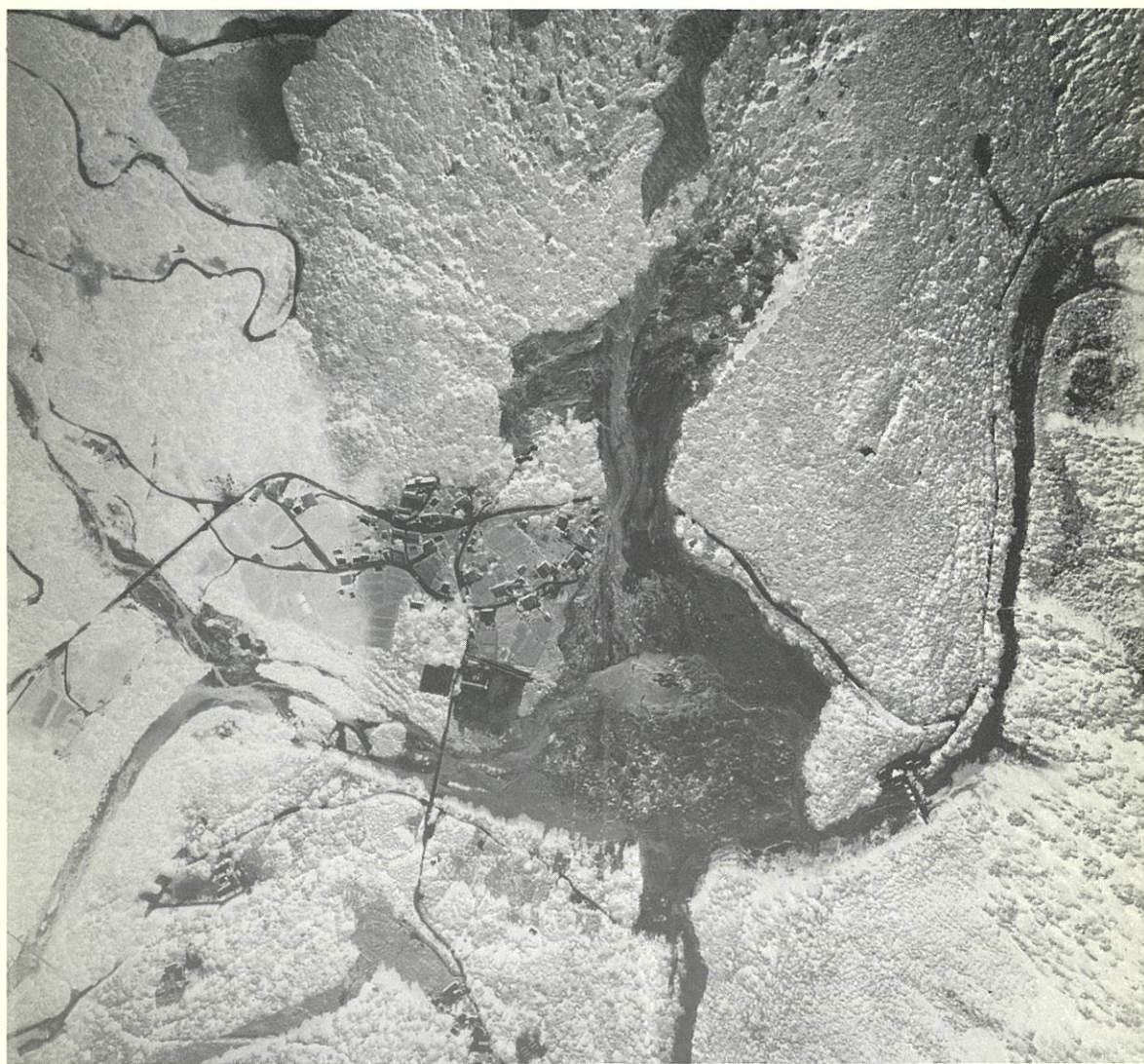


No.33

土と岩

昭和60年春季号

中部地質調査業協会



長野県西部地震による滝越地区における大規模な土砂崩壊

急がれるべき水資源開発

目次

巻頭言

急がれるべき水資源開発	中川 稔	1
挨拶	古長 孟彦	3
地すべり斜面の安定解析について	小田 英一	5
RCD (Roller Compacted Dam) 工法について	鈴木 徳行	11
安房トンネルの地質調査について (調査坑掘削を中心にして)	柴田 実	24
松谷 春敏		
伊藤 斎		
急斜面における大口径深礎の設計・施工	横井 健次	40
杭の水平支持力の地盤定数について	阿河 武志	47
梅村 逸雄		
地下水位低下工法を設計・施工する場合の留意点	池田 英夫	54
サンプリング雑感	中山 重治	66
NP式コア定方位マーカーについて	中山 芳樹	70
電話セールス困惑	畑内 利男	72
タバコについて	谷元 正範	73
昭和59年度技術研修会 (巡検) 開催		
巡検について	春日 明	74
巡検に参加して	畑内 利男	75
〃	平野 義明	75
〃	盛山 豊	76
〃	浜島 隆二	77

写真提供 玉野総合コンサルタント(株)

急がれるべき水資源開発



水資源開発公団

中部支社長 中川 稔

昨年は、日本の太平洋側を中心に記録的な渇水が続き、各地で大幅な節水を余儀なくされるという事態が生じました。

豊富な水量を誇る木曽川水系も、例年にない少雨のため深刻な渇水を経験しました。そのうえ、昨年、9月14日午前8時48分ころに長野県西部を襲ったM—6.9の地震は、愛知用水の主水源である牧尾ダムの周辺を震源とするもので、ダム自体の安全には全く影響ありませんでしたが、ダム湖周辺での行方不明者捜索等のため一定期間貯水を制限する等の異常な事態も生じました。

このような深刻な渇水期に併せて大地震という二重の災難に会い、改めて長期的な展望に立った水資源開発の重要性を私共当事者として再認識いたしました。世間の一般の皆様にも大きな御理解が得られたことと存じます。

もちろん、最近においては貴重な水資源を極力節約しようという節水意識も高まりつつあります。鉄鋼、紙パルプ、化学等、従来多量の水使用をしてきた企業を中心に、洗浄水や冷却水は循環水利用システムを採用する等、節水意識は定着しつつあり、都市用水でも排水浄化水の再利用などの試みがなされております。

しかし、今日の実情は、渇水に対応した安定的な水需給確保のためダム等の建設を円滑に促進し、先行的に広範な水資源開発を実施することが急務となっております。

水資源開発公団は、水資源開発基本計画に従って、木曽川水系においては関係県（長野、岐阜、愛知、三重の各県）の新規水需要量毎秒約121トンのうち、とりあえず毎秒約83トンを開発するとともに、既に完成をみた愛知用水、豊川用水及び岩尾ダムを水源とする木曽川総合用水の供給業務に従事しております。開発事業の内容は阿木川ダム、徳山ダム、味噌川ダム及び長良川河口堰の建設事業と、三重県北伊勢地方の農業用水及び都市用水を供給する三重用水建設事業並びに昭和36年完成以来岐阜県、愛知県内の受益地域に農業用水及び都市用水を供給してきた愛知用水につきましては、今後の水利用の多角化複雑化に対応して、水路構造の安全性、向上と管理機能の近代化により、水供給の安定化を図ることを目的とした愛知用水二期建設事業があります。

昨年のような深刻な水不足が再度到来しないという保証はありません。最近の異常気象からはその頻度は極めて高いと考えるべきであり、異常な渇水に対処するためにも水資源の開発は急がねばなりません。

公共の財産である水の浪費は是正されねばなりません。必要な容量を持つダムの建設等、需

しかし、水資源開発は極めて長期間を要するものであります。このほど水没地住民の大部分の人たちと建設に向けて用地補償問題で妥結をみた徳山ダムは、計画以来既に25年近くを経過しております。これは水没地に居住する人達への代替宅地の提供を始めとして、水没地が過疎地域で主として農林業に従事してきた人たちの転業が容易でなく、その生活再建の保証や水源地域の振興対策等にきめ細かな配慮が必要とされたからであります。

我が国の経済も、安定成長時代を迎え、従来のような急速な伸展は望めなくなり、水需要も控え目の値となっているのは事実であります。しかし、昨年のような渇水はまれとしても開発を怠れば水不足は確実に到来します。資源の乏しい日本にとって水資源は他の先進国に比して恵まれたものですが、異常気象に対応出来る備えを行うことにより、この資源が生かされわが国の経済発展を支えるわけですから供給の安定化は一刻たりともゆるがせにできません。

今日、厳しい財政の制約下ではありますが、水資源開発公団は技術力、組織力を結集して、本年も引き続き各建設事業の促進と適切な水管理業務に努めて参る所存でありますので、皆様の限
りない御支援をお願いする次第です。

挨拶



中部地質調査業協会
理事長 古長 孟彦

本年も皆様のお手もとへ、この「土と岩」をお届けすることができましたことを、協会の一員として心から喜んでいる次第であります。御多忙中にもかかわらず、原稿執筆を快く御承諾していただきました関係官庁の皆様、大学の先生方、そして協会員の方々には心から御礼申し上げます。

既に御承知の通り、この「土と岩」は当中部地質調査業協会の技術機関誌として昭和37年に創刊され、今回の33号の発行に至っております。この間、当協会は「土と岩」をこの地域に密着した技術機関誌として発行することを編集の基本方針としてまいりました。この基本方針を御理解いただき、関係官庁の皆様には、その時どきにおける当地域関連事業の基本計画、あるいは技術報文を、また大学の先生方には時代にマッチした技術の紹介、あるいは将来を展望した技術の示唆等を、そして協会員の皆様には実務を通じての技術報文、あるいは将来に対する技術の取組み方等々を執筆していただいてまいりました。このように多くの方々の御協力をいただきながらこの33号の発行までに至っておりますが、今後も少しずつ編集内容の充実を計りながら、この地域における地盤工学の向上に少しでもお役に立てるような「土と岩」の発行に努力したいと考えております。これからもよろしく御協力の程、お願い申し上げます。

さて、私ども中部地質調査業協会を含めまして、全国9地区協会の上部団体であります社団法人全国地質調査業協会連合会（略称全地連）では、地質調査の基礎的部分で、且つ重要な作業を担っているボーリング技術者の技術の向上と任務に対する自覚および社会的地位の向上を目指して、昭和41年より地質調査技士資格検定試験制度を設け、毎年1回厳格な試験を実施し、これまでに全国で約7,000名の有資格者を出してまいりました。この試験に合格し、登録した有資格者は、建設省の地質調査業登録規程（昭和52年より施行）の登録要件のうち、現場管理者の基礎資格として活用されております。また国鉄、電々公社など一部の発注機関では、仕様書で現場代理人などの適格者として指定されております。このような歴史と権威を有する試験制度ではありますが、悲しいことに民間資格ということで社会的評価に問題があり、発注機関の資格活用に限界のあることも否めなく、このため全地連では従来より地質調査技士の公的資格化について、種々の運動を進めておりました。しかし、地質調査業が建設業法に基づく技術検定の範囲外であること、加えて昨今の行政改革の流れの中で、むしろ国家試験を民間に移行する方向にあること等の

なお、全地連では試験制度が建設大臣の認定を受けたのを機に、試験制度の見直しを図ることを決め、登録更新制を導入いたしました。これは技術者が技術革新に対応した新しい知識および技術が求められることから、地質調査技士についても、再教育のシステムを確立する必要があり、それを確実に行うためには、講習会の受講と登録更新をセットにしたシステムが最も合理的であると考えられたからであります。この登録更新制度は昭和59年度から実施され、59年度に合格して登録した者は5年後の昭和64年度に登録を更新することになります。なお、昭和41年の第1回から昭和58年の第18回までの既登録者については、昭和63年度までに所定の講習を受講した上、新しい登録者と同様、建設大臣認定の試験制度による登録者として扱われることになります。昭和59年11月9日～10日の2日間にわたって、名古屋地区の第1回および第2回分既登録者の講習会が、受講生50余名を集めて実施されました。

地すべり斜面の安定解析について

中部大学 教授

工学博士 小田 英一

1 まえがき

崩積層斜面の地すべり地においては、地すべりによる斜面上部の引張亀裂の位置が観測でき、ボーリング調査により崩積層の厚さを知ることができる。また斜面下部の斜面勾配の状況と地すべりの変状観測などよりして、円形スベリ面の形を概略想定できる場合がある。地山が非均質で、せん断強度常数が一定でないときで、斜面も凹凸のある不規則な形をしたときは、分割法で斜面の安定解析するのに都合がよい。このような理由から斜面安定解析法としては一般に円形スベリ面を用いたスーデン法が用いられる。しかしこの方法による結果は一般に安全側にすぎ、設計を不経済にするので、斜面内の応力分布を考慮した Bishop の式が提唱されている。これは一名斜面の極限設計法ともいわれている。

つぎに Frohlich はすべり土塊に作用する外力とせん断抵抗力とが全体として釣合を保つためには、地すべりをおこし始めるのに十分な力を外力に更に加えなければならないとして、斜面安定解析理論を提唱している。これらの方法について考察をすることとする。

2 分割法による斜面安定解析について

図-1 に示すようにスベリ面を考え、すべり土塊をスライスに分割する。この分割スライスには図-1(b) に示すように自重 W とスライスの境界に作用する直圧力 E とせん断力 T が作用する。 α なる傾斜角をもつスライス底面(その長さを l とする)に作用する力は直圧力 P' とせん断抵抗力 S である。すべり土塊の安定問題の厳密な解法はつき

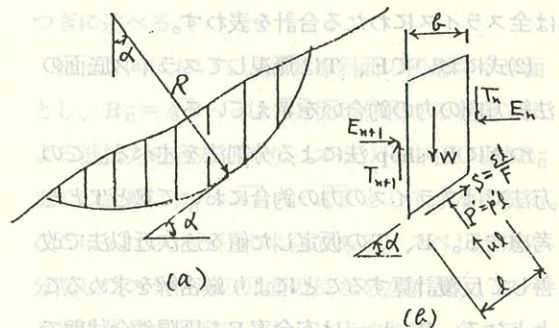


図-1 (R. N. Chowdhury¹⁾)

の条件を満たさねばならない。

- (1) 各スライスに作用する力は釣合条件を満足しなければならない。
- (2) すべり土塊全体として作用する力も釣合条件を満足しなければならない。

しかしながら T と E の力はすべり土塊材料の応力ヒズミ特性及び変形特性を含む多くの因子に影響を受け、その評価がむづかしい。そこで、 $\sum T = 0$ 、 $\sum E = 0$ と仮定してスライス底面に作用する直圧力とせん断力を求める簡便法をよく用いる。各スライスの T と E を無視することは、 n 枚のスライスよりなるすべり全土塊の全体としての釣合に関し、次式の仮定を含んでいることとなる。

$$\sum \tan \phi' \{ (T_n - T_{n+1}) \cos \alpha$$

$$- (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha \} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ただし(1)式の合計は全スライスについてのものである。このような仮定はつぎの(2)式による斜面安定の安全率 F の値を低い値に評価する原因となる。ただしこの計算式で設計する場合はこの誤差は安全側となっている。また、この誤差は α の値に大きな差異を生ずるような深い円弧スベリ面の場合

