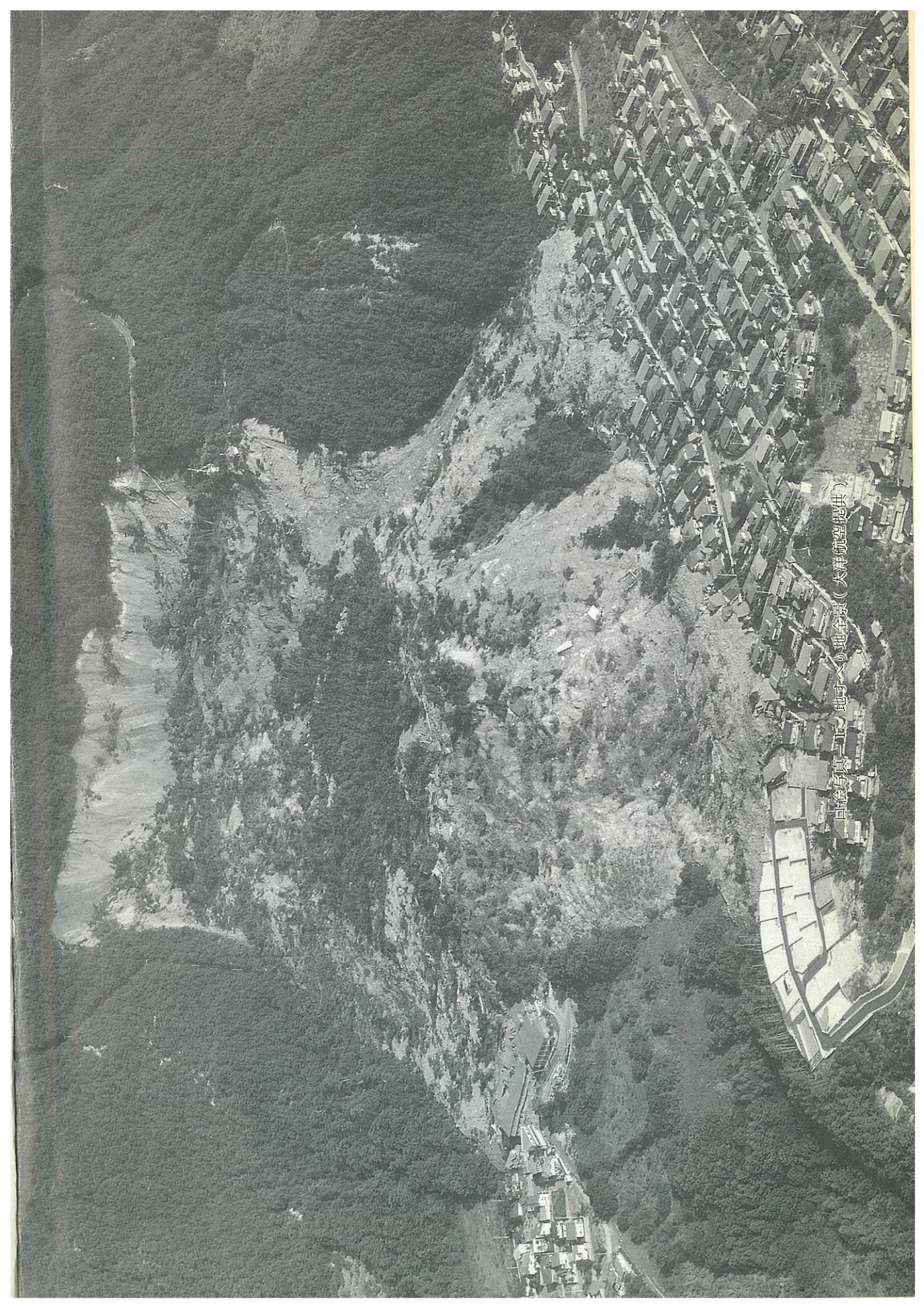


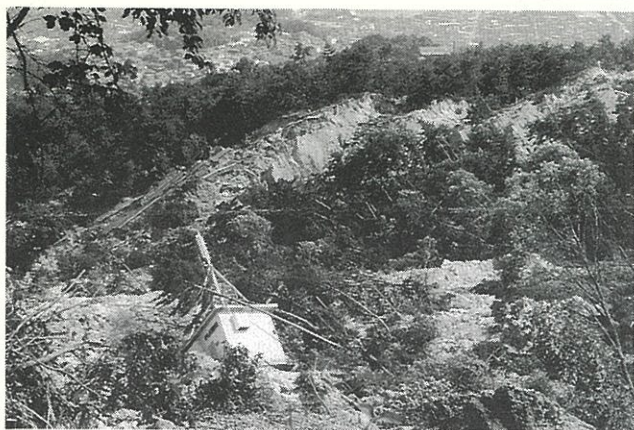
土と岩

1987
No. 35

中部地質調査業協会

口後身真二丁の地すべり地全景（大津航空提供）





口絵写真-2 地すべり地中央部の崩落土砂の段差



口絵写真-3 崩落土砂で押しつぶされた湯谷団地の住宅、上段の住宅が流され、3軒の家が積み重なった。吉沢孝和氏撮影



口絵写真-4 降雨後、凝灰岩から析出した糊状のモンモリロナイト

環境の創造と保全 目次

巻 頭 言

環境の創造と保全	植 下 協	1
挨拶	小 川 義 夫	3
長野市地附山地すべりの発生経過と変状記録	川 上 浩	5
実物鋼矢板セルの水平載荷試験について	神 田 勝 己	23
	小山田 宇 孝	
安濃ダムの基礎処理について	渡 辺 至	31
深礎基礎自動掘削機の開発	谷 口 彰一郎	49
L.L.T.結果による名古屋地盤の特性評価	阿 河 武 志	53
	前 田 都善春	
	市 原 松 平	
アルカリ骨材反応	桜 本 勇 治	68
物性論的にみた盛土基礎地盤の破壊予測式の一考察	中 井 照 夫	80
転 勤 考	新 関 敦 生	86
今回の見学会についての感想	楠 本 和 彦	89

環境の創造と保全



名古屋大学教授

工学博士 植下 協

昭和61年10月5日の新聞の全面広告のページ「広報あいち」に次のようなお知らせの記事がありました。

『愛知県の環境影響評価制度が10月1日にスタートしました。

この制度は、公害の発生や自然環境の破壊を未然に防ぐことを目的としたもので、事業者は、事業を実施する際には、あらかじめその事業が環境に及ぼす影響について、調査・予測・評価を行わなければなりません。

対象となる事業は、道路や鉄道の建設、工場・飛行場・発電所・ごみ焼却施設・レクリエーション用地の造成などで、環境に著しい影響を及ぼすおそれのあるものです。

この制度化により、対象事業の実施に入る前に次の手続きを終えることが必要です。

①事業を実施する前に環境影響評価準備書を作成し、縦覧を行い、説明会を開いて住民に周知する。②準備書の内容について意見のある関係住民は、意見書を提出する。③知事は市町村長の意見を聴いて、事業者に対して意見を述べる。④事業者は、これらの意見を踏まえて環境影響評価書を作成し、関係住民に縦覧する。

詳しくは、県環境部公害対策課へおたずねください。』

わが国における環境影響評価は、昭和47年6月の「各種公共事業に係る環境保全対策について」の閣議了解をもってその取り組みが始まり、昭和54年4月に中央公害対策審議会会長が「環境影響評価制度のあり方について」環境庁長官に答申を行い、政府は、昭和56年4月にその法案を国会に提出していた。ところが、昭和58年11月の衆議院解散によって廃案となったため、上田稔環境庁長官時代の昭和59年8月に、政府の行政指導として実施することが閣議決定され、各自治体にも協力依頼がなされ、今日に至っている。

愛知県の環境影響評価要綱は、この国の実施要綱にならったものであるが、名古屋市の環境影響評価制度は、愛知県よりも7年半も早い昭和54年4月にスタートし、すでに多くの実績をあげている。

筆者は、昭和54年以来、名古屋市環境影響評価審査委員会をつとめ、昭和61年からは愛知県の審査委員会にもなり、一方、昭和55～57年度に土質工学会環境地盤工学研究委員会の委員長として、

国の内外の地盤工学者達と研究討議を重ねてきた立場から、地盤工学に関連した環境影響評価作業については極めて強い関心をもっている。

昭和28年に日本で土質工学会誌が発行されるようになってから33年余がたち、約1万2千名の土質工学会員が日本の地盤のことを調査・研究・勉強してきている。

われわれ地盤関係者は、各種の事業を実施するときの設計にその知見が生かされるだけでなく、各種の事業にともなって生じる可能性のある地盤災害があるとすれば、事業の計画段階で、そのような地盤災害を避けたり、防いざりするために地盤工学が有効に用いられることを期待している。

現在の政府の環境影響評価実施要綱の中で定められている調査項目については、次の「環境の要素」を考えることとしている。

- Ⅰ 公害の防止に係るもの：大気汚染、水質汚濁、土壌汚染、騒音、振動、地盤沈下、悪臭
- Ⅱ 自然環境の保全に係るもの：地形・地質、植物、動物、景観、野外レクリエーション地

Ⅰの公害の防止に係る7項目は、とりあえず、公害対策基本法に定められた典型7公害をかかげているが、「環境の要素」としてあげるのであれば、「地盤沈下」ではなく、「地盤」でなければならないと考えている。

昭和61年にとりまとめられた愛知県環境影響評価技術指針は、国の実施要綱と整合性をはかっているため、地盤関係の環境保全目標は「地盤沈下により被害を生ぜしめないこと」だけであるが、昭和54年から多くの経験を積んで改訂された名古屋市の技術指針では、考慮すべき「環境項目」の「地盤」についての環境保全目標は「地下水位の変動、地盤沈下、地盤変形、斜面崩壊等による障害を生じさせないように設定する」と指示している。

昭和60年7月に長野市地附山の住宅団地で大地すべりが発生し、老人ホームの26名が生命を失うとともに、多大の被害を生じた。

国の調査によると、日本全国には、急傾斜地崩壊危険箇所が7万2千箇所、土石流危険渓流が7万箇所、地滑り危険箇所が1万1千箇所も存在している。もし、これらの危険な環境で事業計画を行うとき、「地盤」についての十分な環境影響評価の姿勢でぞまなければ、地盤災害による大きな損害を招来する恐れがある。

環境影響評価をした上で、事業を行うことにより、事業者は、より注意深い事業の実施をすることとなり、環境影響評価なしに安気に行う事業よりも、事故の発生が極めて少なくなることが期待されるのである。

今日の地盤工学の知識をフルに活用した環境影響評価が、地質調査業の方々の協力を得て、すべての事業者によって十分に行われることを期待している。



挨拶

中部地質業協会

理事長 小川 義夫

平素地質調査業に深いご理解とご協力を頂き厚くお礼申し上げます。「土と岩」35号を皆さんにお届けできることを喜びとするものであります。

一昨年以来の円高によって、国の内外政治経済に大きな影響を与えております。この対応策として内需拡大の施策が図られることとなりますが、その柱は公共投資と民間活力の導入による社会資本の充実であります。これらの建設開発事業の基盤となる地質調査の重要性は増々高まってきます。

建設工事の大型化、環境保全、防災対策などによる業務の多様化に加え、経済性の重視と合理的なハイテク技術が求められており、我々土質・地質の調査に携わるものにとって効率的で質の高い情報の提供をする責任が課せられております。

皆さまにご協力いただきました(財)日本建設情報総合センターの作業が進められていますが、これに呼応して昨年10月より建設省は、省内を統一した柱状図の作成要項(案)を各地方建設局に通達しております。その内容は確かに完璧になっており、情報化時代の対応として当然のことでしょうが、我々業界にとっては負担が増大する面と従来から培ってきた技術の変革が迫られることになると思われます。

地盤資料の情報化は、J A C I Cを始め全地連でも独自に進めております。全地連の集計によりますと、全国の調査業の各社の保存ボーリングデータ数は、160万本以上という膨大な量となっております。これは業界の尊い財産であり、これを如何に有効に活用することができるかということが課題であります。

昨年より始められた土質工学会中部支部による「最新名古屋地盤図」の出版作業は、協会の皆様のご賛同を得て鋭意進められています。学会、大学の先生方のご協力によって、我々協会の参考書として、高度で幅の広い資料集が編集されているようで本年6月か7月には発刊が予定されております。これは皆様のご期待に充分満足していただけるものと思います。

本年度協会は、岐阜・三重支部の活動費を支出しました。地区協会は、各県支部に支えられてより組織の活性化を図ることが必要であり、今後も一層皆さんとともに協会の発展に努力したいと考えております。

協会の活動に関係者の皆さんの一層のご支援をお願いして私の挨拶とします。

最新 名古屋地盤図

編 著

土質工学会中部支部
名古屋地盤図委員会
愛知県建築士事務所協会
中部地質調査業協会

出版協力

愛知県建築士事務所協会
中部地質調査業協会

名古屋市 4,300 本の柱状図を集録

新たに地盤変形係数、現場透水試験データと

地質図、地質断面図の最新版を添付

解説編

- 第1章 最新名古屋地盤図の活用について
- 第2章 名古屋地盤の地質構成
- 第3章 名古屋地盤の土質工学的性質
- 第4章 名古屋地盤の浅層地下水
- 第5章 構造物基礎としての名古屋地盤
- 第6章 名古屋地盤の動的特性
- 第7章 名古屋地盤の災害
- 第8章 構造物基礎の設計・施工のための地盤調査

資料編

- | | | | |
|---|---|---|---|
| ● | 柱 | 狀 | 圖 |
| ● | 土 | 質 | 數 |
| ● | 變 | 形 | 數 |
| ● | 透 | 水 | 數 |

添付図

- 位置索引图
- 地质图
- 地质断面图

予約特価

土質工学会会員特価

45,000 円

(出版時まで)

非会員特価 50,000 円

1. 最 佳 答 案

正 價

会 員 価 格 50,000 円

非会員価格 55,000 円

最新 名古屋地盤図 購入申込書

お名前	フリガナ	会社名	フリガナ
ご自宅住所又はお勤め先住所		ご購入冊数	
〒□□□-□□□ 電話() - 内線		冊	
ご自宅 お勤め先			

- ・購読申込書を郵送していただければ、ご入金用の専用振込用紙を折返し郵送させていただきます。

由込み先

中部地質調査業協会内
名古屋地盤図出版会

名古屋市中区葵三丁目25番20号
(ニューコーポ千種橋403)

電話 (052)937-4606

FAX (052)937-4607

長野市地附山地すべりの発生経過と変状記録

信州大学教授 工学博士

川上 浩

1 まえがき

昭和60年7月26日午後5時00分、長野市地附山（標高733m）の南東斜面において、長さ250m、幅350m、深さ40～60mの規模で大地すべりが発生した。その崩土は厚さ10m余の泥石流となって、傾斜10～20°の斜面上を250～500m流下し、山麓の住宅地及び老人ホームを直撃した。被害は死者26名、全壊は家屋50戸と老人ホーム5棟、半壊家屋5戸、その他有料道路の崩落2km、りんご畑の埋没2.9haに達している。その崩壊土量は350万 m^3 に達している。

この地すべりは、国内でも最大級の地すべりであり、その大崩落がほとんど一時に発生した。また、長野県北部の第三紀層地すべり地域のなかでは、地すべりが少ないとされてきた裾花凝灰岩のなかで発生し、さらに都市での災害ということで住民との対応等新たな問題も提起している。地すべりの概要と変状の記録を中心に報告する。

2 地すべりによる変状の経過

地すべりが発生した斜面は数万年前の古い地すべり跡地で、この比較的緩い傾斜地を利用して、昭和39年戸隠に通じる有料道路（バードライン）が造られた。昭和56年3月の融雪期に、この道路に亀裂・段差・石積の亀裂等の地すべりの最初の兆候が発生し、その後昭和58年9月、59年4月、59年7月などの降雨時及び融雪期に変状が拡大してきたものといわれている。昭和60年の6月末から7月にかけての約500mmの梅雨によって、地すべりの動きは活発になり、7月12日には道路の段差が大きく交通止めのやむなきにいたって

いる。地すべり地の平面図を図-1に示す。以下地すべりによる変状の激しかった地点について、順を追って写真記録でその変状を追ってみよう。

有料道路0.8km地点の山側には、擁壁が設置されているが、56年以來の地すべりのために、数回にわたる補強工事が行われた。写真-1に見る昭和56年の状況では、すでに路面の隆起、側溝がまがるなどの変状が見られる。そして、石積壁はコンクリートで補強されている。この補強工事は昭和48年、50年、53年と逐次進められたもので、最初の変状は昭和48年から生じていたとみられる。昭和59年春からは、路面の隆起が顕著になり、擁壁の亀裂も著しいものとなっている。大崩落2日前の7月24日には、写真-2に示す

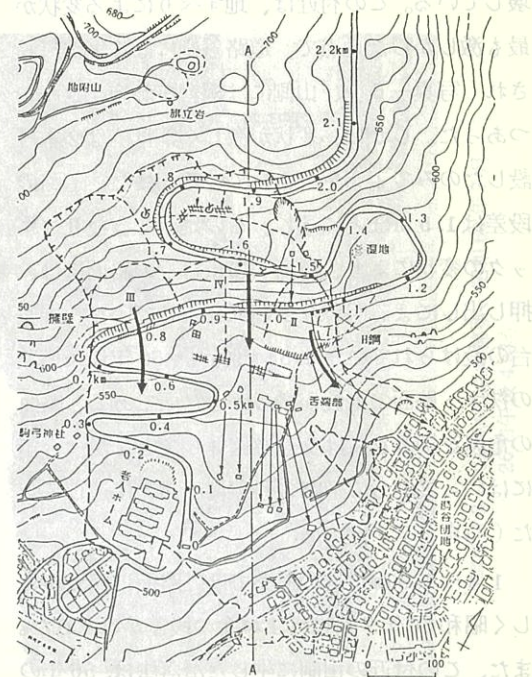


図-1 地すべり地平面図

ように、路面が隆起し、上段擁壁は倒壊寸前の状況である。写真に見られる上段擁壁のアンカー工事を60年度対策工事として施工中であったが、危険なため工事を中止している。上段擁壁は、7月26日午前8時37分頃及び午後3時14分の2度にわたって倒壊した。そして午後4時には写真-3のごとく地すべり末端部として押し出しによる変状が著しいものとなっている。

1km+70m地点では、図-1のIブロックとして示すように、7月20日夜の集中豪雨により、道路法肩より下方が幅30mにわたり崩落した。この泥土が湯谷団地の運動場に流入したために、この夜湯谷団地には避難命令が出されている。この地点の昭和56年の状況は写真-4の通りで、山側の石積壁をコンクリート壁とふとん籠で補強している。コンクリート壁は昭和52年に、前面のふとん籠は昭和56年に施工されている。写真では石積壁に大きな亀裂が見られる。昭和58年になるとコンクリート壁に水平の亀裂が入り、大崩落の2日前には写真-5のごとくコンクリート壁は圧壊している。この付近は、地すべりによる変状が最も激しかった地点で、道路谷側にはH鋼が打設され(写真-6)、山側には鋼管杭が施工されつつあった。しかし、変状が激しく鋼管杭は2本打設したのみで工事を中止している。また、道路の段差は1.5mほどに達し、この地点を含むIIブロックの変状により、標高560m付近の斜面には、押し出しによる明瞭な舌端部を生じていた。展望台の設けられていた1.5km地点も、56年以来道路の沈下・路面の亀裂が激しかった所である。路面の亀裂を補修しては交通を確保してきたが、今年にはいつからの道路の段差は1m余に達していた(写真-7)。

1.8~1.9km付近の道路では、路面の陥没が著しく昭和60年7月には1m余の段差がみられた。また、この付近の山側に生じた滑落崖は、56年の小さな段差から年を追って拡大してきたもので、

60年3月には、1~4mの連続した崖を形成し、60年7月には写真-8に示すような高さ5m余の滑落崖が生じていた。このような地すべりの変状にもとずいて、60年4月に作られた地すべりブロック図は、標高560mより上部については大崩落後の形状とよく一致しており、調査の正確さをうかがわせる。

3 大崩落発生状況

7月26日午後5時00分頃、大崩落は、IIブロックの崩落より始まり、有料道路1km+70m地点から展望台にいたるIIブロック上部が大きく陥没しはじめた。IIブロックの舌端部にいた人の話では、まず「サワサワ」と木の揺れる音がし、続いて「シワシワ」と木の根の切れる音がしたという。この時有料道路1.8~1.9km付近の陥没も著しく、すでに滑落崖の北端が形成されている。そして、17時13分頃には、IIブロックの崩壊の先端は展望台より上まで波及し上の最上部滑落崖にいたる間にも変状が連続し、IIブロックより上全体の土塊が動きはじめている。そして、17時20分過ぎには、これらの土塊は一体となって流下している。

この間の状況は湯谷団地に住む小杉繁雄氏が、17時00分頃から17時20分頃までに撮影した写真で示されている。その一部を写真-9及び10として示している。

一方、有料道路の1km+70m地点でH鋼の変位を計測していた企業局職員は17時10分まで計測を行い、ここで危険を察知して計測を中止している。H鋼の計測が不能になったとの連絡が、17時17分に湯谷団地集会所に入っている。そして企業局職員は17時20分過ぎに土塊が静かに流下していくのを目撃している。H鋼が流下したのもこの時刻と考えられる。後の断面図に示すように、地すべり末端部の標高520mより上は傾斜が緩いが、これより下部は湯谷団地に向かって急斜面と

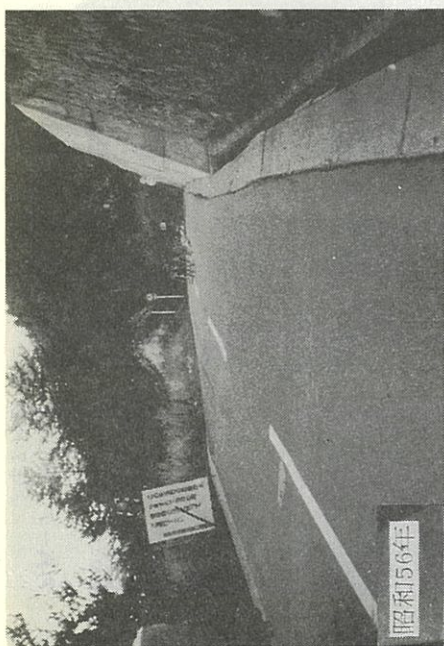


写真-1 0.8 km地点の擁壁、昭和56年

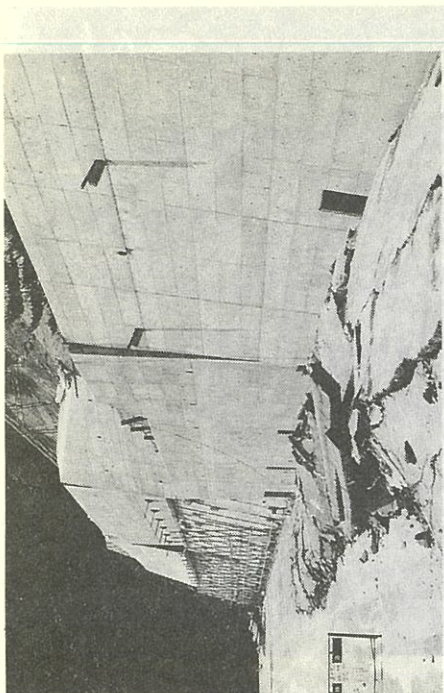


写真-2 0.8 km地点の擁壁、昭和60年7月24日

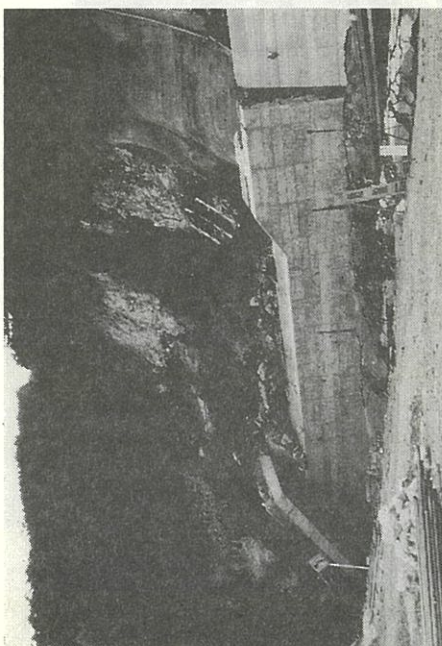


写真-3 0.8 km地点の擁壁、昭和60年7月
26日午後4時

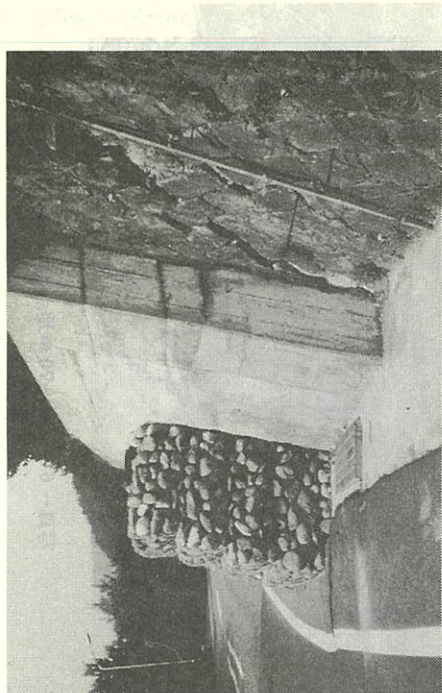


写真-4 1 km + 70 m地点、昭和56年(県資料)

ように、路面が隆起し、土段擁壁は倒壊寸前の状況である。写真に見られる土段擁壁のアンカー工

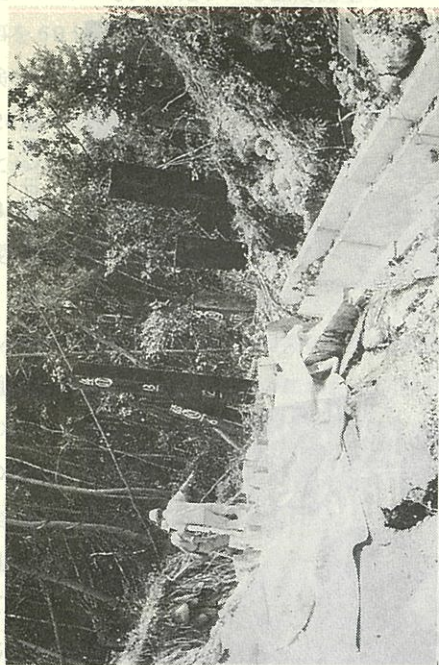


写真-6 1 km+70 m地点道路側のH鋼、
7月24日

石積壁に大きな亀裂が見られる。昭和60年7月24日
とコンクリート壁に水平の亀裂が入り、土壌の
2日前には写真-5のどなくコンクリート壁は破
壊している。この付近は、地すべりによる急激な

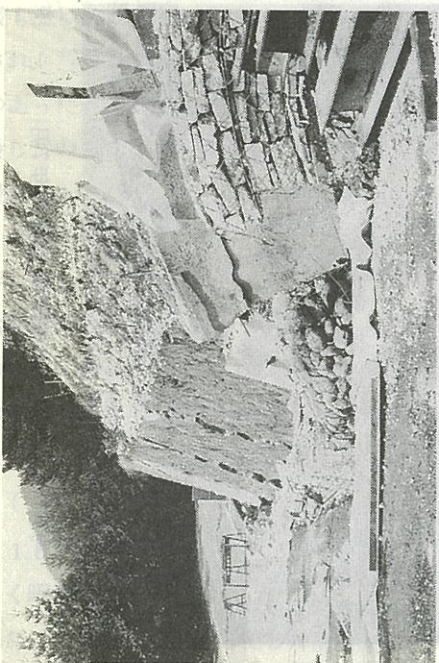


写真-5 1 km+70 m地点、昭和60年7月24日

小さな段差から年を追って拡大してきたもので、

60年3月には、1~4 mの連続した崖を形成し、
60年7月には写真-8に示すような高さ5 m余
の滑落崖が形成された。



写真-8 1.8 km付近山側の滑落崖、7月24日

も、7月17日時点では、Hブロックの崩壊の上
部は保たれておらず、土壌が崩壊し、土壌の最上縁部崩壊崖に
まで達した状態が確認し、Hブロックより上全
部の土壌が動きはじめている。そして、17時20

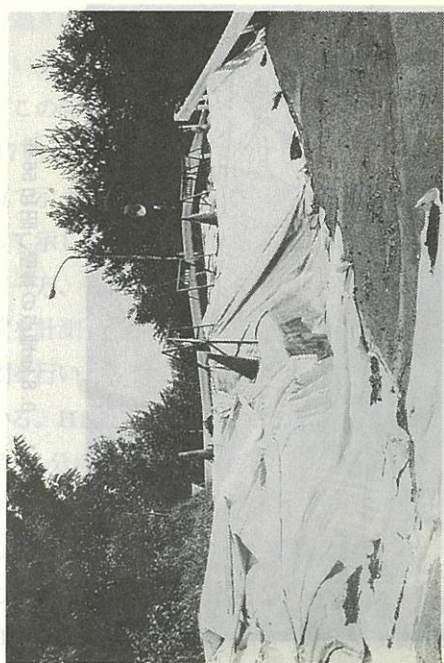


写真-7 1.5 km展望台付近の段差、昭和60
年7月24日

大規模な土壌崩壊が発生し、土壌の最上縁部崩壊崖に

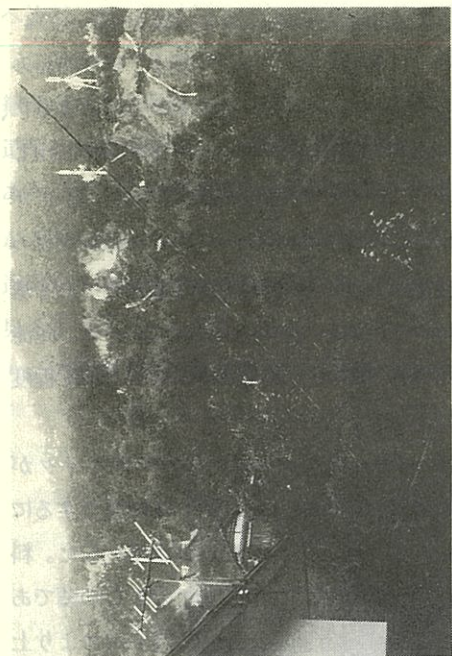


写真-10 7月26日17時20分、小杉繁雄氏撮影



写真-12 老人ホームに押し寄せる土砂（県提供）

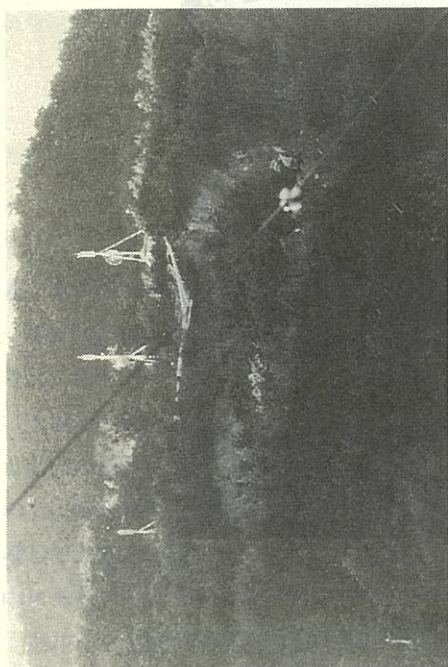


写真-9 展望台付近で崩壊開始、7月26日17時過ぎ、小杉繁雄氏撮影

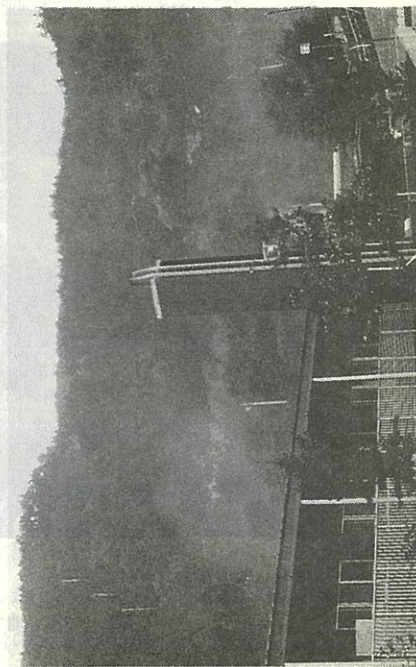


写真-11 17時30分頃、老人ホーム裏山崩壊開始、土砂の白煙がたつ

なっている。このため、団地側から見た土砂の押し出しは、斜面上部に土砂が押し寄せ、急斜面にかかると新たな滑落崖を作るかのごとく地肌を見せて次々と崩落し、この土砂が急斜面下部でまた一体となって押し出している。

これらの土砂が住宅地を襲う状況はテレビで放映されたが、住宅を基礎から持ち上げて破壊している。場所によっては3軒の住宅が重ね餅になった所もある。

続いて、5時30分頃には擁壁上部のⅢブロックの崩壊が始まり、その滑落崖は擁壁上部の山腹に見られたが、急速に山の上方に移動し崩壊の規模が拡大した。その崩壊が始まった直後の状況を写真-11に示す。この時点では写真の右側 すなわちⅣブロックの崩落はまだ始まっておらず、Ⅲブロックの土砂は斜面を下り、高さ5mほどの壁を作ってゆっくりと老人ホームに向かって押し出し始めた。この時には、まだ老人ホームの人達は何

人かが玄関に出て山を眺めている状態で、避難を呼びかけても事情がのみこめない様子であった。

老人ホームに押し寄せる土砂の壁は、その前面の表土を巨大なブドーザーですくい上げるように、深さ2~3mの表土をめくり上げながら押し出した。写真-12に示す泥流の先端部では、表土が持ち上がり、草が持ち上げられている状況が見られる。鉄筋コンクリート2階建の老人ホームも基礎から持ち上げられて押しつぶされている。泥流の押し寄せる速度は、老人がゆっくりと歩く程度のものであった。

5時35分頃、地すべり中央部のⅣブロックが崩落を始めて、引き続き崩壊が上部に波及するにおよんで、地すべりの押し出しが本格化した。料金所の前の畑が突然持ち上がったのもこの頃である。主要な地すべり崩壊地は、標高560mより上の部分であり、崩壊は下部より始まりそれが上部に波及する形で発生している。崩落した土砂は、



写真-13 地すべり地北端の滑落崖

地表面下数mをえぐりとりながら、湯谷団地南部へ流下した。

この地すべり地の大崩落後の北端の滑落崖と東縁部の状況を写真-13に示す。先に写真-10で遠望した滑落崖は、この写真の滑落崖の右端部であり、かろうじて滑落をまぬがれたテレビ中継塔がみられる。また、この滑落崖直下には崩落した道路がそのままの形で残っている。写真-14に見るように、大崩落前に設置した、この先段差あり、の標識もそのまま残っているのも皮肉である。



写真-14 滑落崖直下に40m落下した道路、この先段差ありの標識は皮肉

4 地すべり地周辺の地質と凝灰岩の土性

地すべり地周辺の山体は、裾花凝灰岩より構成され、地附山の山頂にはわずかに火山灰をかぶって未風化の凝灰岩が露出する。地すべりを起こした斜面の基礎はこの凝灰岩より成り、その風化層の上に凝灰岩質の崩積土が30～40mの厚さで堆積している。主要なすべり面は、風化凝灰岩層の中にある。

裾花川・土尻川流域の第三紀層地すべりは、これまで高府層・小川層と呼ばれる泥質岩地域に集

地すべり地の中央から上部にかけては、崩落した土砂は、その土塊の一部が山側に小滑落してみごとな段差を形成している。(口絵写真-2参照)その段差は東西に近い方向を示す。また、図-1の平面図には、細い矢印で地すべりによる建物等の移動状況を示し、各地すべりブロックの移動方向を太い矢印で示している。これらの事から、地すべりの主要な滑動方向は、図-1に示すA-A線の方向と考える。

中的に発生しており、裾花凝灰岩での地すべりは見られない。しかしながら、これらの地すべりは、標高600～900mに分布する侵食平坦面(大峰面)の縁辺部に集中することが斎藤⁴⁾によって指摘されている。地附山山頂面もこの大峰面の一つである。したがって、今回の地すべりも長野県北部の第三紀層地すべりに含めて考えられよう。しかし、何故これまで地すべりのみられない凝灰岩の山体で大地すべりが発生したのかが1つの問題である。

地すべり地の地質については、赤羽、山田、斎藤、藤田¹⁾らによって調査が進められている。以下その報告によって概要を記す。

a) 旧地すべり地での地すべりの発生

地附山周辺の斜面には、古い時代に発生した多数の地すべりによる崩積土が一面に分布する。なかでも今回地すべりを起こした南東斜面では、崩積土の斜面上に旧滑落崖が2段に認められ、過去に少なくとも2回の旧地すべりがあったと認められる。

上部滑落崖は、地附山山頂直下であり、リニヤメントとしても観察され、この周辺には地溝状の亀裂が発達している。この旧地すべりの発生期は高位段丘面の形成直後すなわち約40万年前と推察されている。また、地すべり斜面中段には不鮮明ながら旧滑落崖が推定され、これより下方に分布する旧崩積土は、湯谷団地面の上位面迄被っている。この旧崩積土の最下部から採取した¹⁴C年代より、この旧地すべりは約28000年前に発生したものとみられる。旧地すべりとして明確なものは以上の2回であるが、崩積土内のボーリング調査では、さらに数回の地すべりが推察できる。¹⁾ 今回の地すべりは、このように数度にわたる旧地すべりによって崩積土が堆積した斜面で発生したものである。

加えて、この地すべり地では、最近100年間にも動いていた形跡が認められる。北沢¹⁾が地すべり地上部のアカマツの年輪を調べた結果では、20～50年前および80～100年前の期間にあて材による年輪の偏心が著しく、この期間に地すべりの動きが活発であったことを指適している。20年前から休止期に入っていたとはいえ、この斜面は潜在的地すべり斜面であったといえよう。

b) 裾花凝灰岩層

裾花凝灰岩層は新第三紀後期中新世の海底噴出物(約2000万年前)が堆積した地層で、岩相により下部層・中部層・上部層に区分される。赤羽¹⁾

による層序表を図-2に、地質図を図-3に示す。裾花凝灰岩層下部層は白色細粒凝灰岩を主体とし、凝灰角礫岩、火山角礫岩、溶岩などからなり、岩質はいずれも流紋岩質である。下部層最上部の軽石質細粒凝灰岩は、滑落崖東部のバードライン崩落末端部にみられ、また地すべり斜面の最下段部の基盤をなす。

中部層は黒色泥岩層と火山碎屑岩との互層を主体とするが、厚さが変化する数枚の黒色泥岩層を特徴とする。はさまれる火山碎屑岩の岩質は軽石凝灰岩・凝灰質砂岩等である。泥岩層の上下に層状に存在する軽石凝灰岩層は全体に著しい変質をうけてモンモリロナイト化し、ピンク色、白色、褐色などの色を呈し粘土化している。この中部層は地すべりの主要なすべり面をなし、モンモリロナイト粘土の存在は、地すべりの要因の1つである。

裾花凝灰岩上部層は中部層に整合に重なる軽石凝灰岩層である。多量の軽石を含み、径5cmに達する大きなものも含む、これらの多くが押しつぶされて層理面に平行に配向する。軽石や基質部には強い変質がみられる。地附山山頂部及び滑落崖上部はこの上部層で構成される。

c) 地質構造

地すべり地の地層構造は全体としては、盆地側ほど下位の地層が分布し、北西の山側ほど上位の地層が分布する。しかし、地すべり地東部滑落崖より山側の裾花凝灰岩層は走向がN 50°E、傾斜20～40°NWで山側へ傾斜する単斜構造をなす。そして、滑落岩には裾花凝灰岩下部層が露出する。しかし、地すべり地内では、地すべり面下に分布する裾花凝灰岩層の中・下部層は傾斜約15°で盆地側に傾き流れ盤となっている。したがって、滑落崖の直下付近に断層が存在する。この地附山断層は地すべり地外に認められるリニヤメントと連続する。また、断層はN 50°Eの方向を示し、断層より山側の走向とはほぼ一致する。滑落崖直下に滑

