

No.29

土と岩 特集号

昭和56年春季号

中部地質調査業協会

目 次

巻 頭 言 最近の土木事業について	小 林 郁 夫	1
今後の協会運営について	伊 藤 武 夫	3
安房トンネルの地質調査について	中 島 英 輔 畑 中 博 文	4
本坂トンネルの施工実績について	田 中 美 三	12
一般国道 167 号道路改良事業における軟弱地盤改良 について	東 清 昭	34
岐阜県上宝村洞谷の土石流災害について	中 島 米 夫	41
名古屋市における埋込みぐいの支持力について	堀 内 孝 英	48
ソイルサンプリングに関する最近の話題	古 長 孟 彦	57
仕事の会い間の食道楽	米 澤 卓 志	65
水について	袴 田 征四郎	70
事務局だより		73
編 集 後 記		75
会 員 名 簿		76

写真提供：(株)応用地質調査事務所 など



最近の土木事業について

愛知県土木部

部長 小林 郁夫

55年度愛知県の土木部予算（一般会計のみ）は、約1,640億円となっており、その内容のうち大きなものは道路費約608億円、河川海岸費約384億円、都市計画費約396億円となっている。

これを石油ショック前の48年度の予算と比較してみると、48年度土木部予算は総額約852億円となっており、その主な内容は、道路費約347億円、河川海岸費約118億円、都市計画費約146億円となっている。さらに単純比較ではなく、工事費の上昇率を勘案して大ざっぱに55年度の額を48年の金額に置き直してみると、55年度予算は、総額約965億円（主な内容の道路費約358億円、河川海岸費約226億円、都市計画費約233億円）となる。

したがって、石油ショック後において物価の高騰があったにもかかわらず土木事業の実質的工事に増加が見られたのであり、これは土木事業に対する社会的要請と景気対策として行われた52、53年度の公共投資の拡大によるものと思われる。

また、内訳のうち河川海岸費の極端な増加は、中小河川の氾濫対策として重点的な防災対策事業が行われているからであり、都市計画費の増は、流域下水道整備が本格化しているからである。

石油ショック後の事業推進を振り返ってみると、高度成長期にあって民間資本が優先充実された結果、一般的に社会資本充実が遅れたということがあって、本県においてもその事業執行にあたっては、経済社会の都市化あるいは過疎化のため悪化した地域社会の生活経済環境の改善が大きな分野を占めることとなった。すなわち、道路整備にあっては国道県道ともに道路改良を進めるにあたっての基本として、過疎、山間地域等における生活道路の確保とか都市及びその周辺の交通混雑、渋滞対策としてのバイパス、環状線の整備などが重点事項とされた。河川整備については都市周辺の急激な市街化あるいは土地利用形態の変化等により大雨による被害が続出し、中小河川の整備が緊急な課題となった。このため、51年の風水害を契機に法人事業税の超過課税を財源とした緊急防災対策河川事業を新設し、都市中小河川整備の促進を図っている。

次に都市計画としては、街路事業において市街地における幹線街路及び生活環境施設に関連のある街路の整備、交通の隘路となっている交差点や鉄道踏切の立体交差化、鉄道連続高架などを行い、県民の要望の高い下水道については市町村の行う公共下水道の受け皿としての流域下水道の整備を進め、47年着工の豊川流域下水道について55年11月一部供用開始を目指すとともに、五

条川左岸流域下水道を52年に着手した。

さらに、最近の土木事業の特色として都市における土地利用の高度化、対象事業の大型化などによって、事業計画に大規模化、長期化の現象がみられるようになり、現在次のような大規模プロジェクトが実施又は計画されているところである。

大 阪 市 事 業 名	計画年次	事業費（億円）
○ 新交通システム桃花台線(仮称)関連道整備	53～58	291
○ 新川総合治水対策	54～63	500
○ 勝川土地区画整理	53～58	79
○ 一宮市鉄道連続立体交差	54～63	500
○ 矢作川・境川流域下水道	47～65	4,150
○ 豊川流域下水道	47～65	1,543
○ 五条川左岸流域下水道	51～70	633

我々は、従来土木事業の推進にあたっては今まで述べた都市化、過疎化による諸現象に対処するほか、私的消費から社会的消費へという国民意識の変革によって生ずる生活環境整備への県民の要望を踏まえ、生活道路の整備、道路・河川等の環境整備あるいは河川敷の公園化など県民の生活に密着した施策を進めているところであるが、今後は更にこれを充実して行く必要があると考えている。

最後に社会資本充実を柱とした内需中心型となると予想される我国の経済社会においては、土木事業の役割りはますます大きくなって行くものと考えられるが、これら事業の円滑の執行にあたっては直接建設にあたる業者の方々ばかりでなく、調査計画段階から事業に関与する地質調査業の方々の活躍如何にかかっており、特に事業の大型化する傾向にあっては事前調査段階の重要性は更に増加するので、今後とも土木事業へのご尽力をお願いしたい。



今後の協会運営について

中部地質調査業協会

理事長 伊藤 武夫

懸案の20周年記念行事が成功裡に滞りなく終了しましたことは来賓各位の御理解と会員各位の御協力のおかげであり、先ずもって厚くお礼を申し上げたいと思います。これで当協会は昨年の中小企業近代化促進法に基く構造改善事業として計画された中部土質試験協同組合の設立と共に当面の2大行事をすべて終了した次第です。そこでこれを機会にこれからの協会の運営について再考してみたいと思います。

大変申し訳ないことですが卒直に申しますとこの2つの行事があまりにも大きな行事であったため、これに時間と気をとられて所謂通常の協会活動がこの2年間若干停滞したのではないかと反省しております。申し上げますまでもなく協会は会員に対し経営的観点、技術的観点或は会員の相互理解という観点から役立つものでなければなりません。してみると例えば折角当局の御理解を得て多年の年月と努力の結果制定していた地質調査業者登録規程があるのであるから「地質調査は地質調査業者として登録された専門業者にやらせてほしい」「測量、設計などの他の建設関連業種の業務や建設事業そのものとは分離して発注してほしい」などの運動をもっと積極的に展開すべきであるという意見や技術講習会や研修会などの場をもっと持つべきであるという意見は当然であり、その様な方向づけが協会の存在価値を高めるものであると私も思っております。

一方最近の技術革新は大変なものがあります。とりわけICやLSIが開発されたことに起因してエレクトロニクスの分野においては目を見張るものがあります。これらの技術が我々の地質調査の遂行手段の中で多く取り入れられるようになってきました。原位置試験や室内試験における試験機器、計測器、或は試験計測結果の解析手法や情報の管理、抽出、伝達の手法更には経営管理そのものゝ手法など多方面に亘っております。而してこれらの手法は無意識のうちに機器の中で接したりはしますが意識的に積極的にとり入れている業者もあります。最近とみに声が大きくなっている「更に高い質の労働力」が求められる所以でもあり、私はこの技術革新の波に乗りおくれたものは何年か後には脱落せざるを得ないと見ております。

この様に考えてみますとこれから協会を中心としてやらなければならないことが次第に明白になってくる様な気がいたします。私の任期はやがて終わりますが何卒これまでに繰返し申してまいりました「これからの困難な時期」に会員の皆様の総力を結集して協会がそして会員の皆様がよりよき方向に進むことが出来れば大へん幸せに存するものであります。

以上

安房トンネルの地質調査について

建設省 中部地方建設局

中 島 英 輔^{*}

畑 中 博 文^{**}

1 はじめに

一般国道158号線は福井市を起点とし、高山市を経て中部山岳国立公園内を横断し、松本市に至る国道である。当ルートは北陸より関東を結ぶ最短距離にあり、国土道路網の骨格形成に重要な位置を占め注目されていた。中でも安房峠(1,790 m)を挟む平湯温泉と上高地入口の中ノ湯温泉間は急峻な地形と、火山地帯特有なぜい弱な地質、厳しい冬期の厳寒、11月から4月にかけての積雪による交通途絶、さらに他に比類無き国立公園内の環境破壊防止と自然保護等の諸点から、当区間現道改良工事には、幾多の問題点が指摘されて来た。

そこでこれらを解決する方法として、平湯～中ノ湯間にトンネル(約4.3 km)を設ける計画が持ち上がり、昭和42年からその実現を計る為の各種調査が実施されている。この安房トンネル掘削に当っては、一般の長大トンネルが建設時に遭遇する技術上の困難さに加えて、さらに下記の項目が問題点として胚胎すると考えられている。

(1) 温泉地帯を掘進する事による高熱岩温地帯や高熱水の湧水と、それに伴う有毒火山性ガスの存在。(2) 温泉余土、断層破砕帯等の軟弱地質での土圧と崩落現象。(3) 旧火山碎屑堆積層地帯での高圧、大量の地下湧水噴出の可能性。(4) トンネル換気立坑、取付道路等による、工事中及び完

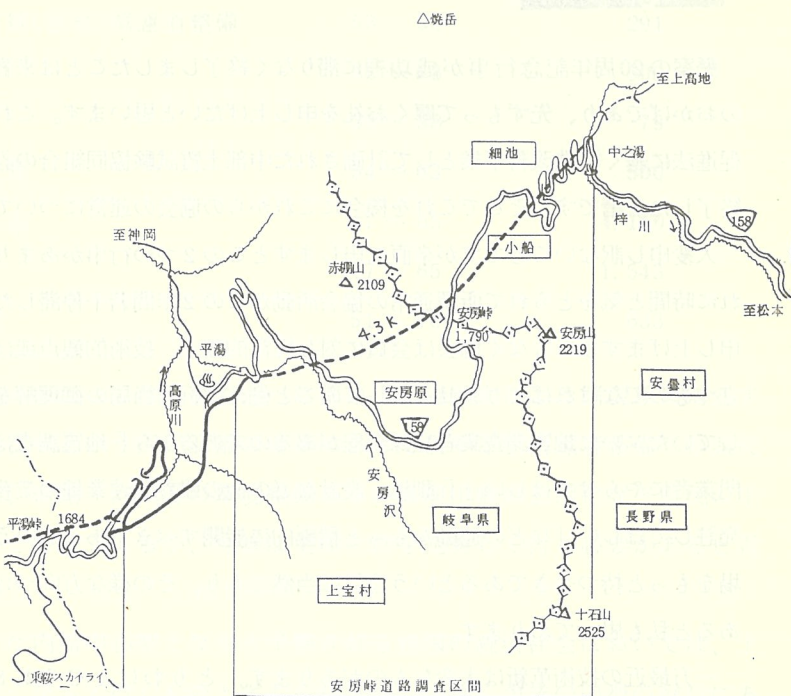


図-1 安房トンネル位置図

成後の国立公園内環境破壊を防止する。

地質調査を主とするフローは、図-3のようになり、各種調査の中、当報告書は地質関係の概要について、記述するものである。

2 地形、地質の概要

平湯～安房峠～中ノ湯間は、北アルプスの南端にあり、北に焼岳、白谷山、赤崩山、南に十石山、乗鞍岳の火山群が配列し、地形はいずれも急峻な地形をなす。安房峠は北からの第四紀、赤崩山旧火山の碎屑層や熔岩が流れ、基盤の古生層と接触した鞍部にあり、この両者の境界付近には、安房原、小船沢、細池等の窪地や湿原が分布し、特異

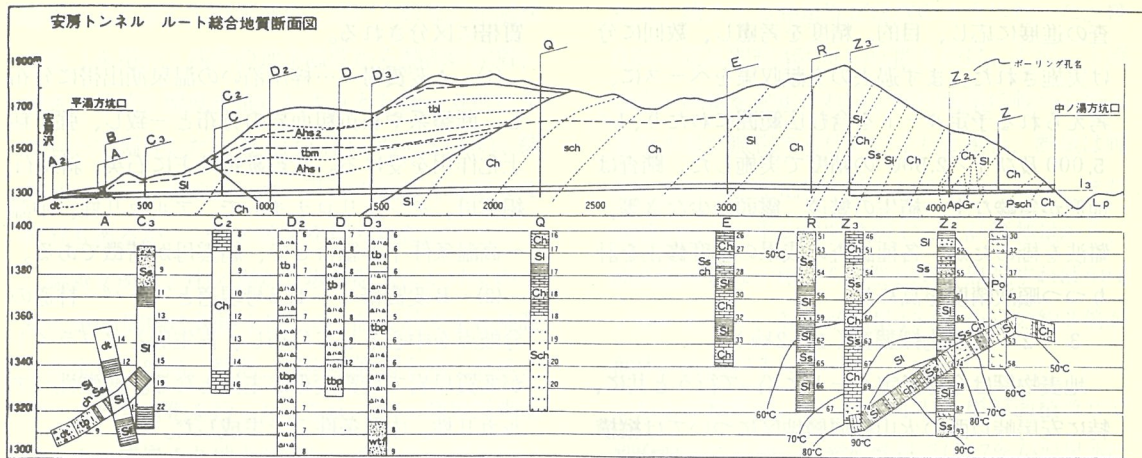


図-2 総合地質断面図

な地形をなす。基盤の古生層は、粘板岩、砂岩、チャートの互層に輝緑凝灰岩や石灰岩を挟み、走行はEW-N 40°Eで傾斜は45°~70°Sを示す。本層は中ノ湯温泉に近い部分は石英斑岩~半花崗岩の貫入を受け、熱変質によりホルンフェルス化している。

また、トンネル両坑口の平湯及び中ノ湯温泉、とりわけ後者では、温泉の熱水変質作用により、粘土化、及び珪化作用が認められる。

第四紀火山噴出物は赤棚山と焼岳からのものとに分かれ、それぞれ、安房峠を中心にして西側と、中ノ湯付近に分布する。前者はルート上では舟底形をなし、主に凝灰角礫岩、凝灰層、安山岩質熔岩を挟在し、全体としてポーラスで締りがなく、崩れ易く、透水性高く、厚さも400m以上に達して、有力な帯水層を形成すると推定される。後者は中ノ湯温泉付近に一部固結した凝灰角礫岩を中にして、古期崖錐、段丘堆積物を挟在して分布し、温泉湧出機構に対し一部影響を与えている。

湖沼堆積層は、安房湿原、小船沢、細池に、扇状地堆積層は、安房原一帯に分布し、いずれも腐植物を含むシルト、砂礫で構成される。

3 地質調査一般

地熱調査をも含めた広義の地質調査は、昭和42

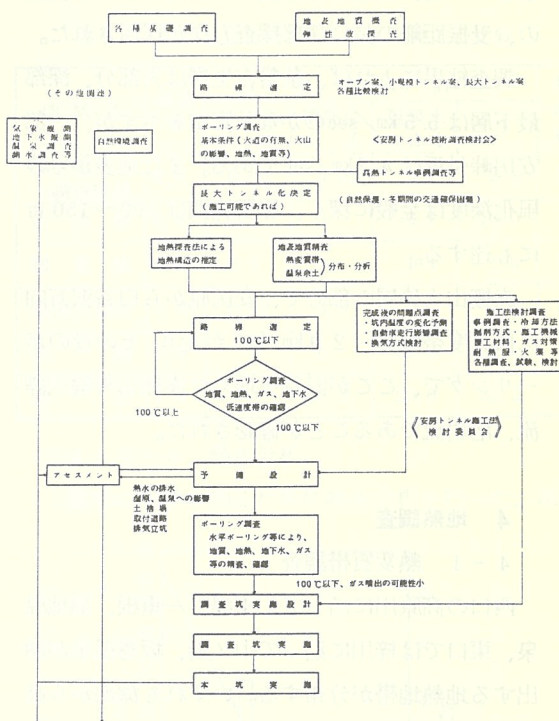


図-3 調査フロー（主として高熱トンネル調査）

年より開始され、同54年末に一応の調査成果がまとめられた。成果の詳細は別途各種報告書に記述されているが、細かな点は省き、一般調査と異なった項目や、参考になると思われる点を以下記述する。

3-1 地表地質調査（1/5,000, 1/2,500）

各種地質調査の基本となる地表面地質調査は、調

査の進展に応じ、目的、精度を考慮し、数回に分け実施された。まず過去の文献収集をベースに、考えられる予定ルートを含む広範囲にわたり、1/5,000 及び 1/2,500 の精度で実施した。踏査は地形が急峻な上、植生の繁茂、露頭の少なさ等、難渋を極めたが、各種調査の成果の都度修正を計りつつ順次精度を高めた。

3-2 地表物探調査 (17.2 km)

地表物探は全線予定ルートに沿って行くと共に、特に安房峠以西の火山砕屑層地区については縦横複数の測線を設定した。探査はトンネル基面を対象とする為、探査目標深度 200 m 及び 500 m 程度の、受振距離の長い深部探査方法が採用された。

調査結果によれば、基盤古生層は大部分、深部最下層は 5.5 km/sec のかなり高値を示すが、一部安房峠付近は 4.2 km/sec である。また地表からの風化深度は全般に深く、影響範囲は 100~150 m にも達する。

赤棚山火砕層の部分で、安房原から白谷沢方向に低速度帯 2.0~2.9 km/sec が走り、その後のボーリングで、ここが旧谷を埋めた赤棚山外輪火砕流、溶岩流であることが確認された。

4 地熱調査

4-1 熱変質帯調査

西口の高原川に沿って、平湯、一重根、福地温泉、東口では梓川に沿って中ノ湯、坂巻温泉が湧出する地熱地帯が分布する。いずれも深部から高温のガス、熱水が上昇し、地表近くで地下水が加わり、断層等に沿って湧出すると推定される。中でも中ノ湯付近についてはトンネルに対する影響が大きく、温泉による地熱変質帯の調査は基本と考えられた。調査は地表踏査 1/2,500、2.5 km、粘土試料採取、X線回析を行い熱の影響を推定した。

変質帯は、粘土化帯、珪化帯、弱変質帯に分類出来、分布や性状等により、A、B、C、C' の変

質帯に区分される。

(1) A 変質帯……梓川沿いの温泉湧出帯に分布し、断層系や石英粗面岩の分布と一致し、強く粘土化作用を受ける。変質鉱物は主に石英、斜長石、絹雲母、モンモリロナイトで、アルカリ性、中温~高温条件下の組合せで、絹雲母が特徴である。

(2) B 変質帯……158号現道とスーパー林道の分岐点を中心として分布し、古生層とアブライトが変質母岩で珪質変化が主体となる。弱酸性~アルカリ性、中温条件下で生成した。

(3) C 変質帯……スーパー林道沿いの小範囲に分布、酸性~アルカリ性で緑泥石、炭酸塩鉱物が特徴である。C' 変質帯はカオリナイトのX線ピークが強く、若干酸性、低温条件下で生成したと見られる。

以上を標高、影響の高低別に表わすと図-4の如くなり、これによれば梓川に沿って熱変質帯が広く分布するが、はなれた高標部でも低温条件下の粘土鉱物が存在し、地下では中ノ湯坑口より1.0~1.5 km以上にわたり、高熱に遭遇する可能性を示唆している。

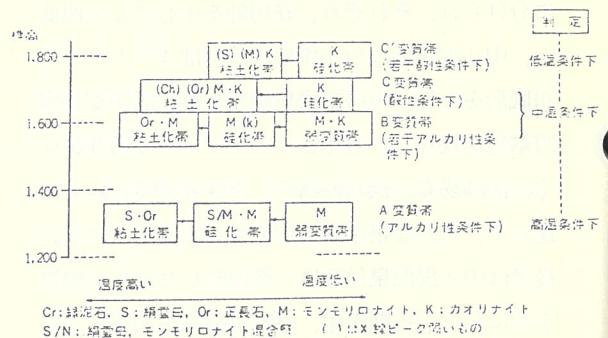


図-4 熱変質帯の分布高さと熱影響推定図

4-2 地熱探査法による調査 (1 km)

4-2-1 地温測定

一般に地下増温率は約 3°C/100 m の割合で高くなるが、地熱地帯では地下に熱源があり一般と

は異なる。そこで温泉調査で用いられる「地温探査法」を用い、浅所の地中温度から熱源の位置、深さ、形状、温度を推定しようとし図-5に示すフローで調査した。調査は昭和49年に行われ、結果は、一部、その後のボーリング調査とは異なる部分もあるが、一応の成果を得られた。

調査ヶ所は、中ノ湯から坂巻温泉にかけての1 kmに50m間隔に鋼棒を打込み、温度計で1 m地温を測定し、標高、地形、日射の影響を除く為に、データの平滑化を行った。5 m、10 m深地温測定は、1 m成果より地点選定し、ボーリングを行い測定し、補正は日変化を無視し、季節変化と熱拡散率を出して行った。50 m深地温は、地熱推定値のチェックに用い、地温勾配の測定、岩石の熱伝導率測定を実施した。地温勾配は一般の約10倍と高い点が判明した。

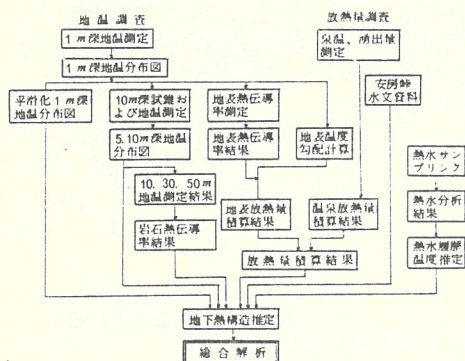


図-5 地熱探査法調査フローチャート

4-2-2 放熱量調査

地中からの熱は、地盤の熱伝導によるか、温泉水、蒸気ガスで運ばれる。地表面からの放熱は、熱量として、地温勾配と熱伝導率との積で求められる。噴気による放熱量は、ベンズマン式地熱熱量計ならびに湯原式噴気密度測定法で求めた。温泉によるものは、中ノ湯地区の71泉源について、泉温、湧出量を調査し求められる。

この他にも多量の温泉が梓川河床から湧出して

おり、流入する熱量推定は次のように行った。梓川に一定区間約450mの区間を設け、上流、下流地点の流量を測定すれば、河川流量に較べて流入温泉水量が無視する位少いとした場合、熱量は両地点間の温度変化量の積として求められる。また地域内温泉の平均温度は67℃で、計算熱量から、流入温泉量は川床からの熱伝導を無視すれば60ℓ/sec となり、温泉湧出量15ℓ/sec の約3倍が河床から湧出する。

以上の結果は、表-1に示し、単位面積当りで別府温泉に匹適し、総放熱量では97%が温泉水によることが判明する。

表-1 放熱量調査結果と主要温泉地との比較

地域名	面積 km ²	放 熱 量 10 ⁶ cal/sec				熱階級
		地表熱 流 量	噴気による	温泉水による	計	
中ノ湯 調査区域	0.6	0.09	0.01	3.1	3.2	Ⅳ
定 山 峡	0.6	0.3	0	9.7	10.0	Ⅴ
層 雲 峡	0.8	0.5	0	1.4	1.0	Ⅳ
箱根大涌谷	0.06	0.02	3.8	1.0	4.8	Ⅳ
熱 海	3.0	—	0	22.0	22.0	Ⅵ
別 府	7.0	—	17.3	20.0	37.3	Ⅵ

4-2-3 熱水分析

温泉の履歴を知るために熱水分析を行った。項

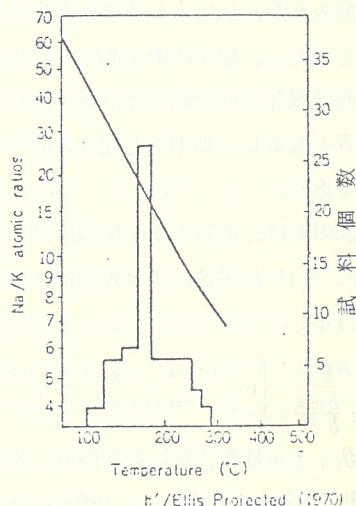


図-6 Na/K比-温度-ひん度分布

目は、PH、Cl、SO₄、HCO₃、Na、Ca、Mg、Fe などである。全体として硫化水素硫黄泉で、PH = 6～8 の中性～弱アルカリである。地下深所における熱交換の温度指標となるのは、Na/K 比とされ、Elissの方法で最高温度を求めるグラフでは図-6 となり 170℃ 前後が最も多い。これは温泉が通過して来た温度を示すが、その深度は判明せず定量的には確定しない。

4-2-4 水収支の検討

当地域では安房峠以東の小船沢、細池の雨が地下に浸透し、地下で加熱エネルギーを受け温度上昇、中ノ湯温泉付近に湧出すると推定される。泉温と湧出量は負の相関で量が減れば温度上昇、増加すれば低下が見られ、降雨との関係では降雨後10日後のものと泉量との間に正の相関があり、降雨が温泉源を涵養している。当地区平均降雨量と集水面積より、供給水量は 360 ℓ/sec と算定され、温泉湧出量は 60 ℓ/sec であるから、内 20% が温泉となっている。

4-2-5 特殊熱源の位置と大きさ

地下の熱源の位置と大きさの推定については、種々なる方法があるが、三次元的な考察としては次のような考え方を採った。地下の熱源から定常的にポテンシャルを持つ熱力が働き、これが地中を伝わり地表面から放出される運動方程式を立て、熱的条件を仮定し、地中浅所で測定した地温、放出される総熱量などに合致する熱源の大きさ、位置、地温等を推定し、地中全方向の地温分布を求めるものである。

特殊熱源の形は、ある太さの無限に長い円柱状で地表面に平行した場合、1 m 地温は次の方程式で表わされる。

$$\theta_1 = \frac{\theta b}{\log \frac{b+a}{b-a}} \left[\log \frac{(1+a)^2 + x}{(1-a)^2 + x^2} + \frac{4(1+a)}{h(1+a)^2 + x^2} \right]$$

但し、 θ_1 ; 1 m 地温、 θb ; 熱源温度、ボーリングで確認した 97℃ を参考にして 100℃、 b ; 熱源の中心深度、 a ; $a = \sqrt{b^2 - r^2}$ 、 r_0 = 熱源半径、

x ; 水平距離、 h ; Newton の冷却係数と熱伝導率 K との比。

図-7 に示す 1 m 深地温分布図に於て、代表的な断面で熱源の半径と中心深度を求めて、この結果 100℃ 面の標高で表わしたのが、同図中の 100℃ 等温面等高線図であり、これによってトンネルルートでの地熱状況がある程度予想できる。

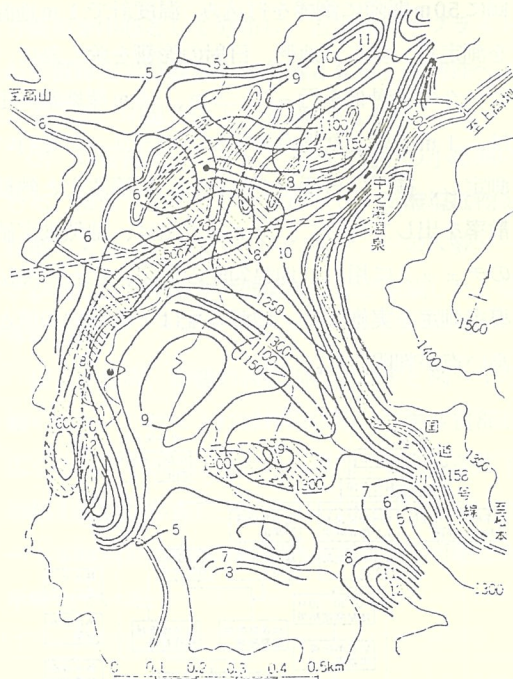


図-7 平滑化 1 m 深地温分布
及び 100℃ 等温面等高線図

4-3 ボーリングによる地熱調査

前項は既存データを用い地熱状況を間接的に把握したものであったが、地質、地下水理、火山性ガス等をより正確に調査する目的で多数の垂直、水平ボーリングがルートに沿い実施され、昭和54年末迄には、延長は約 10,600 m (垂直 27 本、水平 9 本) に達した。ボーリング作業の中での 2～3 の特徴をあげると次の点がある。

4-3-1 ボーリングの特徴

(1) ワイヤライン (W・L) の採用

調査深度がトンネル基面迄の 500～600 m に達する長尺ボーリングの必要上、能率、単価、技術

上の要請等より、大部分の孔でW, L工法を採用した。本工法はコア引上げをワイヤーによるため能率高く、採取率向上、孔壁荒れ防止、スライム排除向上等が見られたが、岩質の硬いチャート等ではビットの掘進長が短かく、その長所を発揮出来ない場合もあった。しかしX、I₃孔の長尺水平ボーリングでは、W, L工法採用により、熱水、ガス対策の処置が可能であったと見られる部分もあった。

(2) ボーリング孔内、各種測定、検層

ボーリング孔内では、ある深度で必要に応じて、測定や検層が実施された。

それを一覧にすると表-2になる。

表-2 ボーリング孔内、各種測定、検層

検層項目	仕 様	備 考
孔内水位測定	各孔とも各深度の水位測定	
湧水圧測定	J, F, T	K値
温度検層	掘進中、掘削後、約10m間隔 サーミスタ温度計	
電気検層	a = 25, 50, 100 cm	赤棚山火山砕屑層 で主に実施
速度検層	P波	〃
密度検層	C ₀ 60 による r 線	〃
孔内水化学分析	温泉化学成分及び火山性ガス (H ₂ S, CO ₂)	

(3) 孔内地温測定

地温測定は、孔内にサーミスタ温度計を挿入し、孔内水温を測るが、垂直孔内水位が掘削深度と共

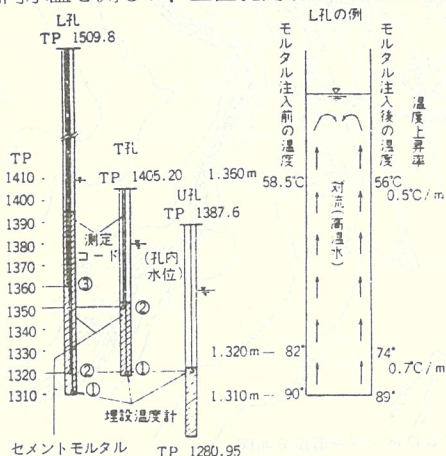


図-8 温度計モルタル固定状況及び熱の対流

に低下し、その差100mに達する例があり、孔内水の移動、対流現象で孔内水温と真の岩温とは、かなりの差が存在する疑念があった。そこで図-8に示す如く、サーミスタ温度計をモルタルで固定し、地温と水温を比較した所、大差ないことが判明した。

4-3-2 X孔による調査 (水平、 $\ell=405$ m)

中ノ湯地区では水平孔による調査が行われ、中でもX孔は中ノ湯温泉に近く、地表近くの地温上昇率が比較的低かったが、地下深部は、高熱水、過熱蒸気、火山性有毒ガスに遭遇した。孔口より110m間の焼岳起源凝灰角礫岩層は透水性が高く、多量の地下水による冷却で低温であったが、それ以深の石英斑岩に入った所、たちまち高温となり、300m以深では140~160°Cの過熱状態を示した。勿論、開放すれば、孔口で95°Cの熱水(最大170 ℓ /min)と蒸気(最大20 m^3 /min、6気圧)、硫化水素ガス(H₂S、1000ppm前後)を噴出する。

この有毒な高濃度火山性ガスを含む、大量の過熱蒸気の噴出により、ボーリング作業は難渋を極め、孔口には、蒸気噴出防止装置、冷却装置、セパレーターを設置し、さらに防毒マスク、換気装置等を配置、安全を期した。

