

土と岩

1989

No.37

中部地質調査業協会



土と構造物

目次

高岡市土木部

河本毅一

巻頭言

「土と構造物」の巻頭言との依頼を受けて、専門家の読者諸氏になにを話したらよいかと考えましたが、道路行政にたずさわって約20年、道路土木を仕事に生きてきた中で、土と構造物の橋等の構造物と土との関わりについて、感じることが多かった。土と構造物の関わりは、土の性質、地盤の状況、構造物の形状、施工方法、材料の選定、設計の精度、施工の品質、維持管理の状況など、様々な要素が絡み合っている。土と構造物の関わりは、土の性質、地盤の状況、構造物の形状、施工方法、材料の選定、設計の精度、施工の品質、維持管理の状況など、様々な要素が絡み合っている。

土と構造物 河本 毅 一 1

あいさつ 阿 部 貞 雄 2

地盤工学と地下水 宇 野 尚 雄 3

阿木川ダムの地質について 伊 藤 渉 17

電力施設と地質 阪 西 信 太 郎 26

鉄道近接施工の地盤補強対策 加 藤 三 樹 夫 43

河川堤防の災害危険度評価 松井俊夫・宇野尚雄 63

これだけは欲しい地質情報 芳 賀 幸 雄 76

フリクションナターによる抗の 笠 間 修 一 82

周面摩擦測定試験について 山 口 広 文 87

1m深地温探査について 山 口 広 文 87

アンカー工法（拡孔支圧型） 中 村 俊 彦 92

SSLアンカー工法）について 山 田 厚 103

わかりやすい報告書のために 伊 藤 孝 107

土木地質と古地磁気測定 古 澤 明 113

火山ガラスと地質調査 北 川 甫 117

昭和63年度技術研修会（巡検）報告 北 川 甫 117

法が考えられ、施工箇所に最も適合した工法をとる必要がある。

本市の中央・東部は比較的、地盤がよく、構造物の設計にあたっては、直接基礎と杭基礎の判定が重要な問題となります。

いずれに致しましても、構造物としての機能を確保し経済的で合理的な設計、施工を行うには、地盤の適切な調査、これに基づく実体の把握、判定が非常に大切になります。今後も市と致しましては、地質調査を中部地質調査業協会等の皆様に委託することになるかと思いますが、お互い切磋琢磨してより良い物をつくっていきたいと思っています。



土と構造物

名古屋市土木局長

河本 毅一

歴史ある「土と岩」の巻頭言との依頼を受けて、専門家の読者諸氏になにを話したらよいかと考えましたが、道路行政にたずさわって約30年、常に土を相手に仕事をしてきましたので、主に橋等の構造物と土とのかかわりについて、思いつくままに述べてみたいと思います。

まず、最初に本市の地形や地盤の特性を簡単に説明します。本市は濃尾平野の東部に位置しており、西・南部の沖積平野域、中央・東部の洪積台地域があります。西南の沖積平野部は海拔0m地帯が多く、しかも地下水が高く、軟弱沖積層が地表附近に位置し、この層が厚く分布している。中央・東部、特に東部丘陵地域は洪積層でも最も古い八事・唐山層または第三紀層からなり一般に地盤は極めて硬い。

構造物の設計や施工は、地盤調査、環境調査が基本となり、その適否は、構造物の設計・施工に重大な影響を与える。調査の不備、またはその判定の誤りは、構造物の根幹に関する欠陥につながり、完成後の変状を生づることになる。地盤条件の判定の優劣が構造物の成否を左右する決定的な要因となりますので、地盤の特性、すなわち、①自然に造成された地盤は複雑であること、②地盤の実体は視認できないので、各種の調査の判定が必要となること、③判定が調査法、技術者の能力によって結果が大きく異ること、④構造物に与える影響は各種の条件によって変化する等のことを十分に認識して事にあたることが大切である。

本市の西・南部は前述したように軟弱地盤地帯である。土地の人がこのあたりは「おぼけ堤」で、ある日、突然に堤防が消滅することがあったということを話されているのを聞くと、一層、その感を深くするしだいである。このような地域での橋等の設計には特に注意を要する。

昭和39年の新潟地震で広く知られるようになった地盤の液状化現象がある。緩い砂地盤では、地震時に液状化することがあり、大きな災害となることがあり、発生の可能性とその対策を十分に判定する必要がある。このほかに側方流動の問題がある。これは、軟弱地盤上に設けられた橋台等が背面盛土の偏荷重の影響によって側方へ移動し、橋等へ有害な変状をおよぼす現象をいう。その力学的メカニズムやその定量的な把握は難しく、合理的な判定、設計法が明確にされていないのが実情のようである。対策工法としては地盤改良工法、荷重軽減均衡工法、基礎体抵抗工法が考えられ、施工箇所にも最も適合した工法をとる必要がある。

本市の中央・東部は比較的、地盤がよく、構造物の設計にあたっては、直接基礎と杭基礎の判定が重要な問題となります。

いずれに致しましても、構造物としての機能を確保し経済的で合理的な設計、施工を行うには、地盤の適切な調査、これに基づく実体の把握、判定が非常に大切になります。今後も市と致しましては、地質調査を中部地質調査業協会等の皆様に委託することになるかと思いますが、お互い切磋琢磨してより良い物をつくっていききたいと思っています。



土と岩



古谷星

阿部

理事長 阿部 貞 雄

「土と岩」は、本号で発行以来はや28年、通巻37号を迎えることになりました。技術機関誌として関係者の方々に予想以上の愛読して載き、それなりの成果が得られているものと思います。

地質調査業協会の基本理念は、「土と岩」に関して専門的な視野から技術的情報を提供することでありま。

地質調査コンサルタントは、発注者に対して専門的な知識を必要とする計画立案・調査・設計・管理もしくは検査にかかわる役務を提供する立場にあります。

したがって、現場の経験を通じて幅広い技術力が要求され、各技術者が日頃たゆまぬ研鑽に励まねばなりません。

当協会は、設立以来、土質工学会と共催で技術講習会・技術研修会等の開催・地質調査技士資格検定試験など技術の向上に努めてまいりました。

また、それぞれの時代の要請に応えるべく、各種受託業務などを行いつつ歩んでまいりました。

つまり、土と岩に関する専門家であるとともに、工学技術と応用技術を身につけた技術者であらねばなりません。

即ち、実務経験を豊富にすることが大切であると思います。

今後の地質調査業の発展にとって最もかせない要素であります。

会員技術者については、人材育成・鍛練の場として、研究委員会を通じて技術研修会等を行い直接現場経験を身につけさせておりますが、土木技術の急速な発展や社会のニーズに応えるには、これだけではたりません。

したがって、地質調査にかかわる多くの方々の御協力が是非とも必要であります。

最後に、官・学各位の今まで以上の御指導・御支援の程をお願い申し上げます。

地盤工学と地下水

岐阜大学工学部土木工学科 宇野 尚 雄
教授

1. まえがき

地盤工学は Geotechnical Engineering をいうが、岩盤や土質からなる地盤が荷重・雨水等の外力作用下または人工的な攪乱条件下で示す挙動・応答を予測しつつ、地盤またはそれが支承する各種基礎工に関する設計施工技術に資する工学といえようか。

地盤内には量的差異はあるが、必ず地下水がある。自然界の水循環の一形態として存在し、供給源は降水や上流域からの涵養である。

水は地盤材に対する外力として、またときに、土質内部に働く内力として作用する。飽和土に対する Terzaghi の有効応力は

有効応力 = 全応力 - 間隙水圧
であって、土の力学的性質を説明する重要な要因である。外力としての全応力に対して、有効応力は直接計測し難く、上式によって算出する概念的応力である。これが間隙水圧の大きさにより変化し、土の強度も変化する。そして、間隙水圧は、外的な水理条件に伴う浸透に起因したり、土の透水性に関連して土の変形速度に起因して発生する。

このような意味で、地下水は地盤工学的諸問題と密接な関係を有している。本文では、まず始めに、地下水と人間社会との関係に触れ、地下水の流動解析法に言及した後に地盤工学における地下水の絡んだ問題を論じることにより、地盤工学における土中水や地下水の役割を考えてみる。

2. 地下水の効能

(1) 人間社会における地下水

人類の文明が水のあるところに発生し、河川や湖の周辺に定住し始め、やがて削井により安定し

た井戸水の利用に気付いたのは古い。しかし、近年の産業発展に伴う工場における大規模な地下水利用は地下水環境を変化せしめ、地盤沈下や塩害などの弊害を惹起してしまった。この時点になって、住環境としての地盤・土地の環境保全の重要性、さらに進んでウォーターフロント・親水性が社会生活に必要なことを教えてくれている。これらの歴史的経緯をキーワードで示すと、次のようである。

* 表流水と同様、生活用水の安定した水源としての井戸水

* ウォーターフロント、「水の都」的イメージ、親水性、豊富な地下水（水源）

* 地下水汲み上げ、大規模プロジェクトに伴う地下水環境変化

* 過剰利用に伴う弊害の発生（枯渇 — 酸欠、塩害、地盤沈下 — 2 次被災ポテンシャルの増大）

(2) 水資源としての地下水

水資源としての地下水量は地球上でみると、表-1 のように全体の水量の 0.78 % で 1 % 弱であ

表-1 地球上の水

項 目	水 量	構 成 比
	$\times 10^6 \text{ km}^3$	%
地球上の水の総量	1386	100
海 水	1338	96.5
淡 水	35.03	2.53
氷山・氷河	24.06	1.74 (68.7)
地下水・土湿	10.85	0.78 (31.0)
大 気 中	0.01	0.001 (0.04)
湖 沼	0.18	0.007 (0.29)
河 川	0.002	0.00015 (0.006)
そ の 他	12.97	0.97

(注) () は淡水を 100 とした場合の構成比である。

資料：V. I. Korzoun and A. A. Sokolov (1977 年)
(国連水会議資料)

る。その中のごく一部分の表層に近い地下水が利用されている。日本の主な平野部分での地下水揚水量をみると図-1のようであり、首都圏で約300万ton/day、濃尾平野で約350万ton/day、大阪で約76万ton/dayとなっている。これらは昭和48、49年のデータであるが、その後の条例による規制や自主規制によって相当節減されている。今後、行政指導により更に削減が進められるようである。すなわち、工業用水法に基づき工業用水道への転換が図られる見込みである。しかし、地下水の利点は利用者にとって魅力的で、今後も合理的な利用方法が模索されることとなる。

*地球上の水

*日本の利用概況

*地下水の利点(1.恒温性、2.安定した水質・水量、3.安価)

(3) 地下水の“公水化”法案の出現

地下水の汲み上げは当然採取される帯水層の水位低下を招く。このため既設井戸を持つ隣家で新たに削井して地下水が汲み上げられると既設井戸は水位低下を生じるなどの影響を受け紛争や訴訟が生じてきた。民法第207条で「土地の所有権は法令の制限内においてその土地の上下に及ぶ」と規定されている。これに従うと、止水(地盤内で止まっている水)は土地の一部であり、隣家の地下水を流下してきた我家の地下の地下水は我家の所有になる。しかし、止水であれ、流水であれ、地下水を取水することにより隣人の地下水利用に打撃を与えるときは、権利濫用の法理で損害賠償とか差止請求という処置が浮上するので、互譲平等の精神や相隣関係の精神で処理されるはかなさそうである。以上は私法的関係であるが、公法的には建築物用地下水の採取の規制に関する法律

(昭和37年)』と『工業用水法(昭和31年)』及び条例レベルでの規制により地下水利用が制約されている。しかしながら、国法レベルの2つに

は主眼点が地盤沈下防止に置かれているため、地域が限定されていること、代替水がない限りは制約が困難であること等に法律として難点があった。こうした背景をもって昭和49年には4つの地下水の『公水化』法案が出現することになった。

(イ) 中央公害対策審議会地盤沈下部会(環境庁、S49.11),

(ロ) 古賀試案(地盤沈下対策緊急措置法案要綱、49年),

(ハ) 地下水管理制度研究会(建設省、49.11),

(ニ) 科学技術庁資源調査会(S49.11),

の4ヶで、前2者は地盤沈下予防を、後2者は地下水の総合管理、公水化を目的としたものであった。これらは一本化に失敗して成文化されず、不成立に終わったが、基本的には、①当面の地盤沈下防止のための規制強化、②将来に向けて地下水の総合管理化、という方向が国政レベルで確認されることとなった。

このような動向に沿って、昭和40年代は各地で地下水流動の解析シミュレーションが盛んになり、地下水流動状況の実態把握の努力とともに地下水利用の合理的基準、科学的根拠を模索する努力が払われた。結果的には、地盤沈下のような具体的な弊害を抑制するためには地下水利用を制限する必要がある、具体的な規制が地域ごとに実施され始めた。しかしながら、一般的に利用益と弊害額のバランスから規制を決めることは難しく、最近数年の動向は地下水監視システムの強化と制御の方策を探索しているように見受けられる。

*過剰利用の抑制の必要性

*地下水問題の訴訟(地下水の法律関係)

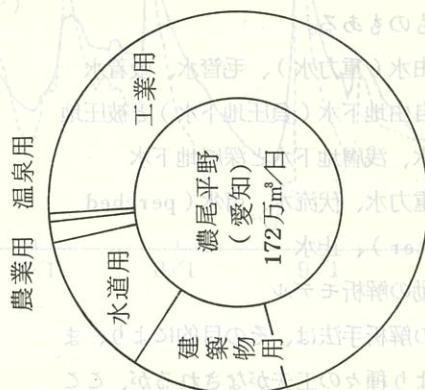
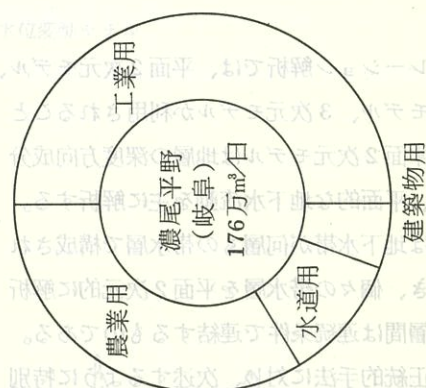
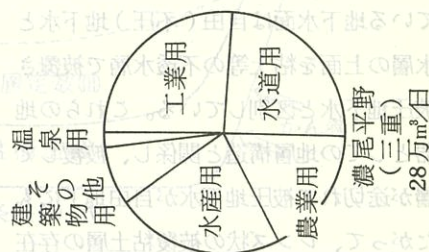
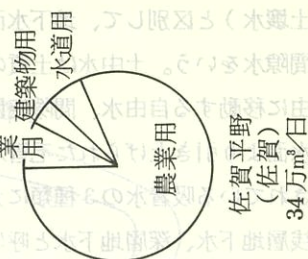
*昭和49年の4法案と不成立

*地下水利用の合理的基準・科学的根拠

*利用益と弊害額の評価

*流動解析のシミュレーションの隆盛

*地下水の監視システムと制御



(注) 環境庁調べ 昭和49年調査(愛知、岐阜は昭和48年調査)による。

図-1 地盤沈下地域における地下水揚水量とその用途

3. 地下水流動の解析手法

(1) 地下水名称と解析手法

地下水は地下水面より上部の不飽和帯の土中水（または土壌水）と区別して、地下水面下にある地盤中の間隙水をいう。土中水は土質の間隙を重力下で自由に移動する自由水、間隙空間に毛管作用で地下水面より引き上げられた毛管水及び土粒子に吸引されている吸着水の3種類に大別される。地下水は浅層地下水、深層地下水と呼ばれることがあるが、明確な区分はない。浅層地下水面が大気に接している地下水面は自由（不圧）地下水と呼び、帯水層の上面を粘土等の不透水層で被覆されている被圧地下水と区別している。これらの地下水は容器としての地層構造と関係し、被覆している粘土層が途切れて被圧地下水が自由地下にもなる。したがって、レンズ状の被覆粘土層の存在は広域の地下水流動解析では無視されることが多い。

シミュレーション解析では、平面2次元モデル、準3次元モデル、3次元モデルが利用されることが多い。平面2次元モデルは地層の深度方向成分を無視し、平面的な地下水流動を主に解析する。準3次元は地下水帯が何層もの帯水層で構成されているとき、個々の帯水層を平面2次元的に解析し、帯水層間は連続条件で連結するものである。これらの正統的手法に対し、次述するように特別に工夫されたものもある。

土中水……自由水（重力水）、毛管水、吸着水
地下水……(1)自由地下水（負圧地下水）と被圧地下水、浅層地下水と深層地下水

(2)重力水、伏流水、宙水（perched water）、止水

(2) 地下水流動の解析モデル

地下水流動の解析手法は、その目的により、また解析地域により種々の工夫がなされるが、ここでは地下水位変動の把握のために岐阜・大垣地域で作成した3種類の水位変動モデルを紹介する。

シミュレーションモデルでは流動量も簡単に出力させることができるが、後述する統計モデルや単純モデルでは、ある小領域を代表させる水位観測地点での水位変化のみを出力させる形式となっているので、これらによって全体的な領域内の流動を表現するには、モデルの帰結としての限られた地点の水位から推論される水位分布の他に別途に透水量分布を調べておき、両者から計算する必要がある。

地下水の状態・挙動を支配する要因は、図-2(a)に示すように、容器としての地質構造(Ⅱ)、地下水の存在する帯水層の水理定数(Ⅲ)、自然環境下での給排水条件（涵養、漏水などの境界条件）(Ⅳ)、及び領域内での人工的給排水条件(Ⅴ)の4種類である。図-2はこれらの要因によって地下水の状態を表す水位(Ⅰ)が決まるという水位変動モデル（正統的なシミュレーションモデル、SMと略称）を表している。観測値とSMとによる計算値とを対比した一例を図-2(b)に示している。

一方、地下水位に影響する要因として、計測されている水文諸量の内、降水量、近傍の特定地点での河川水位、気圧、気温、湿度及び当該領域の揚水量を採用して、それらの線形結合式によって水位を表現したモデルは統計的モデル（STMと称す）と呼んで、多変量解析により作成される。これを図-3に示しているが、これは力学的法則性を用いずに単に影響要因と地下水位変動の過去の因果関係から将来を予測するものである。観測値とSTMによる計算値の対比例を図-3(b)に示している。

SMとSTMの中間的モデルとして、図-4のように涵養源があり、排水源が少なれば地下水位は上昇するという水収支モデルの考え方に立脚して、地下水位を降水量または河川水位（両者の相関性は極めて高い）と汲み上げ揚水量の2要因の一次式によって表現する単純モデル（Simplified model, SDMと略称）を試作した。図-

4(b)は月平均地下水位と月総降水量の関係を
示している。この関係は実際には相当なバラツキがあ
るが、揚水量がないか、一定の地域では極めて相
関性の高い直線式で与えられる。そこで揚水量のほ

ば等しい月について整理した同図の分配は
であるが、 $W=0$ における切片 H_0 (地下水位
位)は揚水量 Q が異なると考える。図2(a)の
～ H_0 の関係を示して、 $H_0 = aW + bQ + c$
配b)で近似すると、地下水位 H は

なる線形式で与えられる。ここで、 a は地盤構造
数、 W は月総降水量、 Q は揚水量、 c は
わりに近傍の大河川の水位を考慮して、
これを用いて再現性を調べ、図2(b)のよう
S.D.Mによる計算値がよく一致していることが
している。

これら3つのモデルの後者2つのモデルは筆者
らの開発したもので、他に成功例は少ない。こ
は既に他地域でも多く用いられている。それぞ
れには作成上の特徴、モデルの適用性など制約があ
るので、それらの特性を生かした利用を図ると好
結果が得られる。

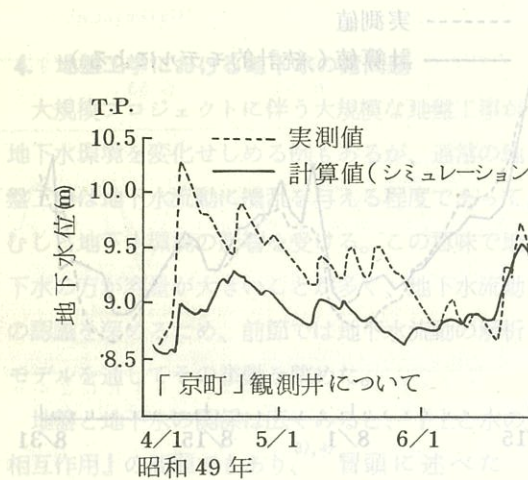


図-2(a) 水位変動モデル

を挙げて、若干の解説を加えた⁶⁾。しかし、基本的
に土中水的作用では飽和土における単位体積重量
に触れる必要がある。

(1) 土の単位体積重量

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (1)$$

$$G_s = \frac{G_s}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (2)$$

$$G_s = \frac{e S_u}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (3)$$

$$\frac{1 + u}{1 + e} \cdot G_s \cdot \gamma_w \quad (3)$$

$$\frac{1 + u}{1 + e} \cdot G_s \cdot \gamma_w \quad (4)$$

ここで、 γ_{sat} : 飽和土の単位体積重量、 S_u : 飽和度、 w : 含水比

は、砂質土であって、 $G_s = 2.65$ 、 $e = 0.65$
とすると、 $\gamma_{sat} = 2 \cdot \gamma_w$ 、 $\gamma_{sat} = \gamma_w$ となり、飽和
土の単位体積重量は水中重量の2倍あり、水中重量と水の単位
体積重量がほぼ等しい。

このため地盤支持力の評価に際して直ちに地下
水の影響が現れる。上記条件の他に $S_u = 85\%$ と
すると $\gamma_{sat} = 1.8 \gamma_w$ であるから、地下水が深い
ときの支持力は浅いときと比べると1.8倍、約2
倍となる。図-5は支持力算出のときに使用する
土の単位体積重量と地下水位の関連を示している。図中
の土の単位体積重量は、地下水位が低いときは飽和土の
単位体積重量を用いるが、地下水位が高くなると、土は非
飽和状態になり、土の単位体積重量は非飽和土の単位体積重量
を用いる。図-5は、地下水位が低いときは飽和土の単位体積重量
を用いるが、地下水位が高くなると、土は非飽和状態になり、土
の単位体積重量は非飽和土の単位体積重量を用いる。

昭和49年 4/1 5/1 6/1 7/1 8/1 9/1 10/1 10/31

地下水位(m) 10.5 10.0 9.5 9.0 8.5

----- 実測値
—— 計算値(シミュレーション)

「京町」観測井について

図-2(b) 「水位変動モデル」による地下水位変動の再現計算

作用”の例として、透水力、浸透水と土の接触
強度(これは広く不飽和土の力学的性質でもある)
削工の安定を図る必要がある。地下水位の高い我

3. 地下水流動の解析手法

(1) 地下水名称と解析手法

地下水は地下水面より上部の不飽和帯の上中水（または土壌水）と区別して、地下水面以下にある

地盤中の間隙水をいう。土壌水は土質の空隙に、力下で自由に移動する自由水、

用で地下水面より引き上げられた毛管水、子に吸引されている吸着水の

地下水は浅層地下水、深層地下があるが、明確な区分はない。気

に接している地下水面は、帯水層の上面を粘土層に覆われている砂

地下水は容器としての地盤構造、ある粘土層が途切れて被圧地

なる。したがって、レンズ状の砂層が、は広域の地下水流動解析では無視される

シミュレーション解析では、平面2次元モデル、3次元モデルが用いられる。平面2次元モデルは地盤の横断方向を、

平面的な地下水流動を、個々の断面を平均、横断面は連続した断面と

これら3つの手法は、それぞれ異なる特徴がある。正統的な地下水流動の解析手法は、その目的により、

た解析地域により種々の手法が用いられる。地下水流動の解析手法は、その目的により、

では地下水位変動の把握のために最も一般的に用いられる。作成した3種類の水位変動モデルを併用する。

シミュレーションモデルでは降水量も簡単に出力させることができる。統計モデルや単純モデルでは、ある現象を代表させる水位観測

地の水位変動を出力させる形式となっている。モデルの帰結としての限られた

から推論される水位分布の他に別途に、観測から計算する必要

の地質構造(II)、地下

の地質構造(III)、自然環境下

の地質構造(IV)の4

の地質構造(V)の4

の地質構造(VI)の4

の地質構造(VII)の4

の地質構造(VIII)の4

の地質構造(IX)の4

の地質構造(X)の4

の地質構造(XI)の4

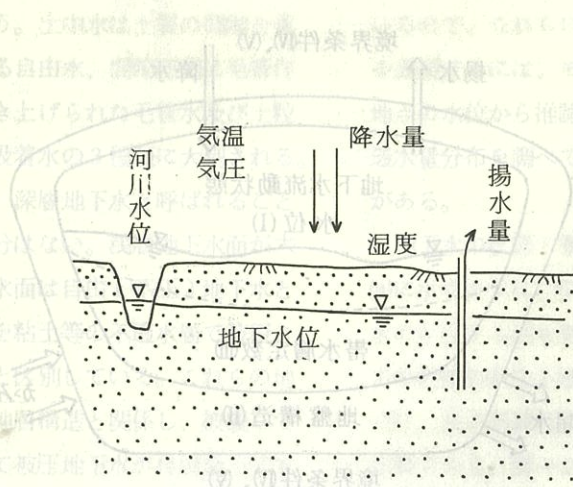


図-3(a) 統計的モデルに用いる要因

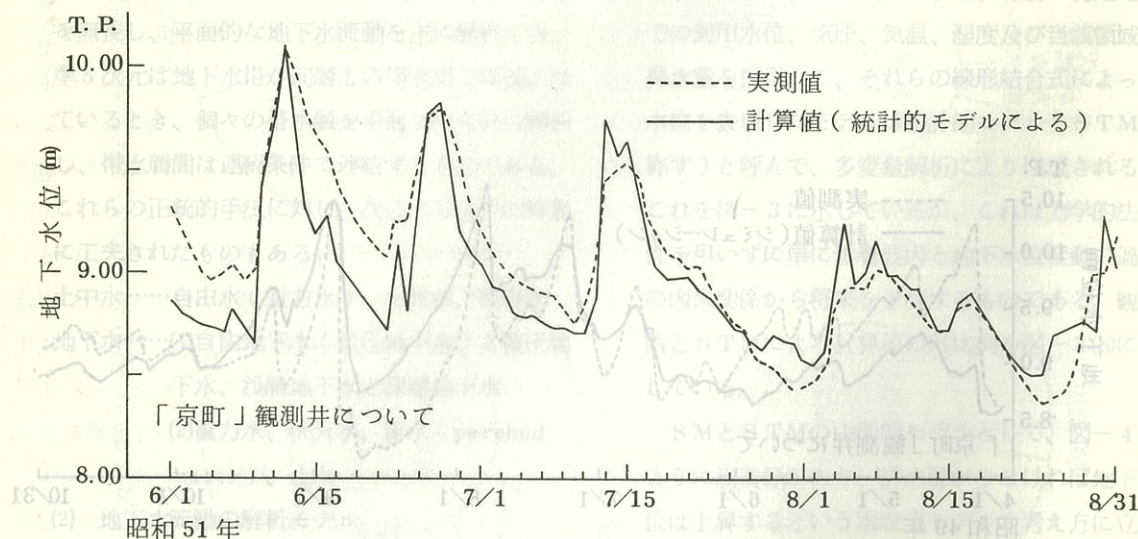


図-3(b) 「統計的モデル」による地下水位変動の再現計算

4 (b)は月平均地下水位と月総降水量の関係を示している。この関係は実際には相当なバラツキがあるが、揚水量がないか、一定の地域では極めて相関性の高い直線式で与えられる。そこで揚水量のほぼ等しい月について整理した同図の勾配 a は同じであるが、 $W=0$ における切片 H_1 (仮想地下水位)は揚水量 Q が異なると考える。図-4(c)は $Q \sim H_1$ の関係を示していて、これを、直線式(勾配 b)で近似すると、地下水位 h は単純に

$$h = aW + bQ + c$$

なる線形式で与えられる。ここに a, b, c は定数、 W は月総降水量、 Q は揚水量である。 W の代わりに近傍の大河川の水位をとることもできる。これを用いて再現性を調べた図-4(d)は観測値とSDMによる計算値がよく一致していることを示している。

これら3つのモデルの後者2つのモデルは筆者らの開発したもので^{1), 2)}、他に成功例はない。SMは既に他地域でも多く用いられている。それぞれには作成上の特徴、モデルの適用性など制約があるので、それらの特性を生かした利用を図ると好結果が得られる。

4. 地盤工学における地下水の諸問題

大規模プロジェクトに伴う大規模な地盤工事が地下水環境を変化せしめる例もあるが、通常地盤工事は地下水流動に攪乱を与える程度であって、むしろ地下水環境の影響を受ける。この意味で地下水の方が容量が大きいことが多く、地下水流動の認識を深めるため、前節では地下水流動の解析モデルを通してその挙動を眺めた。

地盤と地下水の関係は広くみると、『土と水の相互作用』の問題でもあり、^{3), 4)}冒頭に述べた Terzaghi の有効応力原理は土の物性を記述する際の重要な指針である。筆者は別の機会に“相互作用”の例として、透水力、浸透水と土の変形・強度(これは広く不飽和土の力学的性質でもある)

を挙げて、若干の解説を加えた。⁵⁾しかし、基本的に土中水の作用では飽和土における単位体積重量に触れる必要がある。

(1) 土の単位体積重量

$$\text{*飽和重量} \quad \gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (1)$$

$$\text{*水中重量} \quad \gamma_{sub} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (2)$$

$$\text{*湿潤重量} \quad \gamma_t = \frac{G_s + e S_r}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (3)$$

$$= \frac{1 + w}{1 + e} \cdot G_s \gamma_w \quad (3')$$

$$\text{*乾燥重量} \quad \gamma_d = \frac{G_s}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (4)$$

ここに G_s :土の真比重、 e :間隙比、 γ_w :水の単位体積重量、 S_r :飽和度、 w :含水比

いま、砂質土であって、 $G_s = 2.65$ 、 $e = 0.65$ とすると $\gamma_{sat} = 2 \cdot \gamma_w$ 、 $\gamma_{sub} = \gamma_w$ となり、飽和重量は水中重量の2倍あり、水中重量と水の単位重量がほぼ等しい。

このため地盤支持力の評価に際して直ちに地下水の影響が現れる。上記条件の他に $S_r = 50\%$ とすると $\gamma_t = 1.8 \gamma_w$ であるから、地下水位が深いときの支持力は浅いときに比べると1.8倍、約2倍となる。図-5は支持力算出のときに使用する単位重量のとり方と地下水位の関連を示している。地下水位以下では水の浮力を引いた水中重量を採用することが有効応力原理に立脚している。図-6は地下水依に対応して土中の間隙水圧分布が平衡状態にせしめ典型的ケースを示している。興味深いことに、地下水位より直上には毛管帯があって、かなり飽和度が高くて土中に存在する水は γ_t として土被り圧に有効に働くと考え、水面下では急に γ_{sub} に半減させることになる。

(2) 地下水の弊害

地盤工事においては、切盛土や斜面の安定、掘削工の安定を図る必要がある。地下水位の高い我

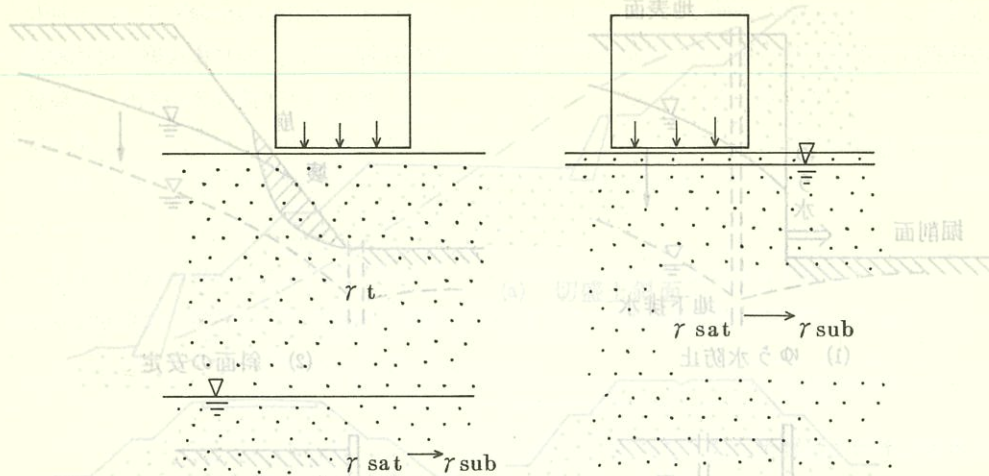


図-5 土の単位体積重量と地下水位

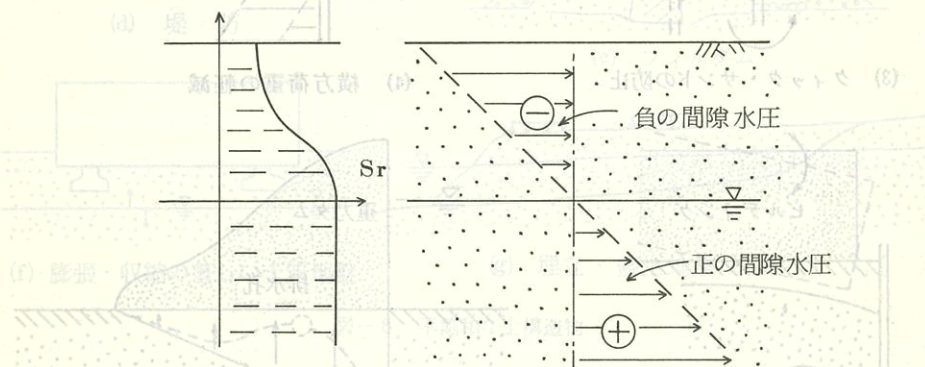


図-6 地下水面近傍の間隙水圧

が国においては、地下水や湧水は地盤工事につきものである。このため地下水処理の良否は地盤工事の難易に著しく関係しあう。地下水処理の方法は大別して、①排水工（地下水位低下工も含めて）、②止水工法（矢板工、連続壁工などの工事区域周辺での止水に対して、水道（みずみち）の涵養源部分で止水する方法も含む）及び③凍結工法であらう。

排水工の代表的方法としての地下水位低下工の意義は図-7に概略が示されている。これらの方法は『間隙水圧の低減』という点で共通していて、

それにより土構造物の安定が図られている。これらは飽和土に対するものであるが、不飽和な土構造物に対する問題としては図-8のようなものが考えられる。

これらの問題は飽和土では

- (a) 間隙水圧や透水力の過剰発生
- (b) 浸透破壊（広義のハイドロフラクチュアリング）

の懸念であり、さらに不飽和土では

- (c) 水浸による強度低下・変形増大

が懸念されている。

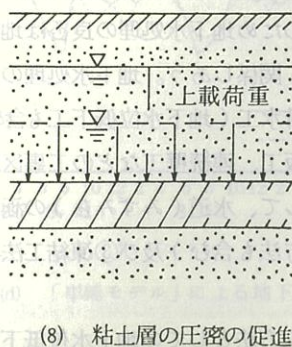
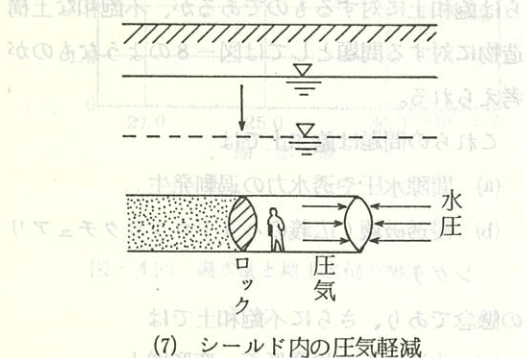
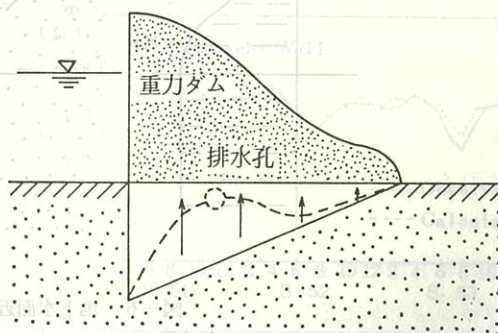
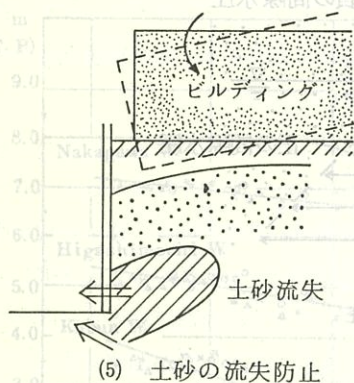
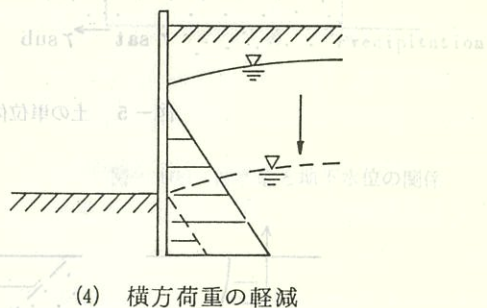
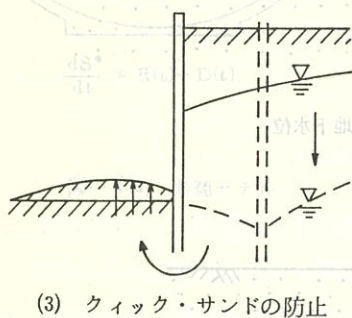
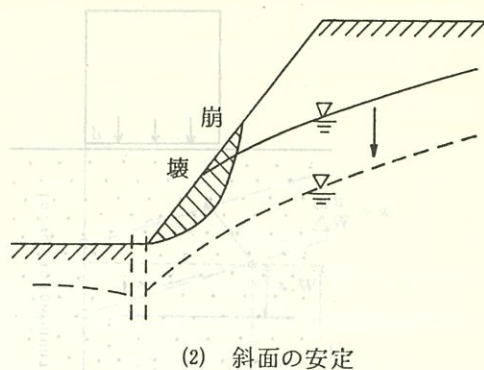
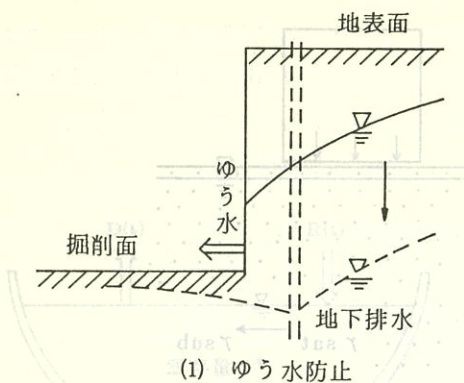


図-7 地下水位低下工法の意義

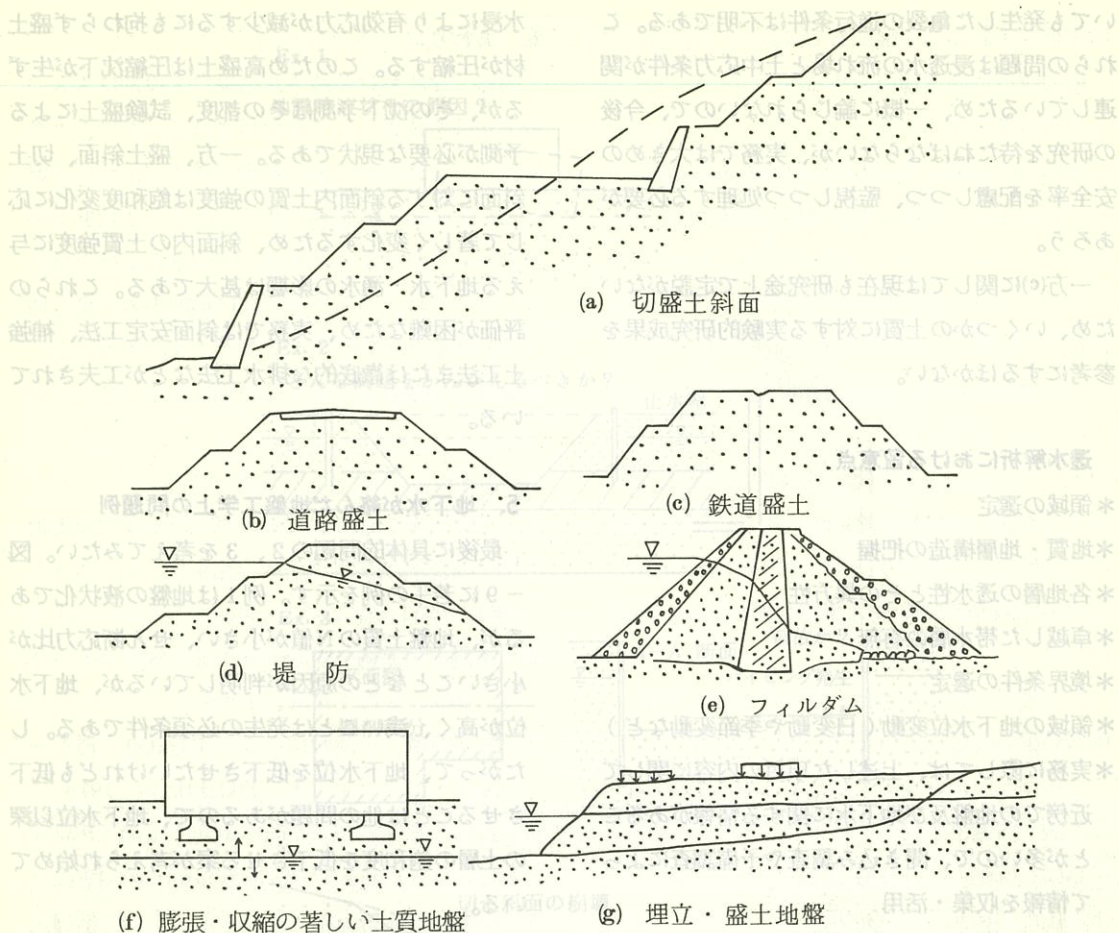


図-8 不飽和な土構造物

(a)は透水解析によって評価する。しかし、解析領域の選定や地盤の成層条件による特殊性の把握が大変に重要な鍵となることが多い。(b)に関するパイピング等の土の浸透破壊については、⁶⁾

(1) 鉛直上向き浸透水に対する Terzaghi の限界動水勾配

(2) 土中の浸食が生じ始める限界流速を与える Justin の式

$$V = \sqrt{\frac{Wg}{Ar_w}}$$

ここに、 W は水中における土の重量、 g は重力加速度、 A は断面積、 r_w は水の単位体積重量。さらに、

(3) 平均粒径 D の土質材料中にある径 d の土粒子が動き出す限界流速を与えた Koslova の式

$$V = 2.6 d^2 \left(1 + 1000 \cdot \frac{d^2}{D^2} \right)$$

ここに d 、 D をmmで与えたとき V はmm/secで算出される。

(4) Teton Dam の破壊後に浮上したハイドロフラクチュアリングは最小主応力 σ_3 と土の引張強度 t_s を用いると、 $(\sigma_3 + t_s)$ より大きい水圧が作用するとき亀裂が発生する。⁷⁾

などの考え方、成果があるもののいずれも疑問点が多い。(1)と(2)は鉛直上向き流に対する規準と考えられるが、(3)は根拠不明な現状である。(4)につ

いても発生した亀裂の進行条件は不明である。これらの問題は浸透水の流れ場と土中応力条件が関連しているため、一概に論じられないので、今後の研究を待たねばならないが、実務では大きめの安全率を配慮しつつ、監視しつつ処理する必要がある。

一方(e)に関しては現在も研究途上で定説がないため、いくつかの土質に対する実験的研究成果を参考にするほかない。

透水解析における留意点

- * 領域の選定
- * 地質・地層構造の把握
- * 各地層の透水性とその異方性
- * 卓越した帯水層の有無
- * 境界条件の選定
- * 領域の地下水位変動（日変動や季節変動など）
- * 実務に際しては、上述した項目の内容に関して近傍での地盤及び地下水に関する情報があることが多いので、聞き込み調査や予備調査によって情報を収集・活用

排水工による地下水位低下工法を採用する際の留意点

- * 排水または揚水方法の選択
ウェルポイントが深井戸工法か、排水フィルター設置か、排水孔の水圧は排水機能を果たせるに足るものか等々
- * 排水による土砂の吸い出し防止
排水工は土質と関係して、排水量を制約するか、吸い出し防止のためのフィルター設置
- * 排水による地盤沈下・有害な変形の予測
水圧、水位の低下のために生ずる地盤変形の予測は土質の力学的性質を予め調査・試験
- 不飽和土では地下水位上昇、降水や湧水の浸透水に伴うコーラス（土の構造崩壊）が近年報告されている。盛土材の最初の浸水時に発生し易い。

水浸により有効応力が減少するにも拘わらず盛土材が圧縮する。このため高盛土は圧縮沈下が生ずるが、その沈下予測はその都度、試験盛土による予測が必要な現状である。一方、盛土斜面、切土斜面に対する斜面内土質の強度は飽和度変化に応じて著しく変化するため、斜面内の土質強度に与える地下水・湧水の影響は甚大である。これらの評価が困難なため、実務では斜面安定工法、補強土工法または徹底的な排水工法などが工夫されている。

5. 地下水が絡んだ地盤工学上の問題例

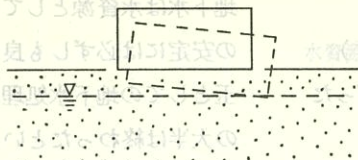
最後に具体的問題の2、3を考えてみたい。図一9に若干の例を示す。例1は地盤の液化化であるが、地盤土質のN値が小さい、せん断応力比が小さいことなどの原因が判明しているが、地下水位が高く、浅いことは発生の必須条件である。したがって、地下水位を低下させたいけれども低下させることは他の問題があるので、地下水位以深の土層の飽和度を低下させる案が考えられ始めている。

例2は難透水層まで掘削して、例えば道路を建設するという問題である。下層の被圧帯水層からの水圧による盤ぶくれ、パイピングの懸念及び難透水層からの漏水の程度が路盤排水に関係する。さらに、浅層の自由地下水が遮断されると左右（または上下流）の地下水流動が断絶するので、地下水の連絡方法、したがって集水工法と涵養工法を工夫するなどの技術的課題が生じる。

例3は平地部の根切り掘削時に止水矢板で囲まれた掘削内部にパイピングが発生し、しかも掘削面の高い方で生じたケースである。この種の湧水問題では矢板の外側に投入する砕石等の充てん材料のため、矢板外側の地下水頭が矢板下端近くに作用し、掘削内部に設計で考えていた動水勾配より大きな上向き浸透水が生じることを指摘しておきたい。

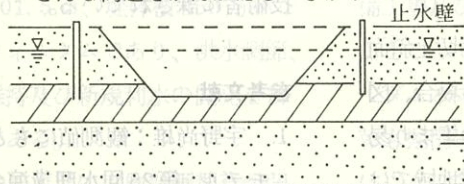
Ex. 1

地震時液状化の原因？

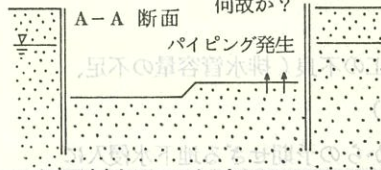
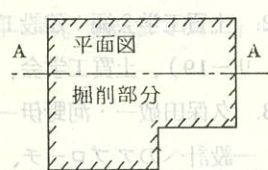


Ex. 2

どんな問題をかんがえるべきか？



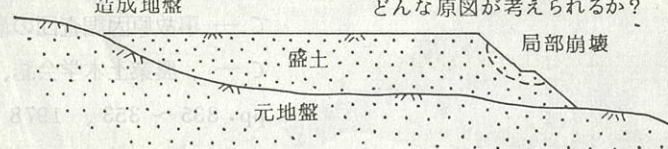
Ex. 3



Ex. 4



Ex. 5



Ex. 6

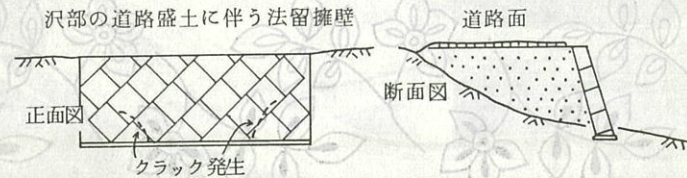


図-9 地盤工学的2、3の問題

例4は切土斜面の崩壊であるが、

- ① 応力解放に伴う地山のゆるみ
- ② 土質強度不足
- ③ 地山内の弱部の存在（例えば流れ盤など）
- ④ 古い微小谷に崩壊土砂の堆積した斜面だったこと
- ⑤ 風化し易い土質斜面（例えば、スレーキングの著しい土質）

⑥ 予期せざる斜面内からの湧水
等々の原因が想像される。⑥の湧水は、切土斜面表面近くに岩盤があって湧水が集中する場合、図示された断面では判断し難いが、湧水の集まり易い谷部の場合などもあり得る。また豪雪地域では融雪水の斜面表面からの浸透水によることもある。

例5は

- ① 排水設計・施工の不良（排水管容量の不足、排水暗渠の破壊）
 - ② 上流側元地山からの予期せざる地下水侵入による盛土内地下水発生
 - ③ しばしば施工される盛土法面近傍の仮堰堤による止水に伴う地下水発生
- などが考えられる。

例6は山岳地域の斜面中腹に造られる法留擁壁の事故であるが、沢部で起こり易く、

- ① 擁壁中央部の支持力不足
- ② 沢水の処理不十分で盛土内への浸水に伴う土圧増

が圧倒的に多い。

6. おわりに

地盤工学における地下水の果たす役割は大きい。地下水は水資源としても使用される一方で、地盤の安定には必ずしも良い影響を示さず、むしろ悪玉としての地下水処理が適切であるとき地盤工事の大半は終わったといえる。土中水の処理を誤らないためには、ともに見えない地盤中の土質と地下水の挙動を正しく推論できるようにすることが技術者に課されている。

参考文献

1. 宇野尚雄：観測値にもとづいた地下水位変動モデル、第25回水理講演会論文集、pp. 385～390、1981
2. 土質工学会編：建設工事と地下水（ライブラリー19）、土質工学会、1980
3. 久保田敬一・河野伊一郎・宇野尚雄：透水—設計へのアプローチ、鹿島出版会、1976
4. M. E. Harr: Groundwater and Seepage, McGraw-Hill Book Co. 1962
5. 吉国洋・宇野尚雄・柳沢栄司：土の力学(Ⅱ)、技報堂、1984
6. 長瀬勉夫：浸透破壊に関する考え方と破壊発生条件 — 諸文献における記述と用例 — 、応用地質年報、No. 9, pp. 43～124、1987
7. 仲野良紀：Tetonダム決壊事故の原因について — 事故原因調査団の最終報告書を中心として — 、農業土木学会誌、vol. 46, No. 5, pp. 335～353、1978



2. ダムの概要

阿木川ダムの地質について

水資源開発公団阿木川ダム建設所

調査設計課長 伊藤 渉

1. はじめに

阿木川ダムは、木曽川水系阿木川の恵那市東野地先に建設中の堤高 101.5 m、堤体積 450 万 m^3 の中央遮水壁型ロックフィルダムであり、洪水調節、流水の正常な機能の維持及び新規利水の開発を目的とした多目的ダムである。

ダム事業は、昭和44年4月に実施計画調査が開始され、昭和51年10月に建設事業となり、昭和56年8月に本体工事に着手した。現在までにフィル

本体盛立、洪水吐き、基礎処理工事等を終了し、昭和64年秋の試験湛水開始に向けて、利水放流設備工事及び貯水池法面对策工事等を鋭意進めているところである。

ダム本体工事も終了し、過去調査された地質情報も掘削に伴って明らかとなったことから、本文は、ダム基礎に焦点をしぼり、ダム基礎岩盤の状況について概略とりまとめ報告するものである。

