結果をまとめ、若干の解析と考察を加えたものである。

2. 真名川ダムと原石山の概要

2.1 真名川ダムの概要

真名川ダムは建設省が九頭竜川水系に建設する初めての特定多目的ダムであり、九頭竜ダム、および笹生川ダムと合せ、九頭竜川水系における河川の総合開発の一翼を担うもので、洪水調節、不特定用水の補給および発電が目的である。

本事業は、昭和40年9月の奥越豪雨を契機にして急遽昭和42年より建設事業に着手した。その後、昭和48年12月補償基準の妥結と共に工事は本格化し、昭和47年9月コンクリート打設を開始し、51年6月には本体コンクリート工事はほぼ完成し、同年12月より一部湛水を開始したものである。

真名川ダムは堤高127.5mのアーチ式ダムで完成時点においては建設省直轄施工の完成ダム中、最も堤高の高いダムとなり、アーチ式ダムとしても黒部第4、奈川渡、高根第1、矢木沢、一ツ瀬につぐ第6位のダムとなる。堤体の諸元を表-1に示す。

2.2 原石山採取工事の概要

真名川ダムの原石山は図-1に示すようにダムより約3.5km南側の貯水池の左岸側に位置する。当初堤体積約58万 m^3 として原石必要量約60万 m^3 と計画し、原石山の比高120mを勾配8分で直高20mにつき、幅6mの小段を設けて平均勾配約4.7分であったが、昭和46年の崩壊に鑑み、比高170mを勾配8分で直高10mにつき2m幅の小段を設けて平均勾配を1割に計画変更した。また切取法面は切取完了後上部より厚さ9cmのコンクリート吹付を実施してきた。原石採取量の経緯は表-2のとおりである。

原石山の地形は、尾根が真名川に張り出したコル状の

表-1 真名川ダム計画の諸元

ダ ム	
河 川 名	九頭竜川水系真名川
位 置	左岸 福井県大野山下町金子石岸
集 水 面 積	223.7 km^2
型 式	中央柱梁型直付式コンクリートダム 不等厚アーチ式コンクリートダム
堤 高	127.5m
堤 頂 高	327.0m
堤 頂 長	640m
堤 頂 厚	26.20m
堤 体 積	約 537,000 m^3
基礎工費高	E1.260.0m
堤 頂 厚	E1.267.5m
基礎地質	片麻岩及び砂岩、一部石灰岩を含む
貯 水 池	
湛 水 面 積	2,900 km^2
湛 水 池 長	12.0km
総貯水容量	115,000,000 m^3
有効貯水容量	95,000,000 m^3

地形で、ピークはEL 675 mで河底より比高370 mでその東向き斜面を原石採取地としている。

原石山は図-2の断面模式図に示すように全体としては凸状の斜面で、上半分は約45°の急斜面をなし、更に河床付近は高さ25~40 mの直立崖をなしている。

表-2 原石採取量および崩落土量

年度別	堤体打設量 (m^3)	河土集積 (m^3)	原石採取量 (m^3)	崩落土量 (m^3)	計 (m^3)	備 考
S. 46	—	—	348,800	—	348,800	—
S. 47	52,168	90,000	60,000	150,000	498,800	11月1・2日
S. 48	175,941	—	200,790	—	376,731	—
S. 49	189,763	—	233,830	7,200	430,793	—
S. 50	87,586	—	98,460	153,200	339,246	2月18日 89,700 m^3 8月23日 93,500 m^3 計落
計	504,858	438,800	593,080	310,400	1,847,138	—

3. 原石山の地質

原石山の地質は中生代手取層群に属する砂岩、礫岩、頁岩であり地質構造としては飛騨高原外縁部に位置するため複雑な褶曲、断層が発達している。

原石山はその中央部でN40°W, 35°Eの断層によって地質構造は大きく2分されている。すなわち、真名川に面する下部斜面は礫岩と砂岩を主として非常に堅硬で、備かに頁岩の薄層がみられる程度であるが、上部では頁岩と砂岩が主体となり砂岩は亀裂に富み頁岩は風化している。しかも岩盤は全体的に受盤状を呈している。これ等の基盤を覆って表土、礫混り砂質シルトよりなる表土が分布するがその層厚は4~12 mで一般的に斜面下部が薄く、上部になるに従って厚く地すべりの頭部では10 mにも達している。原石山上部の基岩の風化は基盤表面より約15~20 mが特に甚しく、ボーリングコアでは塊状あるいは礫状、礫混り土砂状を呈している。これはこの地域が過去においていくつかの断層運動によって破壊され風化した

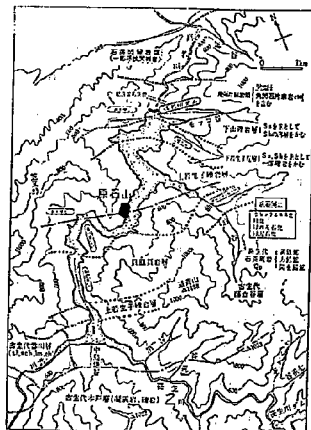


図-1 真名川ダム貯水池周辺地質図

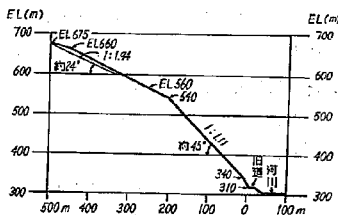


図-2 原石山断面模式図

ことを示すもので、今回地すべりを起した斜面北西側の滑落基のN50°E断層もこれ等の1つと考えられる。そしてこの地区の岩盤すべりは、こうした断層とこれに伴う破碎ゾーンにおいて発生したものと考えてよい。

空中写真を利用し、地形的な視野から原石山を見た場合、リニアメント図(図-3)に示すように山頂より真名川へ向け放射線状の線構造が認められ、更に原石山斜面内にはこれに直交する構造も存在する。ここではこうした構造に支配された地すべりの運動ブロックが形成されており図-4にも示すとおり地すべりブロックはA~Iの9個になっていた。

4. 原石山地すべりの概要

昭和46年6月の原石採取工事着工以来幾度となく原石山の崩壊は続いている。それらの概要を順次のべる。

4.1 昭和46年11月1日の第1回崩落

昭和47年よりの原石採取に先かけ表土処理35万 m^3 が終った昭和46年11月1日、2日の両日にかけて、測線A9~13の地山がEL500~550 m にわたり表土、約15万 m^3 が崩落した(図-5)。この崩落直前の降雨の状況は、20 mm 前後の雨が9日間続き、崩落



図-3. 原石山付近リニアメント図

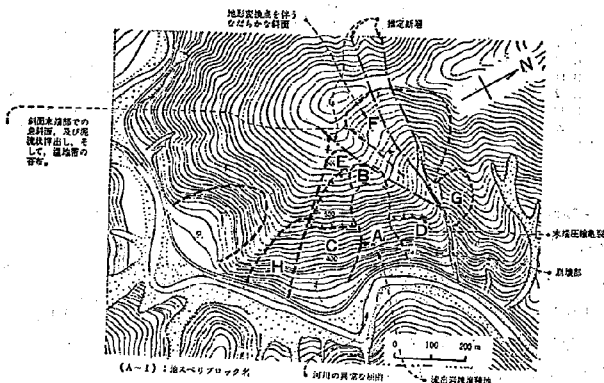


図-4 地表踏査成果図・地すべりブロック図

直前日の10月31日には39.2 mm のやや強い雨を記録している。3日連続雨量で68.2 mm 、崩落を決定づけるに作用したと思われる実効雨量(後述)は183 mm であった。

4.2 昭和48年~昭和49年までの小崩落

昭和48年から49年までの間には、掘削に伴って小崩落があいつぎ、その後の大崩落の前兆となった。これらの崩落経過を表-3に示すが、この表からも明らかなように当日雨量よりも連続雨量、実効雨量の影響の方が大である。

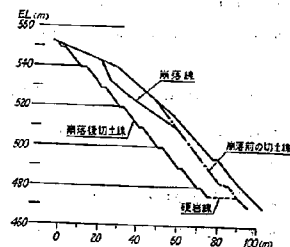


図-5 S46.11第1回崩落標準断面図

表-3 S48年, S49年の崩落経過

年 月 日	測 線	標 高 E L (m)	記 事	用 量 資 料 (mm)		
				当日雨量	連続雨量	有効雨量
S48. 9.22	13	E 1490	吹付箇所裏(下部)崩落20~30m ³	15.6	23.6/2日	118.4
10.22	13	500	S47年度吹付箇所の裏側崩落150m ³	3.2	21.7/3日	114.
10.29	11	475	S47年度吹付箇所の裏側崩落50m ³	0	58.6/2日	148.8
11.16	13~14	490~500	吹付面動く	0	6.1/1日	117.8
11.17	13+5.0~13+10	485~500	S48年度吹付箇所大きく崩落	0	0	111.9
11.16	13	490~500	S48年度吹付箇所大きく崩落	21.6	21.6/1日	127.9
S49. 6.12	13~14	530	S48年度吹付箇所大きく崩落	4.4	17.2/2日	131.4
6.23	13~14	"	"	0	73.3/5日	164.8
7.16	10~12	470~480	落石有り。今後下り作業に注意をつける	0	44.8/2日	173.2
7.25	"	"	早朝より100mmの雨有り。50m ³ (左)崩落 取石山金作業中止	20.8	94.1/2日	241.6
7.26	15	430	亀裂大による下り作業禁止	0	0	229.5
7.28	10~12	470~480	崩落 800~1,000m ³	19.5	19.5/1日	226.7
7.31	13~15	430~450	崩り下り3回動き落石あり	14.7	34.2/3日	209.0
8. 6	10~12	470~480	雨天時落石あり下り監視	0	0	153.6
8. 9	"	"	雨天時落石あり下り監視。毎日落石あり	0	33.9/3日	162.3
8.27	10~12	470~490	150mmの降雨約200m ³ 崩落。作業全面中止	58.6	206.4/3日	276.8
8.28	"	470~510	100m ³ 崩落	0	206.4/4日	263.0
10. 2	13~15	480~450	亀裂大々くなる。封鎖撤消	9.4	18.4/2日	138.9
11. 1	11.13	480~470	浮石。落石多し	3.9	8.8/2日	122.8
11.13	13~14	490	朝落石多し下り作業中止	19.2	50.2/3日	180.4
11.14	"	"	70"30" 1,000m ³ 崩落(S49年吹付部下)	0	50.2/4日	114.4
12.12	13	480	亀裂。落石多し。直下作業禁止	0	73.8/2日	119.7
12.13	"	"	崩落 危険有り。全面立入禁止	8.6	82.4/4日	131.8
12.20	"	"	崩落約1,000m ³	2.2	50.8/13日	126.5

4.3 昭和50年2月18日の大崩落

昭和50年1月15日には約1.2mの本
年最高の積雪を記録し、以後は2月16日
まで比較的高温な日が続き多量の融雪が起
った。そして地盤に充分水が供給されたで
あろう2月17日、測線7~8のEL.