4-3-3 地熱賦存の特徴

X孔を含む多数のボーリング結果を整理する事により、次の諸点が明らかになった。

(1) 地熱の分布は、局所的な高低は別にして、マクロ的に見れば、梓川沿いに地温上昇率が高く、離れるに従って低くなる。また梓川よりの比高が高い程低くなる傾向が認められ、その意味では、同じ標高ならば下流側に移動する方が良い。局所的な地表近くの透水性高き部分は、冷却効果があるので、評価に当っては注意する必要がある。

(2) 地温が高い場所で、熱水(温泉)や過熱蒸気が湧出するヶ所は集中的な場合があり、エネルギー供給源としては一様でない。熱水作用を受けた部分は、岩盤が脆弱化している。

(3) トンネル掘削に当っては、熱水、過熱蒸気ばかりでなく、火山性有毒ガスに十分注意せねばならない。

(4) 地下深部のほぼ同一深度を調査した、垂直孔と水平孔の地温測定を較べると、後者の方が10～20℃高値に表われてくる現象がある。これは水平孔により、水圧が減少する為、より深部の熱水や蒸気が噴出してきくものと予測され、水平孔調査が、トンネル掘削にとって重要である事を示し、また地熱の厳密な評価に当っては、両者を区別して考慮しなければ点を示唆する。

4-4 I₃孔調査と地熱分布解析、(水平、ℓ=902m)

前項での諸点を考慮し、中ノ湯温泉下流側の比高を高めた地点に、長尺ボーリングの I₃孔が掘削された。この結果次の点が明らかになり、トンネル掘削によって比較的良好な条件が得られた。

(1) 現計画ルート EL 1,360 m 上の地温は、孔口

より順次高くなるが、深度770 m 付近で90.5℃のピークで孔底では86.4℃と低下し、100℃以上の過熱状態にはならない。

(2) 熱水は地表からの風化を受けた、深度130 m 迄に湧出し、全体で2.4 m³/min であった。

(3) 熱水中のH₂Sの濃度は0.4～0.6 mg/ℓ でX孔6～11 mg/ℓ に較べて、格段と薄く、量的にも十分対策がとれると予想される。

I₃孔は長尺水平ボーリングのため、孔口(EL 1,360 m)より孔底がさがり、地温補正を、他の関連する全てのボーリング結果を加えて、地温分布解析を実施した。解析は中ノ湯～小船沢間を立体的に30及び10 m 格子に切り、三次元定常熱伝導として仮定、各地点の地温は、三次元ラプラス方程式の解として与えられる。

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = 0$$

計算結果の内、EL 1,360 m の地温分布図を図

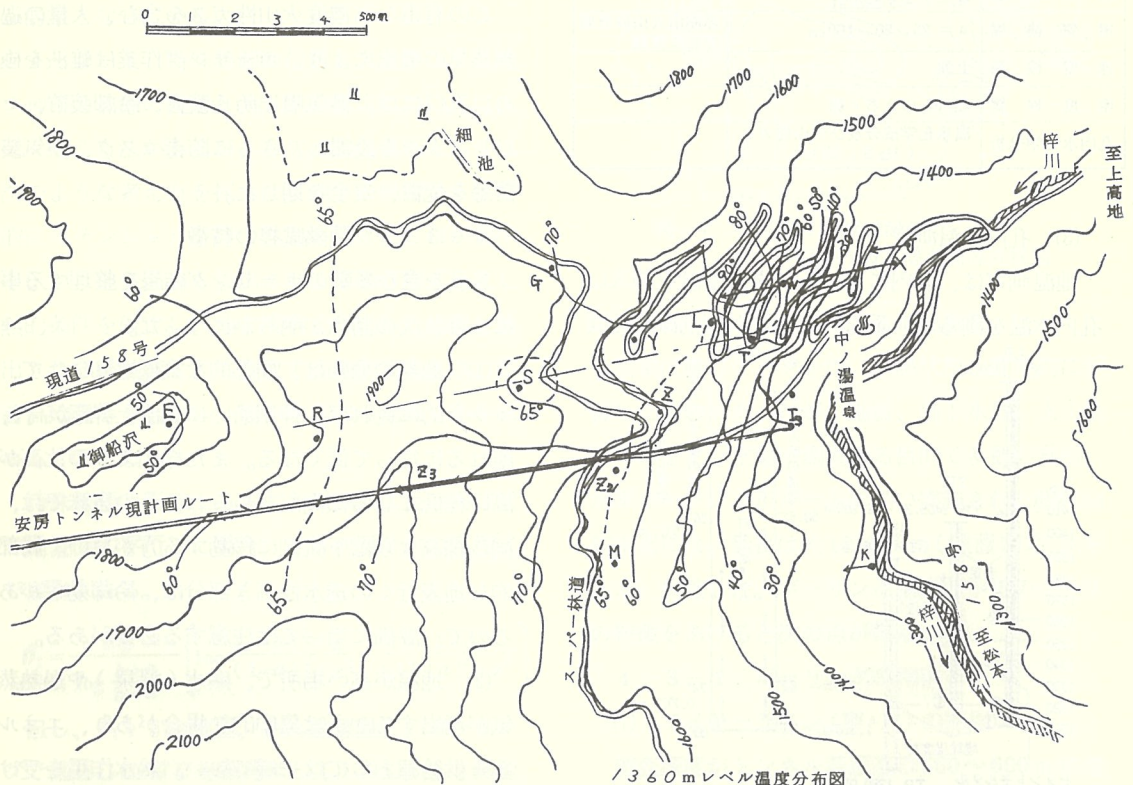


図-9 1,360 m レベル温度分布図

—9に、トンネルルート沿いの縦断を図—2に示す。

5 赤棚山火山碎屑層

平湯側坑口から900～1,600 mにある赤棚山火砕層は、大量の湧水と切羽崩壊が予想されるが、ボーリングの結果次の諸点が判った。

(1) 透水係数は粒度組成、測水調査、JFTにより求めたが、平均値は $4.3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ となり概略 10^{-4} のオーダーである。

(2) 現地下水位との差は200 mもあり、 20 kg/cm^2 の高水圧が予測される。

(3) 火山碎屑層マトリックスの一軸圧縮強度は $0.69 \sim 1.43 \text{ kg/cm}^2$ とかなり小さく、切羽崩壊、土砂流出が一部避けられないと思われる。

6 結 語

限られた紙面で10余年の調査概要を記したが、現在迄の結果の問題点を集約すると次のようにな

る。

(1) トンネル主体の地質は、古生層の粘板岩、チャートであり、破碎帯や割れ目が発達し、また貫入岩があり複雑である。

(2) 中ノ湯側には、約1.5 kmにわたり 50°C 以上の地熱地帯があり、熱水や有毒ガスの存在が予想される。

(3) 平湯側には火山碎屑層が600 mあり、大量の湧水や崩壊が予想される。

安房トンネルが完成する迄には、未だ多くの調査と準備、多額の工費、長い年月が必要とする。幸いにも昭和55年より、中ノ湯側から、試掘横坑が開始せられ、地熱対策を主とする諸調査の進展が期待される。

なお調査を進めるに当っては、「安房トンネル技術調査検討会」「安房トンネル施工法検討委員会」の関係各位、諸先生方には御指導、御教示を頂いた。厚く御礼申し上げる次第である。

*高山国道工事事務所長 **矢作ダム管理所長

本坂トンネルの施工実績について

愛知県土木部

道路建設課長 田中美三

1 前書き

愛知県の地勢は、濃尾平野で海拔0メートル以下の地帯もありますが、一方三河地方山間部では、標高1,415mの茶臼山を最高として1,000m程度の山も連なっており、これらの山々から矢作川や豊川の支流が発達しております。従ってこのような地形的条件から、道路トンネルを施工することは少なくありません。

現在県内にある国道及び県道のトンネルは47箇所あり、この総延長は12.7km程になりますが、これらの延長別の数を見ますと100m未満のものが18箇所、100m以上500m未満のものが20箇所、

500m以上のものが9箇所となっております。また最長のトンネルでも1,510m（稲目トンネル）であり、県内トンネルの平均延長は約270mと比較的小規模なもののばかりであります。

最近10年間に竣工したトンネルを見ますと、昭和46年度の仏坂トンネル $\ell = 610\text{m}$ （鳳来町、設楽町境）、昭和48年度の衣浦海底トンネル $\ell = 1,019\text{m}$ （半田市、碧南市境）、昭和49年度の霧石トンネル $\ell = 132\text{m}$ （豊根村、富山村境）、昭和52年度の本坂トンネル $\ell = 1,379\text{m}$ （豊橋市、三ヶ日町境）、昭和53年度の天狗棚トンネル $\ell =$

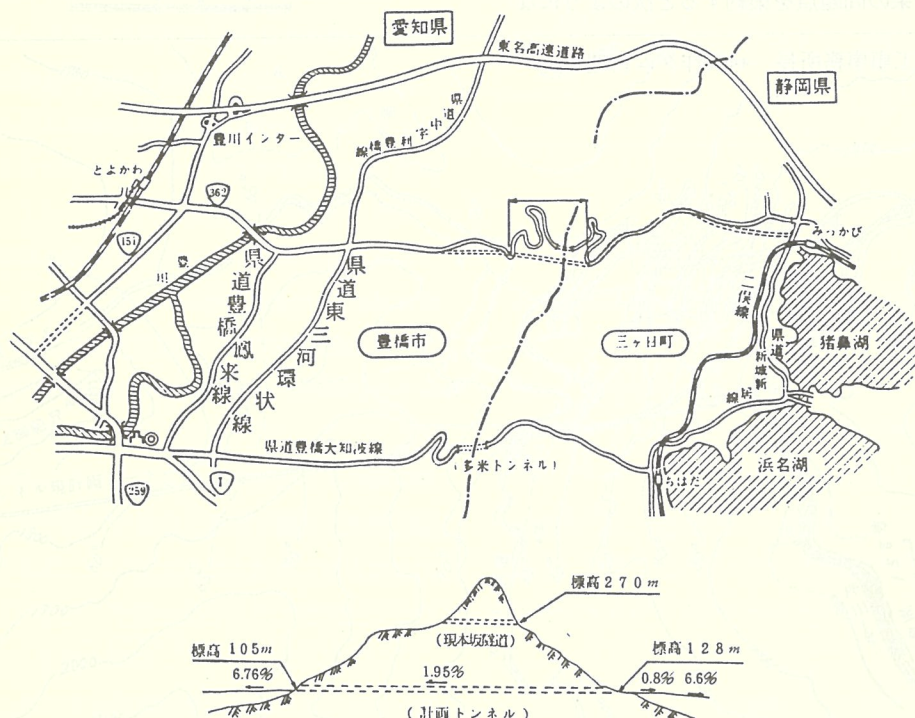


図-1 位置図

335 m (豊根村)、同年度の城山トンネル $\ell = 135$ m (稲武町)、及び昭和54年度の稲目トンネル $\ell = 1,510$ m (鳳来町、設楽町境)等があります。

このように幾つかのトンネル工事を実施しておりますが、これらが小規模なこともあり、その実態はとかく見逃されがちでありました。今回、昭和52年度末に竣工した本坂トンネルの施工実績について愛知県道路公社において資料をとりまとめましたので、この内主にトンネル本体の施工に係る事項について報告いたします。

2 地形、地質と調査

トンネルを計画した付近の地形は、豊橋市嵩山町と三ヶ日町本坂の境に位置し、この北部にある標高445.8mの坊ヶ峰を最高にはば南北に繋らなる山地を形成しております。

この山地は、東西水系の分水嶺となっており、中央には標高約370mの本坂峠があって、大正5年につくられた古い本坂隧道はこの峠の下約95mの所を東西に貫通しております。

県境の西側は山腹傾斜が平均 $30 \sim 35^\circ$ の比較的急峻な地形をなし、東側では同様に 30° 前後であります。山裾付近では幾分緩くなり所によっては 20° 程度になっております。

地質学的には、中央構造線の南側の外帯にあり秩父帯といわれる古生層の岩帯に位置します。この古生層を構成する岩の種類は、輝緑凝灰岩、石灰岩、粘板岩、砂岩及びチャート等となっているほか、一部の溪谷等には崩壊堆積物の被覆層も見られております。

そしてこのような岩石の中には節理や割れ目が発達したものもあり、更に地層の走行や、傾斜の変化も著しく、小規模ながら断層も挟在していると推定されました。

トンネル計画線付近の山体から見て、西側の山腹以西では石灰岩層を挟んだ輝緑凝灰岩層が現出

しており、この辺の地質構造は北西から南東へ向って傾斜する軸傾斜向斜構造になっていると推定され、また西側山腹以東では、この輝緑凝灰岩層の上部層として粘板岩とチャートの互層が分布すると推定されました。

そして弾性波探査の結果、両坑口付近で弾性波速度が $1.5 \sim 2.0$ km/sec となっている他は大体 $4.0 \sim 5.8$ km/sec の範囲に入っております。

このような地質構造の中でトンネルを掘削する場合の問題点として、次のような点が心配されました。

- (1) 輝緑凝灰岩や粘板岩の層には多数の節理が発達しており部分的崩壊の恐れがある。
- (2) 西側坑口より110m $\sim$ 220m間 及び450m $\sim$ 500m間に石灰岩層が出現し、割れ目や空洞(鐘乳洞)に地下水が貯溜している可能性があり湧水の恐れがある。
- (3) 西側坑口より500m付近に断層があり、ここでも湧水に遭遇する可能性がある。
- (4) 西側坑口から50m程の所で、未公開となっている鐘乳洞に最も接近するが、トンネル工事の振動あるいは水抜きにより鐘乳洞へ悪影響を与えないかどうか。
- (5) 部落の簡易水道の水源(水穴といわれている洞穴での湧水)が枯れる恐れがある。

この問題を更に考察するため「中部地学研究グループ」(代表者 名古屋大学名誉教授 松沢勲)に調査を依頼しましたが、この結果、鐘乳洞には発破振動による影響も、水位変化の恐れはないが、地質の形状によっては水穴につながる地下水脈と出合いトンネル内に相当な出水が予想されると共に、簡易水道の水源が枯れる恐れがあること等が指摘されました。

これらの問題への対策としては、

- (1) トンネルの掘削に先立ち西側坑口から水平ボーリング調査を行う。
- (2) 水穴の湧水が止まってもよいように事前に他

図-2 推定地質図及び掘削種別

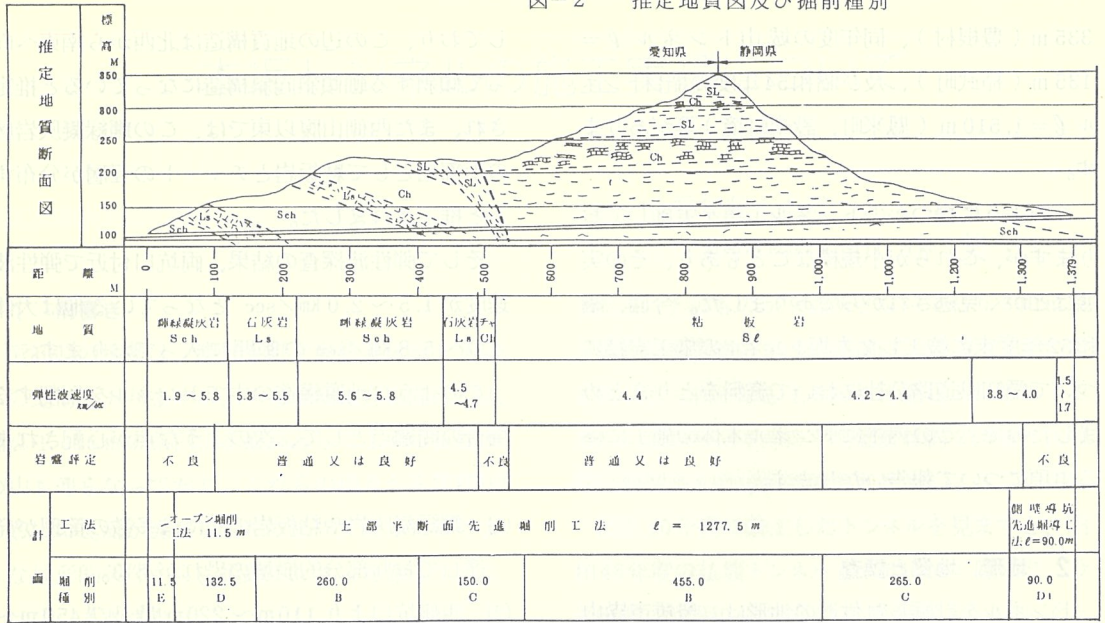
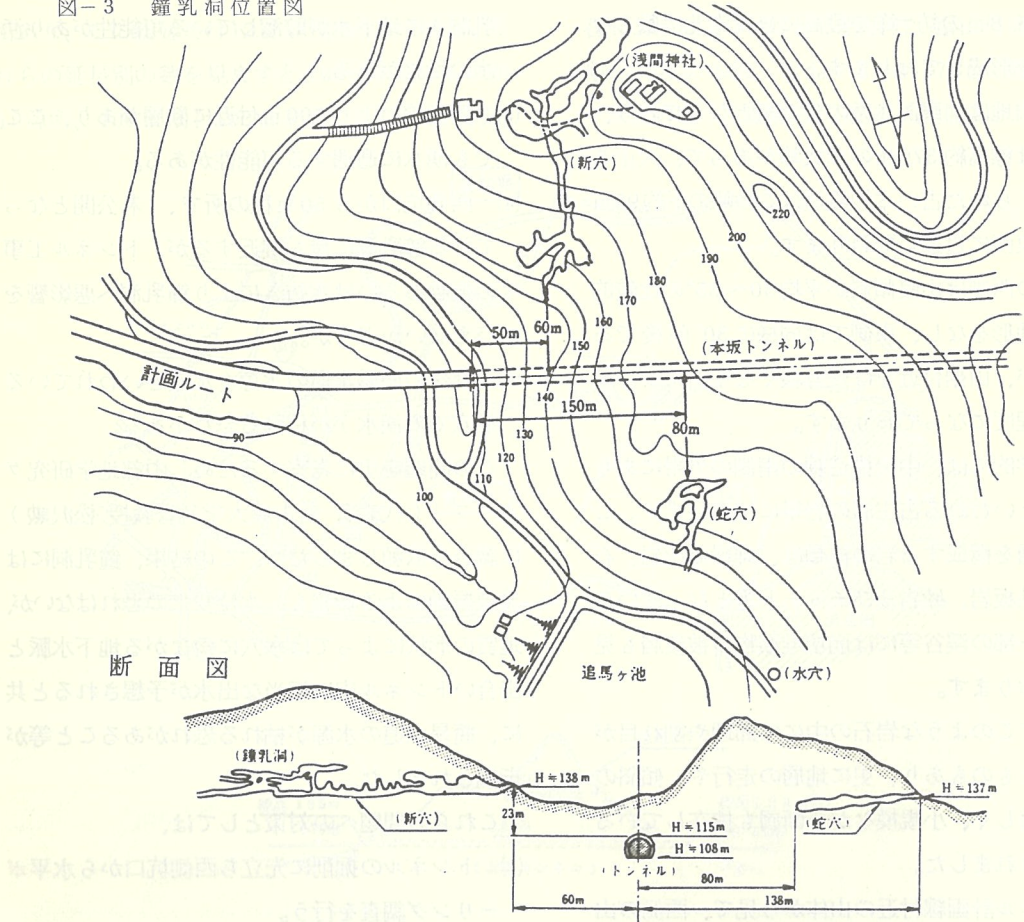


図-3 鐘乳洞位置図



の水源を確保しておく。

- (3) 発破振動による鐘乳洞への影響は無いと想定されるが、試験発破により鐘乳洞内の反応を調査する。

等の処置をとることとしました。

2-1 水平ボーリング調査

西側坑口付近の地質の状況と、坑口より110～220 mの地点で石灰岩層に出合い、ここで湧水に合うと想定されたので、トンネル掘削に先立ち水平ボーリング調査を行い地質状況を事前に把握すると共に、湧水に対する水抜き効果も期待しました。

ボーリングの施工は、ケーシング工法を採り、トンネル中心線を平行に上向き2°30′、延長150 mの所まで行っております。

調査の結果

- (1) 岩盤は輝緑凝灰岩であり、0～87 m付近までは全体に軟く亀裂も発達し、少量の粘土を含むが、87 m～150 m間では硬質で亀裂も少い。
- (2) 坑口から90～110 m間には予想された石灰岩層は無い。
- (3) 顕著な湧水もない。

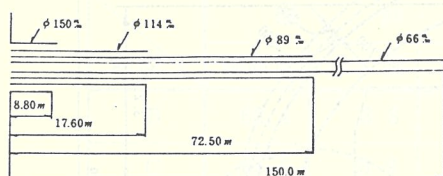


図-4

表-1 使用機械

使用機械				
機種	型式	能力	動力	台数
諸 錐 機	利根 TBM - 2	ホールファイナルロータリー式 Mmx 500 m	15 KW	1
給水ポンプ	鉦研 MG - 10	複筒式ピストン型 160 l/min	11 KW	1

ということが解りました。

2-2 振動調査

西側坑口より58 m掘削した所で、発破振動を発生させ、鐘乳洞内3ヶ所(トンネルより68 m、95 m、136 mの地点)での反応を調べました。この結果洞内での振動の大きさは0.1 カイン(cm/sec)以下であり、これにより鐘乳石等に生ずる内部応力は、その許容応力15～20 kg/cm²に較べ遙かに小さい0.1 kg/cm²以下とも推定され、影響が無いと認められました。

3 設計と工事計画

トンネル本体の設計断面や掘削工法については、2車線道路としての必要な内空断面を確保し、推定地質図や弾性波探査の結果等によりその巻厚、支保工、工法を決めております。断面は図-5のように決定し、掘削工法は西側坑口付近はオープン掘削により、これから1,289 mまでの区間は上部半断面先進工法を、残り東側坑口から90 mの区間は、この付近の地山が風化帯に当り、土被りが薄く、偏圧も受けると想定されたので、側壁導坑先進工法(サイロット工法)を採用しました。

設計断面ごとの支保工及び掘削巻立の数量は、表-2、表-3のとおりです。

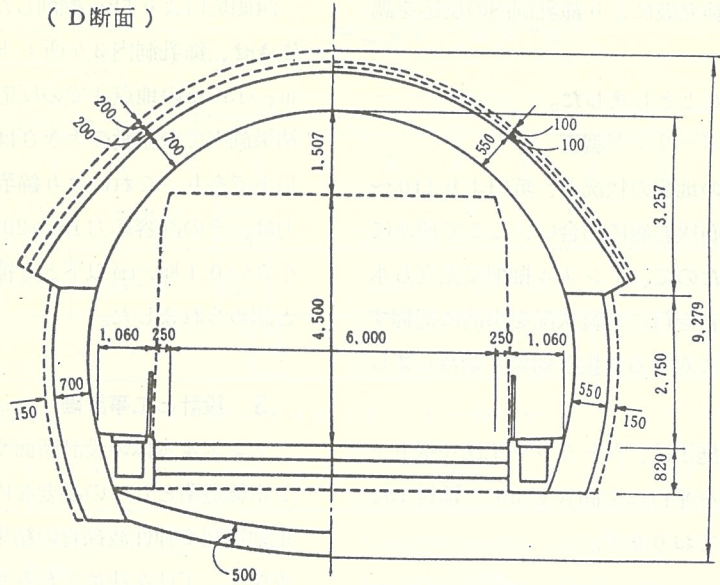
なお、硝処理は発生量が97,000 m³程度見込まれ、計画としては取付道路の盛土に約50,000 m³、その他処理可能地を探し47,000 m³を処理することとしました。

図-5 標準断面図

上部半断面掘削工法区間

(BおよびC断面)

(D断面)



側壁導坑先進掘削工法区間

(D₂断面)

(D₁断面)

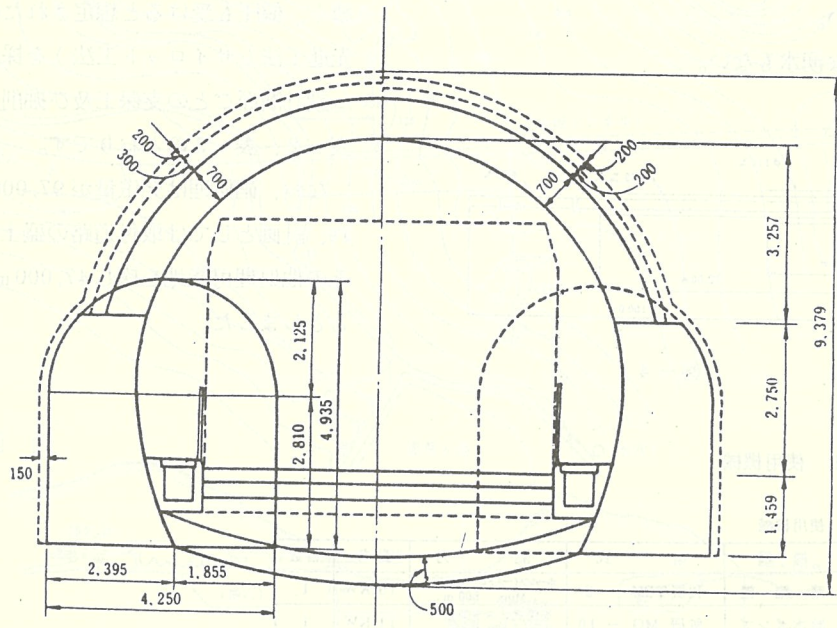


表-2 支保工、覆工厚

上部半断面区間

種 別	延 長	巻 厚	支保工 断 面	支保工 ピ ッ チ	支保工 数 量	備 考
B 種	288. ^m 0	55. ^{cm} 0	H-175	1. ^m 20	240. ^基 0	H-175×175×7.5×11
C 種	811. ["] 2	55. ["] 0	H-200	1. ["] 20	676. ["] 0	H-200×200×8×12
C 種	63. ["] 9	55. ["] 0	H-175	0. ["] 90	71. ["] 0	H-175×175×7.5×11
C 種	35. ["] 1	55. ["] 0	H-200	0. ["] 90	39. ["] 0	H-200×200×8×12
D 種	79. ["] 3	70. ["] 0	H-200	0. ["] 90	87. ["] 0	"
D 種	90. ["] 0	70. ["] 0	H-200	0. ["] 90	100. ["] 0	" サイロット部
E 種	11.5 ["] 最小	70. ["] 0	H-200	0. ["] 90	77. ["] 0	" 明り巻き部

側壁導坑区間

種 別	支保工 断 面	支保工 ピ ッ チ	支保工 数 量	備 考
側壁導坑	H-125	0. ^m 80	226. ^基 0	H-125×125×6.5×9
捨導坑	H-125	0. ["] 80	26. ["] 0	"

表-3 掘削及び巻立数量表

断面	掘 削 ^m			コンクリート ^m			内 容 断面積
	純断面	余 掘	計	純断面	余 巻	計	
B	63.4	3.8	67.2	11.8	2.4	14.2	45.8
C	66.6	3.9	70.5	15.0	2.5	17.5	"
D	75.5	7.0	82.5	19.9	4.1	24.0	"
D'	89.1	6.7	95.8	27.8	4.1	31.9	"
舗装等				2.0			
^m 合計量			(地山) 97.000 ^m			^m 26.300	

4 工事の施工

4-1 仮設設備

本体掘削工事は、西側からの上部半断面先進工法による1号工事($\ell=1,289\text{ m}$)と、東側坑口からのサイロット工法による2号工事($\ell=90\text{ m}$)に分けて発注され、従って仮設設備もそれぞれの工事用として両坑口付近に設けております。仮設設備の主なものは、給水設備、給気設備、換気設備、受電設備、濁水処理施設等であります。

(1) 給水設備

1号工事では最大時の水消費量を

$$\begin{aligned} \text{削岩機} & 11台 \times 0.003 \text{ m}^3/\text{min} \\ & = 0.033 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンプレッサー 7.5 KW} & 3台 \times 0.024 \text{ m}^3/\text{min} \\ & = 0.072 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{計} & 0.105 \text{ m}^3/\text{min} \\ & \div 6.3 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

とし、

この水源としては坑口から100 m程離れている嵩山川上流に小ダムを設け、口径100 m/m、揚程40 mの水中ポンプにて揚水し、鋼鉄製貯水槽(15 m³)へ導入後落差により現場へ流し、切羽へは坑口にタービンポンプ50 ϕ ×3段を配置し加圧送水しました。

また2号工事では最大時の水消費量を

$$\begin{aligned} \text{削岩機} & 8台 \times 0.003 \text{ m}^3/\text{min} \\ & = 0.024 \text{ m}^3/\text{min} \div 1.5 \text{ m}^3/\text{hr} \end{aligned}$$

とし、

この水源としては東坑口から20 m程離れている溪流に堰を設け、45 m/m塩ビパイプで坑口上の鋼製タンク(3 m³)へ導水し、20 mの落差により切羽へ送水しております。

(2) 給気設備

1号工事では最大時の空気消費量は、上半掘削と土平掘削が同時に施工される時であり、

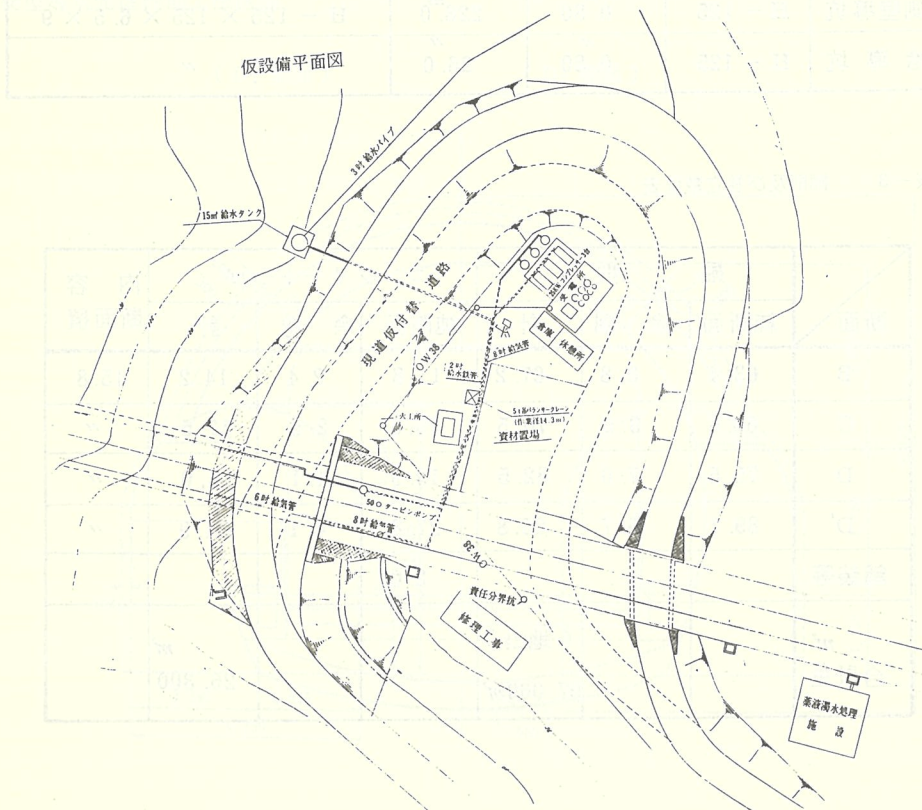


図-6 仮設設備平面図

上半掘削時	削岩機	8台×2.8 m³= 22.4 m³
土平	"	3台×2.8 m³= 8.4 m³
ロス	20%	= 6.2 m³
計		= 37.0 m³

とし、

機種については、空気量の増減が可能である定置式コンプレッサー 7.5 KW 15.84 m³/min を3台使用し、坑内への配管は 150m/m 鋼管を用いました。