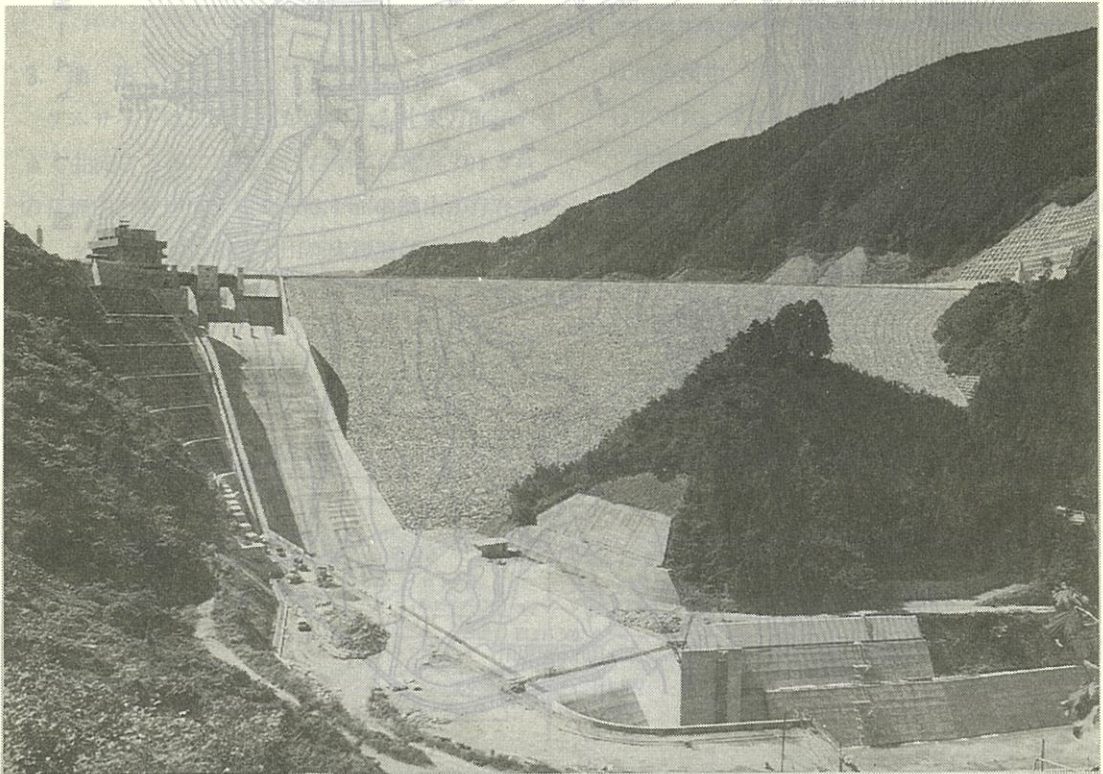


写真-1 断面図

例4は切土斜面の崩壊である

① 応力解放に伴う地山のゆるみ

② 土質強度不足

③ 地山内の弱部の

④ 古い小谷に

こと

⑤ 土質調査等

⑥ 土質調査等

⑦ 土質調査等

⑧ 土質調査等

⑨ 土質調査等

⑩ 土質調査等

⑪ 土質調査等

⑫ 土質調査等

⑬ 土質調査等

⑭ 土質調査等

⑮ 土質調査等

⑯ 土質調査等

⑰ 土質調査等

⑱ 土質調査等

⑲ 土質調査等

⑳ 土質調査等

㉑ 土質調査等

㉒ 土質調査等

㉓ 土質調査等

㉔ 土質調査等

㉕ 土質調査等

㉖ 土質調査等

㉗ 土質調査等

㉘ 土質調査等

㉙ 土質調査等

㉚ 土質調査等

㉛ 土質調査等

㉜ 土質調査等

㉝ 土質調査等

㉞ 土質調査等

㉟ 土質調査等

㊱ 土質調査等

㊲ 土質調査等

㊳ 土質調査等

㊴ 土質調査等

㊵ 土質調査等

地盤工学における地下水の果たす役割は大きい。

地下水は土質調査等としても利用される。一方、地盤

工学においては、地下水の存在が地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

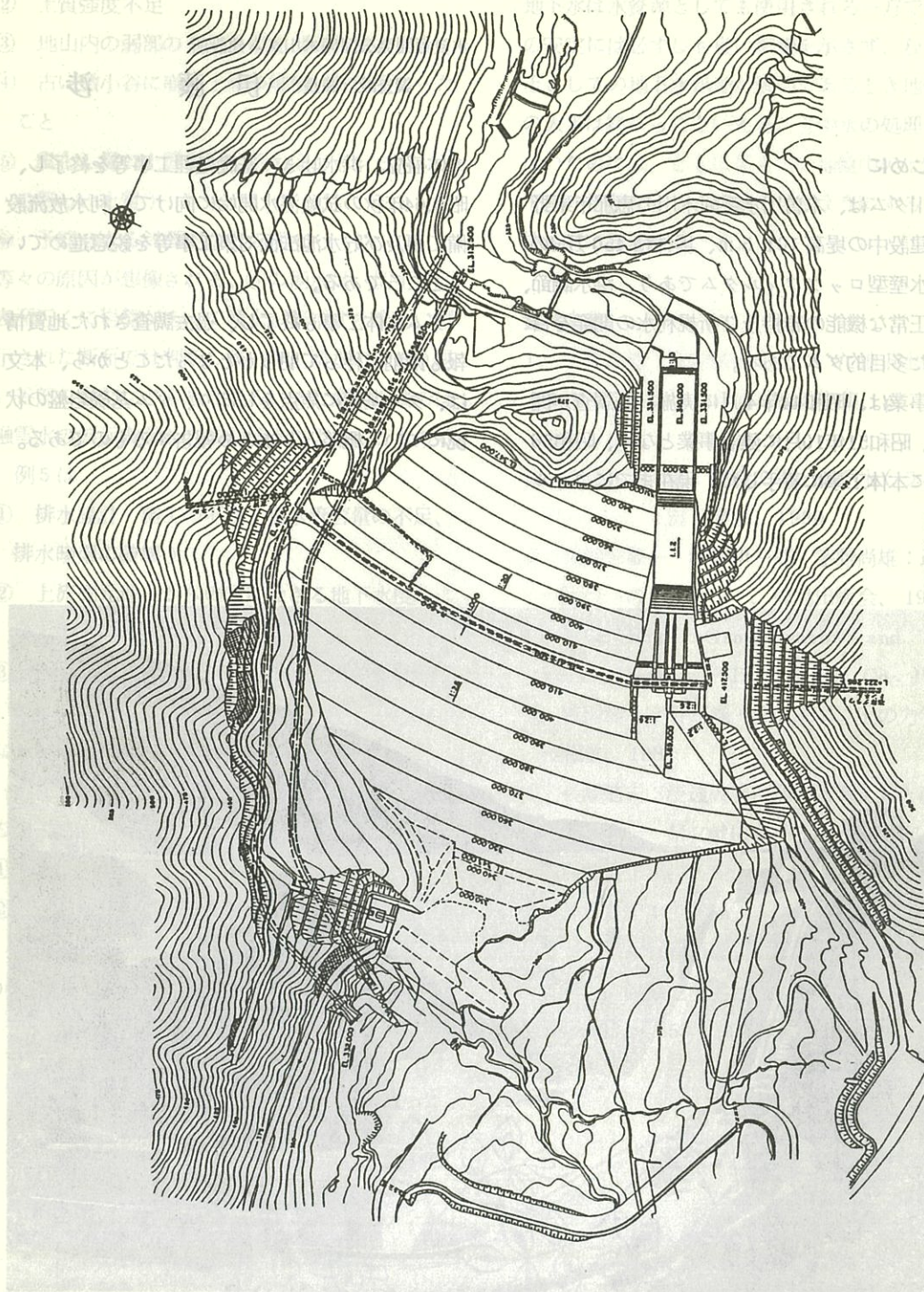
は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響

は、地盤の安定性に与える影響は、地盤の強度に与える影響



図面一般一級ダム図

2. ダムの概要

貯水池及びダム諸元を表－1、図－1、2に示す。

表－1 ダムの諸元

貯 水 池	
集 水 面 積	81.8 km ²
湛 水 面 積	1.58 km ²
常 時 満 水 位	E L 412.0 m
洪水期制限水位	E L 400.5 m
最 低 水 位	E L 363.0 m
利 用 水 深	49.0 m
総 貯 水 容 量	48,000,000 m ³
有効貯水容量	44,000,000 m ³
堆 砂 容 量	4,000,000 m ³
ダ ム	
位 置	左岸 岐阜県恵那市東野字山本地先 右岸 岐阜県恵那市東野字花無山地先
型 式	中央土質遮水壁型ロックフィルダム
高 さ	101.5 m
堤 頂 長	約 460 m
堤 体 積	約 4,500,000 m ³

3. 地 形

ダムサイトは、阿木川が南西から北東方向に大きく曲流する部にあたり、右岸には標高701.5 mの花無山、左岸には標高686.4 mの鍋山が存在する。ダムサイトでの阿木川河床標高は約320 mであり、平均河床勾配は約1/40を示す。ダム軸に

おける形状係数（天端標高での谷幅／河床幅）は約3.5である。

右岸ダム軸は、花無山より南西に突き出しダムサイト付近で上下流方向の厚みを急激に減ずる尾根のやや下流側である。

一方、左岸側は比較的単調な斜面であるが、下流にはこの斜面から東方に突き出した小尾根が存在し、ダム軸はこの小尾根の上流側に位置する。

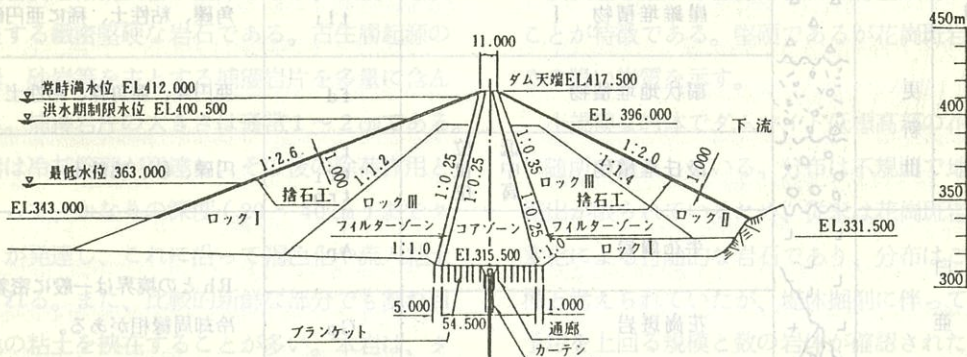
ダム軸の上流右岸には扇状地の堆積物が広く分布し、その下には段丘が伏在していた。

段丘面は河床兩岸に所々分布し、ダム軸右岸には小規模なものが認められ、ダム軸左岸の上流側には伏在段丘が存在した。図－3にダムサイトの地形の概要を示す。

4. 地 質

ダムサイトの地質は、中生代白亜紀の濃飛流紋岩類、花崗斑岩及び半花崗岩を基盤としている。これらを被覆して新生代第四紀の段丘堆積物、扇状地堆積物、崖錐堆積物及び現河床堆積物が分布していた。ダムサイトの地質構成を表－2に示す。

花崗斑岩は濃飛流紋岩類に貫入したもので、半花崗岩等の小規模な岩脈を伴う。濃飛流紋岩類は見かけ上、花崗斑岩の上位に分布する。その境界はダム軸左岸でE L・380 m付近、右岸でE L・



図－2 堤体標準断面図

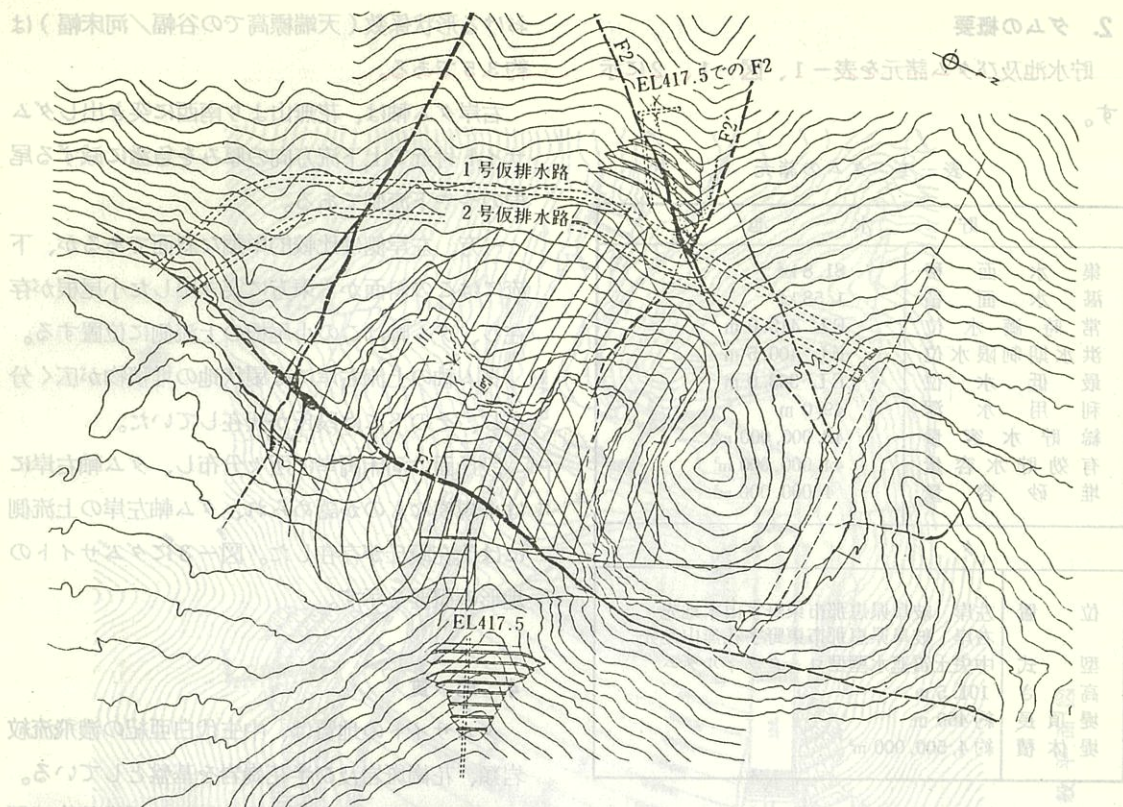


図-3 ダムサイトの地形

表-2 ダムサイトの地質構成

地質時代			柱状	地質	記号	岩相・性状・その他
新生代	第四紀	完新世		現河床堆積物	rd	砂礫
				崖錐堆積物Ⅱ	tl2	角礫のみ
				崖錐堆積物Ⅰ	tl1	角礫、粘性土、稀に亜円礫
		更新世		扇状地堆積物	fd	亜円礫、亜角礫、粘性土
				段丘堆積物	tr2 tr1 trh	円礫、砂、粘性土
中生代	白亜紀		半花崗岩	Ap	Rhとの境界は一般に密着し 冷却周縁相がある。	
			花崗斑岩	Gp		
			濃飛流紋岩類	Rh		流紋岩質熔結凝灰岩で古生層 起源の捕獲岩片に富む

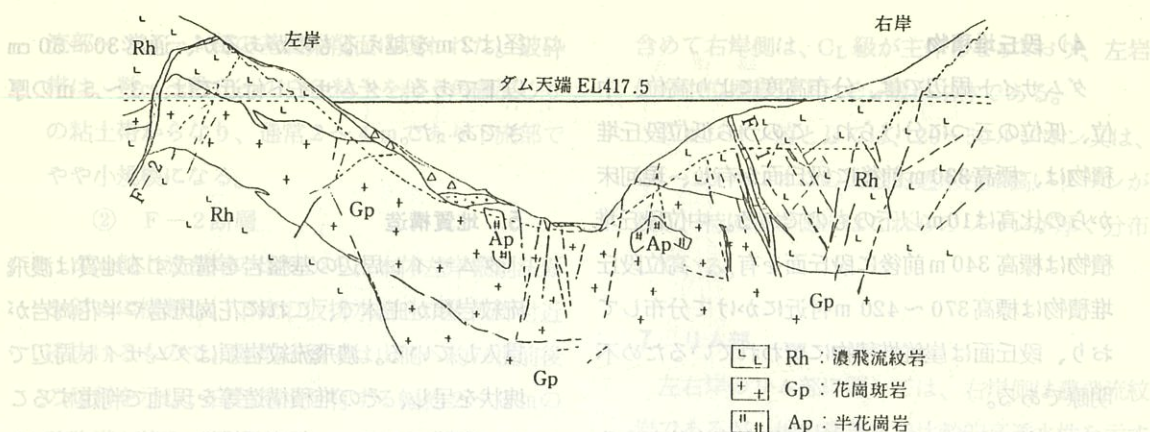


図-4 ダム軸断面の地質

360 m付近にあり、全体として左岸側から右岸側に向って緩く傾斜している。河床部では、基盤の花崗斑岩の上に現河床堆積物が阿木川に沿って分布し、ダム軸付近の左岸河床には低位段丘堆積物が小規模に分布していた。

右岸ではダム軸付近で花崗斑岩が河床からEL・360 m付近まで分布し急崖をなし、ダム軸付近の尾根は濃飛流紋岩類で構成されていた。この尾根の上・下流には、中位段丘堆積物が分布し、ダム軸上流の緩斜面には中位段丘堆積物の上に扇状地堆積物が広く分布していた。

以下に各地質について概略述べる。

1) 濃飛流紋岩

流紋岩質熔結凝灰岩が主体をなし、一般に暗灰色を呈する緻密堅硬な岩石である。古生層起源の粘板岩、砂岩等を主とする捕獲岩片を多量に含んでいる。捕獲岩片の大きさは通常1～2 cmである。

本岩は冷却節理が発達し、その後の除荷作用とあいまって、かなりの深度(20～40 cm)までクラックが発達し、これに沿って褐色化や流入粘土が見られる。また、比較的新鮮な部分でも割れ目に灰色の粘土を挟在することが多い。本岩は、ダムサイトで最も広い分布を示し、見かけ上、花崗斑岩を覆うような形態を示す。

2) 花崗斑岩

やや青みを帯びた暗灰色を呈し、長石の斑晶を有する堅硬な岩石である。左岸では、流れ盤状に濃飛流紋岩類に貫入しており、地表での分布はダムサイトの中～低標高部に限られている。左岸では層状の岩体となって、その上・下位に濃飛流紋岩類が確認された。右岸ではF-1断層の東側で大きく落ち込んでいる。ダムサイト中央部では花崗斑岩の下限が確認されていない。下流部での岩体の厚さは約50 m前後である。

濃飛流紋岩類との接触面は一般に密着しており、数cm～数10cmの急冷相が認められた。

3) 半花崗岩類

淡灰色を呈する粗粒の岩石で有色鉱物が少ないことが特徴である。堅硬であるが花崗斑岩に比べやや脆い岩質を示す。

小規模な岩体でダムサイト低標高部の花崗斑岩に随所で貫入している。分布は不規則で地表での露出が限られているため、従来は花崗斑岩の岩相変化による付随的な岩石であり、分布はごく小規模と考えられていたが、堤体掘削に伴って各所で予想を上回る規模と数の岩体を確認された。花崗斑岩との接触面は明瞭ではほとんど密着しているが、急冷相は多くの場合不明瞭である。

4) 段丘堆積物

ダムサイト周辺では、分布高度により高位、中位、低位の三つに分けられ、このうち低位段丘堆積物は、標高330 m前後に段丘面を有し、現河床からの比高は10 m以下のものである。中位段丘堆積物は標高340 m前後に段丘面を有し、高位段丘堆積物は標高370～420 m付近にかけて分布しており、段丘面は崖錐堆積物に覆われているため不明瞭である。

これらのうち、ダムサイトに最も広く分布するものは、中位段丘である。堆積物は粘性土を含む砂礫には径5～30 cmの濃飛流紋岩や花崗岩の円礫を多く含む。

5) 扇状地堆積物

ダムサイト上流右岸の緩斜面に分布する堆積物で、主に濃飛流紋岩類の角礫～亜角礫と粘性土で構成される。古生層のチャートなどの小円礫も含まれる。不均質で下部は比較的良く締っている。堆積物は東方の花無山塊から供給された土石流的なもので、右岸山側に向って収束する扇型の分布を示した。

6) 崖錐堆積物

ダムサイト周辺の山裾斜面、沢沿いなどに広く分布しており、崖錐堆積物はその性状から2種類に分けられる。前者は角礫と粘性土からなるものでダムサイト左岸や左岸下流に厚く分布している。これは、尾根部で厚く谷部で薄い分布形態などから、形成時期がかなり古いものであることを想起させる。厚さは最大30 mを越える場合がある。

後者は、濃飛流紋岩類の角礫のみからなるもので粘性土をほとんど含まない。構成礫は径20～50 cmの角礫であり厚さは数メートル程度である。

7) 現河床堆積物

河床沿いに分布するルーズな砂礫からなる。礫

径は2 mを越えるものがあるが、通常30～50 cm以下である。ダムサイト付近では、3～5 mの厚さであった。

5. 地質構造

ダムサイト周辺の基盤岩を構成する地質は濃飛流紋岩類が主体で、これに花崗斑岩や半花崗岩が貫入している。濃飛流紋岩類はダムサイト周辺で塊状を呈し、その堆積構造等を現地で判定することは困難である。一部流理構造の見られる所があるが、その構造はほぼ水平～緩傾斜である。

花崗斑岩は、ダムサイト周辺で大規模に貫入しており、その貫入の方向はほぼ右岸河床部から左岸尾根部へ向っている。ダム軸付近では、右岸河床から地山深部に向って厚く、左岸尾根部に向って薄くなる傾向がある。上・下流方向でみるとほぼ同じ厚みで連続している。このような形態から花崗斑岩はシート状の貫入岩体を構成していると考えられる。

半花崗岩は、主として花崗斑岩に対し随所で貫入しており、いずれも貫入の方向性は不明瞭であるが、岩体の水平断面上の形態をみるとほぼ東西方向の長軸を有するものが多い。

ダムサイトの割れ目系の大半は、貯水池周辺の断層の走向と斜交しており、その形成は濃飛流紋岩類及び花崗斑岩の冷却に伴う収縮節理に起因するものと考えられる。

ダムサイトの断層は主にN-S系、E-W系、N-E系の3方向が認められ、割れ目の傾向と概ね一致している。ダムサイトの主要な断層としてF-1、F-2断層について次に述べる。

① F-1断層

ダム軸右岸の尾根を切り、上下流方向に伸びるダムサイトで最も規模の大きい断層である。山側に高角度で傾斜し、ダム軸では、本断層の山側で花崗斑岩が大きく落ち込んでおり、見かけ上正断層である。この断層はロック敷上流部、洪水吐越

流部～シュート部の基礎掘削面に現われた。破碎帯は、数cm～数10cmの白色粘土を伴う角礫混じりの粘土帯からなり、通常2～4mであり下流部でやや小規模になる。

② F-2断層

ダム軸上流左岸の山側から、本体左岸掘削法面を斜めに横断し、下流の仮排水路吐口上流部付近に抜けるもので、掘削法面では山側へ約76度前後の傾斜を示し、白色粘土を有する幅約2～3mの破碎帯を伴う。仮排水路トンネル内での状況から、ダム軸下流では2～3条に分岐していると考えられ、また、左岸グラウチングトンネル内でF-2を確認した。

6. 掘削線

掘削線の決定にあたっては、種々のボーリング及び横坑調査を実施したが、この段階で左右岸高位標高部では、比較的透水性の高い部分が広い範囲で分布していることが明らかであった。

特に、洪水吐き基礎となる右岸の尾根部では、地表から40～50mの深度まで20ルジオン以上の高透水性を示すことから、このような高透水性岩盤の止水及び変形性の改良の面から、グラウチングによる処理可能な範囲を検討した。

その結果、50ルジオンまでの岩盤はセメントグラウチングで処理できると判断し、洪水吐き基礎の掘削線は、一部20～50ルジオンの範囲の部分を残してコンクリート量の低減を図ることとし、EL・380mに設定することとした。

コア敷及び洪水吐き基礎の地質状況は次の通りである。

①岩質は、左岸EL・385m以上及び右岸EL・350m以上が濃飛流紋岩、左岸EL・385m以下から河床を経て右岸EL・350mまでは花崗斑岩が分布しており、河床部の一部には半花崗岩が分布している。

②岩級は、左岸EL・370m以上、及び河床部を

含めて右岸側は、C_L級が主体となっており、左岸側の中位標高以下はC_M級が主体である。

③ルジオン値としては、20～50ルジオン又は、10～20ルジオンの比較的透水性の高いゾーンが残り、特に右岸側にはこれらのゾーンが厚く分布している。

7. リム部

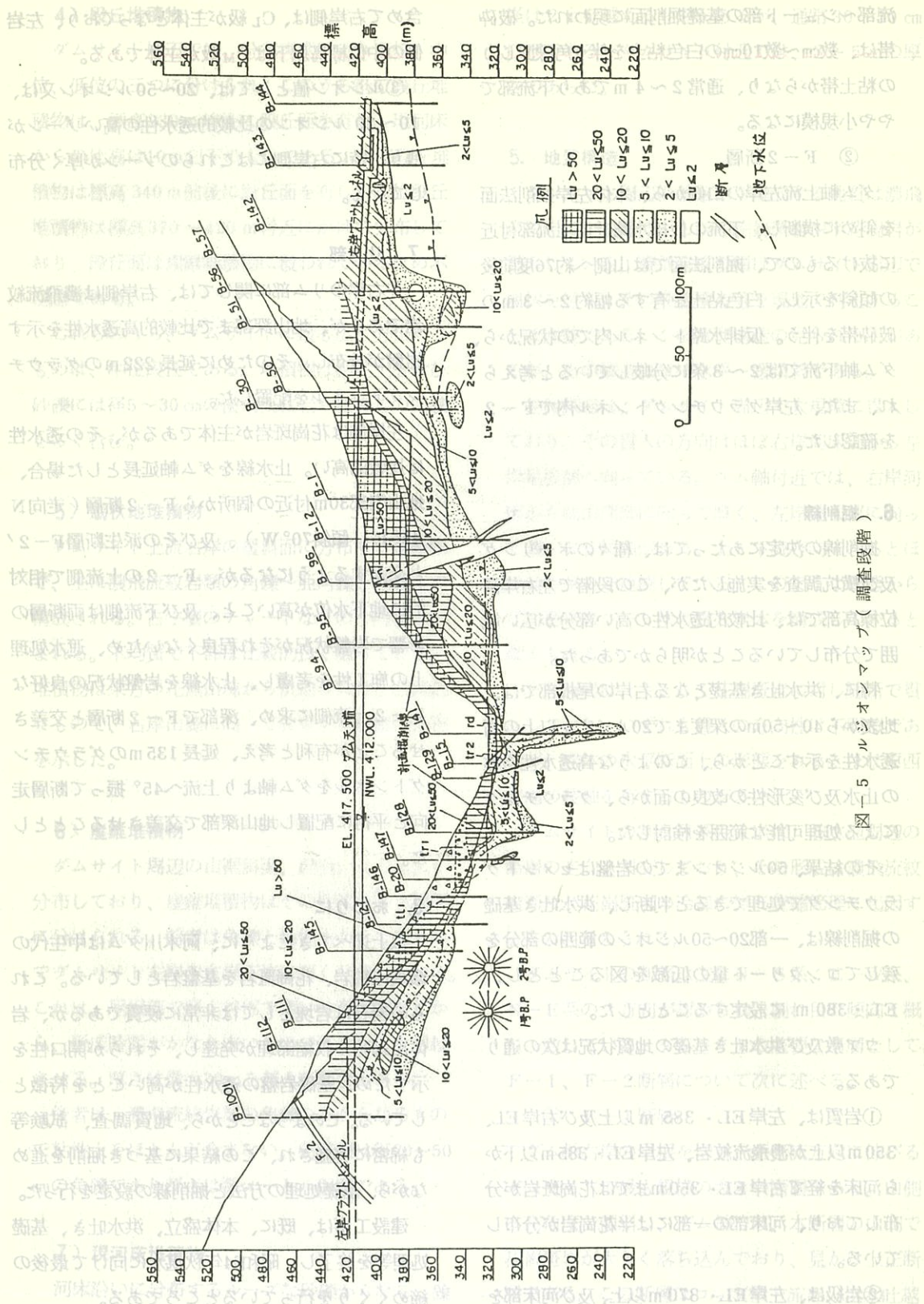
左右岸のリム部に関しては、右岸側は濃飛流紋岩であるが、地山深部まで比較的高透水性を示す岩盤が分布し、そのために延長222mのグラウチングトンネルを配置した。

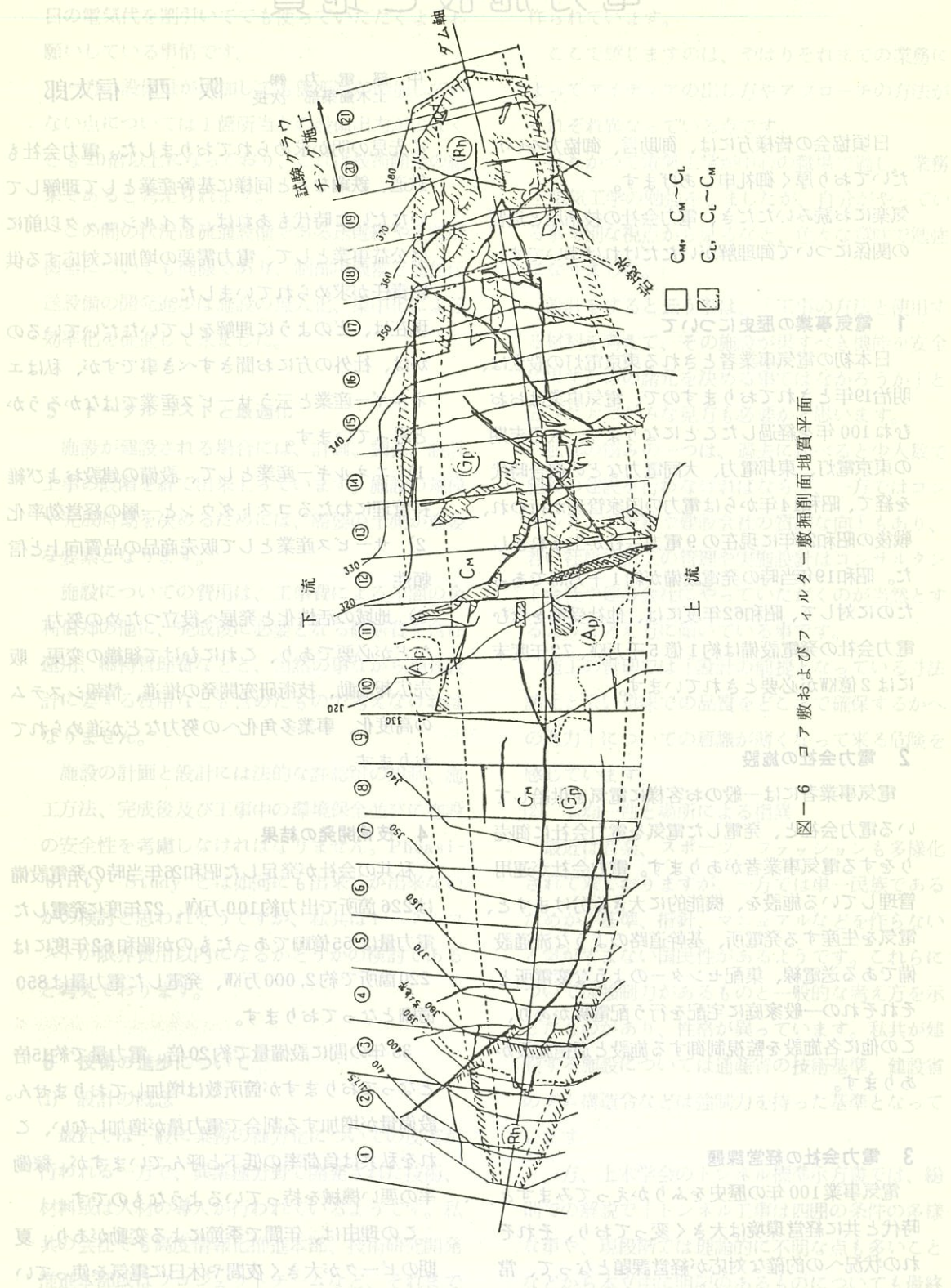
左岸側は花崗斑岩が主体であるが、その透水性は比較的高い。止水線をダム軸延長とした場合、地山内部30m付近の個所からF-2断層（走向N45°E、傾斜70°W）、及びその派生断層F-2'と交差するようになるが、F-2の上流側で相対的に地下水位が高いこと、及び下流側は両断層の影響で岩盤状況がそれ程良くないため、遮水処理上の施工性を考慮し、止水線を岩盤状況の良好なF-2上流側に求め、深部でF-2断層と交差させることが有利と考え、延長135mのグラウチングトンネルをダム軸より上流へ45°振って断層走向と平行に配置し地山深部で交差させることとした。

8. おわりに

以上述べてきたように、阿木川ダムは中生代の濃飛流紋岩、花崗斑岩を基盤岩としている。これらの岩石は岩塊としては非常に硬質であるが、岩体冷却時の収縮節理が発達し、それらが開口性を示すため、基礎岩盤の透水性が高いことを特徴としている。このようなことから、地質調査、試験等も綿密に実施され、この結果に基づき掘削を進めながら、基礎処理の方法と掘削線の設定を行った。

建設工事は、既に、本体盛立、洪水吐き、基礎処理等を終了し、昭和64年秋湛水に向けて最後の締めくくりを行っているところである。





電力施設と地質

中部電力 関西信太郎
土木建築部 次長

日頃協会の皆様方には、御助言、御協力をいただいております。御礼申し上げます。
気楽にお読みいただき、電力会社の技術屋と地質の関係について御理解がいただければ幸いです。

1 電気事業の歴史について

日本初の電気事業者とされる東京電灯の設立は、明治19年とされておりますので、電気事業はおおむね100年を経過したことになります。大正末期の東京電灯、東邦電力、大同電力などの競合時代を経て、昭和14年からは電力の国家管理が行われ、戦後の昭和26年に現在の9電力会社が生まれました。昭和19年当時の発電設備が約1千万KWであったのに対して、昭和62年度には、他社受電を含む電力会社の発電設備は約1億5千万KW、72年度末には2億KWが必要とされています。

2 電力会社の施設

電気事業者には一般のお客様に電気を供給している電力会社と、発電した電気を電力会社に御売りをする電気事業者があります。電力会社が運用管理している施設を、機能的に大きく分けますと、電気を生産する発電所、基幹道路のような流通設備である送電線、集配センターのような変電所とそれぞれの一般家庭に宅配を行う配電線があり、この他に各施設を監視制御する施設と通信施設があります。

3 電力会社の経営課題

電気事業100年の歴史をふりかえってみますと、時代と共に経営環境は大きく変わっており、それぞれの状況への的確な対応が経営課題となって、常

に先見の明が求められておりました。電力会社も鉄道、鉄鋼などと同様に基幹産業として理解していただいた時代もあれば、オイルショック以前には公益事業として、電力需要の増加に対応する供給責任が求められていました。

現在は、どのように理解をしていただいているのかは、社外の方にお聞きすべき事ですが、私はエネルギー産業と云うサービス産業ではなからうかと思っています。

- 1) エネルギー産業として、設備の建設および維持管理にわたるコストダウンと一層の経営効率化
 - 2) サービス産業として販売商品の品質向上と信頼性
 - 3) 地域の活性化と発展へ役立つための努力
- などが必要であり、これにむけて組織の変更、販売広報活動、技術研究開発の推進、情報システムの高度化、事業多角化への努力などが進められております。

4 技術開発の結果

私共の会社が発足した昭和26年当時の発電設備は226箇所で出力約100万KW、27年度に発電した電力量は55億KWhであったものが昭和62年度には220箇所で約2,000万KW、発電した電力量は850億KWhとなっております。

35年の間に設備量で約20倍、電力量で約15倍となっておりますが箇所数は増加しておりません。設備量が増加する割合で電力量が増加しない、これを私共は負荷率の低下と呼んでいますが、稼働率の悪い機械を持っているようなものです。

この理由は、年間で季節による変動があり、夏のピークが大きく夜間や休日に電気を使ってい

ただけない事によるものです。私共が夜間或は休日の電気代を割引いてでも使っていただくようお願いしている事情です。

一方、設備量が増加しても箇所数が増加していない点については1箇所当りの設備出力が少なくとも20倍以上になっており、これは技術開発の結果であると考えられます。

この間の状況は流通設備である送電線や変電所機器についても同様であり、制御用機器と通信伝送設備の開発進歩は施設の無人化、集中化による効率化を促進して来ました。

5 トータルコストと最適化

施設が建設される場合には、計画、調査、設計、工事の段階を経て出来上っています。施設の規模や完成時期を決めるためには、需要の予測が重要な要素となります。

施設についての費用は、工事費による年間の金利償却の他に、完成後に必要となる修繕費を含む運用、維持管理費などと、当然の事ながら調査設計に要する費用なども含めたもので考えなければなりません。

施設の計画と設計には法的な許認可の規制、施工方法、完成後及び工事中の環境保全並びに施設の安全性を考慮しなければなりません。Pheasibility Study とは如何にも出来るか出来ないかの検討と思われそうですが、私共はトータルコストが限界費用以内になるかどうかの検討であると考えております。

6 技術の進歩について

(1) 設計の概念

最近では一般に業務の細分化についての反省が行われる一方で、異業種分野で開発された技術、材料或は人材の導入が行われているようです。私共の会社でも高度情報化推進本部、技術研究開発推進本部或はプロジェクトチームなど、それまで

の職種や経験業務に関係なく人材を集める組織が作られています。

ここで感じますのは、やはりそれまでの業務によってアイディアの出し方やアプローチの方法がそれぞれ異なっている点です。

私もかつて電気工学が中心の職場で過し、業務上電気工学の勉強をしましたが、自分がやっている事を別な視点から見ると、色々な意味で勉強になりました。

設計をすると云う事は、「工事の方法と使用する材料を考えて、その施設が果すべき機能を安全に果すための諸元を決める事ではなかろうか」と云った大づかみな見方も必要かと思えます。

私共の悩みの一つは、過去に比べると少人数で施設の建設を行わなければならない、一方ではコンサルタント会社や建設会社の質的な向上もあり、若い社員は施工の管理や実施設計はコンサルタント会社や建設会社にやっていただくのが当然とするような考え方に傾いている事です。

施工の管理では「設計の前提となっている寸法諸元と広い意味での品質をどこまで確保するかへの努力」についての意識が薄くなって来る危険を感じています。

(2) 不均一性と場所による相異

最近では音楽、スポーツ、ファッションも多様化されて来ておりますが、一方では単一民族であるためか、基準、指針、マニュアルなどを作らないと気がすまない国民性があるようです。これらについては強制力があるものと一般的な考え方を示したものがあり、性格が異なっています。私共が建設する施設については通産省の技術基準、建設省のダム構造令などは強制力を持った基準となっています。

一方、土木学会のトンネル標準示方書では、総則での解説で「トンネル工事は四囲の条件の多様な事や、現段階では理論的に不明な点も多いことなどから本文中に明記のあるものについても最終

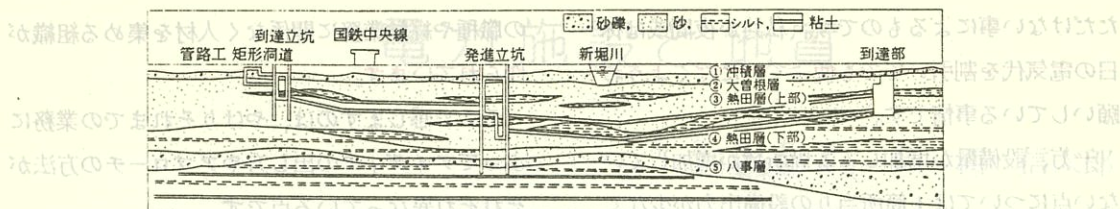


図-1 地質縦断面図

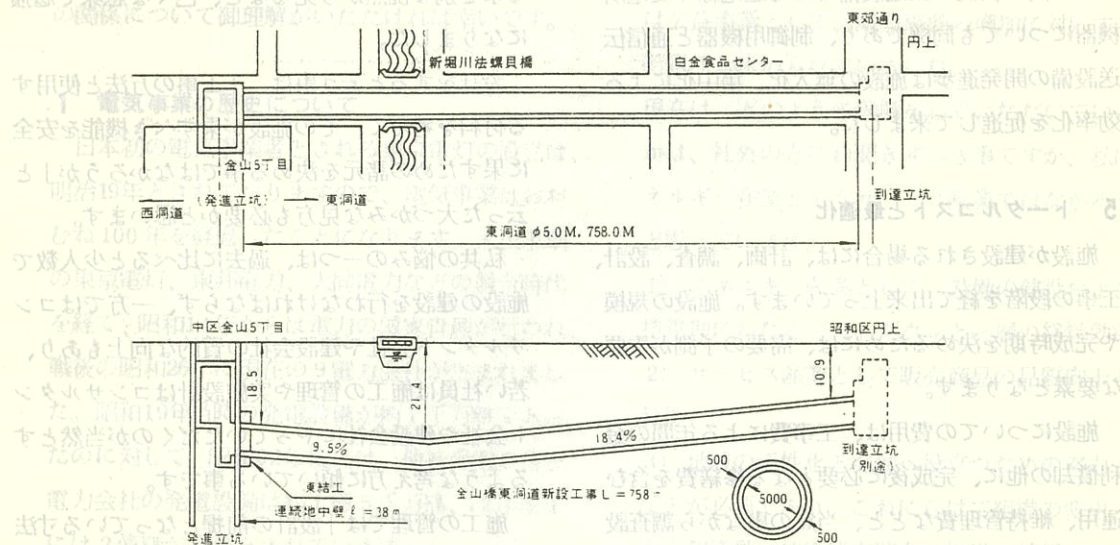


図-2 東洞道概略図

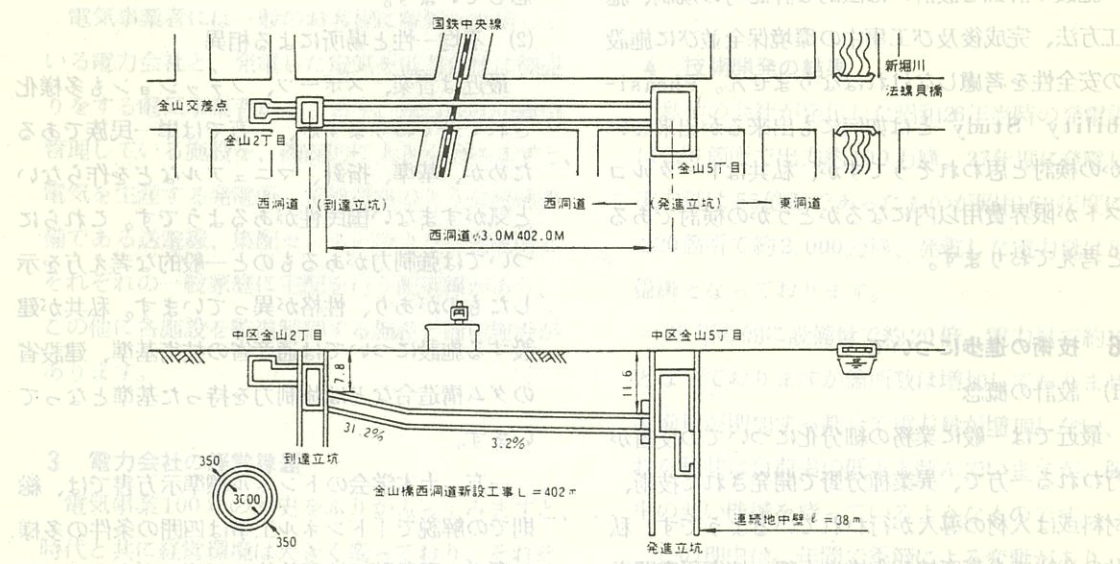


図-3 西洞道概略図

的には責任技術者が判断を行わなければならない」と書かれています。

電力会社が建設して来た施設のコストダウンを支えて来たものは、技術の進歩であり、多少の失敗も含めて理論と経験実績が車の両輪となって、進歩して来たものです。

私も岩盤工学或は地盤工学が土木地質学から分岐して体系化される事を願っておりますが、不均一性と場所による相異をどう取扱うかがつきまとうでしょう。

岩盤等級区分についても各種の区分方法が、国内国外で提案されており、それぞれに理由と根拠があります。個人的に気になるのは、統一模擬試験的な発想と一元化指向の国民性が重なって、区分のための区分になってしまわないだろうかという点です。

最近でもトンネル掘削におけるMRM区分^{*1}などが提案されていますが、もともと対象となる構造物によって、どのような物性値がどのような影響を持って来るかは異っております。電研式等級区分についても、風化の程度を重要な要素としていますが、これは地表に比較的近いダム着岩部の岩盤に対する評価をオリジンとしているようですが、その後私共が地下発電所など深部の岩盤を対象とするようになりますと、熱や圧力による影響が加わり、風化についての概念にとまどう事になります。

しかし岩盤の物性値に関する国内或はISRMの指針通りの現位置試験を多数実施するにはコストがかかりすぎる事と、どうしても人間の目で観察をしハンマーや手に取ってみる事の確実さに加えて、区分についての基本的な考え方のわかり易さは大きな長所となっています。

一方、フィールドで評価区分を行っているエキスパートの方々は紙に書かれているオリジンとは別に対象となる構造物や物性値との整合を念頭において区分を行っておられるようです。

この所スーパーコンピューターなど電子計算機のハードが進歩すると共に演算コストが低下したこと、ソフトの開発を行う会社が育ってきたことから過去に比べ計算そのものは比較的やりやすくなっています。

そうなると、どうしても理論的な精度をあげていくのは人情ですが、結果の精度についてはどうでしょうか。

理論の精度→解析方法の精度→結果の精度

理論の精度については、岩盤を弾性体、粘弾性体、不連続体^{*2}の何れとして扱うか、応力と歪或は応力の伝達についてどのような考え方をするか、水をどのように扱うか、時間的な変化の扱いなどが考えられます。

解析方法の精度については、実際の岩盤を含めた構造系や掘削など施工のプロセスをどのようにモデル化するか、破碎帯の存在や岩盤物性値の場所による相異、ロックボルト、吹付け、コンクリートの覆工をどう取扱うかなどがあり、有限要素解析などにおいては、要素の分割と2次元或は3次元、形状及び応力分布の時間的な変化をどのように取扱うかなどがあります。

従って、結果の精度や実際に建設する施設での結果の検証を行おうとする場合には、当然の事ながら理論と解析上の取扱いがバランスの取れたものでなければならず、全体的な傾向を把握しようとするものなのか、局所的な変位や応力の値を議論しようとしているのかの相異が出て来ます。

岩盤の物性値に大きくこだわってみても、これから掘削する部分に調査結果をもとにどのような値を与えるか、掘削中に検証しようとしてもPCアンカーやロックボルト、吹付け及び発破そのものの影響が適正にとり込まれていなければ検証しようとする事に意味がなくなってしまうはずです。

(3) 実証論的な設計施工について

岩盤或は地盤に関連する施設については、完成後に施設が機能を発揮するための設計よりも施工

方法そのものが支配的となっているものが多くあります。

名古屋市では数年前から大容量のケーブルを設置する地下ケーブルトンネルを建設しており、図-1～3は金山橋東西洞道の例を示しております。

市街地で工事を実施するに当っては、騒音、振動に対する規制は当然ですが、何と云っても工事中、完成後に地盤沈下を生じさせない事が絶対条件です。通常は立坑を発進基地とするシールドマシンによる掘削が行われ、周辺地山の水圧分布を変化させない事と、ゆるみや空隙を残さないようにするためマシン後部で組立てたセグメント背部に速かな裏込め注入を行っております。

掘削の方法も事前調査による地盤の評価結果により先端切羽部分での土圧バランスを保つ掘削土砂排出、オープンシールドや特殊な場合には凍結工法などがそれぞれ採用されております。ここで

の河川横断を含む経験実績が火力発電所のLNGガス導管や火力、原子力発電所の冷却水取水の海底トンネル掘削につながっているわけです。

発進基地用立坑は連続地中壁で建設されておりますが、先述のトンネル部分についても掘削終了後にどの程度の巻厚のコンクリートを打設するか、特に立坑は完成後に設置されるケーブルも含めた点検保守用或は換気用に使用される事になりますが、現状での土圧に抵抗出来る工事用の壁体をどのように評価するか、掘削完了後に地震時を含む増分荷重の見方がコストに影響することになります。

火力発電所は全体として広いスペースを必要とし、冷却水の取放水が必要であり、燃料となる石炭、液化天然ガス(LNG)、石油などは海外から船で輸入している事から臨海部の埋立て地に建設しております。図-4は現在碧南市港南町で工事中の碧南火力発電所の平面図を示しております。

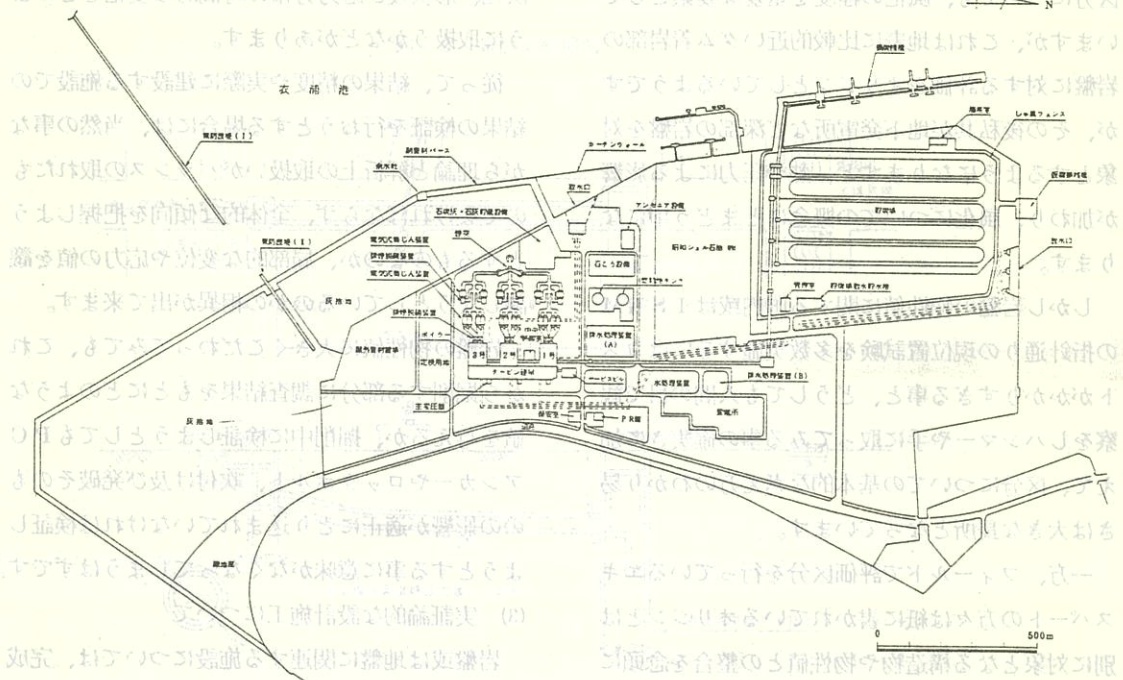


図-4 敷地利用計画

タービン、ボイラーなどの主要機器類の基礎をはじめとして、護岸や取放水に関連する構造物を建設するためには軟弱地盤の改良を行わなければなりません。

盛土載荷、サンドドレーン、サンドコンパクションなどの各種工法がありますが、場合によっては50m以深の支持層迄の間が全く均質な地質構成となっているわけではなく、異質な軟弱層の互層となっており、圧密沈下についての基本的な原理はあるにしても残念ながら現状ではどのような互層にも適用出来る解析的な手法が確立されているわけではありません。

そこで、全面的な改良工事にとりかかる前の試験施工や改良工事を進める過程で沈下量及び水平方向変位、間隙水圧などを計測すると共に補足的な貫入試験により経時変化の状態を把握して解析方法を補正しながらその後の予測と評価を行っております。最終的に主要な基礎部分にはコンクリー

ト或は鋼製の杭を打設するにしても1回当りの打撃による沈下量が許容水準以下となる事を目標に管理する実証論的な工事の施工方法がとられています。

私共は現在赤石水力発電所と奥美濃水力発電所でダム建設を行っており、写真-1は、赤石ダムの工事状況です。

ダム本体と基礎岩盤の境界では、ダム上流面に作用する水圧の合計に対して剪断滑動を起す事があってはならず、ダムの転倒に抵抗出来る十分な支持力を有している事が必要とされます。この条件は岩盤の内部についても満足されなければならないのは当然であり、想定剪断滑動面に作用する応力については、境界面では揚圧力、岩盤内部では間隙水圧を差引いて考慮しています。