に大きくなる。また間隙水圧が大となるところの誤差が大となる。簡便法はスウェーデン式の分割法であって、このときのFは

$$F = \frac{\sum \{ c' \ell + \tan \phi' (W \cos \alpha - u \ell) \}}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここにu：各スライス底面の間隙水圧、
c'：土の粘着力、 ϕ' ：土の内部摩擦角であり、 $\sum$ は全スライスにわたる合計を表わす。

(2)式においてE、Tは無視してスライス底面の法線方向の力の釣合いを考えている。

つぎにBishop法による分割法を述べる。この方法ではスライスの力の釣合においてEとTを考慮する。E、Tの仮定した値を逐次近似法で改善して反覆計算することにより厳密解を求めることとなる。Bishopは安全率Fを極限釣合状態で動員されるせん断強度に対する現実に発揮されるせん断抵抗の比として定義している。これは(2)式のFの定義と違っている。図-1(b)に示すようにスライス底面に作用する力は動員されるせん断強度度 $s\ell/F$ であり、法線方向の有効直圧力 $P' = p'\ell$ 、間隙水圧 $u\ell$ となる。鉛直側面に作用している力 E_n 、 E_{n+1} 、 T_n 、 T_{n+1} は斜面内の応力分布に関する理論解から求めなければならないが、実用計算では $T_n - T_{n+1} = 0$ とおくことが許される。いま鉛直方向の釣合条件より

$$W = \frac{c'\ell + p'\ell \tan \phi'}{F} \sin \alpha + (p'\ell + u\ell) \cos \alpha$$

となり、 $b = \ell \cos \alpha$ なることより

$$p' = \left\{ \frac{W}{b} - \frac{c' \tan \alpha}{F} - u \right\}$$

$$\dots\dots\dots (1) \dots\dots\dots 0 = \left\{ \frac{1}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$s = c + p' \tan \phi'$ に(3)式を代入して、安全率Fを求めれば

$$F = \frac{\sum s \ell}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum \{ c' b + (W - ub) \tan \phi' \} / m \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $m \alpha = \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right) \cos \alpha$

となる。これがBishop法の分割法による安全率である。R.N. Chowdhury¹⁾によればつぎのことが云われている。すなわちFの値が(4)式の右辺にも含まれているから、最初(2)式によるFを用いて(4)式により計算し、これより求めたFを用いてまた(4)式を計算する。これを繰り返し、両辺のFの値の差が僅少となった所で反覆計算を終了してFを求めることとなる。概略の話としていえることは、間隙水圧が小なる場合の全応力解析または有効応力解析においては、簡便法のスウェーデン式分割法で求めたFの1.1倍の値がBishop法の分割法のFの値となり、間隙水圧が中位か大きい値となったときの有効応力解析ではスウェーデン式のFの1.2乃至1.25倍の値となる。

Bishop法においては、各スライスの鉛直方向の力の釣合のみを考えているから

$$\sum (E_n - E_{n+1}) \frac{\tan \phi'}{m \alpha} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ということ仮定していることとなる。しかしスライスの鉛直方向の力の釣合条件の式の中に動員されるせん断抵抗を考慮していることより、スウェーデン式のFよりBishop法のFの方が精度はよいものと考えられる。

Bishop法を用いるときの注意事項についてのR.N. Chowdhury¹⁾の説明をつぎに述べる。

(4)式における $(1 + \tan \alpha \tan \phi' / F)$ の項についてであるが、 α が負の大きな値となり、 $\phi' \neq 0$ のとき、急傾斜となったスベリ面の先端近くではこの項が零または負の値となる。つぎにスベリ面が正の値で急傾斜となればせん断抵抗に対する方向が正しくなくなる。前者の場合はFを大きく評価し、後者の場合はFを過少評価することとなる。
 $\sec \alpha / (1 + \tan \alpha \tan \phi' / F) < 0.2$ のときは、Bishop法の計算は用心して行ななければならない。このときは(4)式でFを求めた後に、(3)式によりスベリ面に沿って直圧力 p' の分布を求めて、この分布が妥当なものであるかということを検討し

て、この解析が適当であるかどうかを決定するようにした方がよい。

3 Fröhlich の斜面安定解析

地すべり斜面の地盤中の円形スベリ面の仮定にもとづき斜面安定問題の釣合条件を考える。円形スベリ面より上のすべり土塊にはたらく外力の合力 R は、死荷重、静水的揚力、地震力、過剰間隙水圧、浸透水圧などの合成力であって、図-2に示すようにスベリ円の中心 O から a の距離にある。いません断強度常数（粘着力 $\bar{c}$ 、内部摩擦角 $\bar{\varphi}$ ）が充分動員されたときスベリ土塊が図-2(a)に示すように時計方向にすべりを起し始めるに必要なある力を R に加えるならば、すべり運動がおこる。O. K. Fröhlich²⁾はこの加えるべき力を Impulse とよんでいる。すなわち R が作用している状態において、更に Impulse Padd. を作用させることによってすべりが始まり、 $\bar{c}$ と $\bar{\varphi}$ とは充分動員され、すべりに抵抗する。そうしてつぎの三つの

釣合いの条件がいつも成立しなければならない。

$$\sum X = 0, \sum Y = 0, \sum M = 0 \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 X ：水平方向の力、 Y ：鉛直方向の力、 M ：ある点に関する力のモーメント、である。また、力の三角形をなす三力はいつも一点に交わる条件を満足しなければならないことを基にして Fröhlich²⁾ が誘導した斜面安定解析法についてつぎに述べる。

図-2(a)において、 $\overline{AB}$ を斜面の円形スベリ面とし、 $R_{\bar{c}} = \overline{AB} \cdot \bar{c}$ は $\overline{AB}$ 面に作用する粘着力による抵抗力の合力であり、スベリ円中心 O より $R_{\bar{c}}$ までの距離は $\rho_{\bar{c}} = \overline{AB} r / \overline{AB}$ として求められる。ここに r はスベリ円の半径である。スベリ土体の分割したスライスの底面の長さを $\Delta \ell$ とし、スベリ面に作用する直応力を σ_n とすれば、各スライスのスベリ面の摩擦抵抗力 $\sigma_n \tan \bar{\varphi} \cdot \Delta \ell$ のベクトルの合力を $R_{\bar{\varphi}}$ として、中心 O 点より $R_{\bar{\varphi}}$ までの距離を $\rho_{\bar{\varphi}}$ とすれば、

$$\rho_{\bar{\varphi}} = r \sum \sigma_n \tan \bar{\varphi} \Delta \ell / R_{\bar{\varphi}} \dots\dots\dots (7)$$

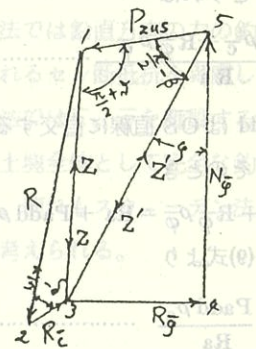
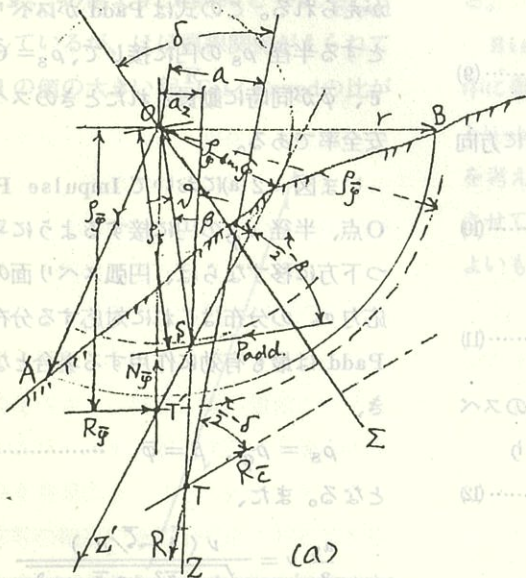


図-2 (O. K. Fröhlich²⁾)

となる。つきに $\mu = a/\rho_c$ 、 $\zeta = R_c/R$ 、 $\nu = a/\rho_\varphi$ (8)

として、図-2(a)において Σ 直線は O 点を通り R_c と直交していて、 Σ と R とは δ の角をなす。

$\rho_\varphi \sin \varphi$ は摩擦円の半径である。 N_φ はスベリ円弧の法線方向の反力分布の合力であって O 点を通る。図-2(b)で N_φ と R_φ の合力は Z' であるから、図-2(a)で Z' は R_φ と N_φ の交点 T' を通り、図-2(b)の Z' と平行である。

また図-2(b)で R と R_c との合成力 Z と平行な図-2(a)の Z は R_c と R の交点 T を通る。

図-2(a)において Z と Z' の交点 S を $Padd$ が通り、 $Padd$ は図-2(b)の P_{zus} と平行であり、図-2(b)に示すように、 Z 、 Z' と P_{zus} は $\triangle 135$ を閉合する。 Z' は図-2(a)において摩擦円と接する。図-2(a)において O 点より Z のベクトル迄の距離を a_z とし、 Z と $OS = \rho_s$ とのなす角を ϑ とし、 Z' と OS とのなす角を β とする。地すべりをおこすときは $P_{zus} = Padd$ が力の釣合条件より必要となり、 R 、 R_c 、 R_φ 、 N_φ と P_{zus} の力は力の多角形を閉合する。このときの斜面安定解析の安全率を F とすれば

$$F = \frac{R_c \rho_c + R_\varphi \rho_\varphi}{Ra} \dots\dots\dots (9)$$

となる。 $Padd$ は OS 直線に直交するように方向がとられる。そのとき

$$R_c \rho_c + R_\varphi \rho_\varphi = Ra + Padd \rho_s \dots\dots\dots (10)$$

となるから、(9)式より

$$F = 1 + \frac{Padd \rho_s}{Ra} \dots\dots\dots (11)$$

図-2(b)の $\triangle 1$ 、3、5 の形成する三つの力のスベリ円弧中心 O に関するモーメントの関係より

$$Padd \cdot \rho_s = Z' \rho_\varphi \sin \varphi - Za_z \dots\dots\dots (12)$$

となり、 $\triangle 1$ 、3、5 の正弦法則より

$$Z' = Z \frac{\cos \vartheta}{\cos \beta} \dots\dots\dots (13)$$

となり、これを(12)式に代入して

$$Padd \cdot \rho_s = Z \left\{ \left(\frac{\cos \vartheta}{\cos \beta} \right) \rho_\varphi \sin \varphi - a_z \right\} \dots\dots\dots (14)$$

図-2(b)の $\triangle 1$ 、2、3 の関係より

$$Z = \sqrt{R^2 + R_c^2 - 2 R R_c \sin \delta} \dots\dots\dots (15)$$

となり、(8)式の第2式を用いて

$$Z = R \sqrt{1 + \zeta^2 - 2 \zeta \sin \delta} \dots\dots\dots (16)$$

となる。図-2(a)で R 、 R_c と Z の O 点に関するモーメントの関係より、

$$Z \cdot a_z = Ra - R_c \rho_c \dots\dots\dots (17)$$

となり、これは(12)式の右辺第2項である。(8)式の第1式、第3式を用いて、(15)式、(16)式、(14)式と(11)式とより

$$F = 1 + \frac{R \sqrt{1 + \zeta^2 - 2 \zeta \sin \delta} \left(\rho_\varphi \frac{\cos \vartheta}{\cos \beta} \sin \varphi - a_z \right)}{Ra} \dots\dots\dots (17)$$

となる。(16)式より

$$\frac{a_z}{a} = \frac{R}{Z} - \frac{R_c \cdot \rho_c}{Z \cdot a} = \frac{(1 - \zeta/\mu)}{\sqrt{1 + \zeta^2 - 2 \zeta \sin \delta}}$$

となり、これを(17)式に代入して

$$F = \frac{\zeta}{\mu} + \frac{\cos \vartheta}{\cos \beta} \frac{\sin \varphi}{\nu} \sqrt{1 + \zeta^2 - 2 \zeta \sin \delta} \dots\dots\dots (18)$$

がえられる。この式は $Padd$ がスベリ円弧中心 O とする半径 ρ_s の円に接して、 $\rho_s = OS$ のとき、 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ が同時に動員されたときのスベリに対する安全率である。

いま図-2(a)において $Impulse$ $Padd$ が中心 O 点、半径 ρ_φ の円に接するように平行を保ちつつ下方に移すならば、円弧スベリ面の法線方向直応力 σ_n の分布はこれに対応する分布をとり、 $Padd$ は最も有効に作用する場合となる。このとき、

$$\rho_s = \rho_\varphi, \beta = \bar{\varphi} \dots\dots\dots (19)$$

となる。また、

$$\frac{a_z}{a} \nu = \frac{\nu (1 - \zeta/\mu)}{\sqrt{1 + \zeta^2 - 2 \zeta \sin \delta}}$$

となることと、(8)式の第3式を用い、図-2(a)の幾何学的な関係より

$$\frac{a_z}{a} \nu = \frac{a_z}{\rho \bar{\varphi}} = \sin \vartheta$$

となることより

$$\sin \vartheta = \frac{\nu (1 - \bar{\zeta}/\mu)}{\sqrt{1 + \bar{\zeta}^2 - 2 \bar{\zeta} \sin \delta}}$$

$$\cos \vartheta = \sqrt{1 - \frac{\nu^2 (1 - \bar{\zeta}/\mu)^2}{1 + \bar{\zeta}^2 - 2 \bar{\zeta} \sin \delta}}$$

となることを用いて、(19)式の β とこの $\cos \vartheta$ を(18)式に代入して、 $F = F_{\text{Fel}}$ として

$$F_{\text{Fel}} = \frac{\bar{\zeta}}{\mu} + \frac{\tan \bar{\varphi}}{\nu} \frac{\sqrt{1 + \bar{\zeta}^2 - 2 \bar{\zeta} \sin \delta}}{1 - \nu^2 (1 - \bar{\zeta}/\mu)^2} \dots\dots\dots (20)$$

となる。すなわちこの式の誘導法をみると、地すべり運動をおこす Impulse Padd を外力 R に更に加えなければならず、そうしてすべり土塊に作用する外力、Impulse、反力、せん断抵抗力は力の釣合の三条件を満たしている厳密解である。Impulse をこのように考えたことよりスウェーデンの分割法による安全率 Fswed より F_{Fel} の値は大きくなるのである。

図-3 には地すべり地の数ヶ所において計算した Fswed と F_{Fel} の値より、Fswed と $F_{\text{Fel}}/F_{\text{swed}}$ の関係を示しているが、ほぼ直線関係がえられていて、Fswed の値の大きい程 $F_{\text{Fel}}/F_{\text{swed}}$ の比が