また2号工事では、側壁導坑が左右同時に掘削される(8台使用)ことになり、この時の方が上半掘削時(7台使用)より空気の使用量が多くなるので、削岩機8台分の 22.4 m³でコンプレッサー容量を決め、特に2号工事は掘削延長が90mであり利用期間が短いことから、高圧受電設備を必要としないポータブルコンプレッサー 17 m³/min を2台用いました。

(3) 換気設備

1号工事に於ける所要換気量は、坑内使用機械による量と発破の後ガスの量を比較すると、坑内機械により発生するガスの方が多いので、これによって換気量を求めることとし、最も機械が入るコンクリート巻立と硝出しが同時に行われる時とし、

トラクターショベル

$$1.08 \times 96 \text{ PS} = 103.7 \text{ m}^3/\text{min}$$

ダンプトラック 11t

$$0.67 \times 260 \text{ PS} \times 2 = 348.4 \text{ m}^3/\text{min}$$

コンクリートポンプ車

$$0.67 \times 260 \text{ PS} = 174.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

コンクリートミキサー車 6m³

$$0.84 \times 260 \text{ PS} \times 2 = 436.8 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{計} \quad \div 1,063 \text{ m}^3/\text{min}$$

また、これらのエンジンが同時に最大の出力を与えられることは少ないので負荷率を60%と考え、

$$Q = 1,063 \times 0.60 = 639 \text{ m}^3/\text{min}$$

となり

この量に見合う設備としてコントラファンφ900mm、風量700 m³/min 3台による送風式連続直列方式で実施しました。

なお、2号工事については、延長が短いので自然換気によることとしましたが、捨導坑20mに続く山側サイロットの掘削時には、軸流ファンφ300mmを坑口と50m付近に設置し換気を行いました。

(4) 受電設備

1号工事にかかる負荷設備の全容量は表-4のとおりであり、契約最大電力は電力会社の供給規定から算出し、345KWとなりました。受電用設備は表-5のとおりです。

表-4 負荷設備容量

名 称	容 量	台 数	全 容 量
コンプレッサー	7.5 KW	3	225 Kw
複胴 ウィンチ	2.2 KW	1	22
コントラファン	30×2	1	60
給 水 ポ ンプ	11	1	11
タービンポンプ	5.5	1	5.5
溶 接 機	27 KVA	1	15
坑 外 照 明	100W~500W	1式	5
コントラファン	30K×2	2	120
プロペラファン	7.5	2	15
排 水 ポ ンプ	1.5	5	7.5
ムカデコンベアー	3.7	2	7.5
グラウトポンプ	1.5 KW	2	30
グラウトミキサー	7.5 KW	2	15
坑 内 照 明	100W~500W	1式	15
電 熔 機	27 KVA	1	15
計			568.5

表-5 受 電 設 備

名 称	仕 様	容 量	台 数
キューピクル	7.2 KW100KVA	400 A	1
タイトランス	6KW/3KW	200 KWA	3
ト ラ ン ス	6 KW/0.2 KW	50 KWA	3
"	"	30 KWA	6
"	"	20	1

(5) 濁水処理施設

トンネル工事では坑内での湧水により微細粒子を含む濁水を坑外に排出されますが、これが付近の河川に流れ込むと、河川の汚染や農業用水等の利用に障害を与えることになるため、東側坑口付

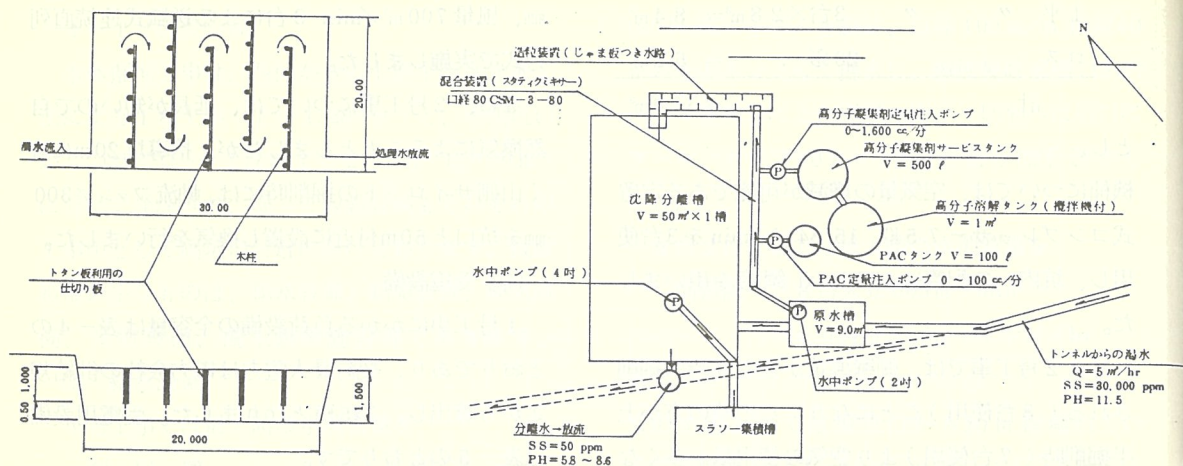


図-7 素掘沈澱槽、薬液沈澱装置

近に沈澱槽(5×3×2m)2ヶ所、原水槽2×2×1m1ヶ所を設置し、薬品注入による強制沈澱方式により濁水の処理をしました。また、西側坑口に於いても、当初は自然沈澱による処理を計画し、素掘沈澱槽を設けましたが、掘削が進みダンプ搬出が盛んになる頃には自然沈澱では河川が白く汚濁するようになったため、丁度掘削が完了し、役目の終っていた東側坑口の薬液沈澱装置を移設し、利用しました。

4-2 掘削工事

1号工事は、西側坑口のオープン掘削11.5mを施工後昭和51年2月から上部半断面の掘削を本格的に始め、また2号工事は、同年8月～9月でサイロット掘削を終り、11月から上部半断面の掘削に入り、同年12月には西側から1,281mの地点で貫通をみております。大背掘削は昭和52年3月に、土平掘削は5月に完了しました。

(1) 上部半断面掘削

掘削断面は約35.3～40.4m²であり、一部リングカット方式にもよりましたが、標準的には、①削孔、②装薬、③爆破、④硝出し、⑤支保工建込み、⑥矢板設置、の順序で工事が進められました。

(1)-1 削孔、装薬、爆破

削孔は、ソリ式移動用足場(図-9)に、レッグドリル7～8台を使用して施工し、ダイナマイトは、2号梗25m/m×100gを、雷管はDS電気雷管1～10段を用いております。

削孔数、削孔位置、爆量は岩質の変化に応じ、取り残しや余掘量の増大などのないよう判断されねばならないが、掘削タイプごとの削孔実績は表-7のとおりでした。

(1)-2 硝出し

硝の積込みはサイドダンプ式トラクターショベル1.3m³により、搬出はダンプトラック11tをショベルの性能に合わせ2～4台組合せ使用しております。また、トラックの坑内方向転換はターンテーブルによることとし、掘削の進捗に合わせ150～200mピッチで移動させました。

(1)-3 支保工建込み

支保工材は、トラックにて坑口から切羽付近まで運ばれ硝出し後更にショベルでジャンボ台の下へ小運搬し、所定の位置へはジャンボ台に設備したエアホイス(1.0t)にて巻上げ人力にて据付けしております。この場合の上げ越量は5cm程度

図-8 掘削順序

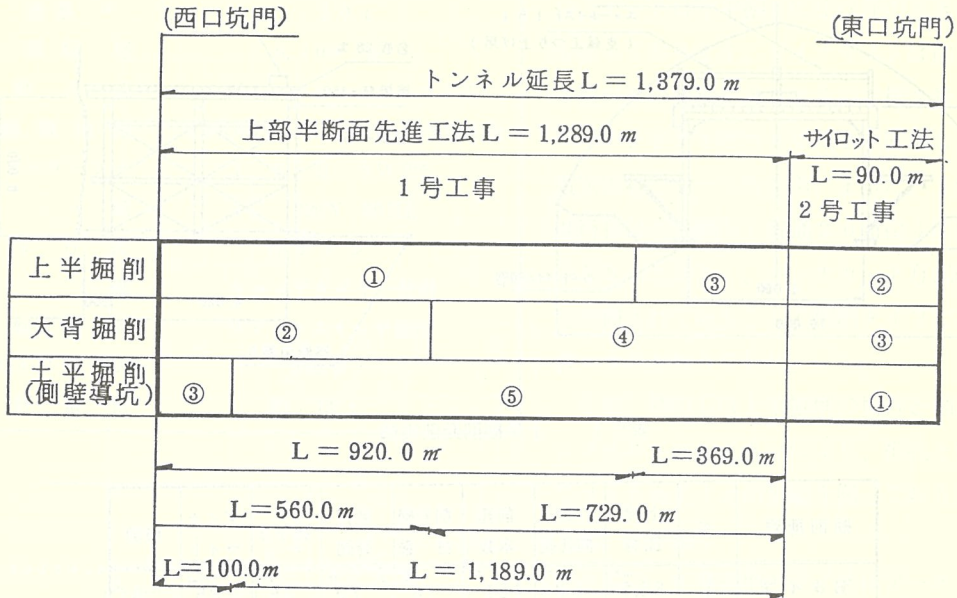


表-6

機 種	上部半断面	大 背	土 平	側壁導坑
レ ッ グ ド リ ル	8 台	一 台	2 台	3 台
ク ロ ー ラ ド リ ル	—	1	—	—
ピ ッ ク ハ ン マ ー	2	—	1	1
トラクターショベル	1	1	1	1
ダンプトラック	2 ~ 3	2 ~ 3	2 ~ 3	0
簡 易 ジ ャ ン ボ	1	—	—	—
吊 足 場	—	—	—	1

図-9 ソリ式移動用足場

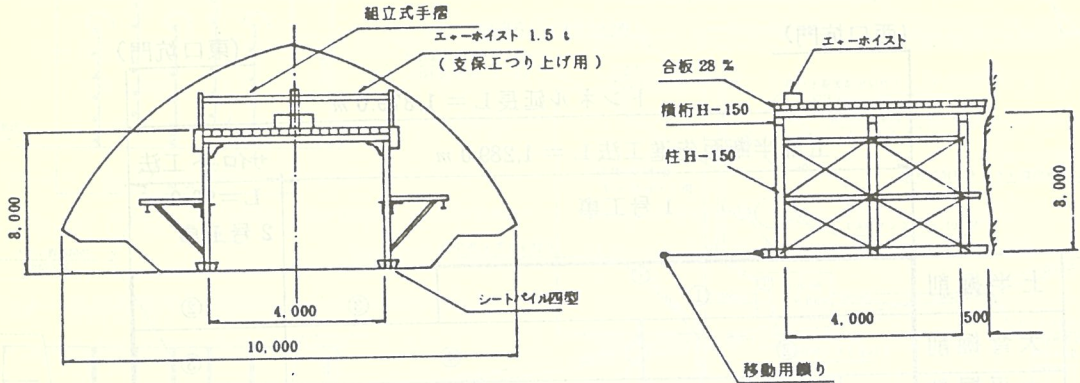


表-7 上半掘削発破実績

掘削種類	区	上半 加背	1孔当り 削孔長	削孔 本数	削岩機 台数	削孔 時間	孔下り	ダイナ マイト	段数
Bタイプ	1	35.3	1.30	121	6	79	36	0.85	8
"	2	"	"	149	6	120	32	1.32	"
"	3	"	"	107	7	61	36	0.86	"
"	4	"	"	131	7	91	39	0.90	10
"	5	"	"	117	7	72	36	0.91	8
平 均		35.3	1.30	125	7	85	36	0.97	8
Cタイプ	1	35.3	1.3	93	6	68	43	0.64	8
"	2	"	"	98	6	59	41	0.66	8
"	3	"	"	100	7	49	41	0.64	8
"	4	"	"	104	7	54	41	0.76	8
"	5	"	"	101	7	57	37	0.68	8
"	6	"	"	89	7	65	37	0.57	10
"	7	"	"	79	7	48	38	0.53	10
平 均		35.3	1.30	95	7	57	40	0.64	8
リングカット Dタイプ	1	34.3	1.00	26	3	29	30	0.15	3
"	2	"	1.00	28	3	32	29	0.20	5
"	3	"	1.00	51	3	61	28	0.46	5
平 均		"	"	35	3	41	29	0.27	5

表-8 ターンテーブル 11t用仕様

最大回転荷重	12 t
“ 通過 ”	20 t
“ 回転 径	6,100 mm
駆動方式	ゴムローラードライブ方式
電動機出力	22KW4P 190GMブレーキ付2台
テーブルローラー	I. S. B SW255
電 源	AC 220V 60HZ
操作方式	押ボタン
集 電	キャップタイヤー使用
回転制御	リミットスイッチ使用
ドライブプーリ	300 φ
総自重	約 12 t

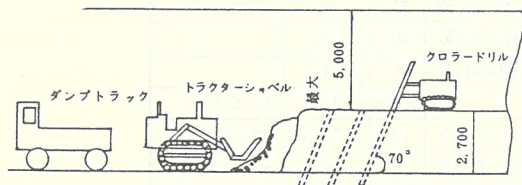


図-10 大背掘削状況

を目安とし、岩層によっては10cmと多目になっております。支保の建込み後、雑材の厚さ3cm程度の物を利用した矢板を打込みますが、岩質の安定している所では掛矢板を、節理の多い所では縫地矢板により多目のパッキング材を詰めました。

(2) 大背掘削

大背の掘削は、上半掘削が920m程進行したところで始め、一担560m区間の大背掘削を行い、残り819m分については上半が貫通後に施工しました。掘削方式は上半掘削によって得られた地質の状況を踏まえ、クロラードリルを使用したベンチカット方式を採用しております。このベンチカット方式については、硝出しと削孔が同時に施工出来、掘削タイムの短縮が出来ること、1台のクロラードリルを使用するので水平掘りに比べ編成人員が少ないこと、また水平掘りより削孔数が少くこの分雷管も少量で済み経済的である等の利点があげられました。

(2)-1 削孔、装薬、爆破、硝出し

削孔は、クロラードリルに搭載した削岩機を用い、ビットは水平掘りに比べ径の大きい65mm/mを使っております。ダイナマイトは削孔数が少く、1孔当りの薬量が多くなるので梗2号、40mm/m×500gを、1孔当り平均2本使用し、雷管はDS電気雷管の1～5段を用いました。1爆発当りの進行長は水平掘り(普通2.0m位)に比べ、5.0～7.5mと大きく、ベンチカット方式の効用が充分発揮されており、この掘削タイプごとの実績は表-9のとおりでした。

なお、硝出しは上半掘削の場合と同様サイドダンプ式ショベル1.3㎡により、削孔と同時に進行してサイクルタイムの短縮を図っております。

(3) 土平掘り

土平は、大背掘削の完了後にアーチコンクリートの打設が行われた所の足付部の掘削から始め、足付コンクリートの打設後間部の掘削が行われ、掘削と側壁コンクリートの打設工程とは密接に関係しております。

削孔は、レッグドリル(322DL)を使用し、火薬は上半と同じ梗2号を、雷管は1～5段によっております。

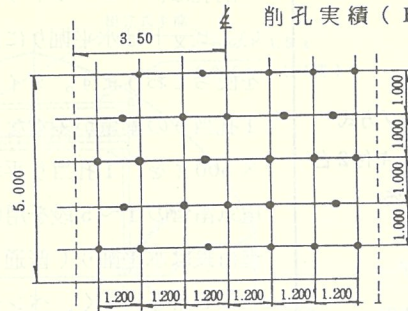
土平部の爆発、硝出しは、同時に平行して行われている上半、大背掘削の工程やアーチコンクリートの打設等と調整をとりながら施工しております。

(4) 側壁導坑(サイロット)

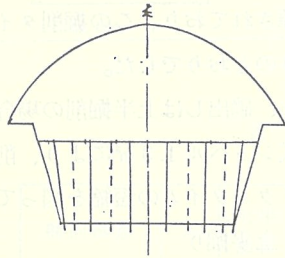
東側坑口から90mの区間については、地表部に3～4mの厚さで崖堆積層が分布し、弾性波速度は1.5～1.7km/secと岩が相当風化変質していると推定されること、土被りが坑口より80m程入った所までは13mと薄く、この上部に沢もあり湧水が多いことなどのためサイロット工法を採用しましたが、特に山側の導坑掘削に当っては、明り部分の切土勾配、法長等との取合いから山留工の施工に問題が生じ、この山側の側壁導坑を施工

表-9 削孔実績

削孔実績 (Bタイプ)



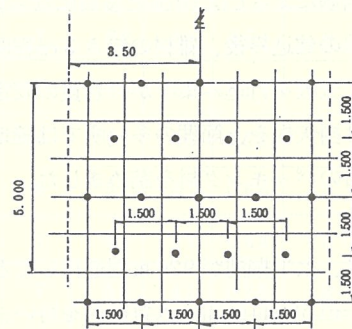
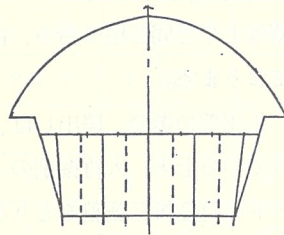
段 数	本 数
1	6
2	5
3	6
4	5
5	6



巨 離	18.5 m
1 発破進行	5.0 m
数 量	92.5 m ³

種 別	単位	数 量	摘 要
削 孔 本 数	本	28	
1 孔 当 削 孔 長	m	2.9	
延 削 孔 長	〃	81.2	
削 岩 機 台 数	台	1	クローラードリル
1 台 当 削 孔 本 数	本	28	
1 台 当 延 削 孔 長	m	81.2	
孔 下 り	m/分	26.2	純 29.5
ダイナマイト	kg	52.5	m ³ 当り 0.57
電 気 雷 管	ケ	28	m ³ 当り 0.80

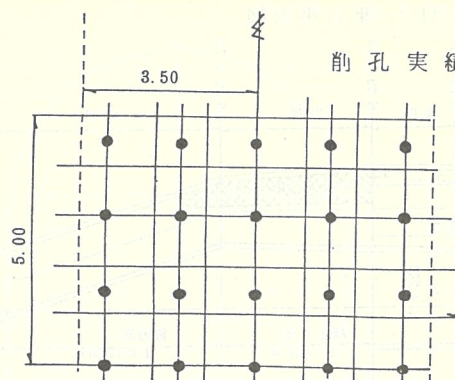
削孔実績 (Cタイプ)



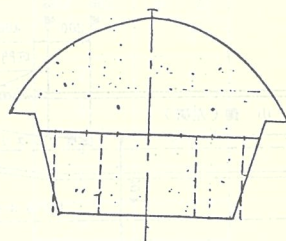
段 数	本 数
1	5
2	4
3	5
4	4
5	5

巨 離	813.5 m
1 発破進行	7.5 m
数 量	138.8 m ³

種 別	単位	数 量	摘 要
削 孔 本 数	本	23	
1 孔 当 削 孔 長	m	2.9	
延 削 孔 長	〃	66.7	
削 岩 機 台 数	台	1	クローラードリル
1 台 当 削 孔 本 数	本	23	
1 台 当 延 削 孔 長	m	66.7	
孔 下 り	m/分	28.4	純 30.5
ダイナマイト	kg	40.3	m ³ 当り 0.29
電 気 雷 管	ケ	23	m ³ 当り 0.17



削孔実績 (Dタイプ)



段数	本数
1	3
2	5
3	5
4	5
5	2

巨離	100 (1005.3 累計)
加背	18.5 m
1 発破進行	5.0 m
数量	92.5 m ³

種別	単位	数量	摘要
削孔本数	本	20	
1孔当削孔長	m	2.9	
延削孔数	〃	58.0	
削岩機台数	台	1	
1台当削孔本数	本	20	
1台当延削孔長	m	58.0	
孔下り	m/分	41.4	純43.5
ダイナマイト	kg	32	m ³ 当り0.34
雷管	本	20	m ³ 当り0.21

図-11 東口平面図

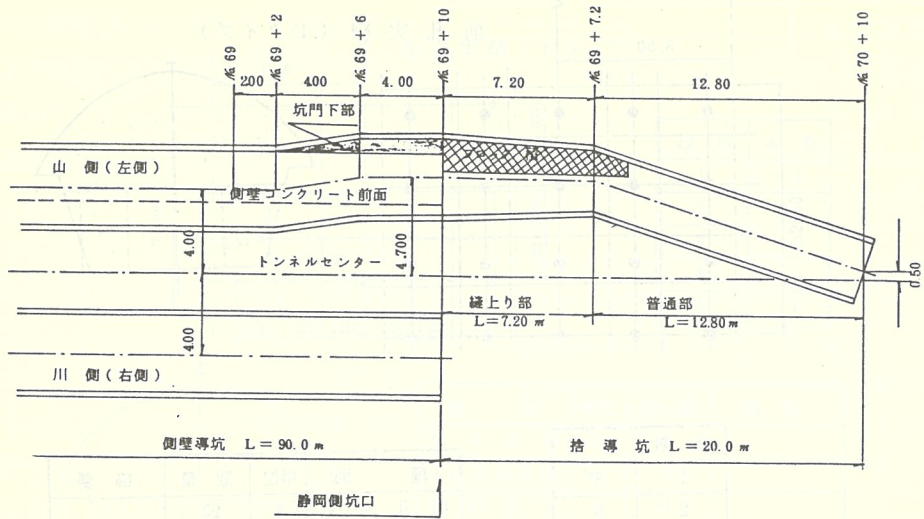


図-12 サイロット及び捨導坑断面図

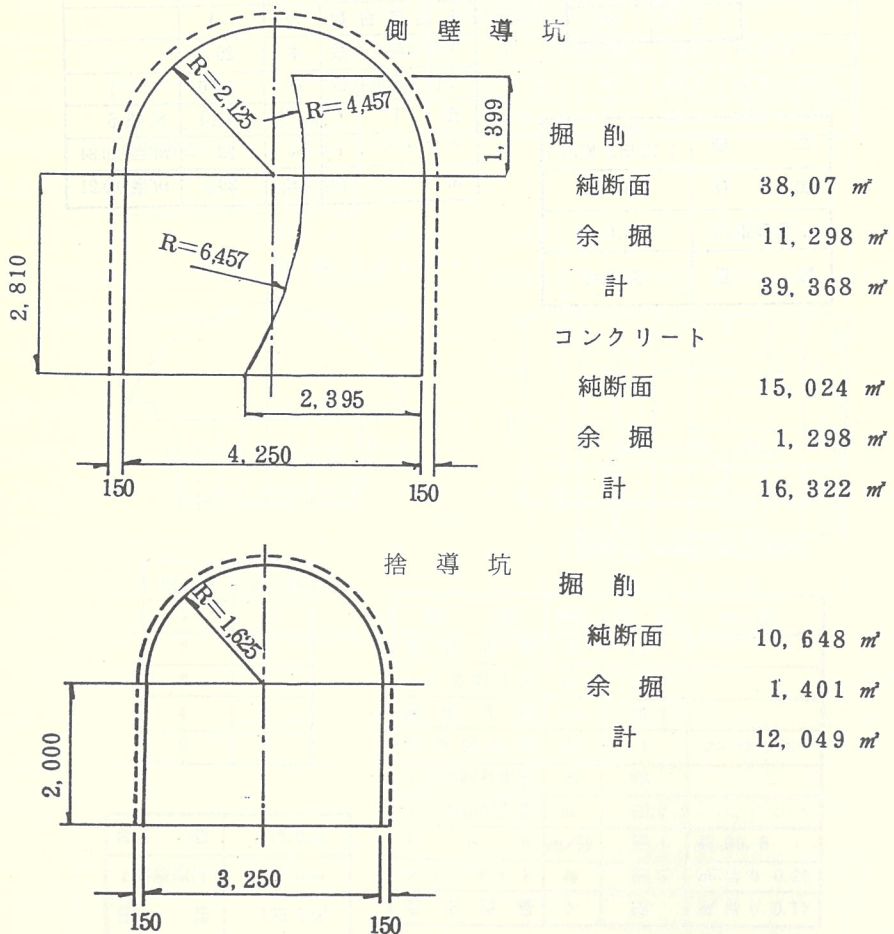
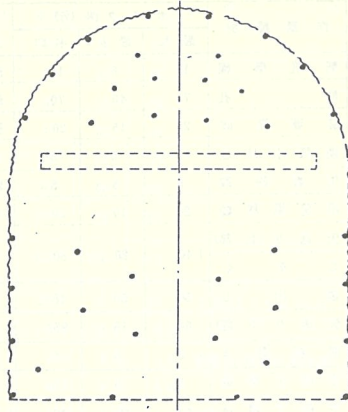


表-10 削孔実績



段 数	本 数
1	3
2	4
3	12
4	22
5	2
6	—
7	—
8	—
計	43

距 離	東口 36 m ²
測 点	№ 67 + 14
支保工番号	45
加 背	19.68 m ²
1 発破進行	0.8 m
数 量	15.75 m ³

種 別	単位	数 量	摘 要
削 孔 本 数	本	43	
1 孔 当 削 孔 長	m	0.9	
延 削 孔 数	〃	38.7	
削 岩 機 台 数	台	3	
1 台 当 削 孔 本 数	本	14.3	
1 台 当 延 削 孔 長	m	12.9	
孔 下 り	m/分	30	
ダイナマイト	kg	8.7	m ³ 当り 0.55
雷 管	本	43	m ³ 当り 2.73

表-11 掘削サイクルタイム比較

工 種	上 半 部 掘 削						大 背 掘 削		土 平 掘 削		側 壁 導 坑	
	B 種		C 種		D 種		A B種の平均		(本 間 部)		掘 削	
種 目 \ 対 比	実 績	計 画	実 績	計 画	実 績	計 画	実 績	計 画	実 績	計 画	実 績	計 画
1 日 当 り サイクル数	4.2	3.0	4.6	3.0	4.1	3.0	3.8	4.8	1.5	2.1	4.5	3.6
実 進 行 (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9	5.2	3.75	7.5	3.75	0.8	0.8
1 日 当 り 進 行 (m)	5.0	3.6	5.5	3.6	3.7	2.7	19.8	15.8	11.3	7.9	3.6	2.9

注) ①実働時間は、上半・大背・側壁導坑は昼夜2交替の21時間とする。

土平掘削は昼方のみ11時間とする。

②大背掘削の計画はレッグドリルによる水平掘。実績はクロードリルによるベンチカット方式で施工。

表-12 掘削サイクルタイム実績表

① 上半掘削サイクルタイム表

(単位:分)

作業種別	Bタイプ		Cタイプ		Dタイプ		備考
	最小	平均	最小	平均	最小	平均	
掘孔準備	5	10	5	7	5	16	
掘孔	40	80	30	9	22	33	
装薬発破	25	38	20	36	25	30	
換気小休止	5	7	5	4	5	8	
硝出し準備	5	5	5	5	5	8	
硝出し	35	55	30	56	30	63	
跡片付	5	4	5	7	5	10	
測 量	5	10	5	9	5	12	
こ そ く	6	15	6	11	10	15	
支保工準備	3	5	3	6	5	16	
〃 建込	46	70	30	76	63	97	
計	180	300	144	276	180	308	
加 背	35.32	35.32	35.32	35.32	40.38	40.38	
実 進 行	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9	
1日サイクル	8	4.2	10	4.6	8	4.1	実働 21H
1日進行	9.6	5	12.0	5.5	7.2	3.7	最大進行の時の実働
掘孔長	1.8	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	24H
掘孔本数	86	125	70	95	57	72	
削岩機台数	7	7	7	7	7	7	
のみ下り(純)	40	36	45	38	45	80	
〃 (平均)	35	33	40	30.6	42	28	
硝置込台数	10	11	7	8	9	10	
1日当横込時間	3	3.23	3	3.88	3	3.5	
入 替 時 間	0.5	1	1	2	0.5	0.5	$\ell=50m$

② サイロット導坑掘削サイクルタイム表 D1タイプ

(単位:分)

作業種別	サイクル(分)			備 考
	最大	最少	平均	
掘孔準備	10	6	10	削岩機 レッグドリル
掘孔	70	40	70	足場吊足場
装薬発破	25	15	20	積込搬出 トラクターショベル
換気小休止	5	5	5	
矢板段取	5	5	5	岩 質 粘 板 岩
吊足場移動	20	10	20	
矢送り(上部)	40	20	30	
こ そ く				
硝出し	50	50	45	
矢送り(下部)	50	15	25	
皿板敷き	5	5	5	
支保工準備	5	5	5	
支保工建込	45	30	40	
計	330	205	280	
加 背	39.368	39.368	39.368	
実 進 行	0.800	0.800	0.800	
1日サイクル	3.8	7	4.5	実働 21H 最大進行の時 24H
1日進行	3	5.6	3.6	
掘孔長	0.900	0.900	0.900	
掘孔本数			40(1/m)	
削岩機台数	3	3	3	

③ 大背掘削サイクルタイム表 (5.2m当り)

作業種別	Bタイプ		Cタイプ		備 考
	最小	平均	最大	平均	
掘孔準備	10	15	10	12	ベンチカット工法
掘孔	120	144	68	90	ダイナマイト 40m/m 500g
装薬発破	10	15	17	20	電管-1~5段
換気小休止	5	7	5	6	
硝出準備	5	7	7	7	
硝出し	200	220	120	130	
測 量	5	5	5	5	
こ そ く	5	7	8	10	
計	360	420	240	280	
加 背	18.5	18.5	18.5	18.5	削孔-クロラードリルCD8
実 進 行	5.2	5.2	5.2	5.2	ドリフター-M11DC
1日サイクル	4	3	6	4.5	積込 トラクターショベル
1日進行	21	16.5	31.2	23.8	(サイドダンプ)
掘孔長	2.7	2.7	2.7	2.7	運搬 11tダンプトラック
掘孔本数	18	20	18	20	バック進入最大 450m
削岩機台数	1	1	1	1	方向変換所にて変換
のみ下り(純)	42	37	70	59	作業時間は、最大24時間
〃 (平均)	40	32	65	52	平均 21時間とする。
横込台数	26	28	23	25	
1日当横込時間	5.0	6.5	3.0	5.0	
入 替 時 間	2.0	1.2	2.0	0.5	

④ 上半掘削サイクルタイム表 D1タイプ リングカット工法

(単位:分)

作業種別	サイクル(分)			備 考
	最大	最少	平均	
掘孔準備	3	5	5	削孔-レッグドリル
掘孔	40	15	30	足場一吊 足場
装薬発破	35	15	35	積込-トラクターショベル
換気小休止	8	10	8	運搬-11tダンプトラック
矢送り(上部)	30	40	35	
こ そ く	10	15	10	
硝出し	70	55	60	
矢送り(下部)	35	35	30	
支保工準備	10	10	10	
支保工建込	50	40	55	
計	291	240	278	
加 背	34.3	34.3	34.3	
実 進 行	0.90	0.90	0.90	
1日サイクル	4.3	6	4.5	実 働 21H
1日進行	3.8	5.4	4	最大進行の時の実働は 24H
掘孔長	1.0	1.0	1.0	
掘孔本数	()	()	27(0.8/m)	
削岩機台数	3	3	3	

⑤ 土平(抜堀)掘削サイクルタイム表 (片側) 1ヶ所当り (単位:分)