この検討方法は2次元的な検討を行うか、3次元的な検討を行うかは別として、斜面或は軟弱地盤のすべり破壊についての検討と基本的には同じ

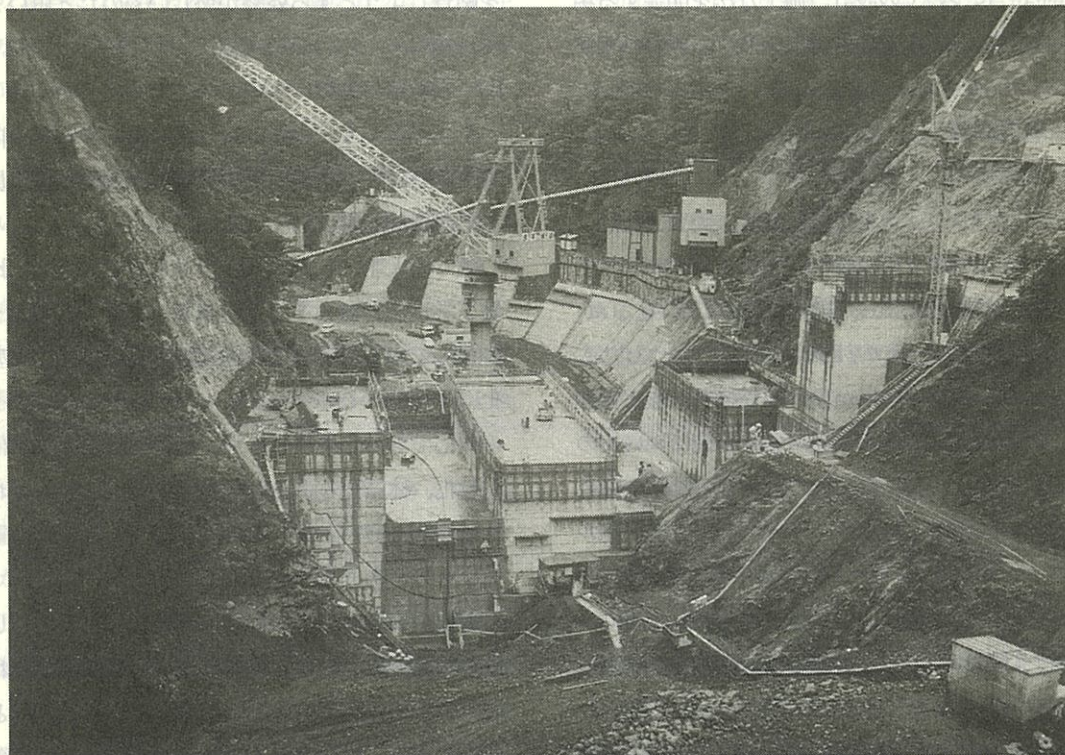


写真-1

です。

従ってダムでは、下流側で作用する揚圧力又は間隙水圧を低減させるために止水のカーテングラウトと排水のドレーン孔を設け、支持力及び強度的な特性の改善にはコンソリデーショングラウトを実施しております。

まずボーリングを行って透水性を知り、次いでグラウト注入を行う操作を規則的な平面パターンに従って行い、チェックホールによってその効果を確認し追加の必要性を判断する手順は、岩盤の不連続性を前提とし、止水に対する目的はもとより、物性値についてもルジョン値を指標としてその効果を確認しながら実施する効果と経済性を両立させるための実証論的な施工そのものであると思われます。このような実証論的なアプローチはどなたにも納得していただけるはずであり、点と線では完全に内部の状態を把握し切れない岩盤或は地盤において、トンネル又は大規模な地下空洞開削などについての設計、施工方法を開発する場合に発想の原点になるものであらうと思われます。

7 教育訓練

(1) 技術屋のコミュニケーション

大きなプロジェクトでは、計画、調査、設計、積算、施工管理と完成後の運用保守管理がそれぞれ複数の技術者によって分担実施されます。しかしそれぞれのパートの仕事は相互にリンクしたものであり、調査の結果が設計及び積算、施工管理に、計画の立案でさえも運用保守管理についての考慮が必要です。それぞれの段階での結果や考え方が如何に円滑に継承されていくかが、トータルコストと安全性のバランスには不可欠であり、プロジェクトマネージャーの資質も問われる所です。調査だけについてみても市販の地質図及び航測のリニヤメント並びに地域の地質について記述した文献^{*3}に始まり、地表踏査弾性波などによる探査、ボーリング、トレンチ、立坑或は調査坑の掘削、

現位置岩盤試験など段階的に進めております。

各ステップでどのような事実確認が行われ、どのような推定が行われたのか、これが積み重ねられ活用されなければなりません。

調査に御協力いただいている業界の各位につきましても前記の何れかの調査項目についての事実確認を専らとされる場合と、結果からの推論と発注者に対するリコメンドをされる場合があります。

私共も、御協力いただく方に建設しようとする施設の設計や施工の方法について岩盤又は地盤との関係をどのように考えているか、何を知らうとしているのかについて説明すると共に、それ以前の調査結果を提供して活用いただくようにすべきであると思います。

設計や施工の管理を分担する技術者にしても、重要な点については調査結果を自分なりに再確認をする態度が必要であり、局部的なボーリングコアだけでなく出来るだけ広い範囲の露頭や地形を踏査しようとする姿勢が欲しいものだと思います。

(2) 岩盤或は地盤についての見方や考え方

土木学会でも「大学における岩盤力学の教育内容」について、岩盤力学委員会教育問題特別委員会で討議検討がされています。^{*4}

多くの大学で、かつての土木地質学に代って地盤工学及び岩盤力学などの講座が設置されるようになっており、これは最近建設される施設の大型化に伴って、このフィールドでの技術の必要性への対応であると思われます。地盤或は岩盤工学は一般化、体系化しにくい要素を潜在的に持っておりますが、それでも一般的な概念や考え方には重要なものがあります。

電力中央技術研究所の緒方部長には、若かりし頃から御指導いただいておりますが、部長によれば、日本における地質屋の起源は神主であらうとの事です。氏子はろくに玉串料も奉納せずに御託宣のみ聞きたがる点は共通したものがあります。

部長は、これまでに指導された大型プロジェクトでの結果をもとに「岩盤の地質年代別断層密度」、「破碎幅別断層頻度の事例」、「断層の破碎幅と長さの関係」を示しておられますが、^{*5}岩盤の等級区分と物性値の相関についても一般的な事実とそのサイトでの状態は必ずしも一致しないものと考えます。極端な見方をすれば、だからこそ私共は給料がもらえるのであると考えた方が良さそうです。

○規模の大きな地下構造物或はダムを建設するための調査では断層や破砕帯の規模別出現頻度、幅と連続性、走向傾斜の変化の状況は、非常に重要なものであり、節理の卓越方向のような統計処理を行わないまでも調査結果にもとづく推定やその後の調査計画を立案するのには重要な着眼点となります。

古来から地質屋さんと土木屋さんの学際或はボーダーについて議論されていますが、上記のような場合には深度方向も含めた個々のブロックの生成年代と地盤の生成過程を抜きにしては議論が出来ません。

(3) 水についての見方や考え方

水と岩盤や地盤とのかかわり合いの重要性については誰しもが承知している事ではありますが、その理解の内容については異ったものがあります。例えば、

(ア) トンネル掘削でのトラブルは、ほとんど水に関連したものであり、大量の湧水に遭遇すると掘削が不可能となる。

(イ) 岩盤内の水の透水径路は不均質であって、不連続面の充填物が流出する事が岩盤の破壊につながる。

(ウ) 砂質或は砂礫質の地盤においては、空洞を掘削し、周辺の水圧分布を変化させ、空洞の壁面或は切羽への動水傾度を大きくする事が切羽周辺地山の流動化につながる。

(エ) 岩盤や土の物理的な性質は水の存在によって

低下する。

(オ) 地下空洞の壁面には、地山被りに相当する水圧が作用するが、排水によって低減させる事が出来る。

などで、何れも正しいと思いますが、個々のサイトの岩盤や地山と施設の規模に対応した具体的な対策を考える段階では、それぞれ人によってとらえ方が異ってくるのは面白いものです。

ダムのように、貯水池に水を湛水することによって周辺地山を含め過去になかった水圧を加えるような場合には、飽和していなかった部分に水が浸透し、これによる物理的な性質の低下を第一義的に問題とするか、すべり破壊に対して有効応力が低下する事の方を第一義的に問題とするか、又貯水池周辺地山の斜面についても、自然排水に対するポテンシャル分布の下端が貯水池満水面で規制される事をどの程度に見るかなどがあります。

揚水発電所の取放水トンネルは貯水池からの水圧が作用しております。トンネル内から外部に作用する水圧に対しては、鉄筋と岩盤の変形に対する抵抗で対抗し、トンネル内の水を抜いた場合にはトンネル外部からの水圧がトンネル覆工に作用します。

問題の分岐点は、鉄筋コンクリートのライニングを岩盤による拘束を考慮すれば完全な水密性のあるものと見る事が出来るかどうかのようです。完全な水密性を得る事は不可能と考える人は、内部に作用する水圧に相当する例えば 10 kg/cm^2 でも 100 m 以上の山被りがあれば地表に浸出することはないから良いはずであると考え、山被りが不足する区間は鉄管をコンクリート内側に張って水密性を保つべきであるとしています。

そこで問題なのは山被りの解釈であって、トンネル中心から垂直に地表面迄の高さを考えると、なる程と思われそうですが、それでは水の浸出によるパイピングなどを考えると、水平方向或は地表斜面迄の距離の方が短い場合もあり、

さらにトンネルから浸出した水は下部標高の斜面に対して文字通りどのような位置づけになるでしょうか。

今度は水を抜いた場合に、山崩りが300mもある区間ではコンクリートライニングに 300 t/m^2 の荷重が作用するとなれば、厚さ60cm程度の鉄筋コンクリートライニングでなぜ大丈夫か、テルツァギーの地山ゆるみ荷重どころではないと云う問題が出来ます。

これについては、トンネル周辺の岩盤3m程度をコンソリデーショングラウトにより一体化しておけば、岩盤と鉄筋コンクリートによって抵抗出来るのであると主張するのです。

紙面の都合で正解は省略しますが、以上の議論は良い練習問題の一つです。

大きな地下空洞の開削では、過去の経験から小断面トンネルによる排水が最も確実な方法である事を私共は知っているのですが、地表面を基準にして500m以深の深部では解析的な手法で境界条件として設定する不透水性基盤であろうと想像したくもなります。

(4) マクロ思考とミクロ思考

私共もコストダウンのために新しく開発された素材や複合材料の使用を検討します。これは材料の特性と設計上の考え方並びに施設の最終的な安全性についての総合的な視点を養うのに役立っています。

これまで土木屋さんは弾性体を主に扱って来ており、人工的に作る部分については、品質管理の技術を向上させて来ました。材料の特性も十分に確認されたものを使用して、設計の目標は許容応力度の水準を定め、鋼材の座屈など一部を除いては応力度を中心にしていたようです。

しかし施設が大型化して来たり、機能喪失時や破壊時の社会的な影響が大きくなって来ますと、コストダウンと終局的な安全性が新めて議論を呼ぶに至っております。

現在、送電線鉄塔基礎にグラウンドアンカーを使用した場合の設計についての現位置試験を行っていますが、終局的な破壊に対する安全性の検証は非常にむづかしいものです。

まず破壊の定義を明確にしなければならない事、実物大試験が一般に困難であり、モデルによる場合にも、必ずしも同じプロセスをたどらず、支配的な要素が局部的な条件によるものであるかどうかの判断に苦しむ事になります。

斜面の安定の検討手法についても色々議論のある所ですが、人工的な改変をする前の自然状態での斜面は、その斜面が形成されるタイムヒストリーを考えると、神はその斜面形状を安定な状態として選んだか、極限平衡状態として選ばれたか、見方が分れる所です。何れにしても平均的な取扱いをしているのか、局部的な状態をも取扱っているのか問題となります。

局部的な降伏と残留強度や内部摩擦或は外部摩擦との関係などは、平均的な取扱いには持ち込みにくいもので、計算機で多くのケースを解析したから精度が上ると考える方は少なくなり、逆に計算機で多くのケースが計算出来るようになった結果から得られた結論でしょう。

地盤或は岩盤を含む施設全体を構造系としてとらえ、ブロック化された内部での2次元或は3次元の応力状態での材料の特性と境界部分での3次元の変位や回転の量が、どのような相互作用を及ぼし、構造系全体としての安全性にどうかかわるかを考えるようになって来たのは、結果の精度はともかくとしても、計算機の進歩によりラージスケールでの解析がもたらしたものと思います。

ただし教育訓練上は、斜面の検討でも平均的な取扱いは過去の経験実績から、それなりの意味を持っているものであり、ラージスケールでの解析に与えた材料の特性が解析の結果では、試験を行った時の条件とどのように異っているか、ブロック境界で生じている変位や断面力はどういうようなオ

ーダーの値になっており、ブロックに外部から作用する荷重のトータルからはどうなのか、などのマクロチェックを行う習慣も必要でしょう。

設計注入ゾーンを前提とした薬液注入の場合には、設計注入ゾーンの空隙率の仮定が、注入量と注入方法の管理の指標になるはずであり、貯水池に水を貯水するような過程でのダムの変位を考えるに当たって、周辺地山そのものの変位をどのように考慮すべきかなどの問題があります。

(5) 施工方法の評価

施工方法は、工法の原理的な裏付けを意識せずに、試行錯誤による経験をもとに進歩して来たものもありますが、最近は原理的な裏付けをもとにしたものに代って来ており、この評価については工法の原理そのものと、どのような地盤条件を前提としたものか、使用する機械などのツールが工法の原理をどの程度実現出来るものであろうかと云う点でしょう。まず施工するフォアマンが工法の原理を理解出来るかどうかであり、地盤工学のエキスパートでなくても私共にも理解出来るようなものが原理と呼ばれるものでしょう。

もっとも「原理は秘密である」とか「だからエキスパートシステム・MEを使用している」と云うものもあるようです。例えば、

(ア) 大きな断面の空洞を開削する場合には、周辺の地盤又は岩盤を構造系の部材としなければならない。

従って、掘削するためには、材料を破壊しなければならない。部材としては物理的な特性を保たせねばならない。二律排反をどう考えるか。

(イ) 地盤を構成する材料は、単純応力状態よりも2次元或は3次元の応力状態の方が強さを始めとする物理的な特性は高く、最終的な破壊は軸差応力を目やすとする剪断破壊である。

(ウ) 岩盤の材料特性は不連続性も考慮に入れて、降伏から破壊に至るまでの領域が存在する。

(エ) 不静定な構造系では応力の再配分を行う事が

可能であり、これを容易に行わせるような形状又は構造系とする必要がある。

(オ) 地盤内部の水の水圧分布を変化させる事が水の流動化を促進する事になり、これが砂や砂礫、或は岩盤不連続面に介在する充填物の流動につながる。

(カ) 地盤内部の水を流動化させた場合に、これを阻止するためには流動化前に払う努力の数倍を要する。

この他にも多くの原理があると思いますが、次はこれ等を機械や人工的な材料、道具によってどのように適用するかです。

ところで、原理はあくまでも原理であり、あてはまらない特異な場合が出て来るもので、事前の特異な条件での危機管理と対策の方にウエイトをつけて評価する方もおられます。

海外では、大学の教授、建設会社、コンサルタント会社などの職歴を持つ方が多くおられるようですが、NATM工法の提案者の一人であるラブセビッツ教授^{*6}は、「トンネル周辺地山の応力状態と材料特性がどの領域にあるかを内空変位で知ろうとするのは、医者が体温の変化によってマラリアなど病状の診断をするのと同じである」と云っておりますが、この程度の説得力は必要でしょう。

NATM工法を多くの人に取りあげたのは、テルツァギーのプロバブルマックス(Probable max)的な考え方から、少なくとも仮覆工(Temporary lining)でのコストダウンと、大きな空洞開削のニーズに答える工法であったからだと思います。

ただ心配なのは、NATM工法の適用に当たって海外で提案された岩盤分類区分を非常に高く評価する方がおられますが、計測装置と同様にあくまでも工法の原理からの位置づけを考える必要があると思います。

JR東さんの信濃川水力発電所の未固結地山ト

シネル工事でECL工法が採用されています。これはシールドの後方で従断方向と円周方向に分割した円弧状鋼製型枠をマシンで移動エレクトロニクスし、数kg/cm²の加圧をしながら連続的にコンクリートのライニングを行うものです。これは前出の幾つかの原理に時間依存性を考慮したもののようです。

コンクリートに加えるプレストレスと連続打設による水密性が、裏側の空隙とゆるみ及び水の流動による水圧分布の変化を抑制して、周辺地山の応力再配分までの内空変位をコンクリートの材令と変形並びに強度の関係で調整する事が出来るようです。

オープンフェイスでは切羽の自立するスタンディングタイムと前記プロセスがバランスするようにシールドの進行速度を調整する必要があります。切羽からの大量出水やショートスタンディングタイムを心配する場合にはクローズドフェイスにして切羽でのバランス掘削をすることになるのでしょうか、地山の評価次第でしょう。大きな外水圧の作用に対する水密性の二律排反をどうするか、などが状況対応として残るものと思われます。

図-5は奥矢作第二発電所放水路トンネルの掘削についての対策工を示したのですが、既設の多目的ダム水位低下に対する制約から、トンネルを上部に水がある状態で掘削するために掘削開始前に水上のバースから地質状態を正確に把握するためのボーリングと、このボーリング孔を利用して鉄筋を挿入し、止水及びコンソリデーションを目的とするグラウトを行ったものです。

岩盤の状態を適正に評価し、不連続性を事前に鉄筋とグラウトで補強したものであり、限られた工事費の中で失敗が許されないような場合に苦しまぎれに考える知恵のようなものです。

まずは確立された考え方、一般的な考え方を知る必要がありますが、これだけではなく、その人

なりの意見や考え方が持てるような人材の育成には、それなりの方法が必要であろうと思います。

8 今後の技術開発

(1) 地質データベースとCAD

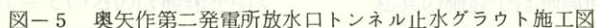
図-6は奥矢作第一、第二発電所の計画概要図ですが、ここで実施した地質調査を総括すると地表踏査23km²、弾性波探査33km²、ボーリング約270孔1,300m、試掘坑29坑4,700m、岩盤物性試験、土質試験などを実施しております。

現在工事中の奥美濃水力発電所についても、ダム及び地下発電所を対象とする調査と調査結果の活用については、各種の断面図を作成する必要があり、岩盤等級区分のゾーニング、ルジョン値分布、各種の不連続面を描くには大変な労力を必要とし、座標読み取り機とカラー図化機を持つパソコンCADが必要となります。写真-2は工事中の地下発電所アクセストンネル坑口を示しております。

CADの活用としては、露頭で得られた情報、試掘坑内や工事着工後に掘削される表土掘削、河水切替のバイパストンネル、地下発電所へのアクセストンネル及びグラウト工事での透水試験結果などの地質情報を順次投入して断層破碎帯の連続性やゾーニングの補正を行えば利用価値は高くなります。

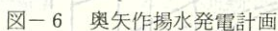
このソフトは情報が得られた場所の座標X, Y, Zと不連続面についてはローカル座標軸とのかなす角度、つまり見掛けの傾斜又はグローバル座標軸に対する角度を与え、岩盤等級区分やルジョン値などのゾーニングデータは、露頭、弾性波探査、ボーリングコア、試掘坑などの結果をポイント座標で与えれば良いと思います。

ここでおそらく問題とされるのは、ポイント間を補間するのに人間は心眼にたよっていますが、計算機にはどうさせるかです。人間が解釈を行ってポイント補間を行う方が弾力的なんでしょうが、



(2) ジェオフロント

たな技術開発につながっております。



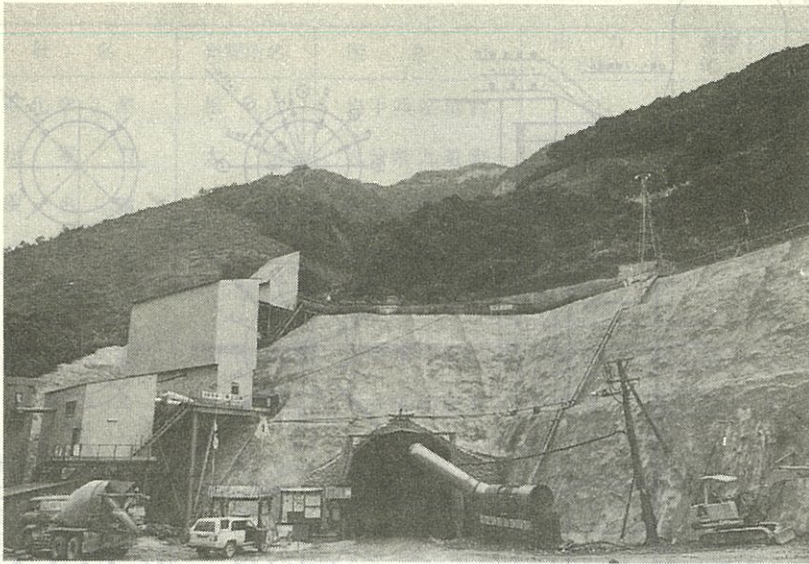


写真-2

私共も変電所や送電用ケーブル、洞道などで地下空間を利用させていただいており、この他にもエネルギー関係では石油地下備蓄の施設が、西ドイツでは電力貯蔵を圧縮空気地下に貯蔵する施設が建設されております。今後は超電導技術の開発による電力の地下貯蔵の可能性が検討されるようです。

原子力発電所からの核燃料廃棄物の地下処分に
関する可能性の調査検討がスイスのグリムセル及びスウェーデンのフォーシュマルクの地下実験施設で実施されております。

アメリカでも核燃料廃棄物に関する規制の法律
についての修正が行われ地下処分の検討が行われているようです。^{*6}

このプロジェクト開発では岩盤について、熱伝導、地下水の浸透を含む遮へいなどは当然として、
廃棄物の repository life に対応したこれまでの施設にない 10×1000 年の耐用年数 (total function life) について、空洞が安定を保ち得るかが検討の対象となっているのは興味を引く点です。

ジェオフロントについては、単に空間としての利用なのか、施設と岩盤との相互作用を考えるのかによって取組み方が異って来ます。奥矢作第二発電所の埋設水圧鉄管は、鉄管の板厚を各部分に作用する内圧の一部を岩盤の半径方向の変形に対する拘束により岩盤に負担させるものとして設計しました。

図-7はこのチャレンジで実施した現位置試験を示したものです。立坑の掘削及びコンクリートの打設など極力実際に行う施工に近い方法で実施して、岩盤による内圧一部負担の実態を確かめると共に理論式に適用する諸数値の内容を検討しました。

図-8は岩盤による一部内圧負担の概念を示すモデル図です。この概念モデル図を描いてみると、概念を正確に図にするのは非常に困難であり、いわんや神や仏を図にするなどはとんでもない事であると思われました。

(3) 断層の活動性についての評価研究

私共の施設では地震時の安全性が設計上の支配的な要素となっているものが多く、施設によって

この時にその補間値であるかどうかを判断するのには、色すい分助が

(2) ジョ

日本の狭い国土の中で過疎化と過密化の分極化が生じ、これが新

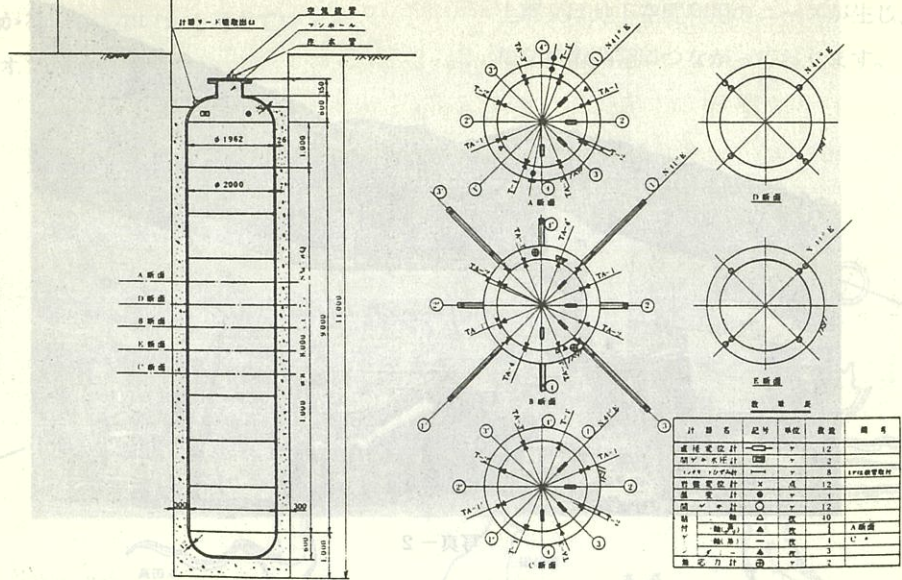


図-7 試験用埋設鉄管の諸元と測定計器配置図

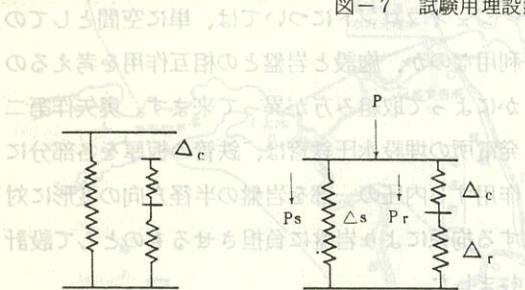


図-8

は震度法による解析の他にモデル或は具体的な地震波形に対する応答解析を行っています。

断層と地震の関係で記録に残っているような地震断層については、その活動性についての検討が求められていることから全国的に観測への努力が行われております。

電力中央研究所も中部地域で複数地点の観測を行っております。最近では三河地震によって出来た愛知県幸田町の深溝断層について、地表からの探査方法の適合性及び活動性調査手法の開発を目的とした大規模なトレンチ調査も行っております。

私も見学の機会を与えられましたが、このような地道な研究開発が必要であり、その成果が設計手法を支援する事になります。

(4) 地熱開発

日本は火山国と称する割には、フィリピン、イタリア、アメリカに比べても発電への地熱開発利用が進んでおりません。

表-1は、国内の地熱発電所を示したものです。が、国もエネルギー多様化と将来のセキュリティ確保から昭和61年に18万KWしかない地熱発電を70年度末100万KW、80年度末には500万KW程度とする目標を立て、64年度予算でも約47億の予算要求をされるようです。

これに取り組んでいるのは、新エネルギー総合開発機構(NEDO)、新エネルギー財団(NEF)、地質調査所、電力中央技術研究所と電力会社などです。

国内の地熱開発でかかっている大きな課題は、日本人が世界に類を見ない温泉好きである一方、

表-1 地熱発電所一覧

(62年3月末現在)

	会社名	発電所名	所在地	出力 (kW)	運開予定 年 月	備考
既設	日本重化学工業	松川	岩手県松尾村	22	41-10	自家用
	九州電力	大岳	大分県九重町	12.5	42-10	
	三菱金属	大沼	秋田県鹿角市	10	49-6	自家用
	電源開発	鬼首	宮城県鳴子町	12.5	50-3	
	九州電力	八丁原	大分県九重町	55	52-6	
	東北電力	葛根田	岩手県雫石町	50	53-5	
	日本重化学工業	杉乃井	大分県別府市	3	56-8	自家用
	北海道電力	森	北海道森町	50	57-11	
	道南地熱エネルギー	霧島国際ホテル	鹿児島県牧園町	0.1	59-2	自家用
計画	小計			215.1	事業用 180 kW 自家用 35.1 kW	
	九州電力	八丁原 2号		55	64-10 予定	
合	計			270.1		

温泉は地表に近い地熱貯留層附近で必ず利用されている事です。

経済性から現在の所、1,500～2,000m級の開発深度であり、ボーリングや探査技術の他に地熱貯留層の評価による説得力のある温泉への影響予測と対策が重要な要素となって来ます。

地熱貯留層の評価シミュレーションも開発途上にあるようですが、岩盤内の熱の移動の他に、不連続面を移動する気液二相流の流れを取り扱わなければなりません。

地熱開発への取組みが、採油、採鉱などの資源開発と異った分野で検層や探査技術の開発と深部岩盤についての多くの情報をもたらしています。とは云うものの、温度は当然として、重力、磁気、比抵抗、弾性波速度、密度などの異常をどのように地熱貯留層や蒸気の得られる不連続面に結びつける事が出来るかについては、今後より多くのデータベースの積み重ねを必要とするようです。

高温岩体を利用した直接発電や岩体を水圧破壊

し、一方から注水し生産井から蒸気と熱水を得ようとするなどのアプローチ、蒸気がどの程度のタイムヒストリーを持った天水起源のものであるかの調査方法も開発適用されています。写真-3は九州電力八丁原発電所のボーリング掘削用リグです。

多額の費用を要するボーリングを1,200mまで掘進した所で止めるか、ここまで掘ったので更に掘るかの決断をしなければならないような状況は、地質について同じような経験をした人にわかる胃が痛くなるような事です。だから関係者は真剣にもなるし、正に地質屋みょう利につきると云うべきものがあります。

9 おわりに

地質に関連する技術は、理論と経験の積み重ねによって進歩して来たものであり、地熱開発のプロジェクトで開発された技術或は情報^{*7}が、核燃料地下処分プロジェクトにも活用され、ジェフロ

参考文献

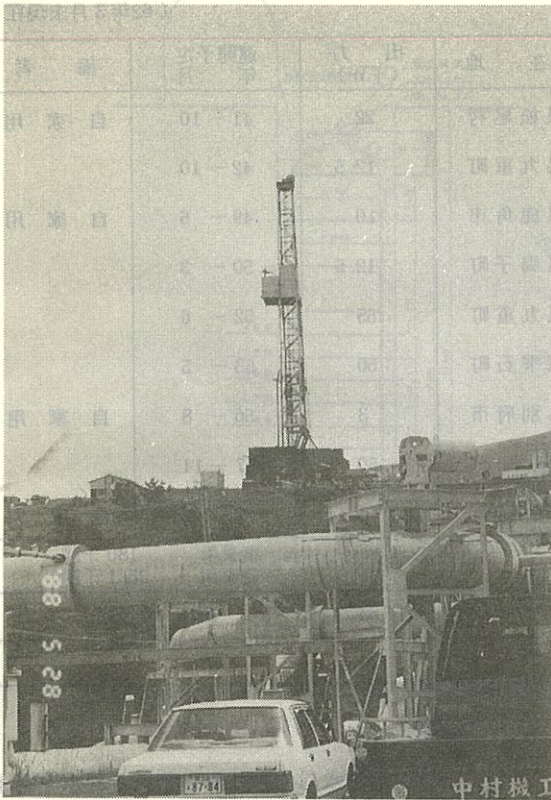
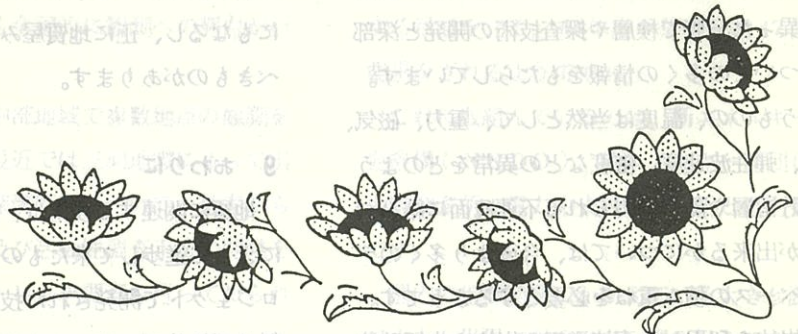


写真-3
中村機工
シトにおける空間利用には地下発電所や洞道掘削
並びに地下変電所の建設で開発された技術が発展
活用されるはず。書かせていただいた内容は、
私がかつて象にさわった部分が、たまたま足であ
ったのか、鼻或は耳であったかの感がありますが、
今後とも御意見をお聞かせいただいたり、御助言
下さるようお願い致します。

- *1 Rock mass clasification as a de-
sign aid in tunnelling
ZT Bieniawski, Professor of Pennsylv-
ania State Univ. Tunnels & Tunne-
lling July, 1988 .
- *2 R.E Goodman 不連続性岩盤の地質工
学 森北出版
Consideration of the Interaction
Between Dam and Bedrock in a
Coupled Mechanic-Hydraulic FE
Program P-J Erban and K.Gell
Rock Mechanics and Rock Engineer-
ing Vol 21 No.2 Springer Verlag
- *3 下伊那地質図説明書「下伊那の地質解説」
下伊那地質誌編集委員会
- *4 「大学における岩盤力学の教育内容」 土
木学会誌 1988 - 6 Vol 75
- *5 土木学会編「新体系土木工学 14 土木地質」
- *6 Principles of climensioning the
supporting system for the New
Austrian tunnelling method
Professor Lv .Ralcewicz, J .Golser .
- *7 応用地質 第29巻第3号 1988年 9月
「高温下岩石の力学特性、熱特性及び透水特性
に関する文献調査」
北野晃一、新 孝一



鉄道近接施工の地盤補強対策

名古屋高速道路公社工務部 設計課 主任技師 加藤 三樹夫

まえがき

名古屋都市高速道路は、昭和46年度から本年度までに、事業費として約3,000億円が、投入され63年10月現在、供用延長28 kmに達している。その中で高速1号は、中川区島井町から千種区吹上一丁目まで10 kmが供用されている。当路線は、61年10月27日に、名古屋西J Cから白川間(7.3 km)、63年4月26日に、白川・吹上間(2.7 km)が供用開始となった。

この高速1号線は、東名阪自動車道と千音寺I Cにて連結し、都心部までを連結する都市高速道路の1つの重要な幹線となった。

今回紹介する現場は、市道高速1号の内、交通の要所である名古屋駅より南約1 km地点で、日本最大の輸送動脈である東海道新幹線、東海道線、中央本線のJR3線、並びに名古屋鉄道を跨ぐ、橋長177 mの三径間連続桁橋の中間支点の橋脚工事現場である。当橋脚は、鉄道、道路にはさまれた空間で設置する構造物のためロッキングピアと称される軸力だけ受け持つ不安定な脚である。本報告は、私鉄に近接した橋脚下部工P165の基礎施工時の地盤変動を少なくする補強対策について紹介する。図-1、2、写真-1、2

現況調査

P165に近接する擁壁は、昭和14年頃に、当時の国鉄武豊線として構築された。SL列車が運行していたと思われるが、当時の設計図書が現存しておらず、施工時の状況も不明であった。このため擁壁の形状、構造の調査を行った。壁面より水平ボーリングを数ヶ所、行ない、断面寸法、鉄筋

の有無を確認した。そして、同時に、当時の施工関係者への問い合わせ、意見も参考した結果、図-3の様な重力式、無筋コンクリートと判明し、背面は、5分勾配となっていた。基礎については、当時の関係者より松杭(径15 cm、長さ5 m程度)で施工されたと推定された。擁壁コンクリートの材質は、施工時より50年程、経ているため、外観上も亀裂が各所に入り、中性化についても表面から5 mm程、進んでいた。写真-3、4

なお、コア抜きしたコンクリートには、赤錆色を程し、大きな玉石も混入されていた。これらについては、「戦時中、セメントが高価なため、セメント量を少なくするように、大きな玉石(粗骨材)を使用したのではないか」との経験者から推測出来た。このため、コンクリートについては、Cセメント中央研究所にて成分検査を行った。赤錆色の原因は、鉄分(鉄道レール)と判明、ポーラスなコンクリートと判断出来た。コンクリートの圧縮強度は、シュミットハンマーでは、表面で50 kg/cm²程度しか出ていなかったが、コアでの強度は、表-1の様に平均250 kg/cm²の強度発現があり、これは、一見して粗骨材が良質なものと思われた。

松杭については、地下水位がGL-2 mと基礎以下であるため腐食し、直接基礎の状態で安定を保持していると考えられた。

地質調査

ボーリング結果によると、GL-35.4 mまでN値が不規則で、それ以下は、N値50以上の砂礫層である八事層となっており、P165の基礎

名古屋高速道路公社
昭和63年4月

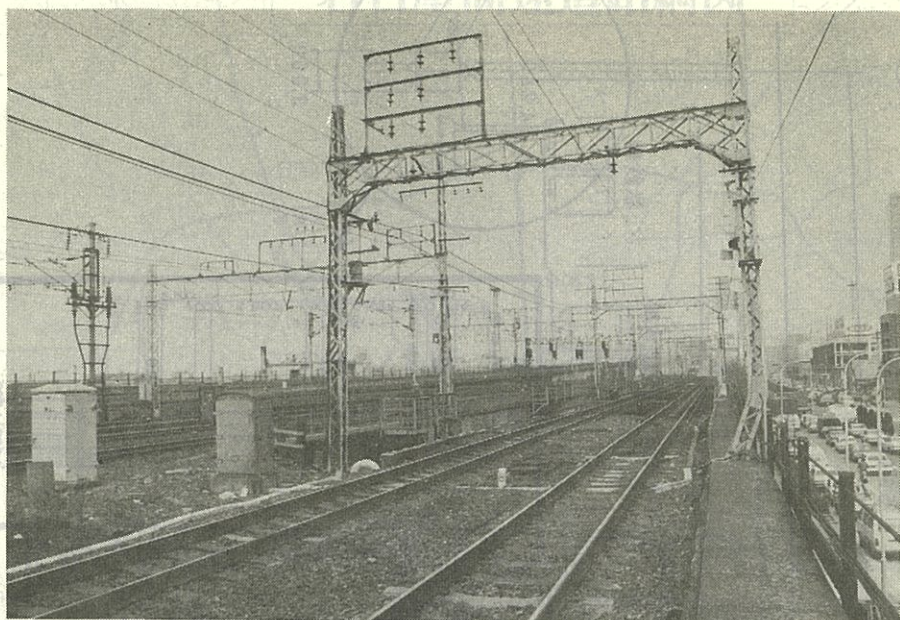


写真 - 1

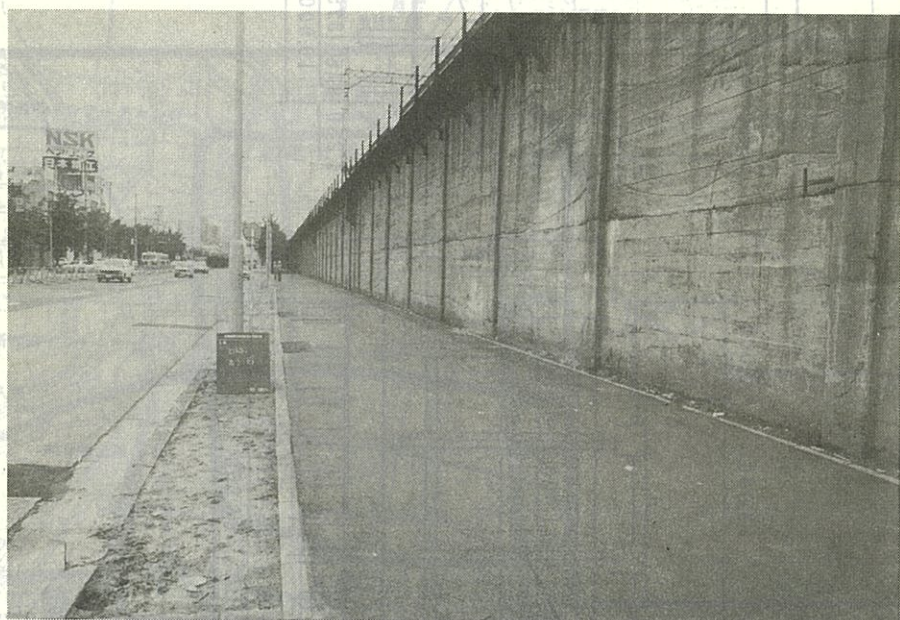


写真 - 2

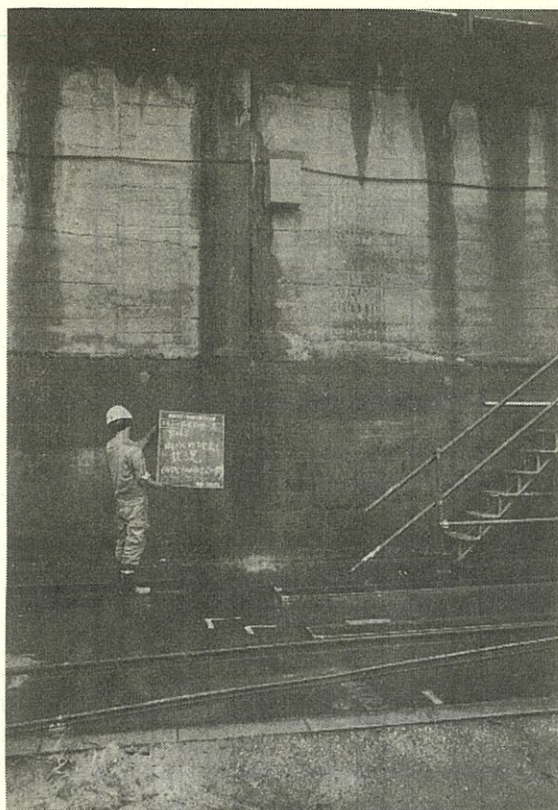


写真 - 3

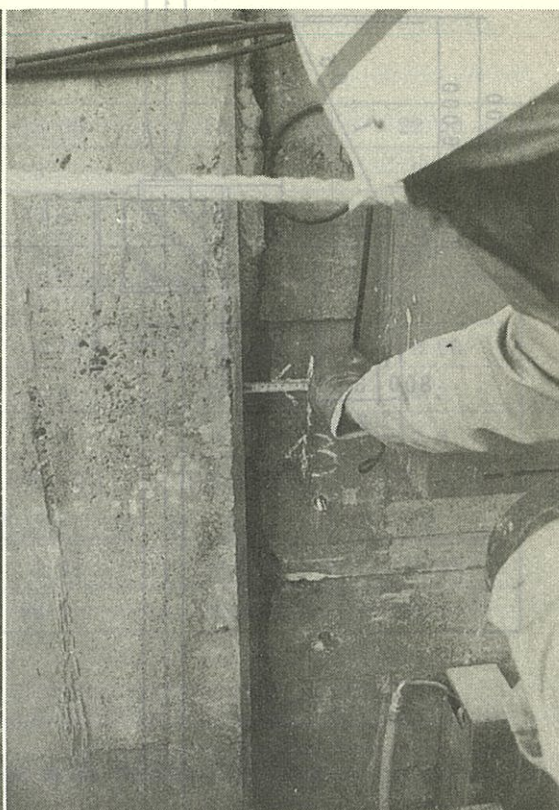


写真 - 4

表-1 擁壁コンクリート強度

No. 1	171 kg/cm ²
No. 2	262 kg/cm ²
No. 3	321 kg/cm ²
No. 4	281 kg/cm ²
平均	259 kg/cm ²

杭の支持層は、その八事層としている。図-3に示す。又土質試験結果を表-2に示す。

擁壁の安定検討

近接施工前に、擁壁構造（重力式）に対して安定計算を行った。ただし、検討には、現基準に照らし合せて行った。この結果、転倒に対して、ほぼ問題はないが、国鉄基準による地耐力照査は、常時で極限值に近く、擁壁基礎下の地盤が、近接施工時に変状を起たせば、擁壁本体に大きな影響ができることが予想された。表-3

表 - 2 土 質 試 験 結 果

深 さ	m	5.00	13.00	22.00
粒 度 特 性	礫 分 (2000 μm 以上) %	3	0	0
	砂 分 (74~2000 μm) %	85	80	85
	シルト分 (5 ~ 74 μm) %	8	14	10
	粘土分 (5 μm 以下) %	4	6	5
	最 大 粒 径 mm	4.76	2.00	2.00
	均 等 係 数 U_c	6.6	27.0	9.2
	曲 率 係 数 U_c'	1.5	4.9	2.9
分 類	日 本 統 一 土 質 分 類	[S-F]	{ S F }	{ S F }
		細粒分混じり砂	砂 質 土	砂 質 土
土 粒 子 の 比 重 G_s		2.61	2.63	2.63
含 水 比 W_n %		29.1	20.9	26.1

表 - 3 擁 壁 安 定 検 討 結 果

国 鉄 基 準	地 耐 力			転 倒	
	実 荷 重	極 限	許 容	実 係 数	B/6
常 時	17.16 t/m^2	18.9 t/m^2	11.8 t/m^2	0.08 m	0.85 m
地 震 時	19.76	14.3	11.79	0.266	0.85

道 示 (下部工編)

	地 耐 力			転 倒	
	実 荷 重	極 限	許 容	実 係 数	B/6
常 時	19.47 t/m^2	59.0 t/m^2	19.6 t/m^2	0.064 m	0.85 m
地 震 時	30.72	59.0	29.5	1.01	0.85

B : 基礎巾

近接施工対策

前述の様な結果に基づいて、次の項目によって対策法を決定した。

(1) 擁壁保護対策

- (イ) 転倒及び滑動 ……背面にアンカーすることにより、アースアンカー工法を採用した。
- (ロ) 地耐力 ……基礎下の地耐力の向上のため、薬液注入工法を採用した。

(2) 下部工施工方法対策

- (ハ) 場所打杭 ($\phi 1500$ mm、 $\ell = 34$ m) の孔壁

崩壊 ……ベント工法によるオールケーシング工法

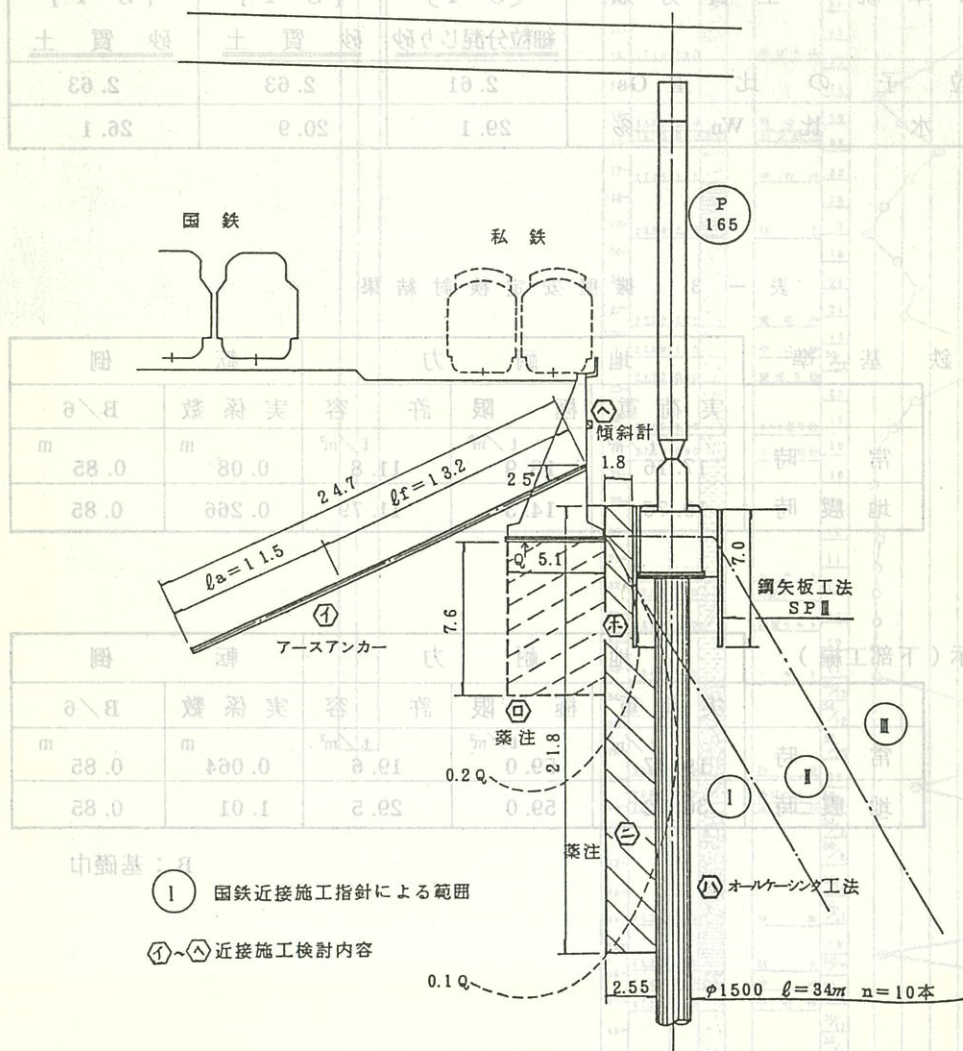
(ニ) 擁壁と下部工間の地盤の緩み ……地耐力の向上と地下水の移動防止のため薬液注入工法

(ホ) 下部工フーチング基礎施工時 ……締切工法は、SPⅢ型による鋼矢板工法

(3) 擁壁の変位管理

(ヘ) 下部工施工中の擁壁変位管理 ……傾斜計を4器設置した。

以上の結果を、図-4に示す。



実施施工

○アースアンカーの施工

擁壁の安定計算結果表-3により、国鉄基準では、地耐力が常時、地震時相方で実荷重が、許容値を上まっているため、これを低減する目的と、転倒、滑動に対する安全率を上げるため、アースアンカーをGL+2 mの位置で施工した。その効果を、設計チェックを行い、安全性の照査を行った。表-4に示す。これによると、地盤反力は、施工前では、反力分布が不均等となっていたが、アンカーで引くことにより、等分布反力となる様

張力決定をした。表-5、写真-5

○擁壁基礎下の薬注施工

擁壁基礎下の地盤が、地耐力不足となっているが、基礎杭が不明であり、薬注することによって擁壁本体をもち上げ、鉄道軌道への影響を及ぼすことも考えられ、鉄道者側へ協議した結果、その定量的な判断が困難なため実施しなかった。

○場所打杭施工

近接施工での基礎杭は、鉄道者側では、オールケーシング工法が絶対条件であった。しかし、堀削長が、38 mと非常に長く、ケーシングを揺動、

表-4 アンカー施工後の擁壁の安定

		アンカー施工前	アンカー施工後
常 時	地 盤 反 力	$q_1 \quad 0.4 \quad \text{t/m}^2$ $q_2 \quad 22.71 \quad \text{t/m}^2$	$12.71 \quad \text{t/m}^2$ $12.71 \quad \text{t/m}^2$ (許容値 11.8 t/m^2)
	滑 動 安 全 率	1.48	2.6 (> 1.5)
地 震 時	地 盤 反 力	$q_1 \quad \text{---}$ $q_2 \quad 33.35 \quad \text{t/m}^2$	$7.3 \quad \text{t/m}^2$ $22.5 \quad \text{t/m}^2$ (許容値 29.5 t/m^2)
	滑 動 安 全 率	1.07	1.55 (> 1.2)
	転 倒 安 全 率	2.0	2.79 (> 1.2)

(過載荷重は考慮せず)

表 - 5

諸 元

アンカー全 長	24.7 m
〃 定着長	11.5 m
〃 自由長	13.2 m
ケ ー ブ ル	SEEEケーブル F 70 $\phi 28.5 \text{ mm}$
設計アンカー力	40.0 t/本
許 容 〃	43.68 t/本
ピ ッ チ	1.75 m 傾角 25°

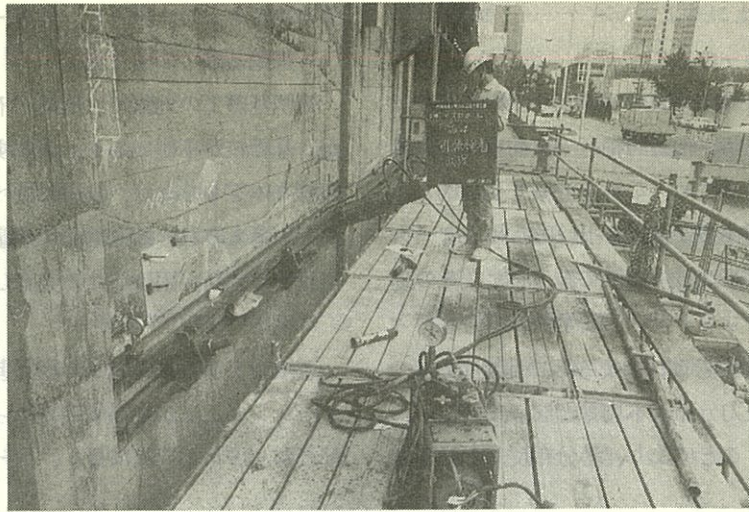


写真-5 マット工

圧入するための機械能力を、判断しなければならなかった。表-6より地質調査から摩擦力を充分切れると判断し、施工可能となった。写真-6

実際、工法選定時には、ベント工法では、機械高約6.5mと、鉄道近接し、なおかつ、ブームが突出し、ハンマーグラブの上下作業による振動、土砂の列車への飛散が心配された。しかし、擁壁地盤への影響、すなわち、孔壁崩のことを考慮すれば、信頼性についてリバース杭より優れていると結論した。(8.1) 22.1