落崖と平行して走るこの断層は、旧地すべり発生と深い関係を持つことが指摘されているが、今回の地すべりとのかわり、地下水の流れに与えた影響についてははっきりしていない。しかし、地すべり地内の裾花凝灰岩層が約 15° の流れ盤をな

していることは、中部層の泥岩の上下に数枚の変質粘土層をはさむ事とあいまって地すべりを生じやすい条件を提供している。斎藤による地すべり地断面図を図-4に示す。

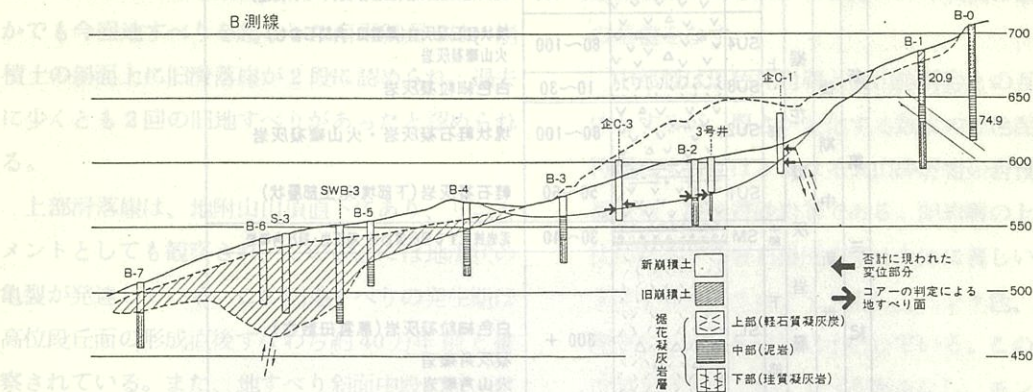


図-4 地すべり地断面図、斎藤(1986)

d) 裾花凝灰岩の変質

地すべり地内の崩壊土塊の中では、地表およびボーリングコアに結晶度の高いモンモリロナイト(A)が広く見出される。降雨後の地すべり地内では、各所に白い花が咲いたように、軟らかい糊状のモンモリロナイトが析出している(口絵写真-4参照)。渡辺・山田の調査結果¹⁾では、このモンモリロナイト(A)の分布は地すべり地内が圧倒的であり、地すべりの発生と密接に関係していたことを暗示している。地すべり地外で発見されたものは2例だけである。

地すべり地外の裾花凝灰岩層では、下部層から上部層まで普遍的に、結晶度の悪いモンモリロナイト(B)が存在する。その成因は凝灰岩の化学組成に依存するものと考えられ、続成作用により生成されたものとみられている。続成作用により、主として火山ガラス、一部長石類がモンモリロナイト化したものといわれている。

これに対し、先述のモンモリロナイト(A)は熱水作用によって生成されたとみられる。しかも、こ

れは裾花凝灰岩上部層には認められず、中部層・下部層にのみ認められるので、上部層堆積以前の熱水作用によるものか、あるいは、中部層がキャップブロックの役割を果たして熱水作用が上の地層に及ばなかったものと考えられている。

このモンモリロナイト(A)を多量に含む粘土は粘性に富み、吸水性・保水性・膨張性が著しい。その性質の一端は図-5の塑性図上で、通常土が示

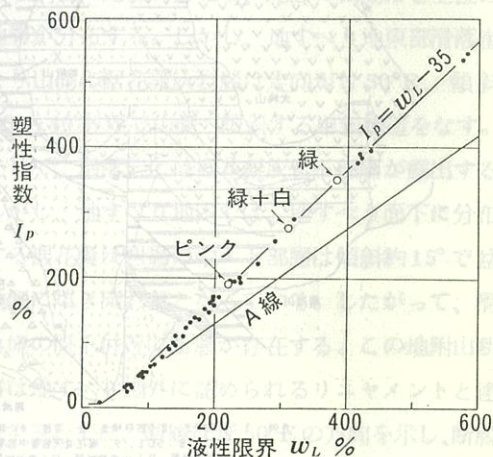


図-5 裾花凝灰岩の塑性図

すA線より一段高い位置の直線で示される。地すべり地内で採取した試料の中には、液性限界580%というものもあり、モンモリロナイト(A)の特性をうかがわせる。試料土の細粒分にどれだけのモンモリロナイトが含まれるかによって液性限界の値が決まるとみられる。

滑落崖近くに設置した集水井において、すべり面直下より採取した裾花凝灰岩中部層相当の乱さない試料の試験結果では、圧密試験時に低荷重域で著しい膨張特性を示すのが特徴的である。また、三軸試験結果では、過圧密土の圧密非排水試験有効応力強度常数として $\phi = 15^\circ$ 、 $c = 5 \text{ tf/m}^2$ (土被り荷重 40 tf/m^2 相当) を得る。これに基づいて、すべり面の深さ60mに対応する強度常数として $\phi' = 15^\circ$ 、 $C' = 10 \text{ tf/m}^2$ を用いた安定計算では、地すべり発生前に観測された地下水位を用いて、地すべりが発生することを説明できる。通常の地すべりで、完全軟化強度あるいは残留強度を用いなければ、その安定性を説明出来ないのとは事情を異にする。主要な地すべり面となった裾花凝灰

岩中部層でのすべり面形成に多量のモンモリロナイト粘土が大きな役割を果しているとみられる。

5 地下水の状況

大崩落前の地すべり地には、地すべり地の上部から東の縁にかけて数箇所の湧水と湿地が存在した。その湧水地点を図-6に示す。特に最上部ヘアピンカーブ内の湧水はほとんど枯れることなく続いており、昭和57年に地表排水路を設置している。この地点のボーリングでも、地表下8m以下に厚さ7mの腐蝕土層が見られ、この谷が水を集めていたことは推察できる。また、この沢の出口にあたる東縁のボーリング孔59-3では、図-7に示すように、59年7月降雨により地下水位が-30mから14m上昇し、60年6月には23m上昇した記録が残されている。そして、この時伸縮計Aも移動を記録している。したがって、この地点の基盤内には降雨後に被圧される地下水が存在する。

また、標高600m付近の第2のヘアピンカーブ

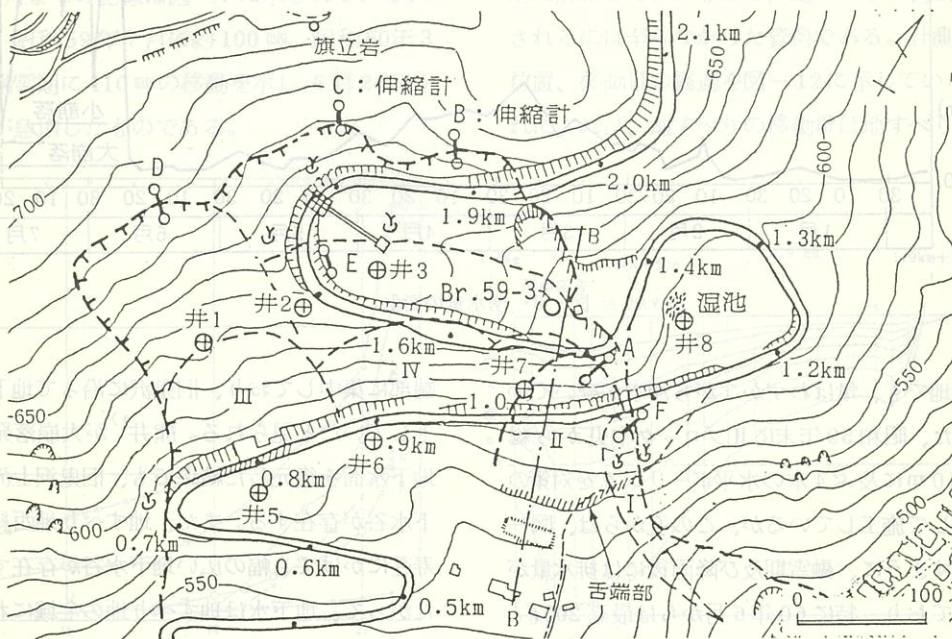


図-6 湧水地点と伸縮計の配置

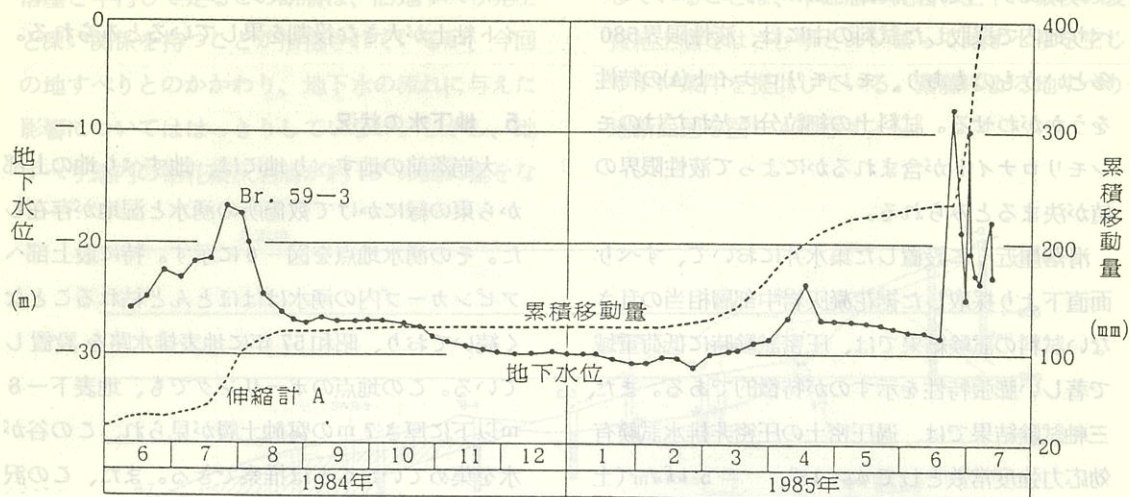


図-7 地下水位の上昇と移動量の変化

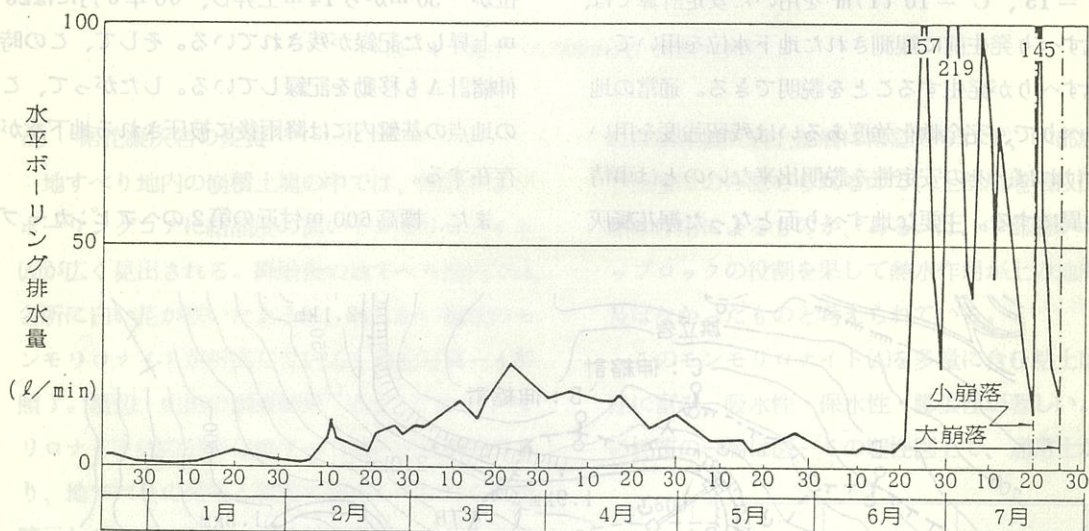


図-8 湧水量の変化

内の湿地でも、量はわずかながら湧水が続いている。また、昭和59年末にⅡブロック中央から総延長310 mに及ぶ4本の水平ボーリングを対策の一環として施工しているが、この孔からは、図-8に示すように、融雪期及び降雨後には排水量が増加しており、特に60年6月からは最高200ℓ/分を排水している。

このように、地下水の存在は、地すべり地の北

端部に集中しており、旧鬼沢に沿って地下水が流下していたと見られる。熊井¹⁾が大崩落発生前の地下水面を復元した結果でも、旧鬼沢上流部に地下水谷が存在する。また、地すべり地西縁から松寿荘にかけても幅の広い地下水谷が存在する。したがって、地下水は地すべり地の全域にわたって流動し、特に地下水谷部では降雨後に水位上昇が著しかったものとみられる。

なお、地すべり活性化の直接の引きがねとなった梅雨は、6月273mm、7月253mmで計526mmである。この雨量は6月あるいは7月のいずれも過去30年のそれぞれの雨量の最大値であり、合計値としては30年間でも突出した雨量となる。梅雨時の雨としては、昭和38年に73日間で521mmの記録があり、昭和60年は37日間で449mmと、観測史上2位の記録となっている。

6 地すべり変状の測定記録

地すべり地内には、大崩落前に6箇の伸縮計が設置され、十分とは言えないまでも最少限の記録が残されている。また、道路の沈下・水平移動量あるいは舌端部の移動量なども計測されている。これらの資料より大崩落前の地すべりの変状の経過を示す。

(a) 伸縮計の記録

伸縮計の配置状況を図-6に示す。これらA～Fの6箇の伸縮計の記録を図-9に示す。伸縮計Aは昭和59年6月から計測されているが、昭和60年6月までの記録は図-7に示されている。すなわち、昭和59年7月に約100mm、昭和60年3、4月の融雪期に110mmの移動を示し、6月24日から動きが急増したものである。

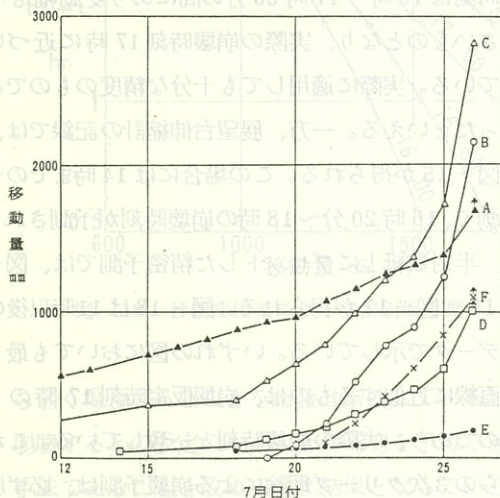


図-9 伸縮計移動量（矢印は以上の意味）

図-9では、上部滑落崖にとりつけられたB、C、Dの伸縮計は7月18日より動きが急増している。伸縮計A、Dは7月20日から動きを増している。そして、いずれの伸縮計も25日から26日にかけて動きが急増し、伸縮計A、D、Fは計測不能となっている。これら25日までの記録に斎藤²⁾の3次クリープ理論による崩壊予測をあてはめてもよい結果は得られない。

(b) 道路の沈下・移動等の記録

1.8km～1.9km区間の道路は沈下が著しく、7月18日以降路面の沈下が計測されている。その沈下状況を図-10、11に示す。図-10は道路延長に沿う沈下の経過を示す。このうち最大の沈下を示した1.8km+20m地点の沈下の時間的経過を示すと、図-11のとおりである。この滑落崖に近い部分での沈下は日毎に加速され、18日から26日まで8日間の沈下量は2mに達している。

一方、0.8km～1.1km区間では、7月16日以降道路の水平移動量を計測している。これは、対策工事を受注した建設会社が工事の安全管理上自主的に計測していたもので、地すべりの判断に活用されるには至らなかった資料である。計測地点の位置、移動量の経過を図-12に示している。これによれば、地すべりの移動量は地すべり地東縁

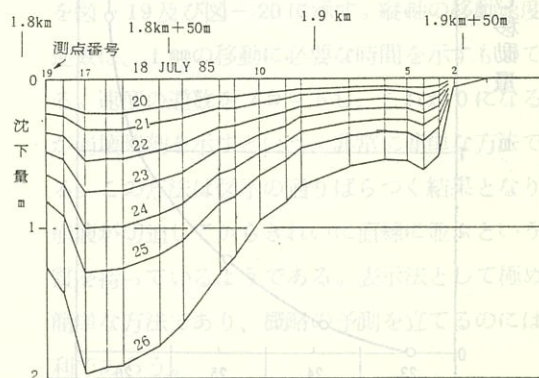


図-10 1.8 km～1.9 km付近の路面の沈下

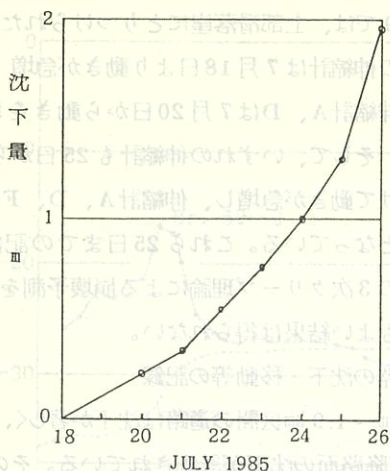


図-11 1.8 km + 20 m地点の沈下の経過

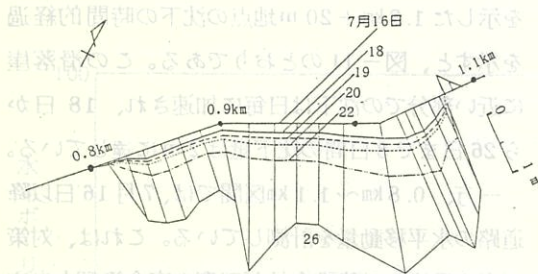


図-12 0.8 ~ 1.1 km区間の水平移動量の経過

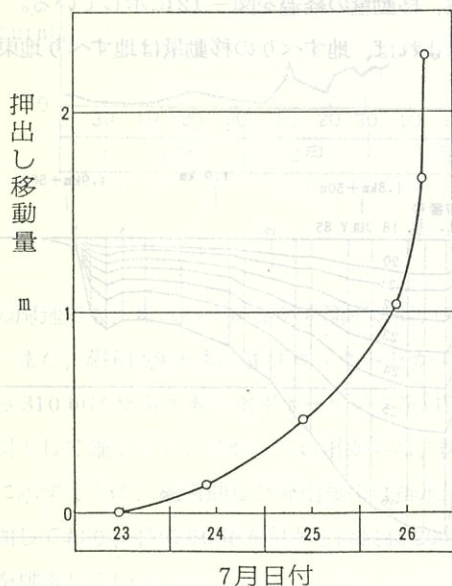


図-13 配水池上部斜面の押し出し量の経過

で大きく、西縁の移動量は東縁の半分程度であるが継続していたことがわかる。

図-13は、標高560 mの所に生じた舌端部の押し出し移動量を市水道局が計測した結果である。この計測結果に基づいて、水道局は7月26日にその直下にある配水池の水抜きを実施している。この水を抜いていなければ、さらに被害を拡大することになったであろう。

(c) 大崩落直前の記録

7月25日から地すべりの動きが急増したことは図-9に見られる通りであるが、25日夜から徹夜の警戒体勢が敷かれ、伸縮計FとH鋼の交位が計測されている。これらの記録によれば、25日深夜から確実に3次クリープの領域にはいつていることがうかがえる。斎藤²⁾はクリープ曲線から崩壊時刻を予測するのに、近接予測と精密予測の2つの方法を示している。

H鋼の変位から累積変位量の経過を示すと図-14の通りで、7月26日の0時以降変位は次第に加速されている。これらのデータに基づいて、9時まで、10時まで等、1時間ごとに新たなデータを加えて近接予測の方法を適用すると、図-14に示したように崩壊時刻は15時~20時という結果をうる。特に、12時以降の予測では、崩壊予想時刻は16時~17時30分の間にあり変動幅も小さいものとなり、実際の崩壊時刻17時に近づいている。実際に適用しても十分な精度のものであったといえる。一方、展望台伸縮計の記録では、図-15が得られる。この場合には14時までの予測で、16時20分~18時の崩壊時刻が予測される。

半対数紙上にプロットした精密予測では、図-16、図-17が得られる。図-18は11時以後のデータで示している。いずれの図においても最も直線に近似するものは、崩壊仮定時刻17時のものであり、実際の崩壊時刻と一致している。これらの3次クリープ理論による崩壊予測は、必ず崩壊するものと予想している場合にも、崩壊せず落

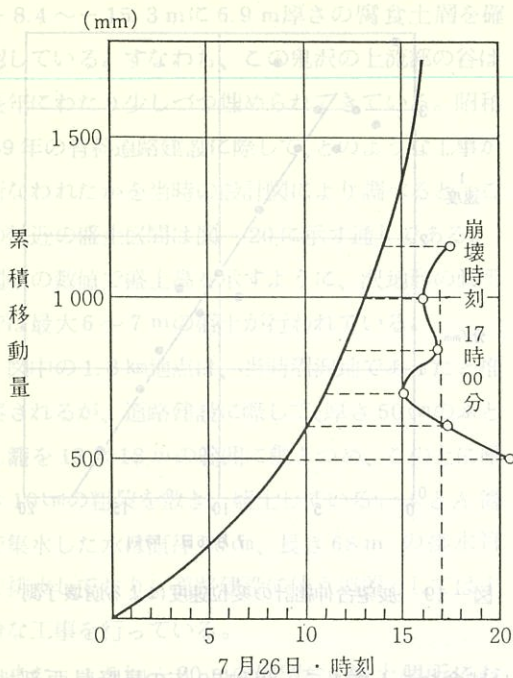


図-14 H鋼変位量による近接崩壊予測

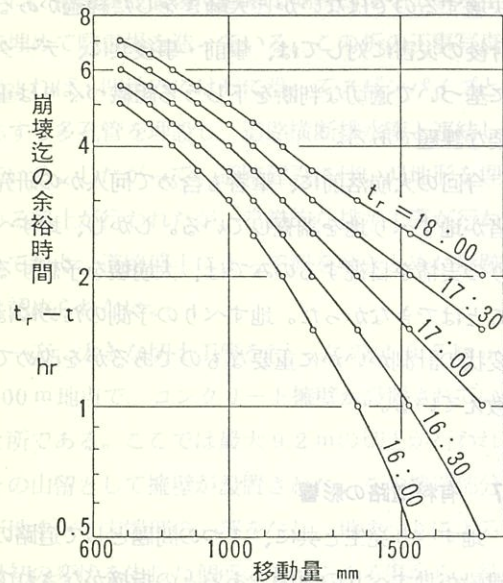


図-16 H鋼変位量による精密崩壊予測

ち着く場合があることを斎藤は指摘しているが、崩壊するとの仮定のもとでその時刻を予想できる手法であることを改めて示す結果となっている。

また、最近提案された崩壊予測法に移動速度の

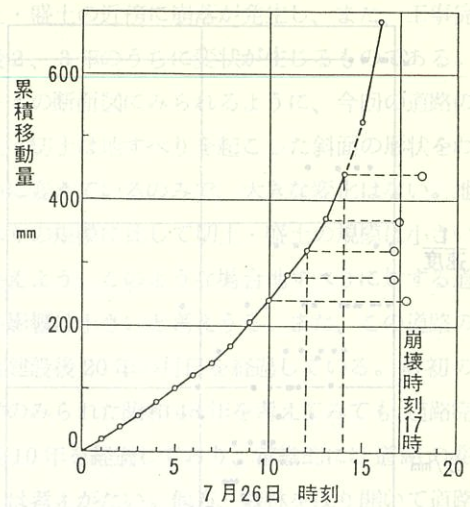


図-15 展望台伸縮計による近接崩壊予測

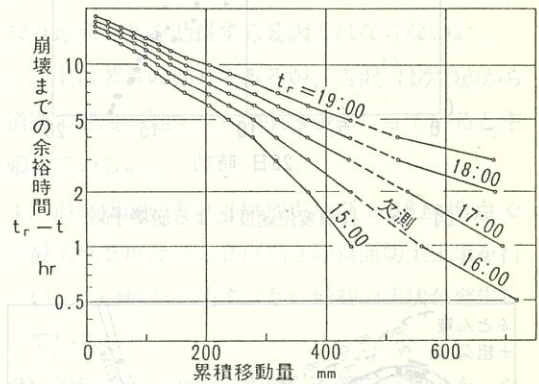


図-17 展望台伸縮計による精密崩壊予測

逆数を用いる方法³⁾がある。これを適用した結果を図-19及び図-20に示す。縦軸の移動速度の逆数は、1 mmの移動に必要な時間を示すものである。速度の逆数をプロットし、これが0になる所が崩壊時刻を示すという、非常に簡単な方法である。この方法は図示の通りばらつく結果となり、崩壊が切迫してからきれいに直線に並ぶという性質を持っているようである。表示法として極めて簡単な方法であり、概略の予測を立てるのには便利であろう。

以上のごとく、この地すべりに関しては各種の変状が計測されており、特に7月25日深夜から

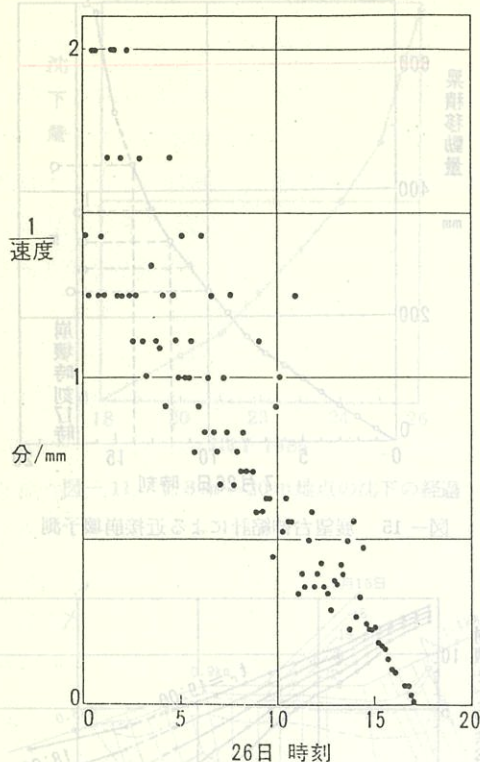


図-18 H鋼変位速度による崩壊予測

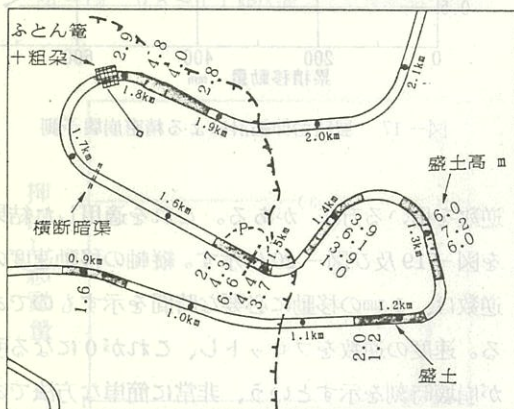


図-20 有料道路の盛土区間

行われたH鋼の変位及び展望台伸縮計のデータでは崩壊時刻を概略予測することも可能であった。

このような地すべりの変状の計測結果を1個所に集積し、適切な技術者を配置して、地すべりの挙動の判断に生かせる体勢を作り得なかったこと

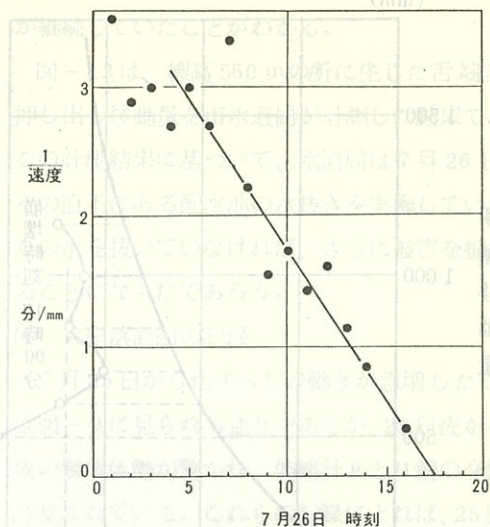


図-19 展望台伸縮計の変位速度による崩壊予測

は残念なことである。昭和59年の長野県西部地震の折には、王滝川をせきとめた土石流堆積物が決壊するのではないかと大騒ぎをした経過がある。今後の災害に対しては、事前・事後共に、データに基づいて適切な判断を下しうる組織づくりは重要な課題である。

今回の大崩落前に、筆者も含めて何人かの研究者が地すべり地を調査している。しかし、地すべりの実情を目視するのみでは、大崩壊を予想することはできなかった。地すべりの予測のためには、変状の計測がいかに重要なものであるかを改めて教えている。

7 有料道路の影響

地すべり発生と共に、1つの問題として道路の建設が地すべりの原因であるとの指摘がなされている。この問題について、これまで調査した結果を示しておきたい。

湯谷団地山ぎわを通る鬼沢は、地すべり地の東縁に達するが、鬼沢の支流は有料道路1.6～1.9km区間のヘアピンカーブ内の谷に通じている。この谷で行った事前のボーリング(C-1)では、

ー 8.4 ～ ー 15.3 m に 6.9 m 厚さの腐食土層を確認している。すなわち、この鬼沢の上流部の谷は長年にわたり少しずつ埋められてきている。昭和 39 年の有料道路建設に際して、どのような工事が行なわれたかを当時の設計図により調べると、この付近の盛土区間は図-20 に示す通りである。図中の数値で盛土高を示すように、沢地形の個所では最大 6 ～ 7 m の盛土が行われている。

図中の 1.8 km 地点は、当時沼沢地であったと推察されるが、道路建設に際して、厚さ 50 cm のふとん籠を 18 × 18 m の範囲に敷きつめ、この上に厚さ 10 cm の粗朶を敷き、盛土している。ふとん籠で集水した水は直径 30 cm、長さ 68 m の排水管で排水しており、道路建設に伴う処置としては十分な工事を行っている。

また、1.5 km + 20 m の展望台の盛土個所においては、盛土を横断する排水管を埋設している。ただ、道路建設直後に道路山側の凹地を工事残土で埋めて駐車場を造っている。この折の工事写真によれば、凹地内には沢に沿ってスピンパイプと称する多孔管を埋設し、道路横断排水管と連結している。したがって、道路建設に伴い沢地形を埋める盛土が行われたが、常識的な排水工事が行われており、道路盛土によって沢をせきとめた形跡は認められない。

一方、大きな切土工事を行ったのは 0.7 km + 500 m 地点で、コンクリート擁壁が設置されていた所である。ここでは最大 9.2 m の切土が行われ、その山留として擁壁が設置された。この擁壁部分が地すべり末端部の一部をなし、地すべりによる最初の変状を生じた個所の 1 つであることから、結果的にこの切土が地すべりに悪い影響を及ぼしたことは否定できない。しかし、地すべり全体の規模から考えると、この切土部分のみに地すべりの原因を求めるのは困難である。

一般に、道路建設が地すべりに影響を及ぼす場合、その切土・盛土が原因となる場合には、その

切土・盛土の近傍に崩落が発生し、また、工事完了後 2、3 年のうちに変状が生じるものである。

図-4 の断面図にみられるように、今回の道路の盛土・切土は地すべりを起こした斜面の形状をわずかに変えているのみで、大きな変化はない。地すべりの規模に比して切土・盛土の規模は小さいといえよう。このような場合地すべりに対する道路の影響は小さいと考えうる。また、この道路の場合建設後 20 年の月日を経過している。最初の兆候のみられた昭和 48 年を考えてみても、道路完成後 10 年を経過しており、常識的には道路の影響とは考えがたい。他方、森林を伐り開いて道路を造ることは、降雨水の流出を早め洪水の一因とはなるが、雨水の地下への浸透を悪くすることになり地すべりを助長する要因とはならない。

以上は著者の見方であるが、吉沢¹⁾は次の点から道路の建設が地すべりの引き金になっていると主張している。

- 1) 道路建設の際 0.8 km 地点及び 1.08 km 地点で最大 9.2 m 及び 5.2 m 高さの斜面切土工事を行い、この地点で地すべりの最初の変状が発生していること。
- 2) 斜流谷部の盛土の影響。谷筋の沼地のあった所は、18 m × 18 m の範囲にふとん籠を敷きその排水をとって盛土を行った。また、展望台及び駐車場の谷筋には暗渠排水が設置されていた。しかし、これらは長年の間に目詰まりを生じ、重機の出入りで破損した可能性があり、地下の排水機構に変化が生じたこと。
- 3) 道路建設により集水面積が約 2 倍に拡大し、側溝の破損が加わって地すべり地に雨水を導入する結果となっていること。

これらの見解の食い違いについては、今後さらに検討を進める必要がある。

8 地すべりの原因

地すべりの素因としては、4 ～ 5 節に示したよ

うに、

- 1) この斜面が過去数度にわたる旧地すべり地であること。
- 2) 地質的に裾花凝灰岩が基盤をなし、その中部層に数枚の熱水変質をうけた軟弱粘土をはさむこと。
- 3) この中部層は、地すべり中央部で流れ盤構造をなし、滑りやすい条件を与えていること。
- 4) 変質粘土は多量のモンモリロナイトを含み、極めて軟弱なこと。
- 5) 地下水の流れは地下水谷を形成し、降雨時に谷部での水位上昇を生じる流れであること。

そして、直接の誘因としては、まれにみる多量の梅雨があったことが挙げられるが、これらを総合して地すべりの変状の経過と考えあわせると、今回の地すべりは進行性破壊並びに大変形によるすべり面の形成に起因するものとみられる。すなわち、一回の長雨、融雪に原因を求め得るものではなく、昭和48年以来の折々の雨が少しずつ地すべりの変状を生ぜしめて来たものであり、そのたびに少しずつよりすべりやすい条件を整備して来たと考ええる。

昭和48年以来ほぼ毎年のように変状がわずか

ながら生じ、道路構造物の補修が行なわれて来ている。昭和56年以後は変状が顕著になり、滑落崖も徐々に拡大する経過をたどっている。すべり面付近に存在するモンモリロナイト粘土は変状の進展と共に、より連続した強度の低下したすべり面を形成するのに役立ったであろう。長期にわたる変状記録が残されているのは伸縮計Aのみであるが、変状が生じた時の速度は、

昭和59年5月	1.1 mm/日
昭和59年7月	3.2 mm/日
昭和60年4月	1.9 mm/日
昭和60年7月上旬	10 mm/日
昭和60年7月下旬	51 mm/日
昭和60年7月20～23日	94 mm/日

と融雪の折を除いて移動量は加速されてきている。その折々のインパクトとしての降雨量に差はあったとしても、このように移動速度が変状発生たびに増大して行くのはこの状況を裏付けている。

昭和48年以来わずかな変状が発生し、その後昭和56年以後変状は明確なものとなってすべり面を形成し、さらに昭和60年6月も長雨がひきがねとなって変状を進展させ、昭和60年7月20日の降雨が最後の追い打ちとなったものと考ええる。

参 考 文 献

- 1) 川上 浩他：1985年長野市地附山地すべりの災害調査研究。自然災害科学研究費報告、1986。
- 2) 斎藤迪孝：第三次クリープによる斜面崩壊時期の予知。地すべり、4、3、1～8、1967。
- 3) 福岡輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法。地すべり、22、2、8～13、1985。
- 4) 斎藤 豊：長野県北部の第三紀層地すべりの発生状況。信大教育学部紀要、47、1982。

実物鋼矢板セルの水平載荷試験について

運輸省第五港灣建設局 設計室長 神田 勝己

運輸省第五港灣建設局 建設専門官 小山田 宇 孝

1. 試驗概要

清水港富士見地区富7号岸壁は、石炭を取り扱う水深9m岸壁として昭和37年に整備された。この岸壁の構造は、鋼矢板セルをデタッチドピアースとする栈橋構造である。しかし、最近の入港船舶の大型化に伴い、岸壁としては規模が小さく、今回12m岸壁として改良されることとなり、これに伴い、旧施設の撤去工事が行われることとなった。鋼矢板セルの水平載荷試験は、この撤去工事に先立って実施したものである。

港湾施設の設計施工に係わる技術的な試験研究は、各方面に渡って実施されているが、その大きな目的のひとつに、経済性の追求がある。鋼矢板

セルは、幅 40cm の直線鋼矢板を円形に継ぎ合わせ、内部に砂レキなどを投入して、セル体を形成したものであり、古くから港湾の施設として施工されている。この鋼矢板セルの設計においてはセン断変形に関する挙動の把握が最も重要であり、この点に関して種々の実験や提案がなされている。これまでの提案では、いずれも中詰土圧、中詰土のセン断抵抗の考え方等に相違がある。現状では、一応北島の式を標準として設計に用いているが、なお今後の検討が必要であるとされている。以上のようなことから、鋼矢板セルの経済的な設計法を検討することを主点として、実物の鋼矢板セルを利用して、水平載荷試験を実施し、セルの挙動を実測したので、これについて報告するものである。

1) 試験内容と計測機器

鋼矢板セルのせん断変形の実態を把握することを中心に試験を計画した。試験用の鋼矢板セルは、既存セルが単体として、約20 m間隔で建造されていたので、二つのセルを用いることとし、これを互いに反力セル又は試験セルとした。(図-2)

表-1 試験内容と計測機器

土 質 調 査	既存資料の収集と調査ボーリングの実施
水平載荷試験	
(水平載荷 油圧 ジャッキ (200t/台) 4台, SEEケーブル)	
セル頭部水平変位	変位計＋インバー線, トランジット
セル頭部傾斜	固定式傾斜計, レベル
矢板継手の変位	継目計, 目視
セルの鉛直傾斜	挿入式傾斜計

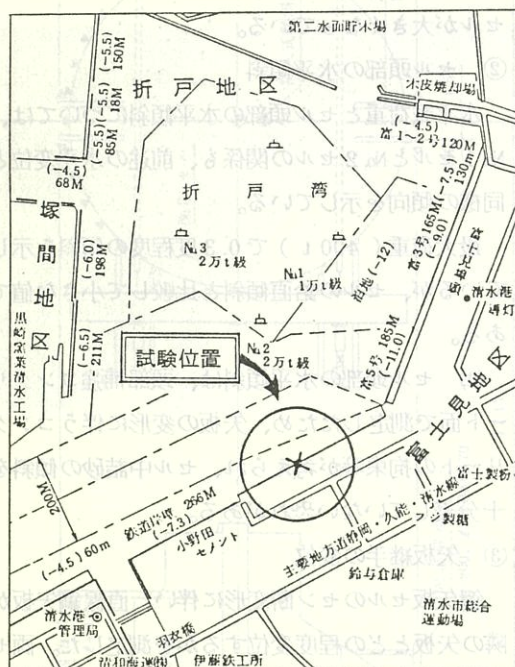


図-1 試験位置図

2) 試験の手順

まず第一に、セン断変形に対して各々の鋼矢板の変位を拘束しないよう、鋼矢板セル間を連結していたコンクリート桁および頭部巻き立てコンクリートを撤去した。次に、中詰砂を補充するとともに、セル周辺の海底地盤の整形を行った。この後、セルの中詰砂等の土質調査ボーリングを実施し、水平載荷重に対してセル頭部の局所変形を抑えるため、厚さ1 mの補強コンクリートを打設し水平載荷試験に移った。

水平載荷の試験方法は、土質工学会「クイの水平載荷試験基準・同解説」に準じ、一方向5サイクル載荷とした。最終5サイクル目の最大荷重としては、400 tを設定した。

なお、載荷速度は増加時10 t/分、減荷時20 t/分を原則とした。

表-2 試験工程

作 業 項 目	10	20	30
既設栈橋コンクリートの撤去	—		
セル周辺海底地盤の整形	—		
セル中詰砂の補充	—		
セル頭部補強コンクリート打設	—		
土質調査ボーリング	—		
試験・計測機器設置	—		
水平載荷試験			—