520 m付近で小崩落が発生した。翌18日の14時30分、測線8~12にかけて幅100 m、法長にして110 m平均厚5.3 m、土砂量にして約6万m³の大崩落が生じた。この時は厳冬期のためわずかに遠くから山をのぞむだけに終始していたが、雪どけを持ちのぞむように調査に入り、滑落面や崩落土塊の状況から地表付近の岩盤が極めてクラッキーであることに驚かされた。なお崩落土塊の厚さは最大12 mであった。

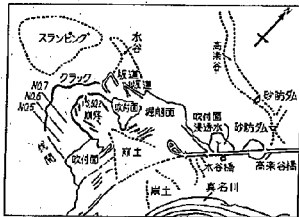


図-6 S50.2 崩落後のクラック位置図

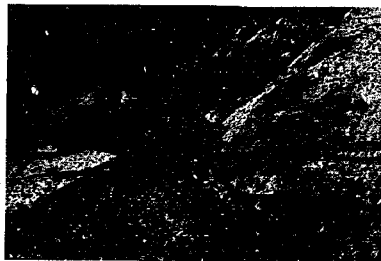


写真-1 昭和50年2月18日崩落後
(4月撮影)

4.4 昭和50年8月崩落前の地すべり調査

2月18日の原石山中央部の大崩落の後雪だけを待って現地調査に着手した。その結果、図-6に示すがごとく崩落地を囲むように、幅200mにわたり、段差2.0m~0.8mの直

線状キレットを発見し、このためこのキレットに警報装置を設置し、骨材採取作業の安全を計るとともに地すべり調査を実施した。

調査は図-7に示すように、傾斜形3ヶ所、伸縮計5ヶ所、さらに18孔のボーリングを行い、うち4孔にはパイプひずみ計を設置した。

傾斜計の月合成変動量は280~450秒(93~50秒/日)で極めて果積性が高く顕著な運動を示した。

また伸縮計の結果は図-8に示したとおり、キレットをはさんだS-7、S-9、S-13は6月末より変動が激しくなり、月間の伸びは24~60mmにもなっていた。

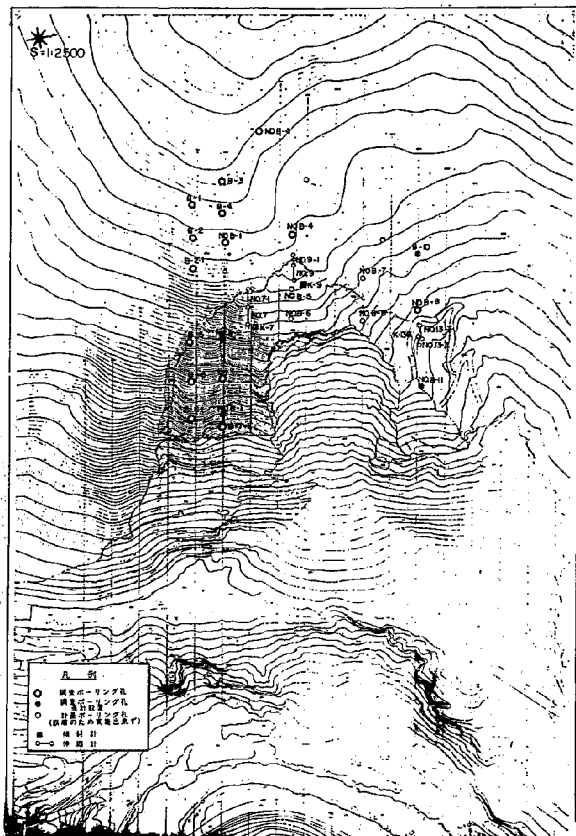


図-7 真名川ダム原石山地すべり調査位置図(S.50.5)

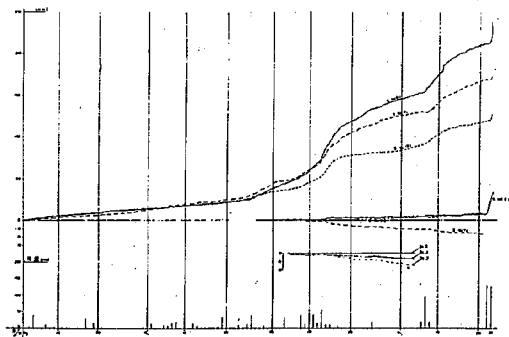


図-8 地盤伸縮変動図

4.5 昭和50年8月23日の大崩落

台風6号は、昭和50年8月22日の夜紀伊水道を北上し翌23日1時30分蒲生田崎に上陸後、5時30分ごろ神戸の西に再上陸、9時には敦賀から日本海にぬけた。この台風による強雨は22日の9時より降り始め、ダムサイトにおける雨量は22日130mm、23日132mm、と2日連続雨量262mmを記録した。特に、原石山崩落直前における雨の状況は、6時間雨量で106mm、3時間雨量63mm、時間雨量、30分間雨量はそれぞれ29mm、17mmを記録した。

崩落は13時40分～15時40分の間に発生し、E L 580～500mの標高で幅120m、法長120m、平均厚6.5mと土砂量にして9.6万m³の大崩落が生じた。この崩落により観線8～11の上部に延長60m、最大落差25mの直線上の滑落崖が形成された。滑落崖の走向はN50°E、傾斜は40°E、崖面に、粘土の付着した新鮮な砂岩が露出していることからみて明瞭な断層が存在し、この断層を境界として地すべりが発生している。(図-9、写真-2、表-4)

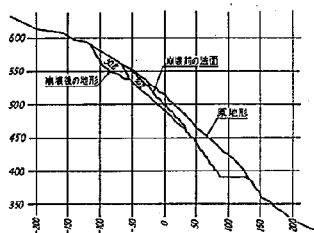


図-9 昭和50年8月および8月の崩落標準断面図



写真-2 昭和50年8月23日15時
原石山中央部崩落中

表-4 昭和50年8月23日 崩壊状況

日 時	記 事	備 考
8/22	雨、異常なし、No.9地すべり計日変化2.4mm	8/22 7:00～ 降雨量 130mm/day
8/23 7:00	地すべり計(SR-1-3)に連動の2mm/hr 警報装置メーンスイッチを切り作動復元を待つ	
9:00	同上、警報作動開始回となる作動復元を待たずに電源を切離す	
10:00	No.13 支持法面の伸縮計(LR-19.3座)の下段変位急激にテンション方向へ大きくなる	
10:30	リオートスイッチと水素による警報装置(累計移動量 2mm)作動	7:00 降雨量 1
10:55	付随計下段警報記録装置により警報発する2mmの移動で作動するようセット	11:00 67mm/4hr
12:50	付随計、上段、中段、下段、全て警報発し警報ランプ点灯	
13:20	法面の各所、小さな落石続く	
13:40	No.10～12 肩より崩落	
14:00	No.13 E L480 ベンチ下より崩落 No.15 E L480 肩付近より崩落 No.9～11 肩付近より崩落	
14:20	No.9～11 E L480 } 交互に崩落続く No.13 E L480 No.15 E L430	
14:50	No.9～11 肩付近より大きく動く様子	
15:00	No.8～11 E L680～695より下部大崩落	11:00 降雨量 1
15:20	No.7～8 肩より崩落	16:00 6mm/5gr
15:30	No.12～15 吹付面大きく崩落	
15:40	No.7～8 2段位に分かれて崩落	8/24 7:00 5mm/15hr
17:00	完全に落ちていた鉄橋、推定土量 94,000m ³ (累計降雨量262mm)	

5. 雨量と変動量

5.1 実効雨量の検討

地すべり移動量と降雨量の関係は図-8からもわかるとおり密接な関連がある。移動速度は当日雨量のみならず、それ以前の雨の影響を受けるはずであるから、雨量の表示として実効雨量を考えることにする。実効雨量は次式で表わされる。

$$R_c = \sum_{m=0}^n \alpha^m R_m$$

ここに R_c : 実効雨量

R_m : 当日の雨量

α : 低減係数

n : 経過日数

ここで R_c と日移動速度 (mm/day) との相関が高い α を求めてみると図-10のようになる。すなわち S-7, S-9 においては $\alpha = 0.95$, S-13 においては $\alpha = 0.89$

となり、S-9 の場合は相関係数 $r = 0.89$ となって相関性もかなり高い。図-11 は実効雨量と移動量の相関図である。これからも明らかなように移動量と実効雨量との関係は明確であり、低減係数 α は地すべり地の保水機構によって変わるものと思われる。更に実効雨量の表示の問題として単位雨量の期間のとり方が問題となつてこよう。

5.2 雨量強度の検討

ここでは雨量強度と移動速度との関係について考えることとし、昭和50年8月28日の崩落前の日移動速度と雨量速度、先行実効雨量の関係を次ページの図-12に示す。ここに先行実効雨量 ($R_c - R$) は前日までの実効雨量に当日のその時以前までの雨量を加えたものである。尚、ここで用いた時間雨量記録は原石山には日雨量記録しかないため、約2km上流のダム第1出張所の自記記録を使用している。図-12からもわかるとおり当日雨量および6時間雨量と日移動速度との間では相関が高いが、10分間、30分間雨量や時間雨量との間にはあまり相関はうかがえない。このことはシラス地帯の崩壊で坂上務の報告結果と相違する。すなわち坂上氏は、表-5に示すように地すべりと降雨強度の相関は10分間雨量が最も影響するとしている。こうした違いは「シラス」と「岩」との地すべり機構の相違、もっと具体的に云えば降雨の地下への浸透および地下水の浸出等、地すべり地の保水機構の相違と考えられる。

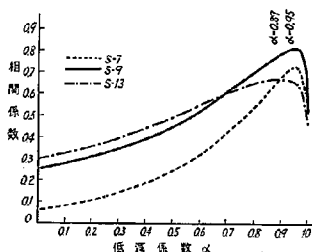


図-10 低減係数と相関係数

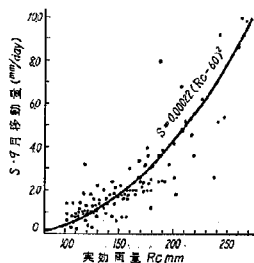


図-11 実効雨量と日移動量

表-5

降雨時間	10分間	1時間	3時間	総雨量
相関係数 r	0.78	0.37	0.44	0.33

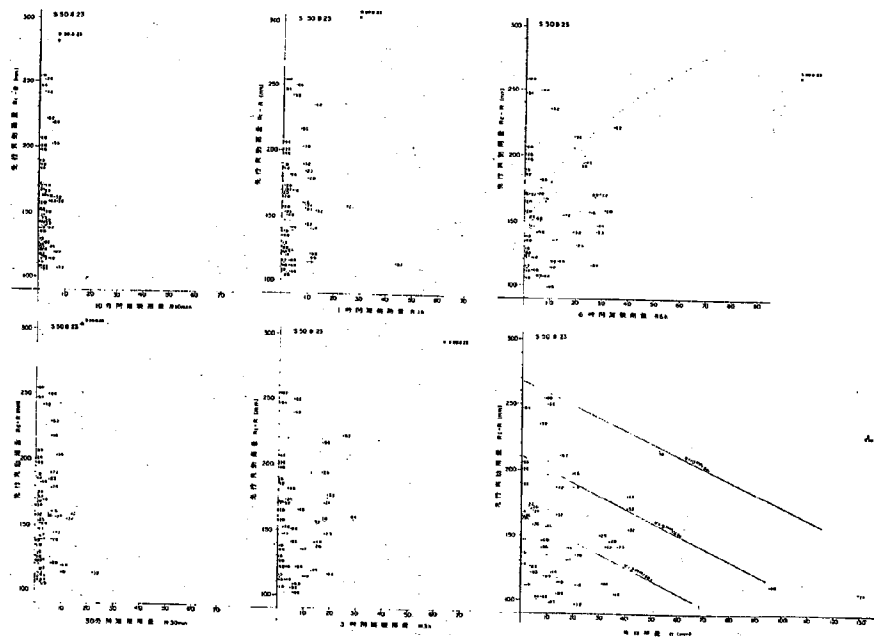


図-12 雨量強度と風速度

5.3 超過保留量の検討

大滝俊夫により導入された超過保留量に関する水利方程式として次式が成立する。

$$\frac{ds}{dt} + Q = I \delta A$$

ここに A : 集水域の面積

δA : 崖くずれに係する集水域の面積

I : 単位面積, 単位時間当り浸透する量

Q : この集水域から浸出する量

S : この集水域の貯留量

ここで $S = h \delta A$

h : 貯留水頭

$Q = \nu S = \nu h \delta A$

ν : 浸出係数

と定義し, さらに

a : 中間流出の遅れ時間

$\nu' = \frac{\nu}{1 - a\nu}$: みかけの浸出係数 $\varphi = \varphi(1 + a\nu')$: みかけの浸出率

として

$C' = \frac{\varphi(1 - e^{-\nu'})}{\nu'}$ とおけば t 時の貯留水頭 h(t) は

$h(t) = C' e^{-\nu' t} \sum_{j=1}^t e^{\nu' j} R_{(j)}$ と表示することができる。

ここに降雨強度 R(t) には時間雨量を用い, (i-1) 時から i 時までの雨量を R(i) で表示する。上記の貯留水頭 h(t) に関する式を昭和 50 年 8 月 28 日の崩落に適用すれば図-18 のようになる。ここで 8 月 22 日以前 18 日間に降雨がないことを考えれば, 8 月 22 日は最も土湿不足の状態だったものと思われる。したがって雨量累加曲線から地すべりに至るまでの超過保留量に要する降雨は約 200 mm と考えられる。この値は, 横浜市緑辺における関東ローム層の崖くずれでの 90 mm と比較した時, 今回の地すべりの地盤抵抗力はかなり大きかったと推定できる。尚, 図-13 は大滝が横浜において実測から推定した, 浸透率 $\phi = 0.7$, 中間流出の遅れ時間 $a = 2$ hr およびみかけの浸出係数 $\nu' = 0.125$ のときの値を示すものである。

また大滝は横浜の丘陵地帯, 緑辺における崖くずれでの必要最少超過保留量を 30 mm と推定したが, 真名川ダムの風化岩では, 土湿不足を考慮しても超過保留量は 30 mm より十分大きいという結果が得られた。しかも 1.5 時の崩落時には貯留量が減少の傾向を示すことから, 中間流出の遅れ時間 a は 2 hr 以上であると思われる。今後は貯留量 h とひずみ量との運動方程式を解明する必要がある。