○ 擁壁と橋脚間の薬注施工

擁壁部と脚基礎との相互間の地盤変状を防止(遮断)する目的で表-7の様に、薬注を行った。

○ 鋼矢板施工

国鉄近接施工指針に基づき、擁壁地盤反力による圧力球根のうち、直下の圧力の1/10強度(0.1

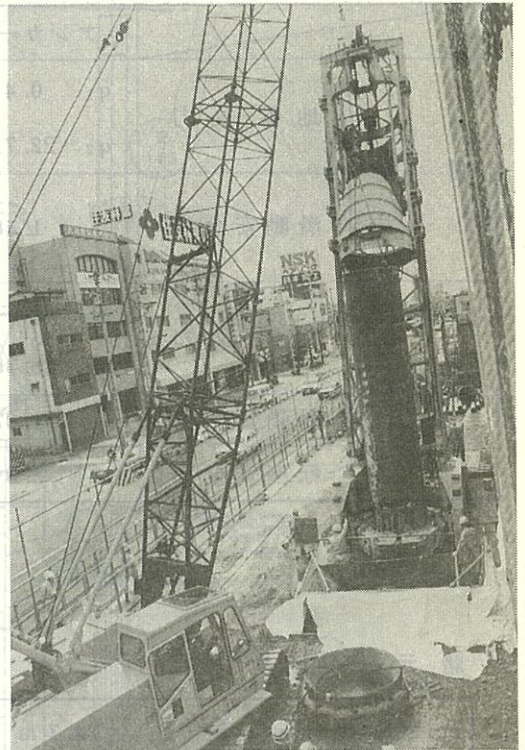


表 - 6

写真-6

使用機械	MT-200
掘削長	38m
ケーシング摩擦抵抗	122t
機械揺動能力	213t ÷ 安全率 1.5 = 142t

表 - 7

注 入 工 法	二重管ロッド式注入工法（瞬結二重管工法）	
注 入 剤	懸濁型水ガラス系	ケイ酸ナトリウム 80 ℓ + 水 120 ℓ (400 ℓ 当り)
	溶液型水ガラス系	セメント 80 kg + 添加剤 25.2 kg (400 ℓ 当り)
		ケイ酸ナトリウム 100 ℓ + 水 100 ℓ 硬化剤 19 kg
削 孔 径	φ 40.5 mm	
注 入 方 法	2.0 ショット	
ゲルタイム	2 ～ 20 sec	
注 入 率	21 %	
注 入 量	懸濁型：液液型 = 1 : 2 432, 628 ℓ	

Q) に相当する深さ約 (22m)、付近まで鋼矢板を打込み、圧力球根の高い部分の影響による下部工堀削時や、場所打杭の地盤の緩みに対し、対応させることを計画した。しかし、近接作業での杭打機のブーム高30m程度となり、転倒の危険性を考慮して、通常の7mの根入での施工とし、その代りに前述の如く薬注で対応した。

なお、矢板打込み工法は、無騒音無振動工法に

よるオーガ併用工法を採用した。

しかし、この打込工法により、擁壁変位が生じる重大な原因の1つとなった。写真-7、8

擁壁の変状

○経緯

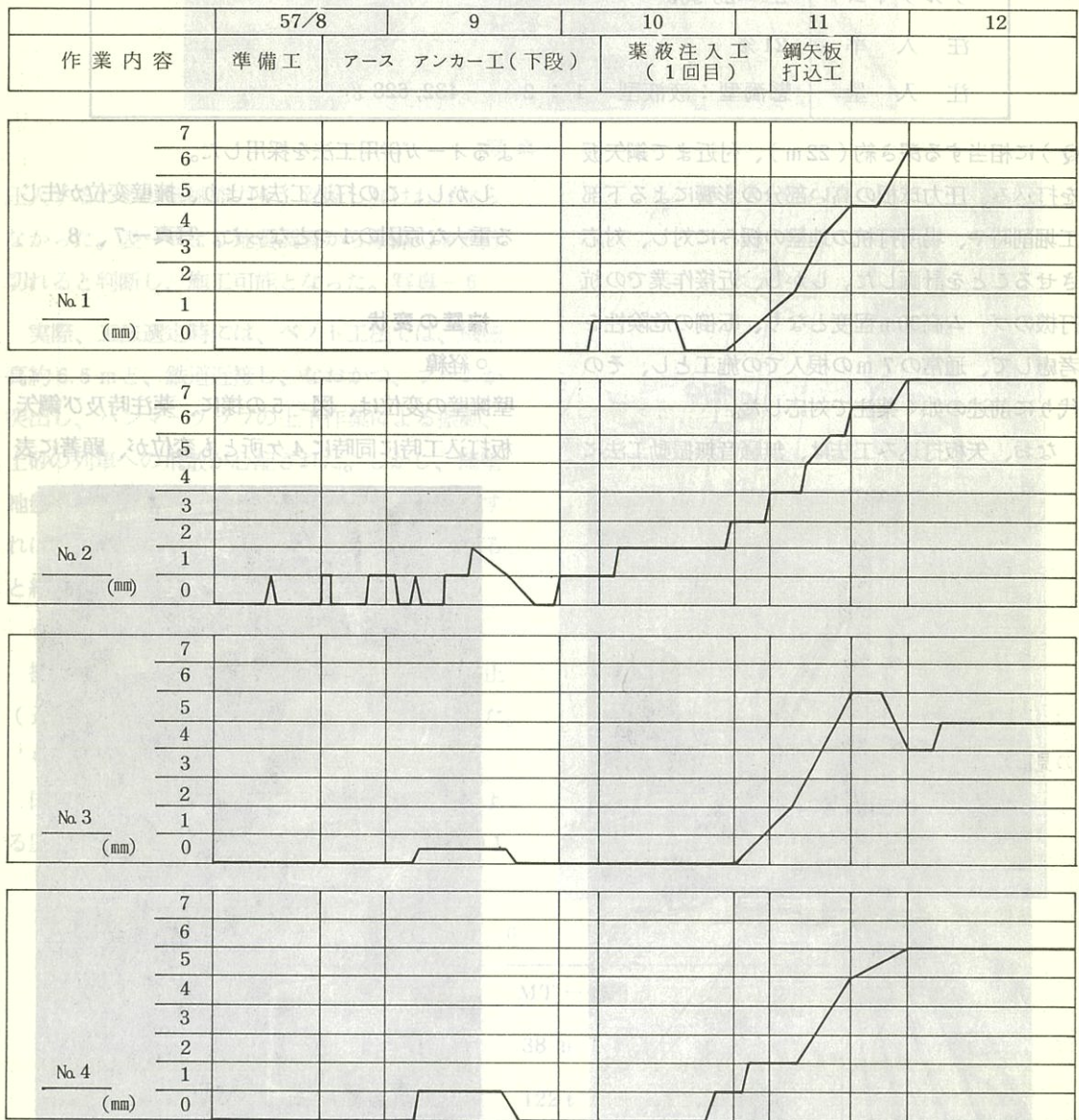
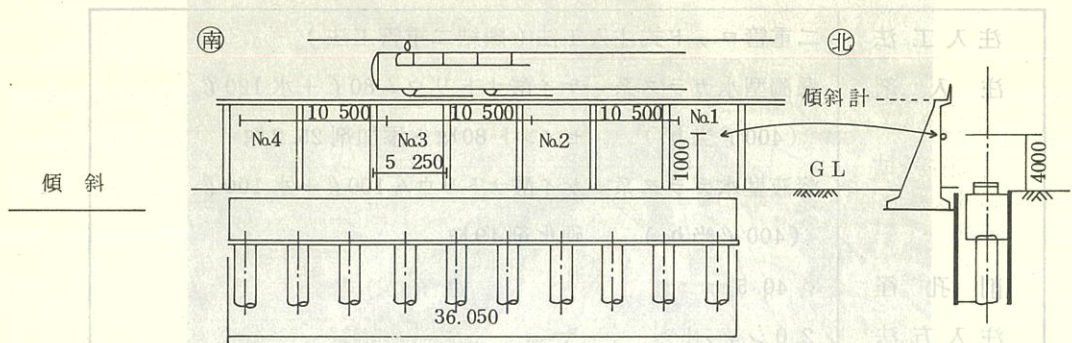
壁擁壁の変位は、図-5の様に、薬注時及び鋼矢板打込工時に同時に4ヶ所とも変位が、顕著に表



写真-7 鋼矢板打込工



写真-8 鋼矢板打込後跡埋め（川砂使用）



(田勢川)の堤防安定対策工事 図 5 変位測定

われ始めた。その量は、道路側へ傾斜が最大7.5

‰となった。このため矢板打込みの完了時点で、
施工中止とし、その対応策を検討した。

○検討結果

当然、施工時に変状が生じたため、その施工と
の相関性を調査、検討した。

① 薬注の結果、擁壁基礎地盤に今まで、安定を保ってきた土質粒子が、平衡バランスを失ったと予想された。薬注は、多量の水を地中に入れることにより、一時的に地中内の応力均衡が取れずに土粒子の移動が起きたと思われる。特に一方からの偏土圧が作用した場合の薬注は、十分な注意が必要と思われる。

② 鋼矢板の打込みをアースオーガーによる建込み施工したため、施工後の天板周辺の地盤の緩みが生じたと思われる。これは、後詰砂の施工として十分な締固めができていないためであろう。

③ アースアンカーによる擁壁の回転中心がどこになったのか。これは、表-4により擁壁底版面に平均的な地盤反力になったが、アンカーによる外力を与えたため、確実に合計反力は、大きくなった。地盤反力の許容値 11.8 t/m^2 に対して全底版面が超えてしまった (12.71 t/m^2) たためではないのかと思われた。

以上、検討結果によって、これ以上の変状を起さない様、各方面からの意見を聞き、対策の見直しを行った。変位の状況から、擁壁は、やや不安定な状態と判断され、今後の施工方法によっては、変位の増大が予想された。

擁壁本体の変状対策

変状を更に進行させない様、現在施工してある上方に更にアースアンカーを増設し、合計2段とした。しかし、ここで大切なことは、導入張力は、地盤反力を増加させ、前述の原因の1つとも考えられるため、張力導入はせず、変位が発生した状態で効果が表われる様に対応したものである。

擁壁前面地盤の変状対策

今回の現象で重大な点は、擁壁と鋼矢板間の地盤が、下部工の掘削時に矢板側に移動(矢板のタワミによる)し、擁壁が水平、沈下、傾斜等を起すことである。そこで、地盤の移動を止める目的で、土留め工の補強対策として剛性の高い工法を選定した。検討の結果、高圧噴射攪拌工法(JSG工法)と鋼管柱列杭工法(ONS工法)の2工法について選定した。表-6

JSG工法は、地盤が施工直後にクリープする可能性があり、硬化途中の体積変化が発生する等又、杭の形状が、一定に施工できない等の問題がある。多方面からの見解から、ONS工法で施工することに決定した。同時に施工時のタワミ計算を行った結果、3‰程度に抑えることが出来た。施工は、図-6、写真-9に示す様に既製鋼管($\phi 400 \text{ mm} \times 4.3 \text{ mm} \times 7 \text{ m}$)を鋼矢板背面に打設し図-7のように配置した。そして、鋼矢板の支保工である切梁の反力側にも、セメントベントナイトによって固めた。

さらに、P165フーチング基礎掘削時、地下水を排水する際、土粒子を同時に排出するため、前面地盤からの吸い出しにより、変状につながる恐れがあるため、P165フーチング下面にも薬注をし、止水効果をねらった。図-8

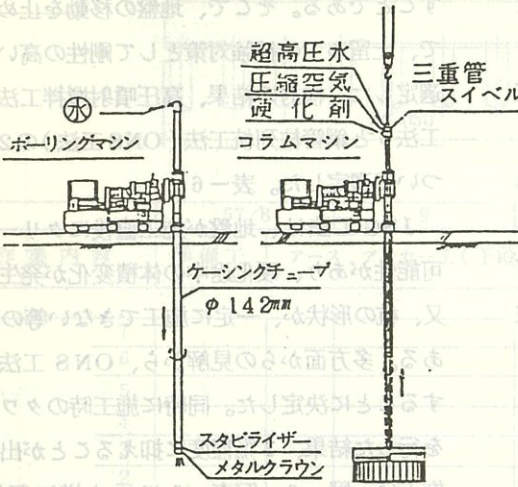
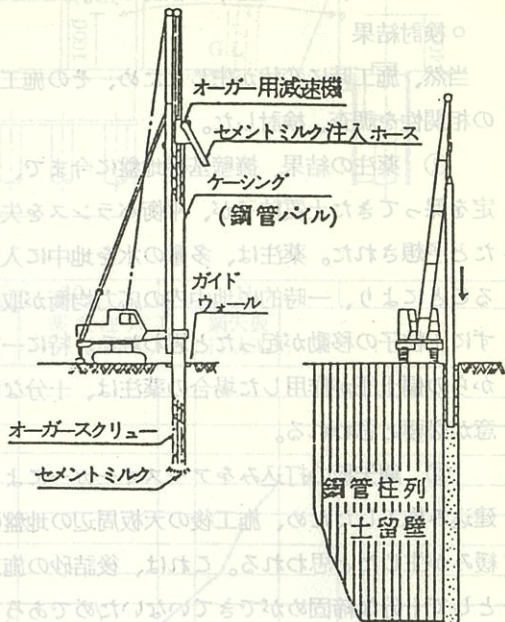
擁壁変位管理の見直し

今までの変状を考察すると、傾斜計だけでは、擁壁回転中心も明確にならず、擁壁の正確な変動も不明なため、沈下計と水平変位計も次の仕様で設置した。表-7、8、写真-10、11、12

鉄道側への安全対策

工事中は、現場には列車見張小屋を設置し、常時工事指揮監督者の立会で施工した。計測器に異状が認められる時は、非常列車停止装置(ATS)により、即座に列車が止まる様配置した。又、名

表-6 JSG工法とONS工法の比較表

	JSG工法（高圧噴射工法）	ONS工法（鋼管柱列工法）
施工 図		
擁壁の影響	・擁壁側からの土中応力が作用しているので、大孔径より小孔径の方がよい。 ・地盤がクリーブする点では大孔径であるため、周辺地盤への影響は大で、擁壁下へ注入剤が入り乱す可能性もある。 ・硬化途中のJSG本体の体積変化が発生する恐れがある。	・鋼管がケーシングになり、小孔径で、飛び施工すればJSGより影響が少くない。 ・擁壁より離隔がとれ、直接の影響はJIGに比し少くない。
形状	・地盤N値により径が大きくなったり、小さくなったりして、一定の形状にはならない。	・鋼管をケーシングにしているので、その径で改良できる。
強度	・ソイルセメントの状況バラツキがあり、$20 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$とONSより小さい。	・セメントミルクをモルタルに替えてセメント量を増すことにより、100 kg/cm^2と大きな強度が期待できる。 ・短期強度の点で、早強セメントを使用し、乾燥収縮に注意すれば、短時間で所要の強度が得られる。
鋼矢板体との性	・背面を十分な硬化剤が入るので、密着性はよい。	・鋼管と鋼矢板の間の土が残るので、一体性は悪い。 ・そのため、鋼管で土圧に対抗できる構造にするのがよい。

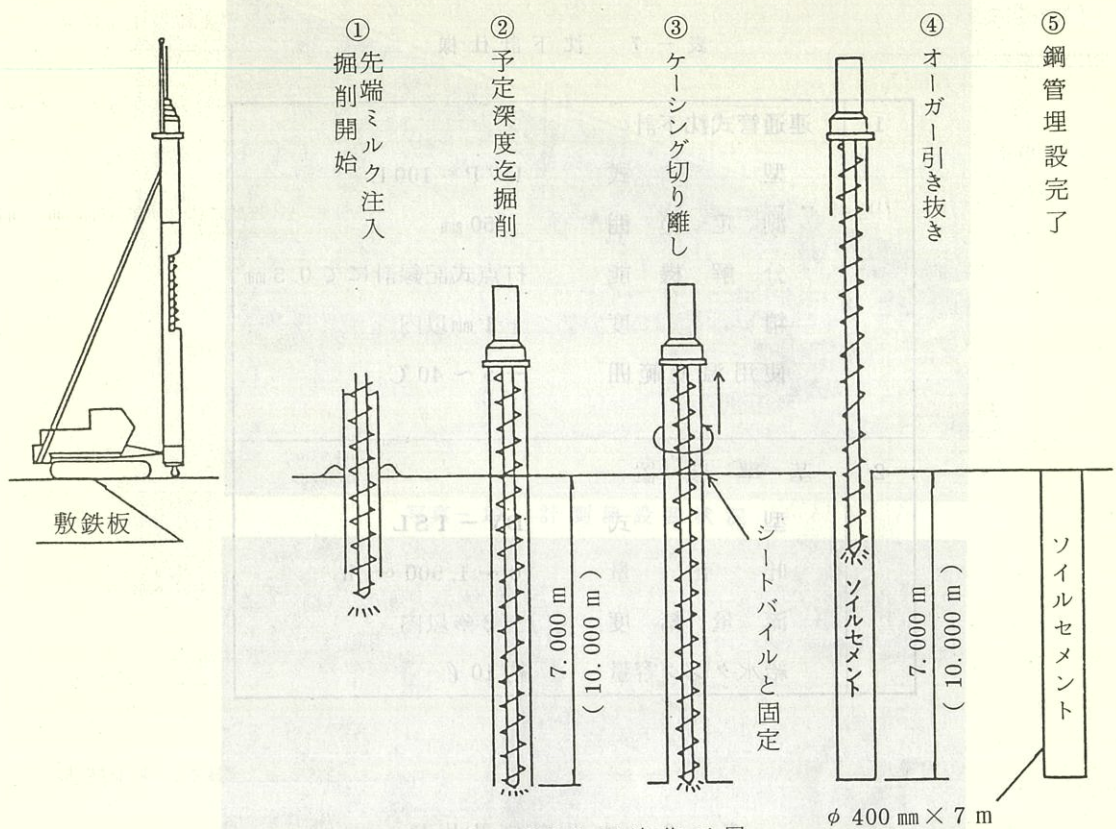


図 - 6 ONS 工法施工図



写真 - 9 ONS 完了状態

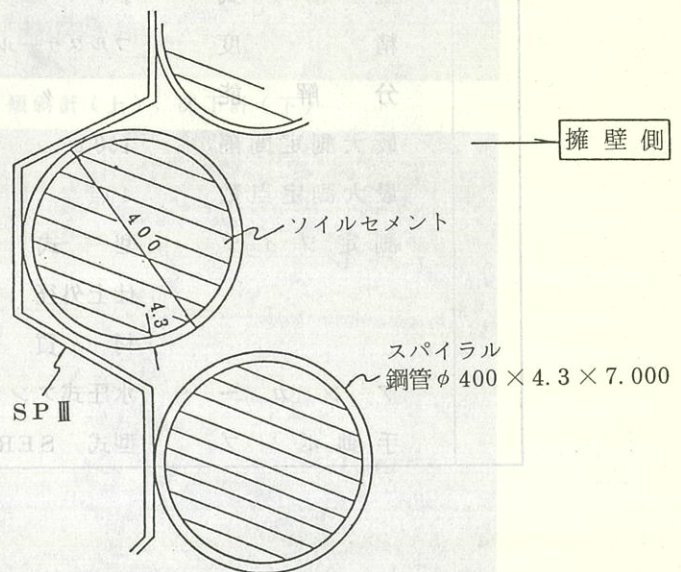


図 - 7 ONS 配置図

表-6 JSG工法とONS工法の比較表

表-7 沈下計仕様

1	連通管式沈下計	
	型 式	DVP-100 L
	測 定 範 囲	± 50 mm
	分 解 機 能	打点式記録計にて 0.5 mm
	精 度	± 1 mm以内
	使用温度範囲	-5 ~ 40 °C
2	基 準 装 置	
	型 式	DV-1 SL
	吐 出 量	0 ~ 1,900 cc/h
	流 量 精 度	± 2 %以内
	給水タンク容量	約 10 ℓ

表-8 水平変位計仕様

1	遠隔測定用	
	型 式	PV
	精 度	フルスケールの ± 1 %以内
	分 解 能	〃 0.25 %以内
	最大測定間隔	100 m
	最大測定点数	4 点
	測定ワイヤ	型 式 VW
		仕上外径 9 mm
		材 質 高張力シリコンマンガ線
	ア ン カ ー	水圧式アンカー 型式 WPA
	手 動 ポ ン プ	型式 SER-12 水圧 50 kgf/cm ²

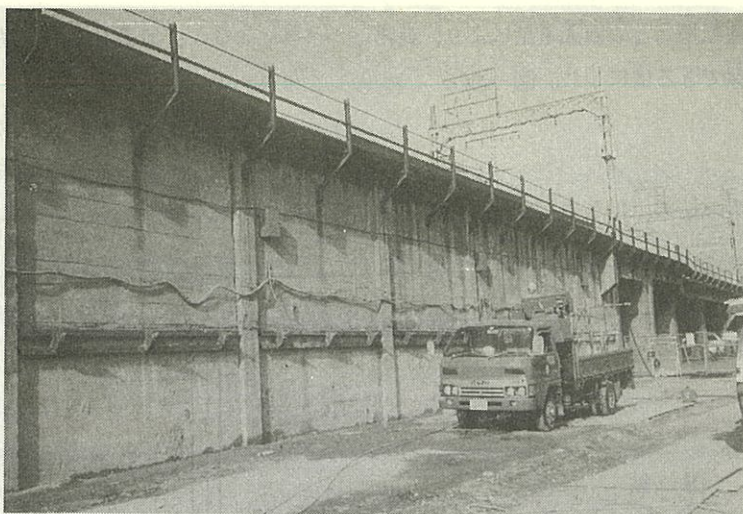


写真-10 計測器設置状況

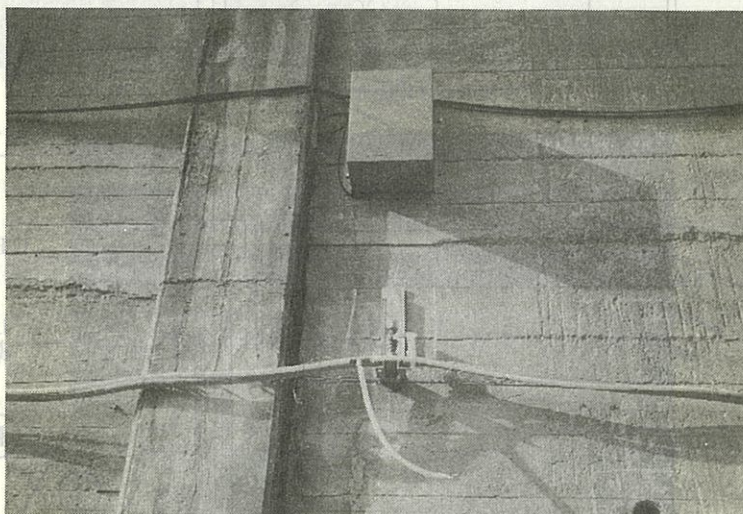


写真-11 傾斜計(上), 沈下計(下)

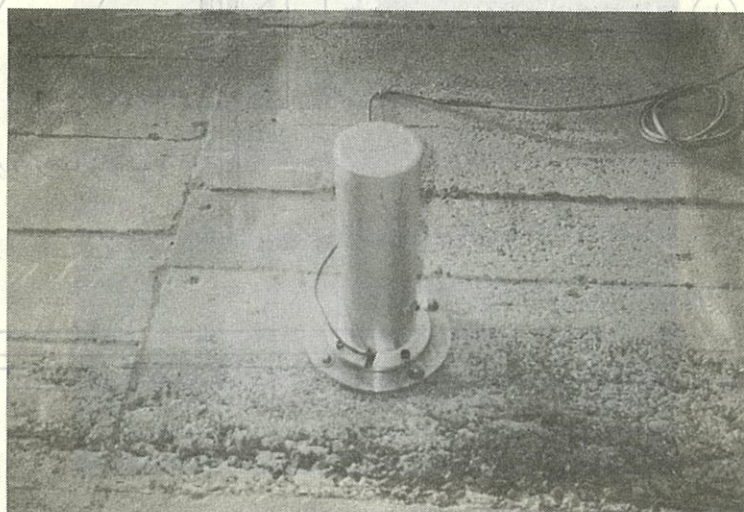


写真-12 水平変位計

古屋駅構内の運転指令との直通電話により、非常時の連絡を確保できる様にした。図-9

きくならず、無事P 165基礎工の施工も終えた。
写真-13、14、15

あとがき

これらの対策の結果、ようやく変位の変動も大

鉄道近接施工の事例は、数多くある中で、当現場は、名古屋駅に近く幹線鉄道4線が走っているため、もしかの場合、擁壁に大きな変状が起り、

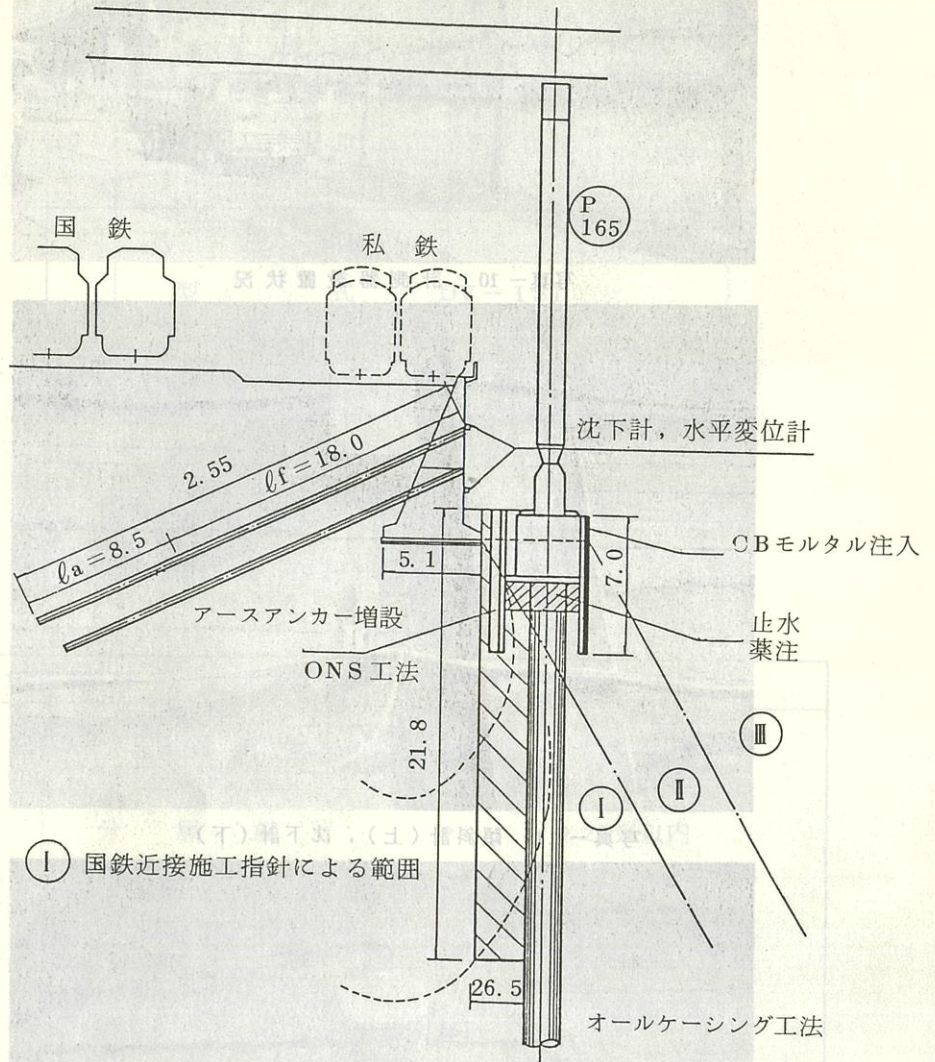


図-8 補強対策工法図

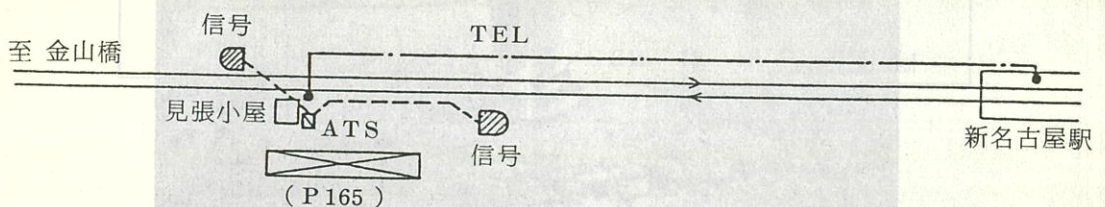


図-9 安全対策図

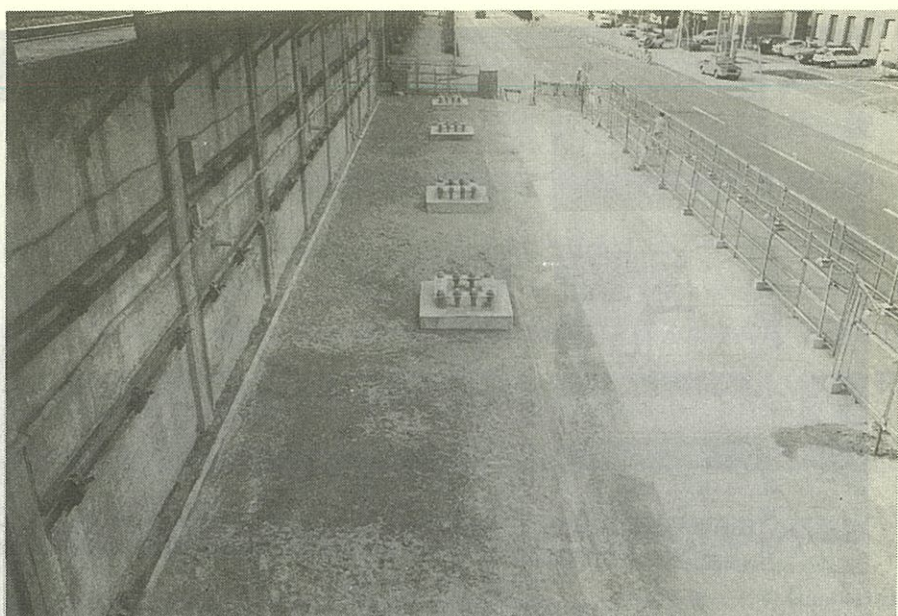


写真-13 竣功（地表面はロッキングアンカー部）

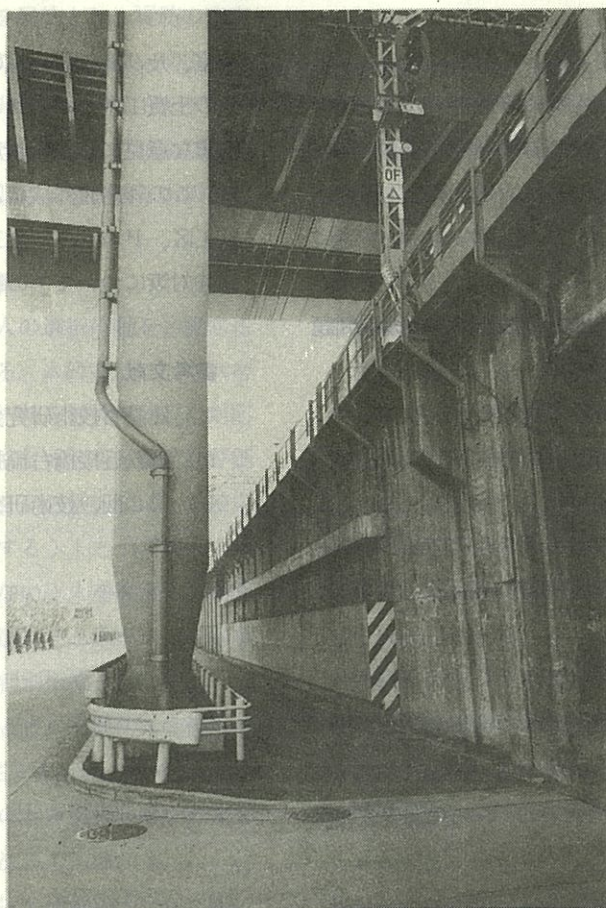


写真 - 14

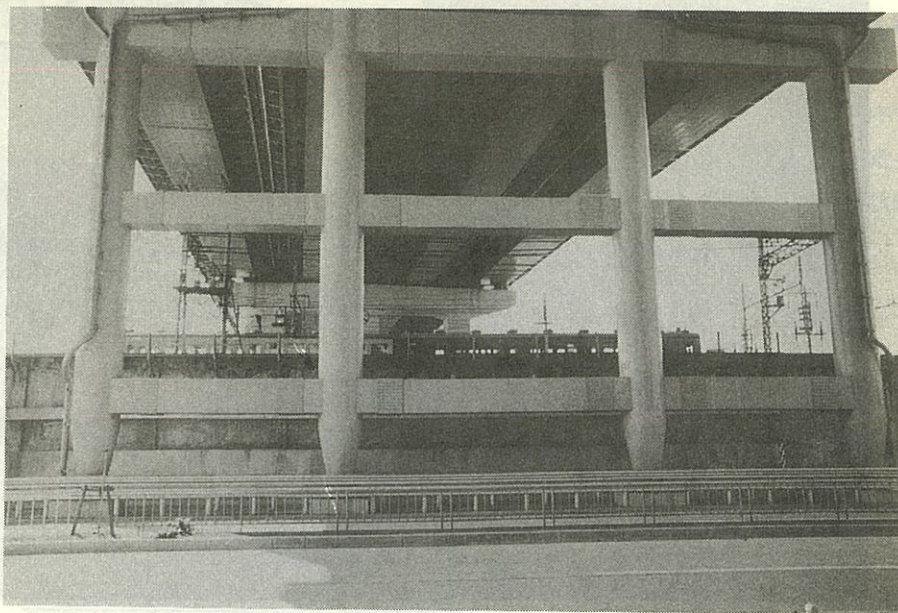


写真 - 15

営業線に与える影響を考慮し、非常に緊張した工事であった。特に50年も前の擁壁相手に、土中の状態を想定しつつ、万全の対策を行っても、なお、変状が生じ、その対応策には、建設省土木研究所、学識経験者等、各方面からの貴重な意見を参考に可能な限りの施工法を採用してきた。この対策の評価（不足又は、過剰であるか。）は、今後の問題であろう。

この事例が、一担当者苦労話として終えず、今後の類似の近接施工の一参考例となれば、幸いである。

最後にこの工事にあたり、土木研究所、基礎研

究室、及び施工研究室の方々に指導を受け、名工大の土質工学及び、コンクリート工学の先生方の貴重な意見に心から謝意を表するものである。なお、この報告書作成にあたっては、「高速1号六反工区、P165下部施工に伴う擁壁変状に対する補強対策について」の報告を参考にしました。

参考文献

- 1) 建設省技術研究会報告書（第34回～36回）
- 2) 国鉄近接橋台橋脚の設計施工指針（案）
- 3) 第2回、技術研究論文集（名古屋高速道路公社）

河川堤防の災害危険度評価

岐阜大学助手 杉井俊夫

岐阜大学教授
工学博士 宇野尚雄

1. まえがき

堤防本体の欠壊が許されないものとしての要望が強まると同時に、堤防の安定性評価手法の確立が必要となっている。しかし、堤防の危険度（安全度）を評価するためには、①付帯構造物の評価を含めた総合判断が困難なこと、②堤防の破壊メカニズムがすべて解明されていないこと、③安定性評価に用いる情報が得られにくいことなどがあり、評価手法の確立に大きな障害となっている。

そこで筆者らは、被災事例の分析による、要因の究明と被災度合の表現を目的とし、堤防の安定性評価手法の開発を試みた。本文では、河川堤防の被災を説明するのに、非集計ロジットモデルによる方法が、よい結果を与えること、および数量化Ⅱ類による方法との類似点、相違点を指摘する。

2. ロジットモデルの概要³⁾

ロジットモデルは、個人の選択行動を予測するものとして用いられている。本研究では、これを用い、個人を堤防に、選択肢を被災の状況に対応させることにより、ロジットモデルを安定性評価の判別モデルと考えた。2つの選択肢に、「被災：被災する（または破堤する）」と「非被災：被災しない（または破堤しない）」を設定し、堤防 n が「被災（破堤）」を選択する確率を被災確率 P_n と呼んで両選択肢間の判別指標とみなす。

被災しやすさを表すものとして堤防 n の被災ポテンシャル関数 U_n を仮定する。 $U_n > 0$ のとき堤防 n は被災し、 $U_n < 0$ のとき被災しないとする被災ポテンシャル関数を次式で定義する。

$$U_n = V_n (\text{確定項}) + \epsilon_n (\text{確率項}) \quad (1)$$

ここで、 V_n は得られている堤防の特性要因で説

明される被災ポテンシャル関数の確定項、 ϵ_n は明らかにされていない要因およびデータのばらつきによる誤差を含んだ確率項（誤差項）である。

これより n 堤防の被災を受ける確率、被災確率 P_n は

$$\begin{aligned} P_n &= \text{Probability} (U_n > 0) \\ &= \text{Prob} (V_n + \epsilon_n > 0) \\ &= \text{Prob} (-\epsilon_n < V_n) \end{aligned} \quad (2)$$

となり、ここで確率項 $-\epsilon_n$ にGumbel分布を仮定すると、式(3)のロジットモデルが導かれる⁵⁾

$$P_n = \frac{1}{1 + \exp(-V_n)} \quad (3)$$

確定項 V_n は、様々な形が考えられるが、次に示す線形式と仮定した。

$$V_n = \theta_0 + \theta_1 X_{n1} + \dots + \theta_k X_{nk} \quad (4)$$

X_{n1}, X_{n2} は堤防 n の特性要因（天端幅、法高、……）であり、 $\theta_0, \theta_1, \theta_2, \dots$ は最尤推定法により決定される未知の定数パラメーターである。

被災確率 P_n は、式(4)に示すように、被災ポテンシャル関数の確率項が確定項の差よりも大きくならない確率、確定性の確からしさを表す。このように、不明確な要因の特定化、情報データの不足の問題で被災するか被災しないかを明確に表現することの困難な危険性の度合をロジットモデルで、確率的に表現しようとするものである。

堤防 n が取りうる確率を $\bar{P}_n$ （ただし、被災しない堤防は被災しない確率を表す）とし、堤防 n が実際に被災した結果を δ_n で示したとき、次式が成り立つ。

$$\bar{P}_n = P_n^{\delta_n} \cdot (1 - P_n)^{1 - \delta_n} \quad (5)$$

ただし、 δ_n はデルタ関数で堤防 n が被災したとき $\delta_n = 1$ 、被災しなかったとき $\delta_n = 0$ とする。

したがって、同時確率 L^* は次式で与えられる。

$$L^* = \prod_{n=1}^n P_n \delta_n \cdot (1 - P_n)^{1 - \delta_n} \quad (6)$$

上式は未知のパラメーター θ_k の関数、尤度関数 (Likelihood Function) である。最尤推定法では L^* の対数 $L = \ln L^*$ を最大にする θ_k の値を推定することと等価であり、 L^* の対数をとると

$$L = \ln L^* \\ = \sum [\delta_n \ln P_n + (1 - \delta_n) \ln (1 - P_n)] \quad (7)$$

この式は対数尤度関数と呼ばれ、 L を最大にする θ の値を Newton - Raphson 法により推定する。推定されたパラメーター θ_k は t 値 (信頼度 95 %) で検定され、棄却された場合はその特性要因を除いて再度推定を繰り返す。

モデルの検定には、次の 2 つの値が用いられる。

〈1〉 的中率 (% right または Hit Ratio)
被災確率 50 % を基準に的中した堤防数の割合。

〈2〉 尤度比 ρ^2 (Likelihood)

MacFadden の決定数といい、対数尤度関数 L の θ_k の値をすべて 0 にしたときの L の値を $L(0)$, θ_k に $\hat{\theta}_k$ (推定値) を代入したときの L の値を $L(\hat{\theta})$ とすると、尤度比 ρ^2 は次式で表される。

$$\rho^2 = 1 - \frac{L(\hat{\theta})}{L(0)} \quad (8)$$

ρ^2 の値は、相関係数の 2 乗と同じように、0 と 1 の間にあり、1 に近いほどモデルの適合度がよいことを示す指標である。しかし、回帰分析に用いる相関係数とは異なり、 ρ^2 の値が 0.2 ~ 0.4 のときには十分高い適合度を持つと判断されている。

3. 被災事例の収集と分類

(1) 被災事例のデータとモデル

ロジットモデルによる評価を行うには、判別事象である被災 (破堤) と非被災 (非破堤) の定義が必要となる。そこで、被災事例を Fig. 1 のように 4 つの破損形態に分類した。1. 破堤、2. 表

法欠壊、3. 裏法崩壊、4. 軽無被害の 4 つに現象を定性的、それぞれ独立事象であると仮定し、1. 2. 3. の被災と 4. の非被災、または 1. の破堤と 2. 3. 4. の非破堤、に定義した。

サンプルデータは、全国を対象にアンケートされた中小河川堤防 (川幅 200 m 以下を対象、100 m 以下 65 % を占める)⁴⁾ と大河川堤防 (長良川) 堤防のデータであり、越流水の有無でも分類されている。中小河川堤防の越流水なしのケースの軽無被害データは、全国のアンケート調査によって得られたものであり、無数にあると考えられる。大河川堤防のデータは、ある区間内を 400 m ピッチに区切り、個々の堤防としてサンプリングしたものである。サンプルデータの判別分類により、様々な評価モデルが構築されるが、今回その有用性とデータが制限されている点から 4 つのモデルを試作した。サンプルデータの分類と 4 つのモデルの判別ケースを Table 1 に表す。Model 1 は越流水があった中小河川堤防を対象としており、破堤と非破堤 (表法欠壊、裏法崩壊、軽無被害) を判別するために、破堤する確率を評価するモデルである。Model 2 は同じく中小河川堤防で越流水があり、なんらかの被害を受けた堤防の中で破堤に至る確率を評価するものであり、Model 3 は Model 2 に対して、越流水がない場合のものである。また、Model 4 は大河堤防で越流水がない場合の被災する確率を評価するモデルである。ここで Model 2, 3 は「被災を受けた堤防の中で破堤に至るか否かの評価をする」という条件を仮定しており、条件付き確率であることに注意する必要がある。すなわち、越流水がない場合に与えられる堤防の破堤する確率を評価するには Model 3 で算出される被災確率と Model 4 で算出される確率との積によって表現される。これは、多項選択モデルの 1 つであるネスティッドロジットモデル⁵⁾ の考え方を基本としている。このようにデータはランダムサンプリングが必

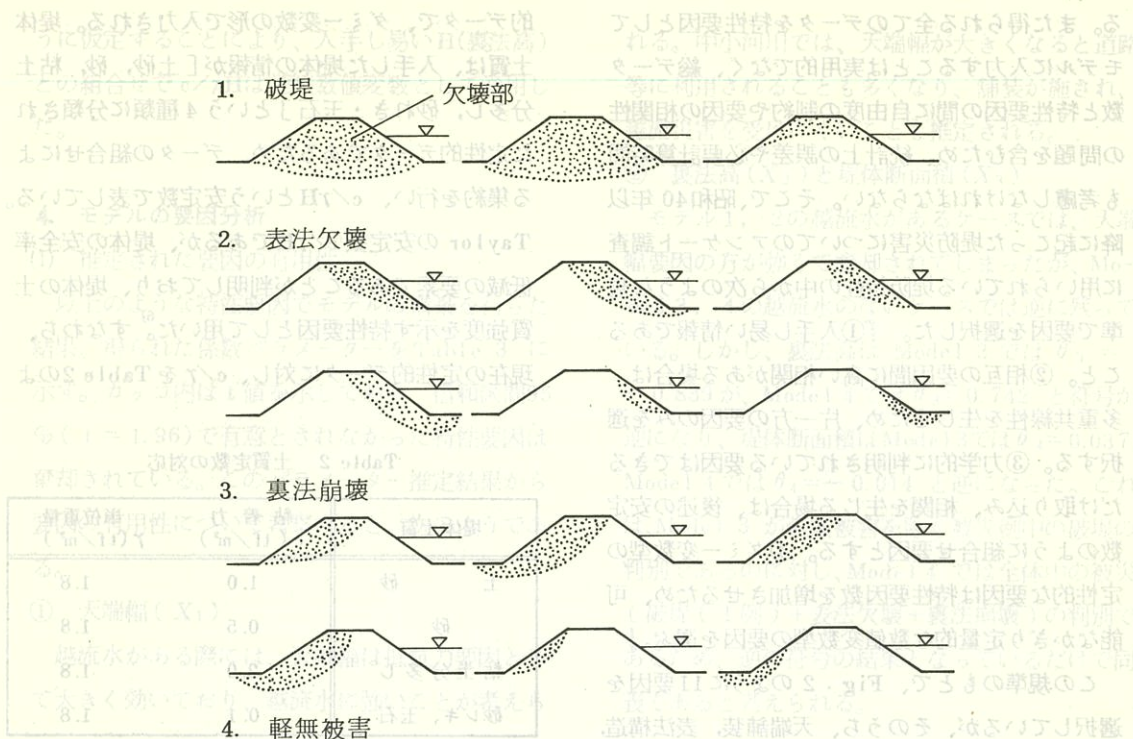


Fig. 1 被災形態

Table 1 被災形態とモデル判別

(a) 中小河川堤防

	被災形態	件数	Model 1	Model 2
越水あり	破堤	120	120	120
	表法面欠壊	19		
	裏法面崩壊	12		
	軽無被害	45		
	被害形態	件数	Model 3	
越水なし	破堤	47	47	
	表法面欠壊	118		
	裏法面崩壊	19		
	軽無被害	∞		

(b) 大河川堤防(長良川堤防)

被災形態		件数	Model 4
越水なし	破堤	1	36
	表法面欠壊	30	
	裏法面崩壊	5	
	軽無被害	87	87

要であるが、平常時における堤防データが少なく、有用なデータが揃っていない。ここで挙げたデータは、被災外力(豪雨など)があったときのデータで集められている。これより、ここで算出されたロジットモデルによる被災確率 P_n は平常時における被災の発生する確率とは異なる。すなわち、被災確率 P_n はデータの採取方法によって条件付き確率であることに注意しなければならない。平常時における被災発生確率は、被災確率にモデル構築データの対象となった外力の生起確率を乗じる必要がある。ここでは、被災確率を条件付き確率であることを前提として報告する。

(2) 特性要因の選択

特性要因は被災ポテンシャルを構成し、堤防の安定に影響する要因であり、その選択は重要である。1つの堤防を表現する特性は無数にあるが、実際に入手することの可能なデータは限られてい

る。また得られる全てのデータを特性要因としてモデルに入力することは実用的でなく、総データ数と特性要因の間に自由度の制約や要因の相関性の問題を含むため、統計上の誤差や必要計算時間も考慮しなければならない。そこで、昭和40年以降に起こった堤防災害についてのアンケート調査に用いられている堤防特性の中から次のような規準で要因を選択した。『①入手し易い情報であること。②相互の要因間に高い相関がある場合は、多重共線性を生じるため、片一方の要因のみを選択する。③力学的に判明されている要因はできるだけ取り込み、相関を生じる場合は、後述の安定数のように組合せ要因とする。④ダミー変数型の定性的な要因は特性要因数を増加させるため、可能なかぎり定量的な数値変数型の要因を選ぶ。』

この規準のもとで、Fig. 2 のように11要因を選択しているが、そのうち、天端舗装、表法構造、漏水の有無、河道状況の要因は2者択一的な定性

的データで、ダミー変数の形で入力される。堤体土質は、入手した堤体の情報が[土砂, 砂, 粘土分多し, 砂れき・玉石]という4種類に分類された定性的データであるため、データの組合せによる集約を行い、 c/rH という安定数で表している。Taylor の安定数 c/rH であるが、堤体の安全率低減の要素であることが判明しており、堤体の土質強度を示す特性要因として用いた⁶⁾。すなわち、現在の定性的データに対し、 c/r をTable 2のよ

Table 2 土質定数の対応

堤体土質	粘着力 c (tf/m ²)	単位重量 γ (tf/m ³)
土 砂	1.0	1.8
砂	0.5	1.8
粘土分多し	2.0	1.8
砂れき、玉石	0.1	1.8

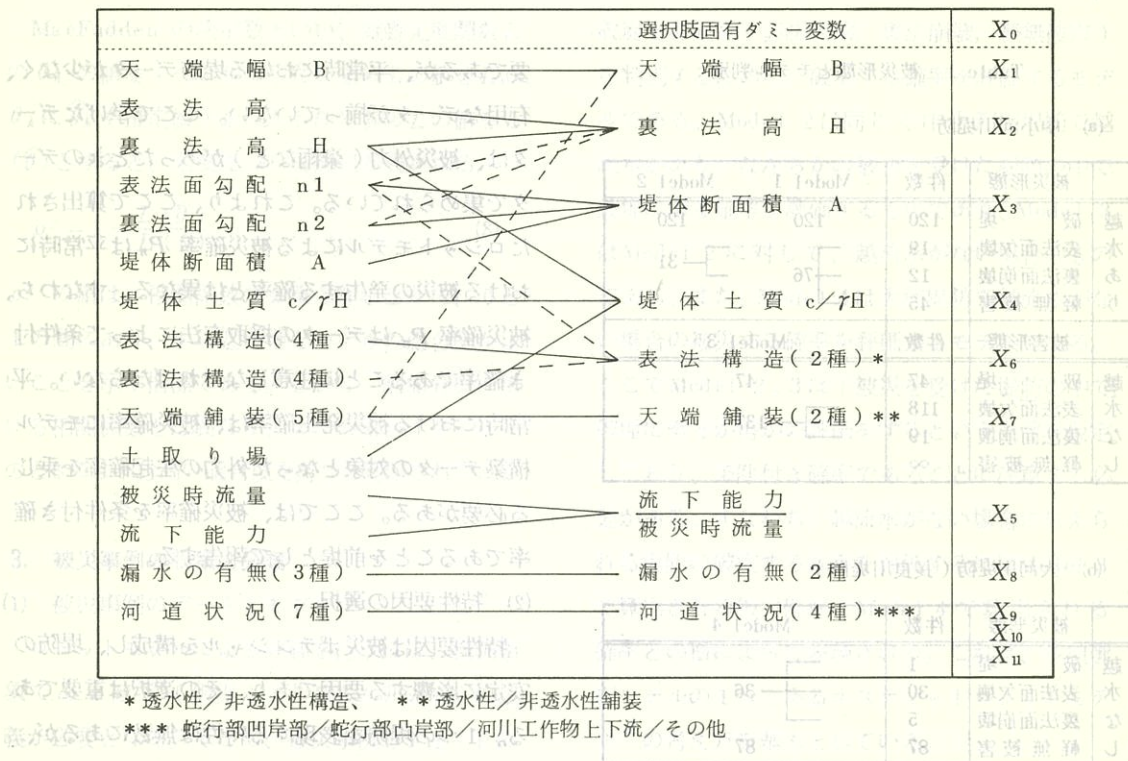


Fig. 2 特性要因の選択結果

うに仮定することにより、入手し易いH(裏法高)との組合せで c/rH は連続数値変数として適用した。

4. モデルの要因分析

(1) 推定された要因の有用性

以上のような特性要因でモデルの構築を行った結果、得られた係数パラメーターをTable 3 に示す。カッコ内はt値を示しており、信頼区間95% ($t = 1.96$)で有意とされなかった特性要因は棄却されている。このパラメーター推定結果から要因の有用性について考察すると、次のようである。

① 天端幅 (X_1)

越流水がある際には、天端幅は抵抗力要因として大きく効いており、越流水に強いことが考えら

れる。中小河川では、天端幅が大きくなると道路等に利用されることも多くなり、舗装が施され、越流災害を受けにくいことも推定される。

② 裏法高 (X_2) と堤体断面積 (X_3)