2. 試験結果

1) 土質条件

既存のボーリング及び今回試験に先立って行ったボーリングの結果は、次のとおりである。

① セル中詰砂

両セルともレキ分の含有量が60～80%と多い砂レキである。N値は上面から5.7～5.8 mまではNo.1セルが10～23、No.2セルは3～19となっており、それより下の3 m層は両セルとも10以下であり、No.2の方が一般的に小さいN値を示して

いる。

② 基礎地盤

海底(－7.5 m以深)基礎地盤の土質は、シルトを主体とした粘性土であるが、－18～－21 m部には、砂質シルト、シルト質細砂が存在している。シルト層の含水比は、38～62%、qu値は4～24 t/m²の範囲にある。(図-3)

2) 水平載荷試験

鋼矢板セルのセン断変形の過程を把握するために測定した項目について、計器による計測結果を中心に以下に述べる。

① セル頭部の水平変位

水平載荷重とセル頭部の水平変位の関係を図-4に示した。荷重が4サイクル(最大荷重280 t)まで、No.1、No.2セルとも変位量にほとんど変わりはないが、5サイクル目(最大荷重400 t)で280 tを越えるとNo.1セルはNo.2セルより大きい変位を示している。なお、5サイクルの最大荷重400 tを保持しつつ、変位を測定したが、時間とともに変位が増大しており、これについてもNo.1セルが大きくなっている。

② セル頭部の水平傾斜

水平載荷重とセル頭部の水平傾斜については、No.1セルとNo.2セルの関係も、前述の水平変位と同様の傾向を示している。

最大荷重(400 t)で0.3度程度の傾斜を示しているが、セルの鉛直傾斜と比較して小さな値である。

(注) セル頭部の水平傾斜は、頭部補強コンクリート面で測定したため、矢板の変形に伴うコンクリートの拘束等が考えられ、セル中詰砂の傾斜を十分表していない恐れがある。

③ 矢板継手の変位

鋼矢板セルのセン断変形に伴い、直線鋼矢板が隣の矢板とどの程度変位するかを測定した。両セルとも11箇所で相対変位を測定しているが、このうち顕著な変位を示した位置での変位曲線を図-

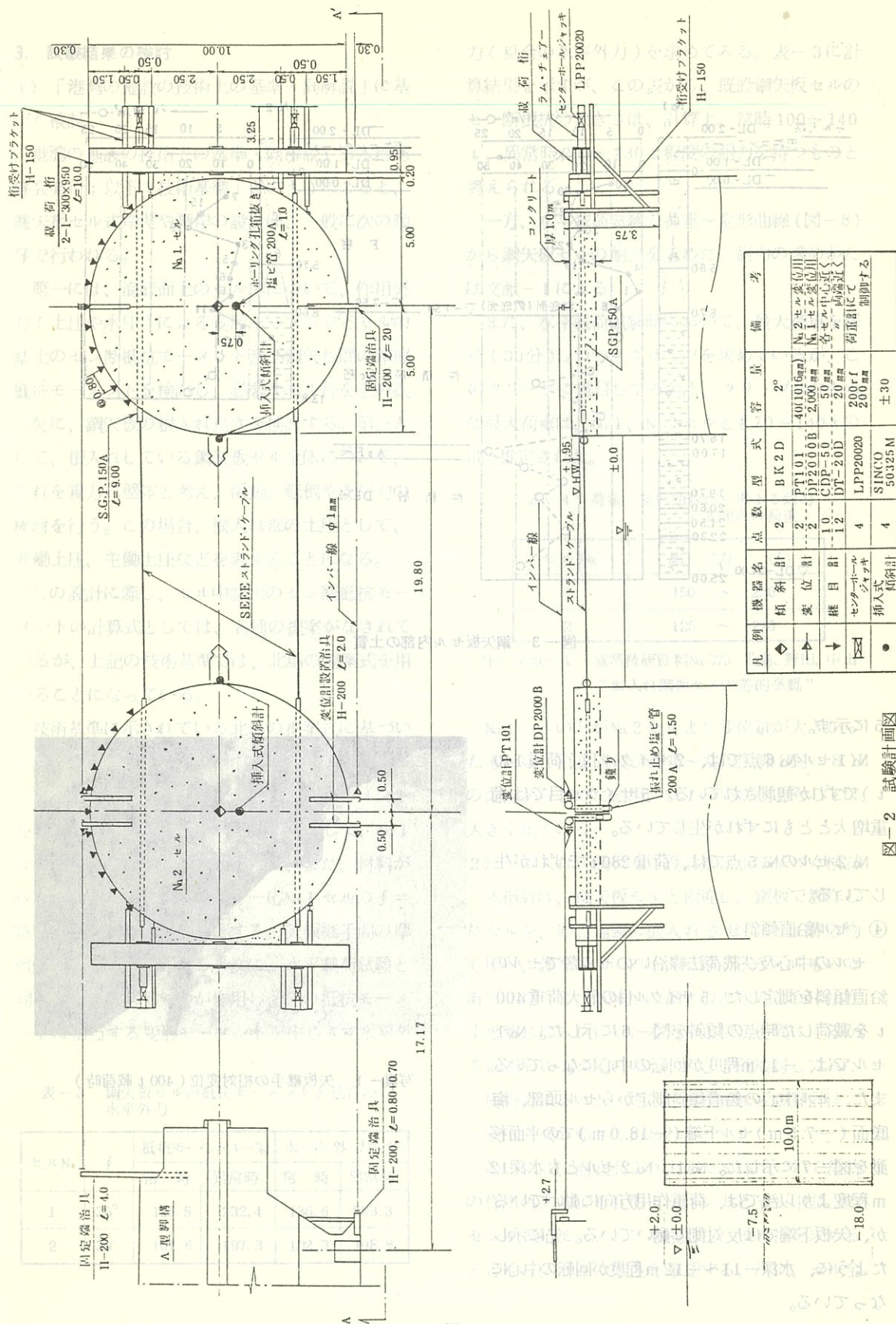
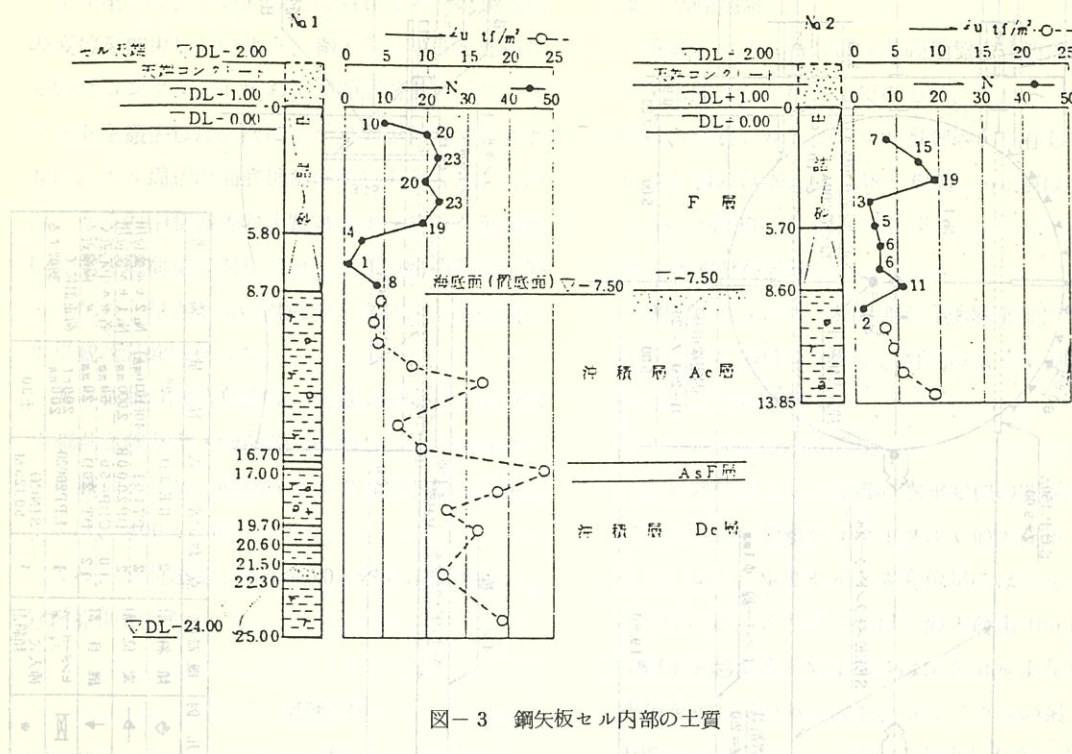


図-2 試験計画図



5 に示す。

No.1セルNo.6点では、2サイクル目(荷重140 t)でずれが観測されている。5サイクル目では荷重増大とともにずれが生じている。

No. 2セルのNo. 5点では、荷重 280 t でずれが生じている。

④ セル鉛直傾斜

セルの中心及び載荷法線沿いのセル殻でセルの鉛直傾斜を測定した。5 サイクル目の最大荷重 400 t を載荷した時点の傾斜を図-6 に示した。No. 1 セルでは、-11 m 程度が回転の中心になっている。また、セル中心の鉛直傾斜測定からセル頭部、海底面 (-7.5 m) セル下端 (-18.0 m) での平面移動を図-7 に示した。No. 1、No. 2 セルとも水深 12 m 程度より浅では、荷重作用方向に動いているが、矢板下端では反対側に動いている。先に示したように、水深 -11 ~ -12 m 程度が回転の中心になっている。

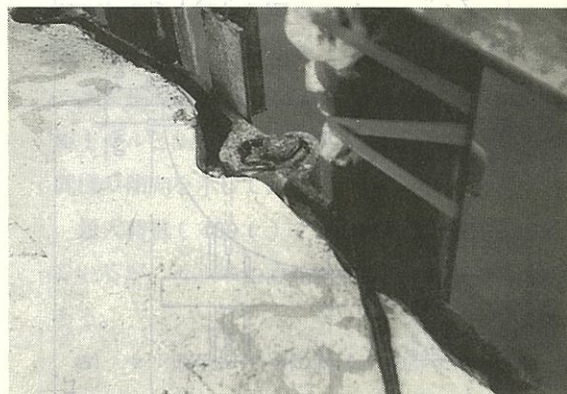


写真-1 矢板継手の相対変位(400 t 載荷時)

3. 試験結果の検討

1) 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づく検討

港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会発行；以下「技術基準」という）によると、鋼矢板セル式岸壁や護岸の設計は、一般に次の順序で行われる。

第一には、海底面上のセル体について、作用外力（土圧や水圧）による変形モーメントとセル中詰土のセン断抵抗モーメント及び鋼矢板間の摩擦抵抗モーメントを検討し、必要なセル径を求める。

次に、鋼矢板の根入れ長さを検討する。第三として、根入れしている鋼矢板セル全体について、これを重力式壁体と考え、滑動、転倒や支持力の検討を行う。この場合、根入れ部の土圧として、受働土圧、主働土圧などを考えることになる。

この設計に際し、セル中詰土のセン断抵抗モーメントの計算式としては、各種の提案がなされているが、上記の技術基準では、北島の提案式を用いていることになっている。

技術基準に示されている北島の提案式に基づいて、試験用の鋼矢板セルの中詰土のセン断抵抗モーメント及び鋼矢板継手間の摩擦抵抗モーメントを求めてみる。中詰土の内部摩擦角として、No.1セル及びNo.2セルの N 値を考へて、また、材料が砂レキであることも配慮し、一応No.1セルの $\phi = 35^\circ$ No.2セルの $\phi = 30^\circ$ とする。矢板継手間の摩擦係数を $f = 0.3$ とする。次に、水平載荷試験と同様な位置に水平外力が作用し、先の抵抗モーメントに相当する変形モーメントを生じさず水平外

力（見合の水平外力）を求めてみる。表-3に計算結果を示すが、この表から、既設鋼矢板セルのセン断抵抗の大きさは、計算上、常時100～140t、異常時200～230t程度の耐力を持つものと考えられる。

一方、水平載荷試験の荷重～変形曲線（図-8）から鋼矢板セルの耐力を求めた。耐力の求めかたは文献-1による。

また、水平載荷試験時において、最大荷重を保持（30分）しつつ、クリープを求めているが、このクリープに着目してみると、クリープがなかった最大荷重は、No.1、No.2セルとも70～140tの間と推定された。

表-4 荷重～変形曲線から求まる耐力（変曲点の荷重）

セル No.	耐 力 (t)
1	150 ～ 250
2	125 ～ 220

注）文献-1 港湾技研資料No.375 北島、野田、中山
“根入れ鋼板セルの静的挙動”

No.1セルの方がNo.2セルより変位量が大きかったものの、計算式及び荷重～変位曲線（図-8）の両方から求めた結果、No.1の方が耐力としては、大きく出ている。

2) 「根入れ式鋼板セル設計指針」に基づく検討

本指針は、鋼矢板セルと相違し、鋼板で製作したセルを、砂質地盤に根入れさせている構造物（岸壁、護岸等）に対応する設計法を示すものである。従って、試験用の鋼矢板セルのように粘性土地盤に根入れしている護岸と構造を異にするが、この指針の考え方に基づいて、別途検討してみた。

同指針によると、根入れ式鋼板セルの設計は、一般的に次の順序で行われる。

第一には、海底面より上のセル体について常時の作用外力による変形モーメントとセル中詰土のセン断抵抗モーメントを検討し、セル径を求めるとともに、セルの剛性を確認する。次に、セル全

表-3 鋼矢板セルの抵抗モーメントと見合の水平外力

セル No.	ϕ	抵抗モーメント $t-\%$		水 平 外 力 t 基	
		常 時	異常時	常 時	異常時
1	35°	135.5	232.4	136.6	233.3
2	30°	101.6	197.3	102.3	198.8

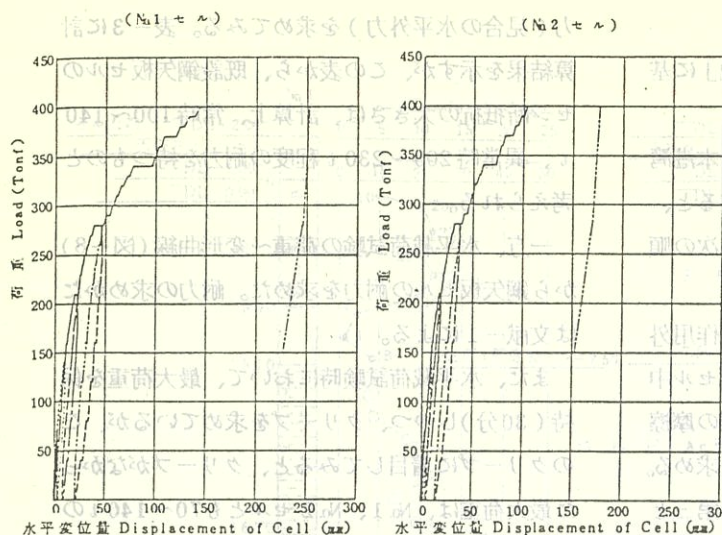


図-4 鋼矢板セルの頭部水平変位

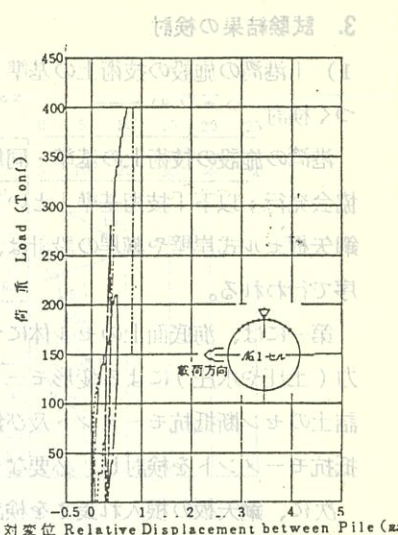


図-5 鋼矢板の相対変位

(mm)

(1)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
0.2	—	120	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	—	—	125	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

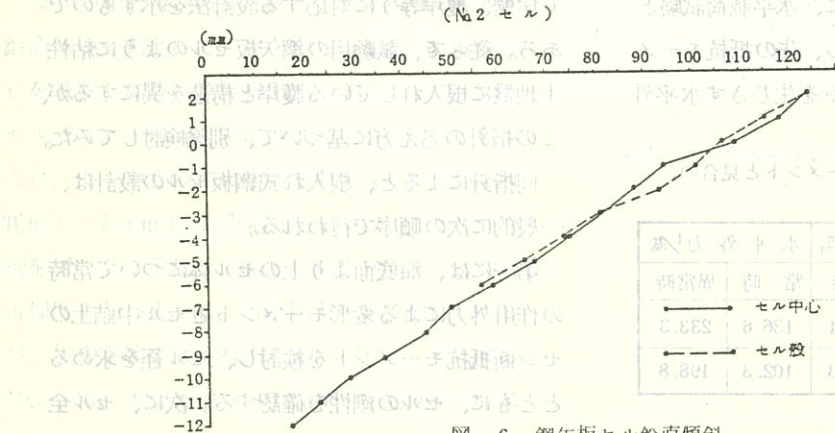
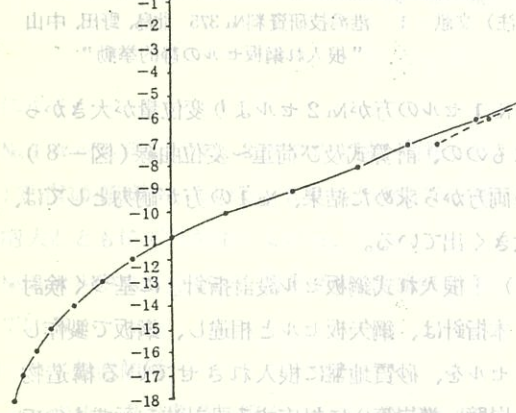


図-6 鋼矢板セル鉛直傾斜

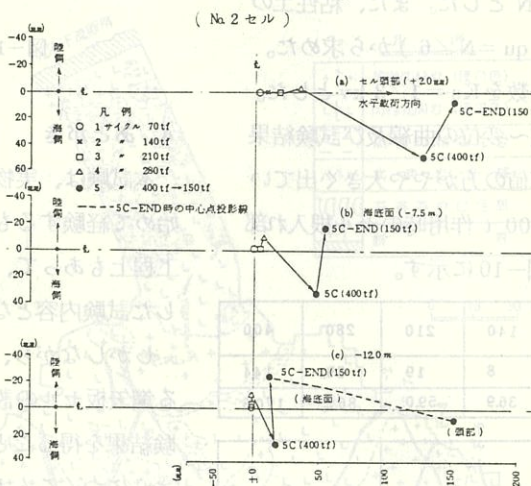
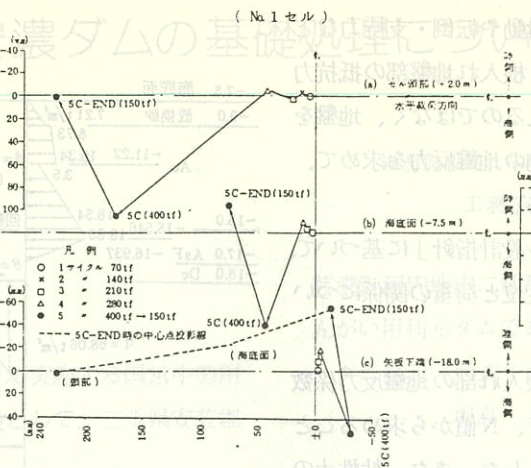


図-7 鋼矢板セル中心の変位

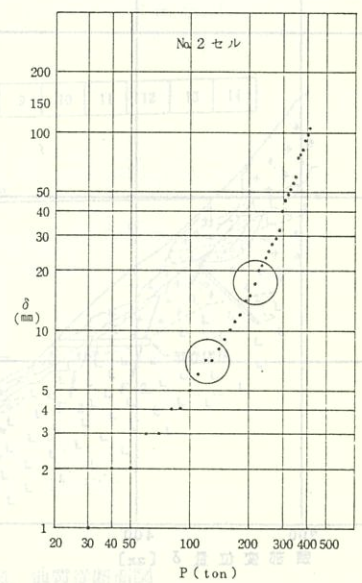
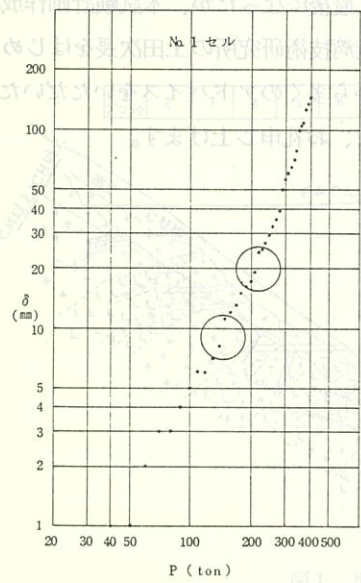


図-8 変位と水平荷重の関係

体を重力式壁体と考えて滑動や転倒・支持力などの検討を行う。この場合、根入れ地盤部の抵抗力としては、受働土圧を考えるのではなく、地盤をばねと考え水平・鉛直方向の地盤反力を求めて、検討することになっている。

この「根入れ式鋼板セル設計指針」に基づいて、試験用鋼矢板セルの水平変位と荷重の関係について検討する。

ここに必要となるセル根入れ部の地盤反力係数は、直接測定していないので、 N 値から求めることとし、 $K_h = K_v = 0.2 N$ とした。また、粘性土の N 値は、ベックの式 ($q_u = N/6$) から求めた。さらに、セン断ばね定数を $K_s = 1/3 k_v$ とした。

計算から求めた荷重～変位の曲線及び試験結果を図-9 に示す。計算値の方がやや大きく出ている。また、最大荷重 400 t 作用時のセル根入れ部の地盤反力の関係を図-10 に示す。

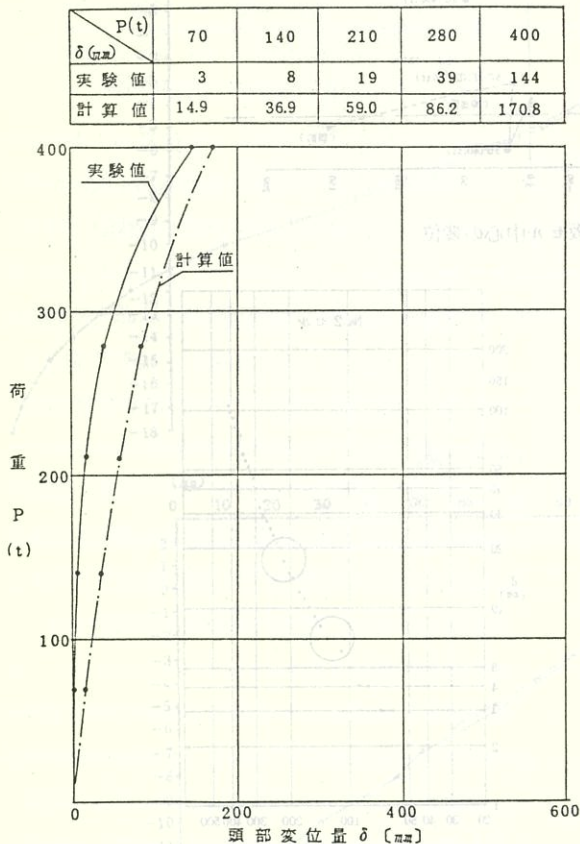


図-9 載荷重と頭部変位量の関係

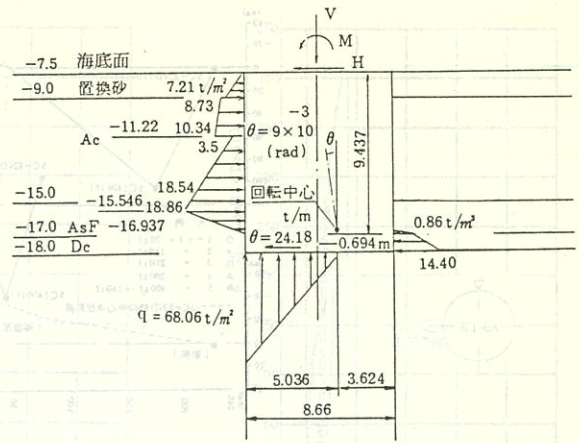


図-10 地盤反力分布図

4. あとがき

本試験は、実物鋼矢板セルの載荷試験としては、始めて経験するものであった。また、改良工事の工程上もあって、試験期間等に制約があり、限定した試験内容となった。

しかしながら、我々がめざしている経済性のある鋼矢板セルの設計法の開発に当って、貴重な試験結果を得ることが出来た。今後はこのデータをさらにつつこんだ解析などを行っていく予定である。

最後になったが、本試験計画作成に当たっては、港湾技術研究所の土田次長をはじめとする関係者から多くのアドバイスをいただいた。紙面をかりて、お礼申し上げます。

安濃ダムの基礎処理について

東海農政局 中勢用水農業水利事業所

工務官 渡 辺 至

(1) 概 要

① ダム概要

安濃ダムは、農林水産省が実施する国営中勢用水土地改良事業の基幹施設として、三重県安芸郡

芸濃町河内地内二級河川安濃川上流に建設中のかんがい用利水ダムである。

ダム諸元 形式 重力式コンクリートダム

堤高 73.0 m (堤頂標高
E.L. 174. 5M)

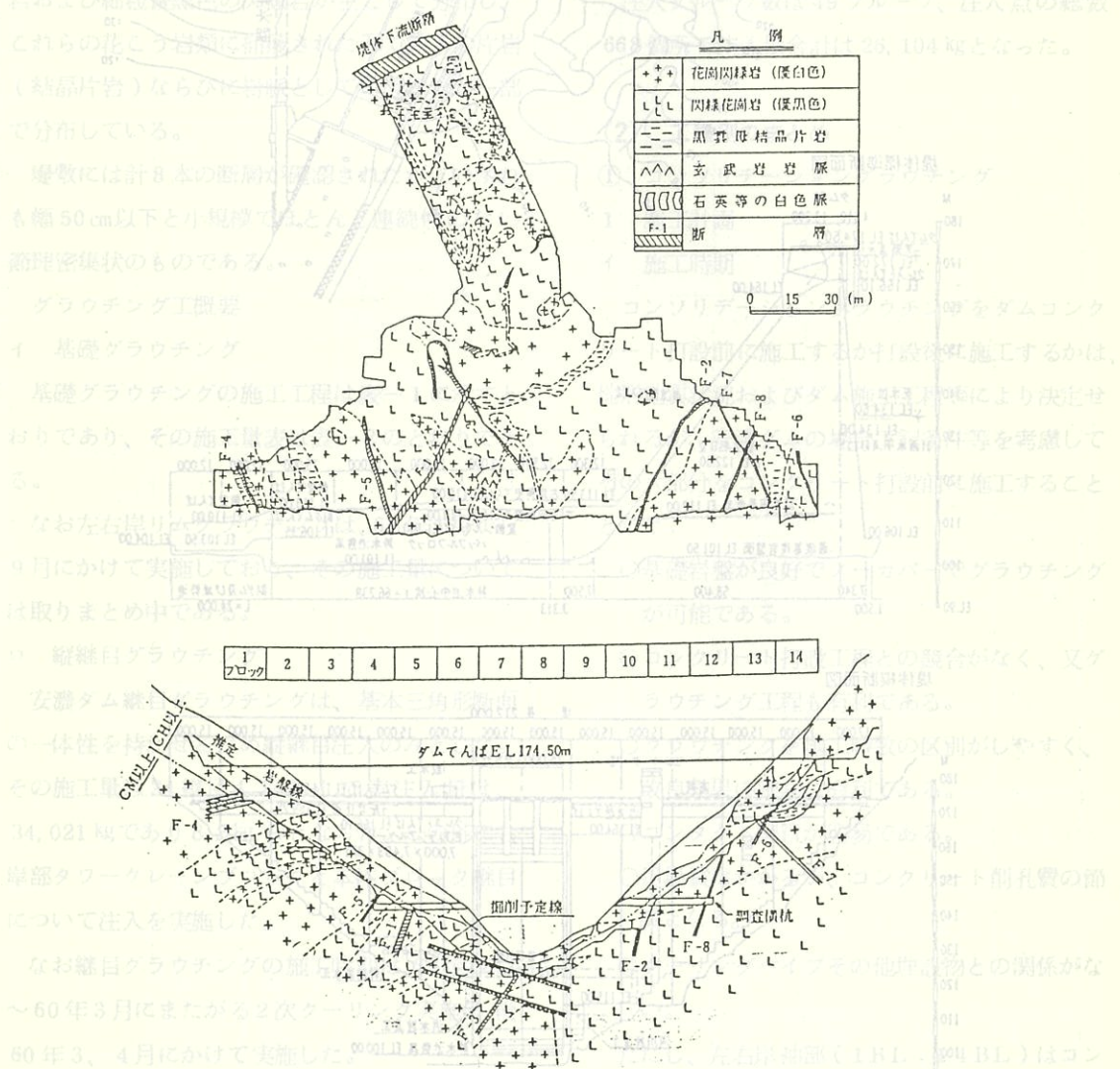


図1 地質平面図、地質断面図

貯水地 諸元	堤頂長	212.0 m
	堤体積	242,700 m ³
	集水面積	27.5 km ²
	有効貯水量	9,800,000 m ³
	利用水深	37.4 m (E.L. 172.0 ~ E.L. 134.6 m)

ダムサイトの地質は、津市西部一帯に分布する新嶺家花こう岩類の「加太花こう岩体」と呼ばれる基盤とこれを覆う沖積層（河床堆積物および崖錐堆積物）からなる。基盤は粗粒優白色の花こう岩および細粒優黒色の閃緑岩が主として分布し、これらの花こう岩類に捕獲された形で若干の片岩（結晶片岩）ならびに岩脈としての閃緑岩が一部で分布している。

堤敷には計8本の断層が確認されたが、いずれも幅50 cm以下と小規模でほとんど連続性のない節理密集状のものである。

グラウチング工概要

イ 基礎グラウチング

基礎グラウチングの施工工程は表-1に示すとおりであり、その施工量は表-2のとおりである。

なお左右岸リムグラウチングは、61年4月から9月にかけて実施しており、その施工量については取りまとめ中である。

ロ 縦継目グラウチング

安濃ダム継目グラウチングは、基本三角形断面の一体性を持たせるため縦継目注入のみとした。その施工量は24継目4,140 m²で実注入量は、34,021 kgであり8.2 kg/m²となった。この外に右岸部タワークレーンブロックと本体ブロック継目について注入を実施した。

なお継目グラウチングの施工時期は、59年12月～60年3月にまたがる2次クーリング実施の後60年3、4月にかけて実施した。

ハ コンタクトグラウチング

コンタクトグラウチングは、コンソリデーション

ングラウチングをダムコンクリート打設前に実施したための基礎岩盤表層部、および地形的に急斜面コンクリート冷却収縮に伴うコンタクト面および表層部岩層のユルミに対する補強を目的としたものである。

施工方法はコンクリート打設時の岩盤状況にもとずき、岩層岩脈のクラック面を横切る形状で注入点を設け、これをグループ毎に直列配管してダム下流面に導き、後日ダムコンクリート冷却後に注入を実施した。

注入グループ数は49グループ、注入点の総数668個所で注入量合計は26,104 kgとなった。

(2) 工種別のまとめ

① コンソリデーショングラウチング

1 施工計画

イ 施工時期

コンソリデーショングラウチングをダムコンクリート打設前に施工するか打設後に施工するかは、地形地質状況およびダム施工工程等により決定せられるが、安濃ダムの場合下記条件等を考慮してその大部分をコンクリート打設前に施工することとした。

○基礎岩盤が良好でノーカバーでグラウチングが可能である。

○コンクリート打設工程との競合がなく、又グラウチング工程も有利である。

○グラウチングを施工時数の区別がしやすく、改良効果の確認に有利である。

○コンタクト配管が容易である。

○足場費はかかるが、コンクリート削孔費の節減となる。

○クーリングパイプその他埋設物との関係がない。

ただし、左右岸袖部（1BL・14BL）はコンクリート打設と平行して仕上げ掘削を行う計画とし、また地形も急峻であるため打設後に打設リフ

表-1 安濃ダムグラウティング施工工程(ステージ数)

単位:ステージ(St)

年 月	コンソリデーション					カーテン			合 計	300
	試 験	河 床	左 岸	右 岸	2 次	P 孔	一 般	T 孔		
57. 8	22								22	
9	54	197							251	
10	8	167							175	
11	4	92							96	
計	88	456							544	
58. 3			75	64					139	
4			85	92					177	
5			17	46					63	
計			177	202					379	
59. 1										
2						17			17	
3						80	12		92	
4						15	59		74	
5							134		134	
6							141	23	164	
7								35	35	
						112	346	58	516	
60. 1						7			7	
2			9			58	4		71	
3				9		4	120		133	
4			15		9	18	101	9	152	
5				10	4	27	26	24	91	
6					8		75		83	
7							75	12	87	
8								9	9	
計			24	19	21	114	401	54	633	
合 計	88	456	201	221	21	226	747	112	2,072	

* 試験施工では同時注入および注入なしの8 St を含む。

* 河床施工では表面処理孔6 St を含む。

表 - 2

コンソリデーショングラウチング

	場 所	孔 数	St 数	深 さ		注入量 (kg)
				ロータリー	クローラー	
1 次	河床部 (試験)	57	88	349.6m	88.0m	15,782.3
	〃 (実施)	390	456	1,482.7	1,080.4	24,646.2
	左岸部 (〃)	182	201	678.6	449.7	17,354.7
	右岸部 (〃)	175	221	802.1	381.4	16,013.3
2 次	左右岸 2 次施工	21	21	60.0	45.0	3,065.8
合 計		825	987	3,373.0	2,044.5	76,862.3

注 河床部 (試験) には、同時注入またはウオッシング孔で注入なし St を含む。

河床部 (実施) には、同時注入および表面処理孔を含む。

カーテングラウト

次 数	孔 数	St 数	深 さ (m)	注 入 量 (kg)
パイロット孔	19	226	1,130.0	76,535.7
1 次 孔	17	149	745.0	20,464.0
2 次 孔	34	280	1,400.0	15,005.0
3 次 孔	65	303	1,515.0	4,227.5
4 次 孔	4	15	75.0	112.5
テ ス ト 孔	19	112	560.0	834.6
合 計	158	1,085	5,425.0	117,179.3

ト上から施工することとした。

ロ 試験施工の実施

コンソリデーショングラウチング施工当初 (57 年 8・9 月) に一般硬岩部 (8BL)、断層部 (FI 断層、6BL)、結晶片岩部 (7BL) に分け試験施工を実施し注入状況 (特にリークの状況) の把握とともに、施工方法、施工方針の決定資料とした。テストグラウチングのフローチャートは図 - 3 の通りである。

又、試験施工段階で弾性波測定を実施し、F - 1 断層部 (6BL)、結晶片岩部 (7BL) では注入

前後の P 波測定による注入効果の検証を行った。

なお一般硬岩部 (8BL 上流) はグラウチングの施工がほとんど無かったため、注入前の測定のみにした。次に、6BL 下流の急傾斜部の一見クラッキーな基礎岩盤ゾーンで弾性波孔を設け測定した。測定結果の一部を図 - 4 に示す。

ハ コンソリデーショングラウチング施工方針
試験施工結果から場所別の施工方針の検討を行った。その概要は以下の通りである。

— 一般硬岩部 —

河床部試験地点では注入量が無く、ほとんどグ

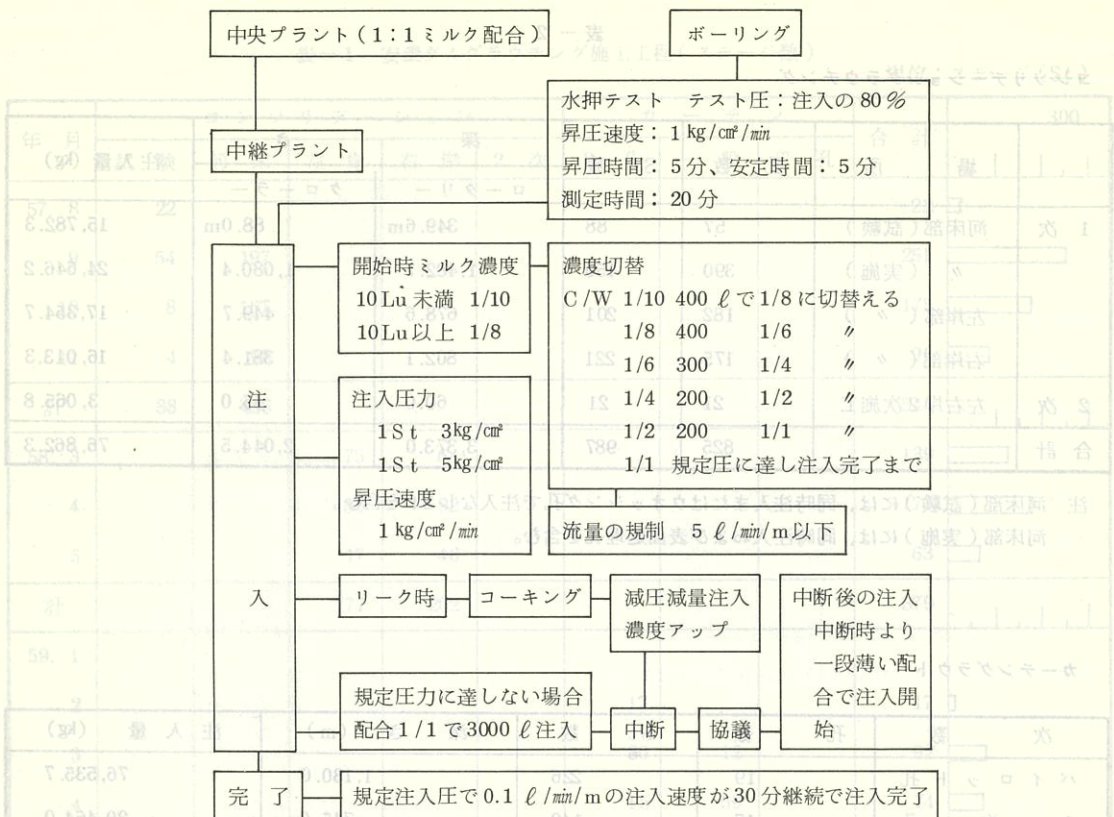


図 - 3

深 度	一 般 部 (8 BL 上流)						F1 断 層 部				改善率
	1	2	3	4	5	6 (km/m)	1	2	3	4 (km/s)	
(m)											
1						3.9				1.70 1.84	1.08
2						5.3				1.29 1.42	1.10
3						5.1				1.18 1.19	1.01
4						5.5				2.20 2.35	1.07
5						6.0				1.87 2.68	1.43
6										0.78 1.81	2.32
7										1.19 2.08	1.75
8										1.90 2.11	1.11
9										2.52 2.61	1.04
10										2.93 2.98	1.02

グラウト前
グラウト後

図 - 4

ラウチングの必要も無い良好な岩盤であった。しかし堤敷全般的な状況及び他区域試験でのリーク状況から判断して一般的な 5.0 m × 5.0 m パターンで深度 5.0 m までのグラウチングを全堤敷に実施し、全体のチェックを行うこととした。

ー断層部ー

テストグラウチングでの周辺硬岩部へのリーク状況、断層内ステージと硬岩内ステージの透水ルジオン値の比較および断層内へのグラウト注入性等から判断して、当ダムの断層は小規模でち密であり、特に透水性が大きいというものではない。又注入前後の弾性波測定結果から、かなりの注入効果を期待することが出来るものと考えられた。

グラウチング施工順序は、リーク抑さえを考慮して断層部に先がけ一般硬岩部への注入を先行することとした。

次に孔間隔は、断層内への注入性が低い事等を考慮して、一般部よりも密にし断層沿に 2.5 m の列間幅で施工とし、注入状況に応じ孔間隔および列間幅を考慮するものとした。

注入深度は、2 ステージ以下のルジオン値が小さく、弾性波速度は深部での測定値が順次増大していること等から、一般部より 1.0 m 深い 6.0 m 程度としダムセンターより上流側は、カーテングラウチングの補助を兼ねて深さ 10.0 m まで実施することとした。