6. 法面崩壊時期の検討

斉藤彦孝は, 伸縮計の記録より求められた地表の歪速度からクリープ破壊時間を予知する方法を見いだした。ここでは, 真名川ダムの原石山での測定値に対して, 斉藤の予知方法を適用して, 真名川ダムの原石山における崩壊予知について検討する。

斉藤は実物大の模型斜面による崩壊実験において, 幾つかの要因の計測結果から (土圧, 傾

斜、ひずみ等) ひずみが最も崩壊予知に役立つことを見いだした。

一般に土塊が破砕される一定の応力を受けた時、土のクリープ破壊曲線は図-14に示す形をとる。斉藤は2次クリープのひずみ速度と破壊時間との間に、一定の関係があること、および8次クリープの領域においても破壊予知は可能であるとしている。

図-8は真名川ダムの原石山における崩壊前のデータであるが、高場山トンネルの地すべり計でも確認されたと同様に、伸縮計が活発に動き、崩壊予知に必要なデータを与えたのはクラックをはさんだS-7、S-9、S-18のみで、他の伸縮計の動きは崩壊寸前まで変わらず崩壊予知には、程んど役に立たなかった。

斉藤は定常ひずみ速度 ($\dot{\epsilon} : 10^{-4}/\text{min}$) とクリープ破壊時間 ($t_r : \text{min}$) として多数の室内実験および現地測定の結果より次式を見いだした。

$$\log_{10} t_r = 238 - 0.916 \times \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59$$

ここで

$$\dot{\epsilon} = \frac{\Delta L}{L} \times \frac{1}{\Delta T}$$

L : ΔT 時間内の移動量 (mm)

ΔL : スパン長 ΔT : 経過時間 (min)

この式はスパン長 = 10 m のときのものであり、 ± 0.59 は測定値の9.5%を含む範囲である。なおこの関係は2次、8次クリープをとわず土の性質、斜面の状況に左右されないといわれる。そこで真名川ダムの原石山におけるクラックを挟んだ伸縮計の動きから「ひずみ速度 - クリープ破壊時間」を求めてみると図-15のようになる。

また $\dot{\epsilon}$ と t_r の関係式は、 $\log_{10} t_r = 1.795 - 0.458 \times \log_{10} \dot{\epsilon}$ となり勾配が斉藤の式の半分になったのが興味深い。

さらに大阪府柏原市の亀の瀬地すべりにて昭和51年1月17日クリープ破壊が生じ、その時の観測結果より島らが計算して、

$$\log_{10} t_r = 1.79 - 0.746 \times \log_{10} \dot{\epsilon}$$

が得られている。この真名川と亀の瀬の結果より考え合せると、 $\dot{\epsilon}$ と t_r との関係は斉藤の提唱している程一義的には決まらないと思われる。これは斉藤式が模型実験の結果が多いこと、また土の中のすべりを対象にしたものが多いこと、したがってクリープ時間の長いものの観測データが多いことなどから、真名川ダムの原石山のように風化岩などのクリープの極めて短い

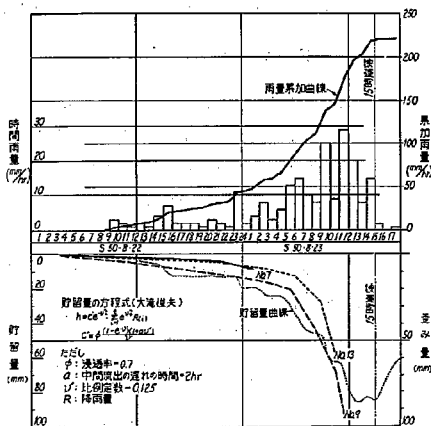


図-13 降雨強度、雨量累加曲線、歪量および貯留量関係図

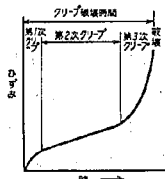


図-14 クリープ曲線

場合とではかなり相違するものと思われる。

またその他次のようにも考えることが出来る。すなわち「ひずみ速度とクリープ破壊時間」の関係式において、 tr は有次元数であり一方 $\dot{\epsilon}$ は一応無次元数と考えられるが実際には10 mの基線についてのひずみ量であることより有次元数と同じと考えられ、これ等の現象を無次元数でもって一義的に表現することは若干無理があるように思われる。

今回の測定結果から、風化岩と、土砂の地すべりとは勾配が異なり、一般的には両者の中間ぐらいになるものと思う。

7. 崩壊予知の図式解法

各時点でのひずみ速度と残された破壊時間との間には、

両対数紙上で逆比例の関係が成りたつとすれば

$$\log tr = a - b \log \dot{\epsilon}$$

ここで $tr = to$ で $\dot{\epsilon} = 0$ とし斎藤の場合の $b = 0.916$

を $b = 1$ と近似すれば

$$\epsilon(t) = A \log \frac{tr - to}{tr - t}$$

真名川ダムの原石山の場合も同様に考え $b = 0.458$ を $b = \frac{1}{2}$ とすれば

$$\epsilon(t) = B \frac{(tr - to)^2}{tr - t} - B(tr - to)$$

となる。ただし A, B は定数、 t は任意の時間、両式ともそれぞれ tr, to, A および tr, to, B の3つの未知数を含んでいるので、クリープ曲線上の3点が与えられればその時点から破壊までの時間 $tr - t$ を求めることができる。

曲線上の3点をとるときひずみ間隔を等しくとると、斎藤の場合

$$tr - t_1 = \frac{\frac{1}{2}(t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)}$$

真名川ダムの場合も同様にして

$$tr - t_1 = \frac{\frac{1}{2}(t_2 - t_1)(t_3 - t_1)}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)}$$

となり、斎藤の場合の分子 $(t_2 - t_1)^2$ が、 $(t_2 - t_1)(t_3 - t_1)$ に変わるだけの結果となる。したがって斎藤の場合の図式解法を示すと図-16のようになり、真名川ダムも同様な手法を用いると図-17の左上のような図式解法を求

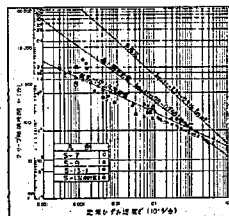


図-15

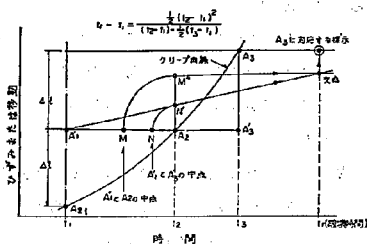


図-16 第3次クリープにおける破壊時間の図式解法 (斎藤)

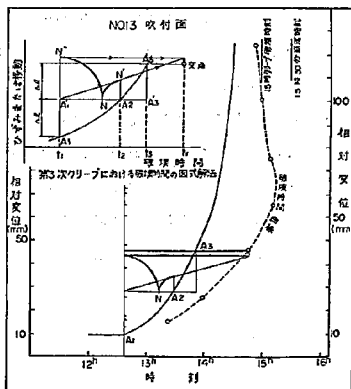


図-17 真名川ダムにおける図式解法

めることができる。

すなわちまず基準線を定め (A_1 を通る縦線) 求めようとする時点 A_3 の基準線への投影点と A_1 の中点を A'_1 とする。 A'_1 を通り、横軸 (時間軸) と平行な直線とひずみ曲線との交点を A_2 とし、 A_3 のこの直線への投影点を A_2 とする。 A'_1 、 A_2 、 A_3 の時間がそれぞれ t_1 、 t_2 、 t_3 である。次に A'_1 、 A_2 の中点を N とし A_2 、 t_2 を通る縦線上に NA_2 に等しく、 $N'A_2$ をとり、 A_1 、 t_1 を通る縦線上に NA'_1 に等しく $N'A'_1$ をとる。

次に N' を通り時間軸に平行な直線と A'_1 、 N' を結ぶ直線との交点を求めると、この点の時間が A_3 点で予知される破壊時間 t_r となる。

以上の図式解法を $S-18V$ に適応させ、求めたものが図-17の右の図であり、クリーブ破壊時間の15時にはある程度の精度で予知できることを示している。

崩壊予知の図式解法にあたっては斉藤の方法と、真名川ダムの方法の間くらいの幅をもって予知するのが好ましい。そうして、風化岩的な地すべりでは真名川ダムの方法に近い値と考え、土の地すべりでは斉藤の方法に近いものとして、範囲を持った予知が適当かと思う。

8 ま と め

- ① 1次および2次クリーブについては、実効雨量との相関が高く、なおかつ低減係数 α が非常に大きいことより、浸透水が破壊ゾーンに蓄積されて破砕ゾーンの強度を低下させて行き、クリーブが進んでゆくことがわかる。又、浸透水が減少すればクリーブは沈静化する傾向を示している。
- ② 岩すべりの場合は弱層部のクリーブ破壊と、その後岩を切る部分の破壊とよりなり、クリーブ開始後崩落までには若干の時間はあるがそれ程長くない。
- ③ 真名川ダムの原石山では2次および3次クリーブにおいて、ひずみ速度とクリーブ破壊までの時間は両対数紙上で約4乗に逆比例していた。
- ④ t_r と $\dot{\epsilon}$ の関係は斉藤が提唱しているほど一義的には決まらないようである。斉藤式はどちらと云えば土砂の中での崩壊結果が多く、クリーブ時間の比較的長いものが多いことから当地のように風化岩で、しかもクリーブ時間の極めて短い場合にはある程度の誤差があるものと思われる。
- ⑤ 風化岩すべりでは、土砂の地すべりにおける t_r に対する $\dot{\epsilon}$ の勾配が異なり、一般的にはこれらの中間ぐらいが適当かと思う。したがって崩壊予知の図式解法は、便宜的に斉藤の方法と真名川ダムの方法の間くらいの幅をもって予知するのが好ましいと思われる。
- ⑥ 真名川ダムの風化岩では最大の土湿不足の状態から、地すべり発生に至るまでの超過保留量に必要な降雨は約200mmであった。さらに、中間流出の遅れ時間は2hrより大きい。

質 疑 応 答

三浦（九州）： 実効雨量と崩落の規模には関連があるのか？

竹林： 毎年掘削が進み、斜面の安定度が異なっているので、はっきりした関連は認められなかった。

中村（地江り）： ボーリングをしてすべり面の位置、性状等を明らかにしているが、すべり面は断層面であるかどうか？ また斜面とほぼ平行なすべり面もあるようだが、これは風化の面と何か関連があるのか？

竹林： 崩落した時の滑落崖の部分は断層面である。斜面と平行なすべり面については断層とは関係のないような印象をうけた。風化の面との関連も明らかではない。

中村： 掘削を開始する前に崩落は予知できなかったのか？

竹林： 最初から担当していなかったもので、はっきりとはわからないが、おそらく崩壊の発生については全く予想していなかったと思う。現時点で考えると、調査をもっと行なえば、崩壊はある程度予知できたかも知れない。

5. 都市トンネルの施工例

東北地方建設局仙台工事事務所

工務第二課長 中 島 弘

5. 都市トンネルの施工例

1 はじめに

国道48号は、仙台市を起点とし山形市を終点とする延長78.0kmの一般国道であり、宮城、山形両県を結ぶ幹線横断道として重要な路線である。しかるに近年、仙台市近郊において自動車交通が極度に渋滞し、仙台都市圏における交通上の陸路となっている。

これらの問題を解決すべく、仙台市内の一般国道4号と仙台市折立地区の東北縦貫自動車道間延長5.8kmを現48号のバイパスとして、また縦貫自動車道のアクセスとして、自動車専用道規格で「仙台西道路」が計画され、うち第一期工事として、仙台市内の起点側の商店街0.9kmを除く延長4.9km間を昭和46年度より事業に着手したものである。

本工事の主体となる延長2,220mの青葉山トンネルは、昭和49年度に上り線、西側坑口より着工し、現在、昭和50年度を初年度とする8カ年国債工事により、西側の1,750mを第一工事、東側の452mを第二工事として施工中である。

2 工事計画概要

本トンネルの全体計画は下り2車線、上り2車線のセパレート型式で、規格は第1種第3級、設計速度80km/hの自動車専用道で上り線、下り線とも各々延長2,220mの双設トンネルで上、下線の間隔は標準30mである。

本トンネルの通過地域は、東側坑口付近の452m間は住宅が密集する住居地域であり、またトンネル地表中央部には、宮城教育大学および付属する各種の研究施設および宮城県教育研修センターなどがあり、トンネル通過地の大半が文教地区に指定されているなど、工事中の環境問題として、特に宮城教育大学を始めとして、その他、研究所の付属設備があり、地形的に仙台市の上水道が使用できないため、地下水を使用しており、これの枯渇の問題あるいは宮城教育大学に設置してある地震計、あるいは教育研修センターなどの電算機に与える震動の問題その他工事中の騒音に対する問題などほかにみられない環境問題が数多くあり、これらに対処する工法の選定を迫られたもので、第一期工事の西側坑口より1,750m間は、調査、実験の結果火薬使用量あるいは時間帯の調整など爆破工法を採用しても、殆んど影響がない結果が得られた。