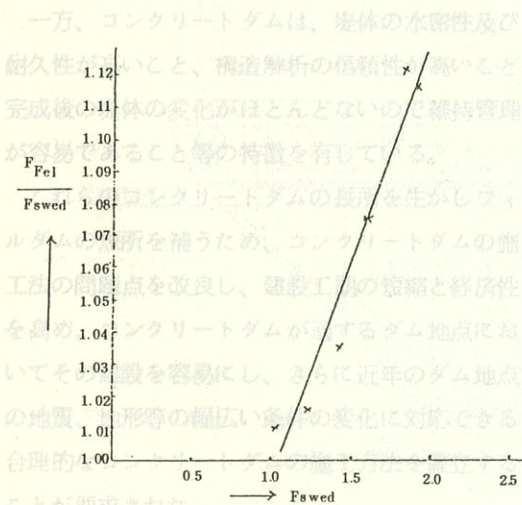


図-3

大きいことが判る。このことは Fswed の値の大きい場合、すなわちすべり難い斜面程力の釣合に必要な Impulse が大なるものを要するという理論と一致した傾向を示しているものと考えられる。

4 むすび

スウェーデン法による斜面安定解析が簡便なのでよく用いられるが、前述のように安全率 F が小さい値となり、これで設計すると安全側になる。Bishop 法による理論ではその安全率 F はスウェーデン法の F の 1.1 倍であり、間隙水圧が大きいときは有効応力解析で 1.2 乃至 1.25 倍となるといわれている。

つぎに Impulse を考慮した Fröhlich の斜面安定解析では Fswed が大となると $F_{\text{Fel}}/F_{\text{swed}}$ なる比が大となる傾向があり、Fswed = 1 のときは $F_{\text{Fel}}/F_{\text{swed}} \approx 1$ となり、(11)式より Padd = 0 で、 $\bar{\varphi}$ は地すべり運動で充分動員されることとなる。しかし Fswed > 1 で大きくなるに従い、 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ が動員されるためには(11)式からわかるように、Padd を大にしなければならないことを示している。

Bishop 法では鉛直方向の力の釣合条件の式の中に動員されるせん断抵抗を考慮しており、Fröhlich の方法では $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ を動員するには Impulse を考えて、土塊全体として完全な釣合条件を成立させていて、何れもスウェーデン法よりも精度がよいものと考えられる。

RCD(Roller Compacted Dam)工法について

名城大学教授

工学博士 鈴木 徳 行

1 はじめに

コンクリートダム建設技術は、1963年に完成したアメリカのHooverダムから今日の姿に近い施工方法となり、ダムコンクリートに関する理論的裏付けがなされ現在に至っている。

一方、最近建設される高いダムは、コンクリートダムに比較してフィルダムの比重が高くなっている。これは、コンクリートダムを建設するために適した地形、地質のダム地点が少なくなっているため、そのようなダム地点ではフィルダムを建設することが有利であるためである。

しかし、フィルダムは、堤体が洪水の越流に弱いこと、洪水吐の容量をコンクリートダムより大きくする必要があること、堤体内に洪水吐を設置することに制約を受けること等のため、洪水吐の維持に不安が残る等の理由から、フィルダムはコンクリートダムに比して、洪水に対するダムの安全を確保するのに不利な面を持つ構造である。

一方、コンクリートダムは、堤体の水密性及び耐久性が高いこと、構造解析の信頼性が高いこと、完成後の堤体の変化がほとんどないので維持管理が容易であること等の特徴を有している。

これらのコンクリートダムの長所を生かしフィルダムの短所を補うため、コンクリートダムの施工法の問題点を改良し、建設工期の短縮と経済性を高め、コンクリートダムが適するダム地点においてその建設を容易にし、さらに近年のダム地点の地質、地形等の幅広い条件の変化に対応できる合理的なコンクリートダムの施工方法を確立することが要求された。

このため、幾多の検討を行った結果、コンクリ

ートダムの建設技術を基礎として、これにフィルダムの施工方法を加味した工法が開発された。

従来のブロック打設工法は、ダム本体のコンクリート打設のため、型枠で多くのブロックに仕切り、そこにケーブルクレーンによってコンクリートを運搬し打込み、棒状のバイブレーターで締め固める方法である。これに対してRCD工法は、貧配合、超硬練りのノースランブコンクリートをトラックで運搬し、ブルドーザーで敷均し、振動目地切り機で目地を造成し、振動ローラーで締め固める工法であり、世界に先がけ我国で初めて開発した工法である。本文では、このRCD工法の概要について紹介するものである。

2 RCD工法の概要

RCD工法が従来の工法と特に異なる点は、コンクリートの運搬と打設をダンプトラック、ブルドーザー及び振動ローラー等の汎用機械によって合理化したことであり、この合理的な施工方法のためコンクリートを超硬練り低セメント量とし、打設を全面レヤーとしたことである。基本的なRCD工法による施工方法は次のとおりである。

① バッチャープラントからコンクリート打ち込みまでの、上下方向のコンクリート運搬は、一般に固定ケーブルクレーン、インクライン等を用いる。

② コンクリートの打設場所までの水平コンクリート運搬は、一般にダンプトラック、ベルトコンベア等を用いる。

③ 高低差が少なく直接運搬が可能な場合には、バッチャープラントからコンクリートの打設場所

までダンブトラックで行う。

④ ダムコンクリートの打設は、水平断面全体にわたって連続的に施工するいわゆる「全面レヤー打ち込み」により行う。

⑤ コンクリートの敷均しはブルドーザーにより、数回にわたり薄く敷均す「薄層敷均し方法」により行い、骨材の分離防止とブル転圧効果の増大をはかる。

⑥ 堤体の収縮継目のうち横継目は、コンクリート打設作業の効率を高めるため、コンクリートを敷均した後、または、ローラによる転圧直後まだ締固めない状態で振動目地切機によって切断するという方法により施工される。

⑦ 堤体の縦継目は、一般に設けない。

⑧ コンクリートの締固めは、フィルダム材料の締固めに使用されるものと同様な自走式の振動ローラにより行われる。

⑨ リフトの高さは、コンクリートの水和熱の放散及び振動ローラの締固め効果等を考慮して70cm程度を標準としている。

⑩ パイプクーリングによる温度規制を行わない。温度規制が必要であればプレクーリングを行うか、打設間隔、打設リフト高、養生等を併せて行うか検討する。

⑪ グリーンカットは、モーターシーパー等の自走式機械を用いて行う。これにより施工性を高める。

ダムサイトの地形、地質、ダム規模等により多少の差があるが、上述の方法によって行う。

3 RCD工法による施工例

3-1 島地川ダム

島地川ダムは、建設省が山口県の佐波川支川島地川に建設した高さ90m、本体コンクリート量31万 m^3 のダムであり、昭和55年に完成した。(図-1)

このダムでRCD工法を採用することになったのは、地形地質の面から移動ケーブルクレーンの設置が不可能であったこと及び洪水調節方式が自然調節方式のダムでゲート等の構造物が少なかったこと等からである。ダム本体に用いたRCD用コンクリートは図-5に示したB種配合の内部コンクリートとしてである。

島地川ダムは地形、地質から移動ケーブルクレーンの設置が不可能であるため、コンクリートの運搬方法について、①固定ケーブルクレーンとダンブトラック、②固定ケーブルクレーンとベルト

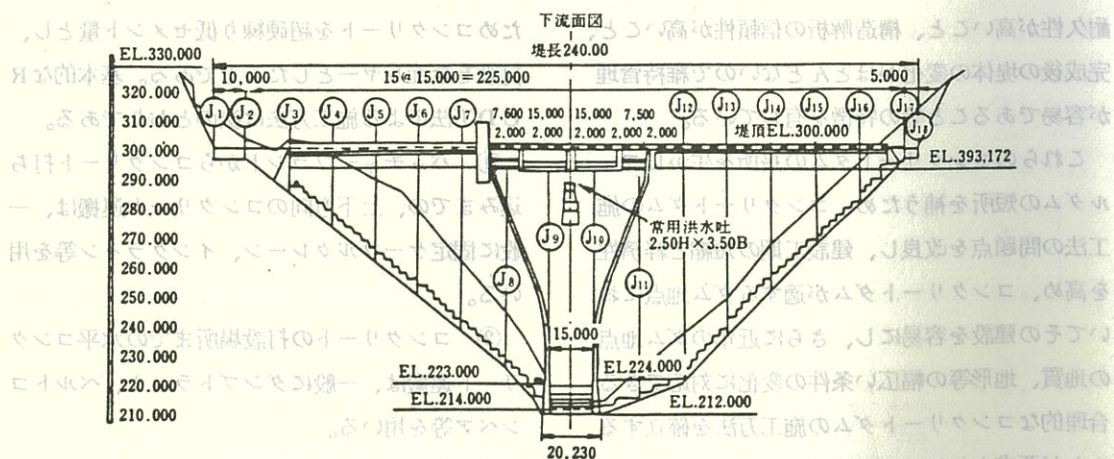


図-1 島地川ダム下流面図

コンベア、③インクラインとダンプトラック、④インクラインとベルトコンベアの4案について、経済性、施工性、品質管理面等について比較検討を行った。その結果、固定ケーブルクレーンは、インクライン等に対して施工性が優れており、またダンプトラック案は、巻き出し位置の変化に対して順応性があり、配合の切り換えが容易であることがわかった。このような総合評価の結果、コンクリートの運搬方法は、固定ケーブルクレーンとダンプトラックを採用することとした。具体的なコンクリートの運搬、打設の方法は次のようにすることとした。

① コンクリートの堤体内への搬入は、固定ケーブルクレーンをダム軸近くに設置し、これによってバケットを用いて行う。

② バケットで運ばれたコンクリートは、堤体内に設けられた移動式ホッパーで仮受する。

③ 堤体内の小運搬はダンプトラックで行い、

敷均しはブルドーザー、締固めは振動ローラーで行う。

④ 打設は全面レアシステムを採用し、締固められたコンクリートの横目地は、振動圧入式目地切り機で行い、グリーンカットはモータースイーパーまたはポリシャーなどで行う。クーリングパイプの設置は行わない。

以上のようなコンクリート運搬打設方法の順序を簡単なフローで示すと図-2のとおりであり、施工要領図で示すと図-3、図-4のとおりである。また写真-1に施工状況を示す。

次に、ダム本体に用いたRCD用コンクリートは、図-5に示すB種配合の内部コンクリートとしてであり、上流側3m、下流側2m、岩着部1.5m、構造物周辺の配筋部等は従来と同様のコンクリートである。このためRCD用コンクリートの占める割合は、全体コンクリートの約6割強である。

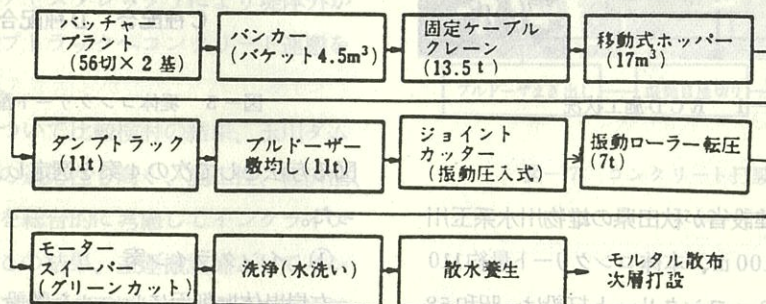


図-2 コンクリート打設フロー

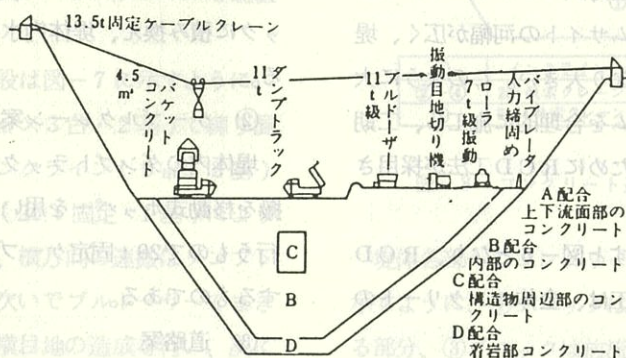


図-3 RCD工法によるコンクリートの打設順序

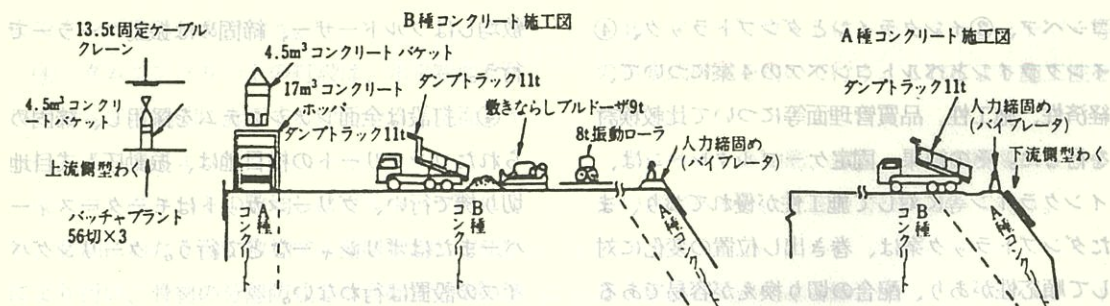


図-4 RCDコンクリートによる島地川ダム施工図（コンクリート打設）

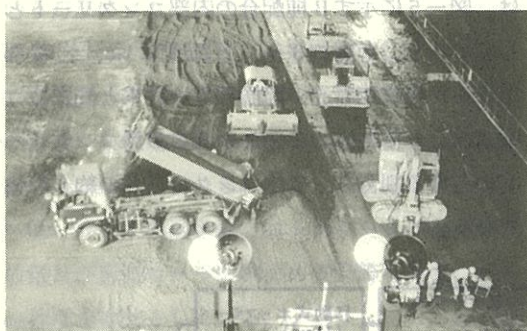


写真-1 RCD施工状況

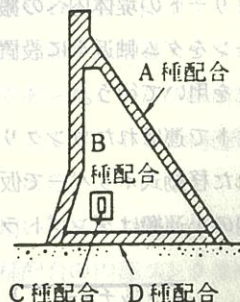


図-5 堤体コンクリート配合区分

3-2 玉川ダム

玉川ダムは、建設省が秋田県の雄物川水系玉川に建設中の高さ100m、本体コンクリート量約110万m³のダムであり、コンクリート打設は、昭和58年秋から昭和60年秋で完了の予定である。

このダムは一般的な重力式コンクリートダムであるが、地形上からダムサイトの河幅が広く、堤高に対して堤体積がかなり大きい。このように大規模なコンクリートダムを合理的に施工し、工期の短縮、省力化を図るためにRCD工法が採用された。

ダム標準断面図を示すと図-6となり、RCD用コンクリートでの施工は、全体コンクリートの約68%強である。

玉川ダムではコンクリート運搬手段の合理化を

図する方法として次の4案を選定し、比較検討を行った。

① インクライン案

右岸堤体掘削面にレールを敷設し、上下標高方向のコンクリート運搬をインクラインによって行い、下部ステーションのホッパーからダンプトラックに積み換え、堤体内水平運搬を行うものである。

② ケーブルクレーン案

堤体内のダンプトラックまでのコンクリート運搬を移動式ホッパーを用い、ケーブルクレーンで行うもので20t固定ケーブルクレーンを2基設置するものである。

③ 道路案

堤体外から直接ダンプトラックによりコンクリ

(クレスト部)