ー結晶片岩部ー

河床部の結晶片岩は、貫入角度が浅いため片岩層の上盤に問題があると考えられ、その上盤も含めた範囲でグラウチングを行う。そのため深度は弾性波速度 2.0 km/s 以上となる深さ 8.0 m までカバーするものとし、施工パターンは 2.5 m × 2.5 m と一般部より密に行う。また左右岸袖部の片岩層も同様パターンとする。

ーグラウチング施工方法の検討ー

注入管理仕様は試験施工の結果、当初のフローチャートの通りで支障がないと判断された。実施

に当っては各孔毎の注入状況、リーク状況等により注入圧、濃度、注入速度等の調整を臨機に行うこととして施工した。

ー施工結果ー

コンソリデーショングラウチングの施工結果は表-3、および図-5 に示す通りである。

注入前ルジオン値が 10 Lu 以上、注入セメント量が 20 kg/m 以上のステージの分布は、場所岩質等による差もあるが全体としては 10 % 強であった(表-3)。リークを含む大量注入孔については、追加孔によるチェックを行った結果、10 Lu 以上、20 kg/m 以上のステージは見られず、5 Lu 以下が 96 %、10 kg/m 以下が 93 % となり目的を達したものと判断した。

大量注入があったのは、6 BL 下流部の 2 ステージ目の 431 kg/m、247 kg/m や 2 BL 下流寄りの 1 ステージの 780 kg/m、2 ステージ目の 107 kg/m 等であった。これらは、堤敷内外のいずれにおいてもリークは認められなかった。チェック孔により追加注入を行った結果 5 kg/m 以下に改良できたことを確認し完了した。また 11 BL 堤趾付近(タワークレーン直上流部)のように硬岩であっても節理が密集している場所等については、コンタクトグラウチング用の配管を設置しておき、コンクリート冷却後注入をおこなった。

② カーテングラウチング

1 施工計画

イ 施工位置および方向

施工位置はカーテングラウチングの目的および作業条件を考慮して上流ファイレットラインとし A、B 2 列の注入孔群により形成する。又削孔方向も同じく作業条件を考慮して鉛直方向とする。ただしテスト孔は注入実施結果の必要箇所を重点的にチェックするため実施孔と交わる斜め方向とする。

ロ 孔間隔および順序

施工間隔および順序は中央内挿方式により、パイロット孔 — 1 次孔 — 2 次孔 — 3 次孔 —

追加孔と各段階のルジオン値、注入量を考慮し順次間隔を狭めるよう施工する。孔配列は下図のとおり行う。

表 - 3

コンソリデーショングラウチング施工結果（試験施工、左右岸袖、2次コンソリ含まず）

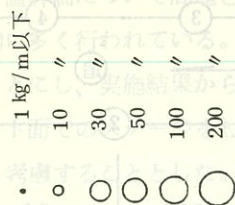
計画施工孔 場所別ルジオン値分布表

区 分	場 所	度 数	< 0.1	< 1.0	< 2.0	< 5.0	< 10.0	< 20.0	MAX(Lu)
一般孔	河 床	170	27 %	54 %	72 %	82 %	91 %	92 %	# 162.70
	左 岸	83	10	29	55	82	93	99	22.80
	右 岸	67	10	34	58	82	90	99	31.37
	計	320	19	43	65	82	91	95	
断層部	河 床	65	3	31	54	77	85	92	
	左 岸	39	3	23	56	87	95	97	23.49
	右 岸	87	3	22	37	64	82	92	# 545.95
	計	191	3	25	47	73	86	93	
片岩部	河 床	197	16	42	64	82	90	94	# 215.00
	左 岸	42	0	2	21	67	79	90	29.55
	右 岸	37	3	32	49	70	89	89	24.79
	計	276	12	35	55	78	88	93	
合 計		787	13	36	57	79	89	94	# リーク

チェック孔 場所別ルジオン値分布表

区 分	場 所	度 数	< 0.1	< 1.0	< 2.0	< 5.0	< 10.0	< 20.0	MAX(Lu)
一般部	河 床	4	25 %	50 %	100 %	100 %	100 %		1.39
	左 岸	4	25	50	75	100	100		2.27
	右 岸	—	—	—	—	—	—		
	計	8	25	50	88	100	100		
断層部	河 床	4	0	75	100	100	100		1.46
	左 岸	3	0	33	67	67	100		8.26
	右 岸	10	0	30	40	90	100		6.91
	計	17	0	41	59	88	100		
片岩部	河 床	9	22	44	100	100	100		1.51
	左 岸	6	0	33	33	100	100		4.06
	右 岸	1	0	0	0	100	100		2.30
	計	16	13	38	69	100	100		
合 計		41	10	41	68	95	100		

単位注入量 (1 ステージ)



- 一般堅岩部孔
- 断層部孔
- 結晶片岩部孔
- 2次コンソリ孔

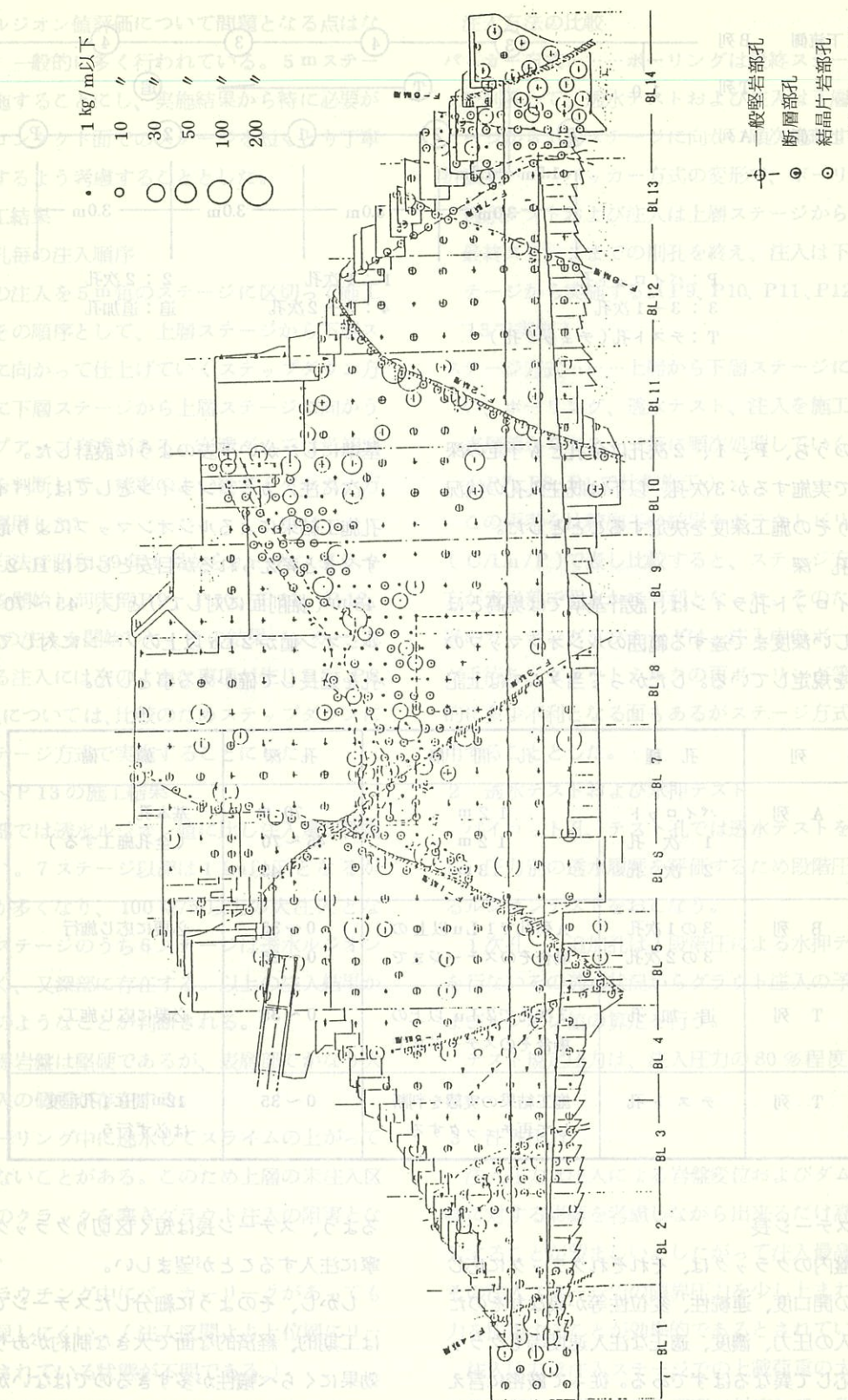
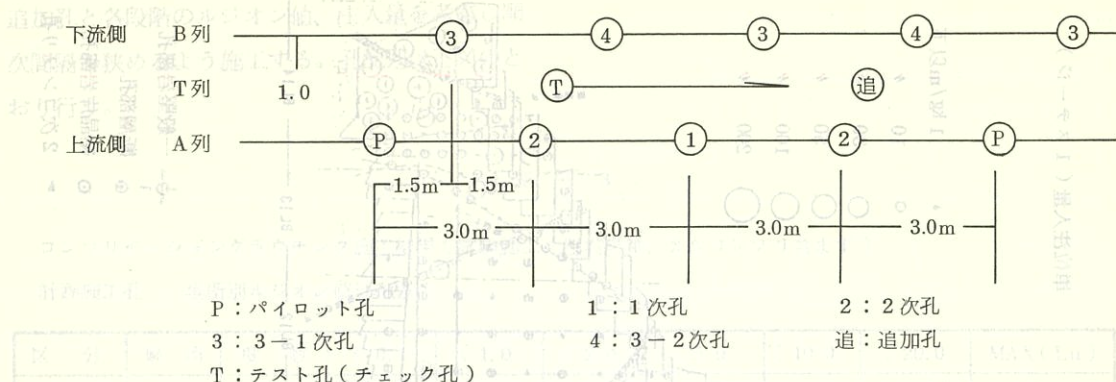


図-5 安曇ダム コンソリデーショングラウチング結果、平面図



このうち、P、1、2次孔は全孔とも予定の深度まで実施するが3次孔、以下は既注入孔の状況によりその施工深度を決定することとした。

ハ 孔 深

パイロット孔ラインは、設計基準では堤高とはほぼ等しい深度まで達する範囲のルジオンマップの作成を規定している。したがって当ダムでは上記

基準にしたがい下表のように設計した。

次に注入カーテンラインとしては、パイロット孔施工結果によるルジオンマップにより最終決定すべきと考えられるが目安としては $H/2 + 10 = 45 \text{ m}$ (掘削面に対して) とし、45～70 m 間のルジオン値が 2 Lu 以上のゾーンに対しては1次孔を延長して確かめる事とした。

列	孔 種	孔 間 隔	孔 深	備 備
A 列	パイロット	1 2 m	70 m	基本孔 (全孔施工する)
	1 次 孔	1 2 m	45 ～ 70	
	2 次 孔	3 m	45	
B 列	3 の 1 次 孔 3 の 2 次 孔	A 列孔で 1 Lu 以上の 場合そのステージまで	0 ～ 35 0 ～ 35	必要に応じ施行
T 列	追 加 孔	3 次孔で 2 Lu 以上の 場合そのステージまで	0 ～ 35	必要に応じ施工
T 列	テ ス ト 孔	施工結果の実態を判断 して再チェックする	0 ～ 35	12m 間に1孔程度 は必ず行う

ニ ステージ長

岩盤内のクラックは、それぞれクラックに応じてその開口度、連続性、変位性等が異なりそのため注入の圧力、濃度、適正な注入速度等もクラックに応じて異なるはずである。従って厳密に言えばそれぞれのクラックに応じた注入方法を取り得

るよう、ステージ長は短く区切りクラック毎に丁寧に注入することが望ましい。

しかし、そのように細分したステージでの注入は工期的、経済的な面で大きな制約があり、その効果にくらべ犠牲が多すぎるのではないかと考えられる。したがって当ダムでは、特に注入方法あ

るいはルジオン値評価について問題となる点はないので、一般的に多く行われている。5 m ステージで実施することにし、実施結果から特に必要があればコンタクト面でのステージを短くとり丁寧に施工するよう考慮することとした。

③ 施工結果

1 各孔毎の注入順序

各孔の注入を5 m 毎のステージに区切って施工するがその順序として、上層ステージから下層ステージに向かって仕上げていくステップダウン方式と逆に下層ステージから上層ステージに向かうステップアップ方式がある。安濃ダムでは当初地質状況を判断して、能率のよい後者（パッカー方式）を採用した。

この方法で昭和59年1月からカーテングラウチングを開始し河床部P9、P10、P11、P12、P13孔の注入を開始した。その結果パッカー方式による注入には次のような事項が生じP7、P8、P14孔については、比較のためステップダウンによるステージ方式で実施することにした。

P9～P13の施工結果

表層部では透水ルジオン値に比し注入量が極端に少ない。7ステージ以深は1 Lu以下となるが注入量が多くなり、100 kg/m以上の大注入となった8ステージのうち6ステージは透水ルジオンは小さく、又深部に存在する。以上の注入結果から、次のようなことが判断される。

○基礎岩盤は堅硬であるが、表層部でかなり大注入の個所が存在する。

○ボーリング中に逸水してスライムの上がって来ないことがある。このため上層の未注入区間のクラックを塞ぎグラウト注入の阻害となる。

○グラウチング中にパッカーリークがあっても発見しにくい。（注入区間より上位層にリークされている状態が不明である。）

○表層部で地表リークのステージがあった。

注入方法の比較

パッカー方式………ボーリングは最終ステージまで削孔して、透水テストおよび注入は下層ステージから上層ステージに向かい順次施工する。

折衷案………パッカー方式の変形で、ボーリング、透水テストおよび注入は上層ステージから進め最終ステージまでの削孔を終え、注入は下層ステージから実施する。（P9、P10、P11、P12、P13で実施）

ステージ方式………上層から下層ステージに向かい、ボーリング、透水テスト、注入を施工し、表層部からステージ毎に順次処理していく。

（P7、P8、P1で比較施工）

この両者を比較施工の結果をグラウトビリティ（C/Lu/P）で表し比較すると、ステージ方式の方が表層部で明らかに有利となった。そのため以降のカーテングラウチングは、注入中のボーリング手待ち、グラウトミルクの再ボーリング等経費的に多少不利となる面もあるがステージ方式を採用することとした。

2 透水テストおよび水押テスト

パイロット孔、テスト孔では透水テストを実施し、圧力別の透水履歴を評価するため段階圧によるルジオンテストをおこなう。

1次孔—追加孔は1段階圧による水押テストを行ないその透水状況からグラウト注入の予想およびルジオン値の算定を行う。

テスト規定圧力は、注入圧力の80%程度とした。

3 注入圧力

注入圧力は注入による岩盤変位およびダム構造物に対する影響を考慮しながら出来るだけ高圧注入することが望ましい。したがって注入最高圧はその注入ステージでの限界圧力を少し上まわる圧力を採用することが効果的であるとされている。

注入圧力は注入ステージでの上載荷重の大きさ、地盤の抵抗性等から注入深度に対応して、許容限

界圧力以下の圧力とし、深部ほど大きくなる様にした。なお注入途中では急激な圧力上昇を避けるため注入速度（ $l/min/m$ ）の上限規制を行った。

注入圧力の試算

$$P = (2.3H + 2.6d \cdot a) b$$

H：コンクリート高（15m）

d：注入深度（各ステージの上端）

a：深度による補正倍率

b：注入量による補正倍率

コンクリート単位重量 2.3 t/m³

岩盤単位重量 2.6 t/m³

注入圧力計算結果は表－4の通り、注入量の多い時（Aケース）、注入量の少ない時（Bケース）に分け、最高圧力はAケース 30 kg/cm²、Bケース 40 kg/cm²としそれぞれ10ステージ以深に適用する。（ ）は実施圧力

表－4 注入圧力計算結果

St	深 度 (m)	d (m)	a	2.3H + 2.6d · e	B ケース b = 2.0	A ケース B = 1.5
1	0 - 5	0	1.0	3.5	7 kg/cm ²	5 kg/cm ²
2	5 - 10	5	1.1	4.9	10	7
3	10 - 15	10	1.2	6.6	13	10
4	15 - 20	15	1.3	8.6	17	13
5	20 - 25	20	1.4	10.8	22	16
6	25 - 30	25	1.5	13.3	27	20
7	30 - 35	30	1.5	15.2	30	23
8	35 - 40	35	1.5	17.2	34	26
9	40 - 45	40	1.5	19.1	38	29
10	45 - 50	45	1.5	21.1	42(40)	32(30)
11 以下					Pmax 40 kg/cm ²	Pmax 30 kg/cm ²

（ ）は実施圧力

4 注入材料と配合および濃度の切替

注入材料は高炉セメント（B種）、セメント分散材（セメントの0.25%）を使用する。

濃度は、セメント：水 重量比（C/W）＝ 1/10、1/8、1/6、1/4、1/2、1/1 の6段階

とし、注入開始濃度はC/W＝1/10とする。

濃度の切替基準は大注入の時でも急激な変更を避け1/4、1/2 配合を重点的に行うよう考慮して下図の通りとする。

表-5 濃度切替基準

開始濃度	条 件				切替濃度
1 : 10	400 ℓ 注入しても規定圧に達しない場合				1 : 8
1 : 8	400 ℓ	同	上		1 : 6
1 : 6	400 ℓ	同	上		1 : 4
1 : 4	1,000 ℓ	同	上		1 : 2
1 : 2	1,000 ℓ	同	上		1 : 1
1 : 1	注入完了まで				

ただし注入速度は圧力の急激な上昇および濃度のスムーズな切替のため 1.0 ℓ/min/m 程度を目安として施工する。

イ 施工結果

カーテングラウチング施工結果は、表-6～表-8に示すとおりである。

表-6 安濃ダム カーテングラウチング施工結果

次数別、ステージ別一覧表(平均値)

S t	P 孔 n Lu C			1 次 孔 n Lu C			2 次 孔 n Lu C			3 次 孔 n Lu C			4 次 孔 n Lu C			T 孔 n Lu C		
1	19	6.21	32.4	17	6.71	44.7	34	2.23	11.1	65	0.49	1.4	4	0.00	0.0	19	0.10	0.2
2	19	3.90	17.3	17	1.80	13.4	34	1.73	7.3	65	0.41	1.9	4	0.00	0.1	19	0.06	0.4
3	19	2.54	68.2	17	2.46	25.9	34	1.43	6.8	65	0.25	2.1	4	0.88	5.6	18	0.11	0.6
表 層	57	4.22	38.6	51	3.66	28.7	102	1.80	8.4	195	0.38	1.8	12	0.29	1.9	56	0.09	0.4
4	19	6.20	101.8	17	3.05	33.2	34	0.68	16.6	38	0.38	2.0	2	0.00	0.0	15	0.07	1.3
5	19	9.33	127.2	17	2.53	23.6	34	0.58	7.7	38	0.29	4.6	1	0.00	0.0	10	0.01	0.4
6	19	3.15	80.8	17	1.04	48.7	34	0.58	13.5	26	0.15	8.3	—	—	—	9	0.04	0.9
中 層	57	6.23	103.3	51	2.21	35.2	102	0.61	12.6	104	0.29	4.6	3	0.00	0.0	34	0.04	0.9
7	19	1.51	55.4	17	0.21	12.8	34	0.20	5.7	4	0.33	6.4	—	—	—	7	0.03	0.6
8	19	2.00	69.0	11	0.43	32.3	23	0.58	18.3	2	0.00	0.1	—	—	—	5	0.03	9.6
9	19	2.52	83.5	9	0.72	19.1	19	0.03	12.8	—	—	—	—	—	—	2	0.00	0.1
下 層	57	2.01	69.3	37	0.40	20.1	76	0.27	11.3	6	0.22	4.3	—	—	—	14	0.03	3.7
10	16	0.26	10.3	2	0.01	16.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	0.00	0.0
11	12	0.37	86.7	2	0.00	0.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	0.00	0.0
12	9	0.30	42.6	2	0.00	30.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	0.00	0.9
13	8	0.92	99.3	2	0.00	0.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	0.00	56.0
14	6	0.00	108.1	2	0.00	0.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	4	0.02	59.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
深 層	55	0.34	59.4	10	0.00	9.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	0.00	7.2
合 計	226	3.22	67.7	149	2.11	27.5	280	0.95	14.4	303	0.35	2.8	15	0.23	1.5	112	0.06	1.5

(注) n : ステージ数 Lu : ルジオン値 C : 単位注入量 (kg/m)

表-7 カーテングラウチング施工結果

次数別Lu値分布表																
次 数	度 数	0.00		0.5 >		1.0 >		2.0 >		5.0 >		10.0 >		20.0 >		MAX.
		n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	Lu
P 孔	226	54	24	125	55	148	65	167	74	187	83	211	93	215	95	53.75
1 次	149	60	40	92	62	101	68	109	73	127	85	142	95	147	99	41.50
2 次	280	130	46	210	75	224	80	248	89	270	96	276	99	277	99	30.45
3 次	303	169	56	254	84	271	89	290	96	302	100	303	100	303	100	5.04
4 次	15	13	87	14	93	14	93	14	93	15	100	15	100	15	100	3.04
T 孔	112	76	68	111	99	111	99	112	100	112	100	112	100	112	100	1.03

表-8 単位注入量分布表

次 数	年 度	0.00		5 >		10 >		20 >		50 >		100 >		200 >		MAX.
		n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	
P 孔	226	4	2	105	46	123	54	137	61	164	73	177	78	196	87	1,064.9
1 次	149	14	9	74	50	89	60	112	75	128	86	135	91	144	97	327.8
2 次	280	25	9	188	67	225	80	255	91	267	95	275	98	277	99	332.6
3 次	303	57	19	252	83	284	94	296	98	302	100	303	100	303	100	62.9
4 次	15	10	67	13	87	14	93	15	100	15	100	15	100	15	100	13.5
T 孔	112	38	34	108	96	109	97	109	97	111	99	112	100	112	100	56.0

ロ. 施工結果の考察

カーテングラウチングの施工は、昭和59年2月～7月に河床部を、60年1月～8月に左右岸部に分けて施工した。全体的な施工結果は、パイロット孔、1次孔ではかなり高透水、大注入の個所が存在したが、2次、3次……テスト孔と施工次数に従い順調な減少を示している。平均ルジオン値は2次孔で1Luを切り、又Lu値分布に示すとおり1Lu以下が3次孔で89%、テスト孔で99%となり、2Lu以下は3次孔で96%、テスト孔で100%となり良好な結果となっている。

ルジオンテストを実施したが、そのp～q曲線透水パターン分類は表-9のとおりテスト孔では弾性型パターンが86%となり、全く水を通さなかった00パターンは64%となっている。

また、カーテングラウチング注入圧力は、注入速度によりA、Bの2ケースを使い分けることとしたが、その結果は以下の通りで、全体として通常圧力Aケースと高圧注入Bケースはほぼ半々であり注入次数に従い高圧Bケースが多くなっている。

次にパイロット孔とテスト孔では段階圧による

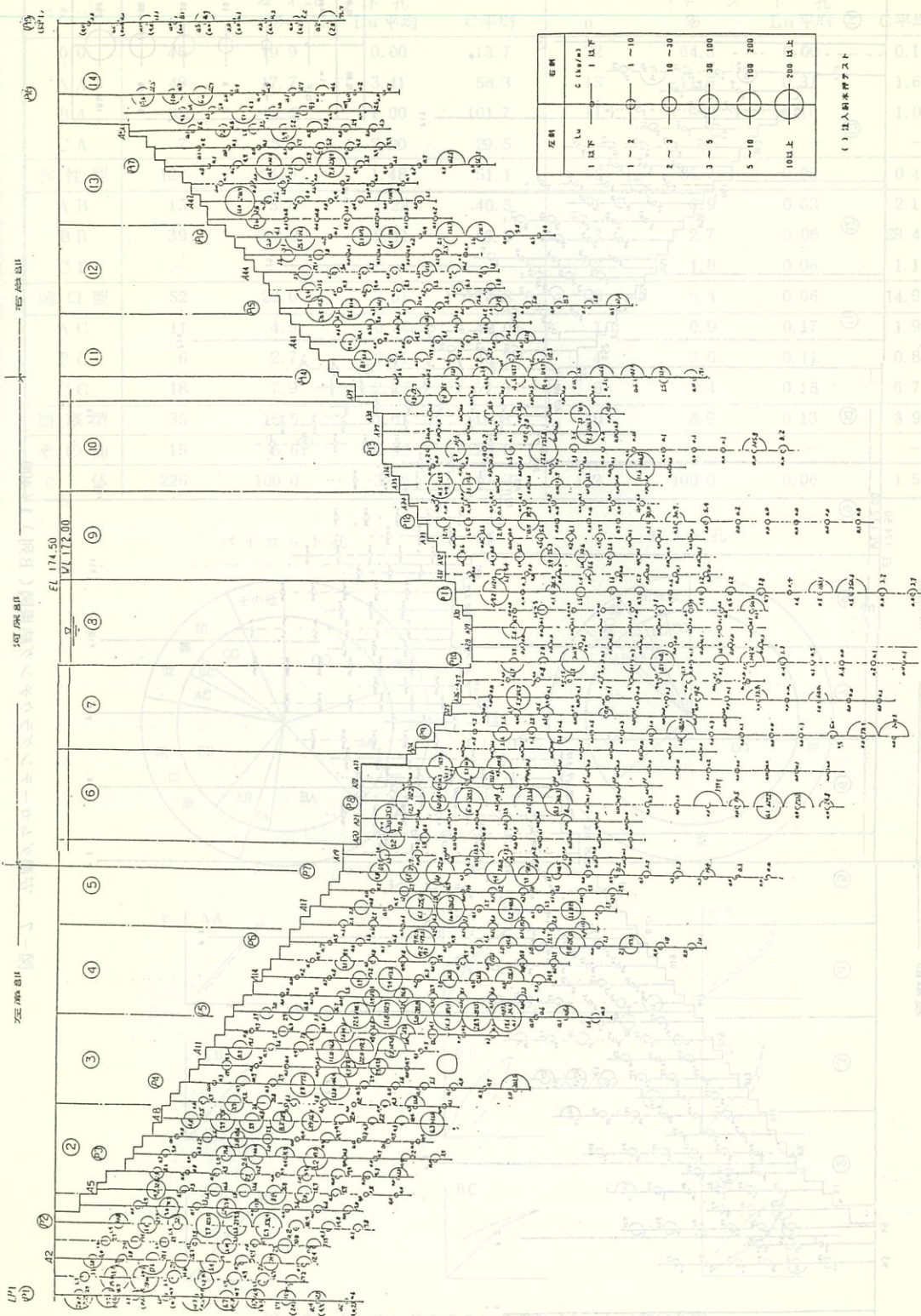


図-6 安渡ダムカーテニングラウチング結果図 (A列) 1 / 400

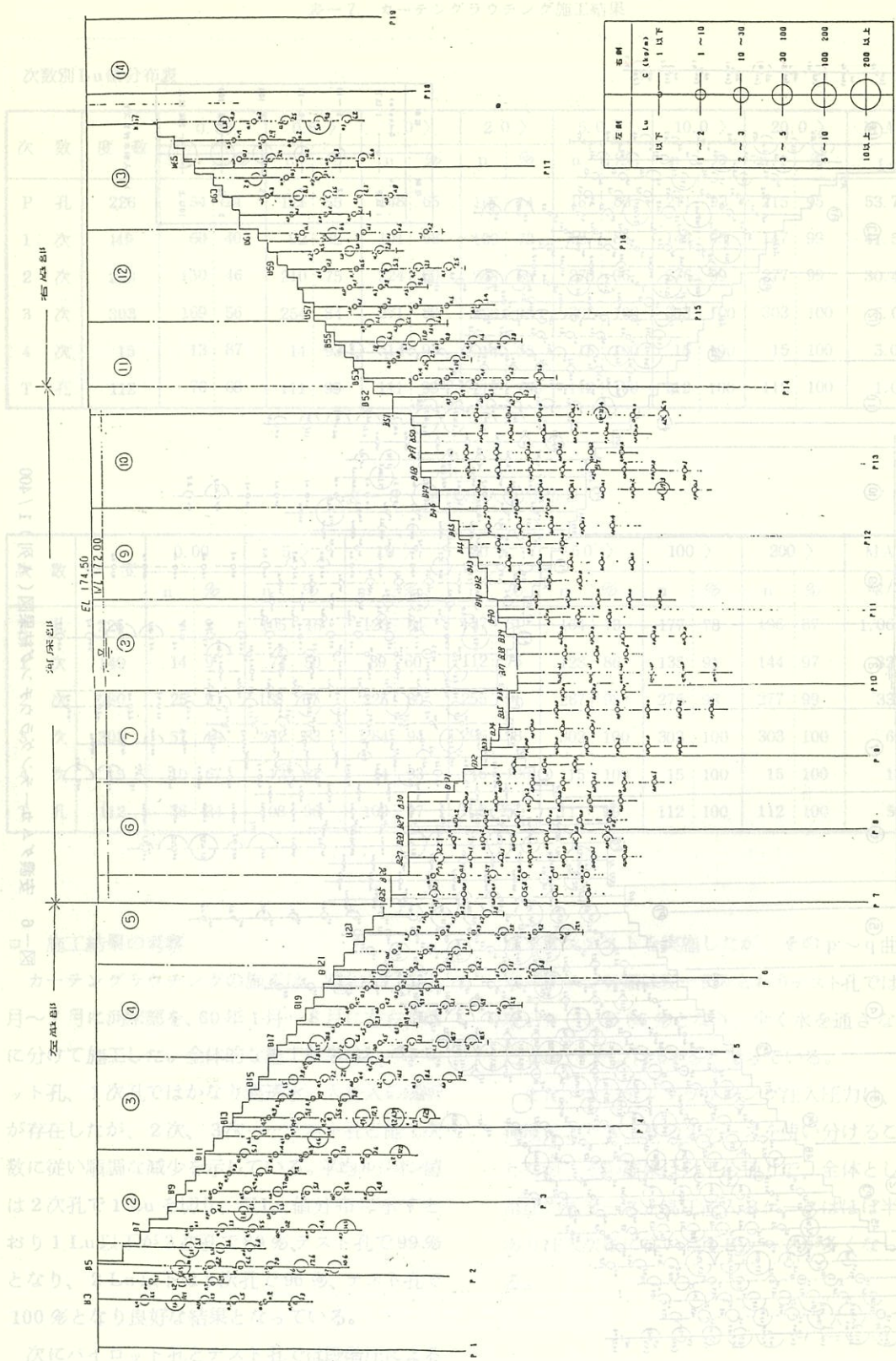
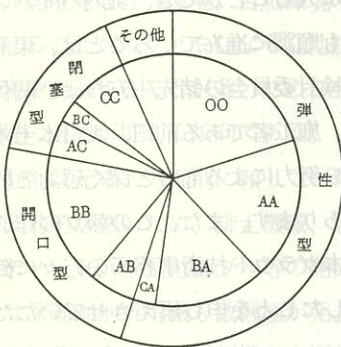


図-7 安濃ダムカーテンングラウチング結果図(B列) 1/400

表-9 透水パターン分布表

パターン	パイロット孔				テスト孔			
	n	%	Lu平均	C平均	n	%	Lu平均	C平均
00	45	19.9	0.00	13.7	72	64.3	0.00	0.1
AA	40	17.7	3.41	56.3	13	11.6	0.31	1.6
BA	32	14.2	1.00	101.7	11	9.8	0.10	1.0
CA	7	3.1	2.20	29.5	—	—	—	—
弾性型	124	54.9	1.48	51.1	96	85.7	0.05	0.4
AB	13	5.8	7.22	40.5	1	0.9	0.03	2.1
BB	39	17.2	2.41	86.2	3	2.7	0.06	28.4
CB	—	—	—	—	2	1.8	0.06	1.1
開口型	52	23.0	3.61	74.8	6	5.4	0.06	14.9
AC	11	4.9	0.74	42.0	1	0.9	0.17	1.9
BC	6	2.7	0.61	40.7	4	3.6	0.11	0.8
CC	18	7.9	2.47	57.5	5	4.4	0.15	6.7
閉塞型	35	15.5	1.61	49.8	10	8.9	0.13	3.9
その他	15	6.6	20.06	223.0	—	—	—	—
全 体	226	100.0	3.22	67.7	112	100.0	0.06	1.5

パイロット孔



テスト孔

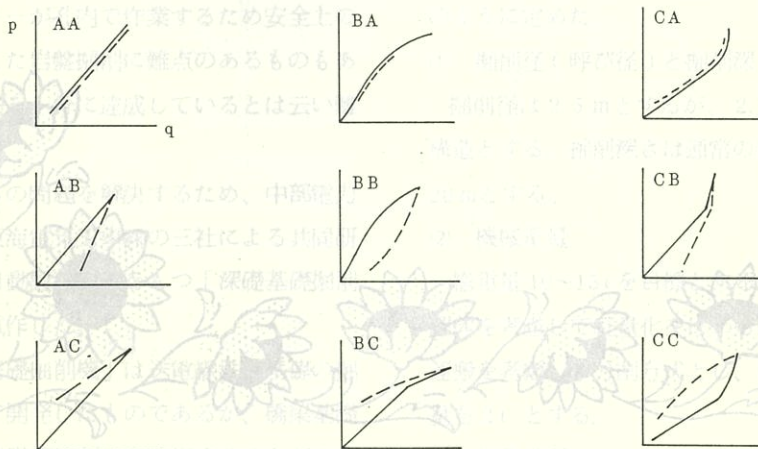
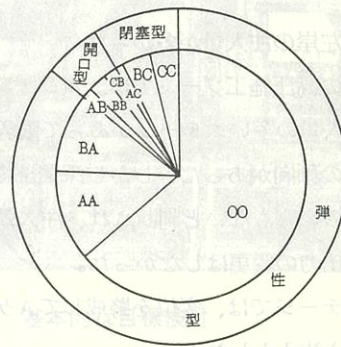


図-8 カーテングラウチング透水パターン分類分布図

区 分	P 孔	一般孔	T 孔	合 計
A ケース	133 St	369 St	39 St	541 St
B ケース	88	358	72	518
そ の 他	5	20	1	26
合 計	226	747	112	1,085

次に、カーテングラウチング施工はこの様な順調な結果であったものの施工途上での留意点を列挙しておく。

- 1 注入当初の河床部パイロット孔の施工状況から、注入工法をパッカー方式からステージ方式に変更した。
- 2 取水塔全面部の注入は、その経過および地形から、4次孔を追加し注入浸透ゾーンの増大を計った。
- 3 相対的に左岸の注入量が多かった。
- 4 深層部での高圧施工ゾーンでは、ルジオン値に比して注入量の多いステージがあつて限界圧力オーバーの傾向があつた。しかし深層部であるため変位の影響もないと判断され、注入効果を期待して圧力の変更はしなかった。
- 5 表層1ステージでは、変位を警戒してAケース圧(低圧)注入とした。

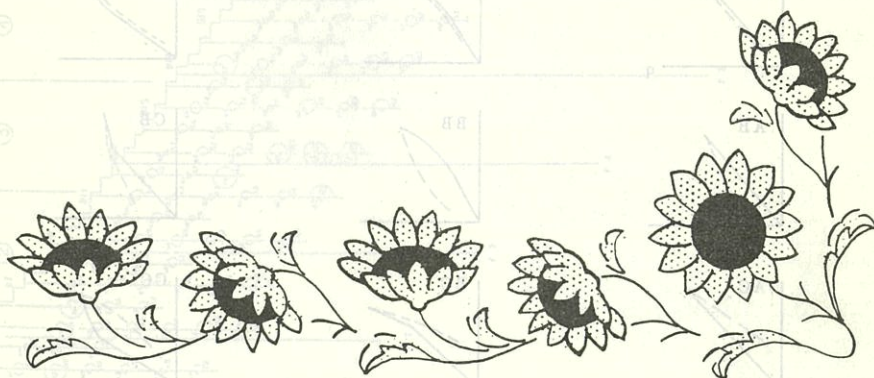
6 堤外バイパス周辺は、トンネルへの影響を考慮して注入圧力の調整を行なった。

以上の結果からカーテングラウチングは、おおむね良好な結果であったと判断する。

(3) まとめ

当ダム基礎岩盤は全般的に良好で、グラウチングの施工による基礎処理の効果は十分期待できるものと考えられる。しかし、ダム基礎岩盤の改良状況を正確に判断するのは困難であり試験湛水等にも今後尚留意し度いと考へている。したがつて、今後試験湛水と平行して埋設計器、ドレーンホルの湧水状況等を注意しながら、基礎処理の効果等を今後も充分検討していくことが必要であると考えられる。

最後に安濃ダム建設工事も、10月末より試験湛水に入ることができ、堤内バイパスの閉塞等の工事も順調に進んでいることは、東海農政局ダム技術検討委員会の諸先生方および関係各位の御指導と、施工者である前田、大日本土木建設共同企業体の努力によるものと深く感謝と敬意を表す次第であります。また、この報文の作成にあたって、岡本グラウト技術事務所の方々に御協力いただきましたことを申し添えさせていただきます。



深礎基礎自動掘削機の開発

㈱白石名古屋支店

谷口 彰一郎

1 まえがき

深礎工法はいまから約110年前の1878年にアメリカで始められた「シカゴ工法」がその原点であると云われており、日本では1935年深礎工業社（のちの木田建業）によって始められた基礎工法である。

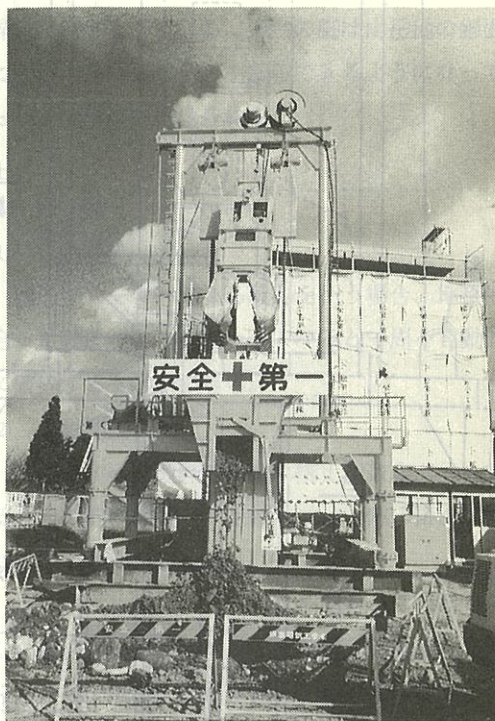
頭初は建築基礎として用いられたが、その後土木分野にも用いられ、現在は橋梁基礎、地すべり抑止杭、集水井、各種立坑、横坑等の他、送電線鉄塔基礎にも多用されている。

特に山岳地の送電線は社会環境、自然環境の面から制約を受けることが多く、やむなく立地条件の悪い山岳地帯を経過することが多いため、今後さらに深礎基礎の適用が増える傾向にある。

深礎基礎の掘削は元来人力掘削に頼っていたが、作業環境、作業効率が悪いため、排土機械、立坑掘削用アタッチメント、小型電動ブル等の開発が進み、現在では深礎掘削専用機も数機種が発表されている。しかしそれら最新の掘削機でも掘削時にはオペレーターが孔内で作業するため安全上の問題があり、また岩盤掘削に難点のあるものもあって本来の目的を十分に達成しているとは云い難い。