しかし、第二工事の東側坑口より452mのうち340m間は、住居地域であるうえ、トンネルの土かぶり最低5m程度、平均で12～13m程度と非常に薄く、岩質的にも凝灰岩、砂岩、泥岩、れき層の互層と悪条件が重なっており、掘削時におけるトンネル地表面の地盤沈下防止の観点より、当区間については、特殊工法の「バイブルーフ工法」を採用することにした。

3 地質状況

本トンネルは、仙台市街地の西方、広瀬川右岸、青葉山の丘陵地帯に位置している。丘陵の高さは、海抜標高100～150mを示し、青葉山の頂部は火山灰におおわれた平坦面を形成しているが、全般的には緩く東側に傾斜している。トンネルの北側を蛇行して流れる広瀬川と

その支沢により、丘陵は開削され随所に凝灰岩に富む新第三系が急崖を形成している。

西側坑口より約1750m間の底設導坑先進による爆破工法区間は、地山弾性波速度で最大4500m/sec程度の安山岩と同じく1500~1900m/sec程度の凝灰岩より形成されており、その層間に一部泥岩、砂岩、薄い亜炭層が介在している。また、東側坑口付近の特殊工法区間については西側と同じく新第三系の岩質であるが、さらに複雑で地表より平均7~8m間は表土粘土化した凝灰岩、泥岩、および洪積層の砂れき層から成る互層を形成し、トンネルクラウン上部の1~8m区間は、凝灰岩、火山れき混じり凝灰岩、砂質凝灰岩などの比較的薄い互層からなり非常に複雑な地質状況となっている。これらのことから特殊工法区間の掘削に際しては、地盤沈下防止に対する十分な対策と家屋調査などの工事の事前調査が必要である。

4. 工事の実施

第一期工事は、上り線トンネルの完成と、下り線東側坑口付近の住居地域約340m間の特殊工法（パイプルーフなど）区間のコンクリート巻立まで完成させるものである。

4.1 パイプルーフ工法

4.1.1 工法選択の経緯

近年トンネル施工技術の発達により、沈下防止工法としての特殊工法もいくつか開発されその新工法のなかから比較的普及されていると思われる工法に①メツセル工法、②ランツエ工法、③ベルノルドシールド工法④ロックボルト工法、⑤吹付けコンクリート工法、⑥注入工法、⑦パイプルーフ工法があり検討の結果

- ① 地上に道路、建物などがあり開削方式を採用できない。
- ② 土かぶりが浅く、住宅などが密集しており、トンネル掘削時の地上への影響を極力少なくしたい。
- ③ トンネルクラウン上部にれき層があり、地盤沈下、崩落などトンネル掘削時に危険を伴う。

上記の状況を考慮し、パイプルーフ先行のコンクリート吹付けの併用工法を採用することにした。なお、コンクリート巻立は8m毎に二次仮巻を行ない、約60m遅れて、三次覆工により完成させることにした。

4.1.2 パイプルーフ工法の概要

パイプルーフ工法は、トンネル掘削に先立ち、掘削断面の外周にある一定の間隔（ときには連続して）に鋼管をボーリングまたは圧入によって挿入し、トンネル形状に合わせて屋根を形成し、掘削による地山の緩みを抑止しながら、切羽の崩壊を防止し安全にトンネル掘削をする工法である。

パイプルーフ工法の種類には次の3種がある。

- ① 単列パイプルーフ
- ② 複列パイプルーフ
- ③ 鋼管矢板工法

本トンネルの場合クラウン上部に凝灰岩、泥岩があり、N値50以上とある程度、支持

力が期待できること、また、鋼管の上下の岩を分断させない方法で地山の粘着力を有効に生かし、トンネル掘削時の肌落ちをできるだけ少なくさせるなど施工性と経済性を考慮し、単列パイプルーフを採用することにした。また、鋼管の挿入方法には、無水式無回転圧入と水使用ケーシング回転挿入の2工法があり、本トンネルの岩質が水に弱いことから、前者を採用した。しかし、この方式は、施工時間がかかるうえ、ボーリング精度について難点がある。国内の施工例では、最長50m程度であり、精度(管の歪位)は1/150程度が期待できるようであるが、本工事では最長66mであり、管の曲り方向が下方になった場合、支保工建て込み時に支障となるおそれがあり、十分な曲り測定を行いながら施工する必要があった。

4.1.3 TA式パイプルーフ工法

本トンネルの人家連担地区は、前述のパイプルーフ工法で施工する計画をたてたが、現在までの国内実績をみると最長50m程度となっているのは、このパイプの打込みの精度の問題が大きな要因となっているが、本トンネルにおいては、上、下線とも中間に沢があり、この沢を利用して立坑を掘り、これをパイプ打込みの基地として考えたもので、この沢は上り線については埋立てられ道路が築造されており、この盛土区間の掘削は盛土材が悪く、また湧水も考えられるので、トンネルの掘削が非常に危険と思われ、これらを併せて考えてパイプルーフを計画したため最長66mのパイプの打込みとなったものである。しかし、別添図のように岩盤線がほぼ水平に走っているのに対し、トンネルが起点側より1.58%の上り勾配となっており、トンネルクラウン上部の岩のかぶり方が終点側に行くにしたがって薄くなっていることがボーリング調査の結果、判明したので、この区間の対策工法について検討をせまられたもので、トンネルの切羽より直接パイプを打込み、この鋼管を支保工で直接支持する工法を考えたものである。

その他、新オーストリアトンネル工法(NATM工法)、ロックボルトと吹付コンクリートを併用し、トンネル周辺の地山アーチを強固に形成させる工法等がある。

しかし、当現場はクラウン部に期待出来ない風化凝灰岩が1m程度介在するのみで、その上部は地下水を含んだ礫層のためロックするのに問題があり、また国内での事例がないため危険であるとの考えで、TA式パイプルーフ工法を採用したもので採用にあたっては、

- ① 根固めコンクリートは切羽まで常に並行作業とする。
- ② 仮巻コンクリートは工程上から考え、最大6日間、吹付けコンクリートのみの状態で放置することになる。
- ③ 上部の砂礫層に介在する地下水を事前に抜いておく方がよい。
- ④ パイプルーフを施工したからと云って、地表面の沈下を防止出来るとは過信しない方がよい。或る例では、 $\phi 600\text{mm}/\text{m}$ の鋼管を打込んでも沈下した例がある。
- ⑤ 地質断面図で岩盤と礫層の境界がほぼ水平となっているが実際は凹凸が考えられ、特に凹部については風化が進んでおる場合が多い。また、No.95附近は岩の勾配の変化点であり、くぼんでいる可能性があり、その場合風化が進んで岩とは考えられないのではないか、地質の再調査を行う必要がある等の打合せが行なわれ再度地質調査を行うこと

とした。

4.1.4 地質再調査の結果

段丘礫層がSTA94附近で、トンネル元端より1mほど上位に存在することが予想され、地質構造よりSTA95～97附近に断層が存在するかどうか前回の調査ではボーリング孔No.3とNo.4の間隔が40m程度離れており、これを確認する目的でNo.3'孔のボーリングを行い、このボーリングの結果と青葉山周辺の地質を詳細に調査されてある東北大学理学部の柴田、大槻両先生に現地視察とボーリングコア鑑定を実施して頂いたが、その結果No.3'ボーリングにより砂礫の厚さは50～60cmと薄くなっておりSTA100～STA98を結ぶ地形は尾根を形成していたと考えられ人家は切土により建てられたものと思われ、STA97附近の崖には砂礫は認められず崖の面がすべり面とは考えられず急激な地層の変化も少ないと思われ断層は存在しないと考えるのも良いのではないかと考えられる。又、亀岡（青葉山）地区に分布する亀岡層は周囲が地入り地であるため詳細な柱状図がとれず不明確なことが多かったが、亀岡層は陸成、竜の口層は海成であるため亜炭層を境界とするより、すぐ上位の火山礫灰岩を境界と考えた方が妥当ではないかとの結論を得た。このためトンネルに及ぼす影響についてはNo.2孔附近で段丘砂礫とトンネル元端が最も接近し約1.5mとなる箇所については下位の竜の口層の風化状態が問題となり下り線ではNo.3孔附近で1mと接近するため同じことが考えられる。また砂礫層には地下水が考えられる。（近隣の井戸の水深が砂礫層でとまっている。）ので、砂礫層の下位の岩盤は強度的に問題があり、トンネル掘削中の地下水の噴出が考えられるので、事前に地下水の噴出が考えられるので、事前に地下水を抜く必要があろうとの結論に達した。

4.1.5 バイブループの孔曲り測定

最終孔曲り量を延長の1/150を目標として計画したが、施工延長の最大66mと長いので、孔曲りが目標値内に収まるか、また、孔曲りを起した場合、最終孔曲りを如何にして知るかと言うことが問題となった。測定方法については、当初ピアノ線緊張による方法で行ったが、時間がかかり過ぎ、測定値自体にも信頼度が薄いと考えられるため、トランシットで直接管内を視準する方法をとった。また、トランシットで視準不能になった場合はその後を工業用TVを利用した装置で測定し解析した。

測定は、深度5.5m、11.0m、16.5m、22.0m、27.5m、38.5m、55.0mにて行い、現場にてグラフにプロットして、孔曲りの状態を技工に把握させ、その後の押込み及び修正の資料とした。

1) ピアノ線緊張による方法

- (1) 押込みが終了したら、オーガーを引抜き、管内を充分に掃除する。
- (2) 中央にピアノ線（0.7mm）をセットした測定器を塩ビパイプに取付け、測定位置に押込み、ピアノ線の片側をバック・ポイントに取付け、30kgの張力で緊張して、口元のピアノ線の偏位をノギスで測り孔曲りを算出する。

この方法は、孔曲りがある程度以上になった場合、ピアノ線が塩ビパイプ内壁に触れるが、口元では、それが判らず測定値と実際の孔曲りに大きな差が出ることがある。

また、ピアノ線の取扱いや、ボーリング機の中心にピアノ線を通さなければならない煩わしさがあり、測定にもかなりの時間が要する難点がある。

2) トランシットにより直接視準する方法

- (1) 押込みが終了したらオーガーを引抜き管内を充分に掃除する。
- (2) トランシットを孔芯に据え付けトンネル勾配分の角度を振る。
- (3) 管内に視準器を挿入して口元部と測定位置の目盛を往復で読みとり、平均してその差を孔曲り量とする。

この方法は、孔曲りが管の約半径以上になると測定不能となる。

3) レーザー発振器と工業用TVカメラによる方法

- (1) トランシット測定で得た孔曲りの傾向より、孔曲りが溶接継手で折れていることがある。(これは、継手部の剛性不足のためと思われる。)したがって、パイプの中央部(測定位置)に、レーザー、発振器をセットし、一本手前のパイプの中央部に、TVカメラをセットする。
- (2) レーザースポットを、カメラの前のスクリーン(目盛付き)に照射させて、モニターにて読み取り、偏位を解析して、孔曲りを算出するもので、トランシットで測定不能となった後の補充を行う。

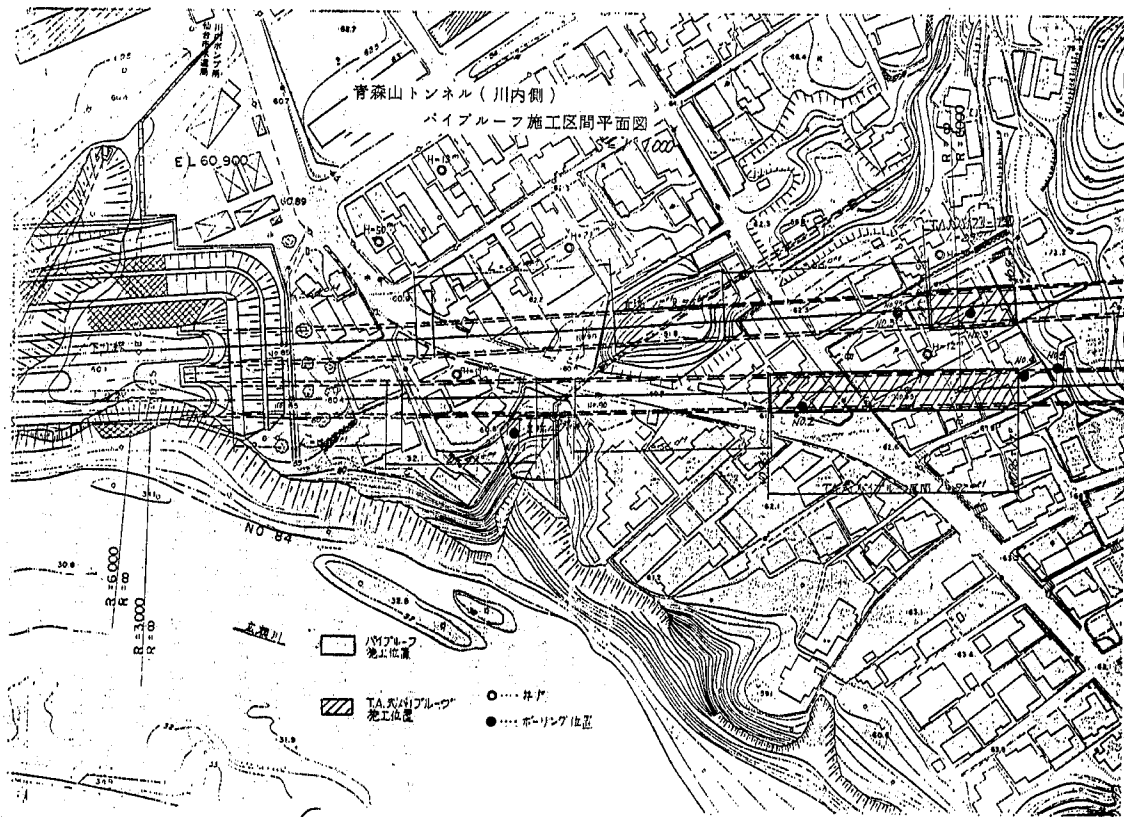
この方法は、トランシット測定の補充として開発したが、装置と管壁に間隔が出来るため、測定値にある程度の誤差を生ずるが、試験の結果によれば、105mm程度の測定では±50mm以内の誤差に収まった。