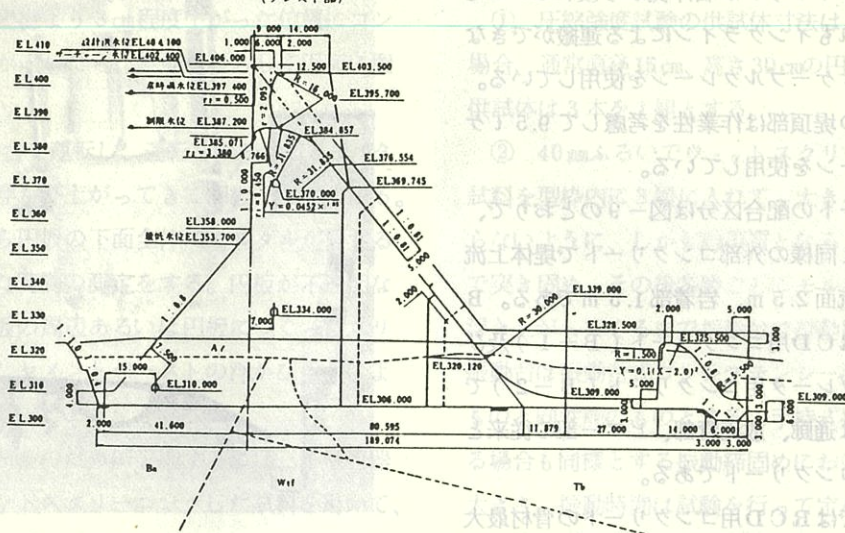


図-6 玉川ダム標準断面図

④ ベルトコンベア案

以上の4案について比較検討の結果、玉川ダムでは現地条件への適応性も高く、施工性、経済性、品質管理等の点を総合的に考慮してインクラインと決定した。この結果、主運搬設備としてインクライン、補助運搬及び重機械の搬出入のため20 t固定ケーブルクレーンを1基設置し、さらに雑搬のため9.5 t軌索式ケーブルクレーンを配置することとした。

コンクリート運搬打設は図-7に示すように、
 バッチャープラント(3 m³×3台・2基)で練り混
 ぜたコンクリートをインクライン(9 m³・2基)
 又はケーブルクレーン(20 t 固定・1基)により
 上下方向の運搬を行い、横方向の運搬はダンブト
 ラックによって行い、次いでブルドーザーでまき
 出し、振動目地切機で横目地の造成を行い、次に
 振動ローラで締固める方法とした。

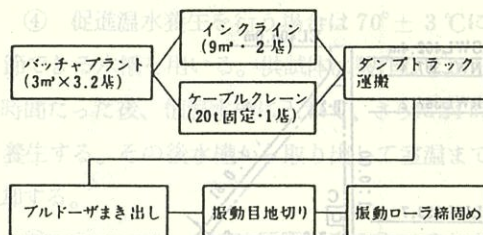


図-7 コンクリート打設フロー

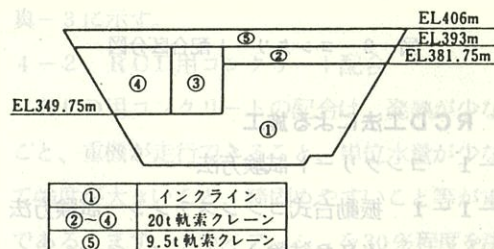


図-8 コンクリート運搬工法による区分

— 15 —

⑤ブロックの堤頂部は作業性を考慮して9.5 tケーブ
ルクレーンを使用している。

コンクリートの配合区分は図-9のとおりで、
A種は従来と同様の外部コンクリートで堤体上流
面3m、下流面2.5m、岩着部1.5mである。B
種は内部のRCD用コンクリート(B-1)及び
インナバイブレータ用コンクリート(B-2)で
ある。C種は通廊、放流管部、ピアー部の従来と
同様の鉄筋コンクリートである。

玉川ダムではRCD用コンクリートの骨材最大寸法を150 mmを使用しており強度が増大している。

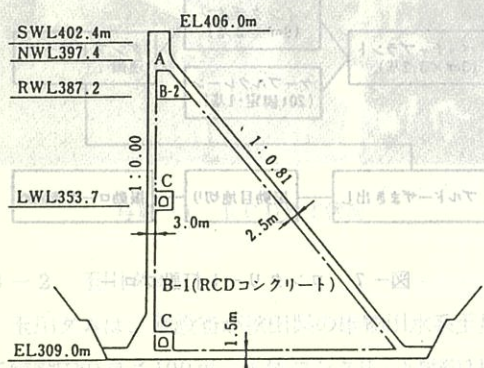


図-9 コンクリート配合区分図

4 RCD工法による施工

4-1 コンクリート試験方法

4-1-1 振動台式コンシステンシー試験方法 (VC試験)

RCD用コンクリートは、超硬練りコンクリートであるため従来のようなスランプ試験やテストピースの作成ができないので、次に述べる方法で行った。すなわち、振動式コンシステンシー試験によってVC値を求めることにより、コンクリートのコンシステンシーを測定した。

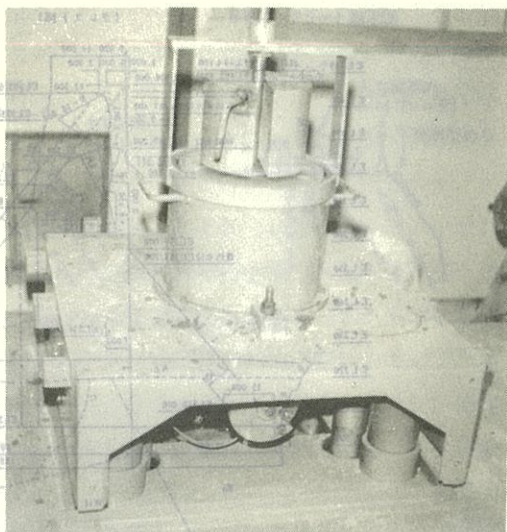


写真-2 VC試験装置

① この試験は、RCD用コンクリートのコン
システンシーを試験するのに用いる。

② 試験装置（写真－２）は、振動台、容器、すべり棒のついた円板から構成されている。これらの性能は次のとおりとする。

振動台：振動数 3,000 程度、振動数が可変の場合
は前記の値を含むものとする。

振幅：全振幅約 1 mm
容量：金属性で次の 2 種類とする。

大型容器内径48 cm、内高40 cm、小型容器
(管理試験用)内径24 cm、内高20 cm、容

器は振動台に固定できるよう設計されたものとする。

円板：所要の載荷重に耐える材料を用い、締固め（養生）により生ずるセメントペーストの浮き上がりを確認できる構造とする。

おもり：20 kg

③ 試 験

1) 突き棒により、大型容器にフルサイズのコンクリートを大きな空けきが残らないように、均

等質な試料となるように詰める。

2) 容器の縁より3 cm程度下がった位置にコンクリート層が達したら、表面をならして円板に置く。

3) 振動台を運転し、運転を継続するとモルタルが表面に浮かび上がってきて円板下面に接する。運転開始から円板の下面全体にモルタルが接するまでに要した時間の測定をする。円板が不透明な場合は、円板の周辺あるいは円板につくったスリットに生じたセメントペーストの浮かび上りにより判定する。

4) 管理試験のために実施するには、小型容器によりウェットスクリーニングした試料を用いて、フルサイズの場合と同様に実施する。

5) コンステンシーは3)に述べた振動時間を秒で測定し、これをVC値、何秒として表示する。また、締固めた試料は、重量を測定し、単位容積重量を求めて表示する。

なお、同じコンクリートから試料を採取し、VC値を試験すると大型容器とウェットスクリーニングした試料を用いた小型容器とでは、試験値が異なるが、それらの試験値の間には相関関係がある。図-10は試験の一例である。

4-1-2 圧縮強度試験用供試体の作り方

供試体の作成も従来の方法では不可能であり、

次に述べるように振動台を用いて作成する。

① 圧縮強度試験の供試体寸法は、管理試験の場合、通常直径15 cm、高さ30 cmの円柱形とする。供試体は3本を1組とする。

② 40 mmふるいでウェットスクリーニングした試料を型枠内に3層に入れて、大きな空けきの残らないように、しかも均等質となるように突き棒で突き固め、その後各層ごとにモルタルが表面に浮かび上がってくるまで振動台で振動締固めを行う。振動台は振動台式コンシステンシー試験に用いるものと同性能のものとする。手持式振動機を用いる場合も同様とする振動締固めにおける載荷重の大きさ、振動時間は試験を行って定めるものとする。

③ 供試体は製作後、所定材令まで $20^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ の水中養生を行う。

④ 促進温水養生を行う場合は $70^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ に調節できる水槽を用いる。供試体は製作してから24時間たった後、恒温水槽に入れて、さらに24時間養生する。その後水槽から取り出して室温まで冷却する。

⑤ キャッピングには硬質石膏を用いるとよい。

なお脱型はなるべく圧縮強度試験の直前に行うのがよい。

以上の方法により作成を行うが、その状況を写真-3に示す。

4-2 RCD用コンクリート配合

RCD用コンクリートの配合は、発熱が少ないこと、重機が走行できること、単位水量が少なく強度が大きいこと、締固めやすいこと等が重要である。まず、フライアッシュを30%程度を決定する。次に、単位水量と圧縮強度、単位水量とVC値等の試験から、締固めやすく、強度が大きくなる単位水量を決定する。(図-11、12)

また、組骨材率($\%$)とVC値の関係から、締固めやすい細骨材率を決定する。(図-13)

以上の試験が、RCD用コンクリート配合を決定

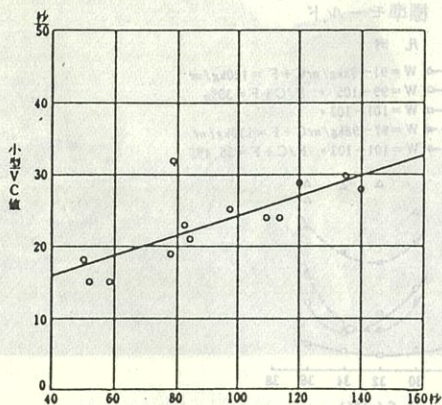


図-10 大型VC値と小型VC値との関係

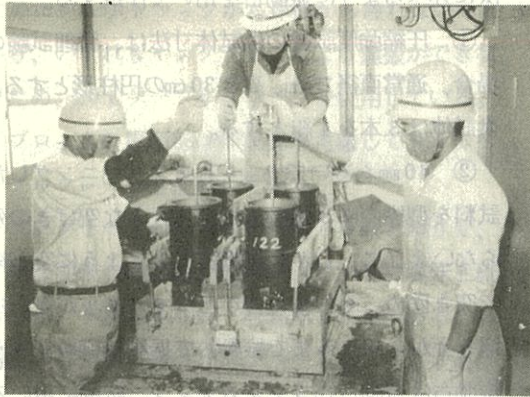


写真-3 振動台による供試体の作成

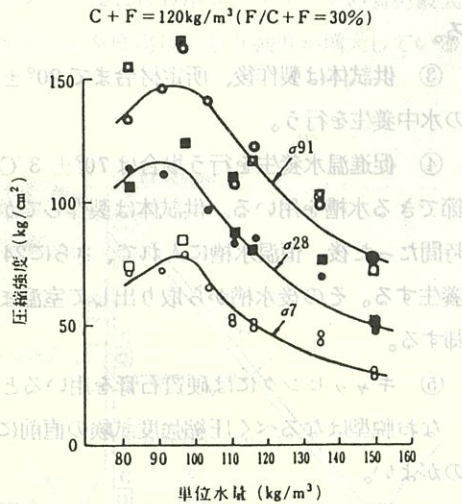


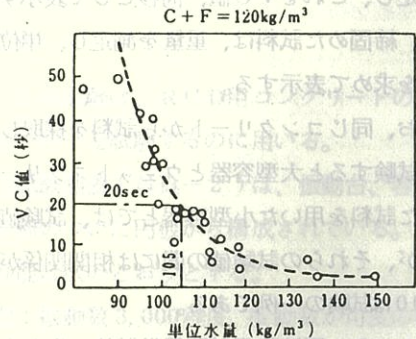
図-11 単位水量と圧縮強度

する上で重要であり、この試験を重点的に行なって配合を決定する。

このようにして決定したRCD用コンクリート配合を示すと表-1となる。この配合は従来のコンクリートに対して、単位セメント量が少なく、フライアッシュの混入率が大きく、砂が多く、単位水量が少ないことが特徴である。

4-3 コンクリートの打込み

コンクリートの打込みは、ケーブルクレーン、またはインクライン等とダンプトラックで運搬し、ブルドーザーで敷均す方法で行われる。このため現場におけるコンクリートの材料分離は、ダンピ



注：VC値は、標準モールド

図-12 単位水量とVC値

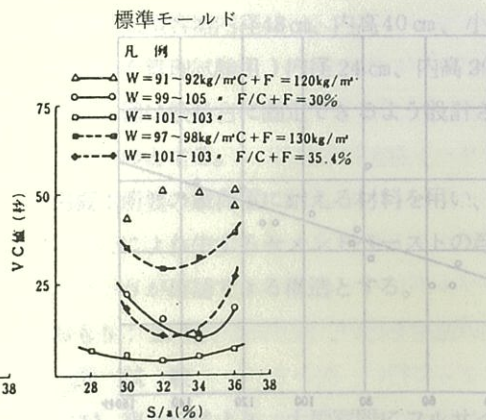
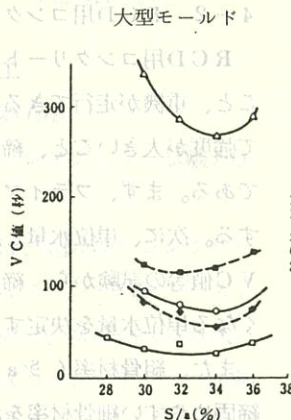


図-13 VC値とS/a

表-1 島地川ダムRCDコンクリートの標準示方配合表

	G _{max} mm	W/C+F %	F/C+F %	S/a %	スランブ cm	Air %	W kg/m ³	C kg/m ³	F+C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	PN ₈ kg/m ³
B-1種	80	80.8	30	34	—	1.5±1	105	91	130	749	1,476	0.325
B-2種	80	87.5	30	34	—	1.5±1	105	84	120	752	1,482	0.3

注) B-1種は比較的強度を必要とする堤体下部のRCDコンクリート

B-2種はB-1種以外のRCDコンクリート

ングとブルワークに絞られてくる。実際の施工にあたって種々の方法を試みたが、ダンプトラックからのダンピングは高い山を作らないよう、低い山によるラップダンピングが最も効果的であり、まき出しは薄層にして積み重ねていくのが有効である。島地川ダムでは、この薄層まき出し方法の工夫を行い、材料分離を少なくしている。転圧締固め層厚50cmでは3層まき出しとし、70cmでは4層まき出しで実施している。(写真-4)