そこでこれらの問題を解決するため、中部電力㈱、㈱白石、東海電気工事㈱の三社による共同研究を行って、自動掘削機能をもつ「深礎基礎掘削機」を設計、試作した。

この「深礎基礎掘削機」は送電線鉄塔基礎の掘削を目的として開発したものであるが、橋梁基礎等一般の深礎基礎の掘削にも使用することができる。



2 基本的な目標検討

深礎基礎掘削機の設計に先立ち、その性能を次のように定めた。

(1) 掘削径（呼び径）と掘削深さ

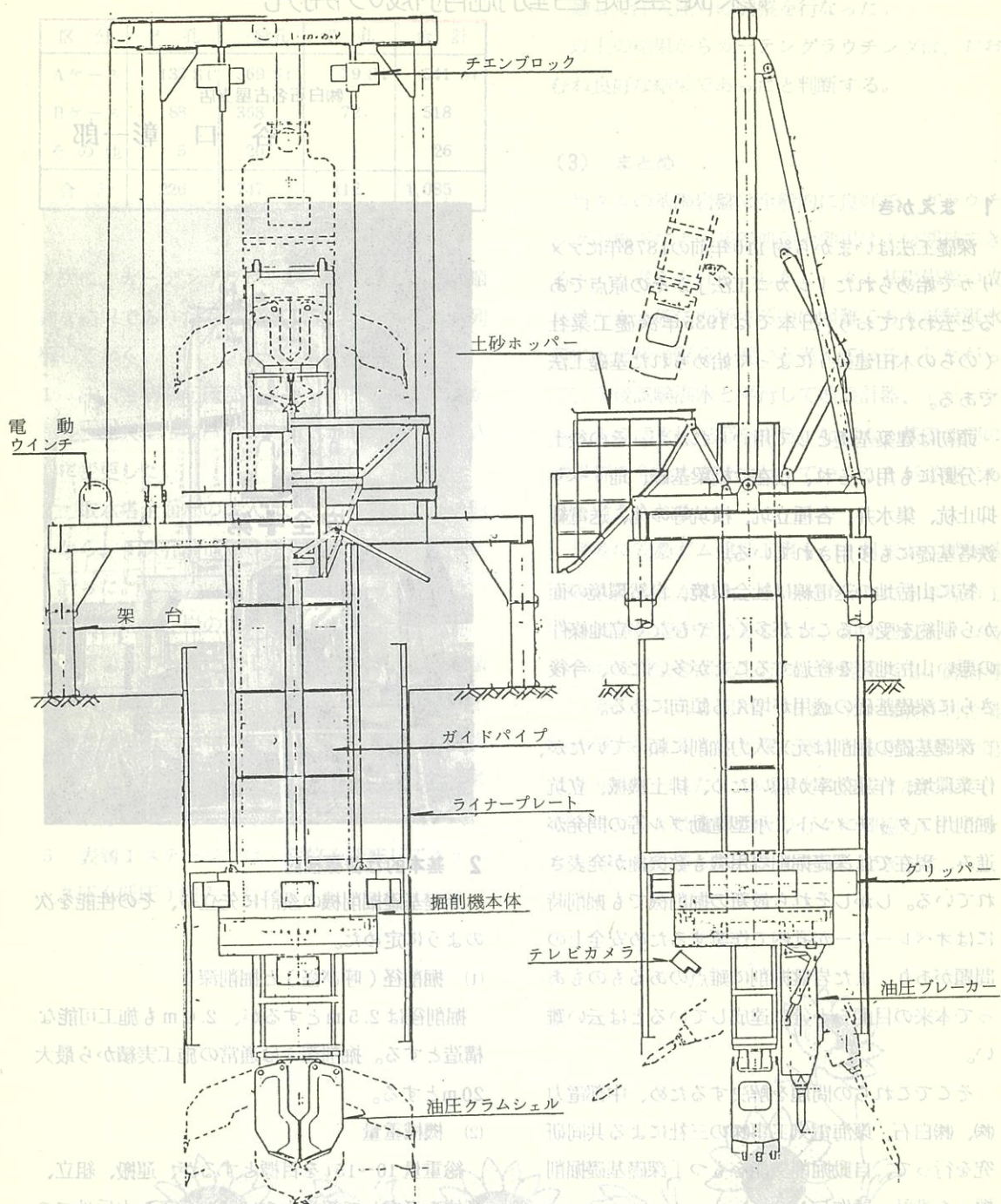
掘削径は2.5 mとするが、2.0 mも施工可能な構造とする。掘削深さは通常の施工実績から最大20 mとする。

(2) 機械重量

総重量10～15 tを目標とするが、運搬、組立、解体を考慮して軽量化をはかる。また山岳地での運搬を考慮して分割方式とし、分割単体の最大重量を2 tとする。

(3) 対象地質

土砂、砂礫、玉石（転石）、風化岩、軟岩、中



深基礎掘削機

硬岩の掘削を対象とする。つまり一般的な深礎掘削対象地質であるE～CM級岩の掘削を目標とする。

(4) 無人掘削

せまい孔内での掘削作業は作業員の安全、衛生の面から好ましい環境ではない。そこで掘削操作は孔外に設置する操作盤で行う方式とし、孔内作業を最小限にとどめる。

(5) 掘削排土システム

掘削排土については種々の方法が採用されているが、これらの長所、短所を勘案し、最も効率的な組合せとして油圧クラムシェルと油圧ブレーカーを採用する。

(6) 運転操作システムの合理化

クラムシェルとブレーカーの作動パターンを数種類プログラミングしておき、対象地質の硬さに合ったパターンを選定して全断面掘削をする自動掘削システムを採用する。

掘削底面の状況、掘削壁面の整形はテレビカメラでチェックし、必要に応じて手動操作に切替えられるようにして掘削効率、施工精度の向上を計る。

3 構造

深礎基礎掘削機は、(1)掘削機本体、(2)油圧クラムシェル、(3)架台設備に大別することができる。全体構造については構造図に示した。

(1) 掘削機本体

掘削機本体は上部の固定部と下部の旋回台から成り、旋回台下面には油圧ブレーカーが取付けられている。また中央部には油圧クラムシェル昇降用の開口部が設けてある。

旋回台は360°旋回でき、油圧ブレーカーの反対側に孔内監視用のテレビカメラが装備されている。

(2) 油圧クラムシェル

油圧クラムシェルは上部に固定装置をもち、掘削機本体と一体化して掘削する。また掘削機本体から架台上部に設置するガイドパイプ内を昇降させて、土砂の飛散、振れ等による損傷を防止する。

(3) 架台設備

架台設備は地上部の作業台で排土設備と掘削機昇降設備をもっている。架台の脚は山岳地の斜面に据付け易いよう高さを調整できるようになっており、水平に据付けられる。

4 特徴

(1) 自動破砕

油圧ブレーカーによる破砕を行う場合、地質に合った破砕パターンをセットすると一周を自動的に破砕することができる。

(2) 自動掘削、排土

底面をすべて破砕したのち排土回数をセットすると自動的に掘削し、土砂ホッパー内に排土する。

(3) 手動操作

ブレーカー又はクラムシェルで均一に掘削できない場合はテレビカメラで掘削部分を確認しながら、手動で破砕、または掘削、排土を行うことができる。

(4) 機械の分割運搬

山地での索道運搬を考慮して、機械は分割型とし、分割単体の最大重量を2t以下とした。

(5) 干渉防止

クラムシェル及びブレーカーは電氣的インターロックによって相互干渉を防止する構造とした。

2 調査位置とデータ

5 仕様、重量

(1) 仕様

項 目	仕 様	
適 用 径	φ 2.0 ～ φ 2.5 m	
適 用 地 質	土砂～ C M 級岩	
掘 削 深 さ	G L - 20 m	
掘削機本体	旋 回 速 度	4.0 rpm (60 Hz)
	油圧ユニット	78ℓ / min × 140kg / m ²
	電 動 機	18.5 KW × 4 P
ブレイカー	型 式	H - 4 X (N P K 製)
	突 き 出 し 力	2.3 ton f
	起 伏 力	5.4 ton f
油圧クラム	バケット容量	0.2 m ³
	掘 削 力	3.6 ton f (刃先)
	昇 降 速 度	25m / min (60 Hz)
	油圧ユニット	42ℓ / min × 140 kg / m ²
	電 動 機	11 KW × 4 P

(2) 重量表

名 称	重 量	備 考
掘 削 機 本 体	3,200 kg	分割可
油圧ブレイカー	1,100 kg	ブラケット含
油圧クラムシェル	2,200 kg	分割可
架 台 設 備	6,900 kg	分割可
合 計	13,400 kg	

6 むすび

この深礎基礎掘削機は試作ののち、昭和61年3月岐阜県土岐市肥田地内においてフィールドテストを実施して、掘削性能、操作性等を検討した。この結果、部分的な改良を必要とするが、基本的には十分目的を達し、実用化の目途を得たのでここに発表する次第である。

現在、フィールドテストの結果をもとに改良作業を進めており、さらにテストを行う予定である。

(技術課長)

S 波 (S wave)

地球内部を伝わる弾性波のうちの横波(波の振動方向と進行方向とが垂直な進行波)のこと。S波の伝播速度はP波のそれよりも小さく、地震現象では普通P波の次に現れるため、*undae secundae* (secondary wave、第二の波)の略称としてS波という。S波の速度は地殻内ではほぼ3.0～4.0 km/s、上部マントルでは4.4～4.6 km/s。また、それよりも深いマントル内では、S波速度は深さとともに増大し、地下約2,000 km以深では7 km/s以上に達する。しかし、地下約2,900 km以深の核を通ったと推定されるS波は観測されていないため、核は流体的なものと考えられている。なお、境界面における反射・屈折を論ずる場合、入射面内(波源を含み、境界面に垂直な面内)の成分をSV波、入射面に直角で境界面に平行な方向の成分をSH波と呼ぶ。また、地表面との関係でこれと平行な成分をSH波、波源を含み、地表面に垂直な面内の成分をSV波と呼ぶ。これは、地表面を境界面と考えた場合に相当する。

L.L.T. 結果による名古屋地盤の 特性評価

名城大学助手

名城大学講師

名城大学教授 工学博士

阿 河 武 志

前 田 都喜春

市 原 松 平

1 まえがき

孔内水平載荷試験 (Lateral Load Test) は、ボーリング孔を利用して原位置における地盤特性を推定する手段の 1 つとして多目的に利用されつつある^{1), 2)}。原位置試験として最も普遍的な標準貫入試験 (N 値) が動的貫入抵抗による縦方向地盤の強度特性を推定しようとしているのに対し、L.L.T. は横方向地盤の静的な強度及び変形特性値を推定しようとしているため、N 値と L.L.T. 結果 (主として強度特性 P_L 、 P_y 、地盤係数 K 値、変形係数 E) は地盤特性を知る上で重要かつ密接な相互関係をもつことになる。このうち、地盤係数 K 値は周知のように、クイの横抵抗の見積りに重要な役割を果たす。

このように L.L.T. によって得られる力学的情報は、土質調査のボーリングでは必ずといって良いほど実施される N 値情報と対応させることによって、土質工学的設計体系の中でどのように存在するかが明確になってくる。

ここでは、名古屋市内で実施された L.L.T. 測定結果を用いて、名古屋地盤の力学的特性を推定評価していきたい。

なお、ここで用いたデーターは、名古屋高速道路公社、建設省中部地建名四国道工事事務所及び日本道路公団名古屋建設局の土質調査報告書の中から L.L.T. 調査結果を整理収集した。ここに、関係諸氏に多大の謝意を表する次第である。

2 調査位置とデーター

調査対象位置は図-1 のように主として名古屋

市中心部を東西に走る高速道路敷設位置の基礎地盤を対象とした。(一部名四国道工事関係の名古屋港基礎地盤を含む。)

収集資料は、これらの地盤を対象にした L.L.T. 結果を含む土質調査報告書のデーター (ボーリング 223 本 L.L.T. 資料 450 個) を整理、集計した。

なお、調査結果は複数の機関によるデーターであるから、試験値についてはある程度の個人誤差を含んでいるものと考えられる。ここでは、それら試験値の統計解析による地盤特性の推定値が示されるものと考えられる。

3 名古屋地盤の構成と物理的性質

1) 地形及び地層・地質構成

名古屋地盤の地形は市の東部が丘陵台地、西部が沖積平野をなし、広大な濃尾平野の南端に位置している。

この地形は、木曾三川 (木曾川、長良川、揖斐川) を中心として、日光川、新川、庄内川、堀川、天白川等多くの河川が伊勢湾に放射状に流れ込む扇状、堆積によって形成されたもので、東の台地から西の平野にかけて傾斜した特徴をもつ。これは濃尾平野の西端に位置する木曾三川扇状地の圧密・沈下と東側の隆起運動に起因した濃尾傾動沈下運動である。

調査対象地域となる名古屋地盤の地層地質構成は表-1 に示す。ここでは、主として第 4 紀の洪・沖積層 (熱田面、南陽面) を砂質土と粘性土の 2 つに分けて整理、集計しているが、東部丘陵台地

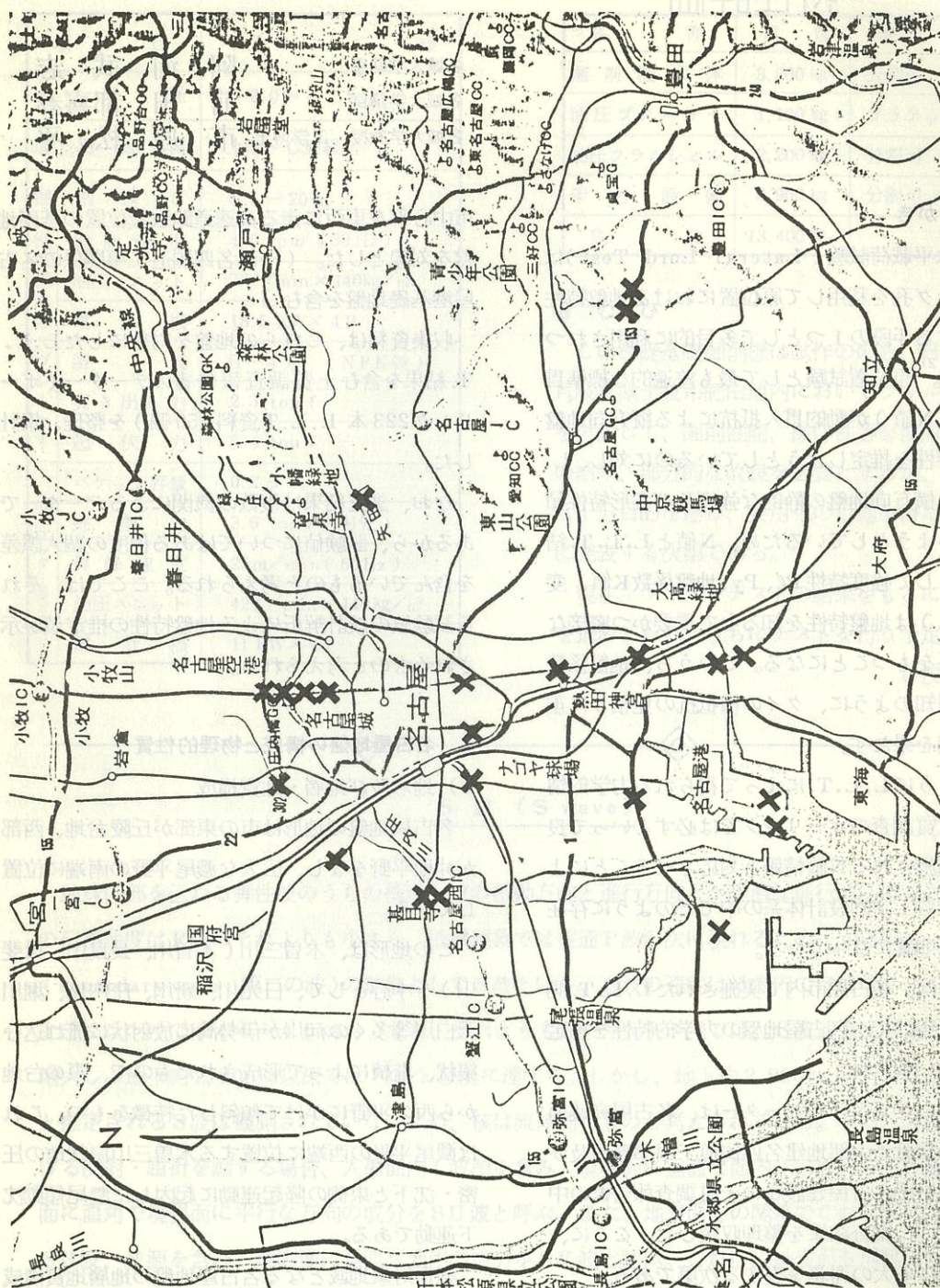


表-1 名古屋地盤の地層地質構成

地 質 時 代		地 層	地 質	N 値
第 四 紀	沖 積 世	南 陽 層	砂 質 土	10 ~ 30
			粘 性 土	5
	洪 積 世	(上 部)	砂 礫 砂	20
			礫 混 り 砂	
		熱 田 層	粘 性 土	10
		(下 部)	砂 礫	30 ~ 50
			粘 性 土	10
第 三 紀	鮮 新 世	八 事 層	砂 礫	50 <
		唐 山 層	粘 性 土	20
		矢 田 川 累 層 (東 海 層)	砂 質 土 粘 性 土	極めて良好

から第3紀層（矢田川累層）の資料も若干得られている。

なお、ボーリング深度からみる資料は、沖積層は砂質土、洪積層は熱田層上部の砂質土が圧倒的に多い。

2) 土の物理的性質

調査地域 223 本のボーリング資料から土質試験結果を集計してみると次のようになる。

a) 粒度区分

図-2~4は対象地盤の粒度区分を示す。これによると各地層、地質とも同様な粒度区分を示している。ただし、各層とも粘性土と呼ばれる代表名については、砂分又はシルト分を多量に混在した粒度分布があり、二相系の異質的な粒度組成分布が存在している。

なお、年代の古い第三紀層の粘性土の粒度分布にはこの傾向は少なく、砂質又は粘土質のいずれ

かに均質分布になっている。

一般に熱田層上部とは名古屋市街地を載せる25m~10mの高さをもつ熱田台地であり、第4粘土層真上の砂層から上位の熱田層をいう。それらは御岳火山活動によって放出された浮石（軽石）、火山岩片の堆積過程をもつためや、その上部層の沖積層は浅海性堆積物であることなどが起因して、同じ粘性土であっても層相の変化が著しく大きくなるものと考えられる。

したがって粘性土と代表区別されているものでも、砂分、シルト分の含有量が多いデータも含まれることになる。

b) 塑性図

図-5は各層別の $I_p - W_L$ 関係を示す。土の諸性質は液性・塑性限界と深く関係している。これによると各層の性質は、Casagrandeの分類線の下下に分布するが、若干沖積層の I_p 、 W_L が大き

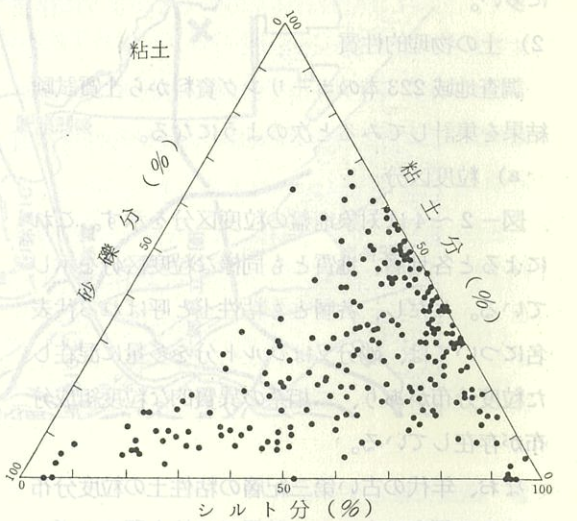
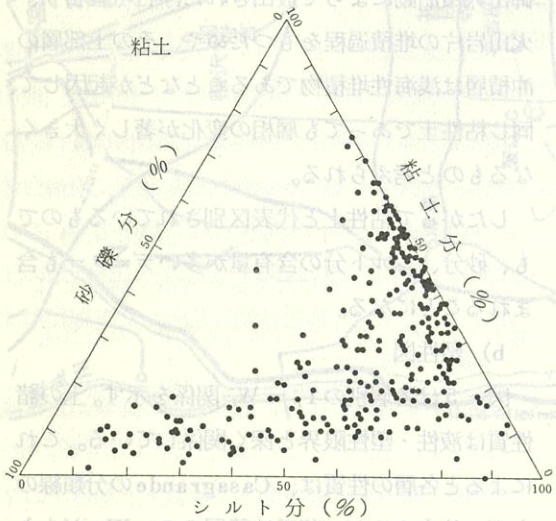
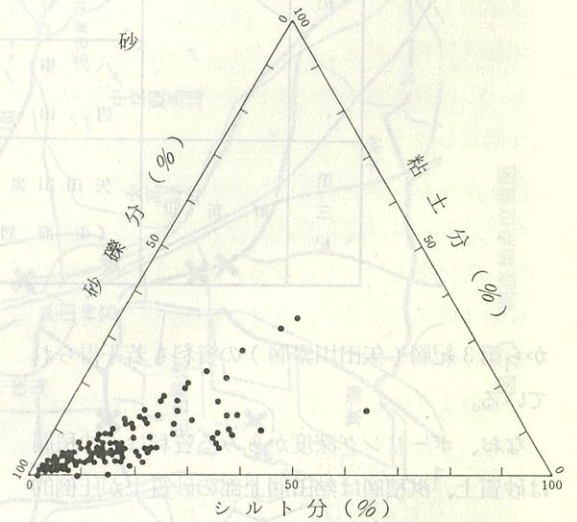
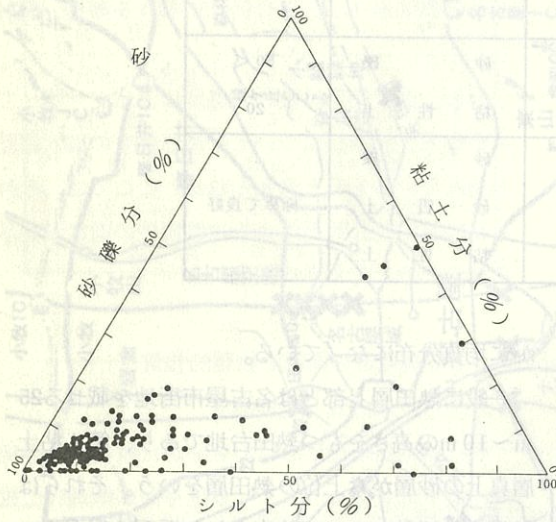
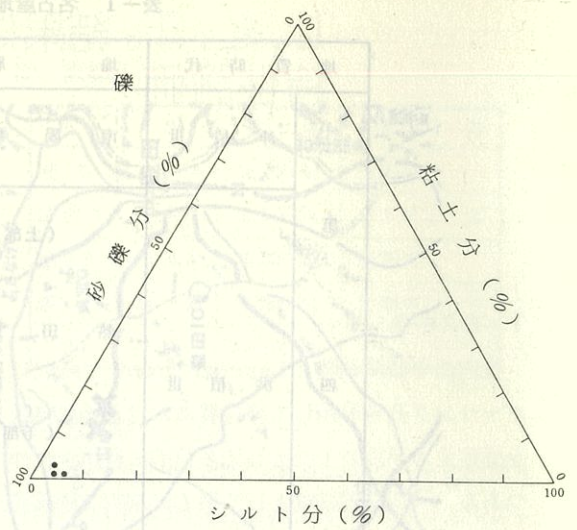
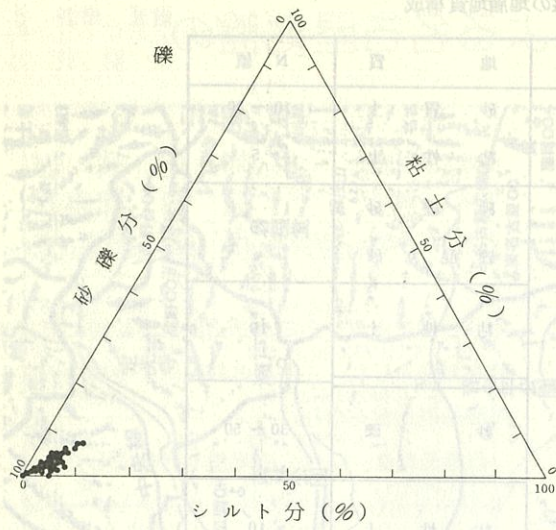


図-2 沖積層の粒度組成

図-3 洪積層の粒度組成

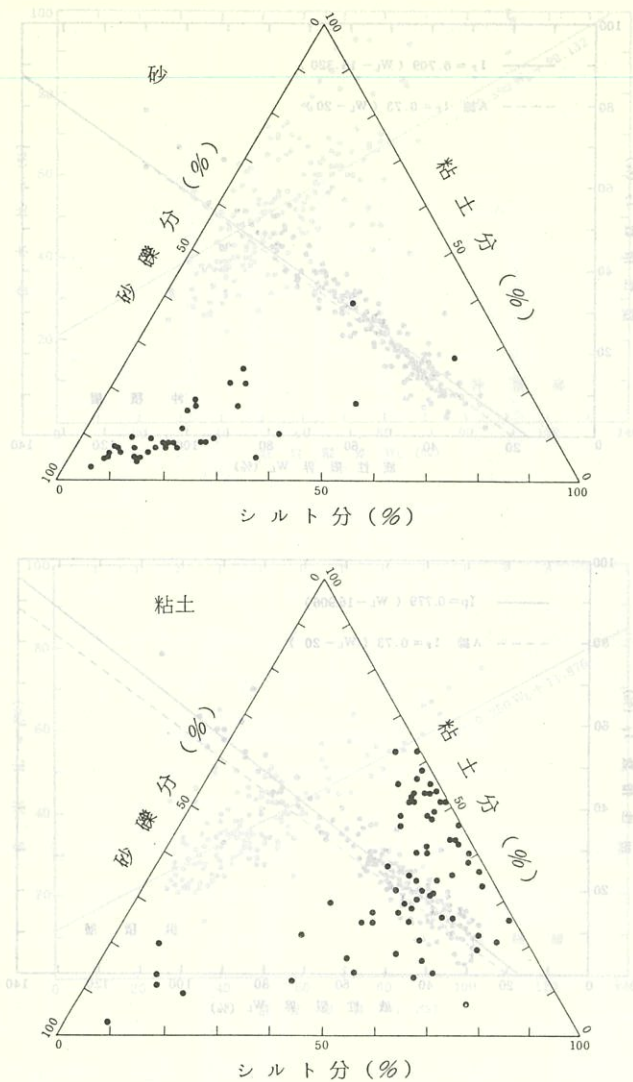


図-4 第三紀層の粒度組成

く軟弱な純粘土層が分布している。また、粘性土として力学的性質（透水性、圧縮性の大小）は中間的性質を示すようである。

c) 自然含水比と液性限界

図-6は各層別の $w-W_L$ 関係を示す。

名古屋地盤の粘性土資料では、沖積層の方が液性限界が大きくなる。

d) 圧縮指数と液性限界

図-7は各層の粘性土資料から力学的指標の1つを示す C_c-W_L の関係を示す。

Skemptonの係数0.009 を基準とすると洪積層の係数はそれよりも大きく、0.014 程度となり、沖積層は同程度の圧密沈下をもつことになる。 C_c の²⁾平均値は、0.014 程度といわれているが、洪積層はその値に対応している。

4 名古屋地盤の性質

L. L. T. による測定結果は、地盤の横方向の圧縮変位の関係から強度特性（破壊圧 P_l 、降伏圧 P_y ）と、変形特性（地盤係数 K 値、変形係数 E ）

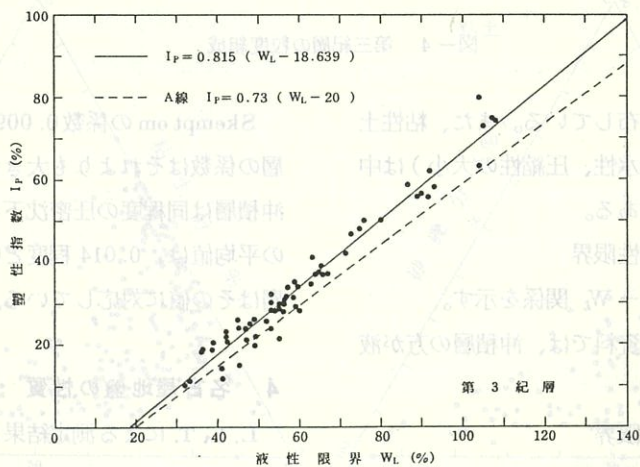
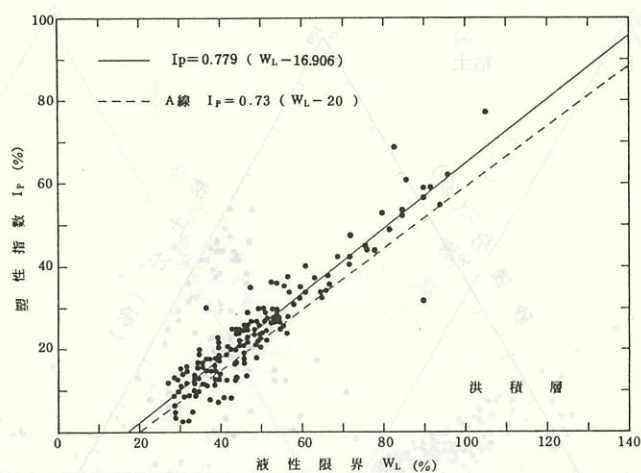
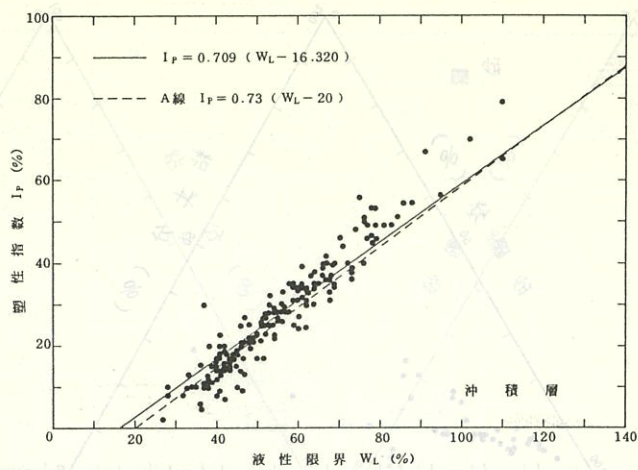


図-5 塑性図

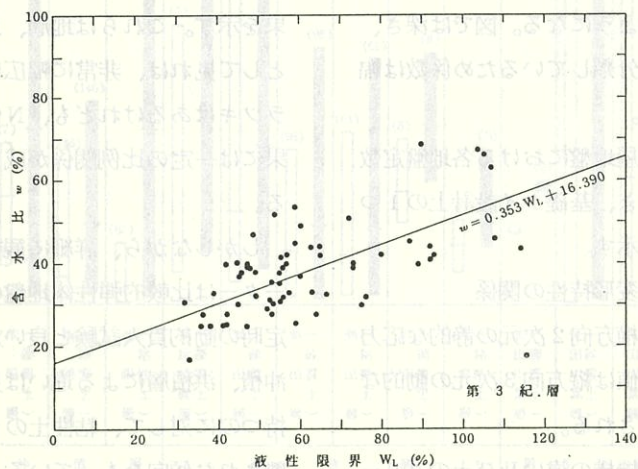
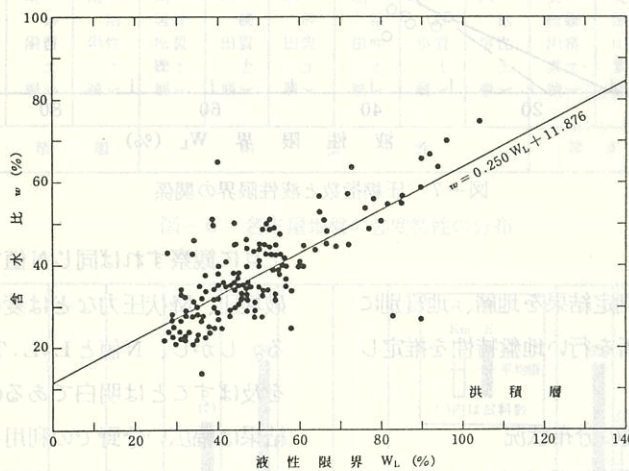
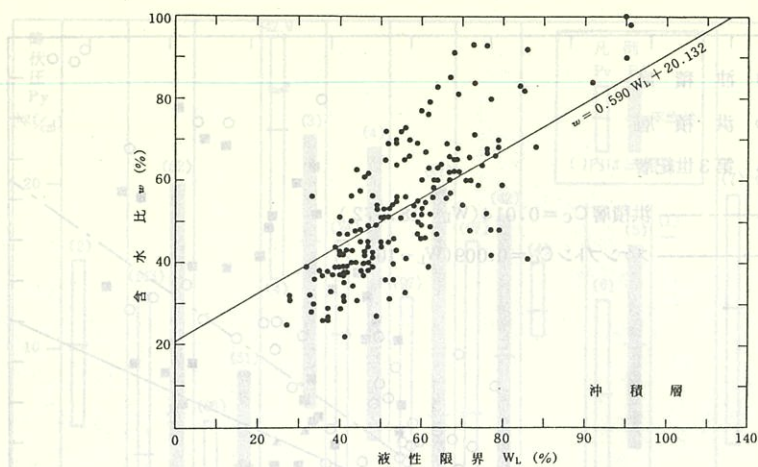


図-6 自然含水比と液性限界の関係

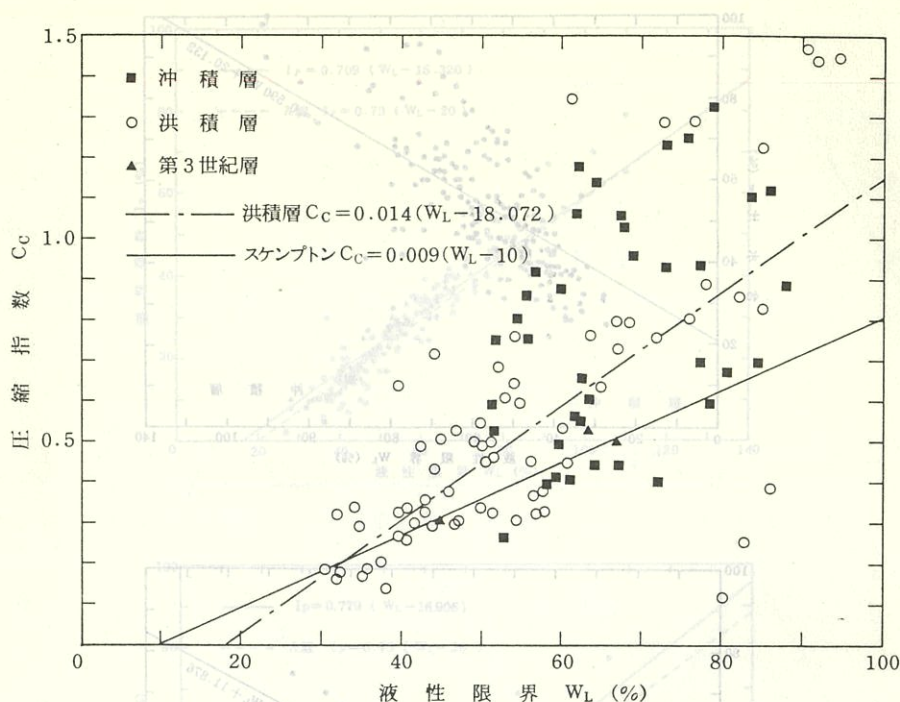


図-7 圧縮指数と液性限界の関係

によって評価される。

ここでは、L.L.T.測定結果を地層、地質別に区分して一連の統計解析を行い地盤特性を推定している。

1) 強度特性と変形特性の分布状況

調査地盤を地層、地質別に分けてL.L.T.による測定結果を最大値-最小値の分布範囲によって表わすと図-8、9のようになる。図では深さ、密度を一括して層毎に分類しているため係数は幅広い分布となっている。

これらによって名古屋地盤における各地盤定数の分布を知ることができ、基礎タイ設計上の1つの目安として利用性を示す。

2) N値と強度特性、変形特性の関係

孔内水平載荷試験は横方向2次元の静的な応力状態であり、一方、N値は縦方向3次元の動的な応力状態によって測定される。

この両者の試験時の機構の違い及び土のクリープ特性は土の種類によって異なることなどから、ミ

クロに観察すれば同じN値であっても、たとえば破壊圧、降伏圧力などは変化するのが一般的である。しかし、N値とL.L.T.は相互に密接な関係を及ぼすことは明白であるので、L.L.T.の測定結果は幅広い分野での利用を図る上でN値との対応によって、強度及び変形特性を推定評価する。

図10、11は、地層、地質(土質)別の解析結果を示す。これらは地層、地質を一括して全体値として見れば、非常に幅広いN値分布のなかでバラツキはあるけれども、N値とL.L.T.の測定結果には一定の比例関係が成立していることがわかる。

しかしながら、詳細に観察すると、砂質土のデータは比較的弾性体地盤の性格が強く、N値測定時の動的貫入試験と良い対応を示すことから、沖積、洪積層による違いは見られない一定の値を持つのに対して、粘性土のデータは地層別に分離された傾向をもっている。

すなわち、堆積過程が進んでいる洪積層の場合

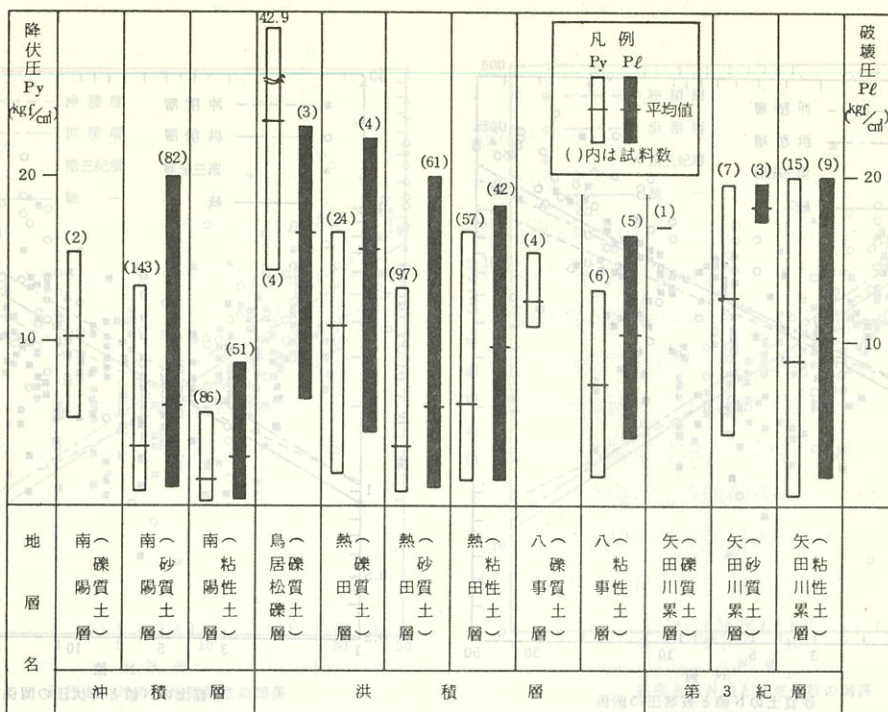


図-8 名古屋地盤の強度特性の分布

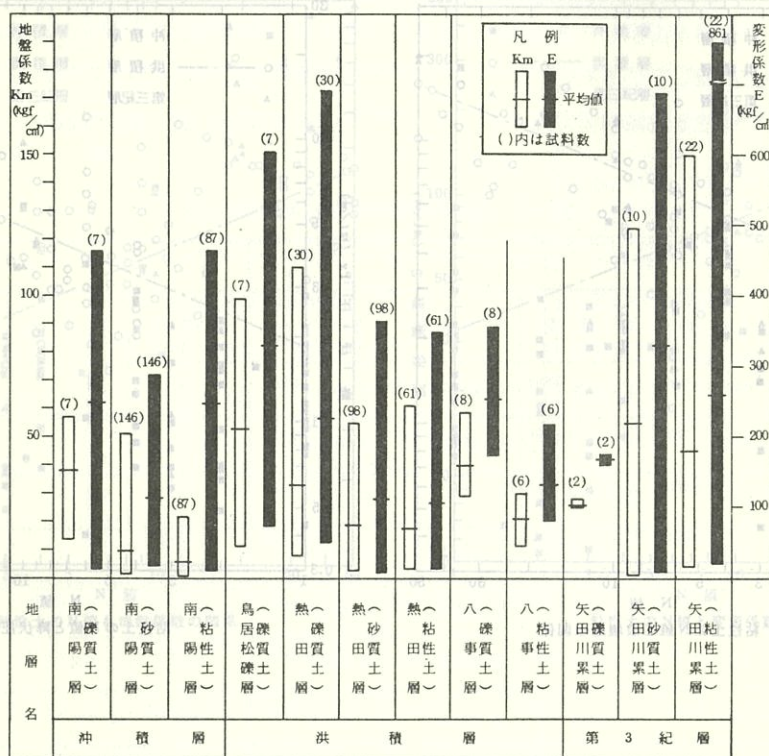
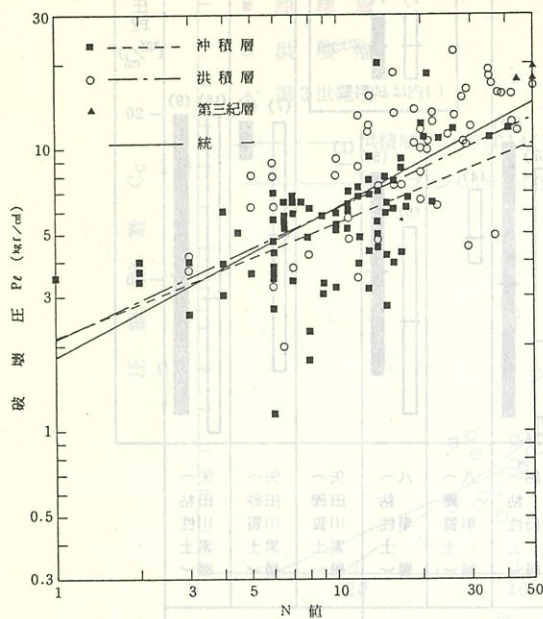
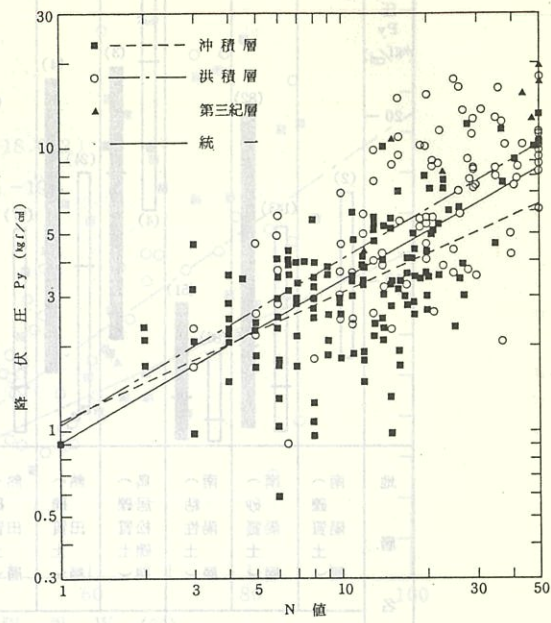