誤差をより小さくするために、管壁との隙間の縮小と装置の最も適当な長さの改良は今後の課題である。

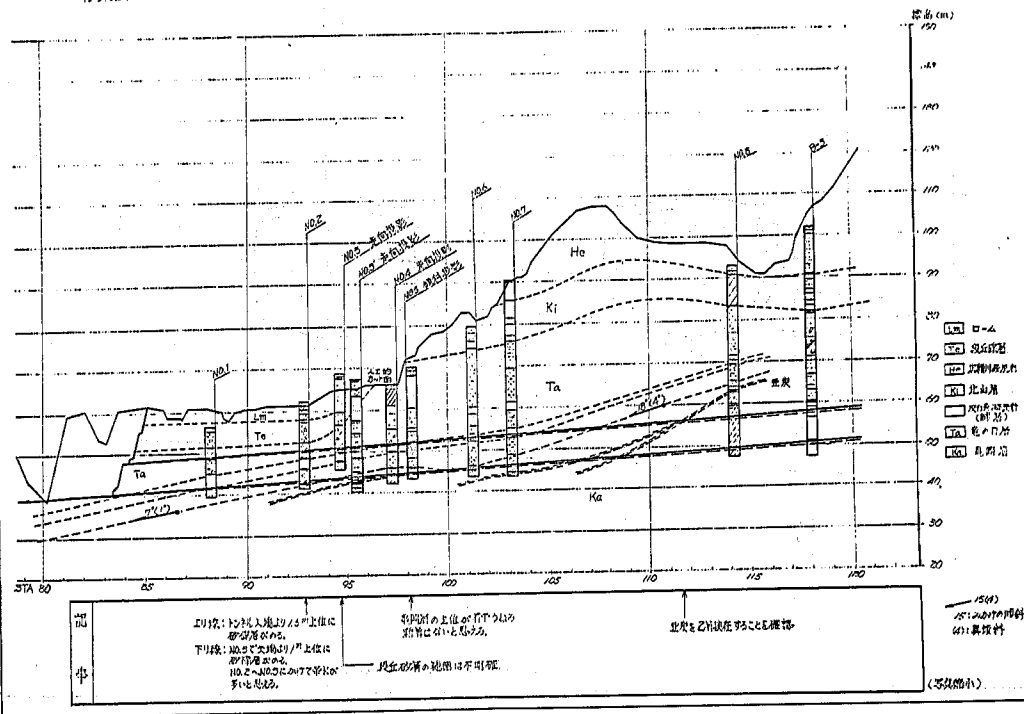
5. おわりに

今回は青葉山トンネル掘削に伴う、パイプルフ工法を中心として紹介したが、トンネルは最大土被りが80m程度と地震に近い所の掘削のため安山岩礫状帯の掘削に新工法としてルーフ・ゾー工法を開発したり、また、宮城県教育センターの給水用井戸が本トンネルに近接しており、掘削時井戸水の枯渇の恐れがあり、観測用として約100mの垂直ボーリングを施工し地下水の変動調査を実施したり、また東側坑口の特殊工法採用区間の人家連担地区に第1工事で使用している火薬の騒音或は震動が人家に伝達されこれに対応(本トンネルの火薬使用に伴う騒音、震動の問題については東北地建技術研究会に発表済である。)の問題、その他工事排水を仙台市内を流れる広瀬川に流下しており、市の広瀬川清流保全審議会の基準値SS25ppm、pH6.5~8.5を守るため、汚濁処理施設(能力60t/h、1t/min)を両坑口付近に設置するなど、都市近郊のトンネルとしての性格上、これらの環境公害防止に対する設計施工上の問題として、なお今後幾多の問題があろうかと思う。

なお、本工事は現在第1工事のL=1750mの掘削、巻立をほぼ完了し、第2工事については、上り線の上半掘削を約110m施工、地表沈下も約5m/mと大きなトラブルもなく施工中である。

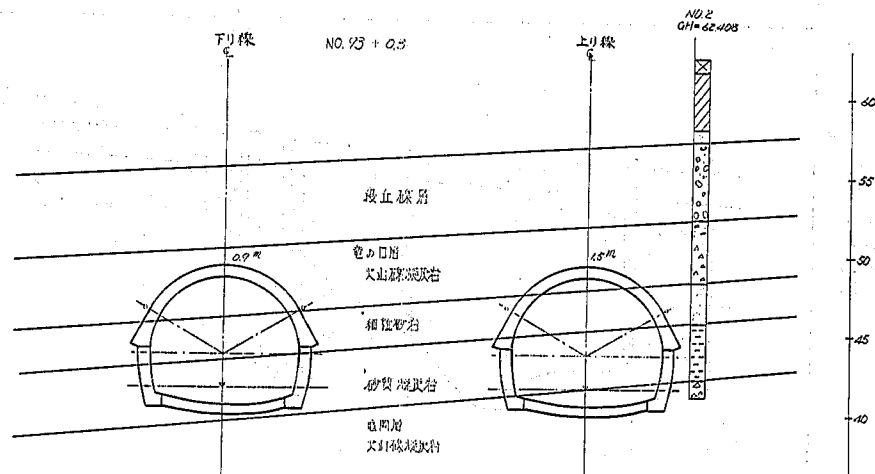


青葉山トンネル（上り線） 特殊工法区間地質縦断面図



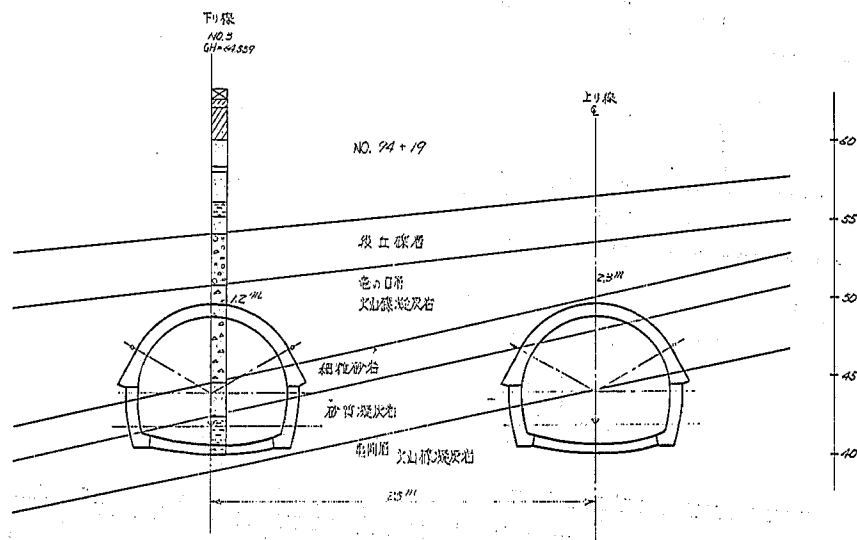
特殊工法区間地質横断面図 ①

S = 1 : 200



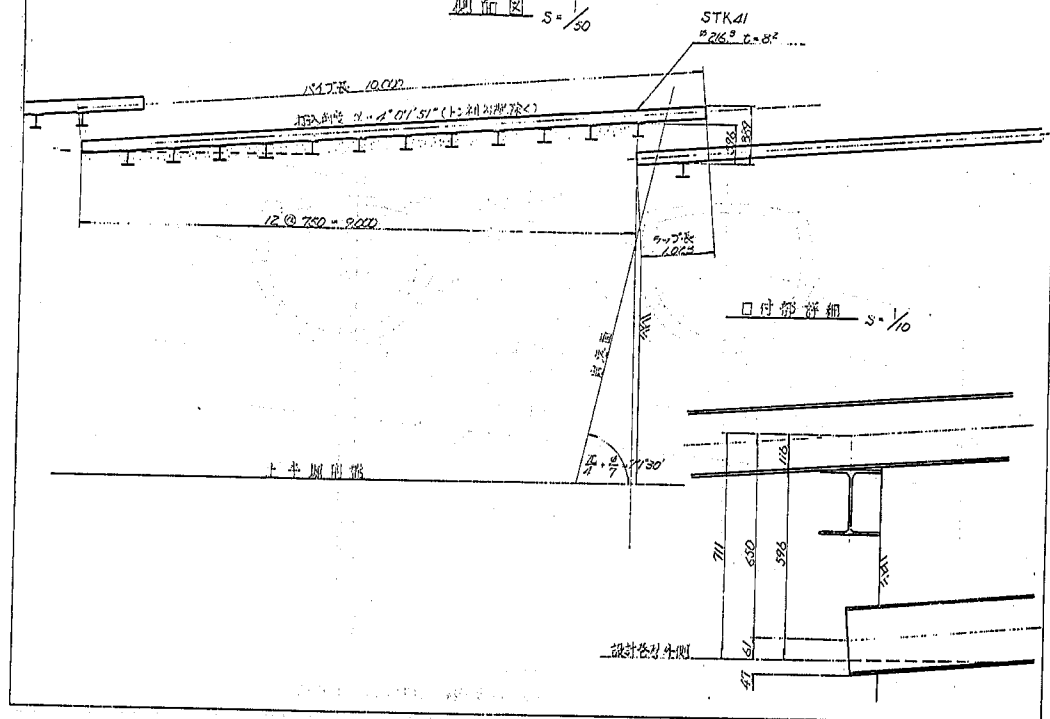
特殊工法区間地質横断面図 ②

S = 1:200



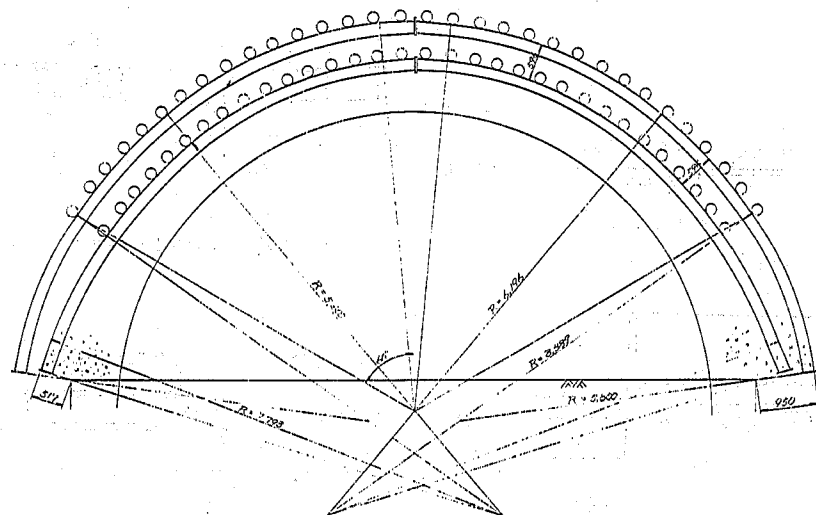
T・A式パイプルーフ施工図

側面図 $S = \frac{1}{50}$



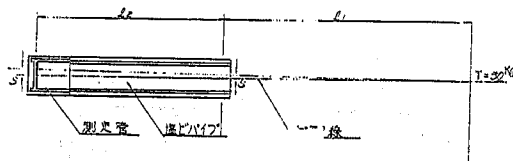
T・A式パイプルーフ施工図

断面図 $3 \cdot \frac{1}{60}$

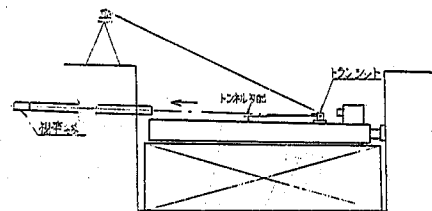


パイプルーフ孔曲り測定方法図

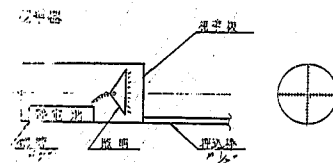
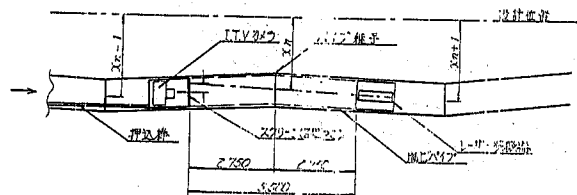
1) ピアノ線緊張による方法