モデル1, 2の越流水があるケースでは、天端幅要因の方が強くて棄却されてしまったが、Model 3, 4の越流水のないケースでは逆に残っている。しかし、裏法高は Model 3 では $\theta_3 = -0.839$ が、Model 4 では $\theta_3 = 0.742$ と符号が逆になり、堤体断面積は Model 3 では $\theta_4 = 0.037$, Model 4 では $\theta_4 = -0.014$ と逆になった。これは、Model 3 が軽無被害を除く被災例中の破堤の判別であるのに対し、Model 4 では全体中の被災(破堤(1例)+表法欠壊+裏法崩壊)の判別であるため、逆の符号の結果となっているだけで同義であると考えられる。

Table 3 パラメーター推定結果

	特性要因	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
θ_0	選択肢 ダミー変数	2.156 (4.199)	4.538 (5.298)	1.962 (1.967)	-3.502 (2.637)
θ_1	天端幅	-0.439 (3.713)	-0.628 (4.275)	/	/
θ_2	裏法高	/	/	-0.839 (2.165)	0.742 (2.328)
θ_3	堤体断面積	/	/	0.037 (2.014)	-0.014 (2.425)
θ_4	堤体土質	-1.919 (3.008)	-3.094 (3.591)	-2.195 (2.044)	/
θ_5	流下能力	/	/	-1.201 (2.608)	/
θ_6	被災時流量	/	/	/	/
θ_7	表法構造 【透水性構造】	/	/	/	/
θ_8	天端舗装 【透水性舗装】	/	/	/	/
θ_9	漏水あり	1.590 (2.784)	/	/	1.443 (2.643)
θ_{10}	河道状況 【凹岸部】	/	/	/	/
θ_{11}	河道状況 【凸岸部】	0.981 (1.967)	2.429 (2.177)	/	/
	河道状況 【河川工作物】	/	/	/	/
適中率 Hit R		0.699	0.868	0.755	0.732
尤度比		0.185	0.455	0.241	0.223

() 内はt値を示す。

③ 堤体土質 c/rH (X_4)

Model 1~3のすべてに効くことが明瞭である。Model 4において棄却されたのは大河川堤防の土質データが不足しており、堤体表面からの観察によってのみ作成されたデータに基づくものであり、データの欠陥によるものと考えられる。中小河川堤防のケースのように4種類の分類でも十分な説明力を持っているといえよう。

④ 流下能力/被災時流量 (X_5)

河川流量の程度を表すもので、堤防に与える影響としては外力が小さければ、あるいは被災時流量に対して流下能力が大きければ、この値が大きくなるように定義した要因であって、堤防にとっては抵抗力要因とみなせる値である。この要因が採択されたものはModel 3のみであるが、越流水のないケースでは、これが外力要因として効いたものだと考える。この意味ではModel 4でも棄却されずに残るべきであるが、大河川堤防では、この外力に十分抵抗できる構造になっているのではないかと推察される。

⑤ 表法構造 (X_6) と天端舗装 (X_7)

これらの要因は、透水性構造と不透水性構造の2つに分類したものであるが、結果的にこれらの特性要因が4つのモデルのいずれでも棄却されたことは、河川水の表法面からの浸透水、雨水の天端からの浸透による影響があってしかるべきなので、①これらの構造差が安定に影響するほどの構造になっていないこと(法面や天端の一部にしか施工されていないこと)、②これらの施工は画一的にほとんどの地点で施工されている河川と施工されていない河川があり、同一河川堤防では有意の差をうむデータとなっていないこと、に起因すると考えられる。

⑥ 漏水の有無 (X_8)

この情報がModel 1, 4で残り、かなり有効な要因であることをロジットモデル分析は教えてくれた。Model 2, 3で棄却された原因は、Model

2, 3が被災形態の軽無被害を除いた被災堤防中の破堤を判別する分析であるため、漏水の有無は軽無被害とそうでない被災を受ける判別によく効いたといえよう。

⑦ 河道状況 (X_9, X_{10}, X_{11})

凸岸部である要因のみが、Model 1, 2で棄却されなかった。これは、データを詳細に見直してみると越流水のあるケースでは、上流の越流した堤内側からの逆流水により破堤を引き起こす傾向がみられ、モデルに反映されているものと考えられる。

Fig. 3はModel 1の構築に用いたデータを再現した結果である。破堤した堤防、破堤しない堤防を被災確率 P で区別されているのがよくわかる。

(2) 要因の影響度

構築されたモデルには、いくつかの特性要因(支配因子)が含まれており、推定されたそのパラメーターの符号により、外力的または抵抗力的に働く要因のいずれかであるかが判明された。しかし、特性要因の単位、次元の相違より、推定された θ_k の値だけでその要因の影響度は判断できない。このため、弾性値という値をもって要因の影響度を試算した。弾性値(Elasticity)とは『説明変数(特性要因)の元の値に対する比率と、それがもたらす被説明変数(被災確率)の変化量の比率との比』であり、その絶対値が大きい特性要因ほど影響度が強いと考えられる。特性要因 X_{ik} , 被災確率 P_i と定義する。

$$P_i = f(X_{i1}, X_{i2}, \dots, X_{ik}, \dots, X_{in}) \quad (9)$$

また、 X_{ik} が ΔX_{ik} だけが増加したときの P_i の変化量を ΔP_{ii} とすると

$$\Delta P_{ii} = f(X_{i1}, \dots, X_{ik} + \Delta X_{ik}, \dots, X_{in}) - f(X_{i1}, X_{i2}, \dots, X_{ik}, \dots, X_{in}) \quad (10)$$

となり、したがって弾性値 E_{xik} は

$$E_{xik} = \frac{\Delta P_{ii} / P_i}{\Delta X_{ik} / X_{ik}} \quad (11)$$

と定義される。Fig. 4は各特性要因について4

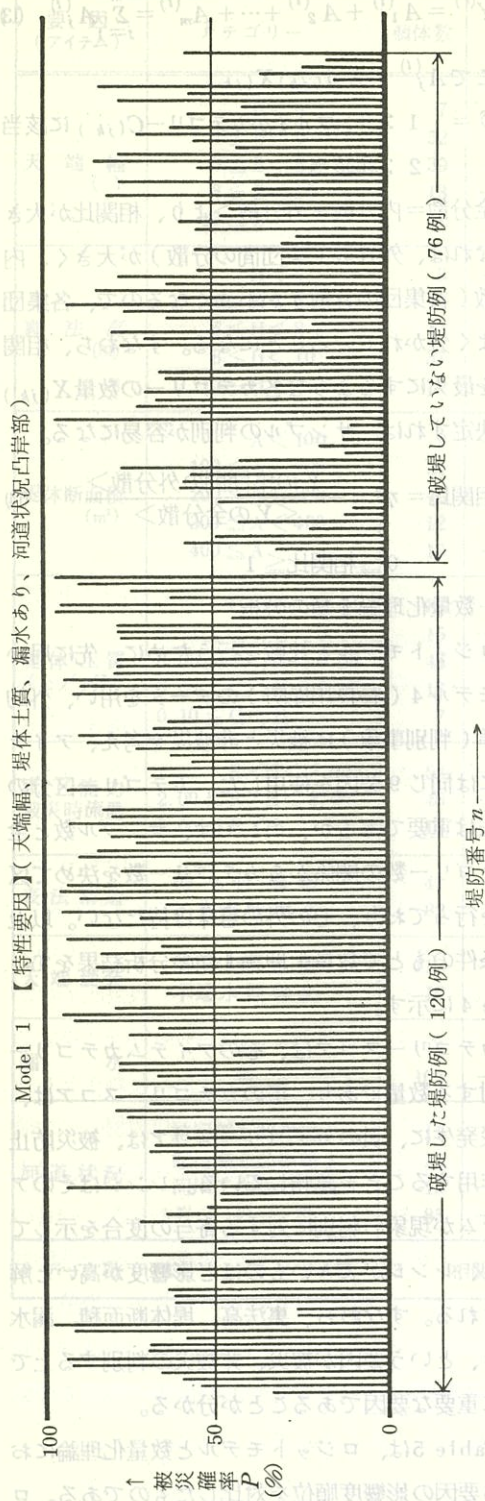


Fig. 3 Model 1 のデータ再現

モデル 要因	Model 1		Model 2		Model 3		Model 4	
	弾性値		弾性値		弾性値		弾性値	
X_1 天端幅	-0.537		-0.424		/		/	
X_2 裏法	/		/		-1.549		4.144	
X_3 堤体断面積	/		/		0.680		-2.503	
X_4 堤体土質	-0.247		-0.210		-0.384		/	
X_5 流下能力	/		/		-1.188		/	
X_6 被災時流量	0.340		/		/		0.586	
X_8 漏水あり	0.249		0.174		/		/	
X_{10} 河道状況凸岸部								

Fig. 4 弾性値分析結果

つのモデルの弾性値を算出した結果を表したものである。弾性値の符号は外力的要因（正）、抵抗力的要因（負）を表し、その絶対値は取り上げる要因を1%増加させた場合に被災確率が何%変化するかの比率を示しており、試算の結果、弾性値により次のことがいえよう。越流水があるケースでは、天端幅がモデルの特性要因の中でも最も効いており、安定性を考えるうえで重要な要因である結果となった。このことは、天端幅が大きくなることが、その要素にともない他の要素（堤体断面積や天端舗装など）も安定性を増やす方向へ変化することからも理解される。また漏水ありは負の抵抗力的要因として強い影響を与えるものであり、越流がある場合には、破堤につながるとして注意が必要であることをこの結果は示唆している。越流がないケースでは、裏法高による影響が高く、水位の関係による浸透水による破壊、洗掘などが考えられる。

5. 数量化理論Ⅱ類による評価

ここで、判別モデルとして用いられる数量化理論Ⅱ類による評価について述べる。数量化とは、数値で表すことのできない、困難な現象を数値で与えようとするものであり、Ⅱ類はその数値により定性的現象の判別を行うものである。

(1) 数量化理論Ⅱ類の基本的概念^{10), 11)}

集団 G_t ($t = 1, 2 \dots n$: 外的基準が n 個)のどれに属するか現象の起こりかたを判別するために、 m 個の特性アイテム(要因) A_j ($j = 1, 2, \dots, m$)についてデータを調査し、その調査アイテム A_j がカテゴリー N_j 個の $C_{j1}, C_{j2}, \dots, C_{jN_j}$ のうちの1つに該当しているとき、それらに基づいて集団 G_t の内のどれかに属するかを判別する。

＜全体表現での個体総合量＞

$$Y = A_1 + A_2 + \dots + A_m = \sum_{j=1}^m A_j \quad (12)$$

＜集団 G_t での個体総合量＞

$$Y^{(t)} = A_1^{(t)} + A_2^{(t)} + \dots + A_m^{(t)} = \sum_{j=1}^m A_j^{(t)} \quad (13)$$

ここで $A_j^{(t)} = \sum \delta_{(jk)} X_{(jk)}$

$\delta = \begin{cases} 1: \text{サンプル} i \text{ がカテゴリー} - C_{(jk)} \text{ に該当} \\ 2: \text{非該当} \end{cases}$

＜全分散＝内分散＋外分散＞より、相関比が大きくなれば、外分散（集団間の分散）が大きく、内分散（各集団の分散）が小さくなるので、各集団がよく分かれていることになる。すなわち、相関比を最大にするような各カテゴリーの数量 $X_{(jk)}$ を決定すれば、サンプルの判別が容易になる。

$$\text{相関比} = \eta^2 = \frac{\langle Y \text{ の集団間の外分散} \rangle}{\langle Y \text{ の全分散} \rangle} \quad (14)$$

$$0 \leq \text{相関比} \leq 1$$

(2) 数量化理論Ⅱ類の分析

ロジットモデルと比較を行うために、先に用いたモデル4（長良川堤防）のデータを用い、外的基準（判別事象）に被災と非被災を考え、アイテムには同じ9要因を使用した。カテゴリー区分の方法は重要であるが、ここでは、サンプル数と全カテゴリー数の関係からカテゴリー数を決めて区分を行っており、その外の意味は持たない。以上の条件のもとで数量化理論Ⅱ類の分析結果をTable 4に示す。

カテゴリースコアは、そのアイテムカテゴリーに対する数量であり、正のカテゴリースコアは、被災発生に、負のカテゴリースコアは、被災防止に作用することを意味している。レンジはそのアイテムが現象の判別に対する寄与の度合を示しており、レンジが大きいものほど影響度が高いと解釈される。すなわち、裏法高、堤体断面積、漏水有り、という要因が被災、非被災の判別する上で特に重要な要因であることが分かる。

Table 5は、ロジットモデルと数量化理論における要因の影響度順位を対比したものである。ロジットモデルは弾性値によって、数量化理論では

Table 4 数量化理論Ⅱ類の分析結果（長良川堤防）

要 因 (アイテム)	カテゴリー	個体数	カテゴリー スコア	ス コ ア 図			レンジ	偏相関係数
天 端 幅 (cm)	$B < 4$	7	0.44146	-1	0	1	0.758	0.1244
	$4 \leq B < 6$	52	-0.01453					
	$6 \leq B < 8$	39	-0.22287					
	$8 \leq B < 10$	13	-0.00503					
	$10 \leq B$	12	0.53521					
裏 法 高 (m)	$H < 4$	3	-1.82965				3.195	0.2861
	$4 \leq H < 6$	15	-0.08530					
	$6 \leq H < 8$	49	-0.61084					
	$8 \leq H < 10$	37	0.29057					
	$10 \leq H$	19	1.36571					
堤体断面積 (m^2)	$A < 100$	9	-1.13404				2.064	0.3207
	$100 \leq A < 200$	34	0.69233					
	$200 \leq A < 300$	49	0.37623					
	$300 \leq A < 400$	12	-0.47598					
	$400 \leq A$	19	-1.37135					
堤 体 土 質 ($c/\gamma H$)	$C/\gamma H < 0.04$	38	-0.06850				0.590	0.0906
	$0.04 \leq C/\gamma H < 0.06$	15	-0.18683					
	$0.06 \leq C/\gamma H < 0.08$	45	-0.07378					
	$0.08 \leq C/\gamma H < 0.10$	18	0.40329					
	$0.10 \leq C/\gamma H$	7	0.20943					
流 下 能 力 被災時流量	$R/H < 2.00$	57	-0.23097				1.078	0.1803
	$2.00 \leq R/H < 3.00$	48	-0.04324					
	$3.00 \leq R/H$	18	0.84672					
表 法 構 造	透 水 性 構 造	41	-0.15027				0.225	0.0589
	不 透 水 性 構 造	82	0.07514					
天 端 舗 装	透 水 性 舗 装	113	-0.05477				0.674	0.1013
	不 透 水 性 舗 装	10	0.61890					
漏 水	有	18	1.31552				1.541	0.2808
	無	105	-0.22552					
河 道 状 況	蛇行部（凹岸部）	11	0.84599				1.266	0.1608
	蛇行部（凸岸部）	12	0.15283					
	河川工作物上下流	15	-0.41968					
	そ の 他	85	-0.05670					
データ数：123 カテゴリー数：33 相関比：0.2469 的中率：86.6% 判別点：-0.009								

Table 5 ロジットモデルと数量化理論の要因影響度比較

要 因	非集計ロジットモデル		数量化理論Ⅱ類	
	弾 性 値	影 響 順 位	レ ン ジ	影 響 順 位
天 端 幅	/	/	0.758	⑥
裏 法 高	4.144	①	3.195	①
堤 体 断 面 積	-2.503	②	2.064	②
堤 体 土 質	/	/	0.590	⑧
流 下 能 力	/	/	1.078	⑤
被 災 時 流 量	/	/	0.225	⑨
表 法 構 造	/	/	0.673	⑦
天 端 舗 装	/	/	1.541	③
漏 水 有 り	0.586	③	1.266	④
河 道 状 況	/	/		

* 斜線部はt検定により棄却

レンジによって順位を決めている。これによればロジットモデルで有意とする、裏法高、堤体断面、漏水有りの3つの要因はⅡ類においてレンジからの影響度も大きく、被災の判別に有意であることが分かる。また、弾性値の絶対値の大きさからの影響度順位も等しいことが分かる。しかし、天端幅、堤体土質、流下能力、河道状況の6つの要因について、ロジットモデルでは被災の判別に有意でないとして棄却されているが、Ⅱ類の場合、レンジは他に比べ小さいが棄却の規準がなく、有意な要因であるかどうかの判断が困難である。すなわち、その要因（アイテム）が、被災の判別にどれだけ有意であるか信頼度を測ることが難しいといえよう。

6. 予測モデルとしての適応性

予測モデルとして、ロジットモデル、数量化理論Ⅱ類の両者について適用性を検討した。Table 6に示すように、ロジットモデルは先の長良川堤防データを用いたModel 4を、数量化理論Ⅱ類はそれと同じデータでアイテム要因も同じ3個を使用した。適用先の河川堤防は、予測結果と比較

するため、長良川と同一流域内にあり同じ出水時の伊自良川堤防のデータを用いた。

Fig. 5の(a)は現況被災箇所を示しており、(b)はロジットモデルで評価（数字は被災確率）、(c)は数量化理論Ⅱ類による評価（数字はサンプル数量（スコア））を示す。数量化理論Ⅱ類で、判別点（-0.017）を基準とした場合、的中率70%であるが、被災が生じた地点では、サンプル数量（スコア）が高いことが分かる。ロジットモデルの場合、被災確率50%以上の堤防箇所に表裏法崩れが生じていることが分かり、的中率も90%と高い値となっている。長良川堤防で構築した両モデルを、伊自良川堤防に適応する際に堤体断面の平均値の大きさがTable 7のように異なっており、多少の判別点の移動を考慮する必要があるが、両者のモデルとも災害危険度が高い地点ほど高い危険度を表している。これは、両者のモデルを構築した長良川堤防と伊自良川堤防が同一河川流域内で同じ被災時期のデータであり、雨量等の外力も類似していることによると考えられる。

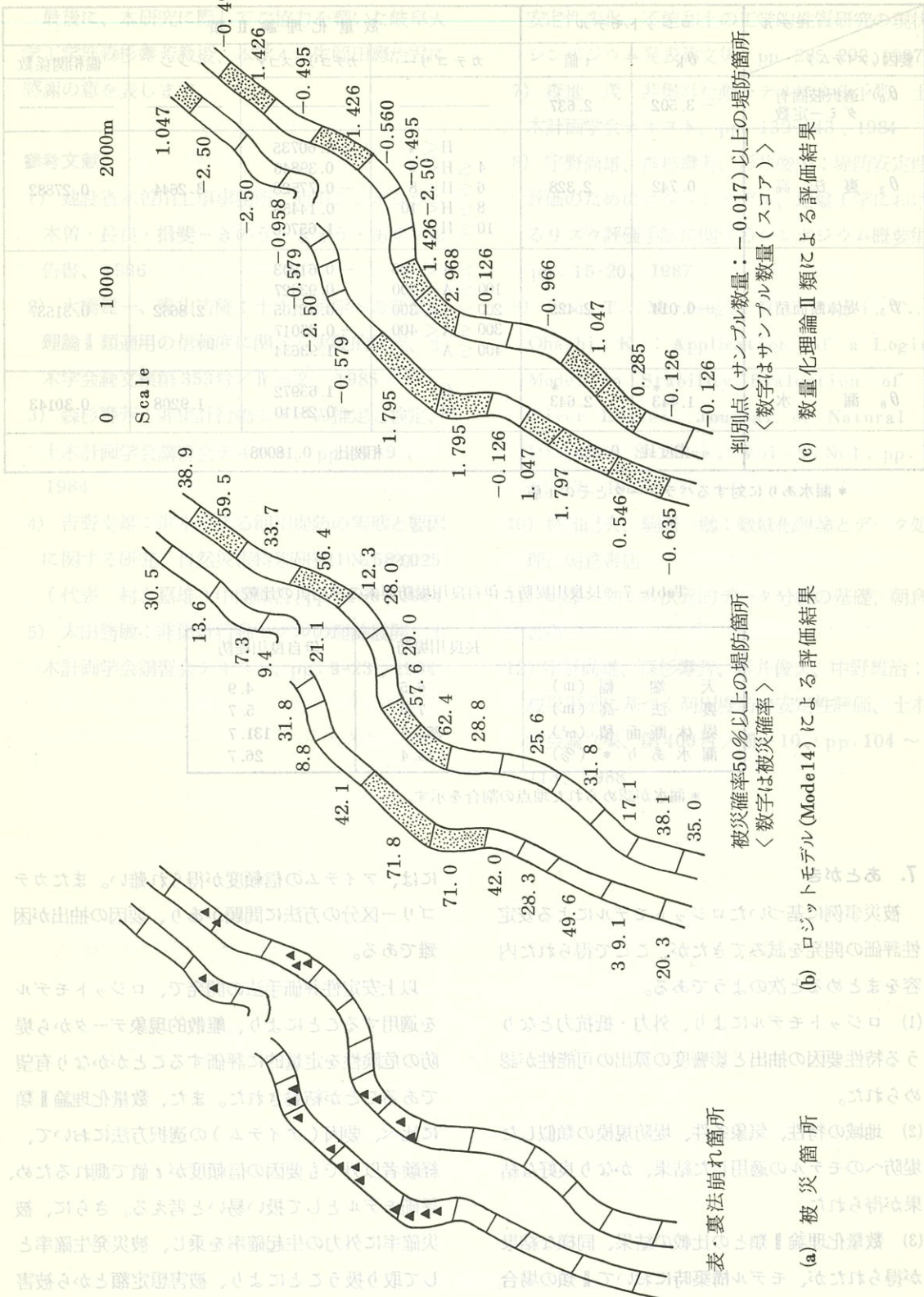


Table 6 適用モデル（ロジットモデル（Model 4）と数量化理論Ⅱ類）

モデル 要因（アイテム）	ロジットモデル		数量化理論Ⅱ類			
	θ_k	t 値	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ	偏相関係数
θ_0 選択肢固有 ダミー定数	-3.502	2.637	—	—	—	—
θ_2 裏法高	0.742	2.328	H < 4 4 ≤ H < 6 6 ≤ H < 8 8 ≤ H < 10 10 ≤ H	-1.60735 0.39846 -0.77528 0.14459 1.65706	3.2644	0.27882
θ_3 堤体断面積	-0.014	2.425	A < 100 100 ≤ A < 200 200 ≤ A < 300 300 ≤ A < 400 400 ≤ A	-0.61203 0.93027 0.42105 -0.83017 -1.93634	2.8662	0.31537
θ_8 漏水	1.443*	2.643*	有 無	1.63972 -0.28110	1.9208	0.30143
	尤度比	0.223	相関比			
			0.18008			

* 漏水ありに対するパラメータとそのt値

Table 7 長良川堤防と伊自良川堤防要素の平均値の比較

	長良川堤防	伊自良川堤防
天端幅 (m)	6.5	4.9
裏法高 (m)	7.9	5.7
堤体断面積 (m ²)	252.5	131.7
漏水あり* (%)	15.4	26.7

* 漏水が認められた地点の割合を示す。

7. あとがき

被災事例に基づいたロジットモデルによる安定性評価の開発を試みてきたが、ここで得られた内容をまとめると次のようである。

- (1) ロジットモデルにより、外力・抵抗力となる特性要因の抽出と影響度の算出の可能性が認められた。
- (2) 地域の特性、気象条件、堤防規模の類似した堤防へのモデルの適用した結果、かなり良好な結果が得られた。
- (3) 数量化理論Ⅱ類との比較の結果、同様な結果が得られたが、モデル構築時においてⅡ類の場合

には、アイテムの信頼度が得られ難い。またカテゴリー区分の方法に問題があり、要因の抽出が困難である。

以上安定性評価手法の開発で、ロジットモデルを適用することにより、離散的現象データから堤防の危険性を定量的に評価することがかなり有望であることが結論された。また、数量化理論Ⅱ類に比べ、要因（アイテム）の選択方法において、経験者以外でも要因の信頼度がt値で測れるため、評価モデルとして扱い易いと考える。さらに、被災確率に外力の生起確率を乗じ、被災発生確率として取り扱うことにより、被害想定額とから被害

期待値が算出することも可能であると考えられる。
最後に、本研究に際してご協力を戴いた岐阜大学工学部森杉壽芳教授、本学4年生岡田憲治君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省木曽川工事事務所：河川シンポジウム 木曽・長良・揖斐一きのう・きょう・あすー報告書、1986
- 2) 大橋建一、青山吉隆：土木計画学への数量化理論Ⅱ 類適用の信頼度に関する実験的研究、土木学会論文集第353号／Ⅳ-2、1985
- 3) 森杉壽芳：非集計行動モデルの推定と検定、土木計画学会講習会テキスト、pp. 4-9、1984
- 4) 吉野文雄：洪水による河川堤防の実態と要因に関する研究、自然災害特別研究(1)No.5820025 (代表 村本嘉雄) 中間報告、pp. 4-9、1984
- 5) 太田勝敏：非集計行動モデルの理論展開、土木計画学会講習会テキスト、pp. 9-23、1984

- 6) 宇野尚雄、田中進、杉井俊夫：洪水時の堤防安定性変化、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集、pp. 285-292、1987
- 7) 森地 茂：非集計行動モデルによる予測、土木計画学会テキスト、pp. 139-143、1984
- 8) 宇野尚雄、森杉壽芳、杉井俊夫：堤防安定性評価のためのロジットモデル、地盤工学におけるリスク評価手法に関するシンポジウム概要集、pp. 15-20、1987
- 9) Uno, T., Morisugi, H., Sugii, T., Ohashi, K.: Application of a Logit Model to Stability Evaluation of River Levees, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 9, No. 1, pp. 61-77, 1987
- 10) 林知己夫、駒澤 勉：数量化理論とデータ処理、朝倉書店
- 11) 駒澤 勉：多次元的データ分析の基礎、朝倉書店
- 12) 宇野尚雄、森杉壽芳、杉井俊夫、中野雄治：被災事例に基づく河川堤防の安定性評価、土木学会論文集、第400号／Ⅲ-10、pp. 104 ~ 113、1988

1本のボーリング調査が行われなかったために生じた大きなトラブルの原因である。

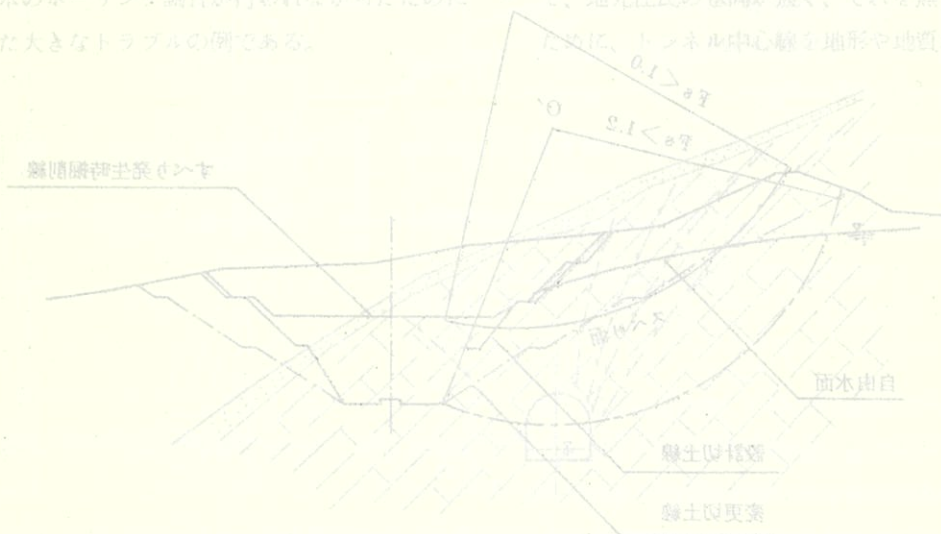


図1 河川堤防の断面図

7. あとがき

被災事例に基いた検討と、地質調査の重要性の認識を試み、地質調査の重要性を認識することを得た。

内容をまとめる。

(1) ロジックモデルにより、地質調査の重要性を認識することを得た。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

図1は、円弧すべり面の発生を示す断面図である。図中、自由水面、設計切土線、変更切土線、すべり面、すべり発生時掘削線が示されている。

(1) 円弧すべり

線上における鉛直切土高が20m以上もあるオープンカットの大土工現場であった。地表はゆるく傾斜していて、薄い表土の下は、殆んどマサ土（山砂）である。

高さの $\frac{1}{3}$ も切取らないうちに、地表面の高い側が大きな円弧すべりを起し崩落した。工事関係者は、誰もこの大きな山塊が深部まで風化しているとは予想もしなかったのである。円弧すべりに対する復旧作業は、まず水平調査ボーリングを実施し、鋼管杭による抑止工や水抜トンネルの設置および法面勾配の大巾な緩和化等の対策を行って、道路を完成したのであるが、問題はそればかりではない。

公団では、路床材に使用する山砂を確保するために採取地を購入していて、既に他の工区に採取・供給をしていたのである。したがって、この現場で発生した大量の崩壊土は、新規に土捨て場用地を購入して捨てせざるも得なくなったのである。この地点で山砂が採取できることが事前にわかっておれば、採取地を購入することも、土捨て場を追加買収することも必要なかったということになる。工期が遅れ、工費も大きく増加したことはいうまでもない。

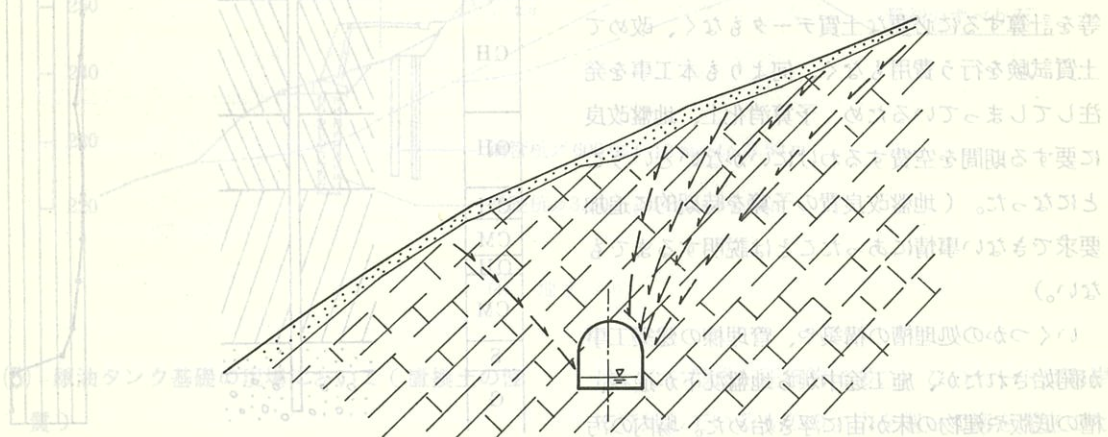
1本のボーリング調査が行われなかったために生じた大きなトラブルの例である。

(2) トンネル現場において（水枯れ）

これは、ある発電所の水路トンネルの現場で発生したものである。地中にトンネルを掘ると、地表水に影響を与える例は、過去にも数多くあり、何ら珍しいことではないが、この現場のある地方の部落は、すべて谷川の水を竹樋やホースを使って引水し生活用水にしていた。トンネルは、比較的にかぶりの浅い山腹に計画されており、岩質は大目で節理の開いた花崗岩系のものであった。

トンネル延長が長いので、谷川の水枯れ現象は広範囲に及んだ。一騒動が起きたことは言うまでもない。トンネル掘削に伴う地表水・地下水への影響は、十分に予測できたことであり、事前に水文地質調査、水収支調査、環境調査等の水文調査を行って、対応策を樹ておく必要があるということを示す例である。

これは、水路トンネルにおいて発生した水枯れの例であるが、トンネルに関してついでに述べると、道路トンネルを設計する場合、一般的に、トンネル前後の「明り区間（取付道路）」のルートが決定してから、トンネルの中心線を決めるケースが圧倒的に多い。これは、明り区間のルート・中心線の決定には、地元住民の利害得失がからんで、地元住民の意向が強く、それを無視できないために、トンネル中心線を地形や地質からみた最



(2) 水枯れ

適位置にもって行くことがむづかしい理由による。一般に、道路設計は、通常概略調査・予備調査・実施設計の順序で行われるが、概略調査に於ても2～3通りのルートを考え、工事費をも含めた比較検討を行うから、設計者の立場からは、概略調査に着手する前にも、重要地点の地質調査を実施し、その資料を提供されるよう期待する。

(3) 下水処理場現場において(沈下)

この地点は、河口に近いところで、シルト・細砂等からなる軟弱層が40 m以上もある沖積地帯であって、構造物の基礎には鋼管くいを使用する設計であった。(デルマッグ・ハンマーを鋼管くいに載せるだけで、ズルズルとくいが沈んでしまうような地層である。) 地質調査は行われてはいたが、その内容はボーリングによる試料採取と標準貫入試験のみである。

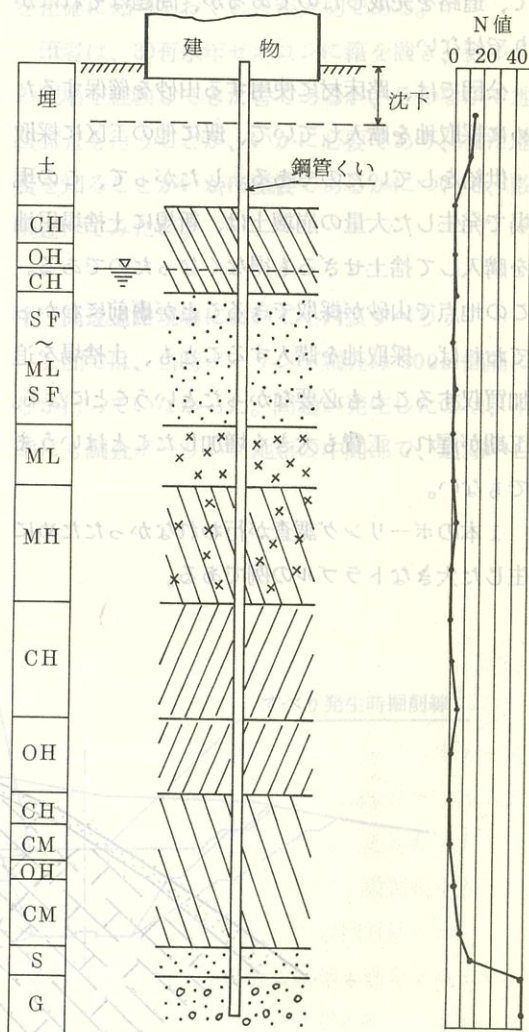
その上、悪いことには、このヤードは地盤が低いために、半年前に6 m埋立てを行ったばかりであった。

この処理場の土木・建築構造物は、筆者の会社が設計・施工の契約をしていた。現場をみて、まず第1に地盤改良を行い、圧密沈下を80～90%終了させてから基礎工事に着手すべきであると提案した。ところが、圧密沈下量や所要の圧密期間等を計算するに必要な土質データもなく、改めて土質試験を行う費用もなく、何よりも本工事を発注してしまっているため、予算消化上、地盤改良に要する期間を空費するわけにいかないということになった。(地盤改良費の予算を時期的に追加要求できない事情にあったことは説明するまでもない。)

いくつかの処理槽の構築や、管理棟の建築工事が開始されたが、施工途中から地盤沈下が進み、槽の底版や建物の床が宙に浮き始めた。場内の污水管も、「くい」で支持する設計でなかったため、地盤と一緒に沈み始めた。埋設管と槽の取付管

(立上り部)との間には、20 cm程度の移動に対処することのできる伸縮管は組みこまれていたが、沈下量は、それよりはるかに大きく、管の破損やコンクリートのひび割れが生じてきた。(後に埋設管もすべてくいで支持することに変更した。)

この例は、わが国に於て土質工学や土質力学が今日のように十分発達されていない時代のものであるが、地質調査の内容が、その目的に対して極めて適切でなかった例として述べる。



(3) 沈下

(4) 山間部の道路改良現場において(地すべり)

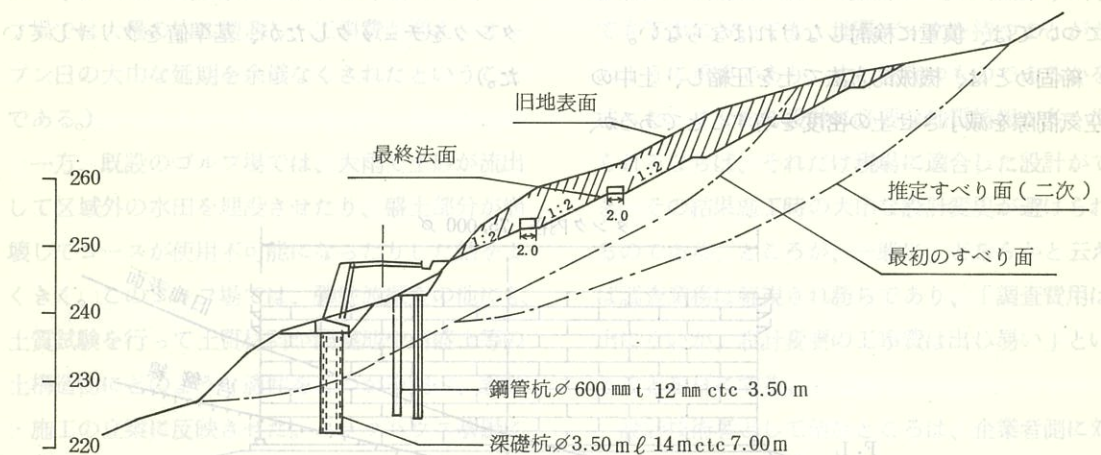
中央構造線に近い地すべりの多発地帯にある道路改良工事の例である。設計区間には過去に地すべりが発生した形跡はなかったが、その前後にはいくつもその徴候が見られた。

道路の基本設計は、深礎基礎の上にコンクリート擁壁を載せるよう指示されていた。地質調査は道路ルートに沿ってのみボーリング調査が行われ、柱状図が与えられていたが、横断面的には何の資料もなく、地表面に対し岩盤線がどのような傾斜になっているのか不明であった。

深礎の掘削を始めてまもなく、山が動き始めた。地すべりである。作業は中止された。一般に、地すべり地帯における深礎の掘削作業は、孔内に人間が入って作業を行うから、労働安全上危険であると云われている。改めて、地質調査・土質試験が行われて地すべりの解析が行われ、現場は地すべり抑止工を施工した後、深礎の掘削作業が再開

されたのである。せめて道路横断面に対し、数個所弾性波探査が行われていたら、岩盤線が把握されて推定すべり面によって斜面の安定をチェックすることができたと思う。

この現場に限らず、設計者に与えられる地質情報は、地層、N値および地下水位を示した柱状図のみで、単位体積重量、内部摩擦角、粘着力、一軸圧縮強度、間隙比等のデータを提供されることは極めて少い。これらの土質試験のデータは、多くの学者によって公約数的に示されたものが沢山入手できるので、われわれはその値を選択して使用すればよいのであるが、その値は、あくまで仮定値であり、その地点における真の姿を示すものではない。地盤の部分的な変化、土層の不均質な状態、間隙水圧の挙動等、確実な情報を得てこそ正しい設計ができるのであり、殊に大きな切土や盛土部を設計するときには、できる限り地質調査を詳細に行われんことを期待するものである。



(4) 地すべり

(5) 原油タンク基礎の現場において(置換土の性質)

石油コンビナートに立地する精製工場は、普通埋立地に建設されることが多いので、タンク基礎

は、くい型式が圧倒的に多い。このヤードは海岸に立地しているものの、山を削って海を埋立てたところであり、ヤードの全体配置計画から、タンクはその境目附近につくらなければならないこと

になった。タンク容量は65,000 kl、直径は約75 mである。基盤となる岩盤は平均 12° 傾斜している。基礎型式は、前述の「くい」の他に置換工、地盤改良工が考えられるが、タンク直径の35%は直接岩盤に載り、一方の縁部は最も深いところで基盤まで12mある。

同一構造物に異質の基礎を採用することは良くないと云われる。従って、まずくい基礎は検討の対象外とした。(埋立土そのものに大小の岩屑が多量に混入していて、くいの施工が困難であると判断されたのも理由の1つである。)次に地盤改良工が対象外となった。埋立に大量の土が混在し、セメントグラウトが均質に注入できないというのが主な理由である。

結局、置換工法を採用し、大量の砕石を購入し締固めて施工することにした。

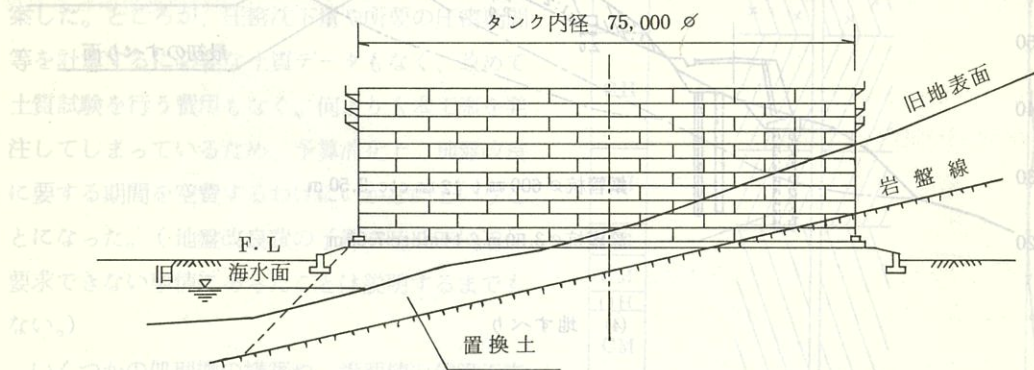
オイルタンクの基礎には十分な支持力を有することが必要な条件であるけれども、不等沈下を生ずることが何よりも危険である。まして基盤が傾斜し、盛立の高さが極端にちがう地点での沈下量については、慎重に検討しなければならない。

締固めとは、機械的方法で土を圧縮し、土中の空気間隙を減小させ土の密度を増すことであるが、

そのためには使用する土の粒度分布、比重、吸水率、圧縮指数等を把握して、どのような方法でどの程度締固めたら所要の強度(圧縮、せん断)が得られるかを試験によって求めなければならない。

しかし、経済上、購入する砕石は、現地近傍にある頁岩を主とした軟質岩で、粒度・品質は採取場所によってバラバラであり、土のようにモールド内で締固め試験を行って標準的データが得られるようなものではない。また砕石について含水比と乾燥密度の関係から最適含水比を求める実験を行うこともむづかしく、試行錯誤を繰返しながら置換工を進めた。1回のまき出し厚、タイヤローラや振動ローラの転回回数等、平板載荷試験の結果をにらみながら施工した。

幸いに、タンクが出来上り、水張試験に合格して仕事を終えたが、基礎地盤の資料が得られないときの設計業務や施工は、最後まで確信が持てないものである。(その後、水島コンビナートでタンク火災事故が発生し、不等沈下量をタンク直径の $1/200$ 以下にするよう規制されたとき、このタンクをチェックしたが、基準値をクリアしていた。)



(5) 置換土の性質

(6) ゴルフ場の現場において(弾性波探査)

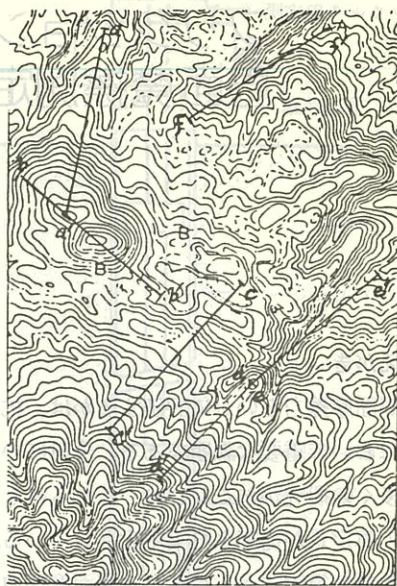
昭和40年代は、第1次ゴルフ場新設ブームの時代で、全国到るところで造成が行われていた。筆者も3ヶ所のゴルフ場の計画・設計および開発申請業務に携わったが、18ホールの計画でも、造成のための土工量が100万 m^3 を越すケースが多く、大土工工事であるにもかかわらず、施主は勿論、設計者も工事業者も、開発区域内の地質について全く関心を抱こうとしなかった。すなわち今までそういう風潮・慣習で仕事をしてきたと思う。

A県内に計画されたゴルフ場の開発予定地を視察してマスタープランをつくる前に、大まかな地層状況をつかむ必要があると判断し、弾性波探査を行うよう進言した。幸い施主の理解を得て、主要な地点に数本の測線を選んで実施した。結論から申し上げますと、この弾性波探査の実施により、造成工事において岩の掘削を避けることができた。すなわち、コースのレイアウトを決めるにあたり極めて有効であったということである。(余談になるが、B県内では、同時期に施工していたゴルフ場では大量の岩に遭遇し、工事費が増え、オープン日の大巾な延期を余儀なくされたということである。)

一方、既設のゴルフ場では、大雨で土砂が流出して区域外の水田を埋没させたり、盛土部分が崩壊してコースが使用不可能になったりした話をよく聞く。このゴルフ場では、弾性波探査の他にも、土質試験を行って土質材料が調整池や高盛土等の土構造物にどのような適性をもつかを調べ、設計・施工の立案に反映させた。クラブハウス基礎にボーリング調査を実施したことは勿論である。

ゴルフ場の設計にあたり、弾性波探査を実施したのは全国では始めてではないかという噂を耳にするが、真偽の程はわからない。

しかし、これらの地質調査にかかる費用は、用地買収費や造成工事費と比較して極めて微々たるものである。地質調査を行うことによって、より



(6) 弾性波探査

地形にマッチしたコース設計ができ、開発申請も大巾な内容変更をしなくてもすみ、事業がスムーズに推進できれば何をか云わんやである。

—以上、いくつかの事例をあげて設計業務においても工事においても、地質データを持つことがどのように重要であり、また役立つものであるかを述べた。すなわち設計に必要な地質情報が多く得られるならば、それだけ現場に適合した設計ができ、その結果施工時の大巾な設計変更が避けられるのである。ところが、一般に、どちらかと云えば調査業務は軽視され勝ちであり、「調査費用は出にくい、設計変更の工事費は出し易い」ということを耳にする。

設計技術者として望むところは、企業者側に対しては、計画する構造物の種類・規模・目的等に応じて、より多角的な調査や試験を弾力的に運用してもらうことであり、地質調査業者に対しては、ある構造物を設計するためには、どのような地質情報がどの程度必要であることを認識し、それに基づいた調査計画を立案または実施するよう提案されたい。

フリクションメーターによる杭の 周面摩擦測定試験について

興亜開発株式会社 中部支店 笠間 修一
技術本部 渡辺 国弘
北口 清

1 まえがき

杭の周面摩擦力をいかに評価するかは、杭基礎の設計において重要な課題である。今日にいたるまで数多くの研究がおこなわれ、これらにもとづく種々の算定式が提案され実用化されている。しかし、各種の算定式から得られる周面摩擦力の精度は未だ充分なものでなく、その要因として下記の点をあげることができよう。

- ① 杭の周面摩擦力は、基本的に地盤のせん断強度（以下 τ_f と略す）に支配されるが、これを精度よく求める方法が確立されていない。通常この値は、便宜上、粘性土は一軸圧縮強度 q_u 、砂質土は N 値によって与えられている。
- ② 杭の周面摩擦力を評価するのに必要な、杭と地盤の間に発揮されるせん断強度（以下 $\tau_f(sf)$ と略す）は τ_f ではなく、この値に下記の補正係数を乗じたものと考えられる。

- a 杭打設による地盤の乱れ度合
- b 時間経過にともなう乱れの回復度合
- c 杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩擦抵抗の変化

すなわち、 $\tau_f(sf)$ の一般式は、(1)式であらわすことができる。

$$\tau_f(sf) = \tau_f \times \mu_a \times \mu_b \times \mu_c \dots\dots\dots(1)$$

μ_a ；杭打設による地盤の乱れの補正係数
 μ_b ；時間経過にともなう強度回復の補正係数
 μ_c ；杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩

擦抵抗の変化の補正係数

上記3つの補正係数は、地盤の性状（砂質土か粘性土か、正規圧密土か過圧密土か、その他）、杭の施工法、杭材の違いなどによって変化し、 τ_f の決定法が確立されていないことと相まり、杭の周面摩擦力を精度よく求めることを難くしている。

筆者らは、これまで以上の問題について、文献による調査研究をおこなってきた。また後に紹介する新しく開発されたフリクションメーターを使い、種々の地盤の周面摩擦力を測定し、これらを解析することにより研究をおしすすめてきた。

本稿では、周面摩擦測定機（フリクションメーター、以下 $F.M$ と略す）の特性、測定法、測定結果の整理法、 $F.M$ 試験結果にもとづく杭の周面摩擦算定式及び杭の鉛直載荷試験、引抜き試験結果との比較検討のフローチャート等を紹介する。

2 フリクションメーター（F.M）について

(1) F.Mの特性

$F.M$ は、地中に埋設される円筒部とロッドを介して地上部にセットされた載荷装置の2つの部分から構成され、その特性は下記の通りである。

- ① 図-1に示す測定部（ $\phi = 100 \text{ mm}$ 、 $\ell = 100 \text{ mm}$ ）を回転するのに要する力を、ケーシングパイプ頭部に設置したトルクリングにより測定するので大がかりな装置を必要としない。
- ② 軟らかい地盤では先行掘りした後、 $F.M$ を

静的に押込み、地盤の乱れを最小限にとどめることにより、杭打設後の時間経過ともなう地盤の強度回復を評価することができる。

- ③ 砂や硬質粘土では同様に先行掘りした後、標準貫入試験用ハンマーを用いて叩き込む。この方法の場合、このような地盤への杭の打撃工法にある程度合っていると考えられる。

- ④ 図-1に示す測定部の粗さを変えることにより、杭の表面粗さの違いによる摩擦力の変化を評価することができる。又後記する「粗さ補正試験」により実杭の表面粗さに補正することができる。

(2) 測定法及び測定結果の整理法

図-1により、F.M試験の測定手順を以下に説明する。

- ① 測定深度の30cmまでケーシング掘り（ $\phi 116\text{mm}$ ）をおこなう。この時孔壁崩壊のおそれがないければ、 $\phi 110\text{mm}$ のコアチューブ掘りでもよい。
- ② $\phi 76\sim 86\text{mm}$ のコアチューブで50～100cm程度先行掘りをする。 $\phi 76\text{mm}$ は軟らかい粘土やゆるい砂に、 $\phi 86\text{mm}$ は硬質地盤に用いる。

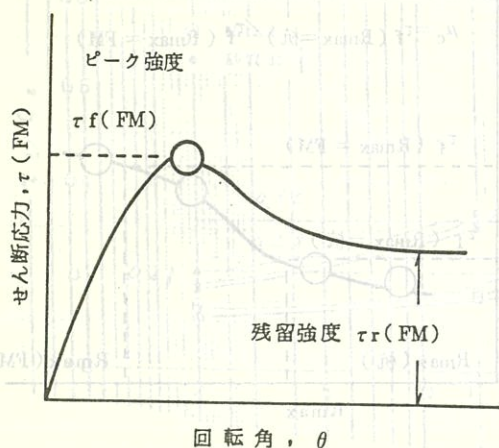


図-2 せん断応力～回転角曲線

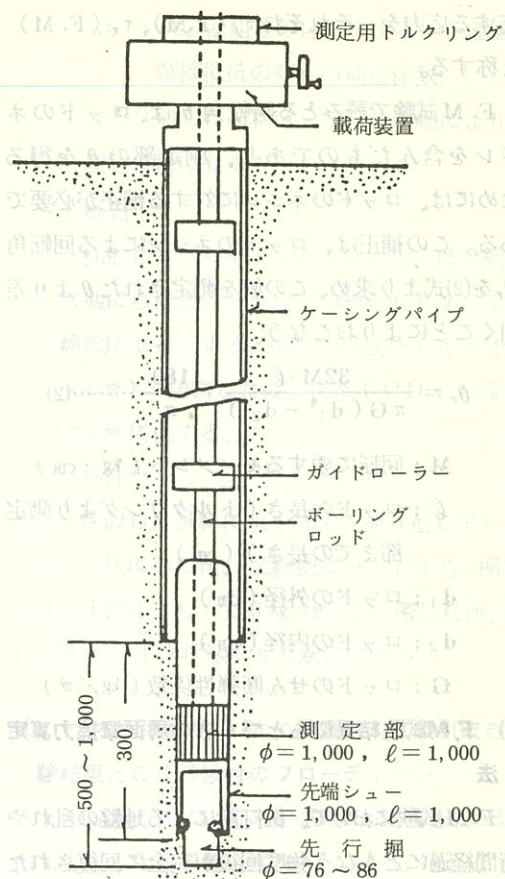


図-1 F.Mとその設置状況

- ③ F.Mをボーリング孔底にセットし、所定の深度（孔底より30cm程度）まで静的に押込むか（軟らかい地盤）、又は標準貫入試験用ハンマーを用いて叩き込む（硬質地盤）。
- ④ ケーシング頭部に設置したトルクリングを介して測定部を回転させ、それに要するトルクと回転角を読みとる。ピーク強度が得られた後も測定を続行し、回転角が 63° （測定部の限界回転角）に達するか、または図-2に示すような残留強度が得られるまでおこなう。