図-9 名古屋地盤の変形特性の分布



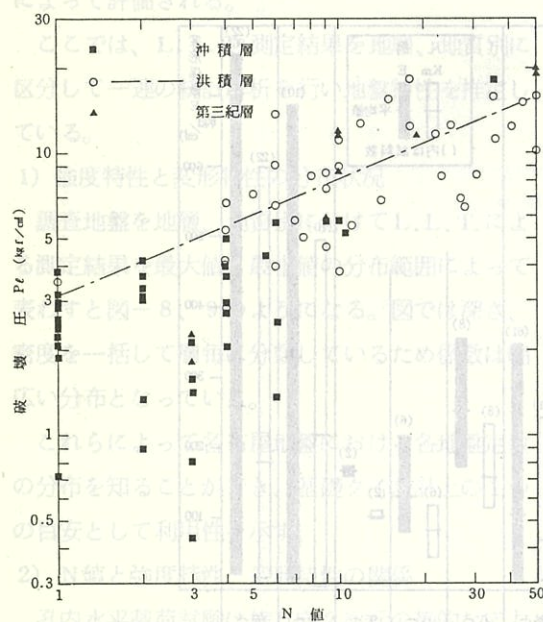
砂質土のN値と破壊圧の関係



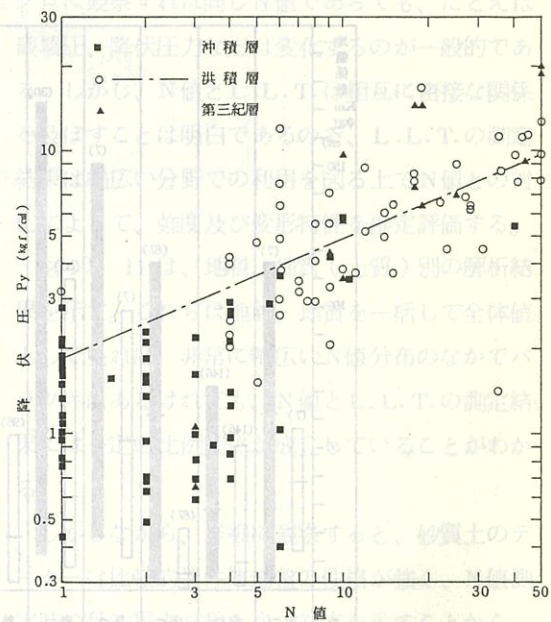
砂質土のN値と降伏圧の関係

図-7 圧縮指数と載荷境界の関係

市代の封群奥の地盤調査 8-10



粘性土のN値と破壊圧の関係



粘性土のN値と降伏圧の関係

図-10 N値と強度特性

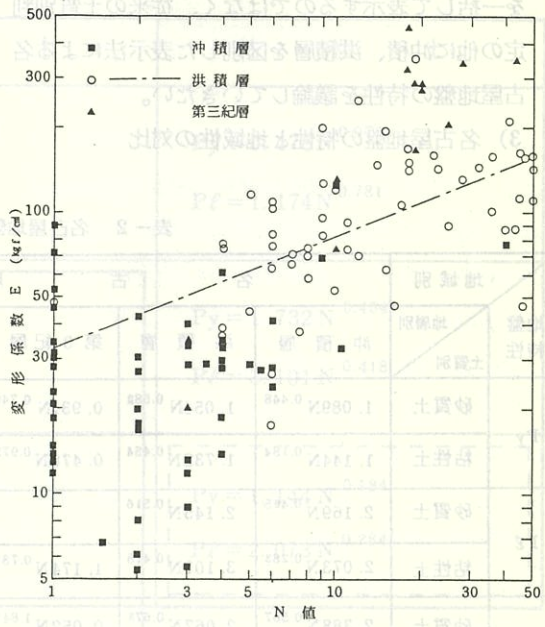
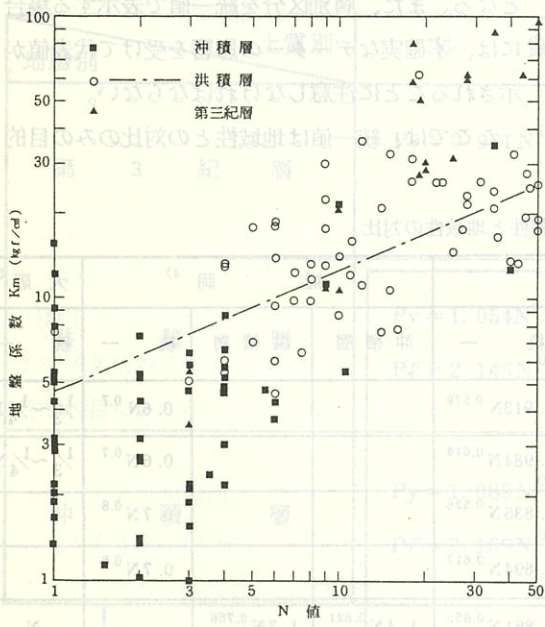
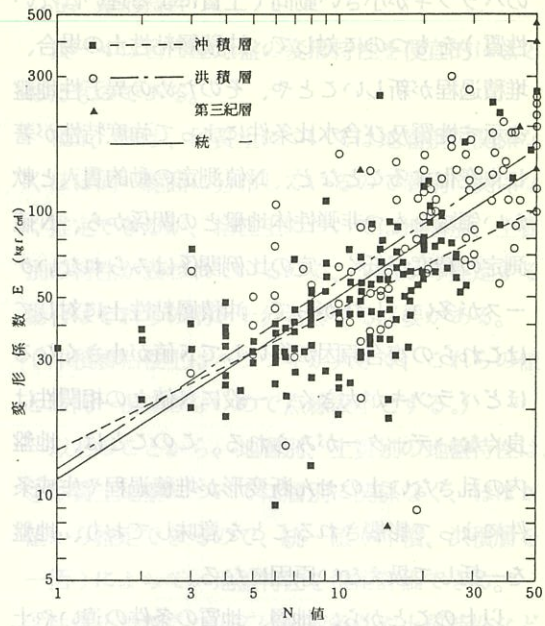
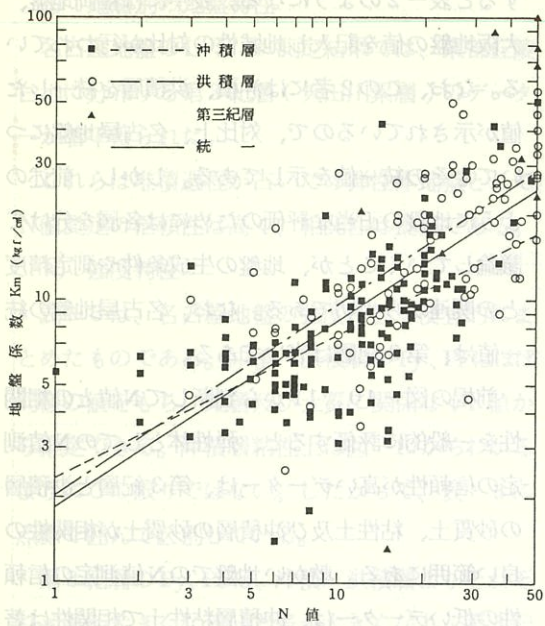


図-11 N 値と変形特性

は粘性土であっても、弾性体地盤に近似したN値のバラツキが小さい動向（土質による違いはない性質）をもつものに対して、沖積層粘性土の場合、堆積過程が新しいことや、そのための異方性地盤を示す性質及び含水比条件によって強度特性が著しく変化することなど、N値測定の動的貫入と軟かい領域をもつ非弾性体地盤との関係から、N値測定の精度が低く一定の比例関係はみられないケースが多い。したがって、沖積層粘性土に対してはこれらの複合原因が災いしてN値が小さくなるほどバラツキが大きく、一般にN値との相関性は良くないデーターがみられる。このことは、地盤内の乱さない土のせん断変形が堆積過程や生成条件によって影響されることを意味しており、地盤を一括して扱えない原因になる。

以上のことから、地層、地質の条件の違いや土質の置かれている条件によって、N値測定の信頼性が著しく左右されるため、地盤（沖積、洪積層）を一括して表示するのではなく、従来の土質別判定の他に沖積、洪積層を区別した表示法による名古屋地盤の特性を議論していきたい。

3) 名古屋地盤の特性と地域性の対比

上述の解析結果をN値との関係式によって表示すると表-2のようなになる。表中には福岡地盤、大阪地盤の値を記入し地域性の対比が行われている。なお、この2者には沖積、洪積層を統一した値が示されているので、対比上、名古屋地盤についてもその統一値を示してある。しかし、前述のように地盤の正当な評価のためには各層を分けて議論していくことが、地盤の生成条件や測定精度との関連から大切である。なお、名古屋地盤の統一値は、第3紀層は省いてある。

前掲の図-10、11から判断してN値との相関性を一般的に評価すると、弾性体としてのN値測定の信頼性が高いデーターは、第3紀層と洪積層の砂質土、粘性土及び沖積層の砂質土が相関性の良い範囲にある。軟かい地盤でのN値測定の信頼性の低いデーターは、沖積層粘性土で相関性は著しく悪い。したがって、N値から地盤特性を推定する場合はその地層、地質を考慮することが重要となる。また、層別区分を統一値で表示する場合には、不確実なデーターの影響を受けて代表値が示されることに注意しなければならない。

ここでは、統一値は地域性との対比のみの目的

表-2 名古屋地盤の特性と地域性の対比

地盤特性	地域別	名古屋				福岡 ⁴⁾			大阪 ⁵⁾
	地層別	沖積層	洪積層	第3紀層	統一	沖積層	洪積層	統一	統一
	土質別								
Py	砂質土	1.089N ^{0.448}	1.054N ^{0.582}	0.931N ^{0.740}	0.913N ^{0.570}			0.6N ^{0.7}	$\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} N$
	粘性土	1.144N ^{0.184}	1.732N ^{0.454}	0.478N ^{0.975}	0.984N ^{0.610}			0.6N ^{0.7}	$\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} N$
Pℓ	砂質土	2.169N ^{0.405}	2.145N ^{0.516}		1.835N ^{0.526}			0.7N ^{0.8}	
	粘性土	2.073N ^{0.283}	3.101N ^{0.418}	1.174N ^{0.781}	1.894N ^{0.617}			0.7N ^{0.8}	
Km	砂質土	2.388N ^{0.567}	2.067N ^{0.673}	0.052N ^{1.841}	1.861N ^{0.655}	1.4N ^{0.621}	1.7N ^{0.766}		N
	粘性土	2.866N ^{0.283}	5.559N ^{0.895}	1.297N ^{1.129}	2.721N ^{0.602}	N ^{0.459}	1.6N ^{0.823}		N
E	砂質土	14.628N ^{0.494}	12.415N ^{0.674}	0.420N ^{1.758}	11.438N ^{0.646}	8.2N ^{0.628}	14.3N ^{0.675}		4N
	粘性土	19.211N ^{0.215}	33.864N ^{0.399}	7.878N ^{1.120}	17.438N ^{0.585}	5.9N ^{0.541}	20.4N ^{0.567}		12N

で示されていると解釈している。和関の沖積・洪積層のN値と強度特性の関係は地盤特性を正しく表

① 地層別の地盤特性

名古屋地盤のL L T 測定結果では、東部丘陵台地に分布する第3紀層（矢田川累層）のデータが若干得られた。

これらは堆積過程が古いため弾性体地盤としてN値測定の信頼性は高く、相関性は良好である。

a) 強度特性

表-3は、名古屋地盤の強度特性を便宜的にまとめたものである。沖積・洪積層の P_y 、 P_ℓ はほぼ同様の値をもち、地層及び土質に関係なくN値から推定できる。沖積層粘性土は図-10からわかるようにこの限りではない。したがって、表-3に点線で囲んで区別している。

第3紀層の P_y 、 P_ℓ は、沖積・洪積層よりそれぞれN値が大きくなるほど差が大きくなり、第3紀

b) 変形特性

表-4は名古屋地盤の変形特性を便宜的にまとめたものである。

K_m 、 E は、砂質土については地層別に関係なくほぼ同一範囲に分布しているので層別に関係なく推定できるが、粘性土については地層別、土質別の特性が表われているので、N値から推定する場合はそれらの別を十分考慮する必要がある。

（沖積層粘性土はバラツキが大きく、これらの値とは同一視できないので点線表示とする。）

以上のことから、地層別、土質別の地盤特性は、①砂質土地盤については層別に関係なく、ほぼN値から推定できるので、統一値（沖積、洪積層を一括）によって、地盤特性を推定評価できる。

②粘性土地盤については生成条件や土質特性など

表-3 名古屋地盤のN値と強度特性の関係

地層別 \ 土質別	砂 質 土	粘 性 土
第 3 紀 層	$P_y = 0.931 N^{0.740}$	$P_y = 0.478 N^{0.975}$ $P_\ell = 1.174 N^{0.781}$
洪 積 層	$P_y = 1.054 N^{0.582}$ $P_\ell = 2.145 N^{0.516}$	$P_y = 1.732 N^{0.454}$ $P_\ell = 3.101 N^{0.418}$
沖 積 層	$P_y = 1.089 N^{0.448}$ $P_\ell = 2.169 N^{0.405}$	$P_y = 1.144 N^{0.184}$ $P_\ell = 2.073 N^{0.284}$
統 一	$P_y = 0.913 N^{0.570}$ $P_\ell = 1.835 N^{0.526}$	

表-4 名古屋地盤のN値と変形特性の関係

地層別	土質別	砂 質 土	粘 性 土
第 3 紀 層		$K_m = 0.052 N^{1.841}$ $E = 0.420 N^{1.758}$	$K_m = 1.297 N^{1.129}$ $E = 7.878 N^{1.120}$
洪 積 層		$K_m = 0.067 N^{0.673}$ $E = 12.415 N^{0.674}$	$K_m = 5.559 N^{0.395}$ $E = 33.864 N^{0.399}$
沖 積 層		$K_m = 2.388 N^{0.567}$ $E = 14.628 N^{0.494}$	$K_m = 2.866 N^{0.283}$ $E = 19.211 N^{0.215}$
	統 一	$K_m = 1.861 N^{0.655}$ $E = 11.438 N^{0.646}$	

によってN値との相関性が悪く、大きな差が表われる。③とくに沖積粘性土については、N値測定の信頼性が低く、不確実なデータを含んでいることが多い。

② 統一値による地盤特性の対比

名古屋地盤と他地域の地盤特性を比較する場合は、既往の資料が沖積・洪積層を一括した統一値によって与えられているため、ここでは統一値によって地域特性を比較してみる。

前述のように統一値の性格として砂質土地盤については、統一値ではほぼ全数値を表現できることが明らかにされているが、粘性土地盤については、統一値の信頼性は低いことに注意したい。すなわち、不確実な沖積層粘性土のデータが全体に与える影響が大きく、確実的な洪積層データが大

きく乱れることにある。

a) まず、 P_y 、 P_{θ} は、福岡、大阪の各地盤とも土質別の差はない一定値をとるが、名古屋地盤では統一値とすると土質別に差が出てくる。定量的には大阪地盤がN値の増加に伴って幾分大きな値をとり、次に福岡地盤となり、名古屋地盤の強度特性は最も小さいようである。

b) K_m 、 E は、層別、土質別に大きな差が出る傾向にあるので統一値の比較は困難であるが、信頼性の高い洪積層及び砂質土のデータから地盤変形特性を評価する必要がある。地域性については、砂質土では名古屋、福岡地盤が近似し、大阪地盤が大きい値をとる。粘性土では洪積データを参考にして、名古屋地盤、福岡地盤、大阪地盤順に大きくなっている。

5 あとがき

今回、調査区域を名古屋地盤と限定して、L・L・

T・測定結果とN値との関係から地盤特性を解析した。資料はボーリング数223本、L・L・T・結果450個を整理した。また、若干ではあるが、東部丘陵台地から第3紀層(矢田川累層)のデータ(砂質土10個、粘性土22個)が得られ、これらについても解析を試みた。これは、資料数は少ないが堆積過程が進んでいるものほど弾性体地盤としてN値との信頼性が高いので、第3紀層の定量的側面を推定しうるものと考えられる。

非常に膨大な資料を統計処理していく過程で得られた知見は、N値との相関が良いグループと悪いグループに分けられることである。

前者は、N値の動的貫入抵抗に対応する弾性地盤の性格づけをもつもので、主として、第3紀層、洪積層データ、又は各層の砂質土地盤が良く適応している。後者は、軟かい領域をもつ非弾性体地盤のデータで、主として、沖積層粘性土がこれに該当し、N値が小さいものほどバラツキは大きくなっている。結局、これらは資料数が多くてもN値との相関性は見られない傾向となっていることが特徴である。

以上のことから、沖積層粘性土を省いたデータ(第3紀層、洪積層の砂質土・粘性土、沖積層砂質土)の信頼性は高く、特に砂質土地盤では層別に関係なく統一値で推定して差し支えない。沖積層粘性土を含んだものは、明らかにデータの

信頼性は低く、統一値表示は地盤特性を正しく表わしていないことがわかる。

このような背景によって考えれば、福岡・大阪地盤は沖積・洪積層を一括して統一表示にしているため、不確実なデータを含んでいる結果とみなされるであろう。また、沖積層粘性土は特にKm、Eの変差が大きいと言われているので、福岡地盤では、沖積・洪積層データの別を示し、統一値は示していない。

一般的には、①信頼性の高い洪積層データ(土質に関係なくN値から推定可能)、②層別に関係なく推定可能な砂質土地盤の統一値表示によって、名古屋地盤の名地盤特性を推定評価していくことが大切となる。

最後に、本研究の資料収集に際して多大の御協力をいただいた名古屋高速道路公社、上村浩氏・田内真氏、日本道路公団名古屋建設局、磯部隆氏(現日本道路公団広島建設局徳山工事事務所)、建設省中部地建名四国道工事事務所、貝嶋辰一氏・永田哲郎氏に厚く御礼申し上げます。また、膨大な資料の解析に尽力していただいた本学理工学土木工学科昭和60年度、61年度の卒業研究の学生、上田昌宏君(現建設省高山国道工事事務所)、田中純君(現ホクコン株式会社)、岩田浩司君(現安田株式会社)、山田智晴君、中島正君、森高宏君、吉田泰二君の諸氏に深謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 今井常雄、松原幹雄：N値と他の原位置試験との関係、地質と調査、pp 16～21、1983、第1号
- 2) 立石哲郎、阿河武志、前田都喜春：孔内水平載荷試験結果による名古屋市周辺部の地盤特性、土と岩、pp 42～49、1986
- 3) 土質工学会編：軟弱地盤の調査・設計・施工法、pp 93～94、1966
- 4) 田島恒美、内山宏：福岡市における横方向地盤係数の特性、第17回土質工学研究発表会、pp 17～20、1982
- 5) 中島秀雄、伊藤徳二郎、武内俊昭、今井常雄：L・L・T・結果からみた大阪周辺の地盤の力学的性質、地質学雑誌、第7・8巻、第4号、pp 165～176、1972

アルカリ骨材反応

(株)ダイヤコンサルタント技術本部

桜 本 勇 治

まえがき

最近、アルカリ骨材反応といった非構造的な要因による異常な膨張ひびわれや変状が、我国の各種コンクリート構造物に確認されるに至り、社会的に大きな問題となってきている。特に、西日本を中心としたコンクリート構造物の被害は極めて大きく、その防止対策が急がれている。このため、これまで余り問題視されなかったコンクリート用骨材の膨張反応に対する検討が緊急な課題として取り上げられるようになってきた。

そこで、本稿ではアルカリ骨材反応、反応性骨材の判定方法およびその適用例について概要を記述する。

1 アルカリ骨材反応とは

アメリカ西部を中心として、ダム、コンクリート舗装道路、橋脚等のコンクリート構造物に異常膨張によるひびわれが発生したことに関連し、1940年に、T. E. Stantonがひびわれの原因はセメント中のアルカリ（セメント中のアルカリとは酸化ナトリウム： Na_2O と酸化カリウム： K_2O を指す）とある種の骨材との反応、すなわちアルカリ骨材反応に起因する膨張によるものとの見解を発表して以来、アメリカではそれに関する基礎研究が行われてきた。

また、1970年頃より、アルカリ骨材反応はアメリカに特有の問題ではなく、全世界的に起こる可能性があること、実際に起こっていることが確認されるに至り、諸外国でも活発な調査・研究が行われるようになった。

これらの多くの研究により、現在では、アルカ

リ骨材反応は、①アルカリ・シリカ反応、②アルカリ・炭酸塩反応および③アルカリ・シリケート反応に分類されるに至っている。最近、我国で問題になっているのは、主としてアルカリ・シリカ反応であり、他の2つの反応は我国では起こり得ないか、起る可能性が極めて小さいといわれている。

以下、アルカリ・シリカ反応を中心に、これらの反応について略記する。

1・1 アルカリ・シリカ反応

アルカリ・シリカ反応は、1940年にT. E. Stantonによって報告されたものがその典型であり、セメント中のアルカリと骨材中のシリカ（ SiO_2 ）とが反応し、セメント硬化体を膨張させ、コンクリート構造物を劣化、崩壊させる現象である。アルカリ骨材反応のうち、この反応がもっとも一般的である。

アルカリ・シリカ反応により劣化されつつあるコンクリート構造物には次のような異常現象が認められる。

- ① 地図状あるいは裂開状とよばれるひびわれ（写真－1）
- ② 膨張にともなう湾曲・ずれ・段差
- ③ ポップアウト現象（骨材の外側のモルタルを押し出し剥離させる現象）
- ④ 無色透明あるいは白色不透明のゲルの滲出（写真－1）
- ⑤ 骨材をとり囲む反応リム

これらの異常現象のうち、④・⑤はアルカリ・

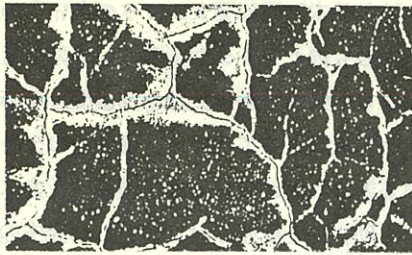


写真-1 アルカリ・シリカ反応によるひびわれとゲルの滲出による変色
〔Palmer (1981)による〕

シリカ反応特有のものである。

アルカリ・シリカ反応を起こす鉱物および岩石についてはACI (American Concrete Institute) 201 委員会により第1表のようにまとめられている。この表から明らかなように、 SiO_2 含有量が多く、結晶学的に不安定な鉱物およびそれを含む岩石がアルカリ・シリカ反応を起こすと考えられている。

第1表 アルカリ・シリカ反応を起こす鉱物および岩石

反 応 性 物 質	化 学 組 成	物 理 的 キ ャ ラ ク タ ー
オパール	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	無 定 形
玉 髄	SiO_2	微晶質から隠微晶質；通常繊維状
ある形の石英	SiO_2	(a) 微晶質から隠微晶質 (b) 結晶性であるが、強く破砕され、歪を持つおよび(または)内包物に満されている。
クリストバル石	SiO_2	結 晶 性
リンケイ石	SiO_2	結 晶 性
流紋岩質、石英安山岩質、粗面安山岩質又は安山岩質ガラスあるいは隠微晶質脱ガラス作用生成物	シリカ質で Al_2O_3 、 Fe_2O_3 、アルカリ土類、アルカリの少ないもの	火山岩の石英又は凝灰岩中の岩片としてのガラス又は隠微晶質物質
人工のシリカ質ガラス	シリカ質でアルカリ、アルミナおよび(または)他の物質の少ないもの	ガ ラ ス
最も重要なアルカリ反応性岩石(上のリストの物質1種又は複数を多量に含む岩石)は次のとおりである。		
オパール質チャート	安山岩と凝灰岩	
玉髄質チャート	シリカ質頁岩	
石英質チャート	千 枚 岩	
シリカ質石灰岩	オパール質コンクリーション	
シリカ質ドロマイト	破砕され、歪んだおよび内包物を持つ石英および珪岩	
流紋岩と凝灰岩		
石英安山岩と凝灰岩		

備考：例えば「シリカ質頁岩」と分類したもので、上記に示したものの以外のシリカ質成分を含むものであれば無害である。
〔ACI Committee 201 (1977)による、一部加筆〕

……〈 参 考 資 料 〉……

アルカリ・シリカ反応を起こす鉱物、ガラス等の性質と産状について略述すると次のようになる。

オパール：無定形シリカや結晶度の低いリンケイ石、クリストバル石から構成される $0.2 \sim 0.3 \mu\text{m}$ の球が規則的に配列したものであると言われている。熱水変質した火山岩を交代したりその孔隙を満して産するものが多く、また、玄武岩熔岩中やシリカ質堆積岩中の膠結物としても存在する。

玉 髄：非常に細い針状の結晶をなす石英と微量のオパールの集合体である。メノウ・チャート・フリント中に存在する。また、熱水変質した火山岩中にもみられる。

クリストバル石： α -クリストバル石(低温型)と β -クリストバル石(高温型)があり、 α -クリストバル石を加熱すると常圧下では $198 \sim 240^\circ\text{C}$ で β -クリストバル石にかわる。 α -クリストバル石は熱水変質作用・続成変質作用などの過程で生成される。火山岩の孔隙や石英中、火山砕屑岩の基質中に存在する。

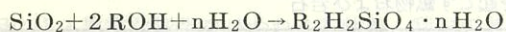
リンケイ石： 117°C 以下で安定な α -リンケイ石(低温型)、 $117 \sim 163^\circ\text{C}$ の範囲に出現する β_1 -リンケイ石(高温型)、 163°C 以上で出現し $870 \sim 1470^\circ\text{C}$ で安定な β_2 -リンケイ石(高温型)がある。 α -リンケイ石は、 α -クリストバル石と同様、熱水変質作用・続成変質作用などの過程で生成される。火山岩の孔隙や石英中、火山砕屑岩の基質中に存在する。

石 英：一般にアルカリとの反応性は非常に小さいが、波動消光の顕著な内部ひずみの大きいものはアルカリとの反応性が大きくなる。このような石英は変成岩中に産することが多い。

ガラス：一般にシリカのみからなるのではなく、本質的にはシリケートであるが、アルカリとの反応は基本的にはシリカの反応と似ている。岩石中に存在する火山ガラスのうち塩基性ガラス(例えば玄武岩質ガラス)はアルカリとの反応性が小さい。それに対して、酸性～中性ガラス(例えば流紋岩質・石英安山岩質および安山岩質ガラス)はシリカの含有量が多いために反応性が大きいと考えられている。

アルカリ・シリカ反応によるコンクリートの膨張機構については、いまだ未解明の点も多いが、①浸透圧説、②ゲル組成説などがあり、①の説が有力とされている。

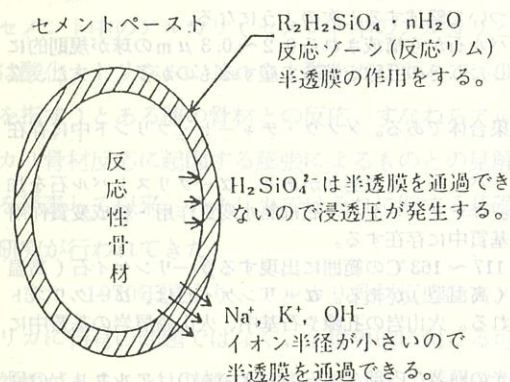
浸透圧説：Hansen(1944)は、アルカリ・シリカ反応によるコンクリートの膨張機構を浸透圧説を用いて次のように説明している。セメント中のアルカリと骨材中の反応性シリカが次式のように反応し、



(R=Na、K)

反応性骨材とセメントペーストの境界に反応リムと呼ばれる反応ゾーンが生成される(第1図)。この反応ゾーンおよびセメントペーストはイオン半径の小さい Na^+ ・ K^+ ・ OH^- を通過させることができるが、イオン半径の大きい $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ を通過させることができない。したがって、反応ゾーンやセメントペースト層が半透膜の役割を演じ、ここに浸透圧が発生する。この圧力はセメント硬化体中の水を通して伝達し、セメント硬化体を膨張させ、ひびわれ発生の原因となる。

ゲル組成説：Powers *et al.*(1955)は、アルカリ・シリカ反応によるコンクリートの膨張機構をゲル組成説を用いて次のように説明している。セメント中のカルシウムおよびアルカリが骨材中の反応性シリカと反応しカルシウム-アルカリー



第1図 Hansen の浸透圧説の説明図

シリカゲルが生成される。このゲルには膨張性の

もの(カルシウムに比べてアルカリの多いもの)と非膨張性のもの(カルシウムの多いもの)とがあり、どちらが生ずるかはアルカリ濃度と反応し得るシリカの量によって決まる。膨張性のゲルが形成されると、これが吸水膨張し機械的圧力によりセメント硬化体を膨張させ、ひびわれ発生の原因となる。

1・2 アルカリ・炭酸塩反応

アルカリ・炭酸塩反応は、1957年にカナダで E.G. Swenson により発見されたものであり、セメント中のアルカリとある種の石灰岩が反応し、セメント硬化体を膨張させ、コンクリート構造物を劣化、崩壊させる現象である。

アルカリ・炭酸塩反応によるコンクリート構造物の劣化状況の特徴としては、①ひびわれは地図状ではあるが、アルカリ・シリカ反応の場合に比べて、粗大であり、割れ目に鋭さが残る、②ゲルの滲出はない、などが挙げられる。

アルカリ・炭酸塩反応は次に示すような特徴を持つ岩石を骨材に用いた場合に起こると言われている。

- ① ドロマイト質〔ドロマイト($\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$)量40~60%〕で、かなりの量の方解石(CaCO_3)を含む。
- ② イライト・雲母鉱物・緑泥石・不規則型混合層鉱物などから構成される粘土を10~20%含む。
- ③ 極めて微細な基質を持つ。
- ④ 粘土と方解石の微結晶からなる基質中に1~400 μm の小さな自形のドロマイトが散在しているような特色的な組織を持つ。

このような特徴を持つ岩石は我国では発見されていない。したがって、アルカリ・炭酸塩反応は我国で起こる可能性は極めて小さいと言える。

アルカリ・炭酸塩反応によるコンクリートの膨張機構に関しては、①ドロマイトの分解による膨

張説、②ドロマイトの分解過程で生じるゲル状物質が水を吸収して膨張するという説、③ドロマイト中に存在する粘土鉱物の浸透膜作用などが原因であるという説があるが、どれが支配因子になるかは、各々の場合により異なるものと考えられている。

1・3 アルカリ・シリケート反応

アルカリ・シリケート反応は、1973年にカナダのノバスコチア産の骨材を対象に J. E. Gillott らにより提唱されたものであり、反応が遅いことを除けばアルカリ・シリカ反応と区別がつけにくく、ゆっくり進むアルカリ・シリカ反応と呼ばれることもある。

アルカリ・シリケート反応を起こす岩石としては、グレーワック^{*1}・アーグライト^{*2}・粘板岩・千枚岩・雲母片岩などを挙げることができる。これらの岩石には、内部ひずみを持つ石英や粘土鉱物が含まれていることが多く、これらの鉱物がアルカリ・シリケート反応を起こす原因と考えられている。

なお、我国ではいまのところアルカリ・シリケート反応によるコンクリート構造物の劣化は報告されていない。

2 骨材のアルカリ反応性の判定試験方法

アルカリ骨材反応は、①骨材中に反応性のシリカ鉱物などが存在する、②セメント中のアルカリ量が0.6%以上である、③コンクリート養生状態が常に湿潤な環境にあるという三つの条件が同時に満された時に起こるといわれている。したがって、アルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の劣化を防止するには上記の三つの条件のうち一

つを除くようにすればよいのであるが、今のところ①の条件を除く方向、すなわち反応性のシリカ鉱物などを含む骨材の使用を避ける方向で予防を実施し始めている。

現在では、骨材がアルカリ骨材反応を起こすかどうかについて次のような方法で判定している。

① X線回折分析および偏光顕微鏡観察による岩石学的試験

② 骨材の潜在反応性試験方法（化学法）：ASTM C 289

③ セメント-骨材の潜在性アルカリ反応試験方法（モルタルバー法）：ASTM C 227
以下、これらの方法について略記する。

2・1 X線回折分析および偏光顕微鏡観察

アルカリ骨材反応を起こす鉱物（第1表）の有無を調べる最も一般的な方法は、X線回折分析である。ただし、X線回折分析は結晶質の物質の同定には有効であるが、結晶度の低い物質（例えばオパール）や非晶質の物質（例えばガラス）の同定には適していない。

結晶度の低い物質および非晶質の物質を同定するには偏光顕微鏡観察を行う必要がある。また、偏光顕微鏡観察は鉱物の存在状態を調べる最良の方法でもある。

(1) X線回折分析

X線回折分析は全岩の無定方位試料について、次に示す方法または要領により行う。

① 骨材の一部（こぶし大～半こぶし大）をステンレス乳鉢内で粗砕（粒径0.15～0.3 mm）し、さらに、メノウ乳鉢内で指頭に感じない程度まですりつぶし、これをX線回折分析用の試料ホルダー（ガラスまたはアルミ製）に封入し、無定方位試料を作製する。

② X線照射条件は第2表どおりとする。

*1 泥質基質を多くふくみ、淘汰の悪い堅質な砂岩

*2 泥岩や頁岩がかなり強い結成作用または変成作用を受け硬化した場合に、その岩石が塊状であって、平行な板状に割れ易い傾向をもたなければ、それをアーグライト（argillite）という。もし、平行な板状に割れ易い傾向をもつならば粘板岩（slate）と呼ぶ。

第2表 X 線 照 射 条 件

	無 定 方 位 試 料	定 方 位 試 料 各 種 処 理 試 料
対 陰 極	Cu	Cu
フ イ ル タ ー	Ni	Ni
管 電 圧	30 kV	30 kV
管 電 流	10 mA	10 mA
ス リ ッ ト 系	1° - 0.3 mm - 1°	1° - 0.3 mm - 1°
走 査 速 度	1°/min	1°/min
記 録 紙 速 度	10mm/min	20mm/min
フルスケール計数	2×10 ³ cps *1	1×10 ³ cps *1
時 定 数	1.0 sec	1.0 sec
走 査 範 囲	2 ~ 60°	2 ~ 15° *2

*1 スケールアウトするピークが多い場合は、適当な条件を設定する必要がある。

*2 リン酸処理試料の場合は、15~35°とする。

③ 14~15Å・10Å・7Å・4.03~4.06Åの反射のあるものについては、さらに下記の処理を施し、鉱物の判定を行う。なお、X線照射条件は第2表どおりとする。

④ 14~15Åの反射のある試料については、エチレングリコール処理を行い、モンモリロナイト、緑泥石の判定をする。

⑤ 10Åの反射のある試料については、100~105℃で加熱処理を行い、ハロイサイト、イライトの判定をする。

⑥ 7Åの反射のある試料については、塩酸処理を行い、カオリナイト、緑泥石の判定をする。

⑦ 4.03~4.06Åの反射のある試料については、リン酸処理を行い、クリストバル石の(101)面の反射、斜長石の(201)面の反射の判定をする。

全岩の無定方位試料についてのX線回折分析の結果、粘土鉱物の同定が困難なものに対しては、水ひ産物の定方位試料を作製し、X線回折分析を実施する。

水ひ産物の定方位試料についてのX線回折分析は、次に示す方法または要領で行う。

① 骨材の一部(こぶし大~半こぶし大)をステ

ンレス乳鉢内で粗砕(粒径0.15~0.3mm)し、さらに、メノウ乳鉢内で水中粉碎する。次に、これを蒸留水とともにシリンダー(容量:1ℓ)中に分散させ、8時間放置した後、上澄液10cm(径2μ以下の粘土分が懸濁している)を回収し、遠心分離機により粘土分を沈殿させる。この沈殿物をスライドガラス上にぬり、風乾させることにより定方位試料を作製する。