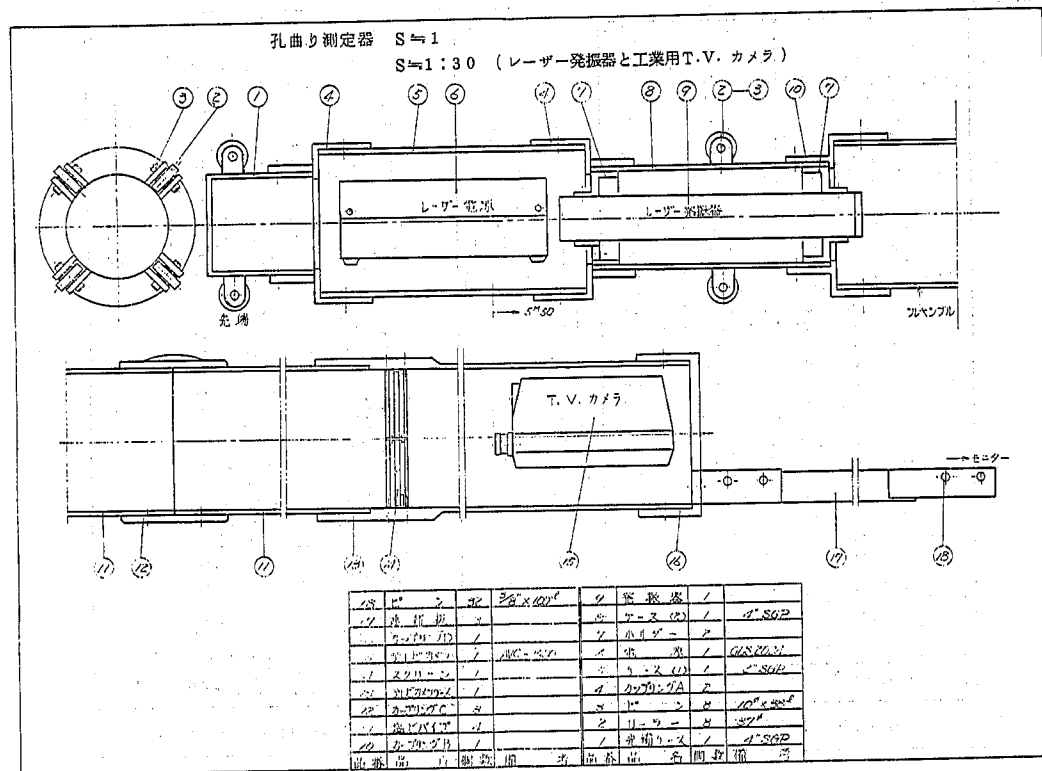


2) トランシットによる直接視準による方法



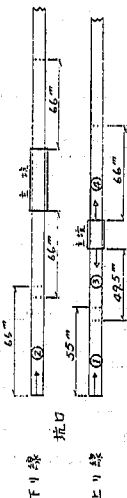
3) レーザー発振器と工業用T.Vカメラによる方法





上り線（坑口部）孔曲り測定成果表 ①

孔番	打込長	測定深度	孔曲り量			精度	測定方法
			X軸	Y軸	偏位置		
101	55.0	27.5	+133	-74	152	1/101	直接視率
2	"	27.5	+115	-113	161	1/111	"
3	"	27.5	+128	-58	139	1/103	"
4	"	33.0	-74	-85	115	1/69	"
5	"	27.5	+109	-23	115	1/204	"
6	"	27.5	-70	-115	135	1/204	"
7	"	27.5	+15	-44	61	1/315	"
8	"	33.0	+67	-46	81	1/461	"
9	"	27.5	+125	+12	126	1/319	"
10	"	22.0	-110	-98	147	1/139	"
11	"	27.5	+120	+46	124	1/204	"
12	"	27.5	+149	-135	210	1/161	"
13	"	22.0	+71	+12	72	1/304	"
14	"	30.0	-37	-55	67	1/291	"
15	"	19.0	+107	+23	111	1/172	"
16	"	22.0	-53	-5	54	1/410	"
17	"	27.5	+37	+90	98	1/230	"
18	"	27.5	+23	-10	94	1/204	"
19	"	14.5	-45	-19	49	1/277	"
20	"	27.5	-100	-91	135	1/204	"
21	"	27.5	+132	+123	131	1/151	"
22	"	33.0	+133	+261	156	1/212	"
23	"	33.0	+15	+128	128	1/185	"
24	"	22.0	+70	+70	127	1/118	"
25	"	27.5	-141	-4	63	1/415	"
26	"	27.5	-54	-71	84	1/320	"
27	"	27.5	-63	+104	123	1/261	"
28	"	27.5	-74	-14	105	1/259	"
29	"	27.5	-5	-71	71	1/204	"
30	"	17.5	-31	-20	33	1/300	"
31	"	16.5	-79	+48	81	1/133	"
32	"	27.5	+57	-35	104	1/261	"
33	151					1/125	

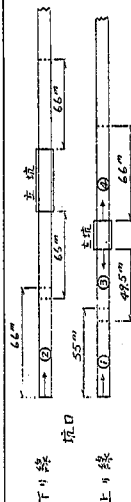


下り線（坑口部）孔曲り測定成果表 ②

孔番	打込長	測定深度	孔曲り量			精度	測定方法
			X軸	Y軸	偏位置		
101	66.0	55.0	+74	-90	116	1/116	直接視率
2	"	66.0	+105	+133	190	1/547	T.V
3	"	66.0	+50	-25	30	1/512	T.V
4	"	55.0	+104	+122	160	1/242	直接視率
5	"	44.0	+118	-159	193	1/223	"
6	"	66.0	+164	+144	218	1/302	T.V
7	"	55.0	+140	-85	164	1/253	直接視率
8	"	66.0	+356	+66	362	1/102	T.V
9	"	55.0	+135	-147	200	1/210	直接視率
10	"	66.0	+207	-359	414	1/159	T.V
11	"	66.0	+360	-115	371	1/175	"
12	"	66.0	-70	+404	410	1/161	"
13	"	55.0	+71	-52	28	1/625	直接視率
14	"	60.0	-1	+71	71	1/620	T.V
15	"	55.0	+40	-63	74	1/619	直接視率
16	"	55.0	+163	+276	320	1/172	T.V
17	"	56.0	-102	+167	175	1/265	"
18	"	66.0	+345	+136	372	1/123	"
19	"	66.0	+22	+301	302	1/279	"
20	"	66.0	+73	-92	117	1/322	"
21	"	60.0	+77	-104	144	1/121	直接視率
22	"	55.0	+63	+103	121	1/155	"
23	"	55.0	+122	+28	135	1/227	"
24	"	66.0	-11	+67	63	1/412	"
25	"	55.0	+8	+142	142	1/247	"
26	"	66.0	-87	+7	87	1/783	"
27	"	66.0	+84	-32	93	1/712	"
28	"	55.0	-13	+112	120	1/153	"
29	"	60.0	+52	+7	52	1/152	"
30	"	66.0	-113	-101	153	1/104	T.V
31	"	66.0	-94	-45	105	1/240	直接視率
32	"	55.0	-79	+112	145	1/213	"
33	151						

上り線（立坑仙台側）孔曲り測定成果表 ③

孔番	打込長	測定深度	孔曲り量			精度	測定方法
			X軸	Y軸	傾斜角		
1	49.5	49.5	+120	+170	243	1/200	直接視平
2			+180	-36	199	1/200	
3	44.0	44.0	-227	-101	251	1/180	
4	49.5	49.5	+105	+65	176	1/250	
5	45.1	45.1	+119	-39	193	1/200	
6	49.5	49.5	-10	+25	27	1/250	
7			+70	+91	120	1/200	
8			+35	+69	71	1/250	
9			+100	+125	160	1/200	
10			+145	+180	241	1/200	
11			+180	+112	212	1/250	
12			+160	+70	151	1/200	
13			+140	+120	193	1/200	
14			+101	+122	170	1/250	
15			+25	+99	202	1/250	
16			+141	+149	225	1/200	
17			+202	+96	126	1/250	
18			+16	+55	36	1/250	
19			+33	+61	107	1/200	
20			+34	+96	129	1/200	
21		35.5	+233	+124	175	1/200	
22		49.5	+110	+175	231	1/200	
23		38.5	-89	-71	115	1/250	
24		47.5	+100	+143	176	1/200	
25		45.0	+112	+71	162	1/200	
26		47.5	+135	+110	178	1/200	
27			+115	+113	171	1/200	
28		30.5	+121	+121	175	1/200	
29		45.5	+121	+71	115	1/200	
30		49.5	+125	-2	165	1/200	
31		35.0	-89	-52	105	1/250	
平均						1/200	



上り線（立坑折立側）孔曲り測定成果表 ④

孔番	打込長	測定深度	孔曲り量			精度	測定方法
			X軸	Y軸	傾斜角		
1	65.0	53.0	+70	-30	71	1/200	直接視平
2			+123	-125	175	1/200	
3			+170	-95	212	1/200	
4			+30	+100	112	1/200	
5			-69	-44	80	1/250	
6			+123	+111	245	1/200	
7			+393	-2	388	1/200	T.V
8			+218	0	216	1/250	直接視平
9		55.0	+69	+200	212	1/250	
10		60.5	+157	+170	246	1/250	
11		55.0	-21	+159	166	1/200	
12			+13	+11	17	1/250	
13			-35	-125	120	1/200	
14			+11	-14	16	1/250	
15			+220	-135	272	1/200	
16			+150	-220	232	1/200	
17			-12	-75	111	1/200	
18			-35	+152	156	1/200	
19			+178	+43	183	1/200	
20			+176	-131	287	1/200	
21			-59	-56	91	1/200	
22			+31	+83	103	1/200	
23			+172	+103	220	1/200	
24			+212	+10	232	1/200	T.V
25			+135	+170	215	1/250	直接視平
26			+125	+178	245	1/200	
27			+10	+170	170	1/200	
28			+122	+146	170	1/200	
29			+135	+35	121	1/200	
30			+151	+37	153	1/200	
31			+98	+139	124	1/200	
32			+170	+140	124	1/200	
平均						1/200	

質 疑 応 答

原（中部）： バイブルーフ工法を施工すると工費はどの程度かかるか？ また薬注との工費比較もされていたら教えていただきたい。

中島： 地元との話合いの結果、薬注は絶対実施しないということになっていたので工費比較は行なっていない。バイブルーフ工法の場合、トンネル掘削に120万円/m、バイブルーフに80万円/m計200万円/m程度である。

加藤（地理院）： 近くの井戸水が枯れているそうだが、これについては補償しているのか。

中島： 水が枯れたのは浅層地下水中に掘られた井戸のみである。これらは雑用水として使用されているだけであり、補償については検討中である。

6. 国道 9 号線木原防災工事について

土木研究所地質研究室

主任研究員 桑 原 啓 三

6. 国道9号線木原防災工事について

1 ま え が き

日本の基幹道路の一つである国道9号線は山が直接海に迫っている所が多く、斜面災害危険度の高い区間が多い。特に浜田工事事務所管内は山岳区間が多く、防災上問題の箇所が多い。

木原地区は国道9号線が高津川沿いに走っている区間であり、川の侵食によって急斜面になっている所をぬうように走っている所である。この区間は以前にも斜面崩壊を生じたことがあり、防災上問題があるので、各種の調査を行ない、各種防災工法の比較検討を行なった。ここにその概要を報告する。

2 調 査 箇 所

調査箇所は島根県益田市と鹿足郡日原町の境界附近である(図-1)。

3 地形、地質概要

3.1 地 形

木原地区周辺の山体は200～300mの標高を持つものが多く、これらの山体にはNE～SW, NW～NEの二方向の線状構造が発達している。高津川もこの線状構造と同じ傾向を持ち、流向を変化させながら北上しており、当該地点は高津川の左岸攻撃斜面に位置している。