F.M試験より、図-2に示すせん断応力～回転角曲線が得られる。以下、F.M試験より得られるせん断応力を $\tau(F.M)$ 、ピーク及び残留強度に対

応する応力を、それぞれ τ_f (F.M)、 τ_r (F.M)と称する。

F.M試験で読みとる回転角 θ は、ロッドのネジレを含んだものであり、測定部の θ を得るためには、ロッドのネジレに対する補正が必要である。この補正は、ロッドのネジレによる回転角 θ_r を(2)式より求め、この値を測定された θ より差引くことによりおこなう。

$$\theta_r = \frac{32M \cdot \ell}{\pi G (d_1^4 - d_2^4)} \cdot \frac{180}{\pi} \dots\dots\dots(2)$$

M ; 回転に要するモーメント (kg・cm)

ℓ ; ロッドの長さ (トルクリングより測定部までの長さ) (cm)

d_1 ; ロッドの外径 (cm)

d_2 ; ロッドの内径 (cm)

G ; ロッドのせん断弾性係数 (kg/cm²)

(3) F.M試験結果にもとづく杭の周面摩擦力算定法

F.M試験において、杭打設による地盤の乱れや時間経過にともなう強度回復が完全に回復されたと仮定すると、この試験から得られるせん断強度 τ_f (F.M)は(3)式によって表わされよう。

$$\tau_f \text{ (F.M)} = \tau_f \times \mu_a \times \mu_b \dots\dots\dots(3)$$

杭と地盤の間に発揮されるせん断強度 τ_f (sf)は前記した通り(1)式で与えられるとすると、 τ_f (F.M)と τ_f (sf)の間には(4)式に示す関係が成立する。

$$\tau_f \text{ (sf)} = \tau_f \text{ (F.M)} \times \mu_c \dots\dots\dots(4)$$

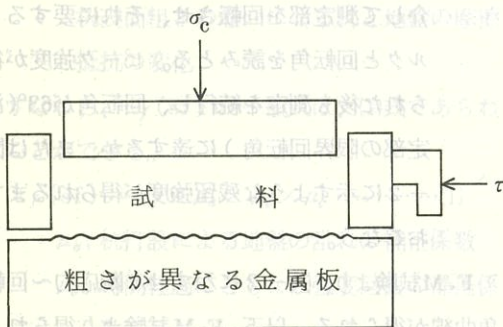


図-4 粗さ補正試験機

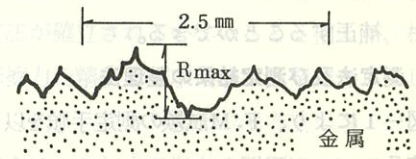
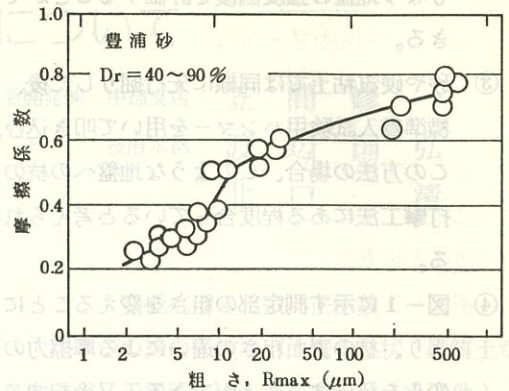


図-3 金属表面の粗さの違いによる摩擦係数の変化と金属表面粗さの定義

図-3は、リングネジリせん断試験機より得られた金属面の粗さの違いによる、金属と砂との間の摩擦係数の変化を示したものである。Rmaxは同図下に示す、金属表面2.5mm区間の最大高低差として定義される値である。摩擦係数はRmaxの変化とともに大きく変化し、実杭のRmaxとF.M

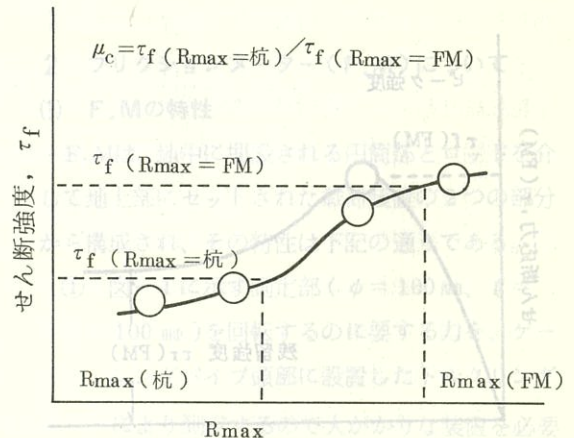


図-5 粗さ補正試験より得られる τ_f とRmaxの関係

測定部のRmaxの違い、すなわち μ_c を知ることが重要な調査事項となる。

図-4は、 μ_c を求めるための粗さ補正試験機を示したものである。採取した試料を粗さが異なる金属板上でせん断することにより、粗さの違いによる摩擦係数の変化を評価するもので、通常、Rmax = 2、15、60、430 μm の4種類の金属板を使用する。この試験より得られる τ_f とRmaxの関係は、図-5の通り示される。今、F.M試験に用いる測定部及び実杭のRmaxをRmax (F.M)、Rmax (杭)とし、それぞれに対応する τ_f を τ_f (Rmax=F.M)及び τ_f (Rmax=杭)とすると、 μ_c は(5)式により求めることができる。

$$\mu_c = \tau_f (\text{Rmax} = \text{杭}) \div \tau_f (\text{Rmax} = \text{F.M}) \quad \dots\dots\dots(5)$$

以上述べた方法により、F.M試験機より杭の極限周面摩擦力Qsfを算定する方法として(6)式が得られる。

$$\begin{aligned} Qsf &= \Sigma \varphi \cdot \ell \cdot \tau_f (sf) \\ &= \Sigma \varphi \cdot \ell \cdot \tau_f (\text{F.M}) \cdot \mu_c \quad \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

Qsf ; 杭の極限周面摩擦力 (tf)

φ ; 杭の周長 (m)

ℓ ; 各土層中の杭長 (m)

τ_f (F.M) ; 各土層でのF.M試験により得られる

τ (F.M) のピーク強度 (tf/m²)

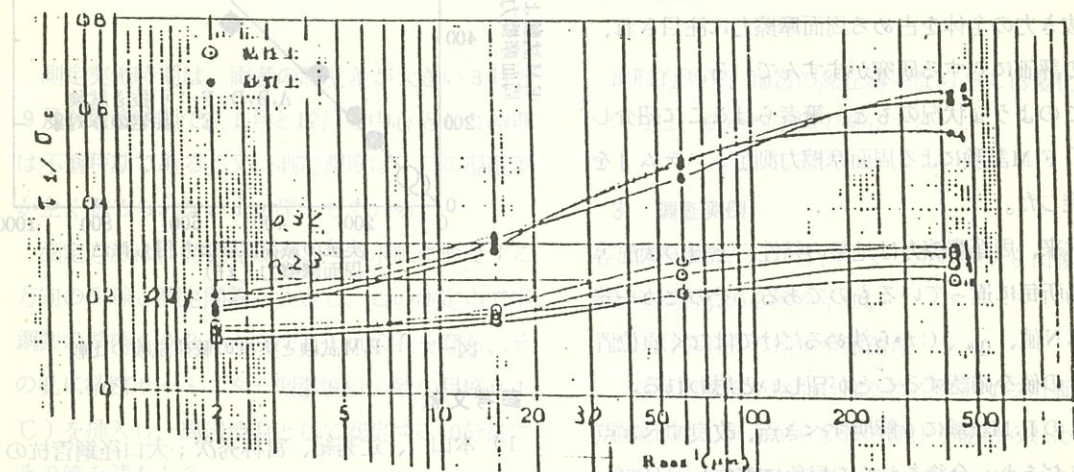


図-8 τ_f / σ_c 値とRmaxの関係

μ_c ; 杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩擦抵抗の変化の補正係数

なお採取した試料は、下記の手順により処理し試験に供する。

〔砂質土〕

採取した試料をよくときほぐし、ほぼ絶乾状態にした後、2mm以上の礫を取り除いて試験機にセットする。所定の圧密圧 ($\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) で圧密した後、排水 (CD) 状態でせん断に供する。

〔粘性土〕

採取した試料に水を加えて練り返してペースト状にした後、試験機にセットする。所定の圧密圧 ($\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) で圧密した後、非排水 (CU) 状態でせん断に供する。

(4) F.M試験結果と杭の鉛直載荷試験引抜き試験結果との比較検討のフローチャート

F.M試験結果が、杭の鉛直載荷試験引抜き試験結果とどの程度の整合性をもっているかは、F.M試験の精度を評価する上で大変重要な課題である。各々の試験結果から得られる周面摩擦力の算出方法と相互の比較検討のフローチャートを図-6に示す。

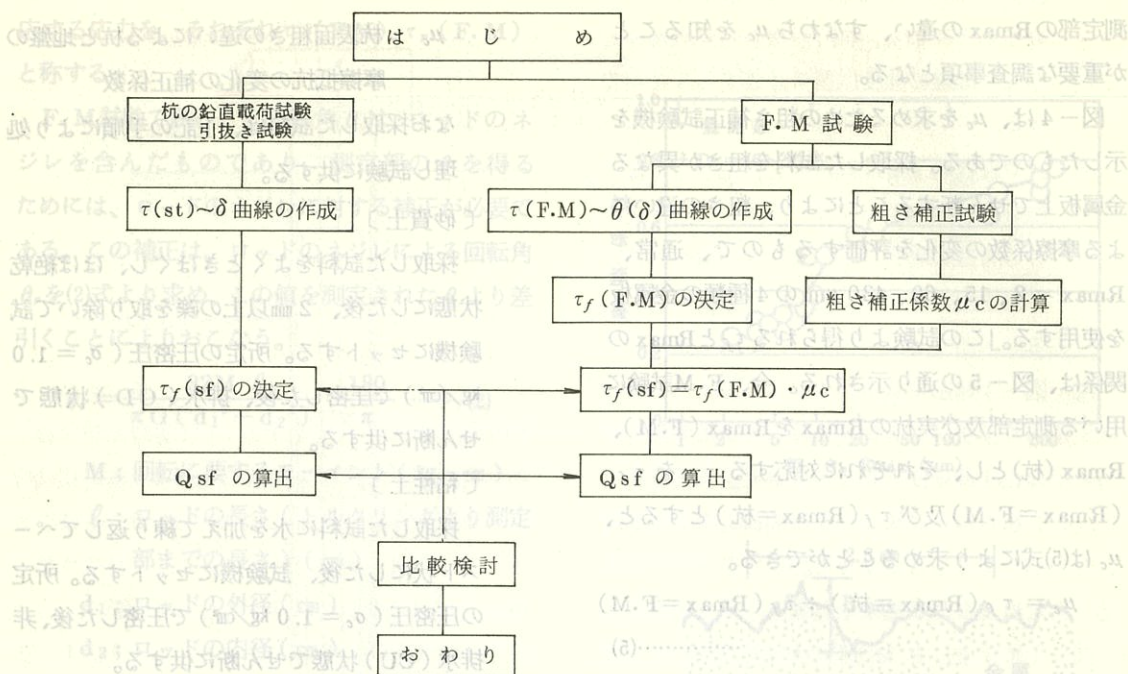


図-12 F.M試験結果と杭の鉛直載荷試験引抜き試験結果との比較のフローチャート

3 あとがき

支持杭、摩擦杭、引抜き杭のいずれも、周面摩擦力の占める位置は大きい。特に最近、従来の支持杭から摩擦杭の合理性、経済性が見直され、各所で試験調査がおこなわれ、橋梁基礎、建築基礎等で採用される事例が増えてきている。また鉄塔基礎、高層建築の基礎等の引抜き杭についても、引抜き力の全体を占める周面摩擦力に注目され、その評価に対する研究がすすんでいる。

このような状況のもと、筆者らはここに紹介した「F.M試験による周面摩擦力測定システム」を開発した。

本来、周面摩擦力は地盤の特性、土質の状況等で場所毎に違っているものである。そのため一義的にN値、 q_u 、Cから決めるだけではなく原位置でその値を確認することが望しいと思われる。

このF.M試験にも解明すべき点、改良すべき点がまだあり、今後これらを早急に実施し、又データの蓄積をはかって、更に精度のよい原位置試験

にする所存である。

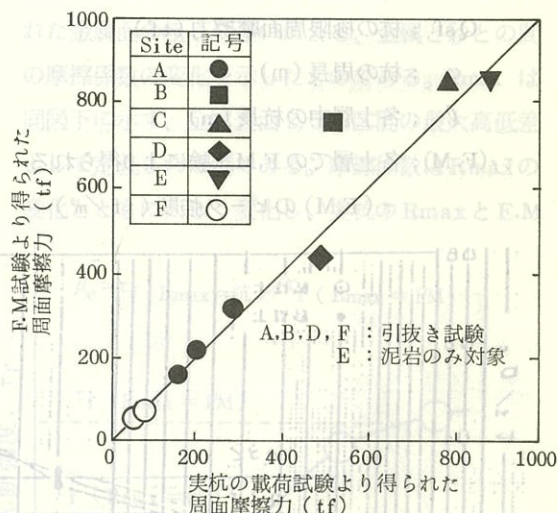


図-7 F.M試験と実杭の載荷試験の比較

参考文献

- 1) 本山、辻秀紀、宮林秀次；大口径鋼管杭の載荷試験」土と基礎、Vol No p23~28 1988

1 m 深地温探査について

サンコーコンサルタント㈱
技術士

山口 広文

1. まえがき

地下水は、水資源、自然災害、土木工事ならびに自然環境等において大きな役割を占めている。我々が直面してきた地下水は、帯水層の内、特有水脈を形成して流動していることが多い。地下水学では、水脈の概念は説明されていても、その理論的体系は殆んどない。

ここでは、水脈地下水を調査する1手法として、1 m 深地温探査について記す。

2. 調査方法

温泉水の調査法として古くから研究された地温探査は、土土地質分野では地表部の地温が季節によって、大きく変化するのに対して、流動している地下水の温度は年変化の幅が $\pm 2^{\circ}\text{C}$ 程度で比較的安定していることを利用する。この両者の大きな温度差を利用して、脈状（いわゆる“みずみち”）の地下水と周辺土塊との熱的關係に基づき、脈状地下水の存在しない位置と比較することによって異常位置（図-1 参照）を探査する。

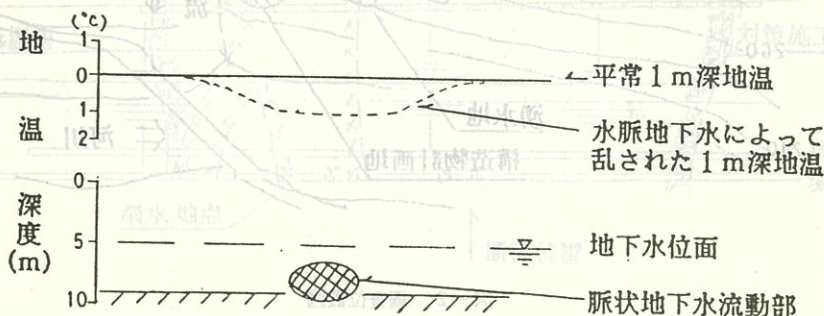


図-1 地下水流脈の模式図

測定実施時期は、両者の温度差が大きい3月と9月が最適時期で、5月と12月を中心とした時期は不適時期である。又、測定深度は1日の温度差が全く認められない1 m 深としている。

測定方法は、発見しようとする水脈に直交する方向の測線と測定間隔を決定し、この測定点で半鋼製の鉄棒（ $\phi 2.5\text{ cm}$ ）深さ1 mの孔を穿ち、その孔に精密サーミスター型温度計（最小目盛 0.1°C ）を挿入し、周辺地温として安定する10分後にその値を読みとる。

測定値に影響する地況、斜面方向・標高差等の

地形的因子、地質の熱伝導率ならびに日変化については、統計的处理で補正する。

3. 調査事例

調査事例としては、いくつかの中から山腹斜面と堤体漏水の2例を示す。

1) 山腹斜面の地下水流脈調査

斜面山麓部を掘削し構造物を築造する計画地の隣接地に、斜面から多量の湧水が認められた。又、施工計画地を挟んで湧水地と反対に分布する沢は中流～下流域で伏流している。

1 m 深地温探査は湧出する地下水の供給方向を推定するために、図-2 に示す通り、3 測線を配置し、この測線上を 5 m 間隔で測定した。測定時期は 3 月に行った。

地温探査の結果は、図-2, 3 に示す通り、湧水地点の地下水は斜面上方からの経路で湧出して

おり、伏流した沢水が流出したものでないことが推定された。地温探査と同時に実施した水質分析結果からも、湧出する地下水と沢水とは、水質的に異質であることが確認された。

施工時の掘削面（崖錐性堆積物と基盤が出現）には、地下水の湧出は認められなかった。

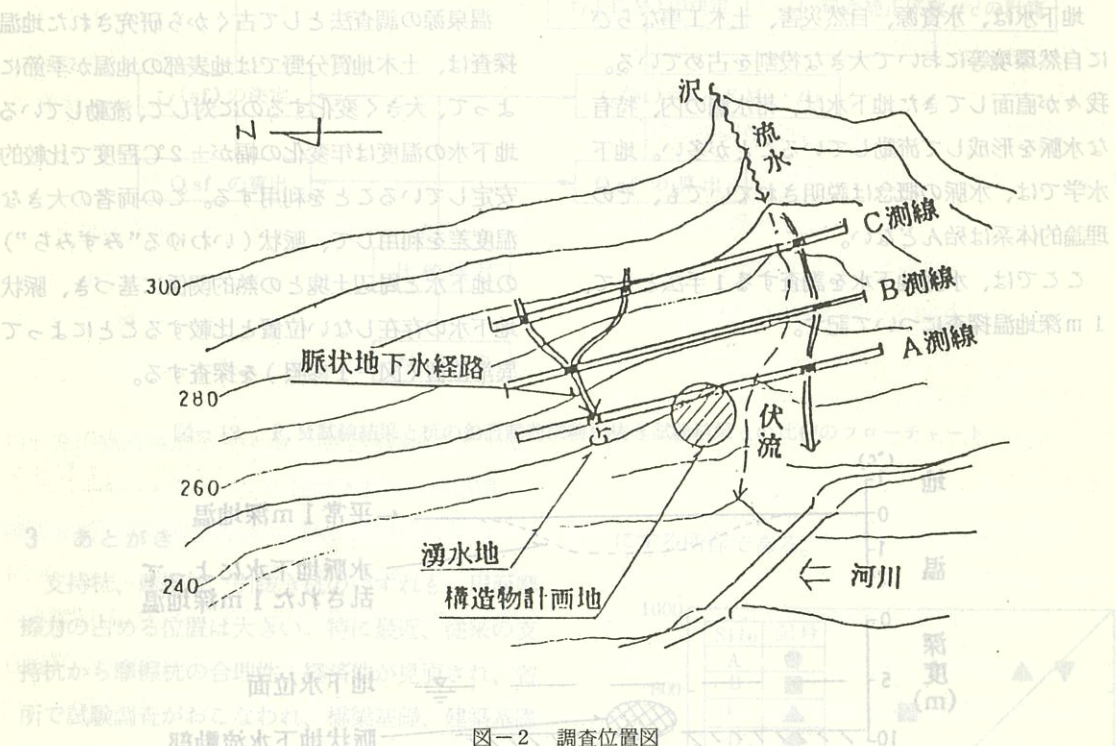


図-2 調査位置図

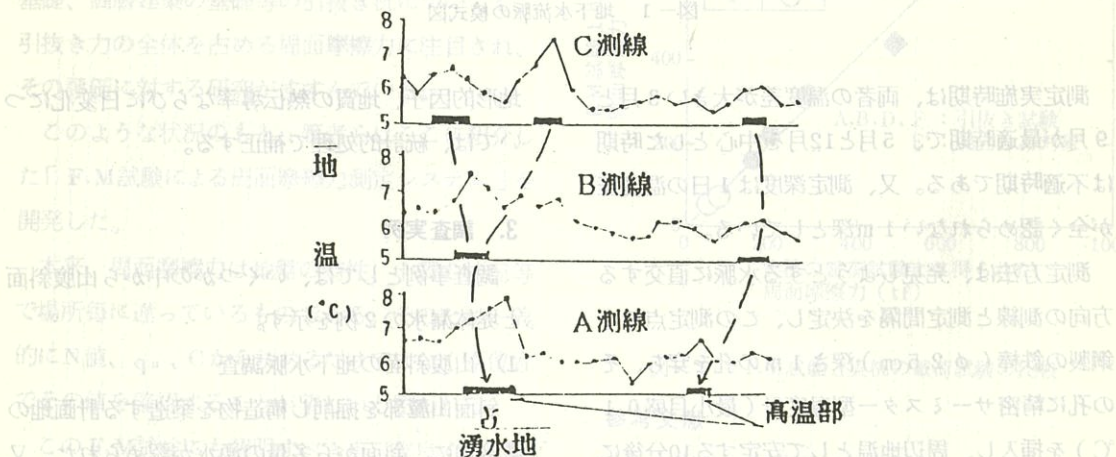


図-3 地温探査結果図

2) 堤体基礎地盤漏水調査 堤体破壊の1つとして、噴砂を伴う基盤漏水は、基礎地盤の強度低下を引き起し、洪水時に破堤などの大きな原因となる。

堤体基礎地盤の水脈は、平常時の動水勾配が小さく流速も遅いため、1 m 深地温探査分布にどのような影響を与えるかは不明な点が多い。そこで洪水時に堤脚水路部から、噴砂を伴う基盤漏水が確認されている地域で1 m 深地温探査を実施した。

調査地では、ボーリング調査等によって、図-4、5に示す通り、漏水地点、地質状況が確認されている。

1 m 深地温探査は堤体法面に配置した測線上を5 m 間隔の測点で9月に実施した。探査の結果から、湧水発地域では、周辺部の地温に較べて低温帯からなることが確認された。この低温帯に計画された止水矢板施工区間の内、約2/3が施された時点で前回と同一測線で1 m 深地温探査を実施した。これらの結果から図-5、6に示す通り未対策区間は、低温帯として検出されたが対策施工区間では、低温帯は認められず対策後の洪水時の漏水規模も小さくなり、対策工の効果が確認された。

これらの結果から、平常時の流速等の問題点は

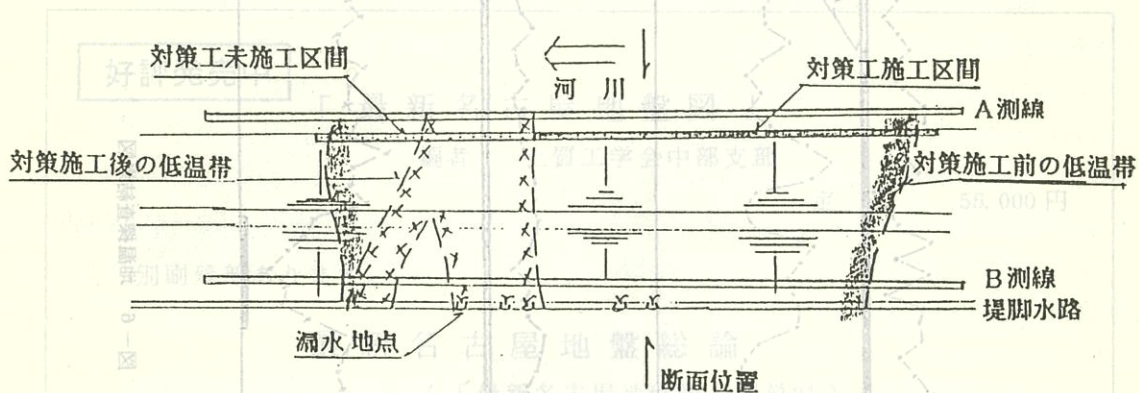


図-4 調査位置平面図

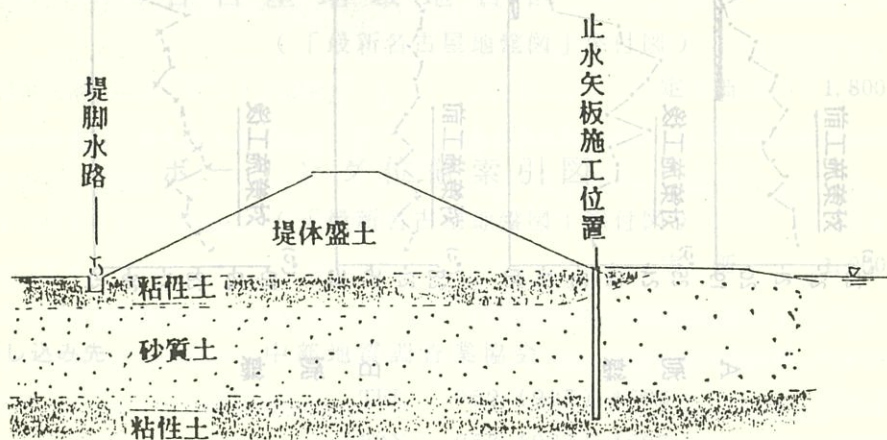


図-5 地質断面図

今後の調査で把握する必要はあるが、洪水時毎に発生する漏水箇所では、基礎地盤に水みちが形成されており、これが1 m深地温探査で低温帯として検出されたものと考えられることができる。

今後、対策工が全区間にわたって施工された時点で、再度1 m深地温探査を実施し、地温の変化を把握したい。

4. あとがき

地すべり地などでは地下水脈の調査法として成

果を上げている1 m深地温探査は、実施時期、地下水脈の深さなどによる調査の規制はあるものの、安価で容易に実施できる利点を利用して、今後、他の調査と組合わせて、地下水脈把握の1 調査法として資料を収集していきたい。

参考文献

竹内 篤雄 地すべり地温測定による地下水調査法

好評発売中

「最新名古屋地盤図」

編者 土質工学会中部支部

定 価 55,000 円

別刷残部あります。

最新名古屋地盤総論

(「最新名古屋地盤図」解説編)

定 価 2,000 円

名古屋地域地質図

(「最新名古屋地盤図」添付図)

定 価 1,800 円

ボーリング位置索引図

(「最新名古屋地盤図」添付図)

定 価 1,000 円

申し込み先 中部地質調査業協会

TEL 052 (937) 4606

FAX 052 (937) 4607

アンカー工法(拡孔支圧型—SSLアンカー工法)について

国土防災技術(株)名古屋支店 中村俊彦

1 概況

アンカー工法は山留工の切梁の代替工法として導入され、近年、山留工、法面保護工、急傾斜地崩壊防止工、地すべり防止工、その他の工事において多用されている。他の工法と比較すると、確実性が高く、安価で施工しやすいという優れた面が認められて来たためである。

アンカー工は、

(イ) 地盤の水平反力に期待する杭工とは違って、斜面傾斜が急なところでも施工できる。

(ロ) 施工位置をかなり自由に選ぶことができる。すなわち斜面のかなり下方位置を選ぶことができるため、杭打工の場合とは違って、施工地点から下方の斜面が単独にすべり出す心配がない。

(ハ) 定着長を、摩擦型は定着岩盤の許容付着強度に応じて、支圧型は許容支圧強度に応じて、合理的に決定できる。

(ニ) 掘削口径が杭工に比べて小さいことから、大規模、小規模いずれの地すべりにも、またチャート等の堅緻岩を挟むか崩壊性・押し出し性の地盤においても施工が可能である。

(ホ) 定着後緊張力を与えることなく自由開放の状態にしておき、所要本数の全アンカーが完成した後に一斉に緊張を与えるといった方式を採ることができ、したがって部分施工が可能な唯一の抑止工法である。

といった特長をもつ。

なお、アンカー工には、摩擦型と支圧型の二つの形式があるが、摩擦型アンカーは

(イ) 定着部の手前側からモルタルの剥離が順次奥の方に進行し、つまり進行性破壊により全面引き抜けに至る危険があり、

(ロ) 定着部に湧水があればモルタルの品質劣化を伴って定着不良を来し、

(ハ) さらに定着長が6～7mを越えれば、この区間内で均等に引っ張り荷重を分担するという保証が薄らぐ。と言った欠点がある。

(ニ) これに対して支圧型アンカーの場合では、アンカー体頭部から手前のある区間だけをモルタル充填すればよく、充填区間が短くなり定着部の削孔が短くなり、岩盤の支圧強度に応じて支圧されるため確実に定着できる等の利点がある。

支圧型のアンカーの開発がかねてから待たれたゆえんであり、常に支圧型が有効である。

支圧型SSLアンカー工法はこれらの諸点を解決したもので、軟弱地盤にも硬岩地盤にも適用できる画期的な工法であり、すでに多くの現場で用いられて好評を博し、今後益々普及することが予想される。

拡孔支圧型SSLアンカー工法は、所定の地中深さに確実な拡孔部を設けるためのSSR型拡孔ビットと、そこに挿入され拡孔径いっぱい拡径定着されるSSLアンカー体から成っている。

2 支圧型SSLアンカー工法の特長

① セメントミルクまたはモルタルと、岩盤またはアンカー材との付着強度に制約されない。

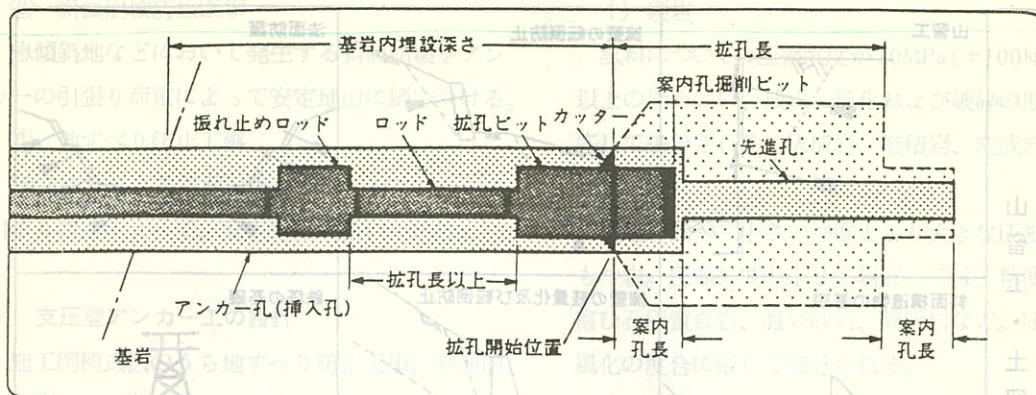
② 基岩内埋設部分にダブルパッカーを使用することにより、セメントミルクまたはモルタルのブリージングによる定着強度低下のおそれがない。

③ アンカー打設角度上の制限がない。

④ 定着長が短いため、工期が短縮されて工事が安い。

⑤ SSR型拡孔ビットはカッターチップを岩

拡孔模式図



- (注) ①基岩面より基岩内埋設深さだけ進んだ処が拡孔開始位置である。
 ②挿入孔は拡孔開始位置より案内孔長だけ深く掘削しておく。
 ③先進孔は基岩が硬い場合に拡孔の能率を上げるために掘削する。
 ④案内孔は拡孔と同時に掘削するもので、拡孔の能率と精度を上げる。
 ⑤振れ止めロッドは、拡孔の精度を上げるために取り付ける。

定着方法

加 注 入	ダブルバッカー法 	SSLアンカー定着体(S型) 掘削時のケーシングにひっかけて定着体を定着する。その後ダブルバッカーを用いてセメントミルクを圧入する。基岩の一軸圧縮強度が100 kg/cm ² 以上の岩盤で、全漏水の場合や被圧水のある場合に適す。
	シングルバッカー法 	SSLアンカー定着体(S型) 掘削時のケーシングにひっかけて定着体を定着する。その後シングルバッカーにより挿入孔を閉塞する。基岩の一軸圧縮強度が100 kg/cm ² 以上の岩盤に適す。
無 加 注 入		SSLアンカー定着体(T型) 無拡孔のアンカー孔にて、サポートパイプの支持により定着体を定着する。N値が50以上かつ一軸圧縮強度50~100 kg/cm ² の風化岩に適す。

(注) 防錆のために、定着後アンカー孔は孔口まで二次注入を行う。

質に応じて選択することができ、かつ岩質に応じて2段式拡孔ビットを使用することができる。

等。

② 極硬質の玉石を多く介在する礫岩。

3 適応地質

拡孔ビットの能力上拡孔部の地質が次のような場合は適用できない。

① ダイヤモンドビットを用いなければ掘削できない極硬岩。

例 チャート、古成層極硬砂岩、極硬質花崗岩

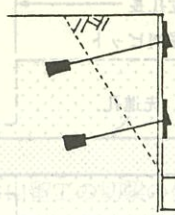
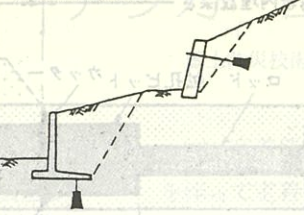
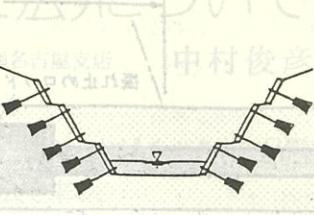
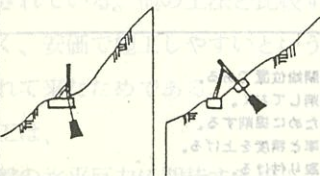
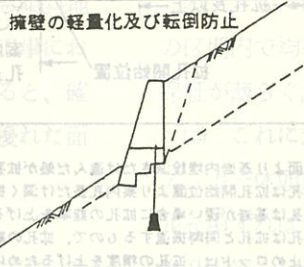
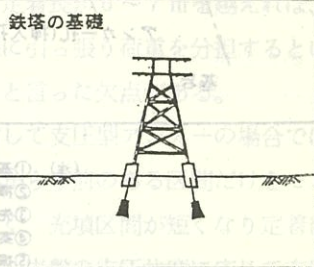
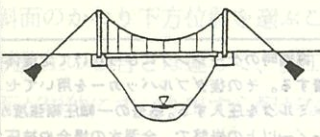
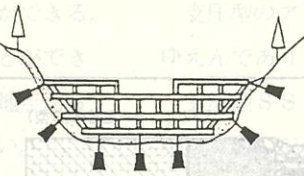
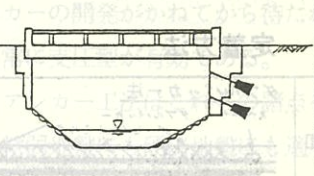
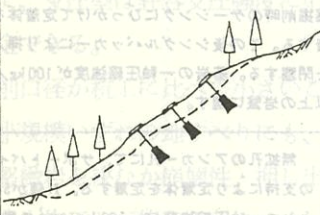
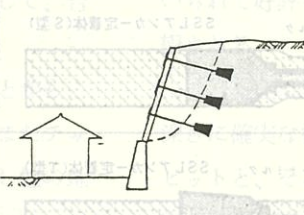
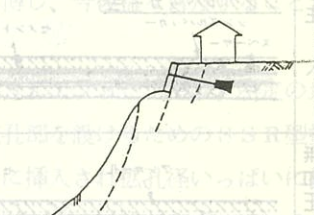
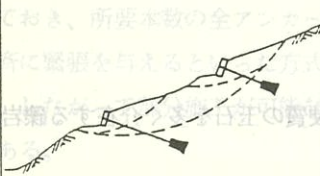
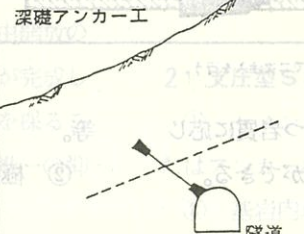
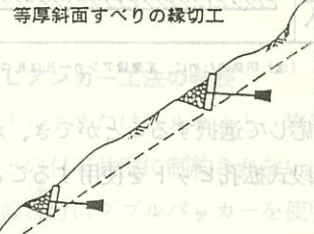
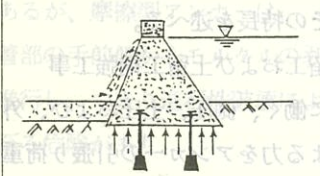
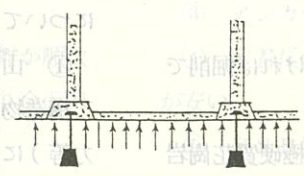
4 主だった用途

用途の主だったものを図1.4.1に示す。各工種についてその特長を述べる。

① 山留工および土留工補強工事

構造物に働く、側圧、土圧および、外力(転倒力等)による力をアンカーの引張り荷重によって、

図1.4.1 施工例模式図

山留工・土留工の補強工事	山留工 	擁壁の転倒防止 	法面防護 
	斜面構造物の基礎 	擁壁の軽量化及び転倒防止 	鉄塔の基礎 
	吊橋のアンカー工 	透水性堰堤の基礎 	アバットの補強 
斜面崩壊防止工事	山腹崩壊防止 	急傾斜地崩壊防止 	崩壊の波及防止 
	地すべり防止工 	深礎アンカー工 	等厚斜面すべりの縁切工 
構造物の揚圧力対策	ダムの上揚圧力対策 	建築物の上揚圧力対策 	

下または横方向の地山に分担させる。

1 定着地盤の分類と特性値

② 斜面崩壊防止工事

急傾斜地などにおいて発生する斜面崩壊をアンカーの引張り荷重によって安定地山に縫いつける。

③ 地すべり防止工事

地すべりによる斜面のすべり出しをアンカーの引張り荷重によって、安定地山に縫いつける。

II 支圧型アンカー工の設計

施工例模式図のうち地すべり防止工事、斜面崩壊防止工事の場合は、「芯抜き閉塞工」により、埋設深さを決定する。

手 順

調 査

- ① コアボーリング
- ② 標準貫入試験
- ③ R.Q.D.
- ④ コア岩石試験（一軸圧縮試験、ポアソン比、マサツ角）

予備設計

- ① 定着方法
- ② 埋設深さ
- ③ アンカー材の選定

試 験

- ① 許容引張り荷重
- ② 地耐力

実施設計

- ① 定着方法（一連か2連か）
- ② 埋設深さ
- ③ アンカー材
- ④ 掘削方法
- ⑤ アンカー間隔
- ⑥ 積算

i) 硬岩

試料についての圧縮強度が10MPa（≒100kg/cm²）以上の岩をいい、成因、風化および破砕の度合に応じて細分される。火成岩、堆積岩、変成岩など。

ii) 軟岩

硬岩に比べて小さい強度とより大きな圧縮性をもつ岩。圧縮強度の小さい岩としては、粘度分に富む石灰質頁岩、脆い砂岩、凝灰岩など。圧密や風化の度合に応じて細分される。

ii) 礫質土

河成堆積物のごとき、50%以上が2mmより大きい粒子からなる未固結の粗い堆積物。この種の土の力学的性質は粒度分布とくに粒子間マトリックスによっていちじるしく影響される。

iv) 砂質土

50%以上が2mm以下の粒子からなり、塑性指数が1より小さい未固結の堆積物。細砂、粗砂、または堅緻岩の砂質風化生成物など。

v) 粘性土

粘土分が卓越し、かつ1以上の塑性指数をもつ未固結の堆積物。もっとも小さい粒径の粘土分の含有量と含水率に關係する塑性指数およびコンシステンシーによって、さらに細分される。

2 N値および岩盤一軸圧縮強度と支圧型SSL

アンカー選択基準

N値および一軸圧縮強度をもととした支圧型SSLアンカーの選択基準は表Ⅱ.2.1に示すとおりである。表中のP、T、Sタイプとは次のものをいう。

Pタイプ：N値10以下では定着部を拡孔することなく、特殊パッカーにモルタルを圧入し、またN値10～50の場合は軟弱地盤用拡孔ビットを用いて拡孔し特殊パッカーにセメントミルクを圧入し、径50cm以上の圧力球根を造成して支圧型アンカー体とするもの。所要設計引張り荷重に応じて、1ないし数個の圧力球根を計画する。

表Ⅱ.2.1 SSLアンカー体選択基準

仕様	N 値	SSLアンカータイプ	拡孔方式	注入方式	グ ラ ウ ト 仕 様
軟弱地盤用	$N < 10$	P	特殊パッカーに加圧グラウトし拡孔する	加圧注入法	削孔径： $\phi 146$ mm以上 パッカー：シームレス……実長 1.50 m 以上 注入管： $\phi 38$ mm 以上……（VP 管） 注入材：モルタル……C：S：W＝1：1：0.5 注入圧：30 kg/cm ² 以上
岩盤用	$10 < N < 50$	P	SSR型拡孔ビットで拡孔し特殊パッカーに加圧グラウトする	注入法	削孔径： $\phi 146$ mm 以上 拡孔： $\phi 500$ mm 以上……掘削長 1.50 m 以上 パッカー：シームレス……実長 1.50 m 以上 注入管： $\phi 38$ mm 以上……（ポリホース） 注入材：モルタル……C：S：W＝1：1：0.5 注入圧：7～10 kg/cm ²
岩	風化岩で一軸圧縮強度 50～100 kg/cm ²	T 1～2 連	無拡孔でアンカー体を強制拡径定着する	無加圧注入法	パッカーを用いないで注入 注入工：注入管は強制拡径後（ケーシング抜管前）挿入 注入材：セメントミルク……C/W＝43～45% 注入管径： $\phi 13$ mm 以上
岩盤用	岩盤で一軸圧縮強度 100 kg/cm ² 以上	S	SSR型拡孔ビットで拡孔する	加圧注入法	ダブルパッカー法 湧水・漏水・亀裂の多い場合 注入材：セメントミルク＋添加剤……C/W＝43～45% 注入管径： $\phi 13$ mm 以上 シングルパッカー法 湧水・漏水・キレツの少ない場合 注入剤：セメントミルク＋添加剤……C/W＝43～45% 注入管径： $\phi 13$ mm 以上

Tタイプ：テーパーつきアンカー体であり、風化岩用である。軟かい岩盤の場合は定着岩盤を拡孔することなく、アンカー体を強制的に拡径して定着することもある。所要設計荷重に応じて、1～2連方式をとる。

Sタイプ：ストレート型のアンカー体であり、岩盤用である。定着対象の岩盤を予めSSR型拡孔ビットにて拡孔し、アンカー体を挿入したあと引張りを与え、拡孔径中いばいに拡径して定着せしめる。

3 コア岩石試験と芯抜き部分充填区間長（芯抜き閉塞工）

3.1 岩盤タイプ

埋設深さ決定のため、R.Q.D.のほか、次の試験

を行う。

- ① 一軸圧縮試験
- ② ポアソン比
- ③ 岩石の摩擦角

R.Q.D.は岩盤の亀裂状況を調査するとともに岩盤の性状を知るもので、R.Q.D.が50%以下の場合、岩盤の亀裂が非常に多く、埋設深さ決定時に修正係数として $\eta = 0.6$ （一般には1.0）を用いる。

九州平山地区での岩石試験結果と引き抜き試験結果を用いて、埋設深さを試算する。

埋設深さは、岩盤内の所要埋設深さと、芯抜き部分充填区間長に分けられ、通常の場合は岩盤内の所要埋設深さは非常に小さく、問題にならないが、重要なのは芯抜き部分充填区間長である。

芯抜き区間および定着部をセメントミルクで充填しない場合小さな荷重からアンカー一体頭部が孔壁を切り刻んで引き抜け、ある一定支圧強度で頭打ちとなる、これに対して芯抜き区間および定着部をセメントミルクで充填した場合各サイズのアンカー体の許容設計荷の1.4倍以上の安全率があること、および定着体の所用埋設深さ（芯抜き区間閉塞長）に関してはL. Hobst等の硬岩、損傷を受けた硬岩または軟岩を用いることができることが確認された。

実際の適用に当たっては、 σ_v としては、最大破壊荷重強度の代わりにめり込み荷重強度 σ_v 、 σ_{cr} を採用すべきものであるが、一般に現位置引き抜き試験による P_{hr} または P_{cr} の確認は、費用の点からもまた工期の点からも、困難な場合が多く、一方ボーリングコアについての一軸圧縮強度試験は割合に手軽に実施することができることから、試験孔での岩石サンプルについて実施した一軸圧縮強度 σ_c の試験値の最小値を用い、次式により閉塞長を決定することを提案する。

$$h_r = [3m_k P / \pi \sigma_c K_o \tan^2 \phi]^{1/2} \quad (\text{安全率 } m_k = 1.5)$$

ここに、 h_r ：芯抜き区間所要閉塞長

P ：	アンカー引っ張り設計荷重
σ_c ：	定着岩盤の一軸圧縮強度
ϕ ：	定着岩盤の内部摩擦角
K_o ：	$\nu / (1 - \nu)$
ν ：	定着岩盤のポアソン比

平山地区での結果を用いて、SSL-70Sの芯抜き部分充填区間長を試算例として示す。

平山地区の岩石試験結果の平均値は

一軸圧縮強度 $\sigma_c = 147.09 \text{ kg/cm}^2$			
ポアソン比 $\nu = 0.182$			
岩盤の摩擦角 $\phi = 25^\circ$ (表Ⅱ 1.1より)	ここに	P'	= 引抜試験目安荷重 (ton)
R・Q・D = 70%以上 $\eta = 1.0$		A	= アンカー体の支圧面積 (= 0.196 m^2) …… 直径 0.5 m として
$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0.182}{1 - 0.182} = 0.222$			

$$h_r = \sqrt{\frac{3m_k P}{\pi \sigma_c K_o \tan^2 \phi}}$$

安全率 $m_k = 1.5$ 、摩擦角 $\phi = 25^\circ$ 、荷重 $P = 70 \text{ ton}$ とすると、芯抜き部分充填区間長 h_r は

$$h_r = \sqrt{\frac{3 \times 1.5 \times 70.000}{\pi \times 0.222 \times 147.09 \times \tan^2 25}} = 118.8 \text{ cm} \div 1.5 \text{ m}$$

3.2 軟弱地盤タイプ

SSL-Pアンカーの設計には次の土質定数が必要である。

- q_u 土の一軸圧縮強度 (kg/cm^2)
- c 土の粘着力 (kg/cm^2)
- ϕ 土の内部摩擦角 (度)
- ν 土のポアソン比
- σ_{kr} 極限荷重限界 (kg/cm^2)

3.2.1 仮設計

仮設計の段階では、ボーリングコアにより土質試験を行い設計荷重、芯抜き区間閉塞長を式(1)および(2)によって決定する。

引抜試験目安荷重 $P' = 4.3 \times q_u \times A$ (ton)

芯抜き区間閉塞長 h_m

(1) 非粘性土で乾燥したゆるい土の場合

$$\sigma_r = \sigma_{kr} \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$h_m = \sqrt{\frac{3m_k P}{\pi \sigma_r \tan^2 \phi}} + 1$$

(2) 粘性土の場合

$$\sigma_r = \sigma_{kr} \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$h_m = \sqrt{\frac{m_k 3P \cos \phi}{\pi f (3c + \sigma_r f \cos \phi)}}$$

q_u = 土の一軸圧縮強度 (ton/m²)
 $\sigma_{kr} = 3.6 \times q_u$ 極限荷重限界 (ton/m²)
 σ_r = σ_{kr} の影響を受ける、定着体直

上の土塊の円錐形側壁に作用する応力 (ton)

ν = 土のポアソン比
 ϕ = 土の内部摩擦角 (度)
 $f = \tan \phi$
 m_k = 安全率 (3 ~ 5)

計算例 1 非粘性土で乾燥したゆるい土の場合
 $q_u = 3.75$ (ton/m²)、 $\phi = 20$ (度)、
 $\nu = 0.35$ として
 $P' = 4.3 \times 3.75 \times 0.196 \div 31.6$ (ton)
 引抜試験荷重 $P = 30$ ton として
 $\sigma_{kr} = 3.6 \times 37.5 = 135$ (ton/m²)
 $\sigma_r = 135 \times 0.35 / (1 - 0.35)$
 $= 72.69$ (ton/m²)

$$h_m = \sqrt{\frac{3 \times 5 \times 30.0}{\pi \times 72.69 \times 0.132}} + 1$$

$$= 4.86 = 5.0 \text{ (m)}$$

計算例 2 粘性土の場合
 $q_u = 37.5$ (ton/m²)、 $\phi = 10$ (度)、
 $c = 3.0$ (ton/m²)、 $\nu = 0.45$
 $\sigma_r = 135 \times 0.45 / (1 - 0.45) = 110.45$

$$h_m = \sqrt{\frac{3 \times 5 \times 30.0 \times 0.985}{\pi \times 0.176 (3 \times 31 + 110.45 \times 0.176 \times 0.985)}}$$

$$= 5.31 = (5.5 \text{ m})$$

設計例 3 粘性土地盤で標準貫入試験のみを実施してある場合

表-3.2: 粘性土のポアソン比、摩擦角、粘着力 $10^5 P = 1 \text{ kg/cm}^2$

階級	塑性の違い	単位堆積重量 (ton/m)	ポアソン比 軟らかい	アソニ 固い	比 特に固い	摩擦角 ϕ 度	粘着力 C ($10^5 P$)
1	低い塑性の	2.0 ~ 2.1	0.46	0.45	0.35 ~ 0.45	0 ~ 30	0.1 ~ 0.4
2	中程度塑性の	2.0 ~ 2.15	0.46	0.45	0.35 ~ 0.43	0 ~ 25	0.1 ~ 0.5
3	高い塑性の	2.0 ~ 2.2	0.46	0.45	0.35 ~ 0.43	0 ~ 21	0.1 ~ 0.8

(L. Hobst and J. Zalic による)

Terzaghi-Peck の式から $q_u = N/8$
 (kg/m²) として、

引抜試験目安荷重は、 $P' = 4.3 \times 10 \times N \times A/8$ (ton) を用いてもよい。
 N 値 20 の軟らかい中程度の塑性地盤として、

表-4.2 から、 $\nu = 0.46$ 、 $c = 0.1$ 、
 $\phi = 10^\circ$
 よって

$$q_u = 10 \times N/8 = 10 \times 20/8 = 25$$

$$\sigma_{kr} = 3.6 \times 25 = 90$$

$$\sigma_r = 90 \times 0.46 / (1 - 0.46) = 76.7$$

$$\text{(ton/m}^2\text{)}$$

$$P' = 4.3 \times 10 \times 20 \times 0.196/8$$

$$= 21.07 \div 21.0 \text{ (ton)}$$

引抜試験荷重 $P = 20.0$ (ton) として、

$$h_m = \sqrt{\frac{3 \times 5 \times 20.0 \times 0.985}{\pi \times 0.176 \times (3 \times 1.0 + 76.7 \times 0.176 \times 0.985)}}$$

$$= 5.77 = 6.0 \text{ (m)}$$

表-3.1 に N 値に対応する引抜試験目安荷重 P' を示す。

表-3.1: N 値と引抜試験目安荷重

N 値	10	20	30	40	50
引抜試験目安荷重 (ton)	10.5	21.0	31.6	32.1	52.6

ただし、支圧面積 A は拡孔径 500 mm として
 $A = 0.196$ (m²)

3.2.2 本設計

3.2.1の仮設計に基づいてアンカー引き抜き試験を実施し、引き抜け荷重 P_0 を求め、最大設計荷重 P_{max} はアンカー工の安全率を $f = 1.5$ として、

$$P_{max} = P_0 / 1.5 (\text{ton}) \text{ とする。}$$

極限荷重限界値 σ_{kr} は

$$\sigma_{kr} = P_{max} / A = P_{max} / 0.196 (\text{tsn/m}^2) \text{ とする。}$$

土質定数は、アンカー引き抜き試験孔の定着深度から土質試料を採取し、土質試験を行い決定するものとする。

なお、設計のための引き抜き試験（定着岩盤の支圧強度を求める。）および載荷試験（受圧盤下の地盤の地耐力を求める。）の仕様は、省略します。

次に、受圧盤の設計においては、設計条件を述べるだけにする。

・ 受圧盤の設計条件

- ① 受圧版を支持する地盤が破壊してはならない。
- ② 受圧版は曲げ破壊および押し抜きせん断破壊してはならない。
- ③ 受圧版の曲げモーメントはアンカー固定点を支点とする「はり」として算定する。