また、水平打継目に散布する敷きモルタルは、ダンピングのときの材料分離に効果的に作用し、打継目間の付着をなめらかにするのに、きわめて有効な働きをする。

4-4 目地切り

コンクリートダムは、温度上昇によるクラックを防止するため、横目地(河川の上流から下流方

向の目地)を15m間隔に設けることが一般的である。

従来のダムは、この横目地を型枠により仕切ってコンクリートを打設して目地を造成していた。しかしRCD工法では、横方向の型枠は設けず全面レーヤーで打込むため目地切りによる目地の造成が必要である。

島地川ダムでは、バックホーを母体とした、振動圧入式目地切機を開発して、これを使用しているが、任意の方向で施工ができる利点があって、きわめて能率的である。

なお、分断された継目には0.27mmの亜鉛引鋼板を挿入して再び継目が密着しないようにしている。また、目地切りは当初、転圧締固め後に施工していたが、切断面の付近のコンクリートが乱れるので、コンクリートを敷均した後に目地切りを



写真-4 コンクリートの打込み状況

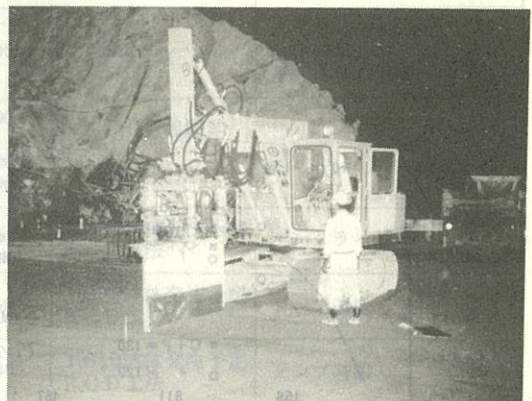


写真-5

施工している。(写真-5)

4-5 締固め

締固めに先だち、締固め機種、締固め回数、締固め層厚、コンクリート配合等を変化し幾多の試験を行なった。特に一回の締固め層厚について多くの試験を行なったが、土の締固めと大きなちがいは、土の場合には30 cm程度の層厚が限度であるのに対して、コンクリートの場合には、50~100 cm程度まで可能なことである。現在までに施工した各ダムでは、締固め層厚を50 cm、70 cmとしているが、現在施工中の玉川ダムでは、ダムの中から上部について締固め層厚を100 cmで行うことを

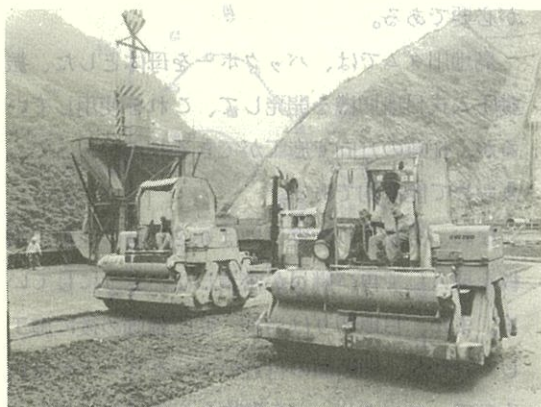


写真-6 振動ローラーによる締固め状況

検討している。

島地川ダムでの締固め結果は図-14のようであり、荷重の大きい下部は、締固め層厚を50 cmとし、締固め回数は、無振動2回、振動9回とし、荷重の小さい上部は締固め層厚を70 cmとし、締固め回数は、無振動2回、振動13回としている。(写真-6)

4-6 グリーンカット

グリーンカットはコンクリート打継目面のレイタンス除去を行い、打継目の水密、強度低下防止のため行われている。

従来のダムコンクリートのようなブリージングによるレイタンスは顕著に見られないので、一定の時間経過後モータースーパーのブラシによって硬化した表面の浮石、浮モルタルを取り除き、水洗いで清浄にしている。

5 RCD工法の利点

RCD工法の利点は、大きく分けて、①建設費の低減化、②作業の効率化、③作業の安全性、④環境保全対策に資すること、⑤設計論の多様化が図れること等があげられる。

①の建設費の低減化はコンクリートの敷均し締固め作業の機械化、横継目型わく作業の不要、冷却工、継目グラウチング作業の不要、機械化による人力作業の軽減化、熟練度要求度合の軽減化等

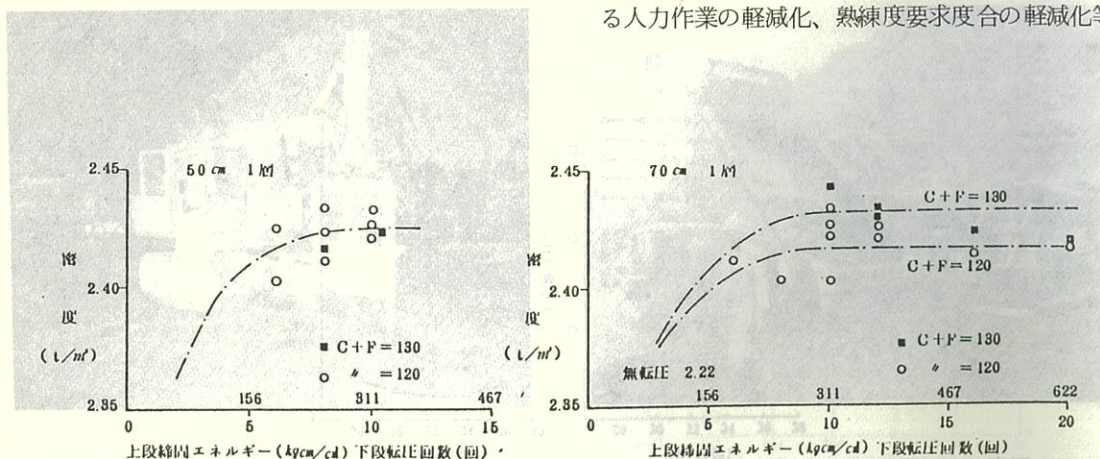


図-14 締固めエネルギー（締固回数）と密度（材令91日）

が図られる。

一方、省資源化として、セメント量30％節減、横継目型わくの不用による型わく全体の40～50％節減等の低減となる。

②の作業の効率化は機械の稼働率のピークの持続が図れること、主力機械が汎用機械なので、機械総数や使用方法の工夫により工程に応じた弾力的な対応が可能なこと、急速施工が可能なこと等がある。

③の安全性は、全面レーヤ打設であるから高低差がなく、作業面積が広いため特に良好である。

④環境保全は、コンクリート運搬施設設置のための掘削が少ないため良好である。

⑤の設計面の多様化は、基礎岩盤が良好でない

場合に、マットを施工し、この上にダムを施工する等が図られる。

6 RCD工法による施工の現況

6-1 日本

すでにRCD工法により施工されたダムは、島地川ダム、大川ダムのマット部、新中野ダム減勢工の基礎、阿木川ダムの上流締切ダム等がある。また、現在施工中のダムは、玉川ダム、美利河ダムがある。今後、RCD工法による施工が予定され、施工方法の検討中のダムとして、真野ダム、朝日小川ダム、白水川ダム、境川ダム、道平ダム等がある。これらについて表-2に示す。

RCD工法によるダム施工は、島地川ダムで昭

表-2 日本におけるRCD工法による施工ダム

ダム名	所管	堤高 (m)	堤頂長 (m)	堤体積 (m^3)	打設工期 or 本体工期	備考
島地川ダム	中国地建	90	240	300,000	1978.9 ～1980.8	固定ケーブルクレーン Gmax 80 mm
大川ダム	北陸地建	20	370 (マット部 75m)	350,000	1979.7 ～1980.7	ダンプ運搬 マット部
新中野ダム	北海道庁	16	50	13,000	1979	減勢工基礎部
玉川ダム上流 締切ダム等	東北地建	20	273 (コンクリート 82 フィル 191)	120,200 (コンクリート 21,300 フィル 98,900)	RCD打設 1981.10 ～1982.4	うちRCD工法による上流部 切ダム(6,000 m^3)のほか施 工設備プラント基礎コンク リート(2,500 m^3)でも実施
玉川ダム	〃	100	431.5	1,105,000	RCD打設開始 1983.10～	インクライン Gmax 150 mm
阿木川ダム上 流締切ダム	水資源開 発公団	12	40.4	3,000	1983.4～	C+F=80kg/ m^3 型枠使用せず 打継目なし連続打設
美利河ダム	北海道開 発局	40	1,480 (コンクリート部 910 フィル部 570)	560,000 (コンクリート 360,000 フィル 200,000)	RCD打設開始 1984.6 予定	
真野ダム	福島県	69	239	212,000	1983年本体発注予定 RCD工法	インクライン運搬
朝日小川ダム	富山県	89	252	350,000	1983年本体発注予定 RCD工法	ダンプ運搬
白水川ダム	山形県	54.5	367	311,000	1984年本体発注予定 RCD工法	ダンプ運搬
境川ダム	富山県	115	297.5	626,000	1984年本体発注予定 RCD工法	インクライン運搬
道平川ダム	群馬県	70	300	380,000		

和52年～55年に開発し施工されて以来、急速に普及し多くのダムが、この工法で施工し、また計画している。

6-2 海外

RCD工法は、海外の諸国からも大きく注目されており、試験を行っている国や、現実に施工を行っている国が多くなりつつある。

島地川ダムや大川ダムの施工中に海外の諸国からの見学者も多数にのぼり、また昭和59年5月に東京京王プラザホテルで開催された「国際ダム会議」でも内外から注目を集めた。

海外の諸国で施工している主な事項について示す。

① イタイプダム（パラグアイ・ブラジル）

1978年、排水路の締切り、2.6万 m^3

② リベルストークダム（カナダ）1979年、上

流仮締切りの頂部、0.8万 m^3

③ ウイロークリークダム（アメリカ）1982年、

ダム本体、30万 m^3

④ ツクルイダム（ブラジル）1982年、ダム本体

⑤ ガレスダム（アメリカ）1985年、ダム本体16万 m^3

⑥ アップースティルウオーターダム（アメリカ）1985年、ダム本体、110万 m^3

⑦ ウィンチェスターダム（アメリカ）1984年、ダム本体、2.5万 m^3

⑧ ミドルフォークダム（アメリカ）1984年、ダム本体、4.2万 m^3

7 おわりに

わが国で最初に開発されたRCD工法は、主力機械が汎用機械で、機械の稼働率のピークの持続が図られ、急速施工が可能である。

このため、建設費の低減、作業の効率化が図られ、また、作業の安全性、環境保全、設計論の多様化等が図られるため、この工法が急速に普及している。

ダムの建設費は膨大であるため、建設費の低減が重要である。このためRCD工法の、より合理化の研究開発が必要であり、今後も益々RCD工法が発展するものと考えられる。

参 考 文 献

1. 鈴木徳行：ダム施工の実際、社団法人全日本建設技術協会、昭和59年3月
2. 鈴木徳行：RCD工法に関する研究、京都大学学位論文
3. 鈴木徳行：RCD工法による島地川ダムの施工、コンクリートライブラリー、第46号、土木学会、昭和55年4月
4. 鈴木徳行他：RCDコンクリートによる島地川ダムの合理化施工、1980年、VOL.65-11、土木学会
5. 鈴木徳行他：RCD工法による島地川ダムの施工、土木技術35巻4号
6. 鈴木徳行、坂田俊之：RCDコンクリートの諸問題、セメントコンクリート・セメント協会、1980年
7. 鈴木徳行、坂田俊之：コンクリートダムの合理化施工、建設省技術研究会、1978年11月
8. "Rapid Construction of Concrete Dam" Proc of Engineering Foundation Research Conference, Mar 1-5 1970 ASCE
9. 国分正胤：コンクリートダムの合理化施工に関する研究、土木施工18巻15号、1977年11月
10. 岡田清：コンクリート技術の最近の傾向、1980年11月
11. 広瀬利雄、柳田力：コンクリートダムの新しい施工法、セメントコンクリートNo.337、1978年7月

安房トンネルの地質調査について (調査坑掘削を中心にして)

中部地方建設局

高山国道工事事務所 所長 柴田 実

調査課長 松谷 春敏

建設監督官 伊藤 斎

1. はじめに

一般国道158号は、福井市を起点とし、高山市を経て松本市に至る総延長260Km余りの幹線道路である。

この沿線は豊富な水資源、森林資源、さらには白山、中部山岳国立公園に代表される自然資源に恵まれた中部圏の代表的な観光レクリエーションゾーンであり、安房ルートは地域の根幹の路線となっている。また、このルートは北陸地方及び内陸部から、首都圏への最短経路であり、中部圏の高速道路網を補完する重要な路線である(図-1)。

本路線の大半の区間は一次改築を完了しているが、油坂峠、軽岡峠、安房峠等については未改良であり、自動車交通は危険にさらされている。

この路線の中で最大の交通の難所は安房峠で、急峻な地形と火山地帯特有の脆弱な地質に阻まれ雨期にはしばしば通行止になる。またこの地域は豪雪地帯であり、冬期(11月中旬から5月上旬)は約半年間にわたって通行が不能となっている。

このため安房峠の改良を目ざして、昭和39年度より調査が始められ現道拡巾案・別ルートオープン案・長大トンネル案等幾多の検討が重ねられてきたが、当該区間の全域が自然公園法にもとづく特別地域であり自然環境の保全に努める必要があること、除雪など供用後の維持管理の容易さ等の総合的見地から、現在の峠直下の長大トンネル案が採用されている(図-2)。

しかしながら計画ルートは火山地帯を横断するため、中之湯側では高熱地帯(地熱、熱水、有毒火山性ガス)、平湯側では低速度帯(地下谷の火

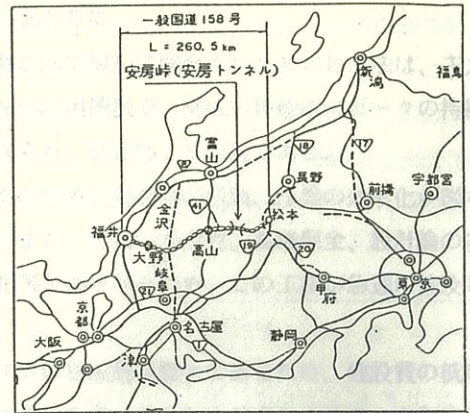


図-1 位置図

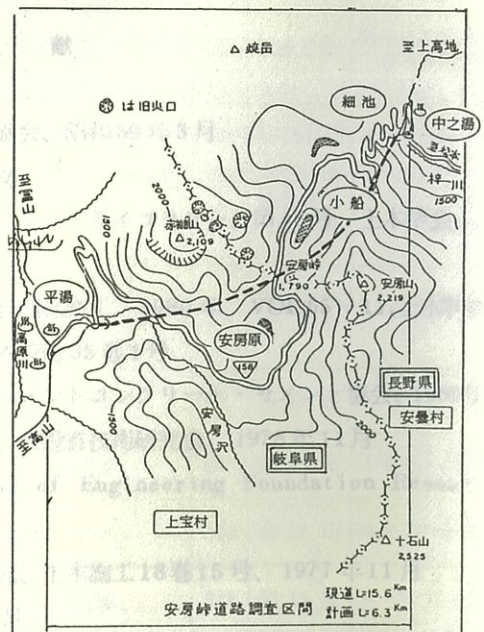


図-2 安房トンネル、ルート

山噴出物堆積層で高水圧、大量の湧水)及び熱水湧出帯(高温、高水圧、大量の湧出)という大きな問題をかかえている。またこの地域は中部圏の有力な温泉地帯であり、両坑口の下方にはそれぞれ国立公園の公園施設である中之湯温泉と平湯温泉がある。さらにトンネルルート上方には、安房湿原、細池湿原等が存在しており、安房湿原から平湯温泉の方向への地下水流が想定されトンネル掘削に伴う湧水による影響の有無及びその程度が重要な検討課題になっている(図-2)。このような地形状況、地質状況のトンネルは他に類別がないため、本トンネルの施工に先だって、各種地質