作業種別	Bタイプ		Cタイプ		備考
	最小	平均	最小	平均	
削孔準備	10	20	10	20	
削孔	35	65	30	60	
発破防護	10	30	10	30	
装薬発破	15	40	20	40	
硝出し準備	10	20	10	20	
硝出し	70	87	60	80	
こそく及当り取り	70	150	80	162	
計	220	412	220	412	
1回の掘削量	20	20	20	20	$6.6915 \times 3 \times 20 \text{ m}^3$
実進行	3.0	3.0	3.0	3.0	
1日サイクル	3.0	1.6	3.0	1.6	実働11時間片番作業
1日進行	9.0	4.7	9.0	4.8	
削孔長さ	1.8	1.8	1.8	1.8	削孔ーレッグドリル
削孔本数	33	45	32	40	積込ートラクターショベル
削岩機台数	2	2	2	2	運搬ーダンプトラック11t
積込台数	4	4	4	4	
1台当積込時間	18	22	15	20	入替時間を含む
					※削孔長1.8Mは1回目の長さ2回目は当り取りを含む

⑥ 土平掘削(本間)サイクルタイム表 (片側) 1ヶ所当り (単位:分)

作業種別	Bタイプ		Cタイプ		備考
	最大	平均	最大	平均	
削孔準備	5	15	10	20	
削孔	60	115	70	110	
発破防護	5	20	15	20	
装薬発破	15	40	35	45	
硝出し準備	5	10	10	15	発破防護撤去他
硝出し	70	120	110	130	
こそく及当り取り	5	92	80	130	
計	165	412	330	470	
1回の掘削量	50.2	50.2	50.2	50.2	削孔ーレッグドリル
実進行	7.5	7.5	7.5	7.5	積込ートラクターショベル
1日サイクル	4	1.6	2	1.4	運搬ーダンプトラック11t
1日進行	30	11.8	15	10.2	実働 11時間
削孔長さ	1.8	1.8	1.8	1.8	片番作業
削孔本数	22	55	25	50	
削岩機台数	1	2	1	2	
積込台数	6	7	6	7	
1台当積込時間	12	17	17	18	

表-13 編 成 人 員

① 上半掘削編成人員

1昼夜当り

掘 削 時					硝 出 し 時				
職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)	職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)
工長全般		1	1	2	工長全般		1	1	2
世話役削岩		2	2	4	世話役積込		1	1	2
坑夫	"	6	6	12	"こそく		1	1	2
斧指	"	2	2	4	斧指矢送り		2	2	4
火薬係		1	1	2	坑夫	"	2	2	4
運転手整備		3	3	6	"こそく		2	2	4
計		15	15	30	"誘導		1	1	2
					"材料運搬		1	1	2
					運転手運搬		3	3	6
					火薬係		1	1	2
					計		15	15	30

② 大背掘削編成人員

1昼夜当り

掘 削 時					硝 出 し 時				
職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)	職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)
工長全般		1	1	2	工長全般		1	1	2
世話役削岩		1	1	2	世話役積込み		1	1	2
坑夫	"	3	3	6	坑夫こそく		2	2	4
運転手整備		3	3	6	"誘導		1	1	2
火薬係		1	1	2	運転手硝運搬		3	3	6
計		9	9	18	火薬係		1	1	2
					計		9	9	18

③ 土平掘削(本間)編成人員

1昼夜当り

掘 削 時					硝 出 し 時				
職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)	職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)
工長全般		1	1	2	工長全般		1	1	2
世話役削岩		2	2	4	世話役積込み		2	2	4
坑夫	"	5	5	10	坑夫こそく		3	3	6
火薬係		1	1	2	"削岩		2	2	4
運転手整備		3	3	6	火薬係		1	1	2
計		12	12	24	運転手運搬		3	3	6
					計		12	12	24

④ 土平掘削(足付)編成人員

1昼夜当り

掘 削 時					硝 出 し 時				
職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)	職種	工種	昼(人)	夜(人)	小計(人)
工長全般		1	1	2	工長全般		1	1	2
世話役削岩		2	2	4	世話役積込み		2	2	4
坑夫	"	4	4	8	坑夫こそく		4	4	8
火薬係		1	1	2	火薬係		1	1	2
運転手整備		3	3	6	運転手運搬		3	3	6
計		10	10	20	計		10	10	20

するため坑口まで20mの捨導坑を施工しました。明り部分のブロック積の下部の部分は捨導坑内で施工し、切取面施工の安全を図って行きました。

側壁導坑及び捨導坑の掘削は、レッグドリル3.0台、ピックハンマー2.0台、ダイナマイト2号爆雷管DS5段により、また、支保工は、H-125を80cmピッチに設置し、硝の積込搬出はトラクターショベル1.7 m^3 1台を用い、トロやダンプトラックを使わず実施しました。これにより1日平均5基の支保工を建込んでおります。削孔の実績は表-10のとおりです。

(5) 掘削サイクルタイムの実績

表-11は計画と実績サイクルタイムを比較したものである。このように実績の方が計画を上回ったのは岩質の状況が良好で湧水も少なかったこと、現場での工法変更や各種作業工程の調整がスムーズに行われたことなどによると考えられます。

掘削タイプ別サイクルタイムの実績と編成人員は、表-12及び表-13のような結果です。

4-3 覆工工事

覆工は、支保工や矢板と一体となり土圧、水圧を支持すると共に掘削面の風化を保護するなど、色々な働きをもっております。

覆工コンクリートの配合は、強度や施工性を考慮して定める必要がありますが、トンネルでは一

表-14 配合表

材 料	会社名	中採生コン	三 豊 綜 業	三河生コン
セメント		302.0 kg/m^3	287.0 kg/m^3	278.0 kg/m^3
水		175.0 "	172.0 "	164.0 "
粗 骨 材		1,284.0 "	1,346.0 "	1,282.0 "
細 "		705.0 "	679.0 "	703.0 "
混 和 材		0.121 "	0.115 "	0.111 "
水セメント比		58 %	60 %	59.0 %
細 骨 材 率		38.8 "	36.8 "	37.6 "
空 気 量		4.0 "	3.5 "	4.0 "

般コンクリート構造物と異なり荷重が明確でなく力学的解析もむずかしいため、設計基準強度を明示することが困難であります。一般的には設計基準強度は160~200 kg/cm^2 程度のものが使用されており、ここではポンプ打設によることも考慮し単位セメント量を270 kg/m^3 とし、水セメント比は60%以下としました。この外配合設計に当りスランプ12cm、粗骨材寸法40mmの配合を指示し、各社で試験練の結果、表-14の通り配合を決めました。

(1) アーチコンクリート

アーチコンクリートの打設は、上半掘削が200m程進んだ時点から開始しております。この打設には、コンクリート仕上り面に光沢が出るよう表面をサフロード処理した鋼製スライディングフォーム($\phi=10.5\text{m}$)を使用し、アジテーターにより搬入されたコンクリートをポンプ車(40 m^3/hr)により圧送打設する方法によっております。打設工程は一部で1日に1度コンクリートを打設する1 day方式を採用し、打設から脱型までの養生時間を12時間とれるよう組み、冬期の打設時には養生温度を20 $^{\circ}\text{C}$ に保つためジェットヒーター、アイランブで保温養生に努めております。

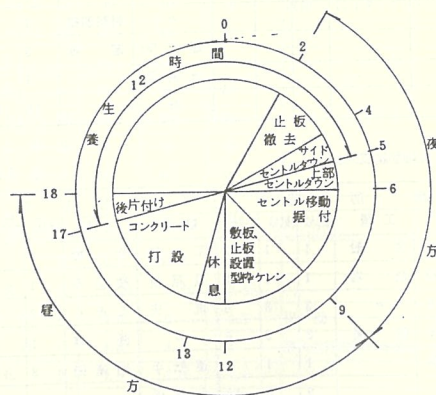


図-13 アーチコンクリート打設1 day方式

(2) 側壁コンクリート

アーチコンクリートの継目の真下に3.0mの足

表-15 コンクリート打設サイクルタイム実績表

① アーチ巻立コンクリートサイクルタイム表 2 dayサイクル

1 日 目				2 日 目			
作業種別	時間	備考		作業種別	時間	備考	
セントラダウソ軸系数	300分			留枠、ケレン、塗油	200分		
セントラ移動	30			打設準備	30		
セントラセット	200			コンクリートパイプ配管	60		
底部敷板	70			打設	300	95 m ² + 5 = 19 m ² /h	
				後片付	30		
計	600			計	620		
セントラの移動	トラクター・ショベル索引			断面面積	9.126 (B.Cタイプ)		
型枠のタイプ	スライドホーム			1回の打設長	10.5 m		
長さ	10.5 m			1回の打設量	95.8 m ³		
				巻厚	55 cm + ベイライン 10 cm		
				ポンプ車	検査 RC-12 5時 スキースクリーン		

② 側壁本間コンクリートサイクルタイム表 1 dayサイクル

作業種別	時間	備考	型枠のタイプ	スライドホーム
セントラダウソ軸系数	100分		長さ	7.5 m
セントラ移動	20		断面面積	5.083 m ²
セントラセット	150	型枠	巻厚	55 cm + ベイライン 10 cm
止型枠及ケレン	40		1回の打設量	38.1 m ³
打設準備	10		ポンプ車	検査 RC-12 5時
配管	20	コンクリート		
打設	210			
後片付	50			
計	600			

③ 側壁足付コンクリートサイクルタイム表 片側1ヶ所(3.0 m)当り

作業種別	時間(分)	備考	項目	最大	平均
バラセントラ解体	15 30	最小サイクルの時	断面面積	2.542	2.542
移動	10 15	は人員を増員した時。	実進行	3	3
ケレン	15 35		1日サイクル	6	3
組立	40 60		1日進行	18 m	9 m
止型枠	30 60		片側1間打設量	7.626	7.626
計	110 200		実働時間	11	10
コンクリート打設準備	15 20	ムカデ据付	巻厚	55 cm	55 cm
コンクリート打設(1回目)	15 20		巻厚ベリライン	+10 cm	+10 cm
(2回目)	60 130		打設機械1回目	流し込み	流し込み
後片付	20 30		2回目	ムカデコンベアー	ムカデコンベアー
計	110 200				

④ サイロット側壁コンクリートサイクルタイム表 片側1ヶ所(10.5 m)当り

作業種別	1日目		2日目		2 day サイクル
	昼	夜	昼	夜	
バラセントル解体	300				断面積 6.724 実進行 10.5 打設量 70.61 m³ 巻厚 平均 2.00 m 打設機械 ポンプ車 RC-12 5時 型枠 バラセントル 型枠数量 3.58 × 10.5 = 37.6m²
〃 移動	120				
〃 ケレン	60				
〃 組立	180	600			
止 型 枠		60			
配 管			120		
コンクリート打設			368		
天バン 止水板埋設、仕上			120		
計	660	660	600		
養生				990	

表-16 コンクリート打設編成人員実績表

① アーチコンクリート

職種	セントラ移動	コンクリート打設	計
工長全般	1人	1人	2人
世話役 レール移動	1人	0人	1人
セントラセット	2人	0人	2人
打設	0人	2人	2人
坑夫 レール移動	2人	0人	2人
止板	1人	1人	2人
敷板	1人	1人	2人
打設	0人	2人	2人
土工止板	1人	1人	2人
敷板	1人	1人	2人
打設	0人	2人	2人
補修	0人	1人	1人
運転工 ポンプ車運転	0人	2人	2人
計	10人	14人	24人

② 側壁本間コンクリート(7.50 m両側) ③ 足付コンクリート(3.0 m片側)

職種	セントラ組立・取はずし	コンクリート打設	計
工長全般	1.0人	1.0人	2.0人
世話役 セントラ移動	0.5人	—	0.5人
組立	0.5人	—	0.5人
打設	—	1.0人	1.0人
坑夫 セントラ移動	0.5人	—	0.5人
組立	0.5人	—	0.5人
打設	1.0人	—	1.0人
土工 セントラ移動	0.5人	—	0.5人
組立	0.5人	—	0.5人
打設	2.0人	—	2.0人
運転工 運転	2.0人	—	2.0人
計	10人	—	10人

④ 側壁導坑コンクリート(L=10.5 m)

職種	(12時間)一日目	()二日目	()三日目	()四日目	計
セントラ組立	0.5人	0.5人	0.5人	—	1.5人
世話役	1.0人	2.0人	1.0人	—	4.0人
大工	4.0人	4.0人	1.5人	—	9.5人
セントラ組立	2.0人	2.0人	1.0人	—	5.0人
計	7.5人	8.5人	4.0人	—	20.0人
コンクリート打設	—	—	—	0.5人	0.5人
世話役	—	—	—	1.0人	1.0人
大工	—	—	—	1.0人	1.0人
コンクリート工	—	—	—	1.5人	1.5人
雑工	—	—	—	1.0人	1.0人
配管工	—	—	—	2.0人	2.0人
運転手	—	—	—	0.5人	0.5人
計	—	—	—	7.5人	7.5人

付コンクリートを施工し、アーチを支える強度を得てから足付間の本間部を掘削しコンクリートを打設します。足付の型枠には鋼製のバラセントルを用い、アジテーターにより搬入されたコンクリートを2t車に備え付けたムカデコンベアーを使用し打設して行きます。また本間部のコンクリート打設にはスライドセントルを用い、ポンプ車からのコンクリートはセントル最上段に設けられたホッパーからシュートで左右の側壁へ打設する方式によりました。

側壁導坑のコンクリート巻立は、断面が小さいため掘削が90m全部終わった後施工されます。型枠はバラセントルを使用し1回10.5m昼夜2交替作業で2日に1度打設する工程をとっております。なお、サイロット区間を始め地山の悪い所でインパートを施工しておりますが、これはアジテーターから直接打設されました。

(3) コンクリート打設サイクルタイムの実績

アーチ巻立、側壁部コンクリート巻立のサイクルタイムの実績と編成人員は、表-15及び表-16のような状況です。

(4) 裏込注入工

アーチ背面と地山の間は入念な施工をしても必ず空隙を生じ、アーチコンクリートへ不均一な土圧を掛けることとなりますので、この空隙にモルタルを注入し、土圧が均一に作用するようにしなければなりません。このモルタル注入材料としては、砂粒子が細く、適度な流動性と強度を持つクレイサンド・エアーモルタルを採用しました。

注入は圧送ポンプにより予めアーチコンクリートに埋込んで置かれた注入口よりアーチ裏面に填充し、この注入口より2〜3ヶ先のホールから流出がみられたら次の注入口に移るようにして施工されました。

表-17 設 計 配 合

配合比	空気量	W (C+C)	フロー値	生比重	圧 縮 強 度	セメント	クレイ サンド	水	グルフォー ーム P
C : C _s	%	%	m/m	g/CC	kg/cm ²	kg	kg	kg	kg
1 : 1.0	50±5	79	200 ±20	0.761 ±0.07	15	212	212	335	212

表-18 使 用 機 械

機 種	型 式	出 力	摘 要
グラウトポンプ	PA-15	11 kw	油圧駆動、ピストン式
グラウトミキサー	MS-600	5.5kw	機械攪拌、羽根改良、2台
給水ミキサー	PH 50	3.7kw	ル ー ツ 式

職 種	人 員
世 話 役	1.0人
ポンプ運転	1.0人
ミキサー運転	1.0人
ノーズル工	1.0人
作 業 員	1.0人
計	5.0人

表-19 注 入 量

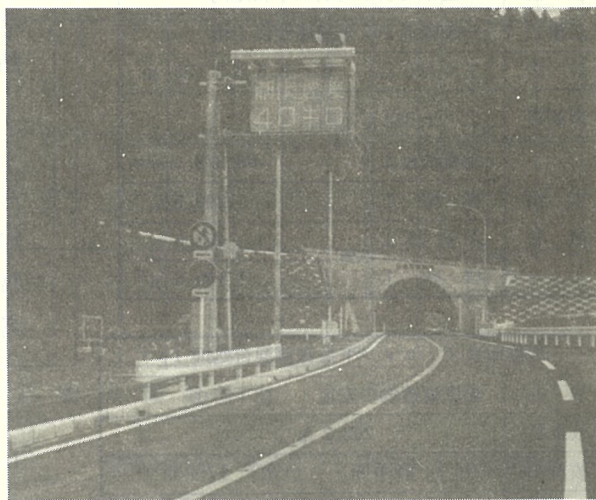
区 間	延 長	数 量	期 間
№1～№4+10	70.0 m	481.2 m ³	51. 7. 15～51. 7. 16 32.09 m ³ 52. 1. 7～52. 1. 12 449.11 m ³
№7+10～№11	70.0 m	362.3 m ³	51. 7. 16～51. 7. 22
№17+10～№21	70.0 m	420.8 m ³	51. 7. 23～51. 7. 29
№30+10～№46+10	320.0 m	1,886.81 m ³	51. 12. 22～51. 12. 26 (昼夜注入)
(内 90 m サイロット区間) №50+10～№69+10	380.0 m	2,668.31 m ³	52. 1. 7～52. 2. 11 1,551.39 m ³ 52. 4. 13～52. 4. 18 1,116.92 m ³

5 あとがき

掘削中一部で岩層の風化帯に合い支保工が20cm下るといふ程度のことがありましたが、その他大きなトラブルもなく、上半掘削では月間 206.4m (実動26日)という進捗もみております。覆工が始められた時、ミキサー車やコンクリートポンプ車はダンプトラックより高く、ターンテーブルでは方向転換が出来ないことが解り、坑内2ヶ所に巾6.0m、奥行7.0m、高さ4.5mの方向転換所を

設けましたが、これによっても坑内作業は順調に進められ、全体の工期短縮や坑内の安全確保に大きく寄与していると思われます。

このように、岩質もそれ程悪くなく、上部半断面施工というトンネル工事としては全く標準的な工法によっている当工事は“トンネル掘削の基本型”ともいえるものであります。この意味からも今後の比較検討等の参考になれば幸いです。



完成 (愛知県側)

一般国道167号道路改良事業における軟弱地盤改良について

三重県土木部道路建設課長

東 清 昭

1 はじめに

鳥羽市は伊勢湾港の西端にあって、国道167号と海上ルート国道259号が幹線となり観光道路としての役割を果たしている。

この167号は、近年観光交通が増大し、これに対処するため二次改築の四車線化が必要になって来た。地形上現道拡幅として海側拡幅が選定されたが、海底はかなり軟弱地盤層が厚くこれが対策として、“セメント系深層混合工法”による軟弱地盤改良を選択実施したものである。

以下、このセメント系深層工法により処理された改良土の配合設計、改良効果等の概要をのべる。

2 事業概要

位 置	三重県鳥羽市鳥羽四丁目地内	
工事名	一般国道167号道路改良工事	
計 画	L = 560 m W = 6.5 × 2 (23) m	
事業費	C = 1,352 百万円	
工 事 概 要	地盤改良工	66,378.5 m ³
	岸 壁 工	299.5 m
	防潮壁工	453.5 m
	排 水 工	1,140.5 m

地盤改良工（セメント系深層混合処理）		
目 的	護岸構造物の安定 沈下防止	
改良長	202.2 m	
改良巾	（北） 24.0 m	（南） 17.0 m
改良深	（北） 25.0 m	（南） 21.4 m
改良率	60 % $q_u = 6 \text{ kg/cm}^2$ （最少）	
安定剤	セメントスラリー	
混合比	Awt = 9 % ($\gamma_t = 1.65 \text{ t/m}^3$ に対して)	

3 地質概要

本計画区域は、鳥羽港内に位置し、南東より加茂川が流入しその合流点にあたる。

この地区の基盤層を形成しているのは、角閃岩であり、この上部に第四紀沖積世に形成した、臨海沖積地特有の海成粘性土層があり、谷部及び深部には沼沢地特有の腐植土層及び海浸作用により形成された砂礫層が分布している。

これらの各層の土質特性は上部から下記の通りである。

3-1 第1層（捨石、ヘドロ）

捨石は、直径 $\phi = 30 \sim 50 \text{ cm}$ 程度の大きさであり、施工区間内の所々に点在し、既設構造物附近ではDL = 4.5 m程度まで存在する。またヘドロについては、高含水比（ほぼ120%）で生活雑物及び腐植物等を混在し、その主体成分は、シルト、粘土であり異臭をはなっている。

3-2 第2層（沖積粘性土層）

土性は、高含水比、高塑性で圧縮性の大きいシルトを主体とし、全体に貝ガラ片及び少量の腐植物を混在している。強度的には $N = 0$ であり、非常に軟弱な地盤となっており、本工法対象地盤と考えている。

3-3 第3層（腐植土層）

本層は、主に測点No.94～No.101施工区間に分布しており、その土性は、若干炭化された腐植物よりなり、全体に少量のシルト分を混在している。強度的には $N = 10 \sim 15$ を示し、当構造物の地盤反力より考えた場合支持層と考えている。

3-4 第4層（沖積砂質土層）

本層は、測点No.94～No.96間のDL-35.0m附

近に分布し、土性はシルト分を一様に混在した細粒砂を主体に腐植物及び雲母片を混入している。強度的には、 $N = 10 \sim 20$ を示している。

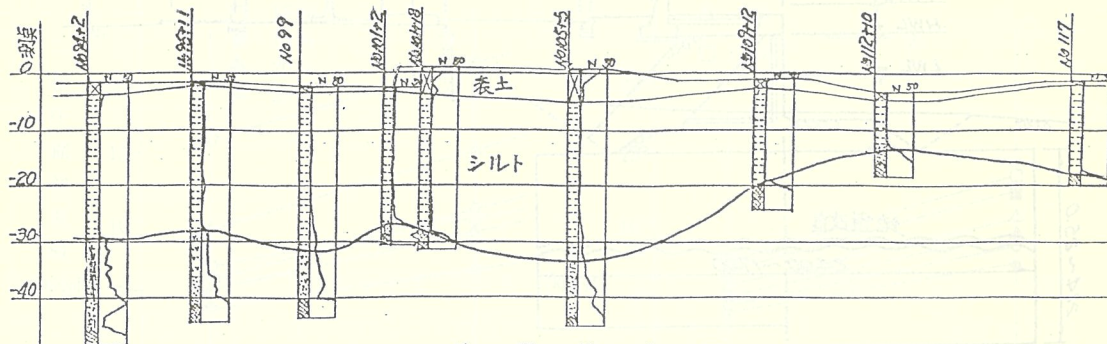
3-5 第5層 (沖積礫層)

本層は、測点No.94~No.99間の $DL - 40.0m$ 附近に分布しており、礫径は $\phi = 5mm \sim 10mm$ 程度の小礫を主体とし、所々直径 $\phi = 30mm \sim 60mm$ の

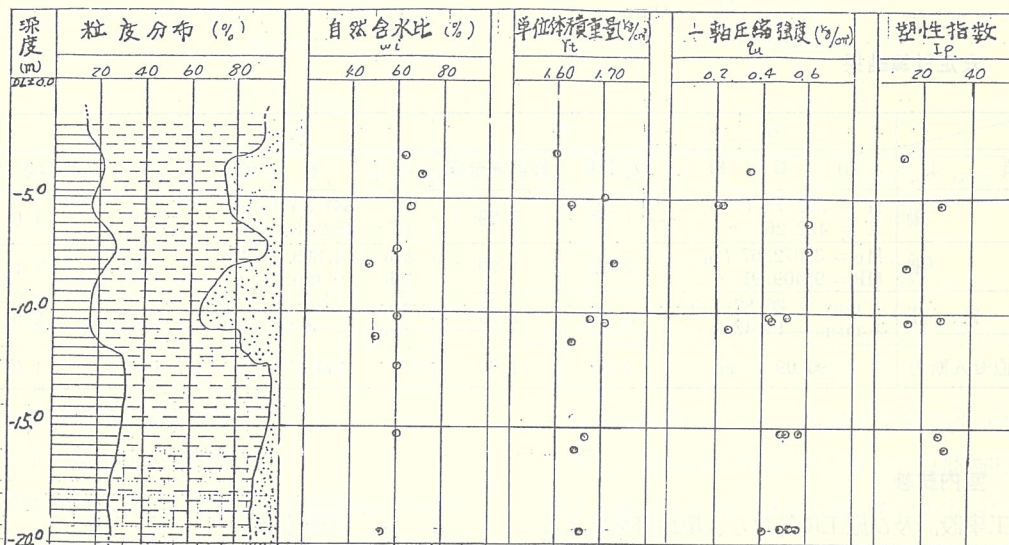
亜角礫が点在している。強度的には $N = 15 \sim 30$ 程度である。

3-6 第6層 (角閃岩)

本層は、当地区の基盤層であり、その出現深さは浅い箇所では $DL - 20m$ 、深い箇所では $DL - 45m$ となっており、その基盤線勾配は約20度にもなり、当地区の特性を示している。



地質推定図



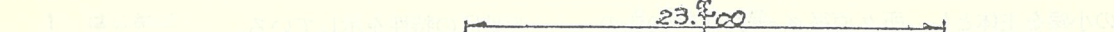
土質試験一覧表

4 地盤改良工法の選定

地盤改良の工法としては、①載荷工法 ②ドレーン工法 ③砂置換工法 ④深層混合工法 が考えられる。しかるに、本計画では、軟弱層厚20~25mの地盤改良が必要であり、砂置換工法は、大断面となり、掘削土の大量処分、大量の良質砂の

確保が必要であること、掘削による既設護岸の安定性が懸念され掘削時及び、砂投入時の海水の濁りの拡散が発生する。

載荷、ドレーン工法は、円形すべりの計算結果より、原地盤強度の約2倍程度の強度増加をさせなければ、必要安全率を確保することが困難であ



	alt	md	td	ms	md
--	-----	----	----	----	----

項 目	計 算 値	安全率	許容安全率	計 算 値	安全率	許容安全率
滑 動	H = 337.75 t/m R = 452.26 //	1.33	1.20	H' = 381.85 t/m R' = 452.26 //	1.18	1.0
転 倒	Mo = 3,872.67 t m MR = 9,409.91 //	2.42	1.20	Mo' = 4,805.40 t m MR' = 9,126.22 //	1.89	1.1
端 趾 圧	8 max = 26.82 t/m ² 8 min = 15.42 //	3.74	2.50	8 max = 36.55 t/m ² 8 min = 4.28 //	2.74	2.5
鉛直せん断力	90.09 t/m	4.85	1.30	144.27 t/m	3.02	1.0

本工事設計及び施工に先だち、現地資料による 7-1 試験仕様

室内試験を行い海底粘性土層（ $N = 0 \sim 1$ ）の強度発現、増加率を把握し、配合設計資料とした。

室内試験に使用する試料は現地にて採取し、下

記の条件で室内配合を行った。

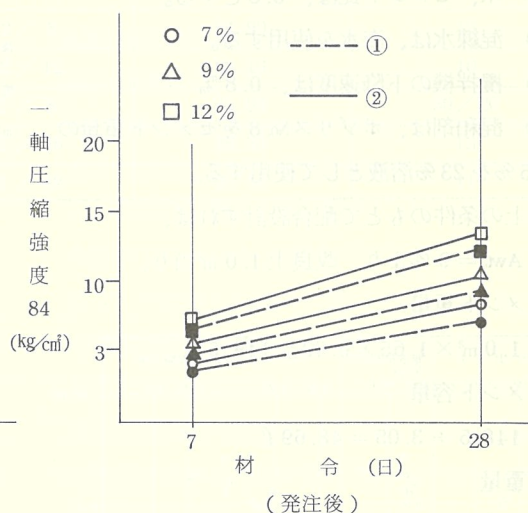
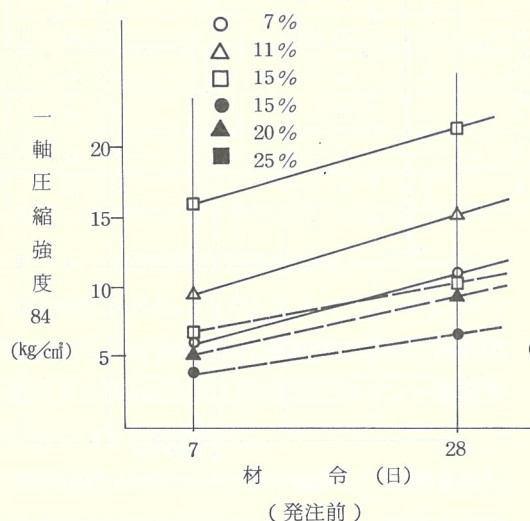
試験条件	発 注 前			発 注 後		
	1			2		
固 化 剤	普通セメント			高炉セメント		
水 固 化 剤 比	2 : 1			0.8 1.0		
添 加 率	7 11 15			7 9 12		
材 令	7日 28日 60日			7日 28日		
混 和 剤	—			ポゾリス No. 8		
混 練 水	真 水			海 水		

7-2 室内試験結果

室内試験結果より判断すると、発注前と発注後では、後者の結果が前者の70%強の強度を示している。これらの差は大きくは水、セメント比の違い、また試料採取場所、固化剤、混練水等の違いと考えられる。従って、この結果より、実施配合

設計を考える場合、現場施工強度は一般的に室内試験結果の60~80%と考えられており、今60%として室内試験強度を現場強度に置換えれば、表のようになる。

以上、室内試験結果によれば、9%ではほぼ最少目標強度 6 kg/cm^2 を満足できるものと推定された。



W / C	添加率	室内試験強度 σ_{28}	通減率	推定現場強度 σ_{28}
0.8	7	7.62	0.6	4.57
	9	9.99		5.99
	12	12.73		7.67

8 本工事施工配合設計

8-1 現場強度の確認

現場強度の確認は、打設された試験杭について材令4日~6日の時点で、チェックボーリングを行った。掘進方法は油正式ロータリー式ボーリングマシンにて $\phi 86 \text{ mm}$ のダブルコアチューブを使用し、試料採取を行った。

採取された試料は、各所掘進時の回転力及び試料取出時に切断されるものの（ほぼ水平に）平均的に $\ell = 20 \text{ cm} \sim 80 \text{ cm}$ 程度で採取され、その採取率は改良長さの90~100%に近いものであった。

以上の結果によると、添加率7%では $\sigma_{28} = 2.8 \sim \sigma_{28} = 10.7 \text{ kg/cm}^2$ となり、目標強度（現場） $\sigma_{28} = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ を下回るものが上層部に見られる。

しかるに、添加率9%については、 $\sigma_{28} = 6.8 \sim 19.1 \text{ kg/cm}^2$ と全体にバラツキは見られるものの、目標強度 $\sigma_{28} = 6 \text{ kg/cm}^2$ をいずれも上回っている。

また、改良杭の定着については、チェックボーリング時において、改良杭直下で標準貫入試験を行い、 $N=10$ を得、この時の自記記録計の読み110アンペアを打止めとした。

8-2 実施配合設計

室内試験、現場試験工事の結果より判断すれば、
施工条件は、

- ① 固化剤は、高炉セメントB種
- ② 添加率は、9% (混潤単位体積重量1.65に対して)
- ③ 水、セメント比は、0.8とする。
- ④ 混練水は、海水を使用する。
- ⑤ 攪拌機の下降速度は、0.8%
- ⑥ 混和剤は、ポゾリスNo.8をセメント重量の0.35%を23%溶液として使用する。

以上の条件のもとで配合設計すれば、

Aw_t = 9%より 改良土 1.0 m³ 当り、

セメント重量

$$1.0 \text{ m}^3 \times 1.65 \times 0.09 = 148.5 \text{ kg}$$

セメント容量

$$148.5 \div 3.05 = 48.69 \ell$$

水重量

$$148.5 \times 0.8 = 118.8 \text{ kg}$$

水容量

$$118.8 \times 1.03 = 115.34 \ell$$

混和剤重量 (23%溶液)