調査地点の山腹斜面の勾配は一般的に斜面中位を境にして下位は40°～50°、上位は50°～60°の勾配を示す。

3.2 地 質

調査地点には鹿足層群と呼ばれる上部古生代～下部中生代の堆積岩類とこれに貫入した火成岩類とが基盤をなし、それらを覆って未固結の第四紀河岸段丘堆積層、崖錐堆積層および現河床堆積層がある。

地 質 時 代			地 質 名	
新生代	第 四 紀	沖 積 世	現河床堆積層	
			崖錐堆積層	
		洪 積 世	河岸段丘堆積層	tr ₁ , tr ₂ , tr ₃
中生代	白 堊 紀		火成岩類	酸性貫入岩類, 中性～塩基性 貫入岩類
	三 疊 紀		鹿足層群	
古生代	二 疊 紀			

鹿足層群は粘板岩、砂岩、チャートより成る。粘板岩は本地区の主要部をなし、層理面に平行な片理面が発達し、風化は進み、風化の著しい所は土砂状岩盤となっている。既存の崩壊の大部分は本岩中に発生しており、強風化帯と弱風化帯の境界がすべり面となっている。砂岩は本地区の尾根部を構成するほか粘板岩中に帯状に存在する。尾根部の走向、傾斜はN20

～80°W, WSW 60～70°である。砂岩は全般に堅硬であり、風化しても角レキ状である。チャートは極めて堅硬であり、急崖をなすことが多い。風化すると細片化する傾向にある。

火成岩類は酸性および中性～塩基性貫入岩類の2種があり、岩脈の大きさは1～4mで貫入の方向に特定の傾向は見られない。一般に堅硬であり、風化は余り進んでいない。

河岸段丘堆積層は形成する平坦面の高さにより3層に分けられる。いずれも未固結の砂レキ層であり、礫層は粘板岩、砂岩、チャート、花崗岩等の円礫より成る。段丘堆積層は一般に崩壊の可能性のある斜面には分布していない。

崖錐堆積層は山裾や山腹凹地に分布し、調査地内では木原隧道南口に厚く堆積し、主として角礫から構成される。

4. 青原地区の崩壊状況

木原地区の南約1.1km地点の青原地区で昭和50年12月より51年3月にかけて自然斜面が崩壊した。崩壊地点の地質は前述の鹿足層群より成り、層理は南傾斜(20～50°)で斜面に対しさし目構造である。岩石は層理面に沿う剝離性が強く、比較的軟質となっている。

4.1 崩壊の経緯

① 昭和50年12月9日14時30分頃

崩壊土量：約40m³

崩壊位置：崩壊斜面の最下流部

地表の変状：道路より約50m上方に滑落崖形成

対策：防護柵の施工

② 昭和51年2月19日7時頃

崩壊土量：約20m³

崩壊位置：①の上流20～40m間で2ヶ所

地表の変状：ストンガード10m破損

対策：防護柵の設置、(H=5m, L=25m)

③ 昭和51年2月21日8時～2月22日9時(断続的崩壊)

崩壊土量：70m³×3回+2回 計約300m³

崩壊位置：主として最下流側の崩壊ヶ所で発生

地表の変状：2月21日頂部に新たなクラック(延長40m, 幅40cm, 段差1.5m)

対策：立入困難

④ 昭和51年2月27日夜

崩壊土量：約600m³

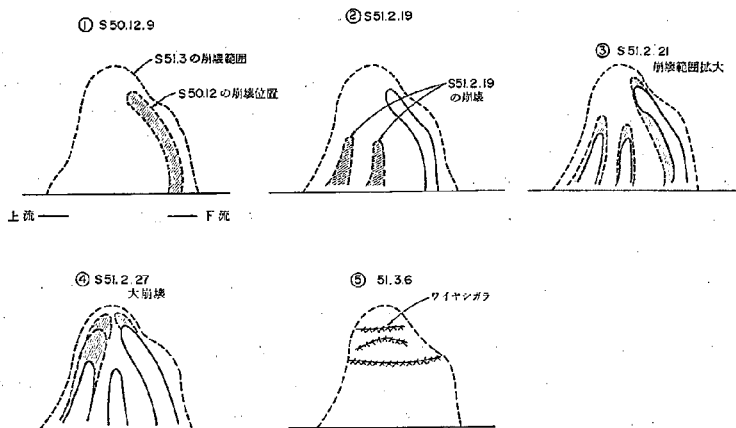
崩壊位置：最上流で最も土量が多く、中央、下流部は比較的少ない。

地表の変状：不安定土塊はほぼ滑落、特に新しいクラックの発生はない。

⑤ 昭和51年3月6日17時片側通行開始

2月28日より小規模発破、入力掘削、散水による排土、斜面にはワイヤンガラ3段設

置, ロックネット, 防護棚 (H=5 m, L=50 m) の設置



現地観測として伸縮計2台をS51.2.23日頃設置し、観測した。その結果2月27日17時頃の歪量は $2.0 \sim 3.8 \text{ cm/h}$, で歪速度は $0.21 \times 10^{-4} \sim 0.36 \times 10^{-4}/\text{分}$ となった。

4.2 対策工

① 法面勾配

不安定土塊は極力除去する方針で、崩壊面の整形を行う。整形後法面の勾配は1:1を標準とする。

理由: 自然斜面の勾配は1:1とする。

自然斜面の表面は風化岩であるが、整形後法面は堅硬岩となる。

層理面はさし目であり、節理面は 45° 以上である。

② 掘削工法

施工法: 人力及び6tonブルドーザー

軟岩Ⅱで火薬使用

土工量: 崩土処理 3,648 m³

切土 レキ質土 4,728 m³

軟岩Ⅱ 5,023 m³

中硬岩 214 m³

③ 法面保護工

道路面よりほぼ全域にモルタル吹付を施工、吹付厚100mm, ラス(5cm網目)を入れる。

法尻部にはH=5mの重力式擁壁を設け、その頂部にはH=3mのストンガードを設置する。

6. 本原地区の地質

本原地区の地質は前述の鹿足層群粘板岩から主として成り、砂岩、チャートを含み、また火成岩の貫入岩が見られる。古生層の走向、傾斜は変化が著しいが、全般的にさし目構造である。粘板岩は亀裂が発達しているが、特に流れ盤となる割目はない。また大きな断層も見られない。

本地区の地質調査としてボーリング9本、弾性波探査8測線計1,080mを実施した。

弾性波探査によると第1速度層0.8 km/sec, 第2速度層0.8~1.4 km/sec, 第3速度層1.7~2.2 km/sec, 第4速度層3.4 km/sec, (第5速度層4.7 km/sec)の各速度層に区分される。しかし全般的に低速度部分でミラージュ現象が見られ、第1速度層と第2速度層境界は明瞭ではない。

ボーリングによると地山の風化は進んでおり、特に表層10mは粘土状のコアであり、その下はレキ状のコアとなり、15m位よりやや新鮮なレキ状~棒状コアとなる。また風化層が厚いにもかかわらず、腐食土、有機質土である黒褐色の表土が薄い。

コアと速度値を対比すると第2速度層と第3速度層の境界が粘土状コアとレキ状コアの境界、第3と第4速度層の境界がレキ状コアとやや新鮮なコアとの境界と思われる。

6. 本原地区の安定解析

本原地区はその斜面形状から斜面中腹に滑落崖が見られ、その上部はつま先を払われた形であり、地質的には風化層が厚く分布し、極めて不安定な状態である。そこで対策工を樹てるべく、現在の斜面形状について安定度の検討を行った。

本原地区は平面図、断面図に見られるように崩壊跡が見られる。崩壊跡から推定される崩壊の形態は基盤に及ばない風化層(第2速度層)内の円弧すべり的なものと考えられる。従って過去の崩壊は円弧すべりと仮定し、 ϕ , ϕ の逆算を次式により行った。

$$F_s = \frac{\sum \{ C L + (W \cos \theta - u L) \tan \phi \}}{\sum W \sin \theta} = 1.0$$

逆算結果を図に示すが、他地点の ϕ , ϕ 値を参考にし、 $C = 0.85 \text{ t/m}^2$, $\phi = 27^\circ$ として現状の斜面の安定計算を行なうと、 $F_s \text{ min } 0.36$ 程度となり、極めて不安定であることが解った。

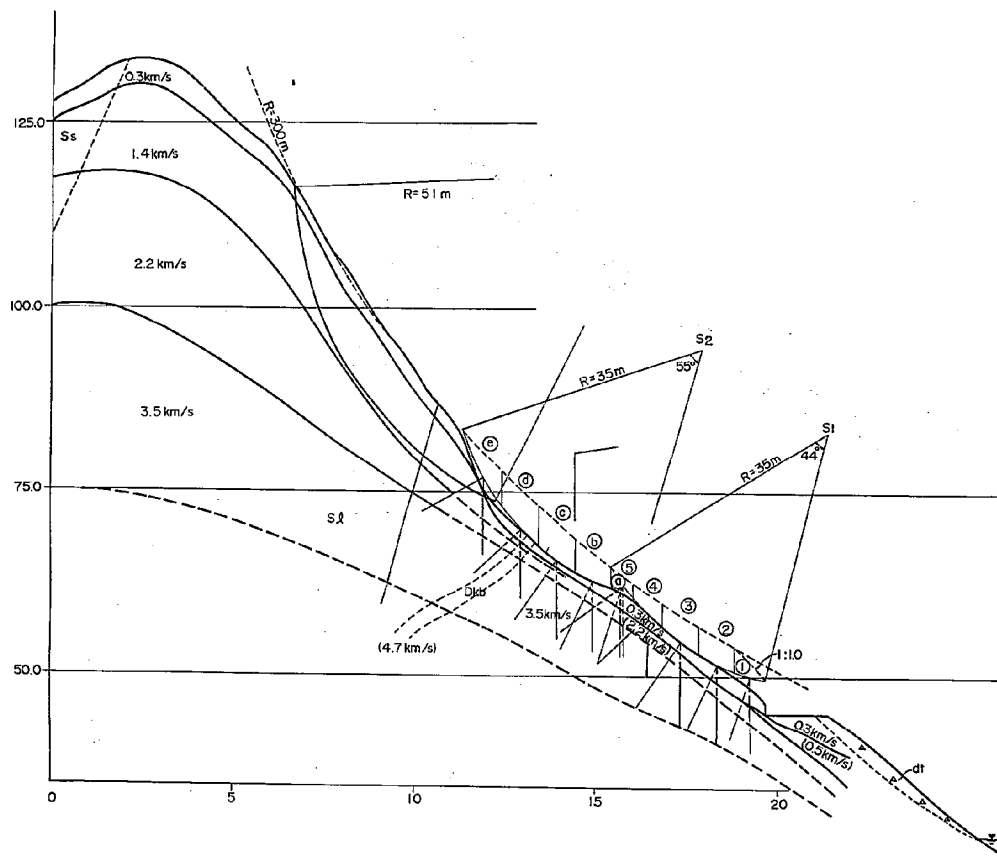
逆に、現状で $F_s = 1$ であるためには $C = 2.6 \text{ t/m}^2$, $\phi = 35^\circ$ が必要であり、地山の状態から判断すると極めて不安定と云わざるを得ない。

7. 対策工の検討

上記のように現斜面は極めて不安定なので、何らかの対策を行うべく対策工の検討を行った。

対策としては、

1. 現道沿案 1-1 排土工
 1-2 杭又は擁壁等の抑止工
 1-3 覆工
2. 別ルート案



1895

が考えられた。ただし、2案の別ルート案は根本的な対策にはなるが、橋梁2橋が必要となり、極めて工費が高くなるので1案で検討した。

7.1 排土工

排土工は次の条件で行うこととした。

- ① 既存の崩壊とほぼ同規模の半径とすべり深さを持つものが崩壊する。
- ② 周辺の地山の自然勾配にできるだけ近くなる。このような条件で切土を行うと第2速度層以下は1:1以上のゆるい勾配にならざるを得ず、中硬岩部1:0.5、軟岩、土砂部1:1.2を原則とする。

このような排土を行うと将来崩壊の可能性のある土砂は除かれる反面、

- ① 法長が極めて長くなる（特に随道近く）（最長 $L=130\text{m}$ ）
- ② 切土量が極めて多い。捨土の問題がある。（ $54,000\text{m}^3$ ）
- ③ 道路を供用しながらの大土工となる。
- ④ 施工期間が長い。