調査、水文観測調査を行ない、さらに両坑口からの調査坑掘削による調査研究により各種の問題点について検討を重ねてきている。今年度までに中之湯調査坑が高熱部区間をはば貫通し、この結果から高熱部の問題がはっきりし、施工の目途がほぼ立ったところである。一方平湯調査坑は現在約465mまで掘進したが、高温の熱水につき当り、低速度帯の手前に大量の熱水が存在することがわかった。このような状況から今回は56年度春季号に報告した以降の調査内容及び結果等についての概要を記述するものである。

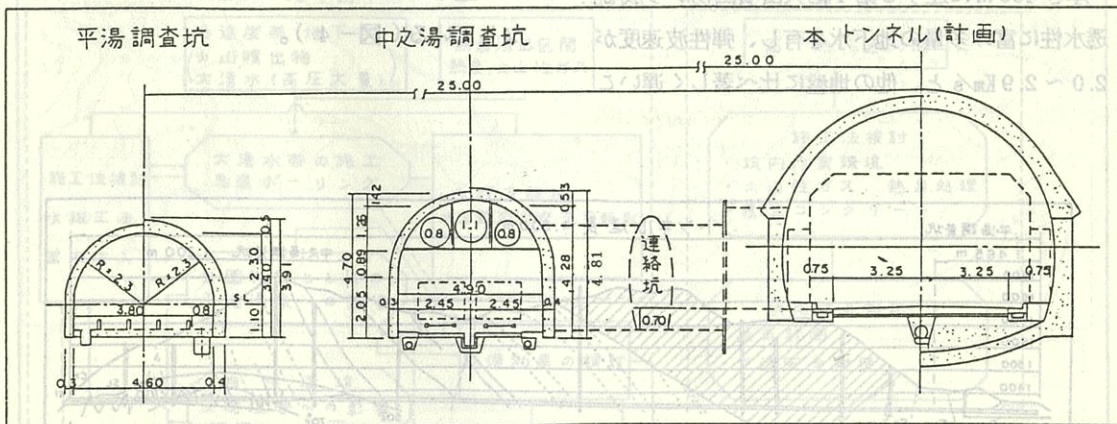
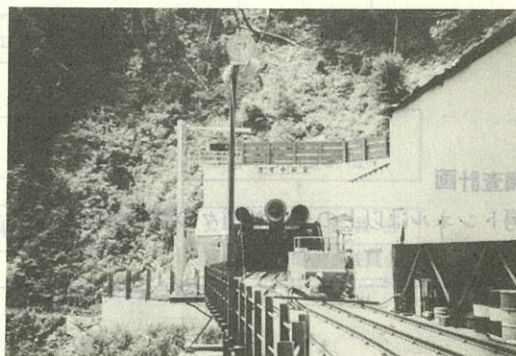


図-3 トンネル標準断面図



平湯調査坑、坑口



中之湯調査坑、坑口

2. 地形及び地質

2-1 地形

本トンネルルートは、標高2,000m以上の山なみが連なる北アルプス山脈の南端に位置し、古生層およびそれを貫く火成岩類を基盤として、焼岳、白谷山、赤棚山、乗鞍岳などの火山群が配列し、これらの山体は急峻な地形を呈している。

安房峠は赤棚山火口の溶岩が古生谷に流れて形成されたもので、基盤岩類と火山噴出物の地表境界付近には、安房湿原、小船沢、細池などの湿地が存在している（図-2）。

2-2 地質

（平湯側）

厚さ400mに達する第4紀火山噴出物から成る。透水性に富み多量の地下水を有し、弾性波速度が2.0～2.9km/sと、他の地盤に比べ著しく遅い

ことからこれを「低速度帯」とよび、高圧で多量の湧水が懸念されている。

平湯側の古生層は、粘板岩、チャート、砂岩から成り大小の断層で切断され割目に沿ってかなりの湧水及び大量の温泉が湧出している（図-4）。

（中之湯側）

古生層の粘板岩、チャート、砂岩、および中生代～古第三紀の貫入岩から成る。

古生層は大小の断層で切断され貫入岩により熱変質化（ホルンフェルス化、粘土化及び珪化）作用を受けている。

貫入岩は半花崗岩、石英斑岩などで、岩質的には硬質であるが割目が多く地中からの熱エネルギーの通路になっており、中之湯高熱地帯の中心をなしている（図-4）。

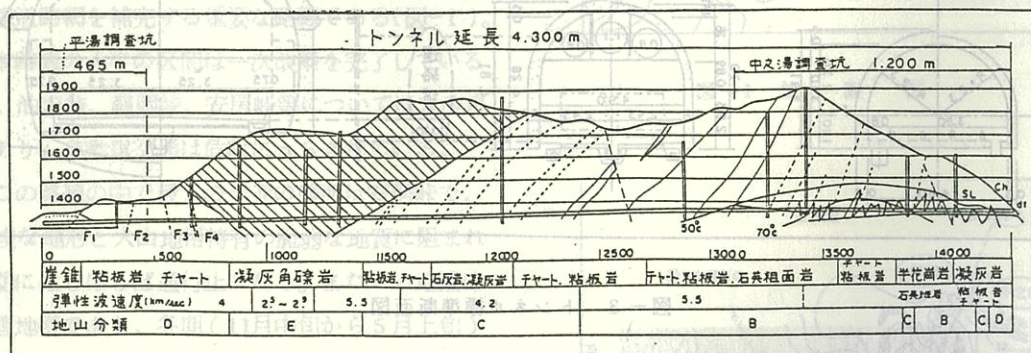


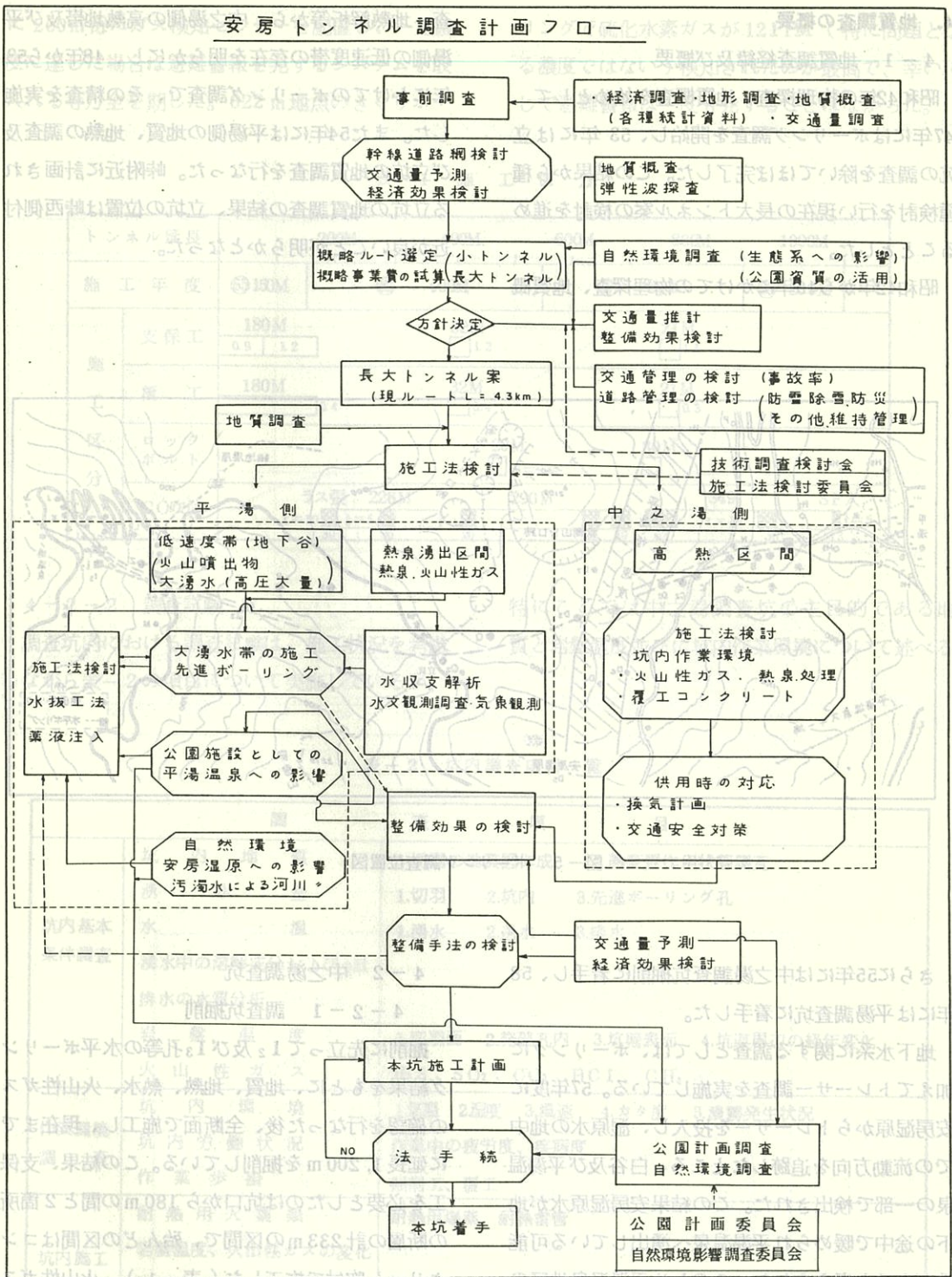
図-4 地質縦断面図

3. 調査計画

安房トンネルは以上のような種々の課題を抱え

ていることから、本坑施工に先立って右のフローで調査検討を実施することとしている。

安房トンネル調査計画フロー



4. 地質調査の概要

4-1 地質調査経緯及び概要

昭和42年の物理探査、地質概査を始めとして、47年にはボーリング調査を開始し、53年には立坑の調査を除いてほぼ完了した。この結果から種種検討を行い現在の長大トンネル案の検討を進めることとした。

昭和42年から46年にかけての物理探査、地質概

査、地熱解析等から、中之湯側の高熱地帯及び平湯側の低速度帯の存在を明らかにし、48年から53年にかけてのボーリング調査で、その精査を実施した。また54年には平湯側の地質、地熱の調査及び立坑の地質調査を行なった。峠附近に計画される立坑の地質調査の結果、立坑の位置は峠西側付近が良いことが明らかとなった。

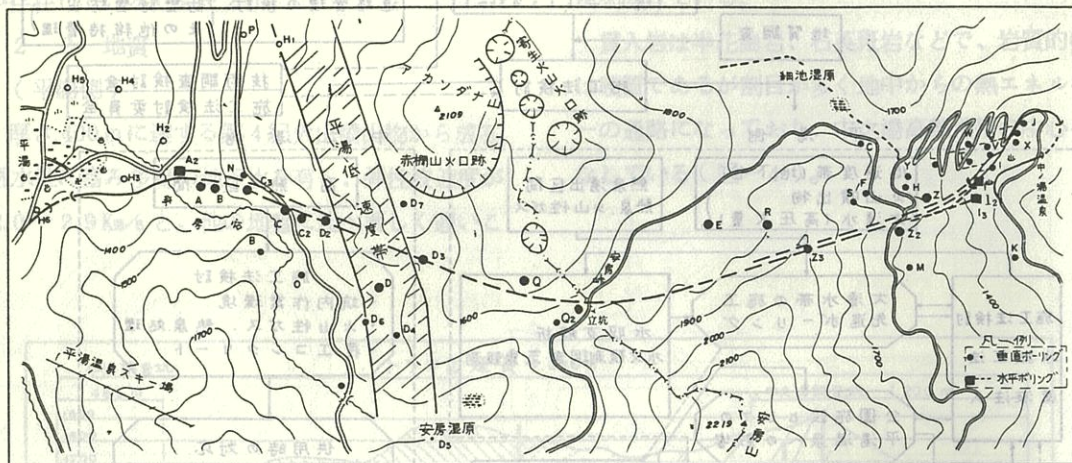


図-5 ボーリング調査位置図

さらに55年には中之湯調査坑掘削に着手し、58年には平湯調査坑に着手した。

地下水系に関する調査としては、ボーリングに加えてトレーサー調査を実施している。57年度に安房湿原からトレーサーを投入し、湿原水の中での流動方向を追跡したところ、白谷及び平湯温泉の一部で検出された。この結果安房湿原水が地下の途中で暖められ平湯温泉へ湧出している可能性があると考えられた。このため平湯温泉地区の地下構造（地質、地熱、地下水流等）を探るため58年度に弾性波探査を実施した。現在さらに種種の調査研究を行なっているところである。

4-2 中之湯調査坑

4-2-1 調査坑掘削

掘削に先立ってI₂及びI₃孔等の水平ボーリング結果をもとに、地質、地熱、熱水、火山性ガスの確認を行なった後、全断面で施工し、現在までに延長1,200mを掘削している。この結果、支保工を必要としたのは坑口から180mの間と2箇所断層の計233mの区間で、殆んど区間はコンクリート吹付で施工した（表-1）。火山性ガスについては、とくに致死性のある硫化水素ガス（H₂S）の噴出が予想されたため、切羽作業員にはポケット用ガス検知器を携帯させたほか、坑内

に200m毎にガス検知センサーを配置し、一定濃度に達した場合は避難警報を発するシステムを入れる等万全を期した。622 m地点のさぐりボー

リングで硫化水素ガスが12PPM（特に問題となる濃度ではない）検知されたのが最高で、幸いにして避難警報は一度も発することはなかった。

表－1 施 工 区 分

トンネル延長		200M	400M	600M	800M	1000M
施 工 年 度		55 150M	56 400M	57 350M	58 200M	
施 工 区 分	支保工	180M 0.9 1.2	32M □ 1.2		21M □ 1.5	
	覆 工	180M □ 0.4	32M □ 0.4		21M □ 0.3	
	ロック ボルト		20M □ $\ell=2M$		30M □	
	CO吹付	ラス張 228M 290M 349 SF入 t=10 t=5 t=5 t=10 t=5 30 30 20 30 30 52 36 13				

4-2-2 調査試験

調査坑内における調査試験は、施工状況を考慮しながら表－2の項目について実施しているが、

特にここでは中之湯調査坑の主目的である地質と岩盤温度並びに坑内作業環境について述べる。

表－2 坑内調査項目一覧

調 査 項 目	
坑内基本 条件調査	坑 内 地 質
	湧 水 量
	水 温
	湧水中の溶解成分および pH
	排水の水質分析
	岩 盤 温 度
作業環境 調 査	火 山 性 ガ ス
	坑 内 環 境
	坑 内 労 働 状 況
	作 業 歩 掛
坑内施工 法 調 査	耐 熱 用 火 薬 類
	岩盤温度、火山性ガスの変化
	施 工 機 器 設 備
	1 次 覆 行
各種対策に 関する調査	覆 工 コ ン ク リ ー ト
	坑内換気冷却方法調査