② X線照射条件は第2表どおりとする。

③ 14~15Å・10Å・7Åの反射のあるものについては、無定方位試料の場合と同じ処理を行い、粘土鉱物の判定をする。

以上、述べたX線回折分析の工程を流れ図に示すと、第2図のようになる。

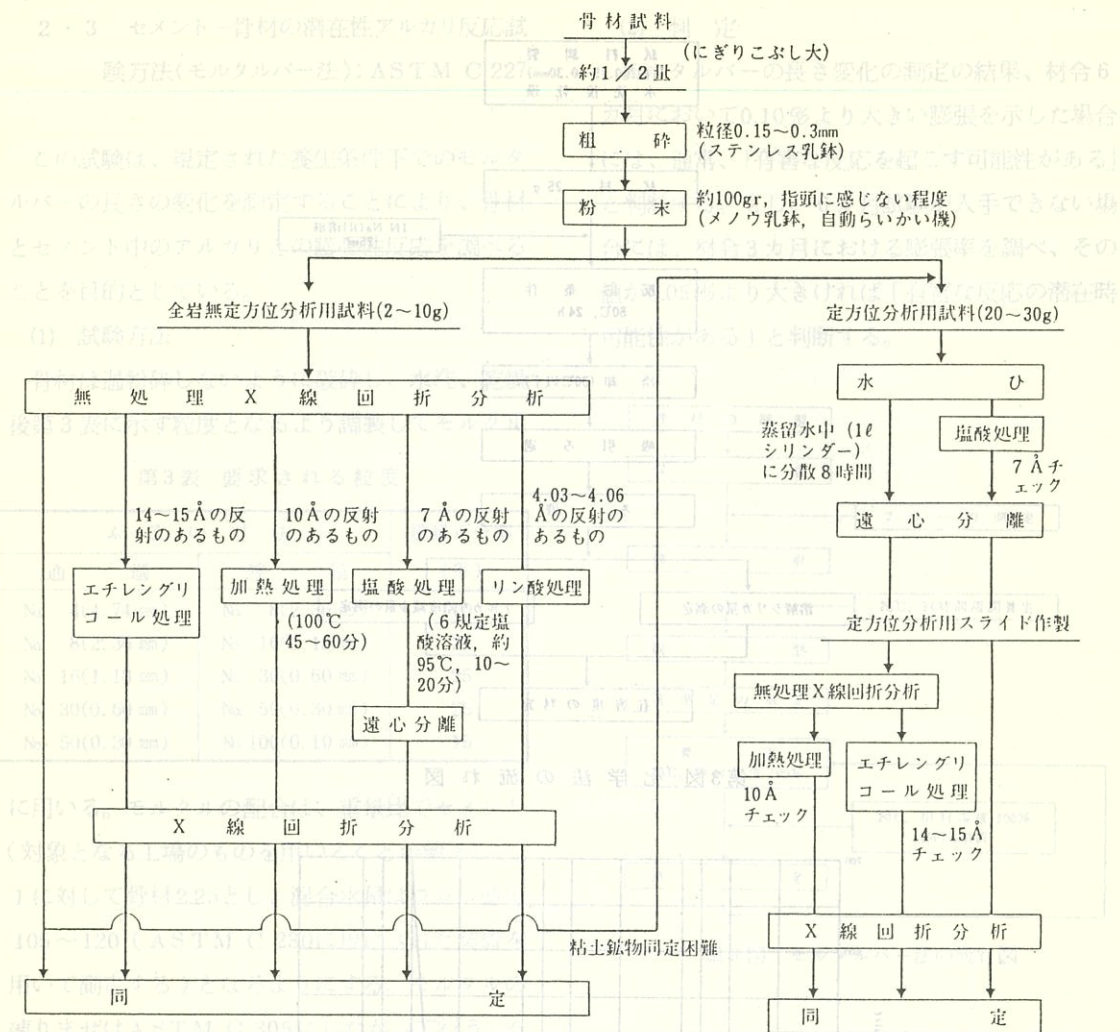
(2) 偏光顕微鏡観察

骨材から薄片(厚さ0.02mm程度)を作製し、偏光顕微鏡下で、鉱物組成・鉱物の量比・組織および変質状態を観察する。

2・2 骨材の潜在反応性試験方法(化学法):

ASTM C 289

アルカリ・シリカ反応は、骨材中の反応性のシリカ鉱物とセメント中の水酸化アルカリ(NaOH、



第2図 X線回折分析工程図

KOH) との反応である。したがって、アルカリ溶液中で骨材を処理したときの反応程度によって骨材のアルカリ・シリカ反応性を知ろうというのが、この試験方法の狙いである。

(1) 試験方法

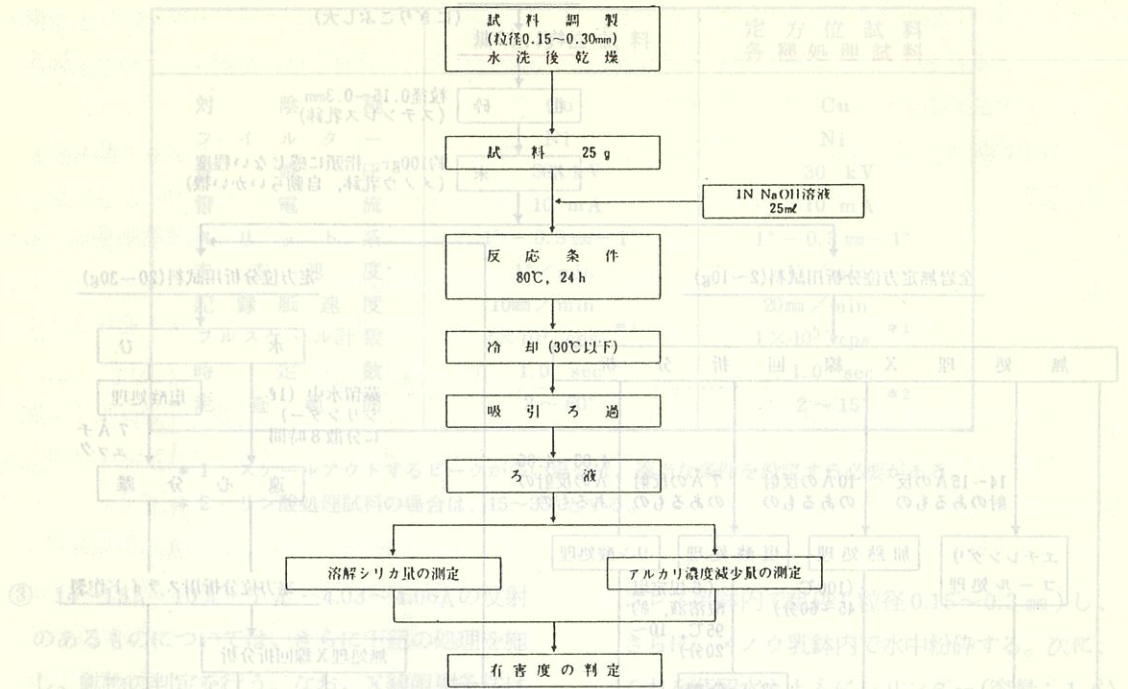
骨材を過粉碎しないように破砕し、粒径0.15~0.3 mmに調製する。この試料を蒸留水で洗浄し、105℃で20時間乾燥させた後、25 gを精秤し、1N NaOH 溶液25 mlとともに、気密な反応容器に入れる。反応容器を80℃の水中に沈めて24時間反応させた後、30℃以下に冷却し、反応液を吸引ろ

過によりろ過する。ろ液中のシリカ (SiO_2) を重量法または吸光光度法により定量し、溶解シリカ量 (m mol/l) とする。また、フェノールフタレインを指示薬として、ろ液を塩酸で滴定してアルカリ濃度減少量 (m mol/l) を求める。

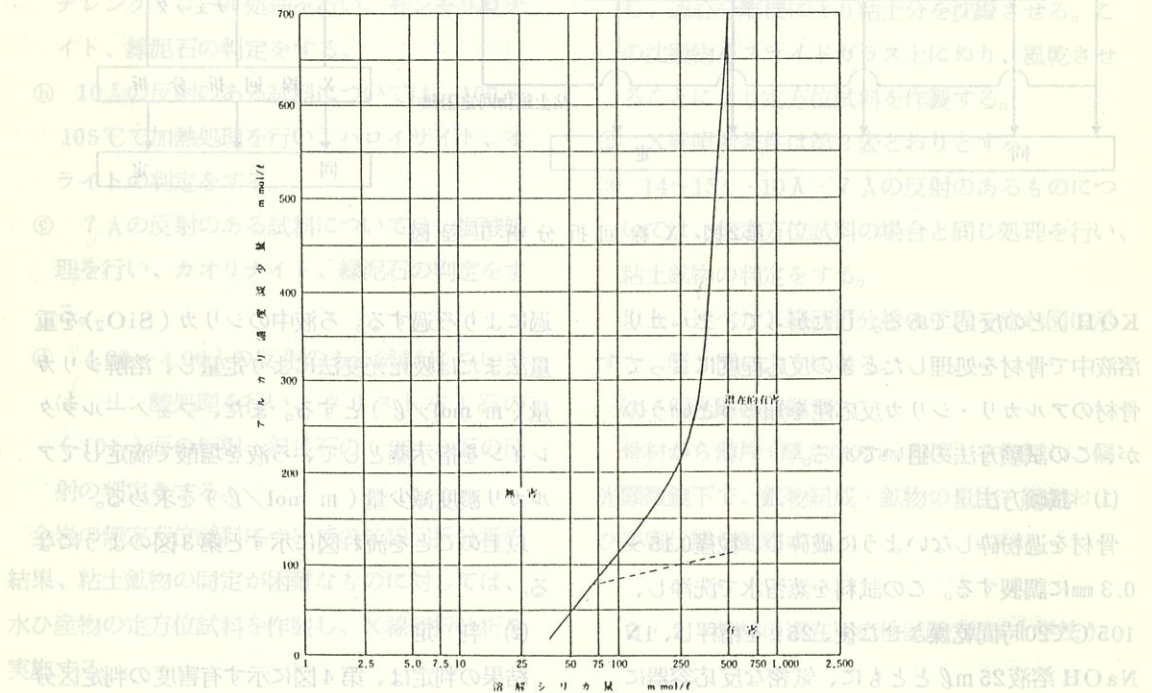
以上のことを流れ図に示すと第3図のようになる。

(2) 判定

結果の判定は、第4図に示す有害度の判定区分に基づいて行う。



第3図 化学法の流れ図



第4図 化学法による骨材の有害度の判定

〔日本材料学会編(1977)による〕

① 骨材の一部(こぶし大〜半こぶし大)をステ

2・3 セメント-骨材の潜在性アルカリ反応試験

試験方法(モルタルバー法): ASTM C 227

この試験は、規定された養生条件下でのモルタルバーの長さの変化を測定することにより、骨材とセメント中のアルカリとの膨張性反応を調べることを目的としている。

(1) 試験方法

骨材は過粉碎しないように破砕し、水洗、乾燥後第3表に示す粒度となるよう調製してモルタル

第3表 要求される粒度

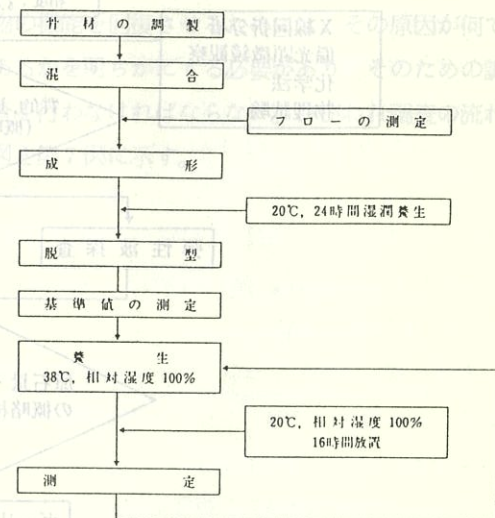
ふるい寸法		重量百分率 (%)
通過	残留	
No. 4(4.75 mm)	No. 8(2.36 mm)	10
No. 8(2.36 mm)	No. 16(1.18 mm)	25
No. 16(1.18 mm)	No. 30(0.60 mm)	25
No. 30(0.60 mm)	No. 50(0.30 mm)	25
No. 50(0.30 mm)	No. 100(0.10 mm)	15

に用いる。モルタルの配合は、重量比でセメント(対象となる工場のものを用いることが望ましい)1に対して骨材2.25とし、混合水量はフロー値で105~120 (ASTM C 230に規定された装置を用いて測定する)となるようにする。モルタルの練りまぜはASTM C 305にしたがって行う。モルタル練りまぜ後、1×1×11.44インチ(約2.5×2.5×28.6 cm)の型枠 (ASTM C 490に規定されるものを用いる)に入れ、20℃で24時間湿潤養生してから型わくから外し、最初の長さをダイヤルゲージ付コンパレータ(1/1000 mm)を用いて測定する。その後モルタルバーを密閉した湿気箱に入れ、38℃、相対湿度100%の恒温恒湿条件下で養生する。所定の材令時(14日、1カ月、2カ月、3カ月、4カ月、6カ月、9カ月および12カ月)にモルタルバーを取り出し、20℃、相対湿度100%の条件下で16時間放置後、ダイヤルゲージ付コンパレータで長さの変化を測定する。

以上のことを流れ図に示すと第5図のようになる。

(2) 判定

モルタルバーの長さ変化の測定の結果、材令6カ月において0.10%より大きい膨張を示した場合には、通常、「有害な反応を起こす可能性がある」と判断する。もし、6カ月試験が入手できない場合には、材令3カ月における膨張率を調べ、その値が0.05%より大きければ「有害な反応の潜在可能性がある」と判断する。



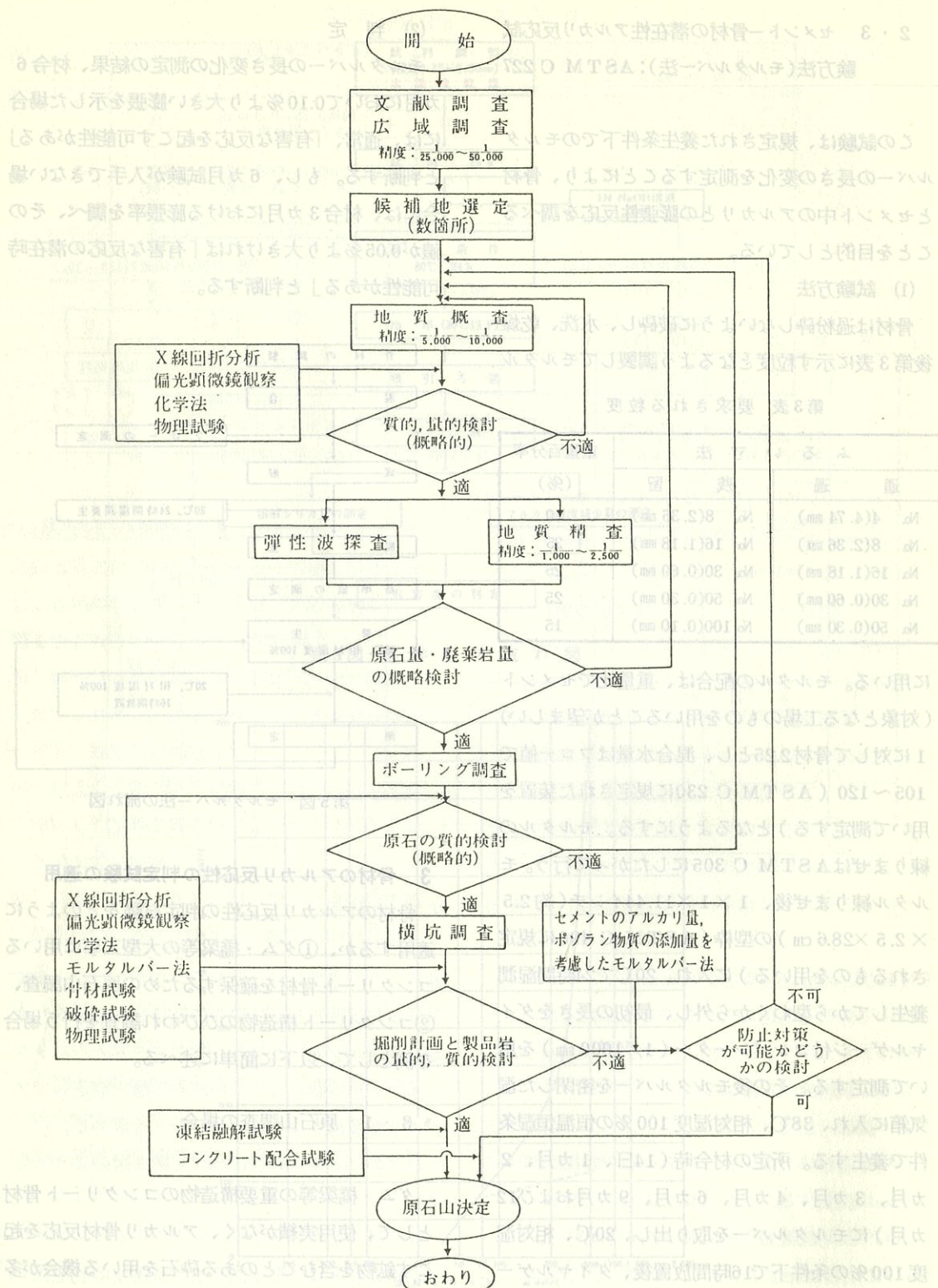
第5図 モルタルバー法の流れ図

3 骨材のアルカリ反応性の判定試験の適用

骨材のアルカリ反応性の判定試験をどのように適用するか、①ダム・橋梁等の大型工事に用いるコンクリート骨材を確保するための原石山調査、②コンクリート構造物のひびわれ調査を行う場合を例として、以下に簡単に述べる。

3・1 原石山調査の場合

ダム・橋梁等の重要構造物のコンクリート骨材として、使用実績がなく、アルカリ骨材反応を起こす鉱物を含むことのある砕石を用いる機会が多くなっている。したがって、原石山調査を行う際には、骨材のアルカリ反応性の判定試験を調査に組み入れる必要がある。



第6図 原石山調査流れ図

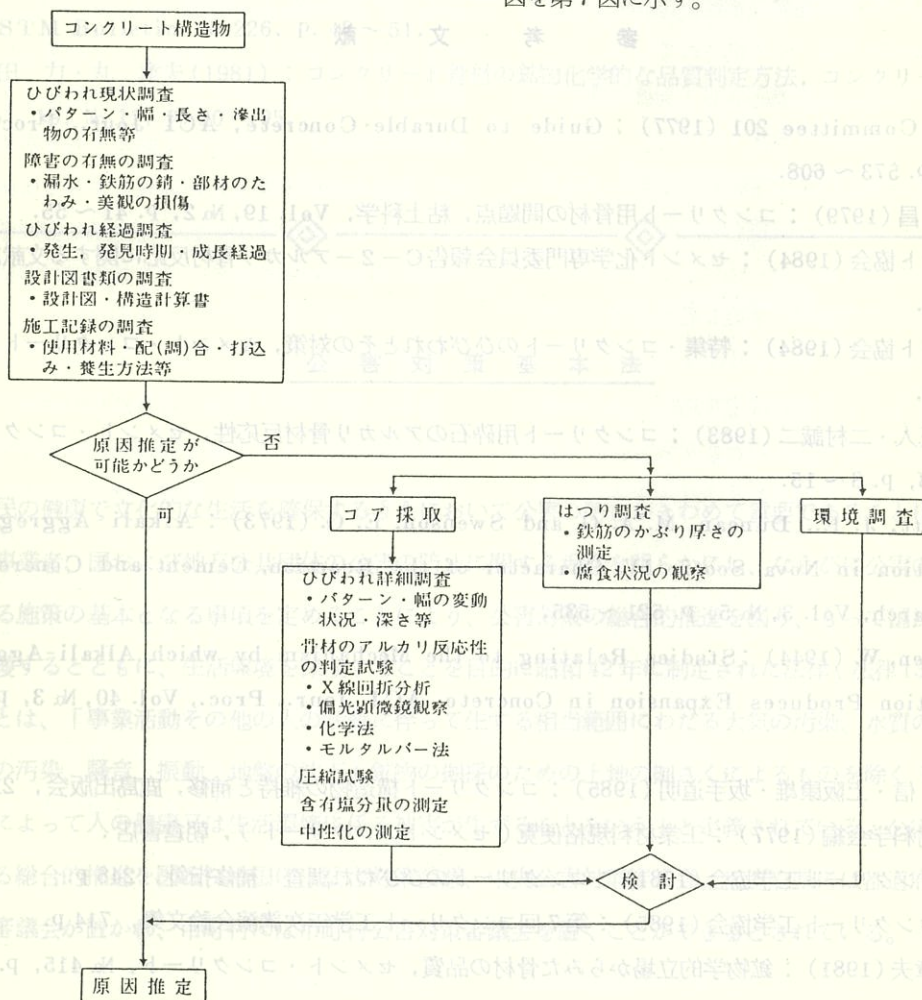
第6図は原石山調査のどの段階で骨材のアルカリ反応性の判定試験を行うかを示したものである。

骨材のアルカリ反応性の判定試験のうち、X線回折分析・偏光顕微鏡観察・化学法は地質概査の段階から行い、少なくとも横坑調査と並行して、これらの試験およびモルタルバー法を実施するのが望ましい。

なお、止むを得ずアルカリ骨材反応を起こすと判定された骨材を使用しなければならない場合は、①アルカリ含有量が0.6%未満のセメントの使用、②ポゾラン物質(フライアッシュ・高炉スラグ等)の添加などの防止対策を検討する必要がある。

3・2 コンクリート構造物のひびわれ調査の場合

コンクリート構造物に発生するひびわれの原因としては、①収縮、②温度変化、③荷重・外力の作用、④化学反応(アルカリ骨材反応・硫酸塩による反応等)、⑤鉄筋の腐食、⑥凍結融解作用などが挙げられる。このようにひびわれの原因は種々あるため、ひびわれを補修しコンクリート構造物の機能を回復させるためには、その原因が何であるかを明らかにする必要がある、そのための調査を行わなければならない。ひびわれ調査の流れ図を第7図に示す。



第7図 ひびわれ調査の流れ図

一般に、アルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の劣化は、前述したように、構造物の表面に現れる「地図状のひびわれ」および「ゲルの滲出」によって発見されるが、同様なひびわれパターンは他の原因（硫酸塩による反応、収縮、凍結融解）によっても現れることがあるため、ひびわれ発生のパターンのみからその原因を決定することは困難な場合が多い。したがって、構造物からコアを採取し、使用骨材を対象にX線回折分析・偏光顕微鏡観察・化学法およびモルタルバー法を行い、アルカリ骨材反応を起こす骨材を使用しているのか否かを検討しなければならない。

あとがき
本稿では、アルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の劣化を取り上げたが、我国では骨材中に存在してコンクリートに弊害をもたらすおそれのある鉱物として濁沸石とモンモリロナイトが認められている。したがって、骨材として使用実績のない碎石を用いる際には、X線回折分析や偏光顕微鏡観察により、濁沸石やモンモリロナイトの存在の有無・存在量・存在状態等を調査の初期の段階で調べておく必要がある。

（技術本部課長代理 技術士）

参 考 文 献

- 1) ACI Committee 201 (1977) : Guide to Durable Concrete, ACI Jour., Proc., Vol. 74, p. 573 ~ 608.
- 2) 有泉 昌 (1979) : コンクリート用骨材の問題点, 粘土科学, Vol. 19, No. 2, p. 41 ~ 55.
- 3) セメント協会 (1984) : セメント化学専門委員会報告 C-2 - アルカリ骨材反応に関する文献調査一, 140 p.
- 4) セメント協会 (1984) : 特集・コンクリートのひびわれとその対策, セメント・コンクリート, 9, 170 p.
- 5) 福島正人・二村誠二 (1983) : コンクリート用碎石のアルカリ骨材反応性, セメント・コンクリート, No. 438, p. 8 ~ 15.
- 6) Gillott, J. E., Duncan, M. A. G. and Swenson, E. G. (1973) : Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia IV, Character of the Reaction, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, p. 521 ~ 535.
- 7) Hansen, W. (1944) : Studies Relating to the Mechanism by which Alkali-Aggregate Reaction Produces Expansion in Concrete, ACI Jour., Proc., Vol. 40, No. 3, p. 213 ~ 217.
- 8) 成井 信・上阪康雄・坂手道明 (1985) : コンクリート構造物の維持と補修, 鹿島出版会, 215 P.
- 9) 日本材料学会編 (1977) : 工業材料規格便覧 (セメントコンクリート), 朝倉書店.
- 10) 日本コンクリート工学協会 (1981) : コンクリートのひびわれ調査・補修指針, 248 p.
- 11) 日本コンクリート工学協会 (1985) : 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 714 p.
- 12) 丸 章夫 (1981) : 鉱物学的立場からみた骨材の品質, セメント・コンクリート, No. 415, p. 129 ~ 134.
- 13) 村田清逸・関 慎吾・藤木洋一 (1965) : アルカリ骨材反応を起こしたコンクリートの一例, セメン

ト・コンクリート, No. 220, P. 7 ~ 13.

- 14) 太田 実・小野金造・河田博之(1979): 骨材の化学的安定性に関する試験, 土木研究所資料, 第1536号, 108 P.
- 15) 岡田 清(1986): コンクリートの耐久性, 朝倉書店, 213 P.
- 16) Palmer, D. (1981): Alkali-Aggregate Reaction in Great Britain—The Present Position, Concrete, Vol. 15, No. 3, p. 24 ~ 27.
- 17) Powers, T. C. and Steinour, H. H. (1955): An Interpretation of Some Published Researches on the Alkali-Aggregate Reaction, Part I. The Chemical Reactions and Mechanism of Expansion, ACI Jour., Vol. 51, No. 2, p. 497 ~ 516.
- 18) 桜本勇治(1986): アルカリ骨材反応, ダイア資料12, 12 P.
- 19) Stanton, T. B. (1940): Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregate, Proc. ASCE, Vol. 66, P. 1781 ~ 1811.
- 20) Swenson, E. G. (1957): A Reactive Aggregate Undetected by ASTM Test, ASTM Bulletin, No. 226, P. 48 ~ 51.
- 21) 柳田 力・丸 章夫(1981): コンクリート骨材の鉱物化学的な品質判定方法, コンクリート工学, Vol. 19, No. 11, P. 90 ~ 95.

◆ ◆

公 害 対 策 基 本 法

国民の健康で文化的な生活を確保するうえにおいて公害の防止がきわめて重要であることにかんがみ、事業者、国および地方公共団体の公害の防止に関する責務を明らかにし、ならびに公害の防止に関する施策の基本となる事項を定めることにより、公害対策の総合的推進を図り、もって国民の健康を保護するとともに、生活環境を保全することを目的に昭和42年に制定された法律(法律132号)。公害とは、「事業活動その他の人の活動に伴って生ずる相当範囲にわたる大気汚染、水質汚濁、土壌汚染、騒音、振動、地盤沈下(鉱物の掘採のための土地の掘さくによるものを除く)および悪臭によって人の健康又は生活環境に係る被害が生ずることをいう」と定義されている。公害対策に関する総合的推進を図るため国には公害対策会議、中央公害対策審議会、都道府県には都道府県公害対策審議会が置かれ、市町村には市町村公害対策審議会を置くことができるとされている。

「物性論的にみた盛土基礎地盤の破壊予測式の一考察」

名古屋工業大学助教授

工学博士 中 井 照 夫

まえがき

地盤の変形や破壊を予測する方法としては、土要素の応力・ひずみ関係式や強度定数に基づいて実際の地盤を解析的に解いていこうとする方向(解析的方法)と現場の動態観測を厳密にやりその観測結果を用いて将来の地盤の挙動を予測しようとする方向(観測的方法)に大別されている。ここでは観測的方法による代表的な盛土基礎地盤の破壊予測法として①富永・橋本¹⁾による方法、②柴田・関口²⁾による方法、および③松尾・川村³⁾による方法を取りあげ、これらの破壊予測法がもつ意味を地盤材料の物性的な観点から検討してみたい。

はじめに盛土基礎地盤の挙動を簡単に考えるため基礎地盤を図-1に示すように1つのエレメントに代表させる。そうすれば定性的には盛土中央部の沈下量 S に相当するものとして最大主ひずみ ϵ_1 、法尻部の測方変位量 δ に相当するものとして

最小主ひずみ $-\epsilon_3$ が考えられる。また、盛土高さ h あるいは盛土荷重にはせん断応力 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ が相当することになる。以下盛土基礎地盤と要素をこのような対応関係でみることにより、各破壊予測式の意味を定性的に議論する。なお、地盤の初期応力は通常は K_0 圧密状態($\sigma_1/\sigma_3 = 1/K_0$, $K_0 \approx 1$)にあるがここでは単純化のため等方応力状態にあるとする。また、盛土荷重の増加によって地盤内の鉛直応力だけでなく側方応力も増加するが、議論を簡単にするためエレメントでは側方応力 σ_3 は一定と仮定する(以下定性的な話に限るのでこのような単純化を行っても問題はない)。

富永・橋本法

富永・橋本¹⁾による盛土基礎地盤の破壊予測法は図-2に示すように盛土荷重を漸増载荷していく時に盛土中央部の沈下量 S と盛土法尻部の側方

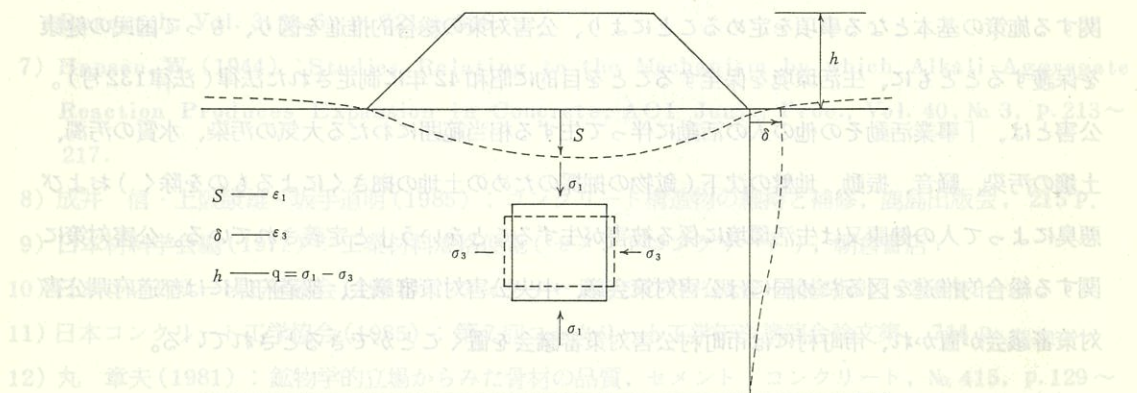


図-1 盛土基礎地盤とエレメントの対応

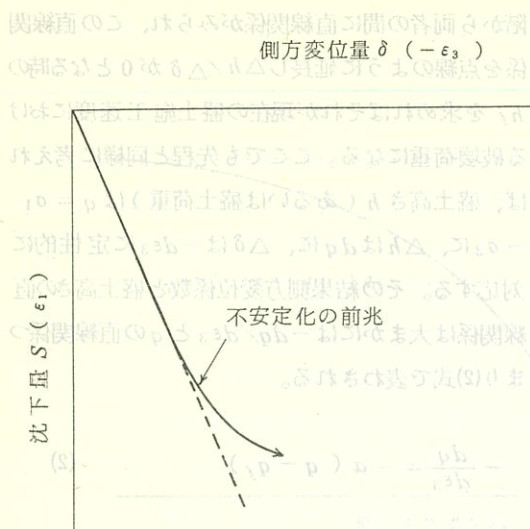


図-2 沈下量～側方変位量関係

変位量 δ を計測し、 $S \sim \delta$ 関係の急変点でもって盛土基礎地盤の不安定化の前兆とするものである。これをエレメントの特性として考えると、 S 、 δ にはそれぞれ ε_1 および $-\varepsilon_3$ が対応するので、 $S \sim \delta$ 関係の急変点つまり $\Delta\delta/\Delta S$ の急増点は主ひずみ増分比 ($d\varepsilon_3/d\varepsilon_1$) の急増点を意味することになる (図にはエレメントの特性として定性的に対応するひずみをかっこ付きで示す)。そして、この $\Delta\delta/\Delta S$ の急増点については過圧密状態から正規圧密状態への移行点であり地盤の不安定化とは関係がないとする Tavenas ら⁴⁾ の解釈と、正規圧密状態であっても載荷速度が速い時には地盤の局所的な破壊と関係するとする柴田⁵⁾ の解釈がある。

図-3 は、土の要素試験の主応力比～主ひずみ増分比関係式を模式的に示したものである。通常の排水せん断試験 (例えば $\sigma_3 = \text{一定}$ 試験) では Rowe の stress-dilatancy 式⁶⁾ ($\sigma_1/\sigma_3 = K + (-d\varepsilon_3/d\varepsilon_1)$) から理解されるように実線のような関係式が成立する。一方、非排水試験では体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v = 0$ となるので、2次元問題では応力比に関係なく $-d\varepsilon_3/d\varepsilon_1$ (破線) のようになる。また、周知のように間隙水圧の消

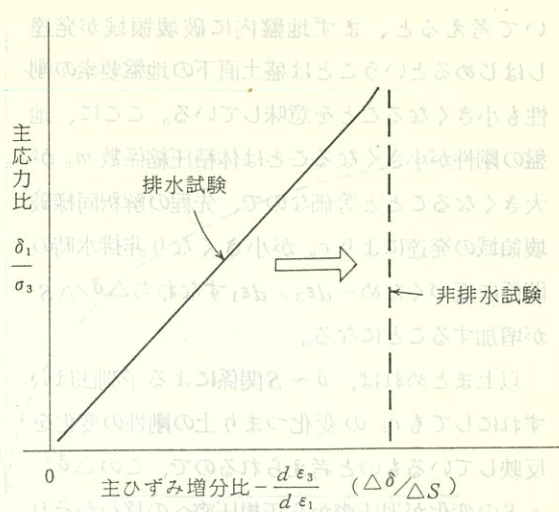


図-3 せん断試験の主応力比～主ひずみ増分比関係

散 (圧密) の速さを決める圧密係数 c_v は、

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (1)$$

k : 透水係数

m_v : 体積圧縮係数

γ_w : 水の単位体積重量

と表わされ、 k があまり変化しないとすれば m_v が大きいつまり圧縮性に富む土ほど間隙水圧の消散が遅れる。さて、Tavenas らの解釈を図-3を用いて説明すれば、正規圧密状態に比べてかなり m_v が小さい (c_c と c_s の比からもわかる) ので、過圧密状態では盛土施工中 (せん断中) 間隙水圧の消散が速く排水条件に近い (図-3の実線に近い関係になっていると考えられる)。

一方、盛土荷重が大きくなり地盤が正規圧密状態になると m_v が大きくなることにより c_v が小さくなり間隙水圧の消散が遅れ、どちらかといえば図-3の破線に近くなる。したがって、過圧密から正規圧密への移行状態で $-d\varepsilon_3/d\varepsilon_1$ つまり $\Delta\delta/\Delta S$ の急増がみられることになる。

次に、 $\Delta\delta/\Delta S$ の急増点は局所的な破壊領域のはじまる点であるという柴田の解釈につ

いて考えると、まず地盤内に破壊領域が発達しはじめるということは盛土直下の地盤要素の剛性も小さくなることを意味している。ここに、地盤の剛性が小さくなることは体積圧縮係数 m_v が大きくなることと等価なので、先程の解釈同様破壊領域の発達により c_v が小さくなり非排水時の関係に近づくため $-d\epsilon_3/d\epsilon_1$ すなわち $\Delta\delta/\Delta S$ が増加することになる。

以上まとめれば、 $\delta \sim S$ 関係による予測法はいずれにしても c_v の変化つまり土の剛性の変化を反映しているものと考えられるので、この $\Delta\delta/\Delta S$ の変化が過圧密から正規圧密への移行かそれとも地盤内の破壊領域の拡大によるものかをみきわめて使う必要がある。

柴田・関口法

柴田・関口法²⁾は漸増载荷中の盛土高さ h 、側方変位量 δ を計測し、各盛土高さ h における盛土高さ h と側方変位 δ の増分 $\Delta h/\Delta\delta$ (側方変位係数と名付けている) から将来の盛土基礎地盤の破壊荷重を求めようというものである。つまり図-4に示すように一定の载荷速度で施工している時 $\Delta h/\Delta\delta \sim h$ 関係で計測値を整理すればある段

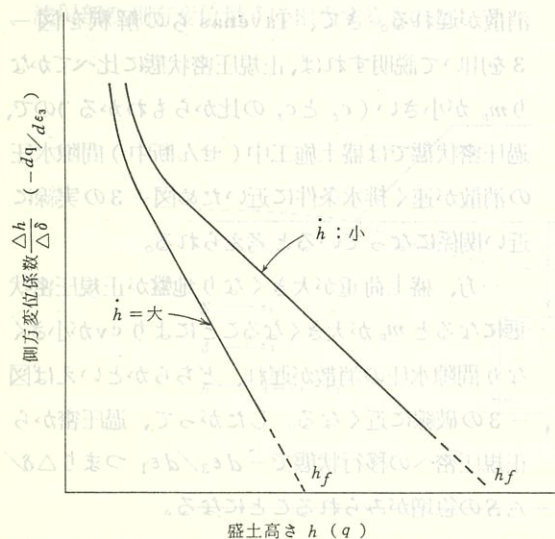


図-4 側方変位係数～盛土高さ関係

階から両者の間に直線関係がみられ、この直線関係を点線のように延長し $\Delta h/\Delta\delta$ が 0 となる時の h_f を求めればそれが現在の盛土施工速度における破壊荷重になる。ここでも先程と同様に考えれば、盛土高さ h (あるいは盛土荷重) は $q = \sigma_1 - \sigma_3$ に、 Δh は dq に、 $\Delta\delta$ は $-d\epsilon_3$ に定性的に対応する。その結果側方変位係数と盛土高さの直線関係は大まかには $-dq/d\epsilon_3$ と q の直線関係つまり(2)式で表わされる。

$$-\frac{dq}{d\epsilon_3} = -a(q - q_f) \quad (2)$$

ここに、 a : 正の定数、 q_f : 破壊時の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ さて、(2)式を解くと $q \sim \epsilon_3$ 関係は、

$$q = C \cdot \exp(a\epsilon_3) q_f \quad (3)$$

(C : 積分定数)

と表わされ、これを図示すると図-5に示すように $q \rightarrow q_f$ に近づく $\epsilon_3 \rightarrow \infty$ となる曲線となる。これはよく知られているせん断試験の主応力差～主ひずみ関係の一部と似た形をしているので、ここでの予測法は定性的には土の応力～ひずみ曲線の形状(ここでは $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (-\epsilon_3)$ 関係)に着目した方法であると解釈できる。

ところで、粘性土の排水および非排水時の応力～ひずみ関係と有効応力径路を模式的に描けば図-6のようになる。有効応力で表示した破壊線(図-6の有効応力径路図の一点鎖線)は同じであっても非排水時の $q = \sigma_1 - \sigma_3$ は小さくまた応力～ひずみ関係はシャープに折れ曲がる曲線となる。さて、盛土の施工過程において h が大きい、つまり载荷速度の速い時には地盤はどちらかといえば非排水条件に近いと考えられるが、図-4では h が大きい時 h_f は小さく $\Delta h/\Delta\delta \sim h$ の直線関係の勾配は大きくなることを示している。これは(3)式では q が小さく a が大きいことに対応し、図-6の要素試験の排水条件のちがいによる強度や応