Ⅲ 支圧型SSLアンカーの仕様

1 SSLアンカー体と引張材

アンカー引張り材と定着体および掘削仕様については表Ⅲ 1.1に示す。

- ④ 支点から受圧版の長辺端までの長さを $L/2$

とすれば、受圧版に作用する地盤反力は、 $L \leq 3.0 \text{ m}$ であれば等分布荷重、 $L > 3.0 \text{ m}$ であれば逆三角形分布荷重とする。すなわち、受圧版鉄筋計算にあたっては、支点から地盤反力合力の作用点までの長さ ℓ を

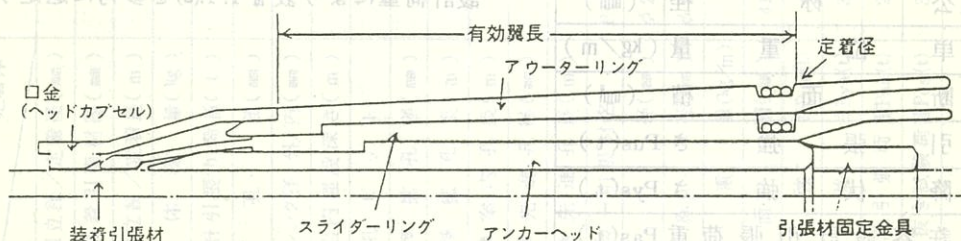
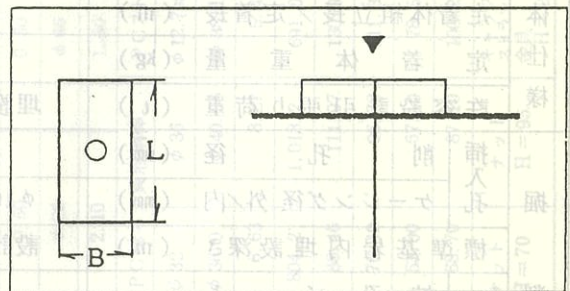
$$L \leq 3.0 \text{ m のとき } \ell = L/4$$

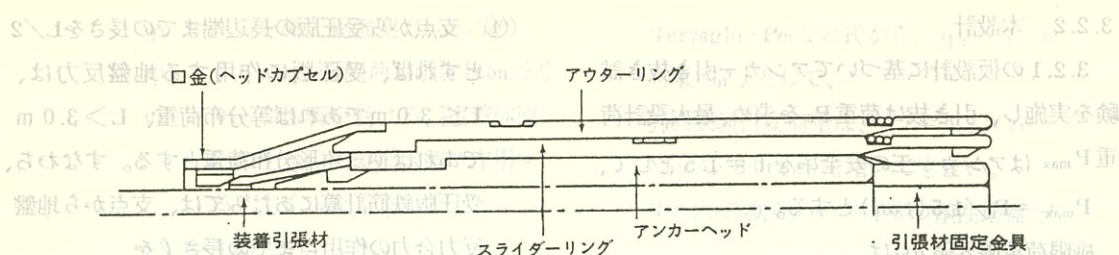
$$L > 3.0 \text{ m のとき } \ell = L/3$$

のように取るものとする。

- ⑤ 鉄筋は異形鉄筋を使用する。

なお、受圧版に対する地盤の許容支持力が、多くの場合、工法設計の決定因子となる。アンカー引き抜き試験と同様に原則として現位置載荷試験を実施する。





表Ⅲ 1.1(1) 軟弱地盤用 SSL-P アンカー仕様

項目		定着体	SSL-P (N-10)	SSL-P (10-N≤50)
定着体仕様	定着体組立径／定着径 (mm)		φ 125／φ 500 以上	φ 125／φ 500 以上
	定着体装着引張材径 (mm)		φ 55 以下	φ 55 以下
	定着体組立長／定着長 (m)		1.70	1.70
	定着体重量 (kg)		25 kg	25 kg
	許容設計引張り荷重 (t)		埋設深度による	埋設深度による
掘削	挿入孔	削孔径 (mm)	φ 146	φ 146
		ケーシング径 外/内 (mm)	φ 165.2／φ 155 以上	φ 165.2／φ 155 以上
		標準基岩内埋設深さ (m)	設計計算による	設計計算による
削孔仕様	拡孔	拡孔ビット	不要	SSR-500
		標準拡孔径 (mm)	〃	500 以上
		標準拡孔長 (m)	〃	1.50
		標準案内孔長 (m)	〃	2.00
		標準先進孔径 (mm)	〃	不要
		標準先進孔長 (mm)	〃	〃
		アンカー引張材名		設計荷重によるがφ 12.7 mm×5 本以下とする。 設計荷重により表Ⅲ 1.1(2)を参考に選定する。
呼称	径 (mm)			
公称	径 (mm)			
単位	重量 (kg/m)			
断面	積 (mm ²)			
引張	強さ P _{us} (t)			
降伏	強さ P _{ys} (t)			
許容設計引張	荷重 P _{as} (t)			
許容引き抜き試験	荷重 P _{os} (t)			
アンカーヘッド固定金具				

岩盤支圧型SSLアーカー仕様

項目		定着体		SSL-35T		SSL-70T		SSL-70S		SSL-130S		SSL-210S		SSL-500S	
定着体仕様	定着体組立径/定着径(mm)	φ 65/φ 133		φ 85/φ 167		φ 92/φ 154		φ 115/φ 191		φ 140/φ 228		φ 267/φ 461			
	定着体装着引張材径(mm)	φ 31		φ 44		φ 44		φ 55		φ 70		φ 140			
	定着体組立長/定着長(m)	1.36/0.52		1.75/0.67		1.26/0.49		2.25/0.92		2.25/0.92		2.42/1.04			
	定着体重量(kg)	15.5		32.0		30.0		84.0		120.0		460.0			
	許容設計引張り荷重(t)	35.0		70.0		70.0		130.0		210.0		550.0			
掘削仕様	挿入孔	φ 66		φ 86		φ 86		φ 116		φ 146		φ 269.4			
	ケーシング径 外/内(mm)	φ 89.1/φ 76 以上		φ 114.3/φ 100 以上		φ 114.3/φ 100 以上		φ 146.0/φ 125 以上		φ 165.2/φ 155 以上		φ 318.5/φ 297 以上			
	標準基岩内埋設深さ(m)	式(e)の計算による		式(e)の計算による		式(e)の計算による		式(e)の計算による		式(e)の計算による		式(e)の計算による			
	掘削ピット	SSR-110		SSR-150		SSR-150		SSR-190		SSR-220		SSR-450			
	標準掘孔径(mm)	φ 116 ~ 126		φ 152		φ 152		φ 189		φ 220		φ 460			
仕様	標準掘孔長(m)	1.60		2.10		1.50		2.60		2.60		3.30			
	標準案内孔長(m)	0.60		0.60		0.60		1.00		1.00		2.60			
	標準先進孔径(mm)	φ 46		φ 66		φ 66		φ 86		φ 116		φ 218.3			
	標準先進孔長(m)	1.60		2.10		1.50		2.60		2.60		3.30			
	アンカー引張材名	PC総ネジ異形鋼棒		PC総ネジ異形鋼棒		PC総ネジ異形鋼棒		PC総ネジ異形鋼棒		PC総ネジ異形鋼棒		PC総ネジ異形鋼棒			
引張材仕様	呼称	φ 23		φ 26		φ 32		φ 36		φ 40.36		φ 50.8		φ 114.3	
	径(mm)	φ 25.8		φ 29.4		φ 36.0		φ 40.36		φ 50.8		φ 63.5		φ 12.7mm × 49	
	重量(kg/m)	3.42		4.38		6.63		8.27		9.288		14.706		38.15	
	断面	415.5		530.9		804.2		1,018.2		1,184.5		1,875.5		4,837.0	
	引張強さP _{us} (t)	45.71		58.40		88.46		111.97		224.4		355.3		916.3	
	降伏強さP _{ys} (t)	39.47		50.44		76.40		96.70		190.8		302.1		779.1	
	許容設計引張荷重P _{as} (t)	27.4		35.0		53.00		67.10		134.6		213.2		549.5	
	許容引き抜き試験荷重P _{os} (t)	35.5		45.3		68.70		87.10		171.7		271.9		714.7	
	アンカーヘッド固定金具	ナット H=55		ナット H=60		ナット H=70		ナット H=95		キャップ付 ストランド固定金具 H=280		キャップ付 ストランド固定金具 H=285		キャップ付 ストランド固定金具 H=400	
		ナット H=55		ナット H=60		ナット H=70		ナット H=95		キャップ付 ストランド固定金具 H=280		キャップ付 ストランド固定金具 H=285		キャップ付 ストランド固定金具 H=400	

拡孔支圧型-SSLアンカー工法は、東海地区において、愛知県（3件……63年度施工予定2件含む）、三重県（1件）で施工されている。

—以上—

参考文献：

SSL型アンカー工設計施工指針

サンスイエンジニアリング(株)

弾性波速度とリッパ作業可能範囲

規 格	弾 性 波 速 度 (km/sec)
21t 級リッパ装置付ブルドーザ	平均 1.5 程度以下 (1.2 ~ 1.6)
32t 〃	〃 2.0 〃 (1.8 ~ 2.2)
43t 〃	〃 2.5 〃 (2.2 ~ 2.9)

注) 岩の種類、状態などにより相当差異がある。

土質と締固め機械

締固め機械	土 質 と の 関 係
ロードローラ	路床、路盤の締固めや盛土の仕上げに用いられる。 粒調材料、切込砂利、レキまじり砂などに適している。
タイヤローラ	砂質土、レキまじり砂、山砂利、マサなど細粒分を適度に含んだ締固め容易な土に最適、その他、高含水比粘性土などの特殊の土を除く普通土に適している。
振 動 ロ ー ラ	岩砕、切込砂利、砂質土などに最適。 のり面の締固めにも用いる。
タンピングローラ	風化岩、土丹、レキまじり粘性土など細粒分は多いが鋭敏性の低い土に適している。
ブルドーザ	鋭敏な粘性土、水分を過剰に含んだ砂質土などのようにトラフィカビリティが容易に得られない土にやむをえず用いる。
振動コンパクタ タンバなど	鋭敏な粘性土などを除くほとんどの土に適用できる。他の機械が使用できない狭い場所やのり肩などに用いる。

わかりやすい報告書のために

三祐株式会社名古屋支店工事部調査課

山田 厚

1 はじめに

一般に地質屋と呼ばれている人々の賃金は、その労働の質・量からみて決して高いとは言えない。その証拠に、高校時代の同窓会等に出席し、他業種に勤める旧友と給与等の話題になると、そっと席をはずし、同業者のグループに参加するのが常である。

また近年、海外から日本人は働き過ぎとの批判を受け、労働時間の短縮などが叫ばれているが、この地質調査業界には馬耳東風であるのも事実のようだ。

安サラリーで毎日これだけよくコキ使ってくれるものだと思っているのは決して私一人だけではないと思われる。

なぜだろう？……

この原因として、受注競争によるダンピング等、この業界の体質等があげられるが、一番の原因は、社会の我々地質屋に対する認識不足から生じることが多いと感じられる。

これはどういうことかと言うと、発注者側が、調査業務における積算の上で、ハード（現場作業等）に対しては積算できてもソフト（解析等の技術レポートの作成）に関しては十分な積算がなされていないと判断される。つまり、あまり目に見えないものに対してお金を払ってくれないのである。

このことは、発注者側において、ソフトの地質情報に対する価値観が低く、また我々地質屋もそのような境遇に甘んじているのではないだろうか。

従って我々地質屋の側にも責任の一端があると思われる。

そして我々地質屋は発注者側にわかりやすく、かつ有意義な報告書を提出しなければならない義務がある。

私はこの「わかりやすい報告書のために」をテーマにしようと思った時点から、このような大それたテーマにしたことへの悔やみが絶えずつきまわっているのはいつわらざる事実である。

それでもあえて自分のことは棚にあげて今こうして書いているのは、地質情報が社会に対して十分に役立つことを認識させ、かつ地質技術者の社会的地位の確立のためである。

2 良い報告書・悪い報告書

それでは、一体、良い報告書とはどのようなものであり、悪い報告書とはどのようなものであるのか？

このことに対し、榎倉克幹（1978）は「良い報告書えのアプローチ」の中で、発注者側として次のような問題点を指摘している。（以下部分抜粋）
「調査・設計コンサルタントの方々の技術レベルは、漸次、向上してきているが、調査結果の工事設計への反映のさせ方、工事発注者や工事請負者への説得技術に欠ける傾向がある。調査報告書に書かれた内容が徹底しなかったり、誤解されたりしたために生じた工事中の手戻りやトラブルは少なくない。

よい報告書とは、調査結果が工事設計や施工に充分反映でき、次の一手がきめられる内容にし、しかも、執筆者の意志が企画発注者にも、請負工事現場の責任者にも理解されるものでなくてはならない。」

このことは、例えば発注者側が、地山の掘削難易度（リップビリティー等）が知りたいのに対し調査報告書は、学術的な地質の分布状態について長々と述べ肝心なリップビリティーについてはほとんどコメントされていないようなことを示している。

つまり、特殊な地質用語を乱用した地質屋同志にしか通用しない報告書は、発注者にとって地質屋への信頼を下げることになる。

3 良い報告書に近づけるためには

以下には、前出の「良い報告書えのアプローチ」から抜粋したものや、私が日常業務において、失敗し、発注者や諸先輩から指摘された事等について記す。

(1) 仕様書をじっくり検討する。

発注された調査がどの段階のもので、発注者は何を知りたいのかよく見究める。

また、仕様書を作成した側には地質調査について十分な知識を持った方ばかりではないので、調査の過程で仕様が最適でないことが判明したときには仕様変更を進言する勇気が必要である。仕事の受注に際して受け身であり過ぎ仕様に忠実でありすぎるのは罪惡につながる。

(2) 調査結果の行く末を見守る。

一般に地質コンサルタントの技術者は、調査期間中しか現場に行かず、自分の報告した地質情報がどのように工事施工に反映されているかチェックする機会が少ない。地質屋が技術の向上のため、たくさんの書物を読むことももちろん結構であるが、実際の工事現場で、どのような問題があり、どのような対処がなされているのか自分の目で確かめることは必要である。

(3) 地質踏査を行う。

俗に言う、ハンマとクリノ・メータによる地表地質踏査は直接的なデータとして第一級の地質調査資料とし尊重されるべきであり、調査の

基本であることは言うまでもない。

特別仕様書の調査種目に「地表地質踏査」が掲げられていない場合でも地形・地質を念頭においた踏査と考察を励行するべきである。

まして現場から送られた調査データやボーリングコアだけみて報告書を書いては、地質屋の信用が失墜するのではないだろうか。

(4) 報告書の執筆はチームワークで。

報告書の執筆を担当者個人だけで行くと、どうしても独断と偏見に満ちた一人善がりのものになる。でき上がった報告書は技師長や先輩等に積極的に筆を入れてもらい報告書をよくする努力をすべきである。

また、受注額の大小にかかわらず、比較的高度な技術投入の必要があるものは、社内技術検討の会合を開催し、個人一人で処理することは絶対に避けるべきである。

(5) 目的に合った報告書にする。

次の点は報告書の本質につながる問題であるため、とくに留意したい。

① 発注者が知りたいと思っていることに応えているか。調査の重点を示しているか。

② 結論を出さないで、逃げていないか。

③ 大事なことが見やすいところに書いてあるか。大量のデータの中にうまっていた見にくくなっていないか。どうしても良いことに紙数がさいてあって、大事なこと、例えば事実の総括と考察などがつけたし程度になっていないか。

④ 残された課題と次にやるべき調査内容と順位が示してあるか。

(6) みやすい報告書にする。

① 解説文は、なるべく箇条書きにする。

② 平易かつ具体的な見出しを多数掲げる。

③ 解説文では主語、述語を明確にし、短文化に努める。

④ 層序解説にあたっては土木の意味を付ける。

- ⑤ 自己調査と他人調査との区別の明確化。
- ⑥ 複雑な説明を要する場合は、模式図、スケッチ等を多用する。
- ⑦ 要約またはアブストラクトを作成する。
- ⑧ 図、表をなるべく多数作成する。
- ⑨ 図、表の主題、解説を必ず述べる。
- ⑩ 状態の記載と調査者の所見は区別して表わす。
- ⑪ 規模表現（断層、段丘等）の定量化。
- ⑫ 定性表現と定量表現との合理的な使い分けをする。

- ⑬ 教科書的な記載は最小限にとどめる。）
- ⑭ 相手のレベルに合わせた書き方とする。

以上、自分でもなかなか実行できないことを思いつくまま列記し、また自分の未熟な文章をみて後ろ指をさされはしまいかと危惧しているが、これは自分への反省を込めて書いたものである。

本文が少しでも皆様のお役に立てれば幸いである。

最後に、参考までに弊社の技術研修資料の内「報告書作成の技術と心得」を掲載する。

報告書作成の技術と心得

1 調査目的を明確に、かつ、限定的にとらえ、なるべく具体的に表現すること。

× ダム設計のための基本資料を得ることを目的とする。

○ ダム設計のための調査のうち、○○段階調査精度をもって基礎岩盤の力学性状を解析することを目的とする。

注(1) 特記仕様書に記されている目的は不完全に表現されている場合が多い。そのまま転記するは避けるべきである。

(2) 報告書の冒頭の章に業務目的を必記すること。小規模工事に係る「コメント」の類であっても、このことを忘れないこと。

2 文章の表現は簡要であること。

注(1) なるべく箇条書きとすること。

(2) 各箇条に主題のわかる「小見出し」を付ける。

3 必要不可欠の内容の記載洩れをなくすこと。

例(1) ボーリングコア鑑定のさい、コア岩級判定基準表を掲げるのはよいとして、当基準表の内容でコア岩級区分に特に指標となるものは何であったかを添記すること。

例(2) ボーリング施工した際、各ボーリング孔

地点別に直近側周の地形、地質（特に地質露头状況）、植生等を詳細に（見取図を付することあり。）記載する。

例(3) 原位置岩盤試験をしたい、試験位置を単に図示表現に止めないで必ず表記すること。

4 結論は長くしないこと。考察と結論とを混同しないこと。

× トンネルルートの地質は、おおむね良好なも帯水シラス区間は落盤、坑内湧水の危険があるのでDタイプで設計されねばならない。

○ トンネルルートの地質は帯水シラス区間を除き、おおむね良好である。

5 調査担当者の氏名を報告書（簡易なコメントも含む）の冒頭に明記すること。

注(1) 会社名のみ止めないこと。

(2) 調査担当者の資格、分担内容を氏名に併記すること。

6 ボーリング地質柱状図の様式の改善をはかること。

例(1) コア鑑定人の欄の新設

(2) 地層名（岩種ではない。）の欄の新設

(3) 総合所見欄の新設

7 ボーリング地質柱状図の報告書での位置付け

- (レイアウト)に留意すること。
- 注 バックデータに準じたような扱いは回避されてしかるべき場合が多い。
- 8 写真、特に調査写真の解説は詳細に。
- 9 ボーリングコア写真には、台紙余白に孔名、区間、深度m、全部または部分の別を明記すること。
- 10 添付図の右下箱欄のフォーマル化をはかること。
- 11 技術用語は正確に、同意他語の使用を避ける。
- × 水平ボーリング
- 地上水抜ボーリング(地すべり便覧参照)
- 例 頁岩、シルト岩、泥岩等を混用しないこと。
- 地質
- 12 報告書冒頭の、発注者に対する謝辞は書かないこと。
- 13 無駄なことは書かない。
- 注(1) 地形、地質の概要記載では無駄多く、逆に必要事項の記載洩れが多い。
- (2) 例えば、弾性波探査の一般的な解説
- 14 各調査項目別の記載区分の整理をはかる。
- 注 一般に①方法 ②測定データ(データの整理表) ③データの解析 ④解析結果の考察の4段階に分かれる。
- 15 調査位置図と施工位置図は必ず作成すること。
- 注 調査位置図は1/5万地形図を使用すること。
- 16 業務内容において、オリジナルなもの、単なる引用のものとを明確に区別すること。
- 17 地域範囲の明確化
- 例えば、「調査域」なる語を使用するさい、予めその範囲を定義しておかねばならない。
- 18 ねじれ文を書かないこと。
- 19 断面図には断面位置を明記すること。
- × ○○ダム地質断面図
- ○○ダムダム軸地質断面図

引用図書等

- 榎倉克幹(1978)よい報告書えのアプローチ：九州地質調査業協会・技術研究発表会資料
- 三浦三郎(1978)発注者からみた地質報告書えの要望について：同上
- 陶山国男、他(1978)現場技術者のためのやさしい地質学：築地書館
- 日本地質学会編(1975)土木建設・環境問題と地質学：築地書館
- 三祐株式会社(1985)技術研究会資料(昭和60年度)

如手書吉野

また、受注額の大小にかかわらず、比較的容易に作成可能な報告書にする。…るすうの報告書…

目的に合った報告書にする。…るすうの報告書…

① 大まかなことが…るすうの報告書…

② 詳細なことが…るすうの報告書…

③ ①②の両方…るすうの報告書…

④ ①②③のすべて…るすうの報告書…

⑤ ①②③④のすべて…るすうの報告書…

⑥ ①②③④⑤のすべて…るすうの報告書…

⑦ ①②③④⑤⑥のすべて…るすうの報告書…

⑧ ①②③④⑤⑥⑦のすべて…るすうの報告書…

⑨ ①②③④⑤⑥⑦⑧のすべて…るすうの報告書…

⑩ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨のすべて…るすうの報告書…

⑪ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩のすべて…るすうの報告書…

⑫ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪のすべて…るすうの報告書…

⑬ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫のすべて…るすうの報告書…

⑭ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬のすべて…るすうの報告書…

⑮ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭のすべて…るすうの報告書…

⑯ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯のすべて…るすうの報告書…

⑰ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰のすべて…るすうの報告書…

⑱ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱のすべて…るすうの報告書…

⑲ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱⑲のすべて…るすうの報告書…

⑳ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑のすべて…るすうの報告書…

㉑ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑のすべて…るすうの報告書…

㉒ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒のすべて…るすうの報告書…

㉓ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓のすべて…るすうの報告書…

㉔ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔のすべて…るすうの報告書…

㉕ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕のすべて…るすうの報告書…

㉖ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖のすべて…るすうの報告書…

㉗ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗のすべて…るすうの報告書…

㉘ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘のすべて…るすうの報告書…

㉙ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙のすべて…るすうの報告書…

㉚ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚のすべて…るすうの報告書…

㉛ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛のすべて…るすうの報告書…

㉜ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜のすべて…るすうの報告書…

㉝ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝のすべて…るすうの報告書…

㉞ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞のすべて…るすうの報告書…

㉟ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟のすべて…るすうの報告書…

㊱ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱のすべて…るすうの報告書…

㊲ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲のすべて…るすうの報告書…

㊳ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳のすべて…るすうの報告書…

㊴ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴のすべて…るすうの報告書…

㊵ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵のすべて…るすうの報告書…

㊶ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶のすべて…るすうの報告書…

㊷ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷のすべて…るすうの報告書…

㊸ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸のすべて…るすうの報告書…

㊹ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹のすべて…るすうの報告書…

㊺ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺のすべて…るすうの報告書…

㊻ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻のすべて…るすうの報告書…

㊼ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼のすべて…るすうの報告書…

㊽ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽のすべて…るすうの報告書…

㊾ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾のすべて…るすうの報告書…

㊿ ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿のすべて…るすうの報告書…

土木地質と古地磁気測定

(株)ダイヤコンサルタント

名古屋支店

伊藤 孝

1 はじめに

最近の地質コンサルタントの業務の中には、構造物の地盤調査の他に第四紀層の年代を調査・検討するという内容の業務も多くなっている。これは構造物の建設にともなう、周辺に分布する活断層などの影響を評価する際の判断材料として周辺地層、特に第四紀層の時代編年が重要となってくるからである。

本稿では、古地磁気層序学を利用した第四紀層の時代編年についてごく簡単に紹介すると共に、私たちが行っている古地磁気の研究の成果についても簡単に紹介する。

古地磁気層序学を用いた時代編年については広岡(1977)、広岡(1988)、広岡ほか(1988)、真鍋(1980)、真鍋(1988)、中島(1988)などにわかりやすく述べられているので興味のある方はそれらの文献を読まれることをお奨めする。

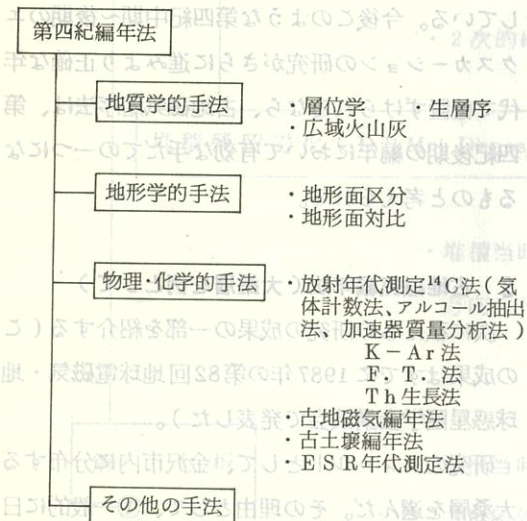
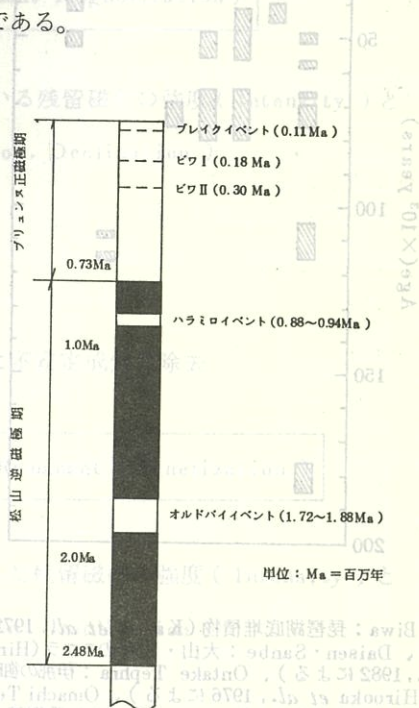


図-1 第四紀編年法

2 古地磁気学的手法による第四紀編年

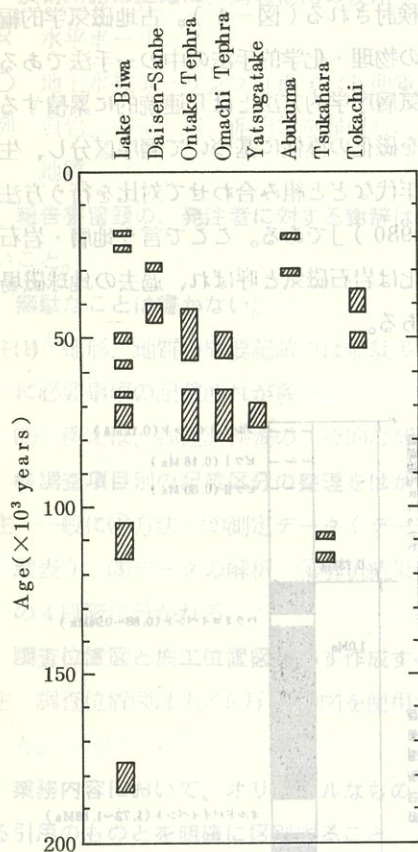
一般に第四紀編年は地質層位を基礎にして地形学的手法や物理・化学的手法などを合わせて総合的に検討される(図-1)。古地磁気学的編年法はこの物理・化学的手法の中の一手法である。古地磁気層序学的方法とは「連続的に累積する地層・岩石を磁化の極性に基づいて層序区分し、生層序・放射年代などと組み合わせ対比を行う方法(真鍋、1980)」である。ここで言う地層・岩石のもつ磁化は岩石磁気と呼ばれ、過去の地球磁場の化石である。



注) 図中の年代値はHarland(1982)、Tarling(1983)を引用した。
古地磁気層序表では、黒は逆磁極期、白は正磁極期を示す。

図-2 第四紀の古地磁気層序

新第三紀末期から第四紀の古地磁気編年を図-2に示す。図-2に示すように第四紀の古地磁気層序はブリュンヌ正磁極期と松山逆磁極期の2つの磁極期に大きく区分される。ブリュンヌ正磁極期は0.0~0.73 Ma B.P. (Ma=100 万年)、松山逆磁極期は0.73~2.48 Ma B.P. に時代編年されており、ブリュンヌ正磁極期の始まりは中期更新世の始まりに対比されている。従って、松山逆磁極期は前期更新世と後期鮮新世の一部に対比されることになる。これらの磁極期は全期間が



Lake Biwa: 琵琶湖底堆積物 (Kawai *et al.*, 1972 による)、Daisen-Sanbe: 大山・三瓶のテフラ (Hirooka *et al.*, 1982 による)、Ontake Tephra: 伊那の御獄テフラ (Hirooka *et al.*, 1976 による)、Omachi Tephra: 大町テフラ (本論文)、Yatsugatake: 八ヶ岳東麓のテフラ (会田, 1978 による)、Abukuma: 阿武隈山地の含泥炭層 (真鍋, 1980 による)、Tsukahara: 福島県の塚原層 (真鍋, 1980 による)、Tokachi: 十勝平野大樹のテフラ (本論文)。

図-3 日本各地で見出されたexcursionの対比 (広岡ほか, 1988 から引用)

注) 凡例で本論文とあるのは広岡ほか(1988)の論文

同一磁極であったわけではなく、その間にも短期間の地球磁場の逆転が認められ、イベントという名称で呼ばれている。イベントとしては、ブリュンヌ正磁極期ではブレイクイベント(0.11 Ma B.P.)、松山逆磁極期ではハラミロイベント 0.88~0.94 Ma B.P.)、オールドバイイベント(1.72~1.88 Ma B.P.)などが知られている。最近では、更新世中期~後期すなわちブリュンヌ正磁極期の中のイベントやエクスカージョンについての研究が行われ、いくつかのエクスカージョンが識別されている。エクスカージョンは、イベントが10万年程度の変動期間(磁極の逆転が続いている期間)を持つものに対して1万年以下の変動期間を持つ短期間の逆転期間であり、磁極の移動も180°の逆転ではなくて135°以上の移動と定義される現象である。従って、エクスカージョンはイベントよりも堆積物中に保存されにくいことになる。

広岡ほか(1988)は、日本各地で見いだされたエクスカージョンの対比について図-3に示すように述べている。すなわち、図-3に示すエクスカージョンのなかで、4~6万年前のものをイナIエクスカージョン、7~8万年前のものをイナIIエクスカージョン(いずれもHirooka *et al.*, 1978)、11万年のものをブレイクイベントに対比している。今後このような第四紀中期~後期のエクスカージョンの研究がさらに進みより正確な年代で位置づけられるなら、古地磁気層序法は、第四紀後期の編年において有効な手だての一つになるものと考えられる。

3 古地磁気編年法(大桑層を例として)

次に私たちの研究の成果の一部を紹介する(この成果はすでに1987年の第82回地球電磁気・地球惑星圏学会講演会で発表した)。

研究のフィールドとして、金沢市内に分布する大桑層を選んだ。その理由として、①一般的に日本海側の堆積物の方が強磁性鉱物に富んでおり、磁化の強さも強いと推定されるので、初期の研究

フィールドとして適当である、②大桑層はいわゆる大桑一万願寺動物群の化石を多産することで知られ、鮮新統と考えられていた。近年になって微化石層序学の見地から再検討され、大桑層が更新統であることが明らかになった (Hasegawa, 1979、高山ほか、1988)。従って、古地球磁場の松山逆磁極期とブリュンヌ正磁極期の境界

(約 0.73 Ma B. P.)、さらに松山逆磁極期の中のハミロイイベントと呼ばれる正磁極事件 (約 0.9 Ma B. P.) などを確認できる可能性がある、など古地磁氣的編年の手法を身につけるフィールドとして適当であると判断したからである。測定方法の流れを図-4に示す。

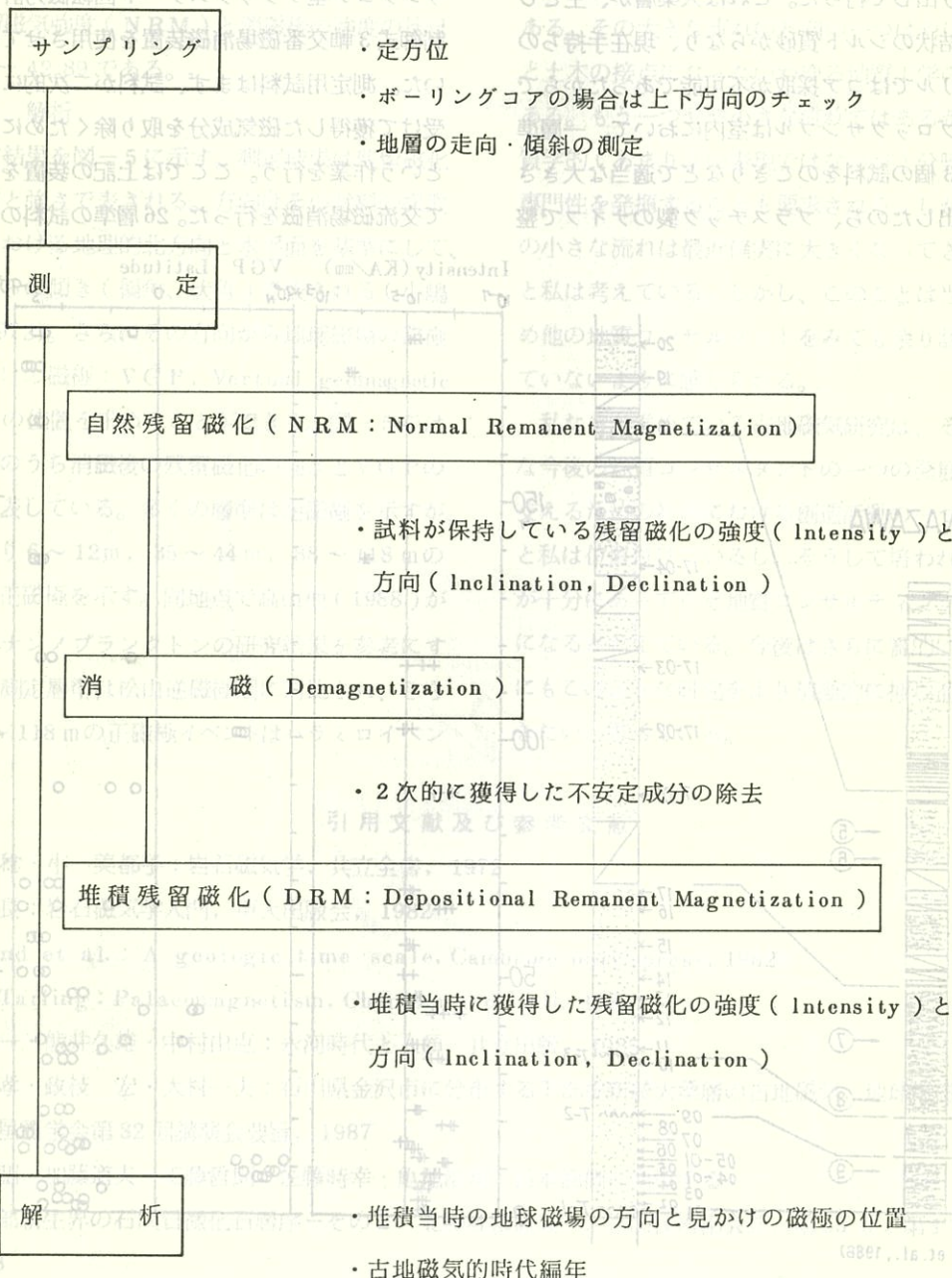


図-4 古地磁気測定の手順

3-1 サンプルング

サンプリング地点での露出部分の層厚は約186 mであり、大桑層最下部～中部に相当する。試料は26層準から採取した。その層位間隔は1.2～29.6 mである。試料採取は20×20×10 cm (縦×横×高さ) 位の定方位ブロックサンプルをつるはしなどで切り出して行った。これは大桑層が、主として半固結状のシルト質砂からなり、現在手持ちのコアドリルではコア採取が不可能であったからである。ブロックサンプルは室内において、一層準につき3個の試料をのこぎりなどで適当な大きさに切り出したのち、プラスチック製のナイフで整

形し、一辺が2.2 cmの立方体プラスチックケースにに入れて測定用試料とした。最終整形にプラスチック製のナイフを用いるのは、鉄などの強磁性鉱物片が試料に混入するのを防ぐためである。

3-2 測定

残留磁気測定には静岡大学理学部新妻研究室のリングコア型フラックスゲート回転磁力計と電流制御式3軸交番磁場消磁装置を使用させていただいた。測定用試料はまず、試料が二次的に影響を受けて獲得した磁気成分を取り除くために「消磁」という作業を行う。ここでは上記の装置を使用して交流磁場消磁を行った。26層準の試料のうち15

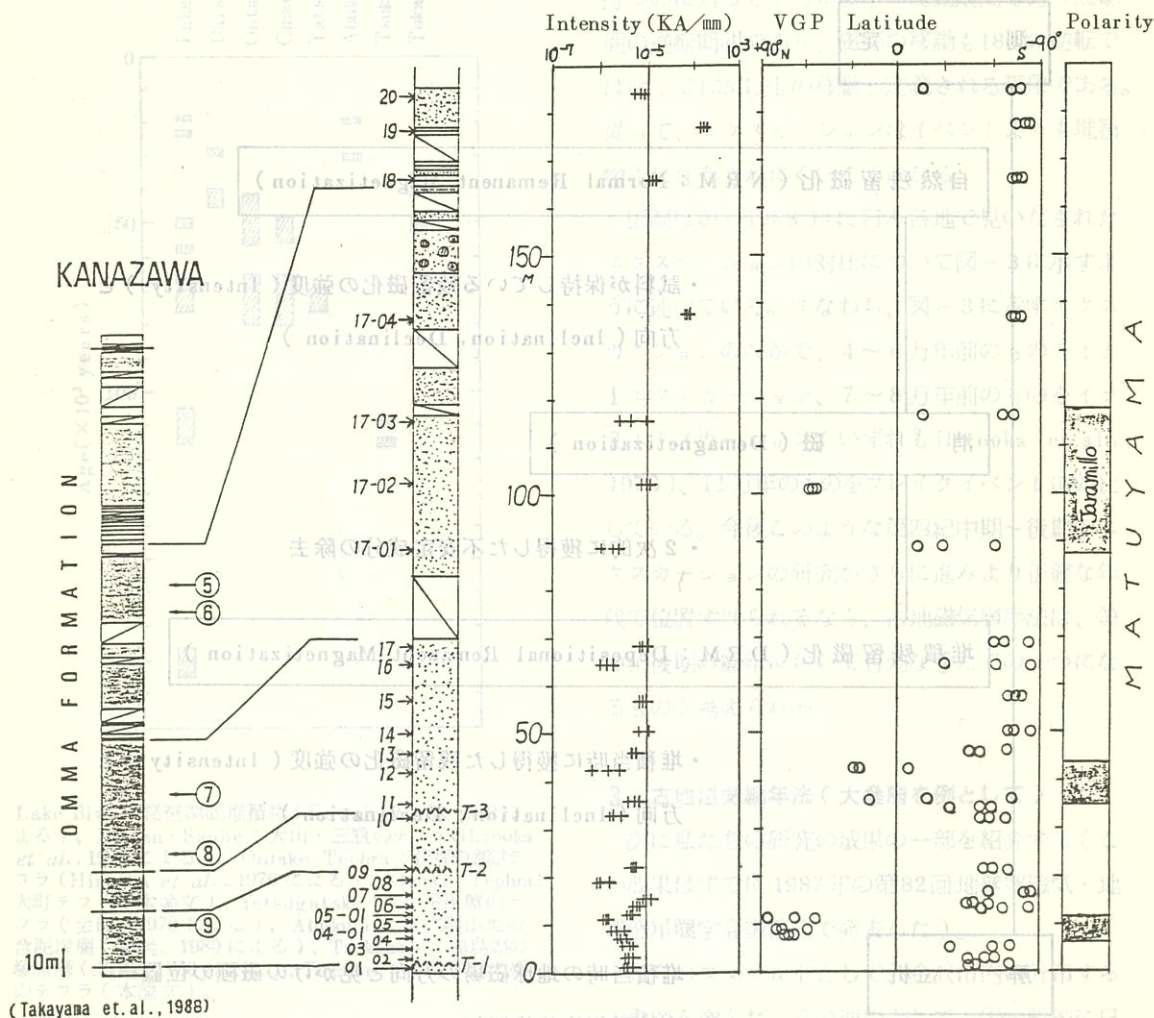


Fig. 1 Results of Paleomagnetic measurements of the Omma Formation. The samples were measured after 25mT or 30mT (Sample No.12,16) AF demagnetization.

(伊藤ほか, 1987)

図-5 大桑層の古地磁気層序

層準の試料については5 mTおきに0 mTから30 mTあるいは40 mTまでの段階的交番磁場消磁を行った。自然残留磁気強度(NRM)と30 mT～40 mT消磁後の強度の比は0.72～18.9である。残りの試料については25 mTと30 mTの交番磁場消磁を行った。消磁後の残留磁気強度は $7.67 \times 10^{-7} \sim 1.80 \times 10^{-4}$ (KA/m)の範囲にあり、自然残留磁気強度(NRM)と消磁後の強度の比は0.33～42.89である。

3-3 解析

測定結果を図-5に示す。測定結果は残留磁化の方向と強さで表される。方向はその試料の採取場所における地理的北方向と水平面を基準にして、それからの傾き(偏角、伏角)で表される(小嶋ほか1972)。さらにその方向から地球磁場の磁極(見かけの磁極: VGP, Virtual geomagnetic pole)の位置を求めることができる。図-5ではこれらのうち消磁後の残留磁化の強さとVGPの緯度を表している。多くの層準は逆磁極を示すが、下位より6～12 m, 35～44 m, 88～118 mの層準は正磁極を示す。同地点で高山他(1988)が行ったナンノプランクトンの研究結果を参考にすれば、測定層準は松山逆磁極期に対比され、さらに88～118 mの正磁極イベントはハラミロイベン

トに対比される可能性があることがあきらかになった。

4 研究の今後の方向

最近の地質コンサルタントの業務内容は多用化してきていると言われるし、ますます専門的かつ高度な知識や経験が要求されているのも事実である。その大きな流れの方向の一つはやはり地質と土木の接点にたったいわゆる地質工学の分野である。もう一つやや小さな流れではあるが、純地質学的(あまりよい表現ではないが)分野でその専門性を発揮することも要求される。しかも、この小さな流れは最近確実に大きくなってきていると私は考えている。しかし、このことは当社も含め他の地質コンサルタントをみても余り認識されていないように感じられる。

私たちが進めている古地磁気研究は、そのような今後の地質コンサルタントの一つの発展方向を支えるための社内における創造活動の一つであると私は位置付けているし、そうして培われた実力が十分にあってこそ地質コンサルティングが可能になると考えている。今後はさらに質的にも量的にもこのような研究をより積極的に押し進めて行きたいと思っている。

引用文献及び参考文献

- 小嶋 稔・小 美都子: 岩石磁気学, 共立全書, 1972
河野 長: 岩石磁気学入門, 東大出版会, 1982
Harland et al.: A geologic time scale, Cambridge Univ. Press, 1982
D. H. Tarling: Palaeomagnetism, Chapman and Hall, 1983
酒井潤一・熊井久雄・中村由克: 永河時代と人類, 共立出版, 1985
伊藤 孝・政枝 宏・大村一夫: 石川県金沢市に分布する下部更新統大桑層の古地磁気, 地球電磁気・地球惑星圏学会第82回講演会要旨, 1987
高山俊昭・加藤道夫・工藤哲朗・佐藤時幸・亀尾浩司: 日本海側に発達する最上部新生界の石灰質微化石層序—その2 北陸堆積盆地—, 石油技術協会誌, 第53巻, 第1号, 1988
中島正志: 地磁気の逆転とエクスカージョン, 地質学論集, 第29号, 1988
広岡公夫: 第四紀後期の地磁気変化, 第四紀研究, 16, 1977

広岡公夫：古地磁気・考古地磁気編年による年代推定，地質学論集，第29号，1988

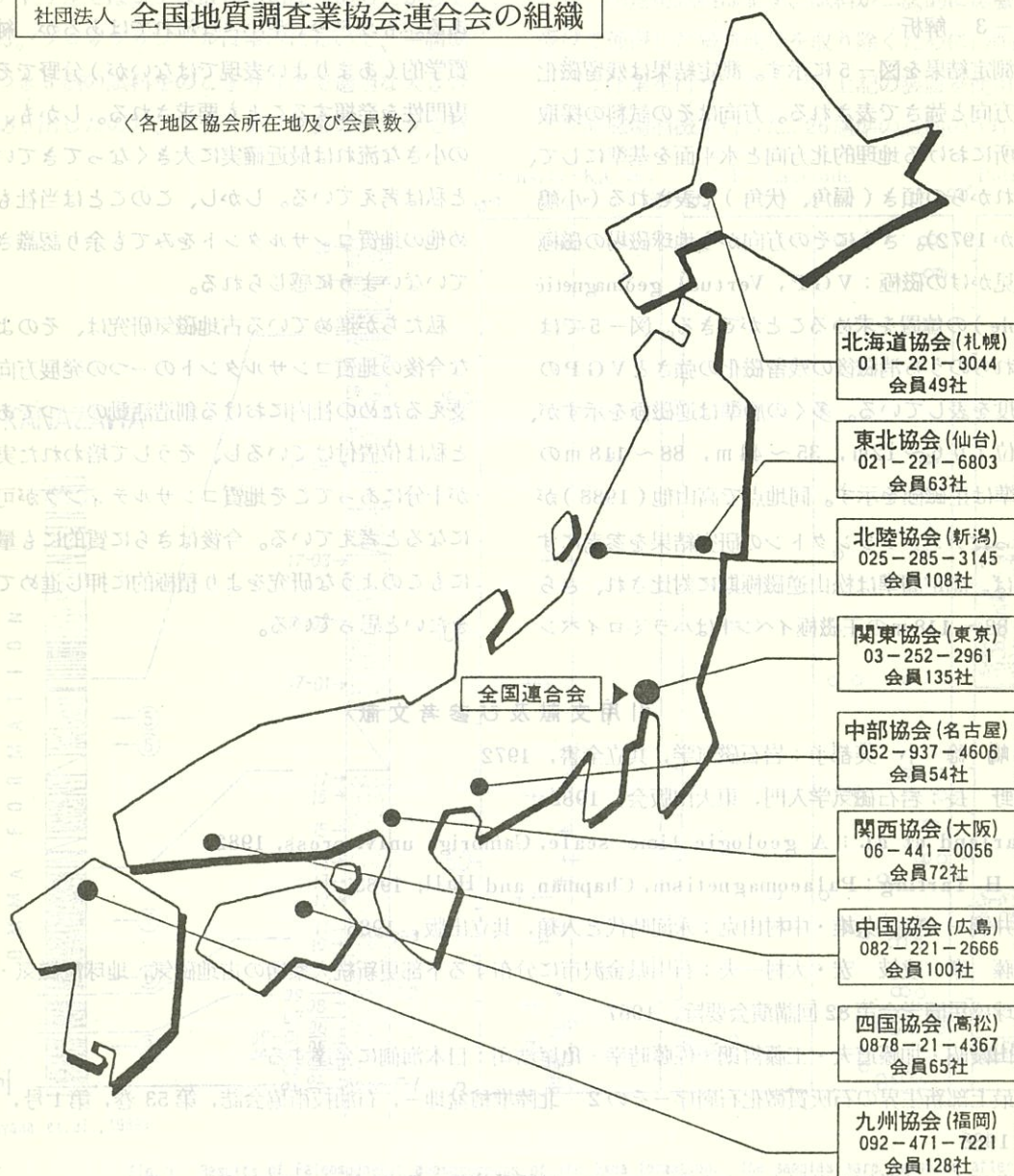
広岡公夫・永井直昭・石原昭史，古地磁気層序による人類紀の年代対比，地質学論集，第29号，1988

真鍋健一：地磁気層位学と中期更新世の編年，第四紀研究，19，1980

真鍋健一：最終氷期の地磁気変化，地質学論集，第29号，1988

社団法人 全国地質調査業協会連合会の組織

〈各地区協会所在地及び会員数〉



火山ガラスと地質調査

(株)東海地質コンサルタント

古澤明

I はじめに

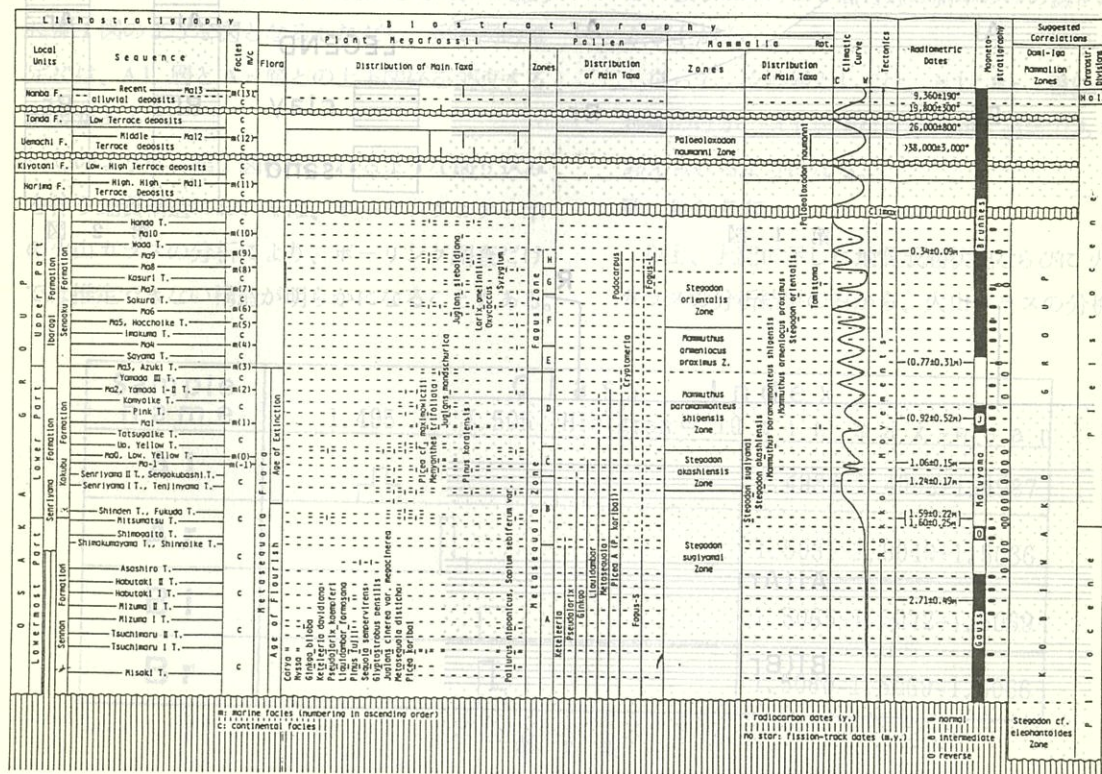
大阪群層をはじめとした鮮新～更新統は、火山灰層や海成粘土層などの、特徴的で、連続性のよい地層を追跡することにより、詳しい層序が確立している（第1表）。

このため、これらの地層、特に、多くの層準に
広範囲にはさまれている火山灰層の研究が進み、
最近では、肉眼や鉱物組成だけでは対比が困難で
あった火山灰層をも、ガラスの屈折率を用いて、
正確に対比できるように成ってきている。

Ⅱ 火山ガラスと柱状および断面図

最近の屈折率測定装置（横山ほか、1986）を使用した場合、火山ガラス片個々の測定を能率的に行うことができ、しかも、精度の高い測定値が得られることから、同装置を利用して、火山灰層の正確な同定が行われている（横山，1986；横山ほか，1986など）。

また、少量の試料についての測定をも容易に行えることから、ボーリング試料中に少量しか含まれない火山ガラスの分析を基に、肉眼ではまった



第 1 表

く確認のできない降灰についても検討されている。

A ガラスの分析と断面図

一般的にボーリング調査は、粒度を主体として色や内部堆積構造、固結度などを基に地質柱状図を作成し、この柱状図の連続性を基に地質断面図を作成することから始まる。

しかし、我々が調査の対象とする濃尾平野およびその周辺など中部地方の鮮新～更新統は、岩相（粒度など）の側方への変化が著しい場合が多く、また、一般に海成粘土層や火山灰層などの鍵層の発達が悪い（時には、予算の都合から、調査を十分に行えない）ことから、断面図の作成には困