① 地質

I₂ 孔及び I₃ 孔のボーリング結果をもとに岩盤温度の推定を行なった所、最高岩温が75°~90°Cの間と推定したが、実際に調査坑掘削を行なった結

果、最高岩温は予想の下限値である75°Cにとどまった(図-7)。

地質は全体として古生層の粘板岩、チャート、砂岩を主体とし、これに中生代から古第3紀の貫

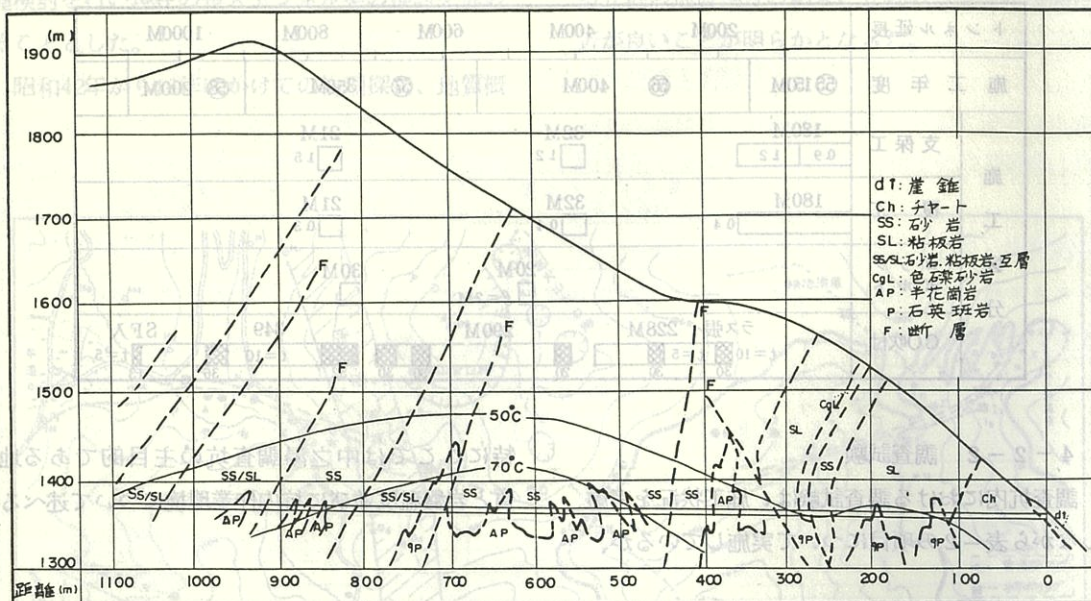


図-6-1 地質縦断面図

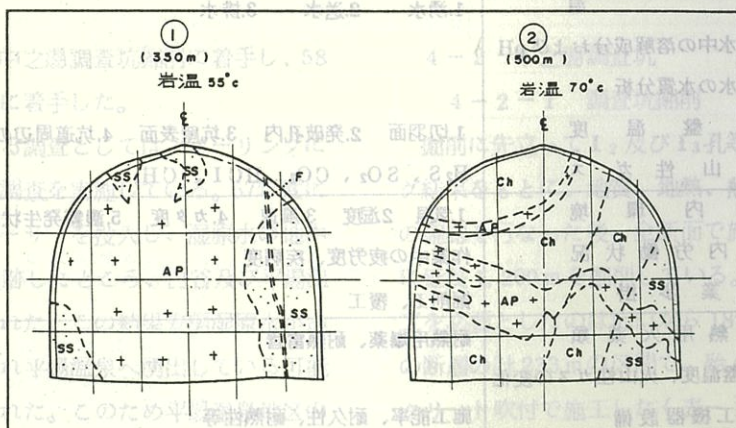


図-6-2 切羽地質図

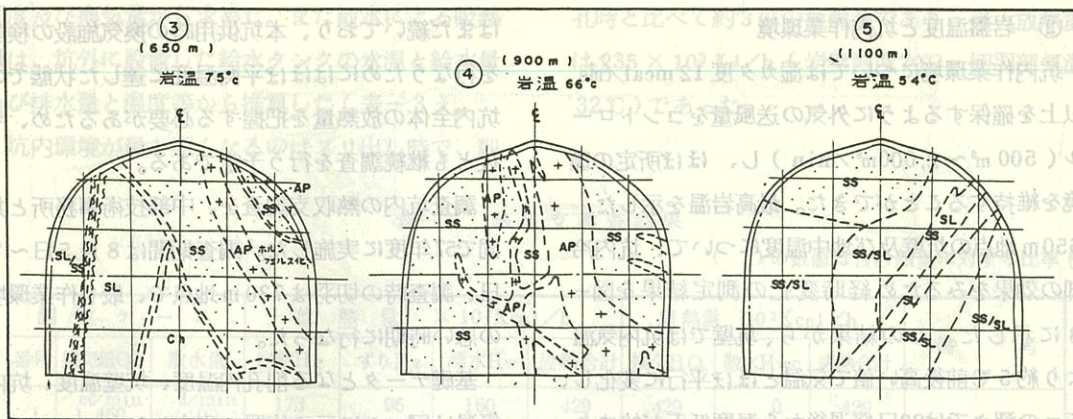


図-6-3 切羽地質図

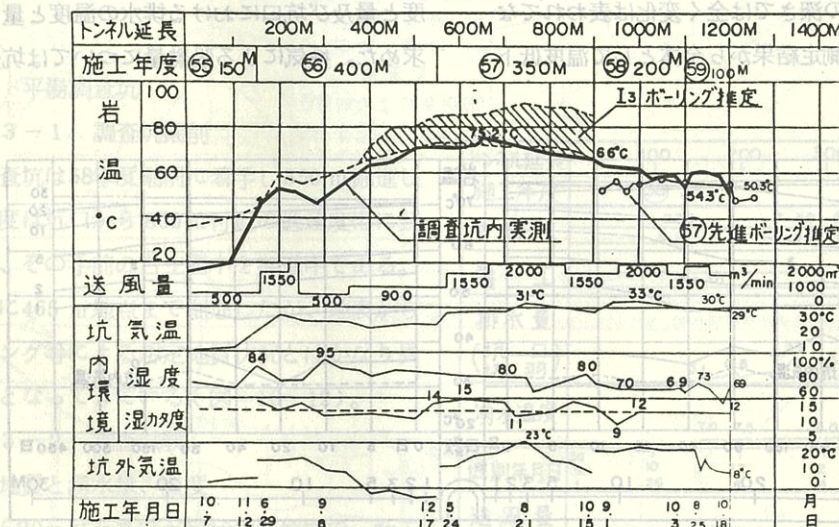


図-7 岩温と坑内環境

入岩からなっており、古生層は大小の断層で切断され、これに花崗岩類が貫入し、熱変質化作用（ホルンフェルス化、粘土化、硅化）を受けている。

貫入岩は、半花崗岩、石英斑岩などで、岩質的には硬質であるが割目が多い。これらは熱伝導率が高いため、地中の熱エネルギーを地表付近まで

運んできているものと考えられる。

坑口から 100m 付近から 1,000 m 付近にかけて貫入岩が存在しており、これが中之湯の高熱地帯の要因となっていると考えられる。

掘削により確認された地質状況断面図を図-6に示す。

② 岩盤温度と坑内作業環境

坑内作業環境については湿カタ度 12 mcal/cm^2 以上を確保するように外気の送風量をコントロール（ $500 \text{ m}^3 \sim 2,000 \text{ m}^3/\text{min}$ ）し、ほぼ所定の環境を維持することができた。最高岩温を示した650m地点の坑壁及び地中温度について、坑内冷却の効果をみるため経時変化の測定結果を図-8に示した。この結果から、坑壁では坑内気温より約5℃前後高い値で気温とはほぼ平行に変化し、5mの深さでは20日経過後から温度低下が始まり平均 12°C /年程度下がっており、10mの深さでは80日経過付近から温度低下が始まり $3 \sim 4^\circ\text{C}$ /年程度下がってきているが、20m以深では殆んど変化はなく、30mの深さでは全く変化は表われてない。現在までの測定結果から全体として温度低下

はまだ続いており、本坑供用時の換気施設の検討を行なうためにはほぼ平衡温度に達した状態での坑内全体の放熱量を把握する必要があるため、今後とも継続調査を行う予定である。

調査坑内の熱収支調査を、中部技術事務所と共同で57年度に実施した。調査期間は8月5日～7日、調査時の切羽は730m地点で、最も作業環境の悪い時期に行なった。

基礎データとなる削孔内温度、坑壁温度、坑内気温は図-9に示す位置で測定した。

調査方法は、岩盤放熱量については切羽部は削孔時とズリ出し時を、坑道部はABCの区間毎に求めた。湧水からの放熱量は各々の湧水箇所の温度と量及び坑口における排水の温度と量を計測し求めた。換気による吸熱量については坑外気温・

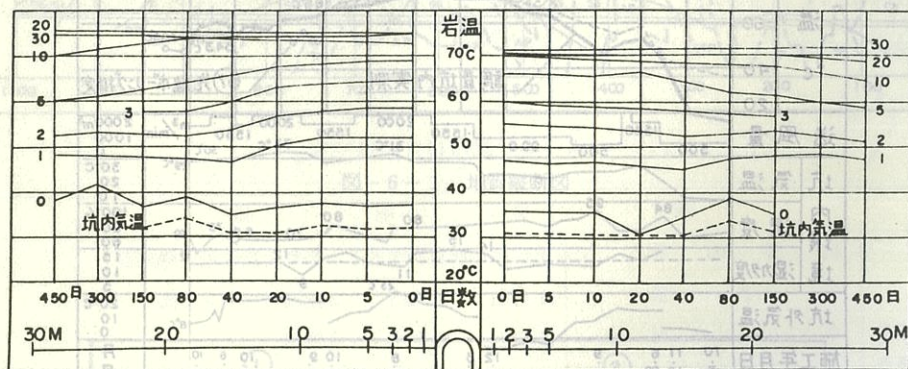


図-8 地中温度の経時変化

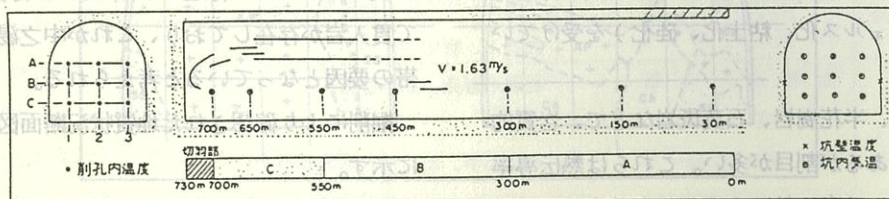


図-9 温度測定位置

湿度及び換気量から求めた。また散水による吸熱量は、坑外に設置した給水タンクの水温と給水量及び排水量と温度等から推算した（表-3）。

坑内環境が最も悪くなるのはズリ出し時で、削

孔時と比べて約3倍の放熱量であり、最大放熱量は $235 \times 10^3 \text{ Kcal/h}$ （岩盤温度70℃、切羽部気温32℃）であった。

表-3 熱収支調査結果

() の数値は合計熱量に対する比率 (%)

測 定 ケ ー ス		放 熱 量 × 10 ³ Kcal/h				吸熱量 10 ³ Kcal/h			備 考	
番号	換気量Q1	散水量	岩盤H _g	ずりH _z	湧水H _w	放熱合計	換気H _Q	散水H _{wc}		吸熱合計
1	m ³ /min 1,450	l/min 0	173 (40)	96 (23)	160 (37)	429 (100)	429 (100)	0 (0)	429 (100)	* 湧水からの放 熱量 実測値は (Kcal/h) 234×10 ³
2	2,610	0	325 (49)	107 (16)	232* (35)	664 (100)	664 (100)	0 (0)	664 (100)	
3	2,610	180	430 (53)	219 (27)	152 (20)	801 (100)	664 (83)	137 (17)	801 (100)	

4-3 平湯調査坑

4-3-1 調査坑掘削

平湯調査坑は58年度掘削に着手し350 m掘進した。59年度は坑口から800 m付近の低速度帯に到達すべく、その手前の古生層中を掘進中である。

8月までに465 m地点まで掘進したが、地表からのボーリング等による想定地質状況とはかなり異なる状況となってきた（図-10～12）。

4-3-2 調査試験

① 地質と湧水量、温度

坑口から90 m付近までが扇状地堆積物で、粘土分を多く含む玉石及び転石（安山岩質）混り砂礫層を主体としており、170 m付近までが、火山灰、凝灰角礫岩層で火山礫、安山岩塊を多く含んでおり、湧水は微量である。