ポゾリスNo.8

$$148.5 \times 0.0035 = 0.52 \text{ kg}$$

溶剤としての水重量

$$(0.52 \div 0.23) - 0.52 = 1.74 \text{ kg}$$

溶剤としての容量

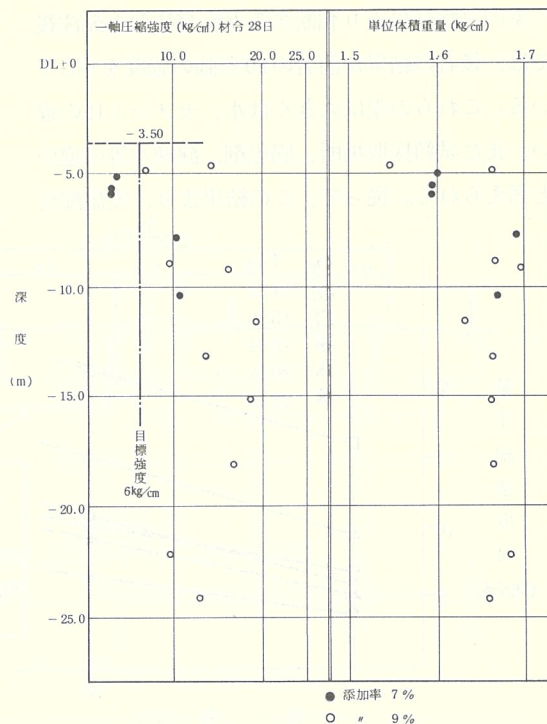
$$(0.52 \div 0.23) \div 1.10 = 2.05 \ell$$

合計スラリー量

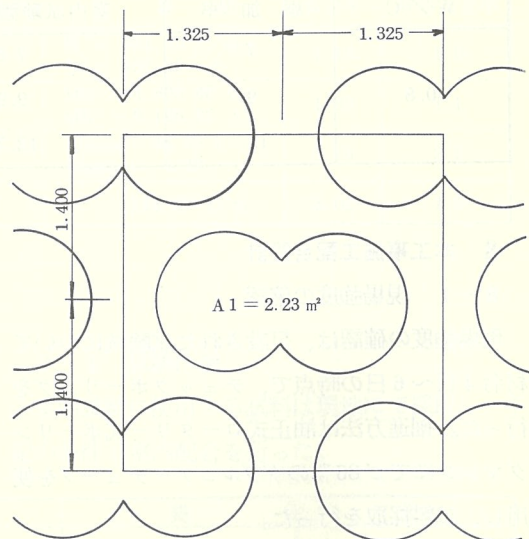
$$48.69 + (115.3 - 1.69) + 2.05 \\ = 164.3 \ell$$

従って、深度1 m 当り改良面積 A = 2.23 下降
速度 0.8 m/min より、毎分当りスラリー量は、

$$164.3 \times 2.23 \times 0.8 = 293.1 \ell/\text{min}$$



現場試験杭結果表



改良杭の配置

9 チェックボーリング結果

改良杭の改良効果をチェックするため、9ヶ所を行った。

杭 No.	打 設 日	ボーリング実施日	実 改 良 長	杭直下のN値
No. 30	6 / 14	6 / 17	24.3	10
No. 362	8 / 7	8 / 29	24.45	13
No. 218	8 / 10	8 / 25	24.80	10
No. 359	10 / 4	10 / 10	23.80	26
No. 450	11 / 18	12 / 8	24.90	13
No. 553	11 / 21	12 / 12	26.10	10
No. 849	1 / 23	2 / 8	25.00	50 / 20
No. 757	2 / 1	2 / 26	26.30	13
No. 725	2 / 5	2 / 22	23.50	11

9-1 試料採取及び強度試験

試料の採取には、ダブルコアチューブを用い、採取長さ1.0mを基準とし掘進時の際は、回転数を遅く(150 rpm)し、できるだけビット荷重をかけないように配慮した。

採取試料は、ビニール袋で密閉し、湿潤養生した後所定の材令で供試体を作成し、一軸圧縮強度試験、含水比試験、単位体積重量試験を行った。

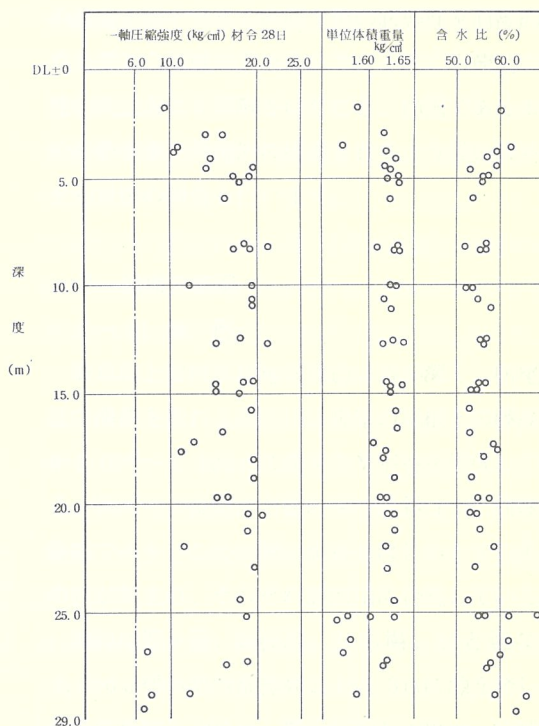
9-2 試験結果

一軸圧縮強度については、 $qu_{28} = 6.18 \text{ kg/cm}^2$ ~ 22.36 kg/cm^2 と全体としてかなりバラツキが見られ、その比は3.6倍となっている。

深度による変化は、表層部分(DL-4.0m)までは $qu_{28} = 10 \text{ kg/cm}^2$ となり、それ以下は安定した強度が発現しており、最下部(DL-25.0以下)で $qu_{28} = 6 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ となっている。

これらの原因は、表層部分については、含水比が高いこと、土圧の拘束がないこと、施工前に浮泥、障害物を除去したにもかかわらず多少残っていたものと考えられる。

また最下部については、コア状況から腐植土層まで改良しており、これらの腐植土中の有機物、木片等が改良効果を阻害していると思われる。含水比、及び単位体積重量については、改良前と比較すれば、上層部について、やや含水比が減少し



ている傾向があるが全体としては、変化がなかったと思われる。

10 おわりに

当事業は、国道の幅員拡幅に伴う護岸公共施

設の安定、沈下防止、及び公害防止を最大の目的として実施したものである。

一応その目的は達せられたが、当工法は、昭和40年代に運輸省港湾技術研究所で開発されたもので、その歴史は浅い。

今後、設計、施工法に対してさらに改良され発展していくものと考えられる。

この報告書は、三重県道路建設課倉野改良係長及び志摩土木事務所南平係長が、第13回日本道路会議に発表したものを要約又は転載した事を、おことわりしておきます。

岐阜県上宝村洞谷の土石流災害について

岐阜県土木部砂防課長

中 島 米 夫

1 まえがき

岐阜県は内陸県で、北部は日本の屋根といわれる日本アルプスが3,000メートル級の山岳を連ね、南東部は恵那山を頂点とする東濃高原地帯が広がり、西南部は木曽、長良、揖斐のいわゆる木曽三川に依って造成された穀倉地としての美濃平野であり、10,595平方キロメートルの広大な面積であります。

しかもこの県土のうち83%は山地部で占められ、残りの17%の平地部には県下の総人口1,943千人の55%にあたる1,055千人が生活を営み、それぞれ自然環境に恵まれた地理的条件に従って、特色ある生活圏を形づくっている。

一口に言って「飛山濃水」と言われているが、土木行政的にながめれば、つまり北部の飛騨地方では、山岳地帯としての治山（砂防）、美濃地方は木曽三川の治水が重要事業となるわけであります。

しかし、美濃の国の歴史は「水との戦い」の歴史であると昔から言われ、「美濃の堤防は尾張の堤防より三尺低かるべし」と徳川時代の施策が、住民の生活の知恵とも言える「輪中」を発展させたが、この地域の人々は、ちょうど頭の上にタライを載せて生活しているようなものであり、冠水、浸水に悩まされ続けて来ている。この様な立地条件の土地がらに生れ育つとともに、永年河川関係の仕事に従事したためか、土木と言えば治水と言うように反射的に堤防の補強、内水対策と知らず知らず体に浸透しきっていったと思えます。しかし、昨年本県の北部地区にあたる上宝村の洞谷に於て土石流に依る大災害に見舞れ、現在はこの対

策事業に従事しており、このためか治水事業について従来の視野と少しずつ変わって来たように思い、例えば戦前の土木と言えば治水対策事業であり、土と木を主要資材としての地域保全を図る工事からそのように土木と呼ばれていたと思いますが、これを現在に置きかえて考えて見ますと、土と木を治めてこそ治水事業だとの教えではなかろうか、すなわち水源かん養のための山林保護、及び土砂の流出を防ぐための砂防工事の必要性を直接的利益を受ける地域の方々のみでなく広く下流域の間接的利益者にも理解をいただき、山国である本県の砂防事業が飛躍的に推進されるようお願い洞谷の土石流災害の報告を行います。

2 流域の概況

2-1) 地 形

岐阜県上宝村栃尾地区周辺は谷が深く、栃尾地区の南側を流れる蒲田川は兩岸の尾根との標高差が1,000～1,500 mに達するV字谷を形成している。同河川の両側の山腹の平均傾斜は30°前後と急峻であり、この山腹に洞谷をはじめとする多くの谷が刻まれ、それぞれ蒲田川に合流している。

洞谷は笠ヶ岳、錫杖岳、大木場、辻と連なる2,000 m級の南西部標高2,185.3 mに源を発し、流路延長約3,000 m、標高差約1,400 m、流域面積2.42 km²の急峻な溪流であります。その出口である蒲田川合流点附近は、幅役500 mの広い扇状地が形成されており、過去の土砂流出による地形形成であることが推察される。このような地域に民宿を営む民家を中心とした集落が存在している。このような扇状地の区間は500 mあり、これより

上流側では比較的なだらから斜面となっており、中流域より上流域にかけて壁岩の多い急斜面が連なり、崩壊地及びこれ等の跡地が見られる。

2-2) 地 質

洞谷上流には濃飛流紋岩が分布し、下流域は船津花崗岩、結晶片岩及び白亜紀層が分布する。船津花崗岩、結晶片岩は下流部右岸側に、白亜紀層は左岸側に分布し両者は断層で接し、断層に沿った断層谷を形成している。

濃飛流紋岩は標高1,400 m以上に分布しており、上流部は石英粗面岩からなり節理が発達している。新鮮部は堅硬であって、山腹斜面の被覆土は薄く流紋岩自体は透水性が少ないが、これ等に発達する節理が水みちとなっているため岩体としては透水性が高いものと推察される。下位の船津花崗岩との接点附近に於ては節理を通して水が流出している。

船津花崗岩の結晶片岩は、標高950 m附近から1,500 m間に於て分布し、これ等は石英閃緑岩であり節理の発達は著しく、節理間隔は1~2 mである。谷の一部は高さ数 mに達する侵食崖が発達しているが、崖下には崖錐堆積物が発達することが多い。

2-3) 植 生

流域の植生は標高差があるため、垂直分布しており、高位より亜高山帯、低山帯上部、下部に分類され、約1,500 m以上の亜高山帯にはコメツガ、トウヒ、オオシラビソ、アオモリトドマツの針葉樹林が発達しており、低山帯上部には裏日本式気候の影響を受けてブナ林が連続して分布し、これに接する低山帯下部には、ブナ、ミズナラの林が広く分布し、カエデ類、カバノキ類の混入も多く伐採による影響と思われる。栃尾集落に近い所は人工林であるヒノキ、サワラ、ヒメコマツ等の針葉樹が分布している。

2-4) 砂防、治山施設の状況

砂防施設はダム工12基、床固工13基、帯工3基

下流部に護岸工を施されていた。

治山施設については左支溪大きな谷において、谷止工15基、土留工4基が施行されている。

3 災害の概要

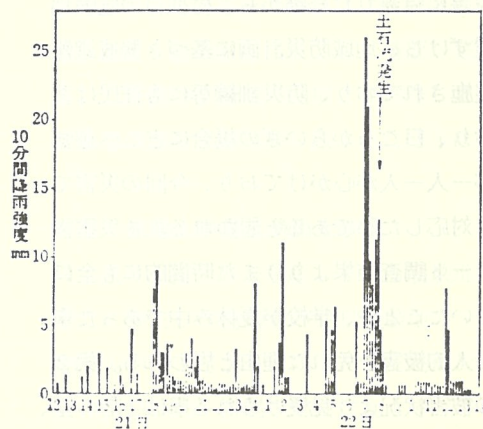
洞谷で過去土砂が下流部まで流出し被害をもたらした災害は大正9年、昭和9年、33年、36年、46年の5回と思われる。この過去5回の土砂流出の状況をみると、大正9年、昭和9年には現在の流路の右岸側に出ており、砂防工作物の築造されてないときは直進して堆積しておる。その後昭和12年頃から砂防工作物が建設され、現在の流路工付近に護岸工を施工し、昭和25年頃には下流部の床固工及び護岸工が概成しており、これ以降の災害は流路に沿って流下している。しかし昭和33年以降の災害は、溪床勾配の変換点にあたる橋梁付近で溢流し、道路沿いに流下し家屋に被害が発生している。

昭和54年8月22日の土石流災害の発生状況については、地元の上宝村長である今井さんが全国治水砂防促進大会の折に発表されておりますので、これの一部を引用させていただきますと、「この村の約3分の1の地域が温泉地でございます、夏の避暑、または秋の紅葉には一番多く、年間100万人の観光客をお迎えいたしておるところでございます。その温泉地の一つでございました栃尾温泉に私ども予想もしなかった大きな災害が発生したのが、8月22日でございます。当日、午前7時50分ごろ当地方を中心に降りました集中豪雨によりまして、栃尾温泉を貫流いたしております洞谷上流の標高2,000 m付近に崩壊が発生しまして、途中谷を洗掘しながら巨大な岩石をまじえた土石流が栃尾温泉街を直撃したわけでございます。橋や道路を分断いたしまして、中学校の体育館を破壊いたしまして、そして旅館、民家など全・半壊、一部破損等合せまして80棟、44世帯の甚大な被害を受け、村始まって以来の災害を来したわけで

また奇跡的に生還された溝口さんの当時の談話に依ると「午前8時に前に旅館を出て、道路の左下を蒲田川がゴーゴーと音を立てていた。しばらく走ってカーブを抜けたと思ったとき、車体が浮き車は横倒しになるように川へ転落した。右側に乗っていた2人は脱出、私も脱出しようともがい

またこの状況を濃飛タクシーの和田さんが目撃され次の様に言うておられる。「ゴォーという大音響と地響きとともに洞谷から土石流が押し寄せる。3 mもの石の層になって流下し、前の車が流されるのを洞谷橋附近に差ししかかろうとした所で云々……」

土石流が発生したのは、7時50分頃と推定され最も激しく降った直後であり、これまでに累計雨量は230 mmに達している。



— 43 —

項 目		被 害 状 況
人的被害	死 者	2 人
	行 方 不 明	1 人
	負 傷 者	4 人
家屋被害	全 壊	5 戸
	半 壊	11 戸
	床上浸水	27 戸
	床下浸水	9 戸
	計	52 戸
その他公共施設		1 (中学校体育館)
被災世帯数		44 世帯
被災者数		157 人
農地被害	水田流失埋没	0.2 ha
	畑流失埋没	2.5 ha
公共土木施設被害	砂防ダム	4 基
	流路工	420 m
	道 路	1 箇所
	橋 梁	2 (県道橋 1、村道橋 1)

この頃洞谷最上流部の崩壊を引き金とし、巨大岩石を含む大量の土砂が土石流となり栃尾部落にだれだれ込み大惨事となった。今回の災害に依る被害は表の通りであります。しかし、被害状況で特に注目すべきことは2つあります。第1は被害状況より見て、人的被害が通行中の車輛流失による死者2名、行方不明1名、以外はほとんどなかった事であります。これは洞谷が過去何通か土石流による災害に見舞れた経験から、村独自の危険地域と位置づけし、地域防災計画に基づき警戒避難体制が実施されており、防災訓練等にも住民は参加しており、日ごろからいざの場合にどこへ避難するかが一人一人が心がけており、今回の災害でも敏感に対応した事であると思われる。(災害後のアンケート調査結果より)また時間的にも全員が起きていたことや、学校が夏休み中であった事等も併せ人的被害を免れた理由と思われる。第2は家屋の被害状況より見受けられる事は1階の壁、建具等に破壊が見られる状況であり、柱等が残っているものが多い。このような状況より推察すると、土石流の直撃を受けず流水の掃流力により土石が除々に押し流され、1階の部分埋めたもの



洞谷と土石流の概要

と思われる。

このような土石流による災害を受けたが最小の被害に留り得たのは、11基の砂防ダム郡とこれに接続する流路工が整備されていた事に依り、これ等ダム郡による堆積土砂量は26,000 m³であり抑止効果が発揮されるとともに、堰体の袖にも破壊が見られたがそれに依り土石流自体のもつエネルギーを減殺し、それに連なる流路工は堀込河道方式に整備され河道中も大きかったがため土石流の流下方向も規制されるとともに流路を中心として流

下し堆積した事も幸いしたと思われる。

4 土石流の流下状況

土石流の流下の痕跡は(1)崩壊部と(2)洗堀部の発生部と(3)堆積部の3つに区分される。

崩壊部は濃飛流紋岩からなる地質で、平均斜面勾配は 40° 程度であり、崩壊地の巾は10~20 m、長さ40~50 m、崩壊深さは2~3 mである。

洗堀部は標高1,900~980 m間の区域で、その溪床勾配は 25° ~ 37° であり、この部分は若干の土砂の堆積が見られるが大部分は溪床に岩盤が露出しており、標高1,200 m付近にある高さ5 m程度の滝周辺にも土砂の堆積は見られず、栃尾部落内の堆積物中に流紋岩、石英粗面岩、閃緑岩が存在するが、これらは栃尾部落周辺には分布せず上流域よりもたらされたものである。特に閃緑岩は流下径路にしか分布せず、明らかに洗堀が行なわれた事を明示している。

堆積部は標高980 mから蒲田川の合流点までの間でその勾配は 5° ~ 15° である。この堆積部は標高860 m以上と830 m以下の栃尾部落内に区分されると思われる。堆積は標高980 m付近より始まっており、標高940 m付近で左岸支流と合流しており、谷巾もこの合流点付近で急に拡大するとともに今迄南流していたが、南西に向きを変えると同時に再び谷巾は縮少している。堆積礫は、直径0.4~2 m程度の流紋岩、閃緑岩が見られ、この堆積物は合流点より約300 m下流の標高860 m付近迄続いており、その堆積厚は3 m程度と思われる。合流点付近の谷の湾曲部では溪床のみでなく左岸側の平坦部にも散在している状況である。この堆積部には、11基の砂防ダムが設置されているが、土砂は全て充填しており、破壊の程度も比較的大きい。合流点より上流側では砂防堰堤の左岸側の袖、下流側では右岸側の袖の破壊がめだっている。

上記の堆積部末端より栃尾中学校付近(谷の出

口)までの約200 m間は、流路工となっているが顕著な土砂の堆積は見られず、散乱している程度である。これはこの部が流送部であったことを示しておる。

この流路の右岸側は林道が有り、これに接して林となっているが、地表面より1.9 mの高さまで樹皮がはがされるとともに、樹木は上流側に頭を向けて倒されている。

栃尾部落内の堆積礫は直径0.1~0.2 mのものが多く、1 m以上のものも見られる。岩種は流紋岩と閃緑岩がほとんどであるが、若干の砂岩も見られる。また直径1 m以上の巨礫は蒲田川合流点付近、栃尾中学校グランド南端付近に集中している。

土砂の堆積範囲は、洞谷から続く水路の左岸側より右岸側の方が広い。堆積土砂の厚さは1~2 m程度であろうと思われるが、一階部が完全に埋没している家屋もみられることから一部では3 m近くに達する部分もあろうかと思われる。

栃尾中学校の体育館は洞谷の出口に面している北東端の破壊が著しく、ここより土砂が流入し、反対側の体育館の入口をつき破り流出している。体育館北東端の土砂堆積は厚く屋根近くまで埋没しており、この部分の厚さは4 m程度に達している。また一般の家屋に於ても1階部が完全に埋没し、上流側は2階部の屋根まで埋没しているが、これ等の埋没家屋は押し流された様子はない。

5 生産土砂量と流出土砂量

本流に直接土砂を生産している崩壊地は今回新たに発生した崩壊地の他旧崩壊地の一部であり、他は山中にとどまり、ほとんど変動が見られなかった。扇頂部(栃尾中学校付近)における生産、流送土砂量は約74,700 m^3 となり、下流部に於ける堆砂域での全堆砂量は66,100 m^3 と、生産流送土砂量より8,600 m^3 少なくなったが、これは蒲田川本川への流失分また測量等の誤差と考えられる。

土破の流出形態は、下流部全堆砂量 66,100 m³のうち土石流による流出土砂は 2 回見られ 33,100 m³、土砂流によるもの 26,400 m³、その他不明なもの 600 m³が認められた。

6 土石流対策計画

今回の災害によって生産された土砂量は約 13 万 m³に対し、下流堆積量は約 7 万 m³である。しかし 21ヶ所ある崩壊地が今回の災害に影響したのは半数であり、新たに発生した谷頭の 1ヶ所に過ぎず溪床堆積物もはば流下したのと考えられるが地形的にも急峻であり、地質的な特性を考慮して再度災害防止のため 10 万 m³の土砂量を対象として計画している。

7 砂防計画

単なる災害復旧事業に留めず今回と同程度の規模にも十分対応出来る 10 万 m³の土砂量を対象としているため、3 基のダムを新設するため激特事業（54 年は緊急砂防事業）をスタートさせ災害復旧事業と併せ一連の効用を働かせるようにした。

◎ダム災

激特事業計画に依る新設ダムの中間部に位置する既設ダムについては、それぞれ上流側に堆積し（災害復旧事業概要）

た土砂量を対象としてそれぞれ 2～3 m の嵩上げと土石流に対応した増厚を計画する。

◎一定災（流路工）

蒲田川合流点より上流約 500 m 区間の扇状地区間の流路工は被災状況が激甚であり、再度災害防止のため今回発生した土石流に見合う計画流量 280 m³/s の河道計画で床固工 18 基からなる階段式の流路工として、縦断勾配の緩和を図るとともに、既設の一部築堤となっていたものを切り下げるとともに、更に断面を拡巾し法線を直線に打証し、安全に蒲田川に合流出来るよう一定計画に依る復旧法を計画する。

◎激特事業（ダム工）

災害復旧事業によるダム 2 基を含め、激特事業による新設ダム 3 基を併せた 5 基のダム郡で貯留する土砂量は 10 万 m³であるが、新設ダム 3 基の貯砂量は 85,800 m³で計画貯砂量の 86%であります。

1 号ダムは着岩構造とするが、2 号 3 号ダムは岩盤が期待出来ないのそれぞれ地盤改良を行う計画とし、1 号ダムは H 鋼を使用し三次元方式のダムとし、2 号ダムはスリット式、3 号ダムは普通の重力式のダムとし、土石流による衝撃荷重を 1 号、2 号ダムとも $P=20 \text{ t/m}^2$ とし、3 号ダムをも 5 t/m^2 を考慮している。

一 定 災		ダ ム 災			橋 梁 災	
名 称	一 定 災	名 称	1004 号	1007 号	名 称	県 道 橋
工 種	流 路	工 種	ダ ム	ダ ム	工 種	橋 梁
計 画 流 量	280 m ³ /s	型 式	重 力 式	重 力 式	型 式	単純トラスランガー
計 画 日 雨 量	234.5 mm/日	堤 高	13.0 m	12.0 m	橋 長	64.3 m
確 率	1/100	長 さ	60.0 m	76.0 m	巾 員	車道 6.5 m 歩道
施 工 延 長	460.0 m	天 端 巾	3.5 m	3.5 m	鋼 材	169 ton
流 路 巾	50～27 m	表 法 勾 配	1 : 0.2	1 : 0.2	事 業 費	278 百万円
床 固 工	18 基	裏 法 勾 配	1 : 0.5	1 : 0.45		
帯 工	1 基	嵩 上 げ 高	3.0 m	5.2 m		
流 路 型 式	副断面 3 面張	堤体コンクリート量	7,500 m ³	3,600 m ³		
堰 堤 工	1 基	事 業 費	174 百万円	90 百万円		
事 業 費	1,415 百万円					

(激特事業概要)

ダ ム 名	1 号 ダ ム	2 号 ダ ム	3 号 ダ ム
型 式	鉄筋コンクリート半重力式ダム	スリット式重力式ダム	重力式ダム
堤 高	14.0 m	24.0 m	15.0 m
長 さ	50.0 m	119.7 m	171.0 m
天 端 巾	4.0 m	4.0 m	4.0 m
表 法 勾 配	1 : 0.2	1 : 0.6	1 : 0.2
裏 法 勾 配	1 : 0.5	1 : 0.2	1 : 0.6
水 叩 型 式	岩 盤		ウオータークッション
堤体コンクリート	5,540 m ³	30,111 m ³	18,786 m ³
鋼 材	H鋼 71.8 t 丸鋼 33.9 t	丸鋼 77.1 t	丸鋼 52.0 t
土 石 流 荷 重	20 t/m ²	20 t/m ²	20 t/m ²
貯 砂 量	8,800 m ³	52,000 m ³	25,000 m ³
堆 砂 勾 配	1 / 8	1 / 10	1 / 10
事 業 費	220 百万円	960 百万円	821 百万円

8 事業の進捗状況

洞谷災害復旧対策事業については、54年8月に被災を受けてからちょうど一年が過ぎようとしておりますが、関係者の適切な指示及び指導また地元関係者の方々の協力等により、激特事業による1号ダムも完成し、2号3号のダムもそれぞれ順調に進んでおります。予定通り56年度には完成の見込であります。また一定災等に依る流路工も槌音高く順調に進められており今年度中に全体の72%を完了させ予定通り56年度には完成を図るよう鋭意事業を進めております。

参考文献

- 池谷 浩 洞谷土石流災害に関する一考察
- 小見山禎二 洞谷土石流災害調査報告書
- 河西 秀夫 岐阜県上宝村栃尾で発生した土石流について
- 大久保 駿 岐阜県上宝村洞谷の土石流災害について

名古屋市における埋込みぐいの支持力について

名城大学理工学部建築学科助教授

工学博士 堀 内 孝 英

1 まえがき

最近、くい打込みにより発生する振動ならびに騒音に対する規制が厳しくなり、打撃による振動や騒音などの建設公害を軽減する目的から、打込みぐいにかわって、比較的振動や騒音の少ない埋込みぐいおよび場所打ちコンクリートぐいが多く採用されるようになった。

打込みぐいは、ハンマーの打撃力によって先端地盤を締め固め、破壊しながら既製ぐいを貫入させる工法によるものであるため、一般に大きな支持力が期待できること、また打止め記録をとることによって施工管理が容易である。これに対して、埋込みぐいおよび場所打ちコンクリートぐいによる工法は、いずれも地盤を掘削することが主要工程であるため、地盤をゆるめてぐいが設置されるという点打込みぐいと根本的な相違がある。このため、埋込みぐいおよび場所打ちコンクリートぐいの施工に当っては、

- (1) 掘削による孔壁の崩壊
- (2) 掘削時の衝撃やかく乱、土かぶり圧の減少などによる先端地盤のゆるみ
- (3) 先端砂質地盤の被圧水によるボーリング
- (4) スライム処理

などの問題点があり、かつこれらが施工管理されにくいという難点がある。しかしその反面、埋込みぐいには数多くの工法があって、中にはいったんゆるめた地盤を再び打撃によって締め固めるような有効な工法もある。

上述したように、埋込みぐいや場所打ちコンクリートぐいの地中における形成状態は、施工法の種類・実施工や施工管理のあり方などによって影

響されるところが非常に大であり、その結果、これらのくいの支持力や荷重～沈下量曲線の特性などが、古くから多くの実績を有する打込みぐいに比べて、どの範囲に位置づけられるのかを判断するのは非常にむずかしい。したがって、このような場合には、実際に施工されたくいの载荷試験資料を多数収集して統計的に検討することが、大局的な判断を誤らないという点で妥当な調査法であると思われる。

以上のような主旨から、ここでは、名古屋地盤区分図委員会（委員長：名古屋大学工学部教授植下 協）で収集した各種くい工法におけるくいの载荷試験資料のうちから、特にここでは、名古屋市内における埋込みぐいの载荷試験の実態を分析・整理し、埋込ぐいの支持力について検討を加えた結果を報告する。

2 埋込みぐいの分類

日本建築学会の建築基礎構造設計標準¹⁾では、埋込みぐいを「既製のくい体を、主として地盤を掘削することによって沈設したくい」と定義しているが、この定義にあてはまる施工法は非常に多く開発されている。しかし、これらの工法の多くは類似工法であり、施工実績の多い工法に限定して分類すると、つぎのように大別することができる。

(a) プレボーリング工法： 地盤を先行掘削し、そのせん孔内にくいを挿入する工法

(b) 中掘り工法： 先端開放型のくいの内部に掘削器具を挿入して、くい先端下部の地盤を掘削しながら、ある程度の打撃を加えるか、または圧入することによって設置する工法

これらの方法は、いずれもくいを挿入を容易にするために、周面摩擦抵抗や先端抵抗を小さくするという作業が行われているので、結果としての支持力を著しく低下させることになる。そこで、これらの工法では支持力を増大させるために、

① くい支持地盤に達したところで打撃を加える

② 地盤のせん孔内にセメントミルク等を注入して地盤を固める

などの処置がとられている。

埋込みぐいの施工法は、ぐいの設置方法と支持力を増大させる処置方法の組合せで定まるので、一般に使用されている埋込みぐいは、つぎの4種類に分類できる。

(1) プレボーリング・打撃工法： くい径より若干小さい孔を掘削し、ある程度の打撃を加えるか、または圧入することによりくいを挿入する工法

(2) プレボーリング・セメントミルク工法（セメントミルク注入工法）： くい径より10cm程度大きく掘削した孔内にくいを建て込み、くい体と地盤との間隙をセメントミルク等で充填する工法

(3) 中掘り工法： 中掘り工法のうち、ほとんど打撃を加えない工法。圧入または先端地盤へのセメントミルク等の注入を行うもの。

(4) 中掘り・打撃工法： 支持層付近を中心に、ある程度の打撃を加える工法。

上記のうち、プレボーリング

・打撃工法および中掘り打撃工

法は、打込み工法によりくいを設置する前に、オーガー等により地盤を先行掘削しておき、単に打撃回数を減少させるという方法でそれほど特殊な工法ではない。したがって、以下の検討は、セメントミルク工法および中掘り工法を対象に行っている。

3 載荷試験資料の統計的考察

3.1 載荷試験ぐいの実態

埋込みぐいの施工方法は、地盤および構造物の条件だけでなく、敷地条件や工期、工費など多くの要因から総合的な判断により決定されるもので



図-1 載荷試験が実施された埋込み杭の分布図

ある。したがって、埋込みぐいの施工法別の適用範囲を厳密に規定することはできない。しかし、今回収集した名古屋市内における載荷試験が実施された埋込みぐいの実績を分析、整理して、その実態を把握しておくことは意義あるものと考えられる。