などの欠点がある。

したがって、法長が長くなる区間について、次のような構造物による比較を行った。

7.2 杭による抑止工法

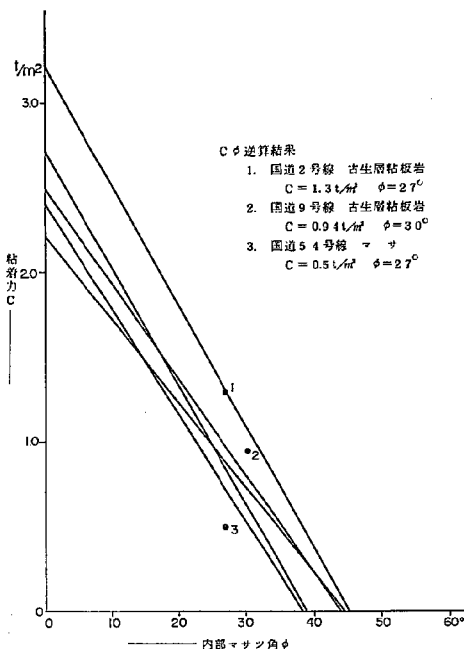
杭工法は次の条件で設計した。

- ① 生じる崩壊は過去の崩壊と同規模と考える。
- ② 地山の現状安全率を1とし、対策工後1.2程度にする。
- ③ 杭は弾性体とし、弾性床土上の梁として計算する。杭による抑止工法を行うと安定度は増し、工期も短い反面
- ① 不安定土塊を残すことになる。
- ② 深礎杭の場合は作業上の安全性に問題がある。

BH杭の場合は機械掘削となるため、工事用道路が多くなる。

などの問題がある。

以下に杭の設計計算法を簡単に記す。（深礎杭）



I 深礎にかかる荷重

$$\text{現状安全率 } F_s = 1 = \frac{\sum s \ell}{\sum T}$$

$$\text{対策工後安全率 } F_s = 1.2 = \frac{\sum s \ell + P_r}{\sum T}$$

$$\therefore P_r = (1.2 - 1) \sum T$$

$$\text{設計荷重 } H = P \cos \theta \times d$$

ただし d : 杭間隔

II 杭及び土質常數値を求める。

直 径 D 間 隔 d

弾性係数 E_p 断面二次モーメント I

密 度 γ_t 粘 着 力 C マサツ角 ϕ

弾性係数 E_s 横方向地盤反力係数 K_H

ただし $K = K_0 \frac{E_s}{D}$ $K_0 = 0.36 \log \alpha + 0.7$ で

求めて良い。

III 杭のタワミ, 曲げモーメント 杭各点の荷重

chang の式により (くい頭突出, くい頭自由)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I}} \quad I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_z = \frac{H}{2 E_p I \beta^3} e^{-\beta x} \{ (1 + \beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \}$$

$$M_z = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h \cos \beta x + (1 + \beta h) \sin \beta x \}$$

$$f = \frac{H (1 + \beta h)}{2 E_p I \beta^3}$$

$$M_{\max} = -Hh \left[\frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h} \right\} \right]$$

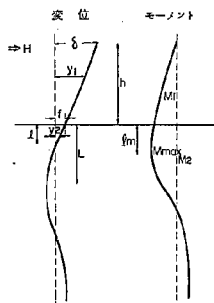
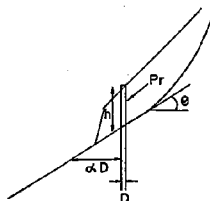
$$L_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}$$

$$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1 + 2\beta h) \} \quad L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{(1 + \beta h)}{\beta h}$$

IV 地盤反力 P

$$P = K_H \cdot y_z \quad \text{但し } K_H = K \cdot D$$

V 地盤の極限地耐力 R_q の計算



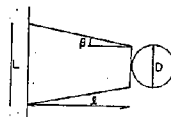
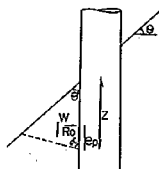
$$\text{底面積 } A = \left\{ D + \frac{\sin \theta' \tan \beta}{\sin (\theta' + \alpha)} \times Z \right\} \times \frac{\sin \theta'}{\sin (\theta' + \alpha)} \times Z$$

$$\text{体積 } V = \left\{ \frac{D}{2} + \frac{\sin \theta' \tan \beta}{\sin (\theta' + \alpha)} \times \frac{Z}{3} \right\} \times \frac{\sin \theta' \sin \alpha}{\sin (\theta' + \alpha)} \times Z^2$$

$$\text{重量 } W = \gamma t \cdot V$$

$$R_q = \frac{W (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}$$

$$\text{但し, } \beta = \frac{\phi}{3}$$



VI 塑性化領域

$P < R_q$ なる範囲は地盤が塑性化するものとする。

$$\text{塑性化領域の抵抗力 } R_0 = \frac{\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi_\beta}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_\beta} W_0$$

$$R_0 \text{ の作用位置 } e_p = \left\{ \frac{1}{4} + \frac{1}{12(1 + f \times Z_0)} \right\} Z_0$$

$$f = \frac{2}{3D} \times \frac{\sin \theta' \tan \beta}{\sin (\alpha + \theta')}, \quad \phi_\beta = \frac{2}{3} \phi$$

VII 杭長の計算

根入深さは半無限長としたので

$$\text{杭長 } L = h + Z_0 + \ell$$

h : すべり面の深さ

Z_0 : 塑性化領域

$$\ell = \pi / \beta$$

VIII 杭断面の決定

$$M_{\max} = H \times \left\{ \frac{h}{3} + Z_0 \right\} - R_q \times \frac{Z_0}{3}$$

$$\text{最大両縁応力 } \sigma_1 = \pm \frac{M_{\max}}{Z}$$

$$\text{但し, } Z = \frac{\pi D^3}{32} \quad (\text{断面係数})$$

σ_1, σ_2 が杭材の許容圧縮, 引張応力以下であることが必要である。

7.3 擁壁工(重力式)

擁壁工も 7.2 杭工と同様の仮定を行い概略計算を行なった。その結果, 転倒および基礎地盤の支持力は満足するが, 滑動に対して不安定となり, 杭工を併用した箱枠工法のような形になることが解った。その他, 山腹斜面上での施工となるため, 施工が困難である。

7.4 洞門工

洞門工は次のような条件で設計した。

① 常時は死荷重と静止土圧のみ作用する。

② 崩壊時は死荷重＋すべり土圧＋山側静止土圧とする。

但し、すべり土圧は流動型の崩壊と考え、山側頂版上における受動土圧を考慮する。

③ 洞間はラーメン構造とする。

洞門工は施工期間は短い、すべり土圧を落下荷重と考えると防護できない。基礎が深くなる等の欠点がある。

7.5 工 法 選 定

以上排水工、杭工、擁壁工、洞門工を検討したが、その結果を下表に示す。

工 法	工 賃	施 工 性	防災上の問題点	評価
I 地区 防災擁壁 II・III 地区防護ネット	百万円 134	川側ルート 良い	確実性に乏しい 通常防災管理必要	△
I 地区 防災洞門 II・III 地区防護ネット	142	川側ルート 洞門がB工程	"	△
I BH抑止 II・III 排土	277	山側ルート 土工量が多い	少ない	○
I 深礎杭 II・III 排土	274	山側ルート 土工量が多い 施工安全管理	"	○
I 対処洞門 II・III 排土	288	山側ルート 土工量が多い 床掘が深い	"	○
I 防災擁壁 II・III 排土	210	山側ルート 土工量が多い	I 地区の通常防災 管理必要	○
I 防災洞門 II・III 排土	250	山側ルート 土工量が多い 洞門がB工程	"	○
I BH抑止 II・III 防護ネット	178	川側ルート 良い	"	△
I 深礎抑止 II・III 防護ネット	172	川側ルート 施工安全管理	"	△
I・II・III 排土	311	山側ルート 土工量が極めて多い 工期が長い	のり面工の維持管理	○

以上のような結果から

① 土工量が極めて多い。

② 工期が長く、工費も高い。

③ 長大法面ができる

などの欠点があるが、

① 不安定土塊を全て除くことができ、安定度は極めて向上する。

② 十分な施工管理ができる。

などの点から、全面排土工をとることとした。

尚、法面保護工については現在のところ、未定であり、法面の岩壁状況によって決めることにしている。

8 排土工の施工

排土後の法面勾配は下図に示すように、中硬岩 $1:0.5$ 、軟岩及びレキ質土は $1:1.2$ を標準とし、中硬岩部には法長 15 m 毎に 3 m の小段をつける。

施工は地区南側より順次進める。排土作業は 0.8 m^3 のバックホウ、 6 ton ブルドーザーを用いて行なう。中硬岩及び一部の軟岩は火薬を使用する。

尚本年度の土工量はレキ質土 $2,200\text{ m}^3$ 、
軟岩 $7,400\text{ m}^3$ 、中硬岩 $5,800\text{ m}^3$ 、計
 $15,400\text{ m}^3$ である。

9 国道9号線の災害対策調査

最初に述べたように、本地点附近は高津川沿いの山岳道路であり、斜面は急峻であり、したがって法面も大きく、また落石や山腹の表層崩壊が予測されるなど未だ安全性において十分とは云えない。そこで、自然斜面、切土斜面の危険性とその対策を行うため調査を行った。

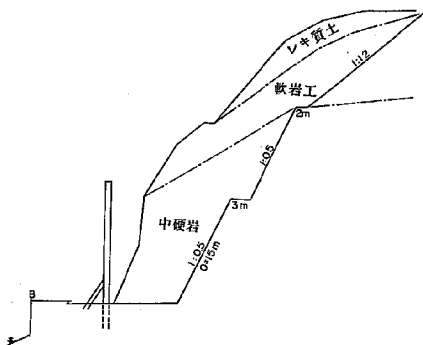
9.1 自然斜面

自然斜面の危険度の判定は空中写真の判読と現地調査により、斜面を構成する地形的地質的要因を選び、判別解析を行なって危険度を求めた。判別解析に用いたサンプルは崩壊箇所（危険箇所 800 個）、非崩壊箇所（安定箇所） 800 個計 1600 個である。判別に用いた要因は①斜面の横断形、②斜面の縦断形、③傾斜(θ)、④方位、⑤尾根までの水平距離(L)、⑥谷底までの比高、⑦選急線との関係、⑧地質、⑨植生、⑩有効起伏量、⑪ $L \sin \theta$ であり、各要因はそれぞれいくつかのカテゴリーに分類した。

11 要因の各要因毎に崩壊地と非崩壊地との判別効果の良い順に並べると、縦断形、植生、選急線との関係、横断形、尾根までの水平距離、 $L \sin \theta$ 、有効起伏量、傾斜、地質、谷底までの比高、方位となる。

一方、危険度判定要因の重みは植生、方位、横断形、縦断形、選急線との関係、有効起伏量、傾斜、尾根までの水平距離、地質、 $L \sin \theta$ となる。

このように判別分析で求められた各要因、カテゴリーの判別得点を対象とする地域の斜面の危険度判定に用い、各斜面を「危険である」「比較的危険である」「比較的安全である」「安全である」の4ランクに分けている。



9.2 切土のり面

切土のり面については自然斜面の判別分析の結果を参考に現地踏査を行い、地形、地質、溪流、浮石や転石の状況を調査し、各法面を「危険」「比較的危険」「比較的安全」「安全」の4グループに分け、さらに「危険」の中から「極めて危険」を分けた。

こうして得られた危険度判別をもとに、危険と判定されたのり面から順次精査を行い、対策工を進めている。因みに木原地区は「極めて危険」と判定された箇所である。

10 おわりに

以上、国道9号線の法面、斜面に対する事務所の対応について述べた。円滑な道路交通を確保するために、危険と判定された斜面、法面については今後調査や対策工を順次進めていく所存である。

最後に本文が他地区の法面工を行う上での一助になれば幸甚である。

質 疑 応 答

北条（土研）： 崩壊時における安全率を1.0として ϕ 、 ϕ を逆算し、現在の安全率を計算しなおすと0.86になり、このような値でも崩壊が起っていないのは理解できない。

桑原： はっきりした原因は不明であるが、間隙水圧の影響かも知れない。

北条： 間隙水圧の影響とは考えにくい。やはり強度的なものを考えなければならないのではないか？

桑原： 計算のとき使用した間隙水圧は実際の間隙水圧とは異なるので、現状の安全率を1とすると ϕ 、 ϕ が大きすぎるかも知れない。

中村（地研）： 要するに現状の安全率をどのように考えるかの問題であると思う。

岡本： コアはかなり悪いという話であったが ϕ 、 ϕ はコアから判断したのか？

桑原： ボーリングコアから判断したが、それなど高い ϕ 、 ϕ をもつとは考えられない。

岡本： ϕ 、 ϕ のとり方という点で、重要な問題であるが、地山の中は案外良いのではないか。

桑原： 地山の中はかなり劣化していると思われる。

岡本： スライドをみる限り緑が連続しており、崩壊が頻発しているような状態ではなく、たまたま断層等局部的に劣化しやすい部分が崩壊したのではないかという印象をうけた。