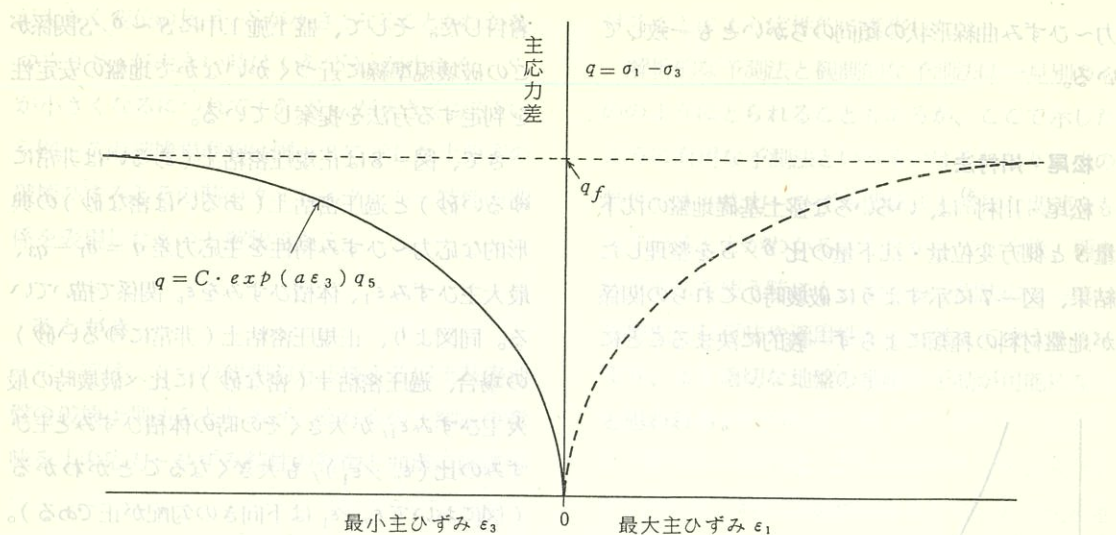


図-5 主応力差～主ひずみ関係の模式図

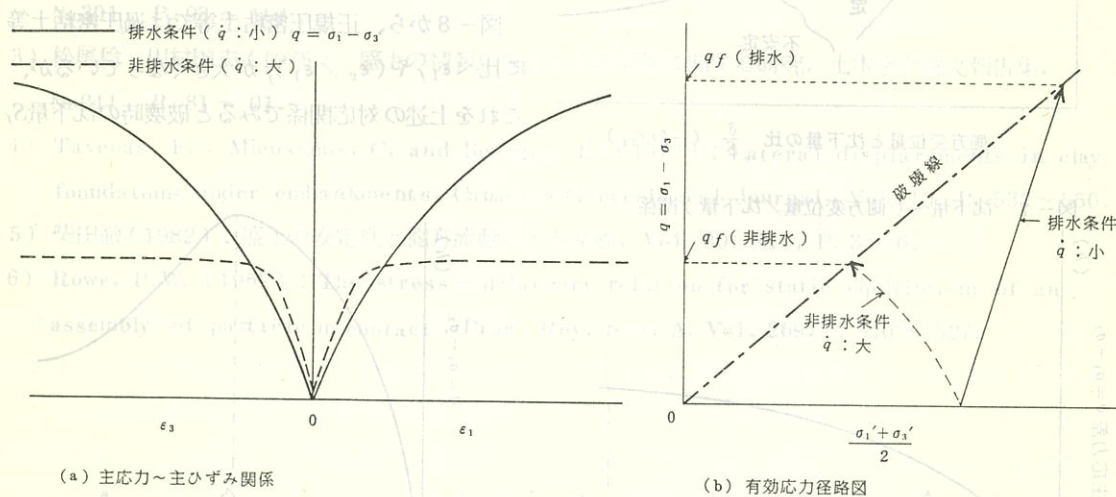


図-6 排水および非排水せん断試験の模式図

力～ひずみ曲線形状の傾向のちがいがとも一致している。

松尾・川村法

松尾・川村³⁾は、いろいろな盛土基礎地盤の沈下量 S と側方変位量・沈下量の比 δ/S を整理した結果、図-7に示すように破壊時のこれらの関係が地盤材料の種類によらず一義的に決まることに

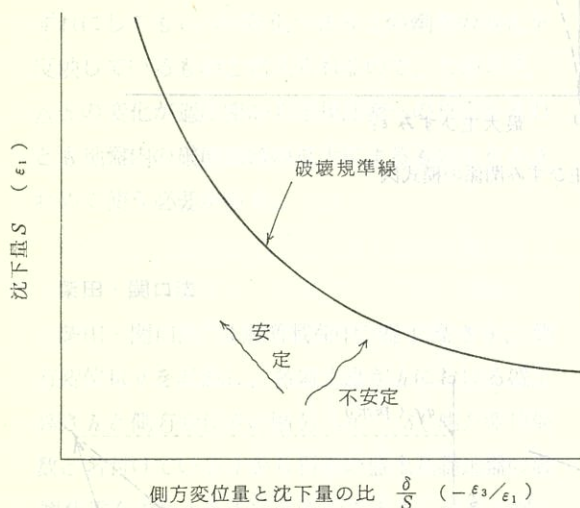
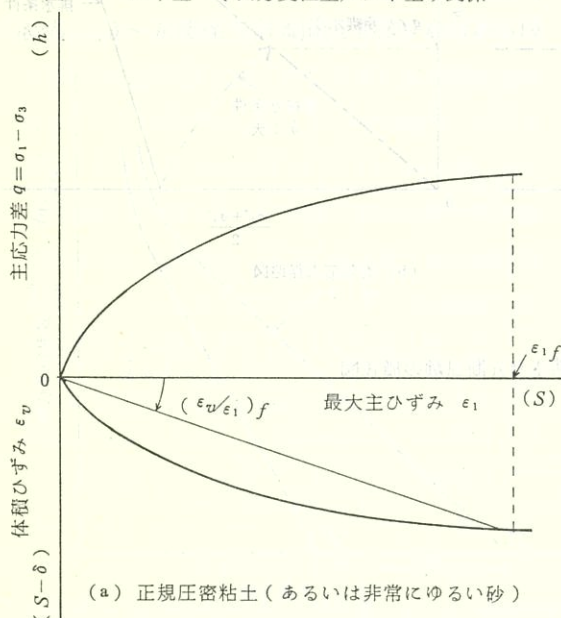


図-7 沈下量～(側方変位量/沈下量)関係



着目した。そして、盛土施工中に $S \sim \delta/S$ 関係がこの破壊規準線に近づくかいないかで地盤の安定性を判定する方法を提案している。

さて、図-8は正規圧密粘土(あるいは非常にゆるい砂)と過圧密粘土(あるいは密な砂)の典型的な応力～ひずみ特性を主応力差 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ 、最大主ひずみ ϵ_1 、体積ひずみを ϵ_v 関係で描いている。同図より、正規圧密粘土(非常にゆるい砂)の場合、過圧密粘土(密な砂)に比べ破壊時の最大主ひずみ ϵ_{1f} が大きくその時の体積ひずみと主ひずみの比 $(\epsilon_v/\epsilon_1)_f$ も大きくなることがわかる(図において ϵ_v/ϵ_1 は下向きに勾配が正である)。ここでも沈下量 S に ϵ_1 を、側方変位量 δ に $(-\epsilon_3)$ が定性的に一致するので、 $(S - \delta)$ には $\epsilon_v = \epsilon_1 - (-\epsilon_3)$ が対応することになる。また、このような対応関係から、図-7の横軸の δ/S は要素ひずみの比 $1 - \epsilon_v/\epsilon_1$ と関連づけられる。

図-8から、正規圧密粘土等では過圧密粘土等に比べ ϵ_{1f} や $(\epsilon_v/\epsilon_1)_f$ が大きくなっているが、これを上述の対応関係でみると破壊時の沈下量 S_f

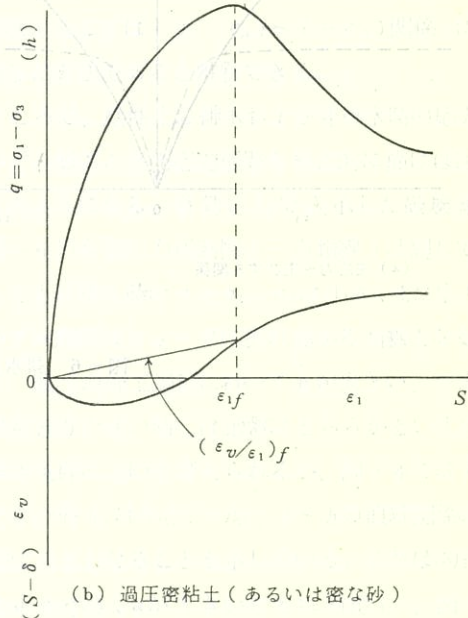


図-8 応力～ひずみ～ダイレイタンスー関係の模式図

が大きく変位の比 δ/S が小さくなることからわかる。つまり S_f が大きい時は $(\delta/S)_f$ が小さく、 S_f が小さくなるにつれて $(\delta/S)_f$ が大きくなるという図-7の破壊規準線は図-8に示した土要素の破壊ひずみとその時のダイレイタンスー特性の関係を表現したものと解釈できる。

あとがき

ここでは、3つの観測的方法による盛土基礎地盤の破壊予測法をとりあげ、それらの予測法の意味を土の応力～ひずみ特性の特徴と簡潔に関連づ

けることにより定性的に考察した。

解析的な予測法と観測的な予測法は一見別のものようにとられることもあるが、ここで示したように有用な予測法というものはそれなりに土の特性つまり応力～ひずみ関係式と密接な関連をもっていることがわかる。したがって、今後、種々の予測法を使う時にも、個々の予測法のもっている物性的な意味や適用性を十分考えて使うことにより、より適切な地盤の挙動の予測が可能になると思われる。

参 考 文 献

- 1) 富永真生・橋本正治(1974): 側方変位の現場計測による盛土の施工管理について、土と基礎, Vol. 22, No. 11, P. 43～51.
- 2) 柴田徹・関口秀雄(1980): 盛土基礎地盤の弾、粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文報告集, No. 301, P. 93～104.
- 3) 松尾稔・川村国夫(1975): 盛土の情報化施工とその評価に関する研究、土木学会論文報告集, No. 241, P. 81～91.
- 4) Tavenas, F., Mieussens, C. and Bourges, F. (1979): Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, P. 532～550.
- 5) 柴田徹(1982): 盛土の安定性と側方流動、土と基礎, Vol. 30, No. 5, P. 3～6.
- 6) Rowe, P.W. (1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particle in contact, Proc. Roy. Soc. A, Vol. 269, P. 500～527.



転 勤 考

過日、編集責任者から、なにか軽く読める原稿を書きなさいとの話がありました。

過去、地質関係の報告書などはかぞえきれないほど書いているので、硬い文章にはある程度なれているのですが、軟い文章、軽く読める文章となると、いささかとまどいを感じておりました。

最も身近な、日常のことを書いてみようと思います。私は、今年の7月に東京本社から名古屋支店に転勤して来ました。職種のいかんを問わずに、サラリーマンである以上は転勤があるのは極めて当然のことです。

発注者側でも同業各社でも、定期的に人事移動を行なっているわけですが、いずれの場合もその内容には多少の個人差があることと思います。

その観点からしますと、私も転勤の多い方にはいるかと思います。考えてみますと、一部を除いてはほぼ全国をまたにかけて勤務し、仕事をしたことになります。

従って、各地の風土や人間性や名所・名物といわれるものなどについてもある程度の知識はあります。

私の基本的な考え方は、勤務した場所についてその土地柄を良く理解してそれを役に立てながら仕事をしていくということにあります。

これは、転勤を続けていくうちに自然に身についた生活の知恵です。つまり、その土地柄を理解し、土地柄を愛することが仕事に直結していくことだと信じております。

その為の具体的な方法はいくつもあることですが、私の場合は、まず一つとしてその地方の歴史を勉強し、史跡も実際に歩いてみるという方

サンコーコンサルタント(株)名古屋支店

新 関 敦 生

法です。歴史とか、史跡とかいってもかたぐるしい、せまい範囲のものではなく、極めて広い範囲のものを対象としています。

例えば、大阪時代の一例を申しますと、庭園もその対象の一つになっていました。最初は、京都周辺の有名な庭園をあっちこっち見ました。多くの庭園を見ているうちに、何か心の中に充たされないものを感じる様になりました。

その原因は、庭園に関する基本的な知識を持たないままに、唯、単純に見ているだけということにあると気がつきました。

それからは、いろんな本を読んで仏教思想を背景にした作庭についての基本的な思想や、時代と共に変化してくる庭園形式などについて勉強する様になりました。

そのうちに、観光ルートにのっている庭園だけではあきたらずに、大阪府下～兵庫県下のうづもれた庭園をさがして歩いたりもしました。歴史の重みをただよわせたままに、おとずれる人もなくひっそりと静まりかえっているすばらしい庭を見た時の感動はなんとも云えないものでした。

私が庭園の勉強を初めた時には、文献では飛鳥時代にも庭園がつくられたということはわかっていたのですが、実際にはどこに、どの様な庭園があるのかはわかっておりませんでした。しかし、その後発掘調査が進み段々と明確になってきました。

機会があれば、奈良県下のそれらも旅人として見てみたいものだと思っています。

庭園を見ることは、大阪を去って各地を転勤して廻っても続いております。

作庭の時代、作庭の思想もさることながら、気候によっても作庭にちがひがあることがわかってきました。例えば、積雪地方の庭は、雪を考えにいれて作っていることなどはその代表例です。歴史を勉強することの他に、もう一つ重要なことは、その地方独特の食べ物等を味わってみることだと思っています。

例えば、北海道の美味で野性的な諸料理、三陸海岸のホヤ等の独特な海産物、東北地方の濃い味の料理、全国の食べ物はなんでもそろっている東京、北陸地方の海産物と独特な加工の仕方、関西地方の薄味の料理、中国地方のカキ等の海産物、四国ではとりたての白魚がはねまわっているのを食べたことも鮮明な思い出です。

お菓子については、歴史の古い城下街には昔からのおいしいお菓子が受けつがれているのは全国的な傾向です。その地方独特の食べ物は、必然的な流れの中で考えられ、生み出され、受けつがれてきたものが多いと思われます。従って、それらを味わってみることは非常に良いことだと思っています。

その他に、地方独特の民芸品などもありますし酒もそれぞれに味があります。しかし、特筆すべきは米のおいしさでしょう。東北地方の「ササニシキ」と、北陸地方の「コシヒカリ」は両巨頭です。

話題は変わりますが、私は転勤時には自分で乗用車を運転してやってきます。初めての土地なので、地理不案内なのは当然のことですが、大ざっぱな地理を頭にいれて、あとは地質屋特有の方向感覚で、まちがいながらもなんとかたどりつき、ほっといたします。

着任後一ヶ月位は地理の勉強期間ですが、その後はぼちぼちと運転をはじめます。とにかく、車がないと仕事の能率があがりませんので名古屋でも運転を始めました。

休日には車を走らせて歴史の跡をめぐったりし

ます。

名古屋地方は、日本の戦国時代を左右した3英傑が出た所なので史跡が多く、楽しいかぎりです。

見た所の数はまだあまり多くありませんが、武田対織田・徳川連合軍が雌雄を決した設楽ヶ原決戦場を見ました。川をはさんで対陣したわけですが、その川たるや、一步でまたげる小川でした。馬防柵も一部復原されており、生死をかけて戦った当時をほうふつとしてしのばせるものがありました。豊臣対徳川両軍が戦って、野戦に強い徳川という定説をたてた、長久手古戦場も歩きまわりました。池田勝入親子の無念さがひしひしと伝ってくる様な感じでした。名古屋城も見ました。

巨大さ・絢爛豪華さにおいては大阪城に、又優美さにおいては姫路城におとりますが、いずれにしろすばらしい城でした。まちがいなく、日本3大名城の一つです。

次に名古屋地方の食べ物ですが、松坂肉は全国的に有名です。さっそく味わいました。さすがと思わせる味でした。

転勤直前に、東京神楽坂で送別会を開いてくれた先輩に、「名古屋に行ったら、必ずヒツマブシというウナギ料理を食べなさい」と教わってきました。ヒツマブシとは、生まれて初めて聞く名前でしたが、着任後すぐに食べてみました。すくなくとも、私好みの味でした。

単身赴任の私にとっておいしいものを食べるということは無上の喜びです。

帰途、時々錦にある「あすか」という店に寄って、非常に「気むずかしい」けれども、「最高の腕」を持っている板前さんがつくってくれる関西風の料理を味わっては満足し、板前さん即オーナーである彼の奥深い料理談義を聞き、人生談義をたたかわしたりもしております。又、当地方で忘れることのできないものの一つに焼物があります。つまり、全国的に有名な瀬戸物です。

過日、歩いておりましたら、店頭にすばらしい

ラスをかたむけて待っているところにカガリ火を
たいた鵜舟がこぎ下ってきて、長い首をピンとた
抹茶碗がならんでおりました。思わず買ってしま
いましたが、こういうことができるのも名古屋地
方ならではのことでしょうか。県立陶磁資料館に
も行ってみましたが、焼物の殿堂という感じで、
非常に勉強になりました。

名古屋に着任する直前に、吉村昭の鵜を題材に
した本を読んでいて、海鵜をいかにして淡水にな
らし、魚をとる様にするかという苦労を知ってい
ました。すずしい川風にふかれながら、船上でグ
てた鵜を糸をあやつって意のままに動かすさまに

感動いたしました。

一度は長良川の鵜は見ておくべきだとつくづく
感じました。

私共の仕事では、転勤する毎に解決しなければ
いけない難問題が山積しているのが常で、そのた
びごとに白髪が増えていくというきびしい仕事を
しているわけですが、気分転換の意味も含めて、
仕事の為に土地柄を理解するという意味も含めて
せいぜい歴史等の勉強を続けていきたいと思っ
ています。

(支店長・技術士)

科 学 情 報

Newton Vol. 7 No. 2 より

触 覚 セ ン サ ー

接触した物体の圧力を検知し、光の信号に変換するセンサーが開発されている。

● 機械研ニュース 1986年№10

物体との接触を検知するセンサー素子が高密度に配置された分布型触覚センサーをロボットハンド
に取り付けると、ハンド面の最も適切ところで物体をつかむことができる。また物体にふれたとき
にその形状を知ることや、表面のようすを知ることにも可能である。

現在までに圧電フィルム、感圧導電性ゴムなどを用いた分布型触覚センサーが発表されているが、
センサーの密度、信頼性などで不十分な点があった。工業技術院機械技術研究所では、圧力-光変換
を利用する新しいタイプのセンサーを開発中である。

これは厚さ10ミリの透明なアクリル板上に凹凸のある白色弾性シートをのせたもので、アクリル板
の側面から光を照射する。物体がふれて圧力が加わるとシートの凸部が圧縮されて透明板に密着する。
それによって散乱する光の量の変化を透明板の下方向から観察し、シートに加わる圧力分布やその変
形状態を知り、触覚センサーとして利用する。

今回の見学会についての感想

中央開発(株)

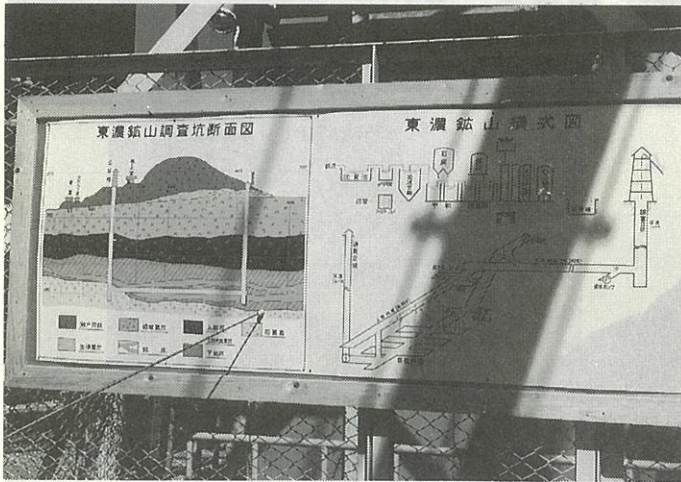
楠本和彦

- 東濃鉱山の横坑に入り、ウラン鉱を直接見ることができ、大変勉強になった。人形峠のウラン鉱山は知っていたが、こんな近くに日本一の埋蔵量をほこる鉱山があらうとは思わなかった。また、土岐砂礫層の基底部の旧河床部に生成しているというウランの鉱床の分布についても興味深かった。
- 阿木川ダムでは、現場の担当者にダムサイトの工事現場から、コア山、ロック山、コンクリー

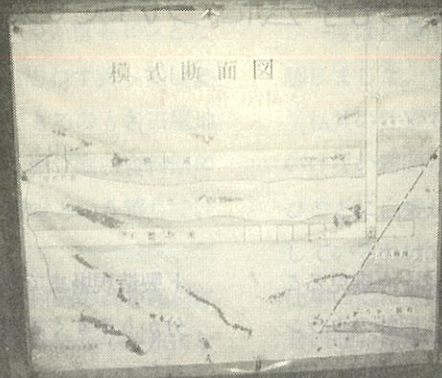
ト製造現場まで短時間に案内して頂き、しかも分かりやすく説明して頂いてとても有意義であった。

- 恵那峡でのバーベキュー(昼食)はとてもお美味しかった。
- 近距離で、しかも日帰りの見学会でこんなに中味の濃い見学会ができ大変有意義であったと思う。
- 次回もぜひ出席したい。

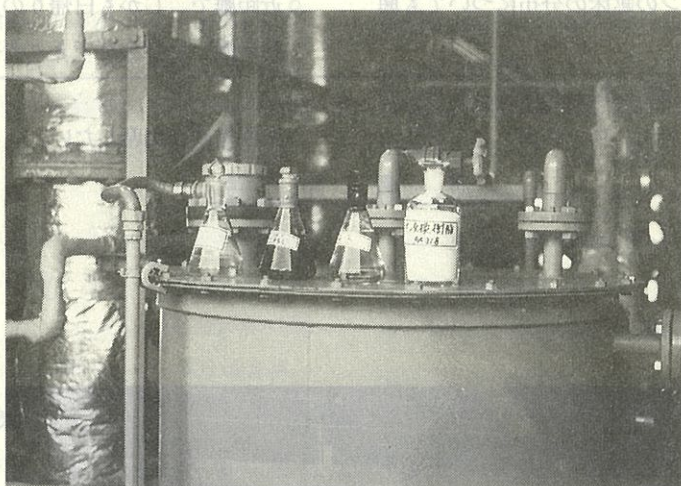
東 濃 鉱 山



鉱山案内板

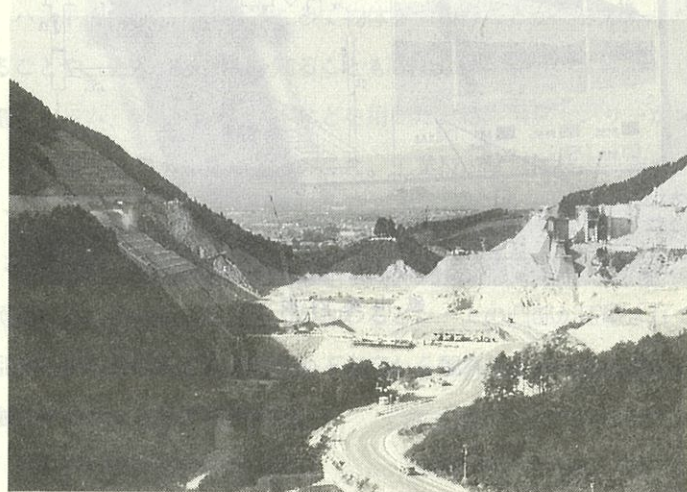


橫坑内表示板

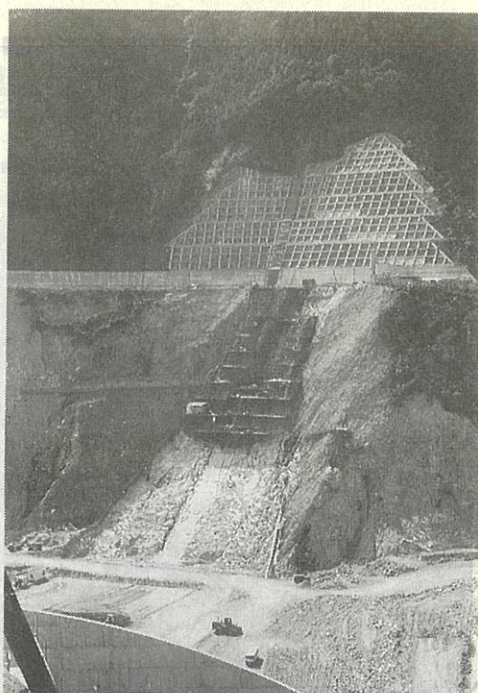


ウラン原液 (7 PPM)

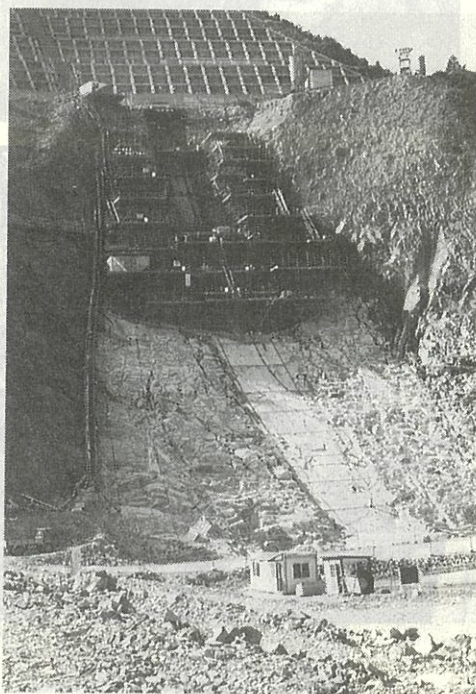
阿 木 川 夕 ム



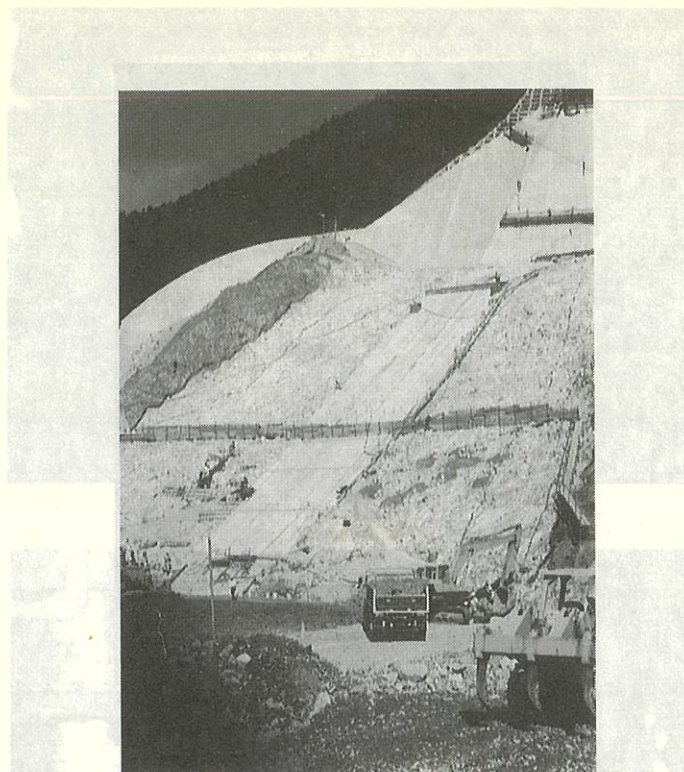
ダムサイト工事現場遠景



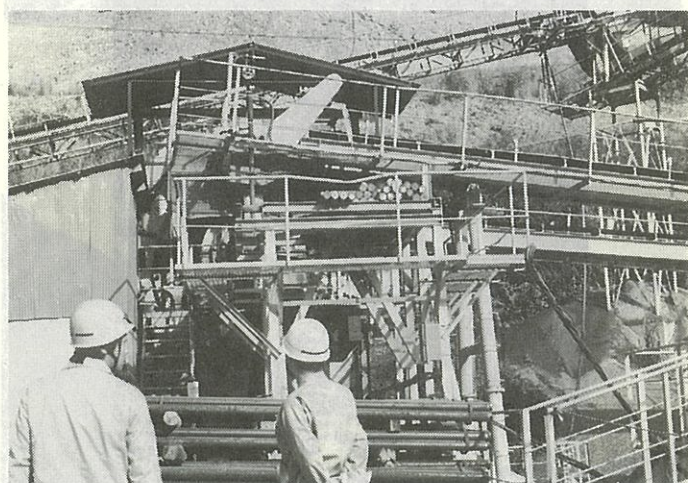
ダムサイト左岸側遠景



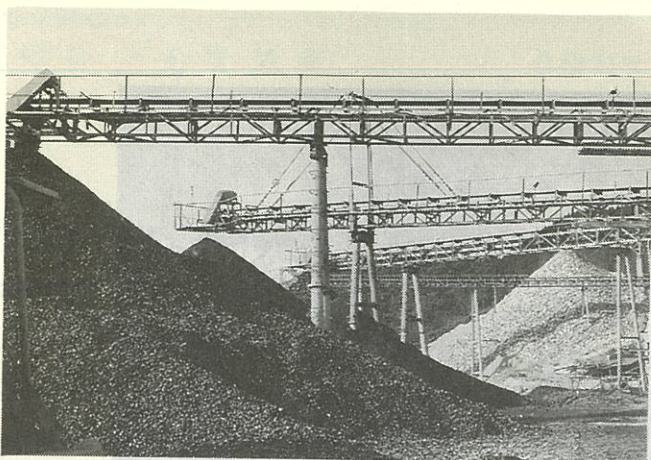
ダムサイト左岸側建設状況



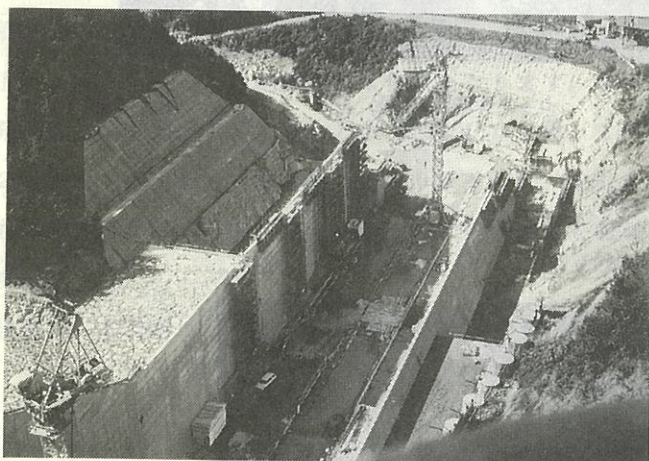
ダムサイト右岸側建設状況



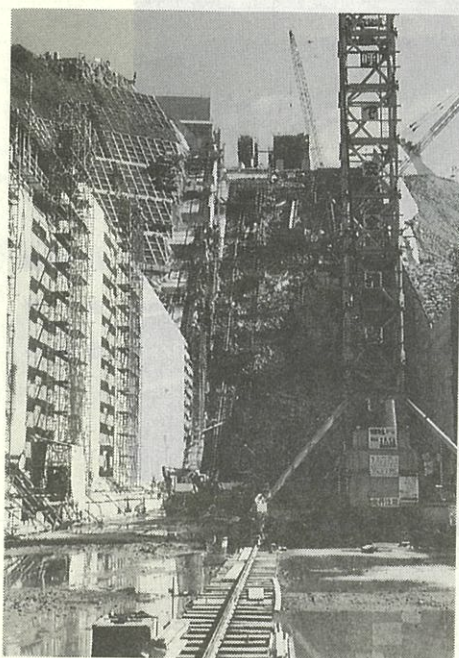
ロッドミル



骨材ストックヤード

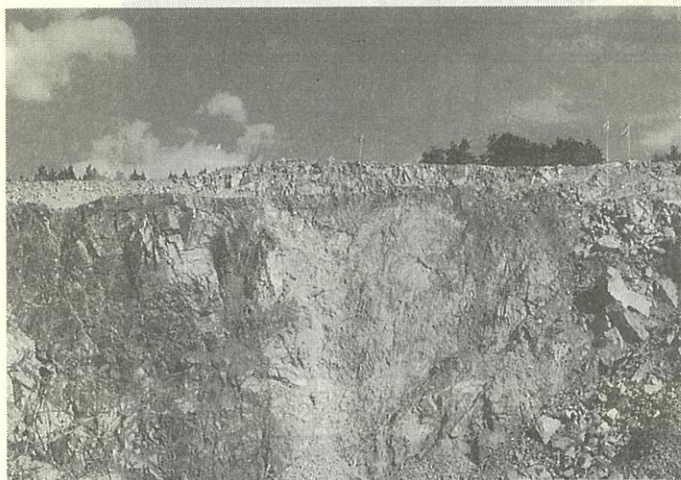


洪水吐け建設状況

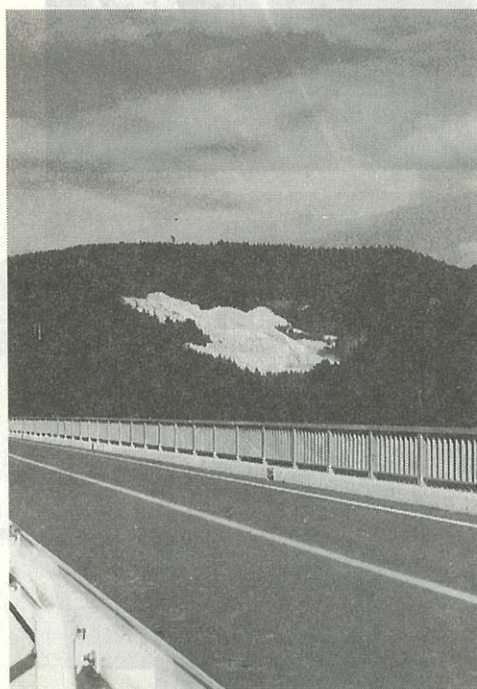


取水塔建設状況

特に風上側



ロック採取地の状況



コア採取地（2号橋より望む）

「土と岩」も今回で35号の発行となりました。発行当初は季刊で、春・秋の年2回発行という形をとっていたようですが、いつの頃からか現在と同じ年1回の発行となってしまいました。この2年間広報宣伝委員として、実際に発行を手がけてみた経験から、年2回が年1回の発行になった理由が何となくわかるような気がします。100ページ近い1冊の協会誌を、読んでいただく皆様の仕事に少しでも役立たせていただく内容とするために、どのような内容とするか、どなたに原稿を書いていただくかから始まり、原稿依頼、回収、印刷依頼、数次にわたる校正チェック、……と結構大変な作業となります。このような大変さが年2回の発行を、年1回にしてしまったのではないかと考えております。別に発行回数が2回でも1回でも大きな問題とはなりません、途絶えることだけはしたくないものです。これからも「土と岩」の発行に御協力を賜りますようお願いいたします。

最後に、本35号へ御執筆いただいた皆様へ心から御礼申し上げます。

広報宣伝委員会

〔土と岩 36号〕

原稿募集

1. 論 旨 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。
2. 締 切 日 昭和62年9月末日厳守
3. 発 表 次号本紙上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
4. そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名を御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先当協会広報宣伝委員会宛。

会 員 名 簿

会 者 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1 - 22 - 17	(代) (052)951-6371	462
青葉工業(株)名古屋支店	三井 司	名古屋市北区黒川本通 4 - 32 - 1	(代) (052)915-5331	462
旭 工 事 (株)	高桑鋼一郎	名古屋市東区徳川 1 - 8 - 50	(052)935-6762 791-6307	461
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市中村区長戸井町 4 - 38	(052)451-3371	453
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	谷元 正範	名古屋市中村区黄金通 2 - 44 第 3 コーポ山和 1 階	(代) (052)482-5161	453
応用地質(株)中部支社	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島102	(代) (052)793-8321	463
梶谷調査工事(株) 名古屋営業所	今井 修	名古屋市東区榎木町 1 - 2 山吹ビル	(052)962-6678	461
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140 - 1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	465
(株)キンキ地質センター 名古屋事務所	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1 - 14	(代) (052)741-3393	466
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区大須 4 - 14 - 60 清友ビル	(052)261-6907	460
基礎地盤コンサルタンツ(株) 名古屋支社	古長 孟彦	名古屋市西区上名古屋 1-11-5	(代) (052)522-3171	451
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1 - 5	(0265)24-3194	395
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2 - 8 - 4	(052)321-5139 331-4051	460
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2 - 2010	(052)802-3121	468
国際航業(株)名古屋支店	脇坂 嘉紀	名古屋市中区大須 4 - 12 - 8 東洋殖産ビル	(052)262-7461	460
国土防災技術(株) 名古屋支店	中村 俊彦	名古屋市千種区内山 3 - 12 - 14 豊島不動産ビル	(052)732-3375	464
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	野崎 康嗣	名古屋市中村区椿町 21 - 2 第 2 太閤ビル	(代) (052)452-1651	453
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2 - 1 - 13 ロータリーマンション 201	(052)935-0702	461
三祐(株)名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区名駅南 1 - 1 - 12	(052)581-7441	450
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区猪高町猪子石八前 ライオンビル	(052)773-9281	465
(株)白石名古屋支店	吉田 静司	名古屋市中区錦 1 - 19 - 24 名古屋第一ビル	(代) (052)211-5371	460
(株)新東海コンサルタント	中瀬 久	津市江戸橋 1 - 92	(代) (0592)32-2503	514
杉山コンサルタンツ(株)	杉山 信行	久居市新町 680 - 4	(05925)5-6564	514 -11
住鋳コンサルタント(株) 名古屋営業所	浅井 潔	名古屋市東区東桜 1 - 1 - 6	(052)951-0559	461
西濃建設(株)名古屋支店	榎本 義雄	名古屋市中村区名駅南 3 - 2 - 11	(代) (052)561-3541	450
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	春日 明	名古屋市熱田区金山町 1 - 6 - 12	(代) (052)681-6711	456

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 号
㈱ 大 星 測 量 設 計	朝倉 邦美	名古屋市緑区大高町字東正地 69 - 1	(代) (052)623-1287	459
玉野総合コンサルタント㈱	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4 - 5	(大代) (052)452-1301	453
中央開発㈱名古屋支店	辻 光	名古屋市中村区牛田通 2 - 16	(代) (052)481-6261	453
中央復建コンサルタント㈱ 名古屋営業所	平手 卓夫	名古屋市中区丸の内 3 - 18 - 12 大興ビル	(052)961-5954	460
㈱中部ウエルボーリング社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通 5 - 3	(052)781-4131	464
㈱帝国建設コンサルタント	藤岡 俊男	岐阜市青柳町 2 - 10	(0582)51-2176	500
東海サルベージ㈱鳥羽支店	東 保	鳥羽市鳥羽 3 - 33 - 5	(代) (0599)25-3181	517
㈱東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄 4 - 21 - 17 はやしビル	(052)251-8521	460
東 海 地 質 工 学 ㈱ 名古屋事務所	鈴木 実	名古屋市中村区椿町 16 - 7	(代) (052)451-7311	453
東 海 電 気 工 事 ㈱	井上丈太郎	名古屋市中区栄 1 - 20 - 31	(代) (052)221-1111	460
㈱東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅 2 - 40 - 2 名和ビル	(代) (052)571-6431	450
東 建 地 質 調 査 ㈱ 名古屋支店	稲葉 隆一	名古屋市南区笠寺町字迫間 9 - 2	(代) (052)824-1531	457
東 邦 地 水 ㈱	伊藤 武夫	四日市市東新町 2 - 23	(代) (0593)31-7311	510
㈱日さく名古屋事業所	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117 - 2	(代) (052)432-0211	454
日特建設㈱名古屋支店	今枝 義元	名古屋市中村区名駅 3 - 21 - 4 名銀駅前ビル	(代) (052)571-2316	450
日 本 基 礎 技 術 ㈱ 名古屋支店	小川 司郎	名古屋市千種区内山 3 - 17 - 15 堀田ビル	(代) (052)731-5431	464
㈱日本パブリックエンジニアリング 名古屋営業所	高橋 一	名古屋市中村区名駅南 2 - 10 - 23 中野ビル	(代) (052)581-2815	450
日 本 物 理 探 ㈱ 名古屋事務所	下川 裕之	名古屋市東区葵 2 - 11 - 22 名古屋ゼブラビル 503	(052)937-5606	461
富 士 開 発 ㈱	加藤 力三	名古屋市千種区唐山町 3 - 30	(代) (052)781-5871	464
松 阪 鑿 泉 ㈱	岩本 壽	松阪市五反田町 1 - 1221 - 5	(代) (0598)21-4837	515
㈱松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1 - 8 - 9 関山ビル	(代) (052)211-3571	460
松 村 工 業 ㈱	松村 国夫	岐阜市藪田 2 - 56 - 1	(0582)71-3912	500
宮 本 管 工 ㈱	宮本 陽司	四日市市川原町 21 - 12	(代) (0593)31-1291	510
村 木 鑿 泉 探 鉱 ㈱	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1 - 2	(052)671-4126	456
名峰コンサルタント㈱	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(代) (052)503-1538	452
明治コンサルタント㈱ 名古屋事務所	古田 博夫	名古屋市中区栄 1 - 3 - 8 藤田ビル	(代) (052)211-2026	460
ライト工業㈱名古屋支店	渡部 啓三	名古屋市中村区畑江通 4 - 22	(代) (052)482-6100	453