図-1は、昭和50年から昭和53年の4年間に、名古屋市内で載荷試験が実施された埋込みぐいのうち、セメントミルク工法と中掘り工法に関する分布状況を示したものである。この図には、名古屋地盤図を参考に沖積層、洪積層の地質区分および沖積層においては沖積層の基底面等深線が併記してある。また表-1は、図-1をもとに沖積層および洪積層中において、載荷試験が実施された埋込みぐいの工法別の件数をまとめたものである。

表-1 各地層中における埋込みぐいの工法別件数

地層区分 \ 工法	セメントミルク工法	中掘り工法	計
沖 積 層	47	10	57 (74%)
洪 積 層	19	1	20 (26%)
計	66 (86%)	11 (14%)	77

この表から、埋込みぐいの載荷試験は、軟弱な沖積層中で多く実施されていることがわかる。また、載荷試験が実施された埋込みぐいの施工法としては、セメントミルク工法が中掘り工法に比べて圧倒的に多いことが沖積層中および洪積層中において認められる。

図-2は、くい径とくいの根入れ長さとの関係を工法別に示したものである。これは名古屋市内における埋込みぐいのくい径とくいの根入れ長さの一般的な利用範囲の傾向を示しているものと考えられる。

つぎに、くいの先端がどのような地盤で支持されているかを検討するために作成したのが図-3である。図-3は、くい径別にくい先端地盤のN値との関係をくい先端地盤の土質をパラメーター

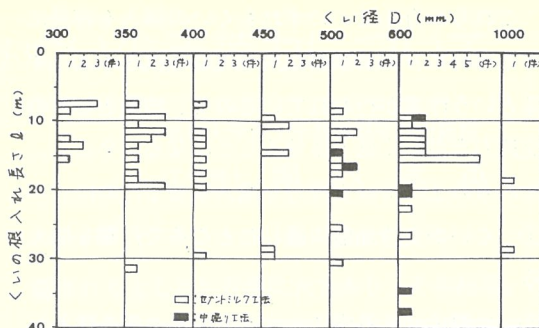


図-2 くい径とくいの根入れ長さの関係

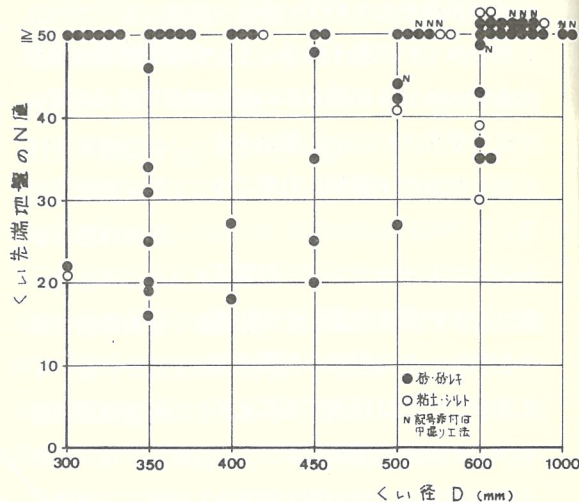


図-3 くい径とくい先端地盤のN値と土質の関係

として描いたものである。この図から、各くい径とも過半数がN値40以上かつ砂層あるいは砂礫層を支持地盤としていることがわかる。特に中掘り工法においては、ほとんどがN値50以上の砂層あるいは砂礫層を支持地盤としていることがわかる。

3.2 設計値の統計的考察

図-4は、くいの根入れ長さ ℓ と設計値Rとの関係を示したもので、くい径をパラメーターとして描いてある。ここでの設計値Rとは、載荷試験前に設計者が支持力算定式などによって推定した長期許容支持で、載荷試験による降伏荷重 P_y あるいは極限荷重 P_u から判定した長期許容支持力値ではない。この図から、くいの根入れ長さ ℓ と設計値との関係はバラツキが大きく相関性のないことが認められる。

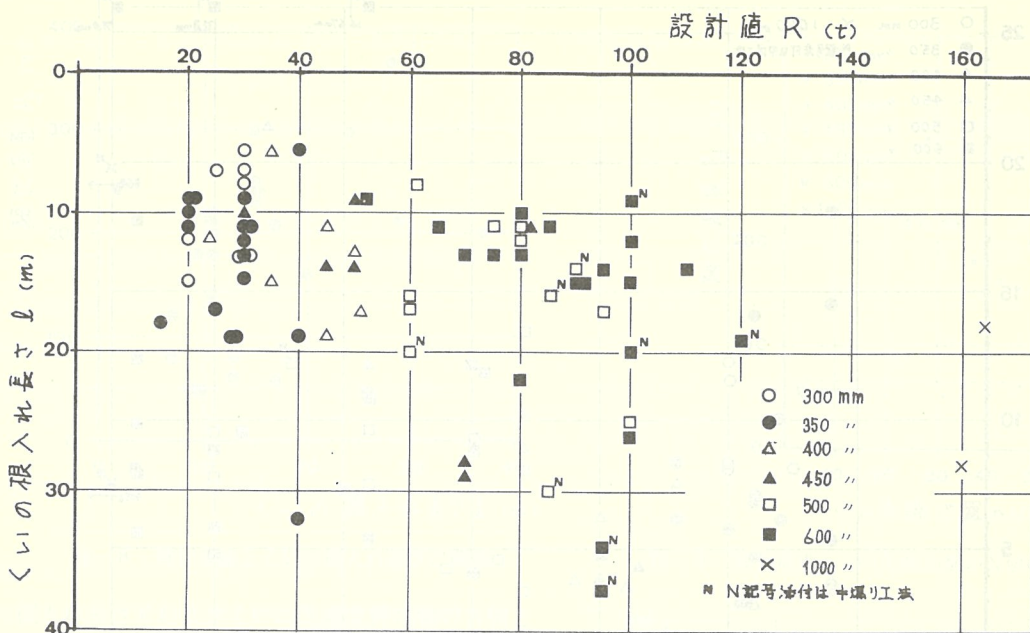


図-4 くいの根入れ長さと設計値の関係

表-2 くい径と設計値との関係

設計値 (t)	くい径 (mm)
50	300
100	300, 350
150	350, 400
200	400, 450
250	450, 500
300	500, 600
350	600, 1000
400	1000

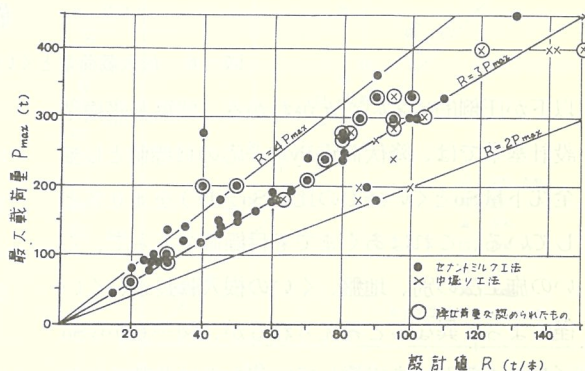


図-5 設計値と最大載荷重の関係

表-2は、くい径別に設計値の範囲を示したものである。この表から、埋込みぐいのくい径、工法別の設計値の範囲を把握することができる。このくい径別の設計値の範囲は、載荷試験が実施されていない名古屋市内の埋込みぐいの設計値として採用されている一般的傾向を示しているものと考えられる。

図-5は、設計値 R と最大載荷重 P_{max} との関係を示したもので、工法をパラメーターとして描いてある。載荷試験における載荷荷重は設計値の3倍以上を載荷するのが普通である。図からわかるように、大多数のものは設計値の3倍以上の載

荷が行われているが、中には2倍程度までしか載荷されていないものもある。また、同図中には降伏荷重が認められたものについて○印を付したが、設計値の3倍の載荷荷重で降伏荷重が認められているのは約10%程度しかないことがわかる。降伏荷重を正しく検出するためには、載荷試験において十分な沈下量を生じさせておく必要がある。

図-6は、最大載荷荷重時 P_{max} におけるくい頭の全沈下量 S_o の関係を、くい径をパラメーターとして描いたものである。この図から、最大荷重時の沈下量をみると、各くい径とも全沈下量15mm

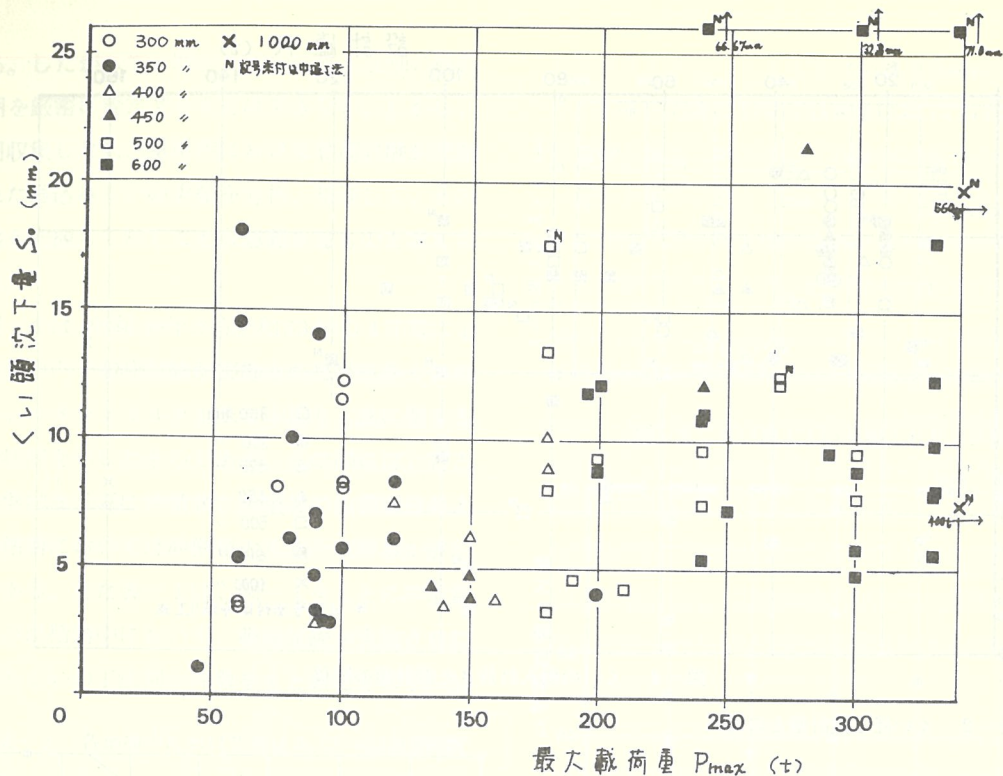


図-6 最大載荷重とくい頭沈下量との関係

以下が圧倒的に多いことがわかる。建築基礎構造設計基準では、降伏荷重 P_y の一応の目標値として全沈下量 S_0 とくい径 D の比(S_0/D)を4.0%としている。これはあくまでも目標値であって、くいの施工法の別、地盤、くいの根入れ長さ、くい径によって異なると考えられるが、図-6から S_0/D が4.0%にまで達しているものは非常に少なく、特にくい径が大きくなるほど S_0/D の比は小さいことがわかる。このことは、非常に小さい変形量を基準に支持力を定めていることを示しており、先端地盤の支持力より周面摩擦力を中心に支持力を期待していることになる。

3.3 降伏荷重の統計的考察

載荷試験資料から降伏荷重 P_y が判定されているものについて、くい径と降伏荷重との関係を示したのが図-7である。この図から、降伏荷重はくい径の増大とともに大きくなる傾向がみられるが、同一くい径に対してもかなりの差のあることがわかる。また、同図中には、くい径 D と降伏荷重 P_y

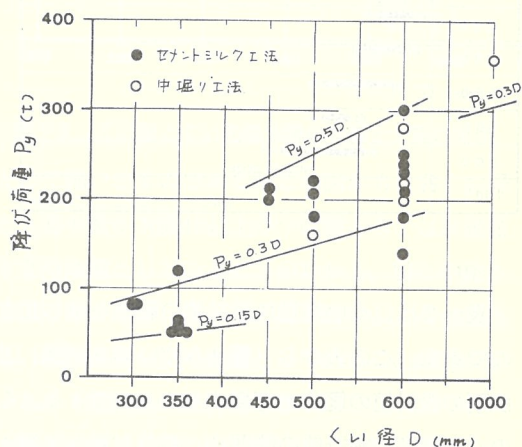


図-7 降伏荷重とくい径の関係

との関係を示す線を併記したが、 $P_y = 0.3D$ の線を境に、くい径 D が400 mm以下の小口径のくいの降伏荷重 P_y は $0.3D \sim 0.15D$ の範囲に、くい径 D が500 mm以上の中口径から大口径のくいの降伏荷重 P_y は $0.3D \sim 0.5D$ の範囲にあることがわかる。

つぎに、図-8および図-9はそれぞれくいの

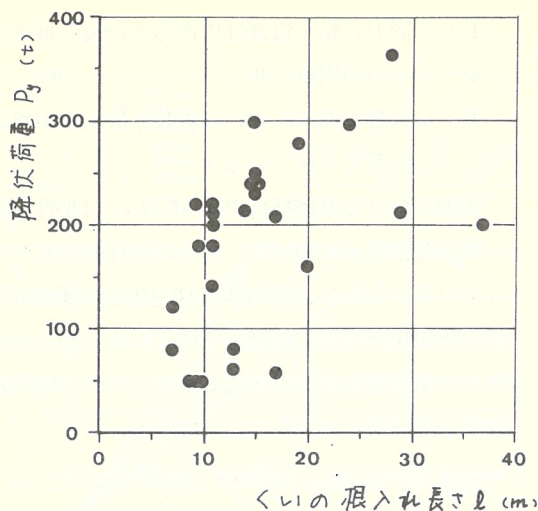


図-8 降伏荷重とくいの根入れ長さの関係

根入れ長さ l およびくいの先端支持地盤の N 値と降伏荷重 P_y との関係を示したものである。これらの図から、降伏荷重 P_y はくいの根入れ長さ l およびくい先端支持地盤の N 値と相関性のないことがわかる。

3.4 降伏荷重と設計値

くい基礎の設計に当たって、設計者にとって先づ第一に必要なのは、設計されるくいの長期許容支持力である。くいの長期許容支持力は、原則として載荷試験から求められる降伏荷重あるいは極限荷重を基準として定めるのが慣用の方法である。しかしながら、現在までに数多くのくい基礎が施工されているにもかかわらず、載荷試験が実施されるものは非常に少ないのが現実である。したがって、ほとんどのくい基礎の設計は、支持力算定式によって得られた設計値で実施されているといえる。さらに、図-5からもわかるように、載荷試験が実施されても支持力を決定するために必要な極限荷重はおろか降伏荷重まで載荷されていない試験が多いことは、適正な支持力を決定する上で問題である。

ここに、設計値 R と載荷試験による長期許容支持力 R_{at} (降伏荷重 P_y の $1/2$) との関係を示したのが図-10である。この図はくい径をパラメータ

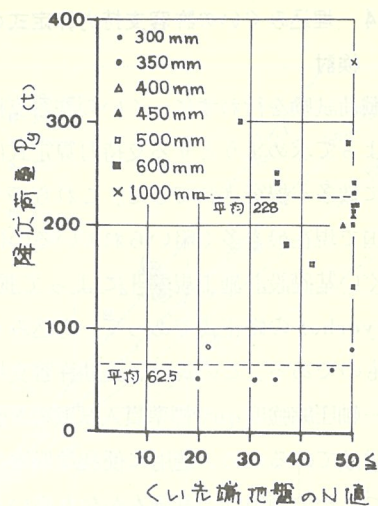


図-9 降伏荷重とくい先端地盤の N 値の関係

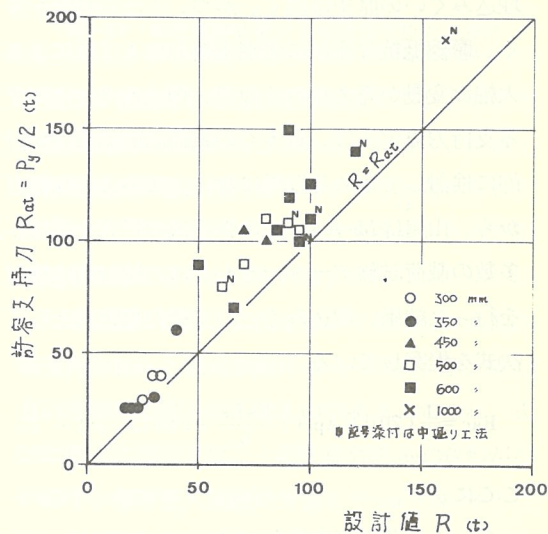


図-10 許容支持力と設計値の関係

として描かれている。この図から、載荷試験が実施されたものはすべて設計値よりも載荷試験による長期許容支持力の方が大きな値となっている。設計値が載荷試験による支持力より大幅に下廻っている場合は安全側の設計、すなわち過大設計となり、逆の場合は危険側の設計すなわち過小設計となる。したがって、適正な支持力を決定するためには載荷試験が必要であると同時に、支持力算定式の適用性についての検討が必要となる。

4 埋込みぐいの許容支持力算定式の適用性の検討

載荷試験を行わずに、ぐいの許容支持力を計算によって求めようとする支持力算定式は、いままでに数多く提案されてきた。これらのうちで、わが国で現在最も多く用いられているのは、「建築鋼ぐい基礎設計施工規準」³⁾によって提案された Meyerhof の修正式であって、打込みぐいに対するものである。この式は、長期許容支持力を粘土の一軸圧縮強度 q_u や標準貫入試験の N 値と直接関連付けているため、適用に便利な形となっており、かつ、その適用性の評価もかなり高いという点から今日の普及をみたと考えられる。しかしながら埋込みぐいの歴史は浅く、かつ、工法の種類が多く、摩擦抵抗ならびに先端支持力にも工法による大幅な変動が考えられるので、埋込みぐいに対する支持力算定式は、数多くの載荷試験結果を統計的に検討して定める以外にない。このような観点から、山肩は Meyerhof の修正式の形式を採用し、多数の載荷試験データをもとに、統計的に検討を行った結果、埋込みぐいの支持力算定式として次式を提案している。

$$R_{ac} = \frac{1}{3} \left\{ 20 \alpha \bar{N}_{Ap} + \left(\frac{N_s L_s}{5} + \nu N_c L_c \right) \psi \right\} \dots (1)$$

ここに、

R_{ac} : 長期許容支持力 (t)

α : 先端の形状係数 (閉端 1.0、開端 0.8)

$\bar{N}$: 先端抵抗 N 値 (ぐい先端より下へ 1 D、上へ 4 D 間の実測 N 値の平均、ただし、実測 N 値の上限を 50 とする。D: ぐい径)

A_p : ぐい先端の全断面積 (m^2)

N_s : ぐい周地盤中、砂質部分の実測 N 値の平均 (ただし、実測 N 値の上限を 50 とする)

L_s : 同上、砂質部分にあるぐい長 (m)

N_c : 同上、粘土質部分の実測 N 値の平均 (ただし、実測 N 値の $N = 0$ は 0.5 とみなし、またその上限を 4 とする)

L_c : 同上、粘土質部分にあるぐい長 (m)
 ψ : ぐいの周長 (m)
 ν : 係数 (埋込みぐいに対しては 1.0 が適切と考えられている)

式(1)における摩擦抵抗の項 $\nu N_c L_c$ は粘性土の一軸圧縮強度 q_u の値がない場合の便宜的な値となっている。しかし、昭和 53 年 10 月 20 日の建設省告示 (昭和 54 年 4 月 1 日施行) によれば、式(1)の粘性土の摩擦抵抗の項は次式に示すように一軸圧縮強度 q_u 値を用いるようになっている。

$$R_{ac} = \frac{1}{3} \left\{ 20 \alpha \bar{N}_{Ap} + \left(\frac{N_s L_s}{5} + \frac{\bar{q}_u L_c}{2} \right) \psi \right\} \dots (2)$$

ここに、 $\bar{q}_u$ はぐい周面の地盤のうち、粘性土地盤の一軸圧縮強度の平均値 (t/m^2) で、かつ上限値を 10 としている。

さて、ここに上式(1)および(2)の適用性について載荷試験による長期許容支持力 R_{at} と比較し検討を行った。検討に当っては、今回収集した載荷試験資料の中から、支持力の算定に必要な基礎資料 (例えば、土質柱状図、標準貫入試験 N 値、土質試験結果、工法の記述など) の完備しているもの、さらに、載荷試験の結果として降伏荷重 P_y や極限荷重 P_u が明確に判定できるものなどの条件を満たす資料を選定した。その結果、今回収集した載荷試験の資料には、土質試験結果および極限荷重に関する資料のあるものはまったくなかった。したがって、式(2)を用いて長期許容支持力 R_{ac} の算定に当っては、一軸圧縮強度 q_u の値を N 値より推定して行った。また、載荷試験結果による長期許容支持力 R_{at} を定めるに当っては、降伏荷重 P_y の 1/2 を重視した。

図-11 および図-12 は、式(1)を用いて算定した長期許容支持力 R_{ac} と載荷試験による長期許容支持力 R_{at} との相関図を示したものである。図-11 は、式(1)の粘性土の摩擦項の係数 ν を 1.0 とした場合、また図-12 は ν を 2.0 とした場合について示してある。また、これらの図中には平均値 $\bar{x}$

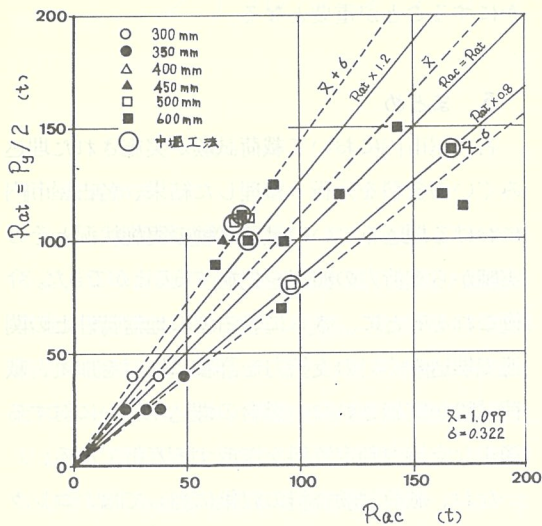


図-11 載荷試験結果による許容支持力と設計値の関係〔式(1)による $\nu = 1.0$ の場合〕

と標準偏差 σ および $R_{ac} = R_{at}$ の線とそれに対する $\pm 20\%$ の線が併記してある。ここに $R_{ac} = R_{at}$ に対し 20% の線を示したのは、算定値がこの範囲内におさまるならば実用上有効な設計式と考えられるからである。

図-11および図-12について、計算値 R_{ac} と実測値 R_{at} との相関性およびバラツキを検討すると、式(1)の粘性土の摩擦項の係数 $\nu = 2.0$ とした図-12の方が $\nu = 1.0$ とした図-11にくらべ相関性はよいがバラツキは両者ともかなりあることがわかる。また、これらの図から、計算値 R_{ac} が実測値 R_{at} よりも非常に大きな値を示すものは、くい周地盤中の粘土質部分にあるくい長が長く、かつ、その部分の N 値が大きいものである。したがって、これらのくいに対しては、粘性土の摩擦項の係数 ν を小さくすることによって、計算値が実測値に近くなる。しかし、粘性土の摩擦項の係数を小さくすることによって、逆に計算値が実測値より小さくなる場合もある。また、実測値が計算値よりも大きく、かつ粘性土の摩擦項の係数が計算値に大きな影響を与えないくいは、主として砂質地盤中のものである。この場合、支持力算定値に影響

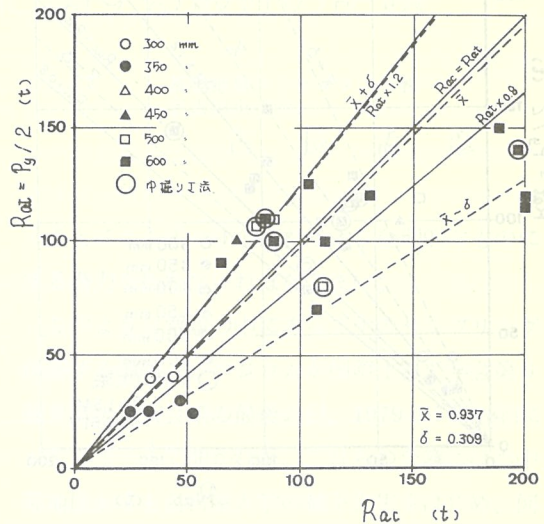


図-12 載荷試験結果による許容支持力と設計値の関係〔式(1)による $\nu = 2.0$ の場合〕

を及ぼす要因としては、先端抵抗の係数と砂質土の摩擦抵抗の係数があげられる。一般に、砂質土の摩擦抵抗係数は現行の $1/5$ が妥当と考えられているので、先端抵抗の項の係数や N 値のとり方が問題点としてとり上げられる。

つぎに図-13は、式(2)を用いて算定した長期許容支持力 R_{ac} と載荷試験による長期許容支持力 R_{at} との相関図を示したものである。ここに、式(2)の算定に当っては、一軸圧縮強度 q_u の資料がないので、標準貫入試験の N 値より $q_u = N/8$ として一軸圧縮強度を推定して試算を行ったものである。なお、同図中には平均値 $\bar{x}$ 、標準偏差 σ および $R_{ac} = R_{at}$ の線とそれに対する $\pm 20\%$ の線が併記してある。この図から、計算値 R_{ac} と実測値 R_{at} の相関性はわるく、かつバラツキも大きいことがわかる。また、ほとんどの計算値 R_{ac} が実測値 R_{at} よりも小さな値を示していることは、くい周地盤中の粘性土の摩擦抵抗をかなり小さく評価していることになり、主に粘性土地盤中のくいに対しては安全側の設計となるものの過大設計につながるおそれがある。したがって、式(2)の適用に当っては、粘性土の力学的性質を標準貫入試験の

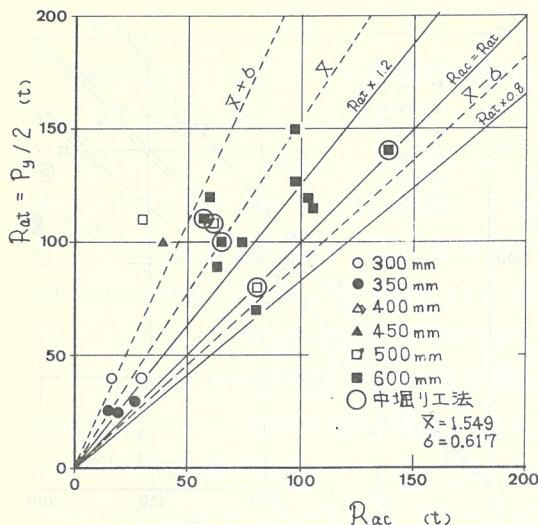


図-13 載荷試験結果による許容支持力と設計値の関係〔式(2)による〕

N値から推定することには問題があることを示唆している。

前述したように、提案されている埋込みぐいの支持力算定式は、Meyerhofの打込みぐいに対する式に補正係数をかけるといった便宜的なものである。埋込みぐいには、工法の種類も多いので、現行の埋込みぐいの支持力算定式を適用するに当たっては、摩擦抵抗の項の評価の問題、先端抵抗の項のN値を算定する場合、どの範囲の実測N値の平均値を採用すべきかの問題ならびに先端抵抗の項の係数の大きさに関する問題などを埋込みぐいの工法別に適正に評価しなければならない。その

ためには、埋込みぐいの支持機構を工法別に明らかにすることが重要となる。

5 まとめ

名古屋市内において載荷試験が実施された埋込みぐいの資料を分析・整理した結果、名古屋市内における埋込みぐいの載荷試験の実施状況とその実績から支持力の概況を把握することができた。今後これをもとに、さらに名古屋の地盤特性との関連で埋込みぐいの支持力を詳細に検討を加え、載荷試験が実施されない場合の埋込みぐいに対する適正な支持力判定資料を作成する方針である。

なお、載荷試験資料の収集に当たっては、コンクリートポールパイル協会中部支部の御協力を得ましたことを厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説、丸善、1974。
- 2) 日本建築学会東海支部、土質工学会中部支部、名古屋地盤調査研究会編著：名古屋地盤図、コロナ社、1969。
- 3) 日本建築学会：建築鋼ぐい基礎設計施工基準・同解説、丸善、1963。
- 4) 山肩邦男：各種工法によるクイの許容支持力、土と基礎、Vol. 23、No. 7、PP. 13～20、1975。

ソイルサンプリングに関する最近の話題

基礎地盤コンサルタンツ(株)
名古屋出張所

古 長 孟 彦

1 まえがき

土木・建築構造物の設計・施工計画が立案されると、この計画の中には必ず土質(地質)調査の実施が組込まれる。調査の方法、規模等は計画構造物の種類、重要性、あるいは対象地盤の種類などによって異なるが、構造物を設計・施工する上で土の工学的特性、特にこゝでは静的および動的な力学特性を必要とする場合には、ボーリングによって土の乱さない試料を採取(ソイルサンプリング、以下サンプリングと呼ぶ)して室内土質試験を行い、これらの特性値を得るという方法が一般的に用いられる。このような実務的なサンプリングに対し、土の工学的特性をより詳細に、すなわち土の応力履歴、応力径路、排水機構などが土の特性にどのような影響を与えるかを検討するための研究を目的としたサンプリングの行われることもある。

いずれの場合においても大切なことは、なるべく原位置の状態に近い乱れの少ない試料をサンプリングすることであるが、約35年の歴史を有する現在のサンプリング技術をもってしても、全く乱れない試料をサンプリングすることは極めて困難なことであり、いかに乱れの少ない試料をサンプリングするかの研究が日本をはじめとして、世界の多くの国々で続けられているのが現状である。土の工学的特性の利用方法が実務的であるにせよあるいは研究的であるにせよ、工学的特性を利用する立場にある者はこのようなサンプリング技術の現状を理解し、①サンプリング→②土質試験→③解析・設計→④施工の一連の流れを整合性のあるものとし、さらに現在のサンプリング技術のどこに問題があり、何を改善すれば良いのかを考え

ることにより①→④の流れをより合理的なものにする努力を払わなければならぬ。

このような背景の中にあって土のサンプリングに関する国際シンポジウムが国際土質工学会第6回アジア地域会議の最後の日、1979年7月28日にシンガポールで開かれた。これらの会議には当中部地区からも名古屋大学の植下先生をはじめ、何人かの方々が御出席になられた。この小文は国際会議から帰られた植下先生の御提案で実現した昭和54年度第2回中部地盤研究会(土質工学会中部支部・中部地質調査業協会主催、土木学会中部支部協賛)での講演内容をまとめたものであるが、講演は現在国際サンプリング委員会の委員長である基礎地盤コンサルタンツ(株)の森社長にお願いした。

2 国際サンプリング委員会について¹⁾

2.1 委員会が組織されるまでの経過

国際サンプリング委員会は正式には“The Subcommittee on Soil Sampling, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering”と呼ばれている。この委員会は1957年のロンドン会議の席でカルステニアスを委員長とし、13名の委員で設立されたものであり1961年にはカルステニアスを委員長とする5名の小委員会も作られた。その後国際的なソイルサンプリングのグループ(IGOSS)が上記委員会を支持する協力者としてこの委員会の中に生まれた。そして、1969年のメキシコ会議において、ソイルサンプリングに関する専門部会がエイチソンをオーガナイザーとして持たれた。1971年に