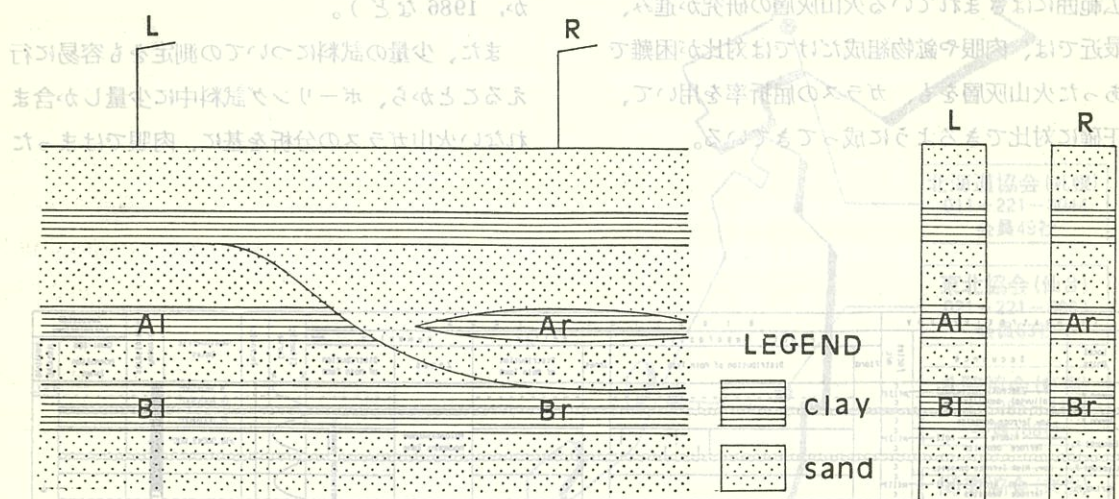
難を伴うことが多い。

このため、当社では、ボーリングコアに少量しか含まれていない火山ガラスの抽出、分析を行い、肉眼観察が困難な降灰層を鍵層として、より精度の高い断面図の作成を試みつつある。

1. ボーリングのみによる断面図

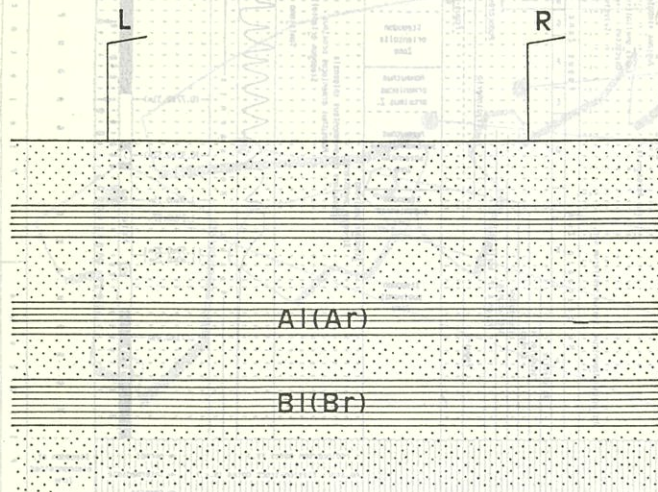
第1図に模式的に示されるような軽微な削り込みは、濃尾平野およびその周辺の鮮新～更新統などによくみられる。

たとえば、LおよびR地点でボーリング調査を行った場合、柱状図はそれぞれ第2図のようになる。



第 1 図

第 2 図



第 3 図

周囲の地層がほとんど水平に堆積しているという条件下では、断面図は、B1 層と Br 層、A1 層と Ar 層とを結び第 3 図のようになる。

従って、ボーリング調査のみからでは、第 1 図のような削り込みの存在は、まず確認できない。

2. ガラスの分析による断面図

断面図を作成する前に、ボーリングコアから火山ガラスを抽出し、屈折率を測定したところ、第 2 表に示されるような結果となった場合(ただし、屈折率および成層状況は、実際とは異なる)、B1 層と Br 層とは、両層に含まれる火山ガラスの屈折率平均値の差〔1.5069 (B1) - 1.5066 (Br)〕が 3×10^{-4} であることから、* 対比できる。

しかし、A1 層と Ar 層とは、両層に含まれるガラスの屈折率平均値の差〔1.5036 (A1) - 1.4987 (Ar)〕が 5.1×10^{-3} であることから、対比が困難となる。

従って、断面図は、B1 層と Br 層とを結び、A1 層と Ar 層との間に不連続面を考え、一般的に第 1 図のような図となる(ただし、第 1 図の推定には、A1 層と Ar 層との上下関係を調査する必要がある)。

このように、第 1 図に示されるような削り込みを伴う地質構造においては、ボーリングコア中の火山ガラスの分析により、ボーリング調査だけでは推定できない構造が明らかになることもある。

B 地盤調査との関係

このような小規模な削り込みは、従来のボーリング調査のみからでは、見逃されがちである。しかし、この削り込みの確認の有無が地盤調査に重要な影響を与えることがある。

その一例として、第 1 図のような地質成層状況において、R 地点の Br 層より上位の地層および両地点の最上部の砂、粘土層のみが、建築物の支持層としてはやや緩い場合を想定して説明する。

削り込みに気が付かない場合には、断面図は第 3 図のようになり、A1 層と Ar 層とを同一層として取り扱うことになる。このため、Br 層より上位の地層は、同一層内において締め固まりに、側方への変化がみられ、支持層としては不適とされる。

そして、支持層としては、締め固まりの安定している、Br 層以深の地層を考えることになる。

一方、削り込みを仮定した場合、A1 層準付近の地層と Ar 層準付近の地層とを、別の地層として扱うため、Ar 層付近の層準のみの緩さが浮かび上がる。

従って、支持層としては、B1 (Br) 層以深の地層のほか、A1 層準付近の地層も適当であると考えられるようになる。

III おわりに

以上、上記に示した地質成層状況ならびに火山ガラスの分析結果のみから、火山ガラスの分析が

Sample name	Glass Index	
	1.495	1.505 Histogram $\square=10 \text{ min-max-mean}$
A1		1.4982-1.4998-1.4987
Ar		1.5031-1.5049-1.5036
B1		1.5065-1.5072-1.5069
Br		1.5060-1.5069-1.5066

第 2 表

* 横山 (1986) によれば、同一火山灰層に含まれる火山ガラスの屈折率は、採集手段が同じで試料の風化の程度が等しければ、 $3 \sim 4 \times 10^{-4}$ の精度で一致するという。

ボーリング調査に対して有効であることを述べたが、他にも多くのケースが考えられ、なかには、まったく火山ガラスが含まれず、火山ガラスの分析結果が、直ちに調査に結び付かないこともある。

しかし、我が国は火山国であり、火山灰の降灰が頻繁であることもまた事実である。

ボーリングコア中の火山ガラスの有無についての確認は、我々地質コンサルタント業務に携わる技術者にとって、大した労力を要するものではないことから考え、火山ガラスの抽出による降灰の確認、ならびにこれを基にした火山灰層序の確立は、今後益々多くのボーリング調査に取り入れられるであろう。

また、当社としても今後多くの機会に検討して行きたいと考えている。

引用文献

- 市原 実・吉川周作・亀井節夫・那須孝悌 (1988) 近畿地方の第四紀層の層序区分・地質学論集, no. 30, p. 111 - 125。
横山卓雄 (1986) 琵琶湖深層試錐中の火山ガラスの屈折率測定値からみた現琵琶湖堆積物の火山灰層序・地質学雑誌, vol. 92, p. 653 - 661。
横山卓雄・檀原 徹・山下 透 (1986) 温度変化型屈折率測定装置による火山ガラスの屈折率測定・第四紀研究, vol. 25, p. 21 - 30。

軟弱地盤の調査の標準値

標準貫入試験 N値	コーン貫入試験 q_c (kg/cm ²)	盛土の安定および沈下
$N > 4$	$q_c > 4$	沈下, 安定について問題はない。2次調査不要
$4 > N > 2$	$4 > q_c > 2$	盛土が特に高いと安定性が問題になることもあるが, 一般には安定, 沈下については一応の検討が必要
$2 > N$	$2 > q_c$	安定および沈下に対して十分な調査が必要。

軟弱地盤の概略な判定 (道路土工指針より)

自然含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kg/cm ²)	適用土	盛土の安定および沈下
40 以下	0.6 以上	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土, 乾いた表土, 洪積粘土 (火山灰土を除く)	沈下, 安定について, ほとんど問題はない。
40 70	0.4 0.6	一般の沖積粘土	沈下について検討を要する。盛土高が高くなると安定性が問題となる。
70 100	0.4 以下	比較的浅い位置にある沖積粘土 (有機物を混入している場合が多い)	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100 300	0.4 以下	有機物の多い沖積粘土	安定対策には十分な検討が必要。全沈下量, 残留沈下量とも大。
300 以上	0.53 以下	有機土	安定対策には十分な検討が必要。全沈下量, 残留沈下量ともきわめて大。

昭和63年度技術研修会(巡検)報告

研究委員長 北 川 甫

昭和63年10月14日～15日の2日間に亘り、岐阜大学教育学部、理学博士関根清教授御指導のもとに、20名が参加し、技術研修会(巡検)を実施しました。以下に今回の技術研修会の実施状況を報告します。

研修テーマ及びコースは、次のとおりであります。

・研修テーマ：根尾谷、阿寺断層の巡検

・コース：

1日目(10/14)

テレビ塔下＝JR岐阜駅＝(157号)根尾村＝

根尾谷断層巡検＝(418号)関・美濃加茂＝

恵那市(泊) 宿泊先 グリーンピア恵那

2日目(10/15)

旅館＝福岡町＝付知＝舞台峠
(阿寺断層巡検)

＝塞の神峠＝坂下町＝中津川IC.
(阿寺断層巡検)

＝名古屋(栄)＝JR名古屋

巡検実施当日の2日間は、参加者の精進がよかったので、秋晴れの快晴に恵まれ、快適な巡検日和りでありました。

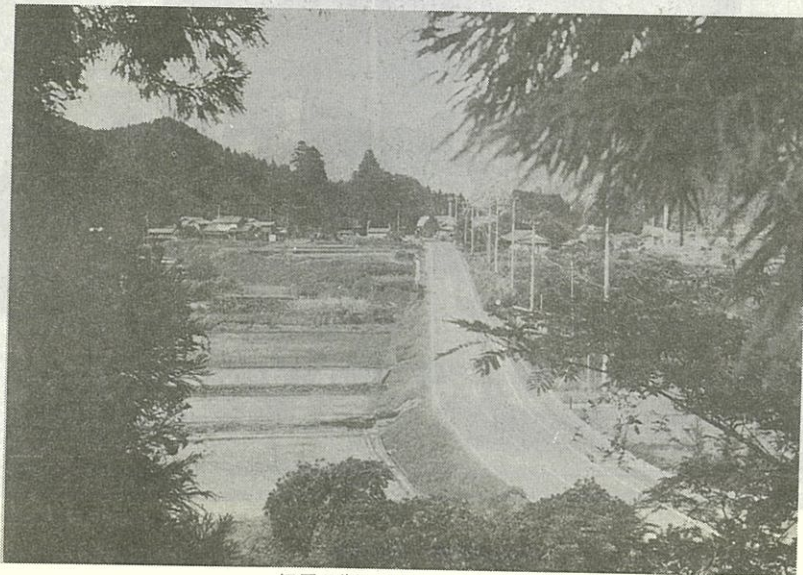
関根先生の熱心な解かり易い説明により、興味深く、根尾谷、阿寺断層の地形的現象、すなわちケルンコル、ケルンバット、オフセット現象、断層崖、三角末端地形等を観察することができました。

夜は、宿泊先のグリーンピア恵那にて、関根先生を囲み、深夜まで根尾谷断層、阿寺断層の地形的現象等について技術検討会が開かれました。

今回参加された地質屋および土木屋さんは、巡検で得た知識を、各社の社内で勉強会等を開催していただいて知識を広め、また、各人が今後の業務に活用していただくよう望みます。

最後に、今回の巡検にあたり、御指導いただきました関根先生に厚く御礼申し上げます。

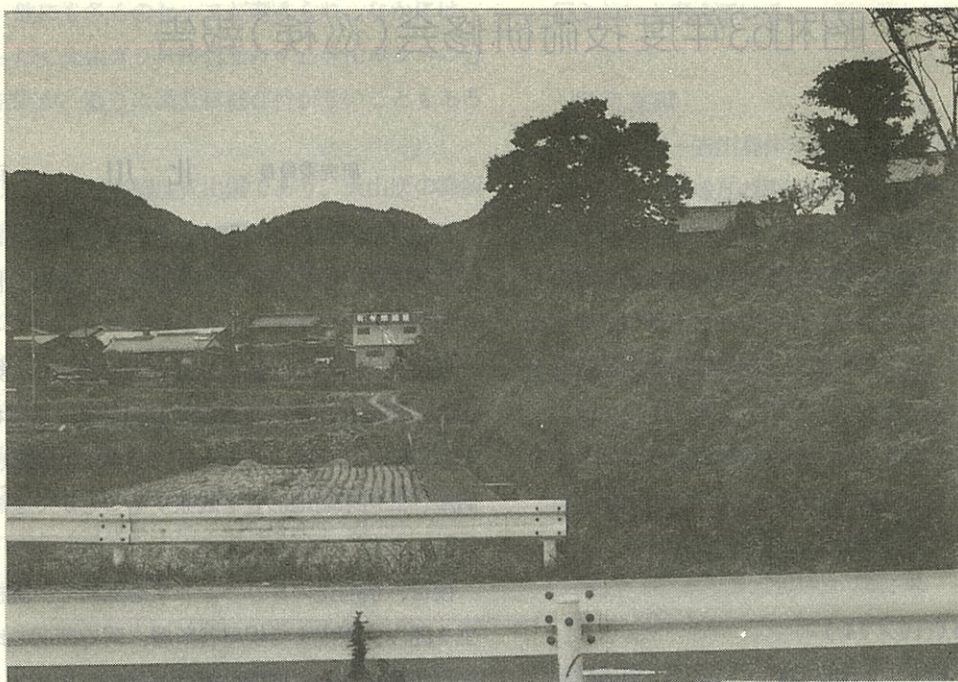
以 上



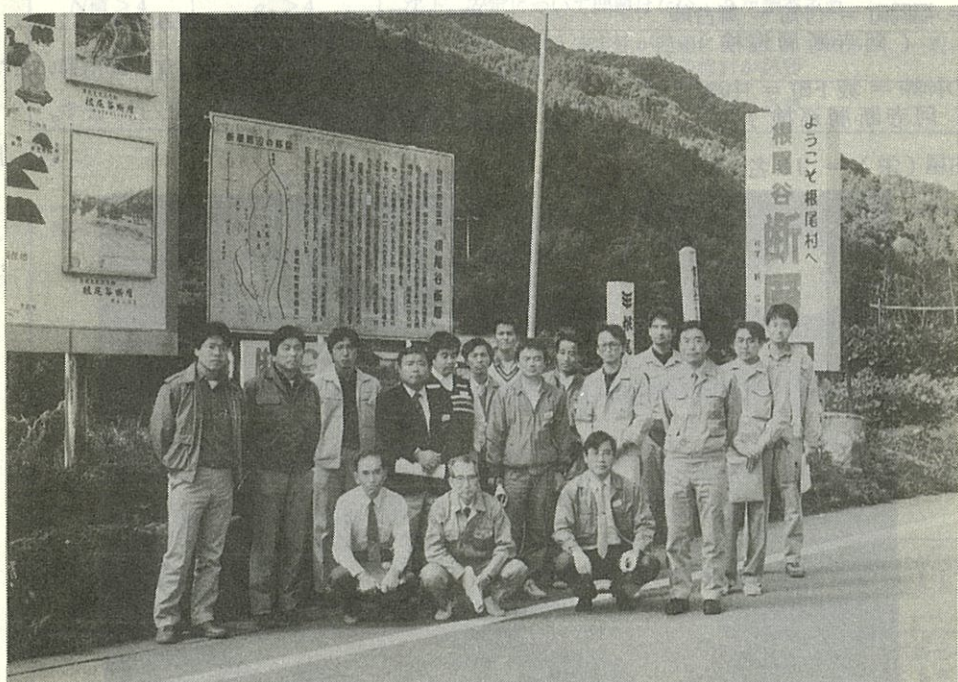
根尾谷断層断層崖(根尾)

ボーリング調査に対して有効であることを述べた

また、当社としても今後多くの機会に検討して



阿寺断層断層崖（坂下）



根尾谷断層 記念撮影

（奥）尾瀬湖国谷県



淡墨桜 記念撮影

賛助会員名簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
旭ダイヤモンド工業㈱ 名古屋支店	高 瀬 満 雄	名古屋市中区錦1-19-32 広小路ビル8階	(052) 代211-5476	460
㈱ カノボーリング 名古屋支店	斉 藤 義 彰	名古屋市緑区大高町字丸の内73-1	(052) 621-7059	459
㈱ 神 谷 製 作 所	神 谷 清 平	埼玉県新座市馬場2-6-5	(0484) 81-3337	352
澤村地下工機㈱	澤 村 忠 宏	名古屋市東区新出来1-9-22	(052) 代935-5516	461
田 辺 産 業 ㈱	田 辺 誠	名古屋市守山区小幡小六30-3	(052) 代793-5161	463
名古屋ケース㈱	伊 藤 正 夫	名古屋市熱田区桜田町5-5	(052) 代881-4020	456
㈱ マ ス ダ 商 店	増 田 幸 衛	広島市西区東観音町4-21	(0822) 31-4842	733
松 下 鋳 産 ㈱	松 下 通	名古屋市昭和区車田町1-38	(052) 代741-1321	466

編集後記

本37号発行にあたって、中部地質調査業協会の存在とその活動の一端を紹介し、協会会員の多少でも御理解頂ければ幸いと存じております。

今後も、会員相互が地質調査業の技術向上に勤め、建設工事により密着した情報を本雑誌を通じて紹介させて頂きますよう努力してまいります。

最後に、本37号に御執筆いただいた皆様へ心から御礼申し上げます。

広報宣伝委員会

〔土と岩 38号〕

原稿募集

- | | |
|---------|--|
| 1 論 旨 | 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。 |
| 2 締 切 日 | 昭和64年9月末日厳守 |
| 3 発 表 | 次号本紙上、応募作品多数の場合は順次発表致します。 |
| 4 そ の 他 | (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名を御希望の方は御指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先：当協会広報宣伝委員会宛。 |

中部土質試験協同組合の紹介

中部土質試験協同組合は、中小企業近代化促進法に基づく構造改善事業の一環として昭和54年9月、愛知・三重両県の地質調査業者25社が設立総会を開催、翌年4月名古屋市名東区に土質試験所を建設し、事業を開始したことにあります。

その後昭和60年10月、水資源開発公団のご理解により同公団尾張旭材料試験所を譲り受け大型試験所を開設、現在では物理・力学試験と岩石試験を中心とした本部試験所と、大型材料試験を行なう尾張旭大型試験所の二つの試験所を運営致しております。

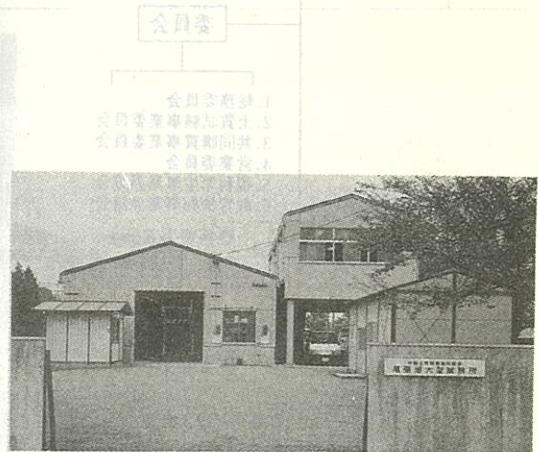
これら試験所は敷地計約1,600 m²、機械設備はご案内の通り自記録装置を含む最新式のものを使用し、職員は「精度の高いデータをお届けする」をモットーに絶えず試験技術の向上を心掛け、名実共に中京圏随一の権威ある試験所に成長しつつあります。

今後は更に試験設備の充実を図ると共に、日進月歩の技術に対応すべく研鑽努力を重ねる所存でございますので、どうか組合員一同の意のあるところをおくみとり下さいまして、倍旧のご指導、ご鞭撻をお願い申し上げる次第でございます。

なお、組合の沿革・組織・事業内容・試験設備並びに試験の種類と利用法等についてを下記にご紹介申し上げます。



本部試験所



尾張旭大型試験所正面

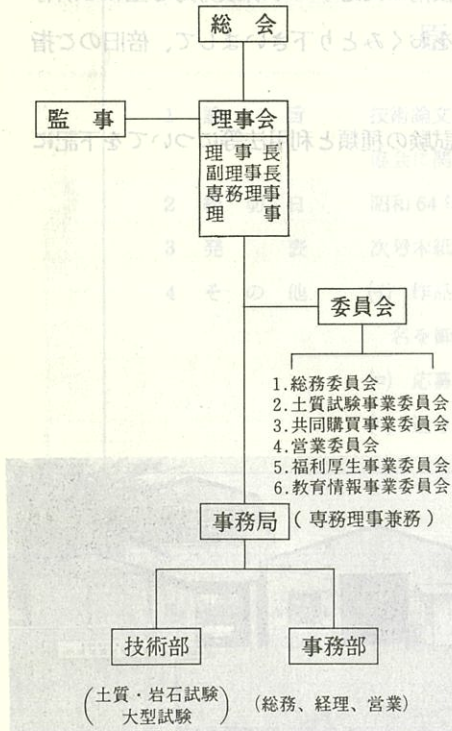
沿革

- 昭和54年4月 地質調査業構造改善計画に基づき、組合設立合同会議を行なう。
(建設省、通産省、愛知県及び三重県)
- 昭和54年9月 設立総会開催。(加入25社)
- 昭和54年12月3日 法人登記
- 昭和55年4月1日 組合発足
- 昭和60年1月 第1回技術講習会開催
(特別講師/名古屋大学 植下協教授)
- 昭和60年10月 大型試験所 開設
- 昭和61年1月 第2回技術講習会 開催
(特別講師/名古屋大学 松尾稔教授)

事業内容

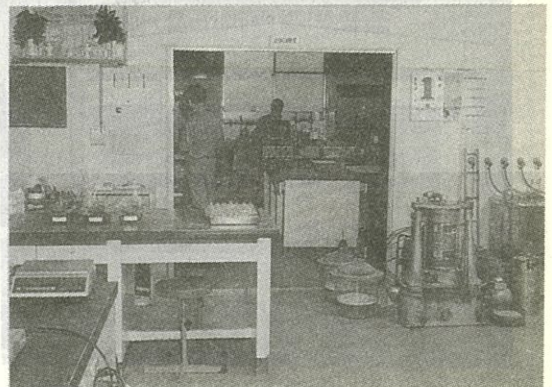
- 室内土質試験及び岩石試験
 - 粗粒材料の大型材料試験
 - 資材等の共同購買(コー箱、標本ビン、他)
 - 施設の共同利用
- 組合員 25社(愛知21社、三重4社)
 - 出資金 37,500,000円
(1社150万円均等出資)
 - 取引銀行 協和銀行今池支店
東海銀行藤ヶ丘支店
 - 加盟団体 全国地質調査業協同組合
連絡協議会

組織図



役員

- 理事長 伊藤 武(富士開発株式会社)
- 副理事長 阿部 貞雄(川崎地質株式会社)
- 専務理事 荒木 豊(中部土質試験協同組合)
- 理事 伊藤 武夫(東邦地水株式会社)
- 理事 鈴木 孝治(アオイ地質株式会社)
- 理事 瀬古 隆三(中央開発株式会社)
- 理事 森 博(基礎地盤コンサルタント株式会社)
- 監事 小川 義夫(玉野総合コンサルタント株式会社)
- 監事 崎川 隆(株式会社キンキ地質センター)

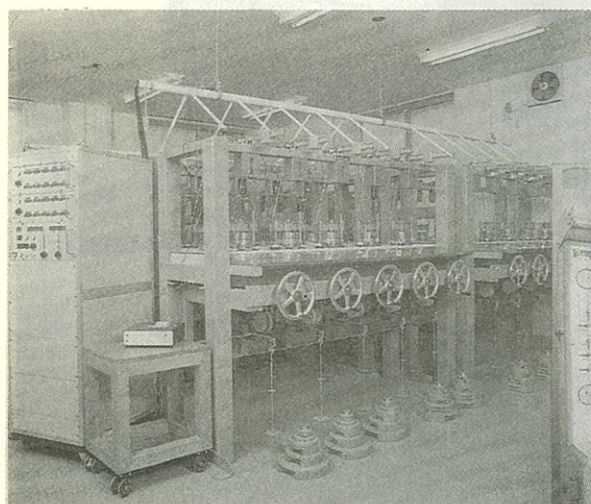


土質試験

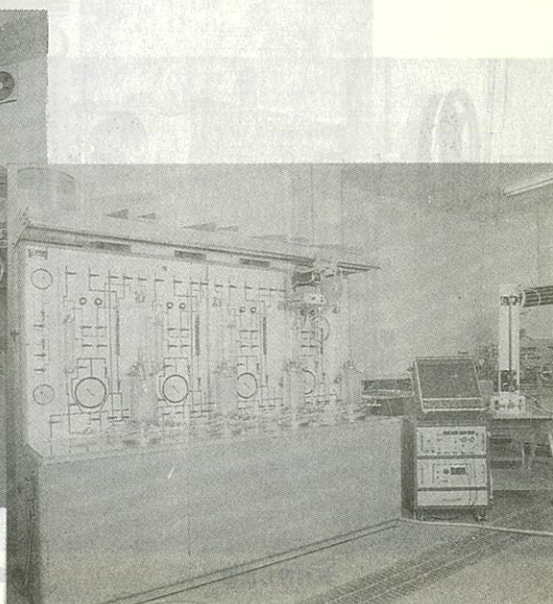
岩石試験

土質及び岩石試験設備一覧表

名 称	メ ー カ ー	種 類・仕 様・規 格	台数
実験台・作業棚	(株)三英製作所	中央、サイド、実験台、作業台、天秤台、水洗台	9台
器具棚・試料棚	(株)内田洋行	中量棚4、軽量棚3	7台
直示自動天秤	(株)長計量器製作所	200g-0.1mg CT3-200D 100V	1台
直示天秤	〃	200g-1.0mg SP-200D 100V	1台
〃	〃	1200g-1.0mg PT3-1200D 100V	2台
台秤	村山製作所(株)	卓上20kg-1g B20S 自動台秤100kg-200g PA100S	2台
電気乾燥器	(株)協同精機	大型ステンレス製100型4.5kw 200V 小型鉄製45型1.2kw 100V	3台
蒸留水発生装置	(株)星和理工機	3ℓ/H 2kw 100V	1台
フルイ振とう機	(株)協同精機	ロータップ型 0.2kw 100V	1台
デシケーター	佐藤真空機械工業(株)	φ36cm 真空ポンプ付 0.2kw 100V	4組
PHメーター	東亜電波工業(株)	HM-5ES 0~14pH	1台
試料押し出器	(株)協同精機	縦型電動式 0.75kw 200V φ75mm	1台
シンウォールカッター	新ダイワ工業(株)	シンウォール用 0.2kw 100V L-100L	1台
供試体成形機	(株)協同精機	ユニバーサルトリマーφ35~100mm	3台
物理試験機器	三洋試験機工業(株)	粒度試験用器具、液性、塑性、収縮限界測定、比重他	1式
遠心含水当量試験器	国産遠心器(株)	H-60型 3000r.p.m	1台
CBR試験機	(株)丸東製作所	室内、外用S50A、SH-47型	2台
自動突固め装置	〃	SG-17-737 モールドφ100 3ヶφ150 60ヶ	1台
透水試験場	〃	定水位5連式S12-1型、変水位5連式S12-J型	2台
軸圧縮試験機	〃	SG-2033B 手動、電動兼用型力形30kgf、50kgf、100kgf	2台
一軸圧縮試験機	〃	4連式電動式 50kgf、100kgf、200kgf、500kgf、φ35mm、φ50mm	1台
一面せん断試験機	(株)マルイ	三笠式電動式 200kgf、φ60mm	1台
圧密透水試験機	〃	10連0.05~25.6kgf/cm ²	4台
耐圧試験機	(株)前川試験機	油圧式100tonfMS型	1台
小型切断機	(株)マルト	MC-101 φ200mm ダイヤモンドブレード	1台
小型平面研磨機	(株)丸東製作所	ML-101 φ200mm 0~600回/min	1台
超音波速度測定器	(有)開発電子測器研	超音波パルス発生器 NSPG-50A	1台
静ひずみ測定器	(株)共和電業	SM-60D	1台
スイッチボックス	〃	SS-24R、24点用	1台
コアー供試体成形機	(株)鈴木鉄工所	φ35mm、50mm ダイヤモンドビット	1台
超音波伝播速度測定器	岩崎通信機(株)	MS-5021	1台
試験データ処理装置	(株)精工舎	SEIKO 5900、SEIKO 5918	1台
〃	N E C	PC 9801 VM21	1台

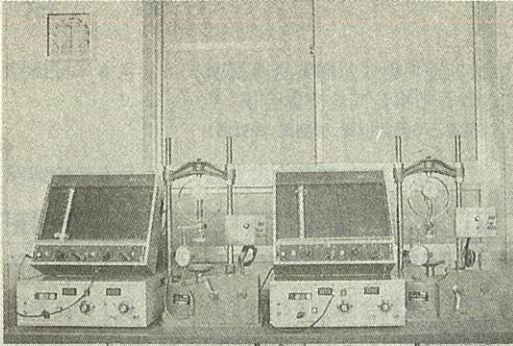


自記録式圧密試験機

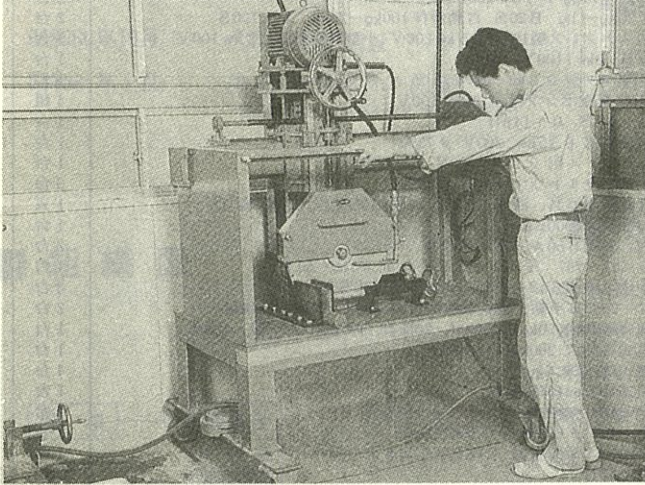
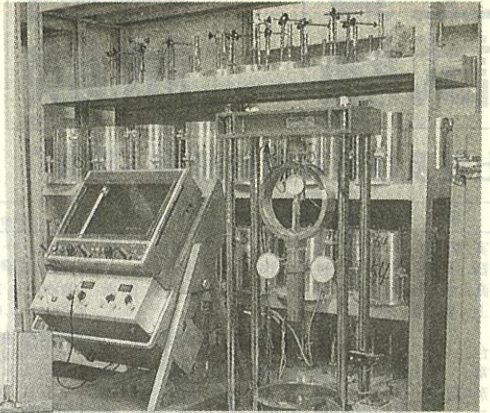


三軸圧縮試験機

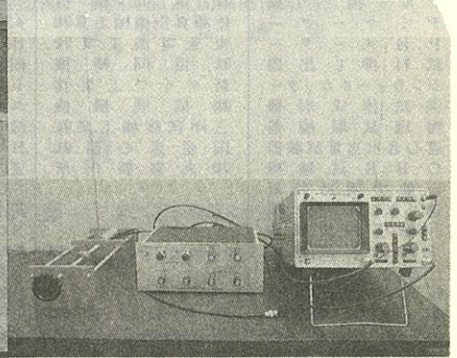
一軸圧縮試験機



CBR試験機

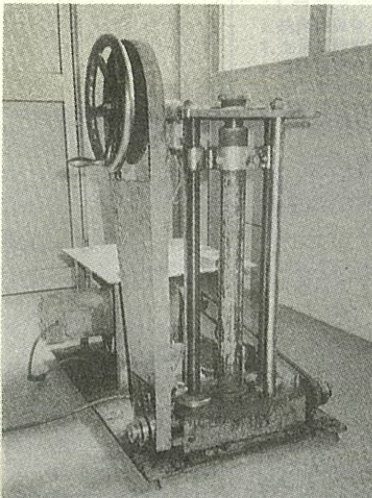


岩石供試体成形機

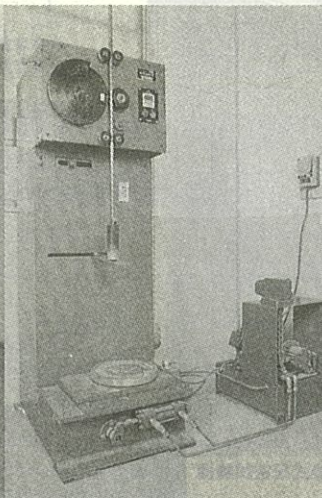


超音波伝播速度測定器

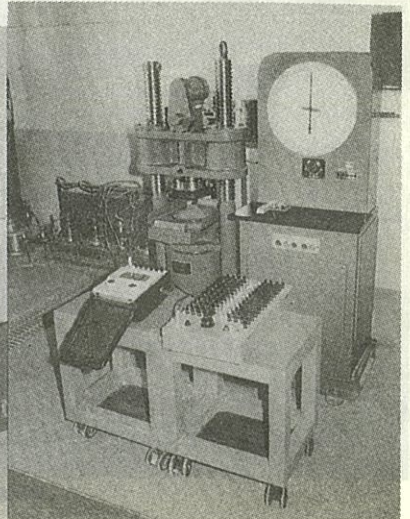
委員会



試料押し出器



自動突固め装置

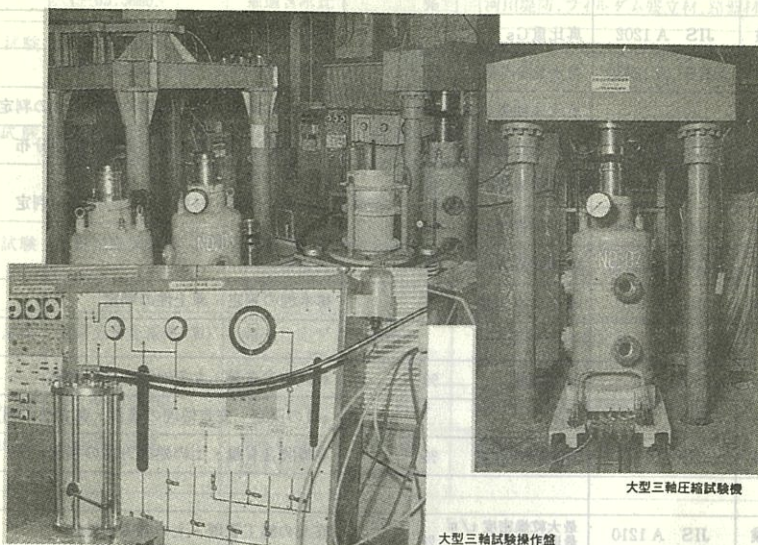


耐圧試験機

三井物産株式会社

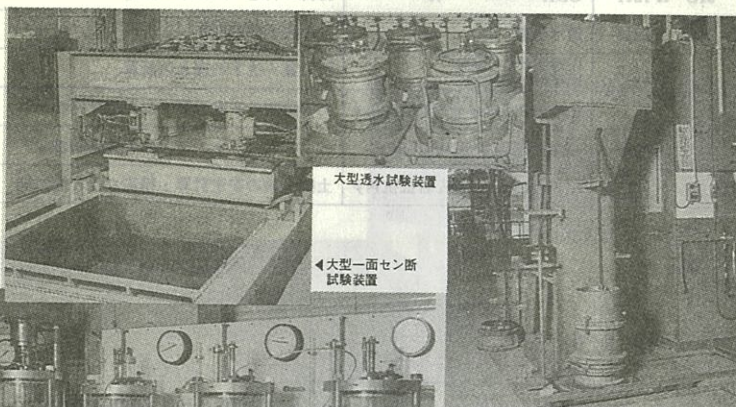
大型試験

粗粒材料の大型試験



大型三軸圧縮試験機

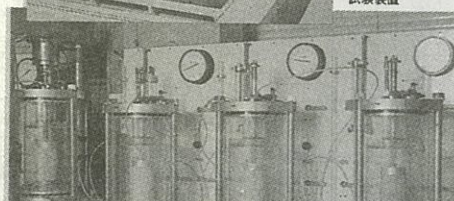
大型三軸試験操作盤



大型透水試験装置

大型一面せん断試験装置

大型自動突き固め試験機



四連式中型三軸圧縮試験機

大型試験設備一覧表

名 称	メーカー	種 類・仕 様・規 格	台数
大型自動突固め試験機	㈱丸東製作所	ランマー W:10kgf、 ϕ :10cm、落下高45cm、モールド、 ϕ 30cm $\times$ 35cm、 ϕ 30cm $\times$ 60cm	1台
大型振動締固め試験機	〃	機械式、サイン波、0.1G $\sim$ 5G、振巾0.1 $\sim$ 1.0mm、モールド、30cm $\times$ 35.4cm、30cm $\times$ 60cm	1台
大型三連三軸圧縮試験装置	〃	油圧サーボ方式、3圧力室、軸荷重150t、50t、20t、側圧最大30kgf/cm ² 供試体寸法 ϕ 30cm $\times$ h60cm及び ϕ 20cm $\times$ h40cm間ゲキ水圧計、ヒズミ制御、応力制御可 内・外体積測定可能	1台
大型一面せん断試験装置	谷藤機械㈱	上部可動型、セン断箱(150cm $\times$ 150cm $\times$ 60cm)、垂直荷重240tonf (10.6kgf/cm ²)、 セン断応力300tonf (13.3kgf/cm ²)	1台
中型四連三軸圧縮試験機	坂田電気㈱	2重門筒式、四圧力室、 ϕ 10cm $\times$ h20cm、 ϕ 7.5cm $\times$ h15cm、ヒズミ制御、応力制御、 軸荷重2ton、500kg、電気式間ゲキ水圧計	1台
中型用試料成形機	〃	油圧式供試体作成 (ϕ 10cm $\times$ h20cm用)	1台
大型透水試験装置	㈱丸東製作所	モールド ϕ 30cm $\times$ h35.4cm、V=25 ℓ 、変水位法、定水位法可	3台
大型圧密透水試験機	谷藤機械㈱	モールド ϕ 30cm $\times$ h12.5cm、油圧ジャッキによる載荷、0.5 $\sim$ 12kgf/cm ²	1台
圧密透水試験機	㈱丸東製作所	モールド ϕ 20cm $\times$ h7.5cm 0.2 $\sim$ 10kgf/cm ²	4台
耐圧試験機	東京街機㈱	アムスラー型 100ton、3レンヂ切替	1台
試験データ処理装置	沖電気㈱	OKITAC (本体)、電動タイプライター、XYプロッター (大型三軸圧縮試験、中型三軸圧縮試験関係)	1台

室内土質試験の種類と利用

土質試験名	規 格	求 め ら れ る 値	利 用 さ れ る 目 的
(物理的な試験)			
土粒子の比重試験	JIS A 1202	真比重Gs	構成物質の判定・基本的性質の計算
含水量試験	JIS A 1203	含水比 ω %	土の状態の判定・基本的性質の計算
密度試験		単位体積重量 $\rho \gamma t/cm^3$	基本的性質の計算・地盤の締固め度の判定・相対密度
粒度試験	JIS A 1204	粒度分布曲線 %	土の判別分類・透水性の推定・粒度分布
液性限界試験	JIS A 1205	液性限界WL %	細粒土の分類・材料としての性質の判定 工学的性質の判定
塑性限界試験	JIS A 1206	塑性限界WP %	
収縮限界試験	JIS A 1209	収縮限界Ws %	
P F 試験	JIS A 1207	遠心含水当量 %	排水性の判定・凍上性の判定
(化学的な試験)			
強熱減量試験	JSF T 6	強熱減量 %	有機物含有量・土の処理方法の判定
P H 試験	JSF T 7	pH	pHの決定・安定処理の適否・腐食性の判定
有機物含有量試験	JSF T 8	有機物含有量 %	有機物含有量・土の処理方法の判定
(力学的な試験)			
締固め試験	JIS A 1210	最大乾燥密度 t/m^3 最適含水比 %	盛土の施工管理・土の締固め特性
C B R 試験	JIS A 1211	CBR %	材料の判定・舗装厚の決定
透水試験	JIS A 1218	透水係数 cm/s	土の透水性の判定
圧密試験	JIS A 1217	圧密係数 C_v cm/d 圧縮指数 C_c など	沈下量・沈下の速さの計算
一面せん断試験		粘着力 C kgf/cm^2 せん断抵抗角 ϕ	土構造物の安定計算・土の強度特性
一軸圧縮試験	JIS A 1216	一軸圧縮強さ qu kgf/cm^2	土の強度特性
三軸圧縮試験		粘着力 C kgf/cm^2 せん断抵抗角 ϕ	土構造物の安定計算・精密なせん断試験

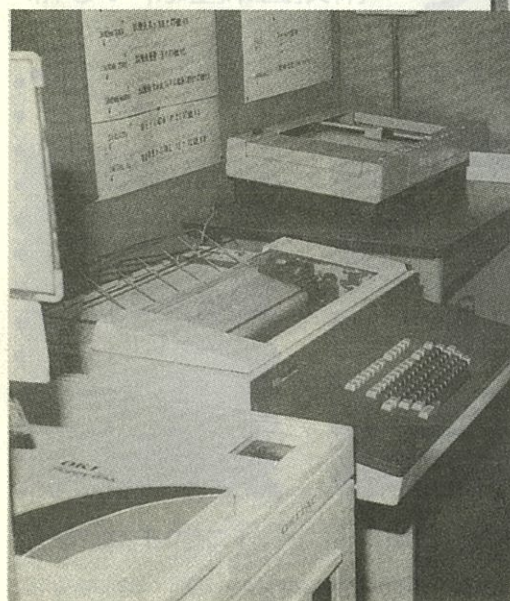
室内岩石試験の種類と利用

試験名	成 形	指定すべき状態	求められる数値および主な利用法
見 掛 比 重	不 要		岩石の基本的性質
吸 水 率	〃	強 制 湿 潤	飽和した時の岩石の含水比
含 水 率	〃	自 然 状 態	自然状態の時の岩石の含水比
有効間隙率	〃	強 制 湿 潤	強制的に水を含ませた時の空隙率
弾性波伝播速度	要	強制湿潤・強制乾燥・自然状態にて	動弾性係数・動ポアソン比・岩石の強度
		縦 波・横波にて	岩質の良否の判定
圧 縮 強 度	〃	強制湿潤・強制乾燥・自然状態にて	軸方向の圧縮強度
引 張 強 度	〃	〃	軸方向の引張強度

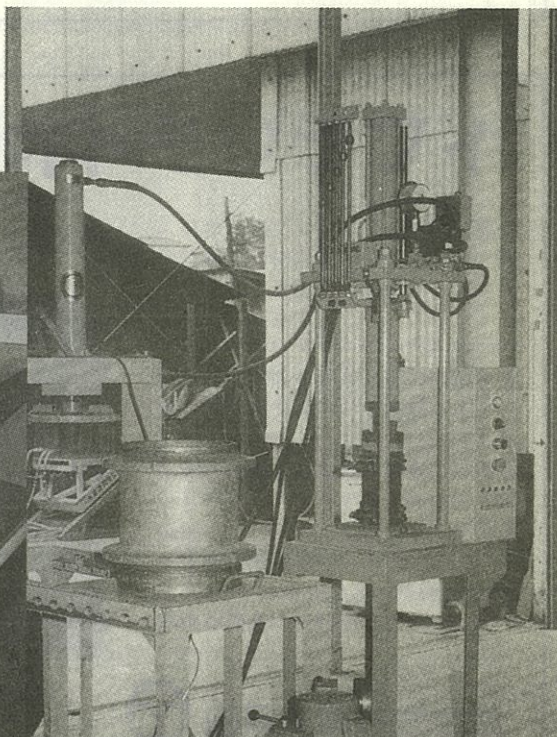
大型試験の種類と利用

土質試験名	方 法	求められる値	利用される目的
大型突固め試験	JIS.A1210T準拠 (-63.5mm)	最大乾燥密度 tf/m^3 最適含水比 %	大粒径を含む路盤及び盛土の施工管理、土の突固め特性 (河川堤防、フィルダム盛立材、路盤材、土構造物の盛土等)
大型振動締固め試験	ASTM.D2049~69に 準拠 (-63.5mm)	相対密度 (or.%) (最大乾燥密度 tf/m^3 最小乾燥密度 tf/m^3)	粘着性のない粗粒土の相対密度の判定、振動締固め特性 (路床盛土、河川堤防、ロック材、フィルター材等)
大型三軸圧縮試験	土質工学会基準(案) 準拠 (-63.5mm)	側圧に応じた圧縮強さ 粘着力 C kgf/cm^2 内部摩擦角 (ϕ) 度 応力-ひずみ関係	基礎、斜面、擁壁などの土構造物の安定計算・土の強度 特性 (河川堤防、フィルダム、地すべり、道路盛土、 斜面、基礎地盤等)
大型一面せん断試験	土質試験法準拠	定まった面のせん断抵抗 内部摩擦角 (ϕ) 度 粘着力 C kgf/cm^2	大粒径を含む土構造物の安定性の検討 (フィルダム材、地すべり、路床材等)
中型四連三軸圧縮試験	土質工学会基準(案)	側圧に応ずる圧縮強さ ϕ , C, 応力-ひずみ, U	土構造物の安定計算・土の強度特性 (最大寸法 15mm 以下程度の物性試験)
大型透水試験	JIS.A1218準拠	透水係数 K cm/s	大粒径を含む土の透水性の判定
大型圧密透水試験	USBRに準拠	透水係数 K cm/s 沈下特性 $C_v \text{ cm/d}, C_c$	盛土載荷に伴う透水性の変化と沈下量の判定

MEIHO CONSULTANTS CO., LTD.



大型試験データ処理コンピュータ



大型供試体成形機

●中部支社

名古屋市中区大須 大須ビル 10F 052(7)9318321
 ●名古屋3 052(7)9318321 ●豊田営業所 0531(56)6375
 ●岐阜3 056(42)9318191 ●浜北営業所 054(53)25552
 ●岐阜営業所 052(43)17430 ●三重営業所 059(27)1914

■ **本部試験所** 住所：名古屋市名東区藤森西町202(〒465) TEL：052-775-2483 FAX：052-775-2246

住所：名古屋市名東区藤森西町202(〒465) TEL：052-775-2483 FAX：052-775-2246

代表者	住 所	電話番号	郵便番号
会 社 (名)	代 表 者	住 所	電話番号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1-22-17	(代) (052)951-6371
青葉工業(株)名古屋支店	三井 司	名古屋市北区黒川本通 4-32-1	(代) (052)915-5331
(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
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	谷元 正範	名古屋市中村区豊国通 3-18 榎木ビル	(代) (052)412-2202
応用地質(株)中部支社	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島 102	(代) (052)793-8321
カツマコンサルタント(株)	勝真 宏	熊野市井戸町 4935	(代) (05978)9-1433
梶谷エンジニア(株) 中部支店	今井 修	名古屋市東区榑木町 1-2 山吹ビル	(052)962-6678
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140-1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411
(株)キンキ地質センター 名古屋支店	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1-14	(代) (052)741-3393
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区栄 4-2-8 小浅ビル	(052)264-4754
基礎地盤コンサルタント(株) 名古屋支社	古長 孟彦	名古屋市西区上名古屋 1-11-5	(代) (052)522-3171
協 和 地 研 (株)	駒田 貞夫	松阪市郷津町 166-8	(代) (0598)51-5061
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1-5	(0265)24-3194
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
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2-2010	(052)802-3121
国際航業(株)名古屋支店	脇坂 嘉紀	名古屋市中区栄 2-11-7 伏見大島ビル	(052)201-1391
国土防災技術(株) 名古屋支店	中村 俊彦	名古屋市千種区内山 3-12-14 豊島不動産ビル	(052)732-3375
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	新関 敦生	名古屋市中村区椿町 21-2 第 2 太閤ビル	(代) (052)452-1651
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2-1-13 ロータリーマンション 201	(052)935-0702
三 祐 (株) 名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区名駅南 1-1-12	(052)581-7441
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区八前 1-801 ライオンビル	(052)773-9281
(株)白石名古屋支店	吉田 静司	名古屋市中区錦 1-19-24 名古屋第一ビル	(代) (052)211-5371
(株)新東海コンサルタント	中瀬 久	津市江戸橋 1-92	(代) (0592)32-2503
杉山コンサルタント(株)	杉山 信行	久居市新町 680-4	(05925)5-6564
住鋁コンサルタント(株) 名古屋営業所	浅井 潔	名古屋市東区東桜 1-1-6 住友商事名古屋ビル	(052)951-0559
西濃建設(株)名古屋支店	安田 龍生	名古屋市中村区名駅南 3-2-11	(代)代 (052)561-3541

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便 番号
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	平島 新也	名古屋市熱田区金山町 1-6-12	(代) (052)681-6711	456
(株)大星測量設計	朝倉 邦明	名古屋市緑区大高町字東正地 69-1	(代) (052)623-1287	459
玉野総合コンサルタント(株)	小川 義夫	名古屋市中村区竹橋町 4-5	(代) (052)452-1301	453
中央開発(株)名古屋支店	辻 光	名古屋市中村区牛田通 2-16	(代) (052)481-6261	453
(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)781-4131	464
(株)帝国建設コンサルタント	篠田 徹	岐阜市青柳町 2-10	(0582)51-2176	500
東海サルベージ(株)鳥羽支店	藤原 豊正	鳥羽市鳥羽 3-33-5	(代) (0599)25-3181	517
(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	460
東海地質工学(株) 名古屋事務所	鈴木 実	名古屋市中村区椿町 16-7	(代) (052)451-7311	453
東海電気工事(株)	塚田欽一郎	名古屋市中区栄 1-20-31	(代) (052)221-1111	460
(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	(代) (052)571-6431	450
東建地質調査(株) 名古屋支店	篠田 正雄	名古屋市南区笠寺町字迫間 9-2	(代) (052)824-1531	457
東邦地水(株)	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(代) (0593)31-7311	510
豊橋調査ボーリング(株)	杉浦 市男	豊橋市牟呂町字東里 9-1	(0532)46-8325	440
(株)日さく名古屋支店	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117-2	(代) (052)432-0211	454
日特建設(株)名古屋支店	原 欣二	名古屋市中村区名駅 3-21-4 名銀駅前ビル	(代) (052)571-2316	450
日本基礎技術(株) 名古屋支店	杉浦 有	名古屋市千種区内山 3-17-15 堀田ビル	(代) (052)731-5431	464
(株)日本パブリックエンジニアリング中部支社	竹内 増躬	名古屋市中村区名駅南 3-7-2 洲崎ビル	(代) (052)581-2815	450
日本物理探鉱(株) 名古屋事務所	下川 裕之	名古屋市東区葵 1-25-1 ニッシンビル	(052)937-5606	461
富士開発(株)	加藤 力三	名古屋市千種区唐山町 3-30	(代) (052)781-5871	464
松阪鑿泉(株)	岩本 壽	松阪市五反田町 1-1221-5	(代) (0598)21-4837	515
(株)松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1-3-1 ライオンズビル丸の内	(代) (052)211-3571	460
松村工業(株)	松村 国夫	岐阜市藪田 2-56-1	(0582)71-3912	500
宮本管工(株)	宮本 陽司	四日市市川原町 21-12	(代) (0593)31-1291	510
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	456
名峰コンサルタント(株)	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(代) (052)503-1538	452
明治コンサルタント(株) 名古屋事務所	古田 博夫	名古屋市中区栄 1-5-8 藤田ビル	(代) (052)211-2026	460
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	(代) (052)482-6100	453