はバンコックでソイルサンプリングの専門部会が第4回アジア地域会議とともに開かれたわけである。

このような流れの中で、1975年の5月実行委員会はこの国際サンプリング委員会を解散すべく決定したが、上部組織の解散によりIGOSSもまたその存続の意味を失ってしまった。

その後、1977年の7月にソイルサンプリングに関する非公式な会議が東京で国際会議の行われている間に持たれた。この席で森はこれまでの委員会の歴史を回顧した後、ソイルサンプリングというものは実務あるいは研究のためであるにしろ土を相手とする立場の者にとってはいゝ加減なことで済すことのできない土質力学の重要な技術であることから、ソイルサンプリングに関する国際的な研究を続けることを力説した。さらに彼は、土質力学のこの重要な目的に関し、ソイルサンプリングに興味を持っている国際学会のメンバーが国際的な情報交換の必要性について望んでいることも述べた。この席の出席者はソイルサンプリングについての国際的な研究を復活し、ソイルサンプリング委員会の再編を実現させるための推進力として作業することに同意した。こうして1978年7月、国際土質工学会々長の福岡教授、同じく事務総長のナッシュ教授の好意により、ソイルサンプリング委員会は森を委員長として15名の委員と16名のアドバイザーによって再編されたわけである。

2.2 委員会の目的と仕事

この委員会の任務は土のサンプリングに関する情報を収集して国際サンプリングマニュアルを作成することにある。実用的にフィージブルな方法によってなるべく乱れを少なくし、品質のばらつきの少ない試料を採取する方法を見出し、これによって国際的に普遍性のあるサンプリングの指導書を作成しようとするのが委員会の目的である。その第一段階として委員と委員が推せんする著者に

よる現況報告のとりまとめ、およびこれを発表し討議する機会として先のシンガポールにおける国際シンポジウムが開催されたわけである。

このシンポジウムには世界各国から18編の現況報告の論文が寄せられ、“State of the Art on Current Practice of Soil Sampling, Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling”として国際サンプリング委員会が編集したものであるが、220ページの書籍であって現在土質工学会から販売されている。

3 サンプルはどのような原因で乱されるか？

3.1 ボーリングによる乱れ

ボーリングすることによって孔底地盤の鉛直圧力が解除され、それによって試料の採取前に土が乱されているとする主張がある。オランダのベゲマンは孔底における応力解放の影響とサンプルチューブと試料の間の摩擦によって生ずる試料の乱れを重要視してベゲマンサンプラーと呼ばれるサンプラー²⁾を考案した。ベゲマンはピストンサンプラーが試料とサンプルチューブの摩擦にもかゝらず100%近い採取率を示すのは、サンプルチューブを押し込む際にピストン底面に生ずる真空によって試料を引込むからであって、試料に引張り応力を生ずる可能性を指摘している。³⁾図-1は同一の層および深度からベゲマンサンプラーとアカーマンサンプラーでサンプリングした試料の三軸圧縮試験の結果を示すものである。

一方、米国ではボーリングによる応力解放は泥水を使うことによって平衡させ得ると考えられている。⁴⁾泥水は主として砂質土に対して孔壁を安定させるために使われるが、粘性土であっても孔底に鉛直圧力を与えるために使用すべきだとされている。置換式ボーリングによる場合は応力解放が生じないかわりにサンプラー下方の土が圧縮される。置換式ボーリングによってサンプラーを押し込んだと

きにはサンプラー
直下の粘土の間隙
水圧は原位置での
その60~100%
高くなったことが
報告されている。⁵⁾

一方、松本⁶⁾は
サンプリングには
普通ボーリングを
伴うが、このボー
リング作業の際に
ケーシングパイプ
またはコアチュ
ーブなど掘削機具
の給進力、特に水

圧上昇が伴うような異常圧入をしないよう注意し
ている。粘土地盤では水圧が地盤を大きく破壊す
る原因となるので2~3 kgf/cm²以上の水圧になら
ないようコントロールすることが必要であるとし
ている。図-2はサンプリングの研究のために特
に慎重に行われたサンプリングチューブ内の強度
の分布を示すものである。この図からも孔底部
の土の乱れていることが明確に理解されよう。

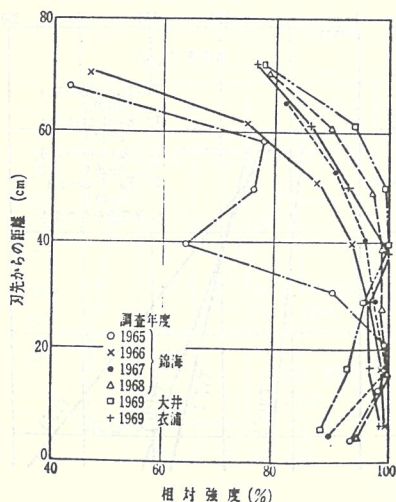


図-2 サンプリングチューブ内の強さ分布

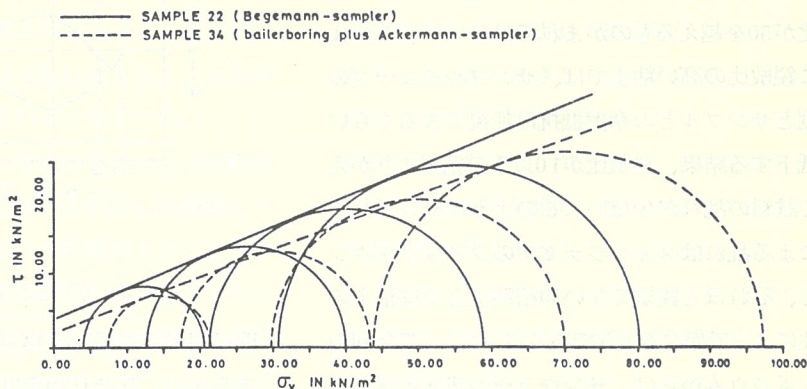


図-1 Comparison results Begemann-sampler and Ackermann-sampler.

3.2 不適当なサンプラーの設計

固定ピストン式シンウォールサンプラーを使う
点で一致している各国の間でもその諸元にはかな
りの差がある。ノルウェーのサンプルチューブの
内径は54 mm⁷⁾であるのに対して米国では主として
76.2 mm⁴⁾であり、日本では75 mm⁸⁾である。サン
プルチューブの内径の下限は50 mmで大きい方は260
mm⁹⁾に達するものがある。内径50~55 mmのサン
プラーを使うスカンジナビア諸国では置換式ボー
リングをそのまま地盤内の所定の深さまで押込ん
でサンプリングする方法をとっており、径70 mm以
上のサンプラーを使う国ではボーリング孔底から
サンプラーを押込む方法を取っている。

サンプルチューブの径を大きくすることによっ
て当然工費は増加するわけであるが70 mm以上のサ
ンプラーを使うのはサンプルチューブに近接する
乱された部分を削り取って径50 mmまでの乱さない
供試体を得るためである。ブレンナーは200 mm以
上のサンプラーを使うのは同じ標高から数個の供
試体を得るためであると述べている。⁹⁾

径50 mmから125 mmまでのサンプルの強さについ
ては試料の中心部では径の大小による影響はない

という報告もあるが、オスターバークは50mmの径では、乱さない試料は得られそうもないという見解を示している。スカンジナビア諸国の粘土は鋭敏比が50を越えるものがまれではないが、このように鋭敏比の高い粘土では、サンプルチューブの内側とサンプルとの摩擦抵抗は無視できるくらいに低下する結果、鋭敏比が10以下の粘土よりかえって試料の乱れが少ない。このようにサンプリングによる乱れはスカンジナビアのクイック・クレイと、それほど鋭敏でない沖積粘土とでは粘土の特性によって異なるようである。したがって今回のシンポジウムからは、サンプラーの諸元と試料の乱れを統一的に代表する原則は見い出されなかった。

なお、前出の松本は図-3を用い、肉厚2mmを中心にそれよりも薄くても、厚くても qu 値は減少し、 ε 値は増大することを指摘している。特に2mmより薄い肉厚のものは厚いものに比べて乱れの度合いは大きく、変形による影響を表わしているようであるが、チューブの剛性は肉厚と材質から決まるもので、肉厚の影響を云々するときには材質を無視して語ることはできない。図-3は一般

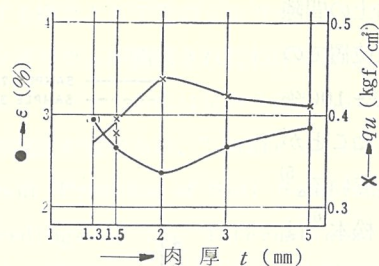


図-3 平均強度定数と肉厚との関係

的に用いられている真ちゅう製についての結果であるから、昨今利用頻度の高まりつつあるステンレス鋼製は、チューブの剛性が真ちゅう製のそれに対し約1.3あるので、真ちゅう2mmに相当するステンレス鋼製の肉厚は1.5mmでよいことになる。

図-4は松本による刃先角度の違いによる強度定数の比較である。この図から刃先角度の鋭い3°がもっともよい結果を得ており、刃先のない90°は当然のことながら乱れが大きく3°に比べて qu 値は全体的に約10%の低下を示していることが読みとれる。現在規格になって一般的に用いられてい

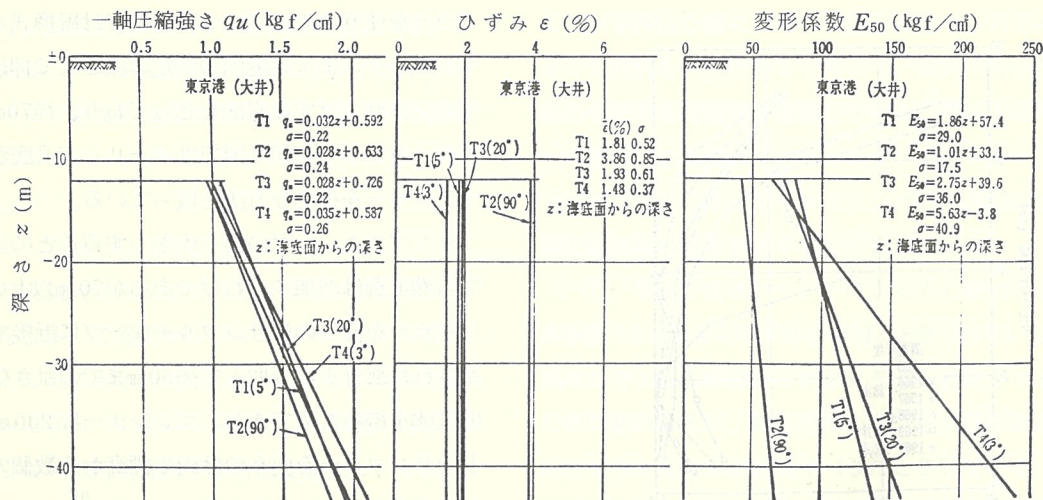


図-4 刃先角度の違いによる強度諸定数の比較

る刃先角度 5° と、それより少し大きい 20° は、上述のほゞ中間値を示しており、両者には明りょうな差異はみられない。松本は図-4を総合的に判定し、わが国の沖積粘性土のサンプリングに対しては刃先角度が小さいほど乱れは少なく、刃先角度 3° 以下が適当と考えられるとしている。

チューブの断面積比、すなわちチューブの断面積と試料の断面積の比で表わされるこの指標については、採取される試料への影響が大きいことをボシュレフが指摘している。¹⁰⁾しかし、カルステニアスは刃先角度が十分小さければ断面積比は乱れにほとんど影響しないと述べている。¹¹⁾これに対して日本での松本らの実験結果では断面積比が比較的小さく、影響に有意な差を見出すことができなかったとしているところから、断面積比が小さければあまり神経を使う必要はないようである。

・3.3 サンプラーの輸送(主に砂質土)

粘性のないサンプルの採取後の取扱いについてマキューソンらは採取後サンプラーをゆっくりと引揚げショックと振動を極力小さくすべきであるとしている。¹²⁾なぜなら砂の乱さない試料の採取はほとんどが地震時における動的特性を知る目的で行われるからであり、したがって試験前に余分な振動を与えることはそれだけ試料を乱す原因にな

るからである。サンプルチューブをサンプラーから取外すときにも特に慎重な配慮が望まれる。そしてサンプルはそれがボーリング孔から取出されて試験するまで一貫して鉛直に保つべきであるとしている。砂の乱さない試料の運搬は一般に凍結法がとられる。すなわちサンプリング後地上に回収された試料はサンプルチューブの先端を金網など排水性材料で保護し、鉛直に立てたままの状態数時間の排水を行う。そして飽和度が $70\sim 80\%$ 以下となったらアイスボックスの中に試料を移し凍結させ、その後に実験室への運搬を行う。

この場合、凍結・融解による試料の乱れが問題となる。この点に関する実験として吉見の実験¹⁴⁾および横田の実験¹⁵⁾があり、それぞれ図-5および図-6を得ている。これらの実験は豊浦砂を用いて行われているので、このようなきれいな砂の場合、試料運搬を凍結法により行うことは実質的に問題がないことを示すといえよう。しかし、洪積層あるいは第三紀層に属する砂のように多少なりとも粒子間のセメンテーションが行われている場合、図-7のような石原の実験結果に示すように凍結の影響は明らかであり、そのような試料に対する凍結は行うべきでないといえる。図-8(a)(b)は阪上らの実験によるもので、豊浦砂を用いて

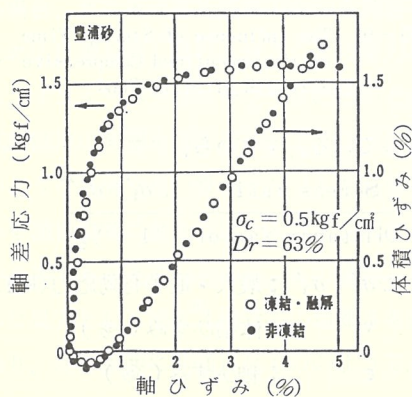


図-5 凍結・非凍結試料に対する三軸試験(CD)結果

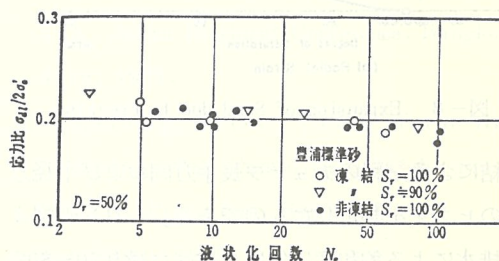


図-6 凍結・非凍結試料の応力比～液状化回数

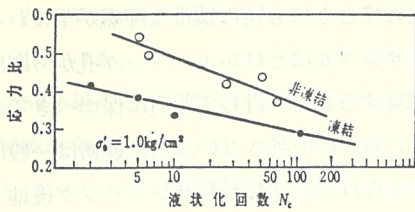
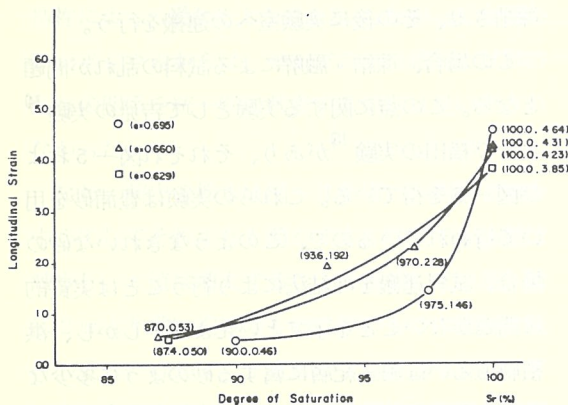
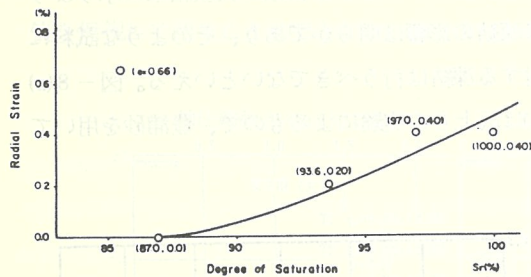


図-7 凍結・非凍結試料（洪積砂）の応力比



(a) Longitudinal Strain



(b) Radial Strain

図-8 Expansion of Sand due to Freezing

凍結による試料のチューブ長手方向および半径方向のヒズミを測定したものである。これらの図より排水による飽和度は先にも述べた通り70~80%で十分であることが理解できる。

3.4 サンプルの貯蔵

陶野⁽¹⁰⁾は一軸圧縮試験、および三軸圧縮試験を利用して、貯蔵された洪積層及び第三紀層の砂の貯蔵期間の相違に対する品質評価を試みた。図-

9はサンプルの乱れのqu値に与える影響を示したものであり、良質のサンプルの場合 qu/pf はほぼ一定の値を示し、また $qu=0$ に対応する Pf_0 は品質の悪いサンプルでは Pf_0 値が大きくなる傾向を示している。一軸圧縮強さが $qu=0.2 \text{ kgf/cm}^2$ を下まわるとな砂の場合、低い拘束圧のもとでの三軸圧縮試験(CD)を行うことにより品質評価がで

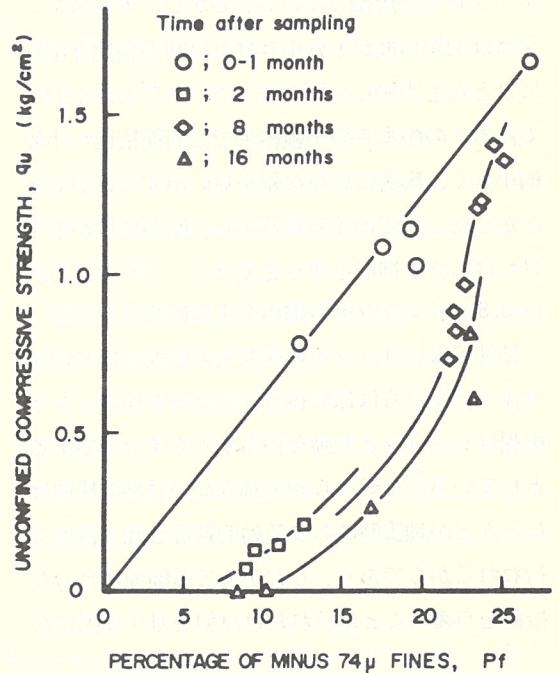


図-9 The Influence of Storage Time on the Unconfined Compressive Strength of Silty Sand

きとしている。すなわち、

$$K = \frac{\text{Stress ratio}}{\text{Dilatancy factor}} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{1 + \frac{v}{\epsilon}}$$

ここに $\sigma'_1 \cdot \sigma'_3$: 最大・最小有効応力 (kgf/cm^2)

v : 体積ひずみ (%)

ϵ : 軸ひずみ (%)

K_f : 破壊時の K

としたとき、品質の高い試料は図-10における、 U_1 ダイブの軌跡を示すが、品質が低下するに従っ

て U_4 タイプへ移ることから、どのタイプに属する試料であるかによってその品質が評価できるとしている。

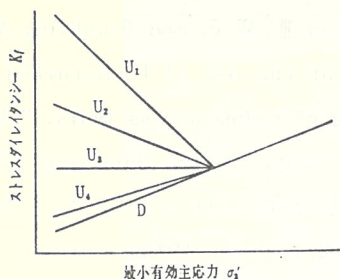


図-10 サンプルの乱れ程度概念図

3.5 請負方式によるサンプリング

請負方式がサンプルの乱れに影響を与えることについては、先に発行され「中部地質調査業協会創立20周年記念誌」の中の座談会で植下先生も興味深く指摘されているが、この理由は技術のみならず人間の本性をついているようにも思われる。ボーリングやサンプリングが請負方式で行われている限り、作業を請負った会社と担当者の能力がサンプルの質に影響を与える。この事実は開発途上国で顕著であるが、⁹⁾先進国である北アメリカでも指摘されている。⁴⁾請負業者に金を払う機関が自由競争の原則によって最低価格による落札を固く守る場合、落札者は落札価格の中から利益を上げるために仕事を早く終わらせることに努力を集中する。オスターバーグはサンプルの質がどのように試験結果に影響を与えるか、どのようなときにどのような場所で高い質のサンプルを必要とするのかを請負業者に金を支払う人達に理解させる努力が必要であると述べている。この請負方式に関係した見方として松本⁶⁾も積算面の粗雑さを指摘しており、洋の東西に共通したもののようである。

4 あとがき

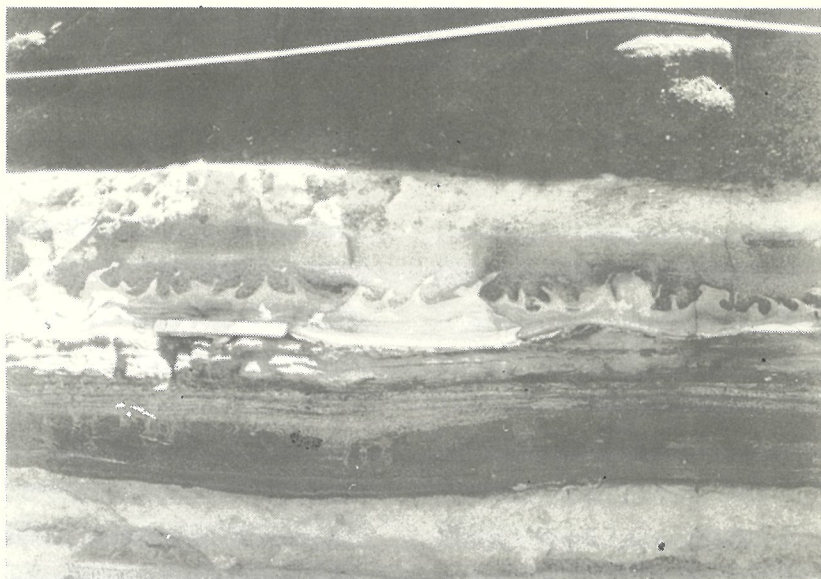
軟らかい粘土のサンプリングに対する技術は、

完全とはいえないまでもその歴史が古いこともありほぼ確立したものと見ることができよう。しかし、他の土を対象とするサンプリング技術についてはまだまだ研究が続けられなければならないのが実情であり、中にはスタートしたばかりと考える方が妥当なものもある。サンプリング技術そのものは勿論、採取された試料の品質評価法の確立も急がなければならない。この小文が、ソイルサンプリングに関係している方々に少しでも参考になれば幸いである。(所長)

〔参考文献〕

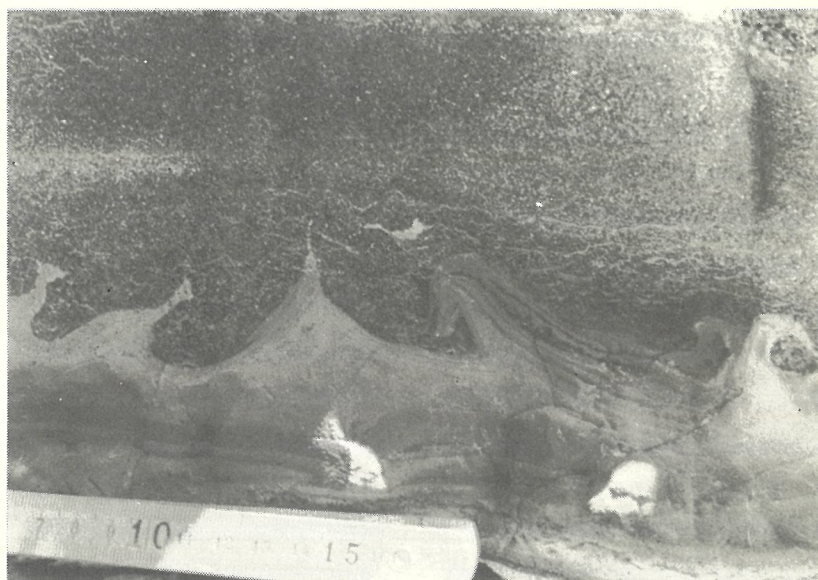
- 1) Mori, H., "Report of Sub-Committee on Soil Sampling and Summary of the International Symposium on Soil Sampling", Proc. 6th Asian Regional Conference, Singapore, July, 1979.
- 2) Begemann, H. K. S. Ph. and de Leeuw, E. H., "Current Practice of the Sampling of Clayey Soils in Netherlands", Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 3) Begemann, H. K. S. Ph., "Soil Sampler for taking an undisturbed sample 66mm in diameter and with a maximum length of 17meters", Proc. of Specialty Session on Quality in Soil Sampling, 4th Asian Regional Conference, Bangkok, July, 1971.
- 4) Osterberg, J. O., "State of the Art of Undisturbed Sampling of Cohesive Soils", Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 5) Schjetne, K., "The Measurement of Pore Pressure during Sampling", Proc. of Specialty Session on Quality in Soil Sampling, 4th Asian Regional Conference, Bangkok, July, 1971.

- 6) 松本一明, "軟弱粘土のサンプリング", 土と基礎, Vol. 27, No.5, 1979.
- 7) Andresen, A. A. A. and Kolstad, P., "The NGI 54-mm Samplers for Undisturbed Sampling of Clays and Representative Sampling of Coarser Materials", Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 8) Adachi, K., "Current Practice of the Sampling of Soft Clay in Japan", Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 9) Brenner, R. P., "Current Sampling Practice for Clayey Soils in Thailand, The Philippines, The Republic of Korea and Taiwan", Proc. Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 10) Hvorslev, M. J., "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes", Waterways Experiment Station, 1949.
- 11) Kallstenius, T., "Mechanical Disturbance in Clay Samples Taken with Piston Sampler", Proc. Roy. S. G. I., 1958.
- 12) Marcuson III, W. F. and Franklin, A. G., "State of the Art of Undisturbed Sampling of Cohesionless Soils", Proc. of Int. Symp. of Soil Sampling, 1979.
- 13) 曾根学他 "砂質土のサンプリング", 土と基礎, Vol. 27, No. 5, 1979.
- 14) Yoshimi, Y., "Free Discussion, Presented at Specialty Session No. 2", 9th Int. Conf. SMFE.
- 15) 横田耕一郎他, "サンプルの凍結が動的せん断強度に及ぼす影響", 土木学会第33回年次学術講演概要集, 1978.
- 16) Tohno, I., "Method to Evaluate Quality of Undisturbed Samples of Sand" Paper Presented to Specialty Session No.2, 9th Int. Conf. SMFE.



火炎タフの露頭

〔写真中央部の白色の部分が火炎タフで、地層の
上面が火炎状の構造を示している。〕



火炎タフの露頭

〔写真下側の白色の部分が火炎タフで、地層の
上面が火炎状の形を呈している。写真上の灰
色の部分はスコリア質砂岩。
砂岩の重みのため、下盤の砂岩より相対的に
軽いタフが浮び上がって、火炎状の構造を形
成したもの。〕

仕事の会い間の食道楽

水資源開発公団中部支社

阿木川ダム建設所

所長 米澤卓志

豊かな秋の愁りに溢れる野山と、社会人に成り立ての頃にしごいてくれた先輩の懐かしい顔を思いだしながら、東北の某ダムの竣工20周年記念の集いに参加するため、久し振りに東北地方の南部に旅をして来た。

昭和30年頃のダムは、最近のような多目的なものより発電専用が大半を占めており、貯水池の容量もさることながら、高落差の得られる地点を求め、必然的に山間の僻地に位置するものが多かった。その建設現場へ至る道路の状況たるや、今にして思えば、米国の道路調査団が「日本には道路は無い、道路予定地のみである」と極論したのも無理のない状態であり、私の現場も同様であった。正月の休暇を終え、国鉄の駅から事務所のランドローバー（当時は米国製のジープより、英国製のランドローバーを多く使っていた）に乗り換えて雪の山道をたどり、ダムを取り巻く山々を遠望するや、これで雪が融けるまで娑婆には下りられないのだなと侘しい思いにふけるのが例年の事であった。

20年の歳月の間にもダムの偉容は全く変わっておらず、其処此処に青春の日々の想い出が漂っていたが、道路については未踏の地であった分水嶺を越え、隣県へ至るスカイラインの開通、融雪装置の完備など、豪雪地帯にも拘わらず年間交通が確保されて何処の土地かと見紛うばかりで、日本のモータリゼーションの凄まじさに今更ながら眼を瞠ったものである。

懐しいダムを見、懐しい顔と語らい、秋の一日芝生の上を白球を追って過ごすことが出来たが、車窓から眺める田畑は秋の豊かな愁りとはほど遠

く、青立ちの稲田が拡がり、山間の高地では、白色の五弁の花を咲かせる蕎麦も心なしか育ちが悪いうで、今年の異常気象の影響の広さに驚かされた。

フィルダムの調査に従事して20年になるが、材料の調査、殊に貯水池内のコア材料山の調査の際、比較的緩い斜面の瘠地に、焼畑をして蕎麦が栽培されているのをしばしば見掛けることがあった。山間地では、風化岩の岩屑の堆積したような瘠地や、がすすい地帯に栽培されていることが多い。フィル材料としては、有機物の含有の少いものでなければならぬし蕎麦の栽培は瘠地が良いとも言われており、蕎麦の白い花を見ると風化岩やがすすいを連想し材料山にならないかと歩き廻ったものである。

蕎麦の栽培は瘠地が良いという事ではなく瘠地でも出来ると言うことらしく、大量生産をする場合他の植物同様肥料が大切で、2～3年連作をすれば1回休むとか、肥料や栽培法が盛んに研究されているようであるが、我々が調査していた様な山間の狭く急傾斜の地では、妙高高原などの蕎麦の主産地で見られるような、白い花の咲く広大な蕎麦畑などは全く見ることはなかった。

蕎麦は1年生の蓼科の植物で、高さは平均して50cm前後、葉はハート型で緑色、茎は紅色、根は黄色、花は白、実は黒と5色に彩られた可憐な風情を持っているが、会津の山奥で台風に逢った時、稲は倒れたが蕎麦は台風一過の後も自立しており、芯は強いのだと感心させられたものである。

収穫は秋蕎麦が本命であるが、栽培しようと思ったら、春夏秋いつでも可能である。

最近は、外国からの輸入そば粉が多く使われているようだが、日本における蕎麦の歴史は、日本人の常食であった麦や稗より古く、弥生式文化の中末期といわれる静岡県の登呂遺跡で出土した土器の中に、大麦、小麦に混って蕎麦粒が発見されているそうである。

そば屋の広告によれば「蕎麦、大小麦を植え年荒に備えるべし」という蕎麦栽培のすすめの勅諭が、元正天皇によって出されたことが続日本紀に書いてあるという。

随分古くから蕎麦は栽培されていたようであるが、いずれにしても古代の日本人が今の我々のように、そば切りを食べたなんてことはなく、蕎麦の皮をむき、粒のまま炊く原始的な食べ方をしていたのだろう。

学生時代から、あちらこちらのダム建設現場に実習に出掛けたが、いつも母親に言われたのは、そばか、うどんを食べる機会があったら、栄養価が高いそばを食べるということであった。もともと、そばの方を好んで食べていたが、そばの方が色が黒いので栄養価が高いと思っているのだろう位にしか考えていなかった。

蕎麦粉と小麦粉を比較してみると、蛋白質とビタミンBは、蕎麦粉の方が圧倒的に多く含有し、殊に蕎麦蛋白質は、植物性蛋白質の中では、栄養価が高く完全に近いものだそうである。人間様と動物を比較するなんてもの外ではあるが、動物実験の結果では、小麦粉だけ食べられた、ねずみや鳩は、栄養不良で発育が止ったり、脚気になったそうだが、蕎麦粉だけを食べたのは発育も良好、脚気にもならなかったという。親の言う事は正しいな、などと感心したものである。

最近では、猫も杓子も旅行するようになって、秘境という面影が薄くなって来たが、徳島の阿波租谷溪、岐阜は飛騨白川郷、福島は岩代松枝岐、肥後熊本の五箇荘など、かつては秘境と呼ばれ、米作りにあまり縁のなかった土地では、蕎麦の裁

培が盛んに行われていたようで皆美味しいそばの産地である。

ただし五箇荘だけは行ったことは無いが、最近需要の伸びの著しいそば焼酎とは親戚付き合いをしており、口に入れて喜ぶ仲で、今でも蕎麦の栽培が盛んなのだと思われる。

岩代松枝岐の、古代に則った手打ちそばについては、特別の客が来られた時しかお相伴にあずかることが出来ず、詳しい作法は忘れたが、予約しておいても、客を見てから半日もかけて老婆が打つ、松枝岐たちそばの味は忘れられなかった。

手打そばは、「木鉢」「延し」「庖丁」が基本である。「延し」「庖丁」は、テレビや店頭での実演を拝見する機会が多く、鮮やかな所作は見ても気持の良いものである。

「木鉢」は挽いた粉を木の鉢でこね混ぜる作業で、混ぜる水の量、割れ目の出来ないように押しつけながら丸め、つぶすこつなど、我々素人には難しさが判らない。つなぎを入れて、あの細長いそばが切れないように粘りを出させるのであるが、生そばの代表格のような、二八そばは、そば粉8対小麦粉2の割合で混ぜたもので、通常つなぎは小麦粉を使うが土地によっては、山芋、卵などがしばしば使われる。いずれにしても、つなぎによって江戸っ子好みのつるつると口に入るそばになるようで、つなぎの入らぬ100%そば粉の場合、熱湯でねる「湯ねり」以外には粘りが出ず、さりとて「湯ねり」をすると茹でてからのびやすく上手に出来ないそうである。

「延し」は、打粉を十分にふりかけ、延し棒で均等な厚さに延していくのだが、一樣な厚さでない。いわゆる延しむらがあった場合には同じ時間で茹で上げることが出来ない。

延し棒で延している時、そばの表面に細かい割れ目が出来、茹でるとそこに茹湯がしみ込んで、そば独特の甘味が出て来るので、機械打ちとはこの辺が違うのだといわれる。

「延し」が終れば、台の上で幾重にもたたまれ、上から同じ角度で、同じ巾に庖丁が入れられてそば切りが出来上っていく。桧枝岐のたちそばは、10枚位重ねて、布を裁つように切るなのでこの名がついたと聞く。

そばの太さは、切りべら23本といい、1寸巾を23等分に切るのが基本になっているが、我々が切ると、上は丁度適当な巾でも、一番下は、巾が無くなったり、ひもかわのように巾広になったり誠にむつかしい。

秘境といわれた桧枝岐も、今では会津方面から桧枝岐を經由し、尾瀬の裏、燧岳の北側を通り、奥只見を抜けて上越線の小出へ出る道路が完備されたが、当時はやっと車が通れる道路が桧枝岐まで通じていただけであったので、米、小麦粉などは村外から移入されるので大切にされ、自給でき蕎麦を各家庭で作り手打ちそばを打っていたものと思われる。

そばの美味さは、原料の粉、そば打ちの技術、客の好みをすばやくつかむ感覚だと言われるが、客を見ながら打つそばを味わうなどの贅沢は仲々出来ず、精々眼の前の硝子越しに手打ちの実演を見る程度で、店の味に我々の好みを合せることが我慢せざるを得ないのが実情である。

同じそばでも、白いものから黒いものまであり味も香りも異っている。これは製粉の方法、過程によって、そばの成分が違っているからであるが、最近では自家製粉する店より、製粉業者から買入れる店が多く、独特の味を持っている店が少なくなった。

うどんは白いもの、そばは星のある少々黒っぽいもので、星のない白いそばは何か大変面倒な精製をしたものと思っていたが、貯蔵した玄そばを天日で十分に乾燥させ、三稜の外皮を除く「挽き抜き」作業をして外皮を取ったものが「丸ぬき」と称し、そば飯を炊くために粒のまま使え、デパートの健康食品売場などに置いてある。「丸ぬき」

をとったあとに残った粒の割れたものが、「割れ」「上割れ」「小割れ」といい、「上割れ」だけで製粉したのが、星のない、白い「さらしな粉」である。残りが普通のそば粉の原料で、最初に軽く挽いて出てくるのが「一番粉」で「二番粉」「三番粉」と続く。郷土そばといって郷愁を感じながら食べているのは、この「二番粉」「三番粉」であり、香りと歯ごたえと、あくの強いそばのうまみを売り物にしている。

挽き抜きをして残った外皮が枕の中味に使われるそば殻である。3稜の実のうち2稜が残っているものでなくては、そば殻独特のさらさらした感じの通気性の良さが得られず、枕の中味には不適である。

「そばの真の味は、もりにあり」と種物など一切出さず、そば本来の味を客に賞味してもらおうという店もあるほど、そばは料理屋の料理ではない。江戸時代の庶民が好んだ如く、今でも庶民のものである。最近の若い人は、そばよりもラーメンを好む傾向があり残念であるが、一般的に言って、そばはあまり好き嫌いを言う人が少い。料理屋とちがい、そば屋は連れがあっても、一人でもぶらりと気楽に入ることが出来る。こんなそばの味に魅せられて、あちらこちらと食べ歩き始めた。

そばと言えば、大衆化し庶民の食物にしたのは江戸っ子であり、江戸の街である。江戸時代のそばの生産地は、江戸西北部周辺の荻窪、高井戸、吉祥寺、三鷹などだったとの事で、産地直結のようなものであったのだろう。今でも東京の町中には、昔ながらの店が繁盛している。

東京は神田淡路町の「蕎蕎麦」は、門構えも立派で板屏に囲まれ、料亭のようなたたずまいで伝統の貫録を見せながらも気楽に入れる雰囲気のお店である。

女主人が、帳場からきれいな声で注文の品を台所に通すのが、江戸時代もかくやと思う程で気持が良い。そばはかなり色が黒く、そばつゆは若干

から味であるが、そばとよく調和し美味しい、量も適当である。「蕎」の名称は江戸時代の名店の名残りだが今はなく、神田の蕎は、幕末の頃、旗本某が隠居所を蕎麦屋として開き通称「やぶそば」と呼ばれ、有名になった屋号を明治の初めに譲り受けたものだそうである。

上野池の端にある「蓮玉庵」は文久3年の開店だそうであるが「神田蕎」のような掛け声もないが、店内に飾ってある器にのれんの古さを感じさせる。

日本橋「砂場」は、味は良いが我々にとっては、いささか高価で、価に較べて量が少い、そばは極上の真白、あまりにも高級料理のような感じである。その点では、神田神保町の「出雲そば本店」は色は黒い、出雲そばは田舎そばで、黒そばを特色とし、一番粉から三番粉まで挽き込んだ香りの特徴としている。普通の食べ方は割子が最も美味しい、3～4口で食べられる程の量のそばが椀に盛ってあり、おろし大根、ねぎ、のり、鰹節をのせて少々辛目のつけ汁を少なめにかけて食べる。

そば屋の屋号で最も多く見かけられるのに「更科」がある。信州はそばの名産地でもあり、さらしな郡という地名もあるので、その辺に由来があるのかと思っていたが、地名の方は更級郡で、そばは更科と書く。そば屋の更科の源は、麻布の「永坂更科」だそうで、寛永年間に初代が故郷の更級の更と、領主保科家の科の字を授けられ、麻布の地名と共に「永坂更科」と名付けたもので、東京のそば屋の味は蕎と、蓮玉庵、永坂更科の三系統に大別できる。そば自体の味も、そばつゆのだしの取り方も夫々違うようである。

永坂更科のは、さらしな粉を使った御前そばで、とろりとした甘味のあるそばつゆと共に食べると美味しい。

妙高高原一帯の柏原、戸隠附付でとれる上質の蕎麦を霧下と呼ばれる。粘着力が強く、つなぎを使わないでも打てるという。霧下で挽いたさらし

な粉で打ったそばは、白さと、舌ざわりが絶妙で美味しいとの事であるが未だ賞味した事がなかったので、岐阜に転勤したのをさいわいと、霧下そばや自家製の田舎そばを食べたいと歩いている。

木曽路をドライブされた方は一度は味わったことがあると思われるのが上松町の「越前屋」の寿命そば、木曽福島の「車屋」「水車屋」など木曽のそばが良い。御岳山と高原の眺望の良い地藏峠を越えて開田高原に入ったすぐの、末川の旅館で味わう開田産と思われる水車の石臼挽きの手打ちそばは、田舎そばの味である。

18号線を行くと、小諸駅前左手、懐古園への踏切手前の小さなそば屋、上田市内の「刀屋」などうまい、東京の倍程の盛りの良さには驚いた。善光寺からバードラインを走り、戸隠へ行くと、中社前に戸隠そばの店が軒を並べているが「岩戸屋」がうまかった。

安曇路に入ると、大町市内や郊外の森の中に仲々良い店があるが、有明から中房温泉への途中、これから急峻な山道に入るという処の右手の鳥居の奥の「水車屋」は待たせるがうまい。松本まで戻ると女鳥羽川の橋傍の「弁天」が良い。

越前へ行くと、何と言っても今庄そばが代表的なもので、出雲そばに似て黒っぽいそばである。名古屋駅前の地下街にも今庄そばの店があり、昼飯時だと、他のそば屋はいくらでも空いているのに、この店は外まで長蛇の列が出来る程賑わっている、価も適当なら味も良い証拠ではなかろうか。

本場今庄は、仕事の関係もなく、最近では車では不便なので未だ探求してない。武生市では福井国体の際「おろし蕎麦」を福井を代表する郷土食に指定している程である。

福井市内では、足羽町の「笏谷そば」のおろしそば、割子が良いし、市役所前の「めん房つるつる」はつゆは薄味だがこくがあり本場のそばの味である。越前海岸の「こばせ旅館」に毎年冬でかけ、かに料理を満喫することになっているが、その

行き帰りの昼食にもってこいである。

おろしそばは、越前が元祖だと言っているが、薬味に大根おろしを使うのは、関西や信州では習慣になっているようで、辛味大根が使われ、古えの頃はこれの絞汁と醤油を合わせたつゆでそばを食べたということであり、元祖云々の真偽の程は判らない。

高山では店頭で、蕎麦を挽いたり、打ったりしている「寿美久」「ゑびす本店」は飛騨そばとして有名である。大体そばを味わうのは、もりが一番だが、寒くなって来ると、種物について手が出てしまう、「ゑびす本店」の天ぷらそばのえびは、ころもは薄く、海に近い町で食べるより生きがよい位のものを使い、お値打ちである。その他地の利を活かした山菜ものなども良い。

郡上八幡へ行くと、急ぐ客はお断りと言って長く待たせるが、吉田川の橋際の「平甚」がうまい。

富士山の周辺の朝霧高原など蕎麦栽培に適しているのではないと思われるが、静岡市内は駒形通りの「石ヶ谷」の淡雪そばがよい。そばは細く腰が強い。そばも良いが使っている器が、厚手の賤棧焼の焼物で雅があり、隣の人の食べているのは何でも美味そうに見える程器との調和が良い。

奥日光附近も、雲や霧に履われ、時折強い紫外線の日光がさし、盛夏でも涼しく、霧下を産する条件を備えている。この附近の蕎麦を使っているのではないかと推測しているのが、うまいそばを出す足利市の「一茶庵」で、御主人は、テレビにも出演され、そば研究家としても有名である。

徳島の祖谷溪のそばは、確かにうまい、そばの味は天下一品といっても良いが、そばつゆの味が私にはものたりなかった。

そばつゆと、そばの味は、あくまでもそばが主人公で、つゆの味が表に出るものではないが、そばの個性に合ったつゆの味が大切で、つゆも最後に、そば湯を注いでお吸い物としての味を要求されるのであるから、そばの味と調和するうまいそ

ばつゆがあってはじめてうまいそばと言える。

酒の店なら、梯子酒をしながら何軒も続けて探訪できるが、そば屋は腹が一杯になればいくら好物でも梯子という訳にはいかず、同じ町の店でも何度も行かないと賞味できる店の数は知れているし、一度良いなと思うと、度重ねて通ってしまうので仲々レパートリーが多くならない。

近くに行った時、又食べてみたいと思う店をあげ並べただけだが、松本市のNHKの裏手にある「三城」なる店は、午前11時から午後3時までしか店を開けておらず、その日打った分量だけ売ったら、さっさと店を閉めてしまう。昼食時は予約しておかぬと断られる事もある。もりそばしか出さないが、時期には、北アルプスの山中で採れる山菜や、店で漬物を皿一杯出してくれる。年輩の着物姿の店の女性の給仕も又感じが良い。松本駅が新装され、新しい観光案内図が無料で駅に置いてあるが、記載されておらず広告も一切出さない、味を知っている人だけ来て呉れば良いというのも気に入った。昼飯時以外は静かなのも良い、という事で汽車賃を払っても又行きたい店のひとつである。

真面目な機関誌に、遊びにも似た趣味を書いたが、仕事の合間をぬって、安くて美味しいものを探すのも楽しいもので、初めて訪れた町でも足で探せばすぐ馴染の町のようになり仕事も旅も一層楽しくなるものである。

良い味の店があったら是非御教授願いたいものである。

水 に つ い て

青葉工業㈱名古屋出張所

袴 田 征四郎

昔から「水の豊富な国」とされているわが国においても水資源危機が叫ばれて久しい。

このところ水資源、特に地下水に関する調査や工事に接する機会が多く、そのたびに、あらためて水が私たちの生活や生産活動に、どれほど重要な役割を果たしているかを痛感し、ふだん無意識のうちに使っているこの水に対して自分自身再認識する意味で、つね日頃考えていたことを調べてみることにしました。

＜地球上にはどれだけの水が

存在しているのでしょうか＞

水は地表面積の約 $\frac{3}{4}$ を、海や氷原、湖沼河川としておおい、また地中にかくれたり、水蒸気として大気中に浮んだり、いろいろな形で存在し、総量は約14億立方キロメートルと推定されています。

この水の中で海水が約13億4,000万立方キロ、これは全体の水量の96.5%を占め、淡水は2.53%しかない。

このなかには、南極や北極の万年氷や氷山として存在する水、約2,400万立方キロ、1.74%が含まれているため、地下水、湖沼、河川など陸地に存在する水は約0.8%しかなく、この全体からみると非常に僅かな水量を、全人類が利用し、生活を営んでいる訳です。

＜わが国に降る雨のうち、何%が、水資

源として利用されているのでしょうか＞

わが国の年平均降水量(単位面積当りの降水量)は約1,818ミリで、世界平均の2倍以上もあり、これは一平方キロに約180万トンの水が1年間に降り注ぐ計算になり、国土面積37万平方キロを掛けると、わが国の雨によってもたらされる水は、

6,700億トンに達します。

このようにマクロ的にとらえると、わが国はたいへん水に恵まれた国だといえますが、一方狭い国土に過密な人口をかかえているため、人口1人当りの降水量は、6,000トンで、世界平均3万3,000トンの $\frac{1}{5}$ 以下となっています。

降水量6,700億トンのうち蒸発や地下に吸収される水が約1,500億トン、洪水が約3,570億トン洪水以外の海に流出する水が約820億トンとなり、約4,390億トンが利用されずに海に戻ると考えられ、結局、農業用水、都市上水、工業用水などに利用されているのは、約810億トンで、わが国にもたらされる水の12%あまりにすぎません。

＜地下水としてどれだけの量の水が貯

えられているのでしょうか＞

わが国が水に恵まれているという理由のひとつは、地下水が豊富であるためで、水の分布では、地下水としての賦存量が圧倒的に大きく、全体の90%以上を占めていると考えられています。しかし複雑な地層構造を持っているため、日本全体でどれだけの地下水が貯えられているのかを推定することは困難ですが、山本荘毅教授の研究では、関東平野で、約4,000億トン、濃尾平野で約1,600億トン、大阪地方で約800億トンの地下水があると推定されています。

一方地球全体でみても、地下水の量は膨大であり、世界中の川の水量の約3,000倍、年間降水量の10倍、年流出量の35年分に相当すると考えられています。

＜地下水はどんな用途に、どれだけ利

用されているのでしょうか＞

基本的には、地表水の不足を補うひとつの手段として、地下水の利用が考えられるわけですが、水の需要が増大するにつれて、地下水の利用量も年々増え、現在では、年間約140億トン、全用水量の16%を地下水でまかなっています。

地下水に対する依存度は、用途によって大きな差があり、農業用水が地表水の80%を使い、残り20%を工業用水と上水道折半しているのに対し、地下水では全体の50%を工業用水が使っています。

さらにこれを用途別にみると、農業用水では年間使用量約570億トンの6%に当る、約35億トンを地下水に依存しています。

これが工業用水では、淡水使用量約180億トンの40%に当る、約73億トンが地下水でまかなわれています。

また上水道では、全国で給水される約120億トンの25%に当る約30億トンを地下水に頼っています。

＜私たちが生活を営むために、一体どれ

だけの水が必要なのでしょう＞

家庭でどのような用途に、どれだけの水が毎日使われているかを調べた資料によると、多いのが洗車85ℓ、風呂55ℓ、洗濯60ℓなどで、次に多いのが水洗トイレのフラッシュウォーターで25ℓ位使われています。

このような用途に、全体の約80%が使われ、あとは、掃除に8ℓ、炊事や調理に6ℓ、食器洗いに4ℓ、飲み水は2ℓで全体の0.7%にすぎません。

このようにして、全体では288ℓ（夏季は373ℓ）の水が使われていることになります。これは、平均的な数字なので、家庭により地方により、多少の差はあると思われますが、1人1日約300ℓの水を使うと考えて間違いのないようです。

＜水に関する行政の役割分担は、どのよ

うになっているのでしょうか＞

各省庁間における役割分担をみると、水行政の

面で大きな役割を担っている省庁としては、建設省、通商産業省、農林水産省、厚生省、国土庁、環境庁などがあげられます。

建設省の仕事の柱として、国土保全と水資源対策があります。国土庁は建設省とは違った立場から、水利用、水資源の開発、水の需給計画の策定などに取り組んでいます。

産業関係の水に関しては、通商産業省が大部分の役割を担当しています。同庁が所轄するものとしては、工業用水に関する政策と、計画の立案、工業用水事業に関する業務、工業用水の合理化に関係した廃水の再生や海水の淡水化の促進、水資源開発公団の監督、産業公害の防止に関する政策や計画の立案などが含まれます。

また通商産業省の外局である資源エネルギー庁では、発電用のダム、水力施設などの調査と工事、維持運用などについての業務を行っています。

公害防止や環境問題については環境庁が、担当しています。

そのほか、上水道については厚生省が、農業用水、とくにかんがい事業に関する業務は農林水産省の所轄となっています。

＜水の未来、土を使わない農業―水耕栽培＞

世界の人口は21世紀には60数億に達すると予想されていますが、地球の資源、水、農地などすでに限界に近づきつつあり、これだけの人口を養うことは、今のまゝの状態ではむづかしいようです。

そこで農業生産の効率を高めて、食料不足の解決をはかる方法が研究されていますが、水耕栽培はその代表的なものです。

水耕栽培は水槽のなかに植物の成長に必要な化学物質を溶かし、成長を早め収穫を増す方法です。

アメリカの宇宙開発計画の推進者である学者は、一歩すすんだ水耕栽培法を提案しています。これは肥料として化学製品などを使わず、人間のし尿を利用するというユニークな発想です。「し尿は野菜や植物の栽培に必要な化学成分をすべて含ん

でいるため、浄化すれば肥料として利用できるというものです。

このシステムは浄化装置といっしょに利用され、現在農地に適さない土地やビルの屋上も利用でき、将来の住宅は屋上に水耕栽培の農園を備えることができる。またこの水耕栽培システムを使用すれば食料の不足を補うばかりでなく、水の使用量も従来の農業にくらべてはるかに少なくてすむので、水不足対策としても有効であるとしています。

＜水の未来、石油にかわるエネルギー

として水から水素をつくる＞

フランスのあるSF作家は、100年以上も前に「水は未来の石炭である」と予言しました。

水素で自動車を走らせたり、ジェット機を飛ばす試みは、すでに実験の段階ではかなりの成果をおさめています。

アメリカのある大学の実験では、自動車のエンジンは従来のものを多少改良すれば使えるし、液体水素1ℓで18kmも走れ、性能もガソリン車を上回るということです。

またジェットエンジンも、ガソリン用がほとんどそのまま使えるため、実現性は高いとみられています。

水素は燃しても石油や石炭のように有害なガスが発生せず、しかも燃えたあとは空気中の酸素と化合して水に戻るといふ、全くクリーンなエネルギーです。

水素を安く大量に作る研究が、各国ですすめられています。太陽熱による水素製造の研究で、横浜国大の太田教授は、海面上の温度差を利用して半導体で電気を起し、その電気で直接海水を分解する方法を研究しています。

先日ニュースで海面上の発電実験が成功したことを報道していましたから、この方法も有望のようです。

以上興味のあったところを拾ってみました。

さて、地球上の水が、どのようにしてできたの

か……………その疑問は、まだ十分解明されているとはいえないようで、ただ、地球が誕生した時から水は存在し、その量は、増えも減りもしていないという。

地球上の水の循環、これを考える時、やはりエネルギー問題もこの自然の原理にそった方法でない限り永遠はありえないと思われます。

ここにポイントがあるといえないでしょうか？

（営業課長）

事務局だより

55年4月12日

昭和54年度会計監査

55年4月22日

総務、広報宣伝合同委員会

1. 20周年記念事業計画について

55年4月25日

第220回定例理事会

第20回通常総会

55年5月9日

広報宣伝委員会

1. 座談会開催について

55年5月15日

広報宣伝委員会

1. 55年度事業計画等の具体化

55年5月16日

九州協会 20周年記念式典出席

55年5月20日

積算委員会

1. 55年度事業計画等の具体化

55年5月22日

総務委員会

1. 55年度事業計画等の具体化

55年5月23日

全地連第1回理事長会議

全地連第17回通常総会

55年5月26日

研究委員会

1. 55年度事業計画等の具体化
2. 講習会の開催について

55年5月27日

座談会“今後の地質調査業はいかにあるべきか”

55年5月29日

第221回定例理事会

1. 55年度事業の推進について
2. 20周年記念事業について

55年6月7日

第1回地盤研究会打合せ

55年6月11日

講習会講師打合せ会議

55年6月12日

広報宣伝委員会

1. 20年史の発行について

55年6月14日

積算委員会

55年6月20日

全地連第2回理事長会議

55年6月21日

検定試験打合せ会議

55年6月23日

総務委員会

1. 記念事業について

55年6月28日

第17回検定試験受験者講習会

55年7月5日

第15回地質調査技士資格検定試験

55年7月7日

採点会議

55年7月10日

20年史発行について打合せ

55年7月11日

第222回定例理事会

1. 記念事業について

2. 年史編さんについて

55年7月16日

積算委員会

1. 工事編歩掛改訂(案)について

55年7月18日

積算全国会議

55年7月23日

機械等規格化委員会

55年7月29日

九州協会祝賀会出席

55年8月8日

全地連第3回理事長会議ならびに検定委員会

55年8月19日

第223回定例理事会

1. 技術者表彰のすいせん

2. 20周年事業について

3. 地盤研究会について

55年8月22日

総務委員会

1. 記念式典等について

55年8月25日

1. 年史編集作業

55年8月26日

第1回地盤研究会開催

55年9月4日

年史編集作業

55年9月6日

年史編集作業

55年9月12日

第224回定例理事会

1. 記念事業諸事項について

55年9月18日

積算委員会

55年9月26日

積算委員会

55年9月27日

総務委員会

55年9月26～27日

積算全国会議

55年9月30日

積算全国会議

55年10月3日

広報宣伝委員会

55年10月16日

全地連臨時総会

55年10月27日

総務委員会

55年10月30日

広報宣伝委員会

55年10月30日

第225回定例理事会

55年10月31日

検定試験意見交換会議

55年11月6～7日

20周年記念式典・祝宴

記念講演

記念ゴルフ大会

55年11月21日

構造改善担当者全国会議

55年11月22日

広報宣伝委員会

55年11月25日

第226回定例理事会

1. 技術雑誌の企画内容

55年11月28日

全地連拡大編集委員会

55年12月5日

積算委員会

1. 陳情活動の実施計画について

55年12月9日
全地連第4回理事長会議

55年12月17日
第227回定例理事会

55年12月12日
総務委員会

編 集 後 記

希望に輝く年を迎え、読者皆様の御多幸を祈り上げます。

この「土と岩」は過去大いに利用して頂き、感謝にたえません。

本号は中部地質調査業協会創立20周年記念行事の一環として特集号として発行する運びになりました。一層より良きものにするため、内容及び校正等に時日を要し、発行が遅れましたが御寛容下さい。

御投稿頂きました方々には厚く御礼申し上げます。次号もどしどし玉稿を賜わります様御願い申します。

広報宣伝委員長

〔土と岩 30号〕

原 稿 募 集

1. 論 旨 技術発表、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56年10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

土 と 岩 発 行 昭和56年3月
[29号] 責任者 名古屋市中区栄三丁目15番4号日東ビル
中部地質調査業協会広報宣伝委員会 TEL 262-4828

会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1-22-17	(052)951-6371(代)	4 6 2
青葉工業(株)名古屋出張所	三 井 司	名古屋市北区黒川本通 4-32-1	(052)915-5331(代)	4 6 2
旭 工 事 (株)	高桑鋼一郎	名古屋市東区東白壁町 7	(052)935-6762 791-6307	4 6 1
(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	4 5 3
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	高司 暢夫	名古屋市中村区黄金通 2-44 第 3 コーポ山和 1 階	(052)482-5161(代)	4 5 3
(株)応用地質調査事務所 名古屋事務所	宮川 和志	名古屋市守山区大字瀬古字中島102	(052)793-8321(代)	4 6 3
(株)オオバ名古屋支店	中谷富美男	名古屋市中区丸の内 3-4-21	(052)961-2521(代)	4 6 0
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	4 6 1
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市中区新栄 1-6-3 シャインビル	(052)262-3051(代)	4 6 0
基礎地盤コンサルタンツ (株)名古屋出張所	古長 孟彦	名古屋市西区琵琶里町 1-1	(052)522-3171(代)	4 5 1
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	4 6 0
(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	(052)741-3393(代)	4 6 6
(有)久保田ボーリング 工業所	久保田寿子	愛知県宝飯郡御津町大字御馬字加美	(053375)-2185(代)	441-03
熊 金 ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1-5	(0265)24-3194	3 9 5
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	4 6 0
興亜開発(株)中部支店	松尾 唯雄	名古屋市天白区天白町大字平針 字下原2630の2	(052)802-3121	4 6 8
国際航業(株)名古屋営業所	八木 一成	名古屋市中区栄 3-32-26六合ビル	(052)262-7461	4 6 0
(株)栄 基 礎 調 査	鈴木 忖	名古屋市東区新出来町 3-60	(052)935-0702 937-5929	4 6 1
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	千葉 正美	名古屋市中村区名駅 4-8-10 白川第 3 ビル	(052)586-2135(代)	4 5 0
三祐株式会社名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区納屋町 1-12	(052)581-7441	4 5 0
三 和 基 礎 (株)	松本 政夫	名古屋市東区百人町38	(052)935-4056	4 6 1
白石基礎工事(株) 名古屋支店	押川 正俊	名古屋市中区錦 1-19-24 名古屋第一ビル	(052)211-5371(代)	4 6 0
(株)新東海コンサルタント	中 瀬 久	津市江戸橋 1-92	(0592)32-2503(代)	5 1 4
杉 山 測 量 設 計 (株)	杉山 信行	久居市新町696-2	(05925) 5-2436	514-11
西濃建設(株)名古屋支店	榎本 義雄	名古屋市中村区水主町 3-11	(052)561-3541(代)	4 5 0
(株)大 星 測 量 設 計	朝倉 邦美	名古屋市瑞穂区弥富町字清水 岡65	(052)831-9944	4 6 7

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
玉 野 測 量 設 計 (株)	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4-5	(052) 452-1301(大代)	4 5 3
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	林 嘉宣	名古屋市中村区名駅 3-17-34 ナカモビル	(052) 571-1521(代)	4 5 0
中央開発(株)名古屋支店	大野 啓且	名古屋市東区相生町96番地	(052) 931-8586(代)	4 6 1
中央復建コンサルタンツ(株) 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	4 6 0
中国ボーリング(株) 名古屋営業所	松井 静夫	名古屋市名東区猪高町猪子石八前 17-3 ライオンビル	(052) 773-9281	4 6 5
(株)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) 781-2511 4131	4 6 4
帝 国 測 量 (株)	藤岡 俊男	岐阜市青柳町 2-10	(0582) 51-2176	5 0 0
(株)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	4 6 0
東 海 電 気 工 事 (株)	水越 貫一	名古屋市中区栄 1-20-31	(052) 221-1111(代)	4 6 0
(株)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	(052) 571-6431(代)	4 5 0
東建地質調査(株) 名古屋支店	杉 野 勇	名古屋市南区笠寺町字迫間 9-2	(052) 824-1531(代)	4 5 7
東 邦 地 水 (株)	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(0593) 31-7311(代)	5 1 0
(株)日さく名古屋事業所	中田 正雄	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚117-2	(052) 432-0211(代)	4 5 4
日特建設(株)名古屋支店	中川 久行	名古屋市中村区名駅 3-21-4 名銀駅前ビル	(052) 571-2316(代)	4 5 0
日本グラウト工業(株) 名古屋支店	久原 秀士	名古屋市中村区藤江町 2-60	(052) 482-3074(代)	4 5 3
(株)日本パブリックエンジ ニアリング名古屋営業所	竹内 増躬	名古屋市中区錦 1-6-15 エツワビル	(052) 201-5759(代)	4 6 0
富 士 開 発 (株)	加藤 力三	名古屋市千種区唐山町 3-30	(052) 781-5871(代)	4 6 4
松 阪 鑿 泉 (株)	岩 本 壽	松阪市五反田町 1-1221-5	(0598) 21-4837(代)	5 1 5
(株)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	(052) 211-3571(代)	4 6 0
松 村 工 業 (株)	松村 国夫	岐阜市藪田 2-56-1	(0582) 71-3912	5 0 0
宮 本 管 工 (株)	宮本 寅夫	四日市市川原町 21-12	(0593) 31-1291(代)	5 1 0
村 木 鑿 泉 探 鉱 (株)	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1-2	(052) 671-4126	4 5 6
明治コンサルタント(株) 名古屋事務所	田村 義雄	名古屋市中区栄 1-5-8 藤田ビル	(052) 211-2026(代)	4 6 0
名峰コンサルタント(株)	谷村 光哉	愛知県西春日井郡西枇杷島町 恵比須町36	(052) 503-1538	4 5 2
ライト工業(株)名古屋支店	古田 忠義	名古屋市中村区畑江通 4-22	(052) 482-6100(代)	4 5 3