170 m付近から古生層に突入する。地質は粘板岩、チャートが主体で風化が著しく、この付近から少量の湧水が出始め、水温は7℃前後と低い値を示している。

200 mを越える付近に破碎された珪質粘板岩及びチャート層があり、サグリボーリングによる湧水も 0.8 t/min と多い。このため天端の一部が

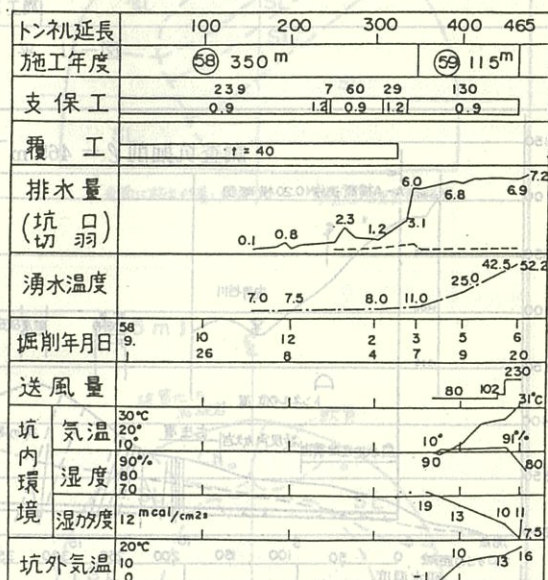


図-10 施工状況

崩落した。

200 mを越えた付近から270 m付近にかけて最初の大きな断層破碎帯（F-1）につき当たった。

F-1の地質は破碎風化された粘板岩が主体で、一部珪質砂岩、チャート等を含み、亀裂が多く、

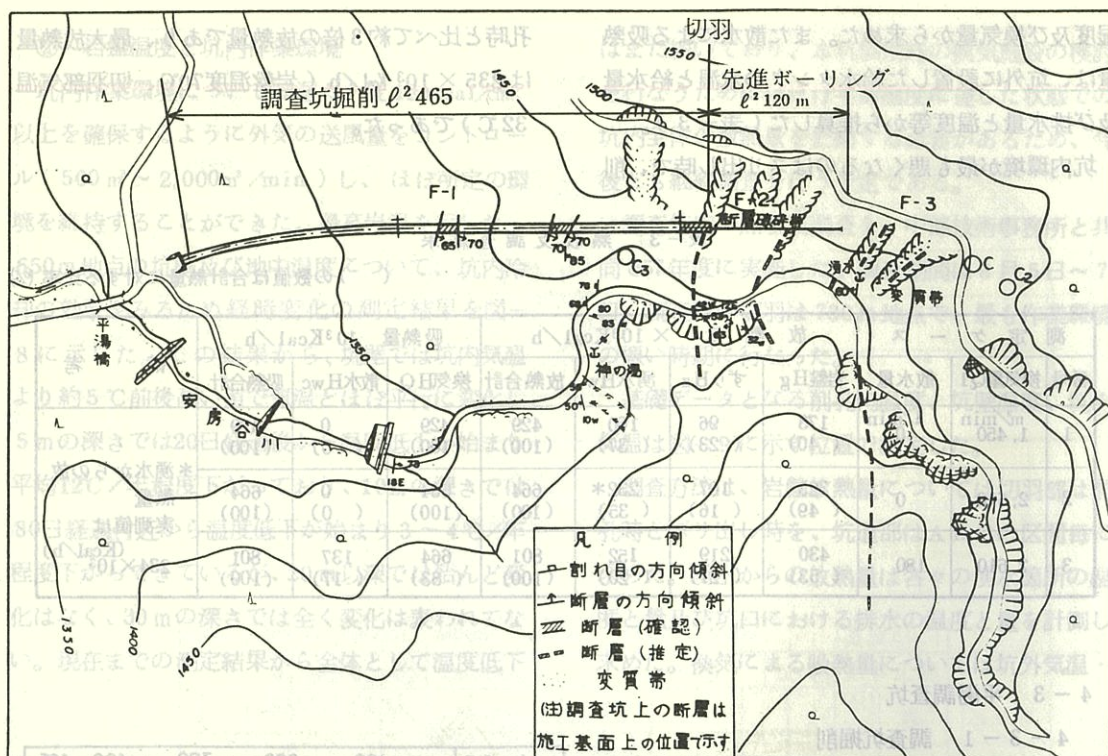


图-11 平面图

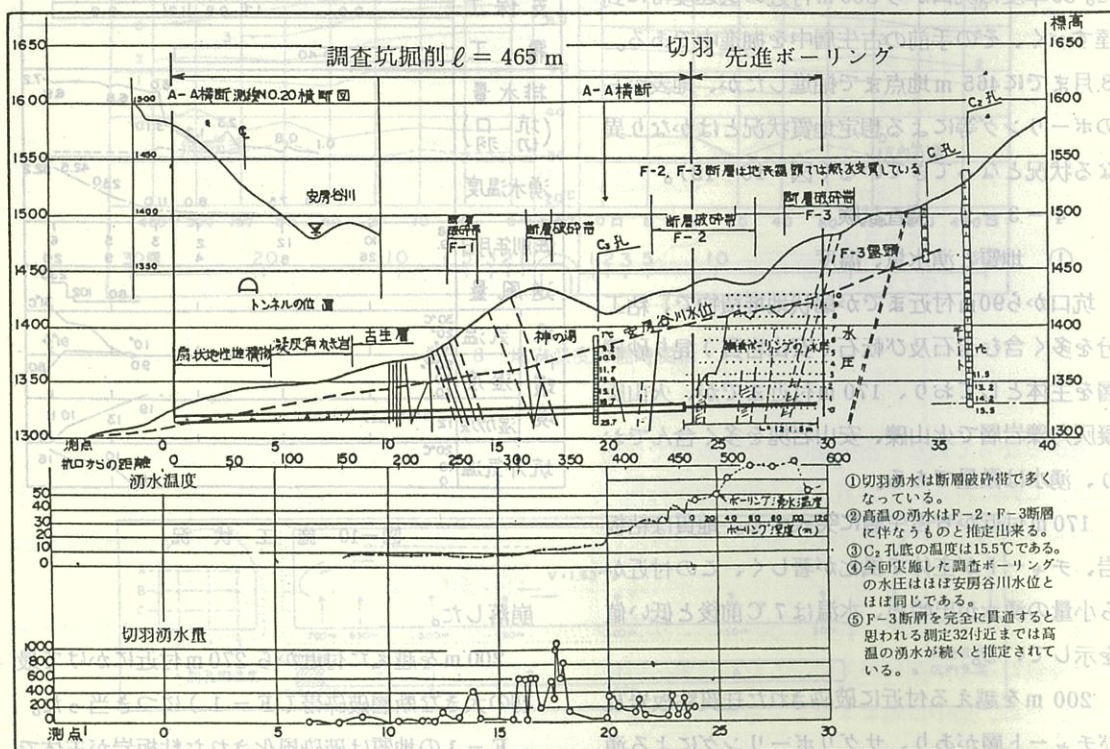


図-12 安房トンネル平湯調査坑地質断面図

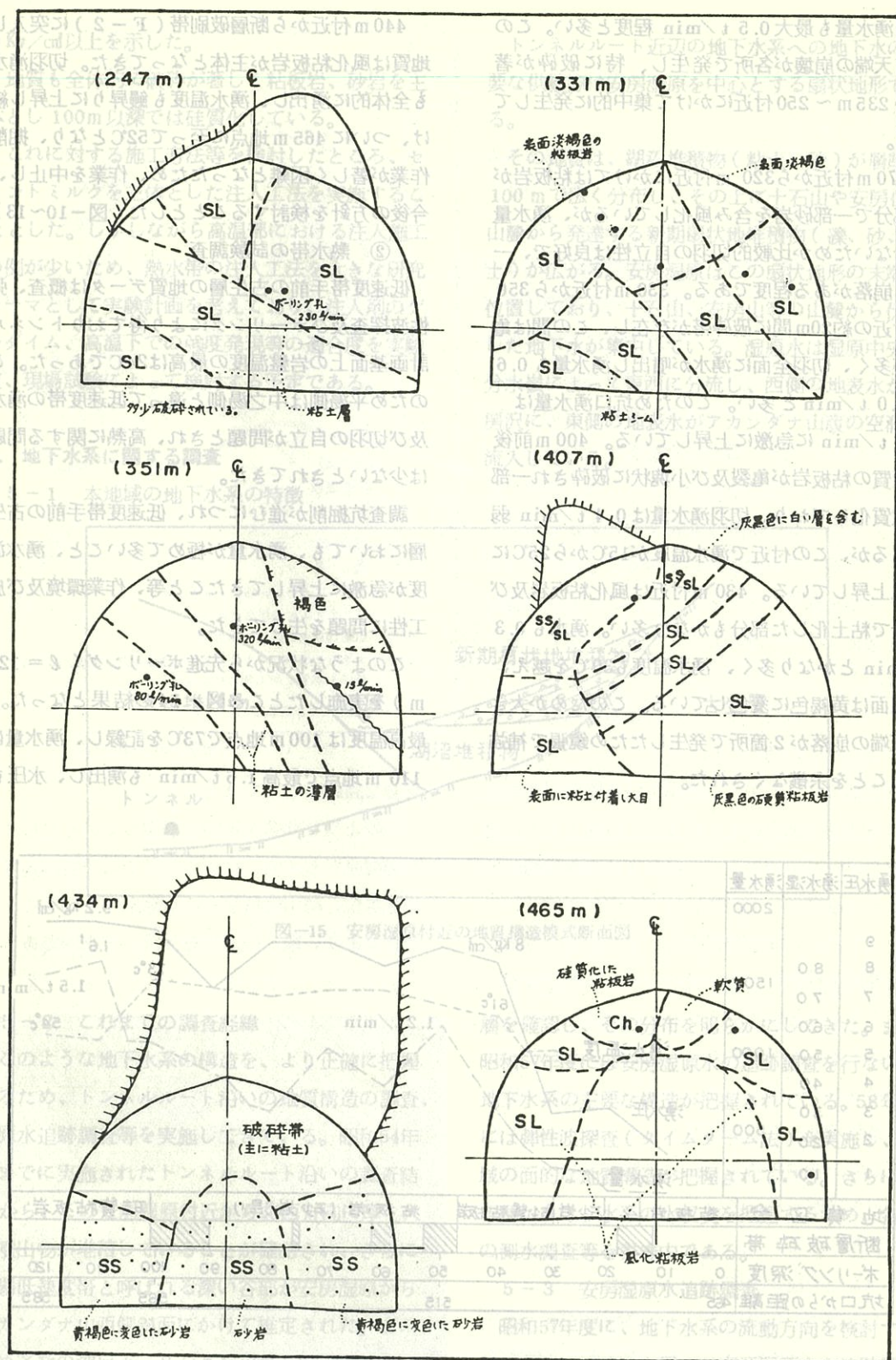


図-13 切羽地質図

切羽湧水量も最大0.5 t/min程度と多い。このため天端の崩壊が各所で発生し、特に破砕が著しい235 m～250付近にかけて集中的に発生している。

270 m付近から320 m付近にかけては粘板岩が大部分で一部砂岩を含み風化しているが、湧水量が少ないため比較的切羽の自立性は良好で、一部に崩落がある程度である。330 m付近から350 m付近の約20 m間に破砕帯が存在し、この間は亀裂が多く、切羽全面に湧水が噴出し湧水量も0.6～1.0 t/minと多い。このため坑口湧水量は6.0 t/minに急激に上昇している。400 m前後は硬質の粘板岩が亀裂及び小塊状に破砕され一部は軟質化しており、切羽湧水量は0.4 t/min弱であるが、この付近で湧水温度が15℃から25℃に急上昇している。430 m付近は風化粘板岩及び砂岩で粘土化した部分もかなり多い。湧水も0.3 t/minとかなり多く、湧水温度も30℃を越え、切羽面は黄褐色に変色している。このため大きな天端の崩落が2箇所発生したため鏡張で補強することを余儀なくされた。

440 m付近から断層破砕帯(F-2)に突入し、地質は風化粘板岩が主体となってきた。切羽湧水も全体的に湧出し、湧水温度も鰻昇りに上昇し続け、ついに465 m地点に至って52℃となり、掘削作業が著しく困難となったため、作業を中止し、今後の方針を検討することとした(図-10～13)。

② 熱水帯の試験調査

低速度帯手前の古生層の地質データは概査、弾性波探査及びボーリングにより得ておりトンネル計画基面上の岩盤温度の最高は24℃であった。このため平湯側は中之湯側と違って低速度帯の湧水及び切羽の自立が問題とされ、高熱に関する問題は少ないとされてきた。

調査坑掘削が進むにつれ、低速度帯手前の古生層においても、湧水量が極めて多いこと、湧水温度が急激に上昇してきたこと等、作業環境及び施工性に問題を生じてきた。

このような状況から先進ボーリング(ℓ=120 m)を実施したところ図-14の結果となった。最高温度は100 m地点で73℃を記録し、湧水量は110 m地点で最高1.6 t/minも湧出し、水圧も

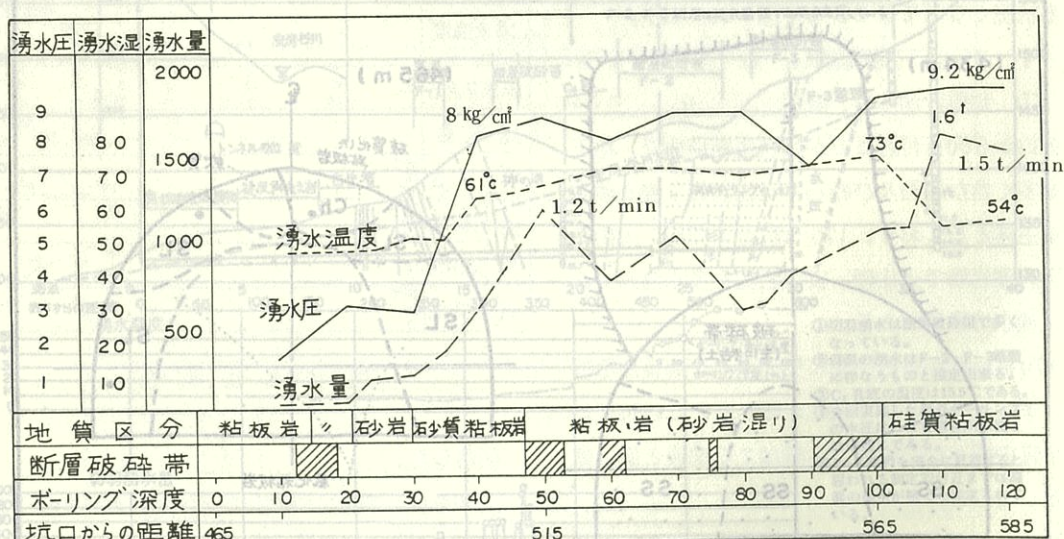


図-14 先進ボーリング結果

9 Kg/cm²以上を示した。

地質も全体的に破碎が著しく粘板岩、砂岩を主体とし100m以深では硅質化している。

これに対する施工方法等を検討したところ、セメントミルクを主体とした注入工法を実施することとした。しかしながら高温部における注入施工の例が少ないため、熱水帯の注入工法を大きな研究テーマとして実験計画を考えており、注入剤のゲルタイム、高温下での強度発現等の適合度を実験室、現場試験によって検討する予定である。

5. 地下水系に関する調査

5-1 本地域の地下水系の特徴

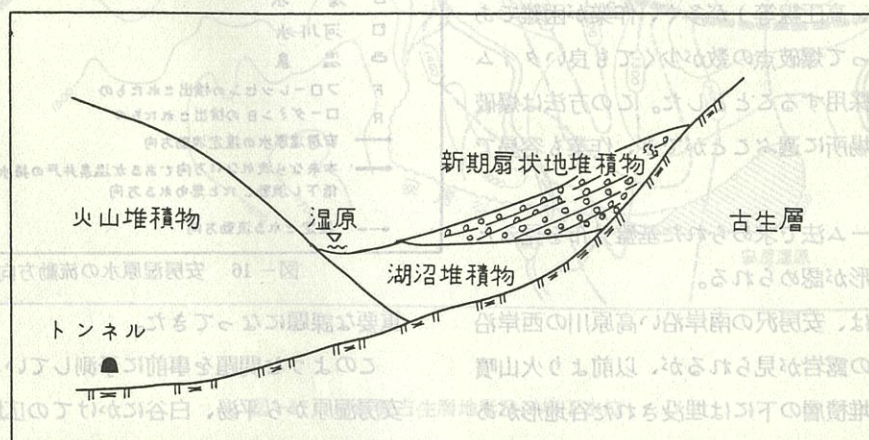


図-15 安房湿原付近の地質構造模式断面図

5-2 これまでの調査経緯

このような地下水系の構造を、より正確に把握するため、トンネルルート沿いの地質構造の調査、湿原水追跡調査等を実施してきている。昭和54年度までに実施されたトンネルルート沿いの調査結果から、この安房湿原付近から北西方向に厚く火山噴出物が堆積していることが確認され、さらに平湯低速度帯と呼ばれる深い谷が安房湿原からアカンダナ山西側斜面にかけて推定された。このため多数の深尺ボーリングを平湯方坑口周辺や、安房湿原～アカンダナ山西側斜面で行ない、古生

トンネルルート近辺の地下水系への地下水の主要な供給源は安房湿原を中心とする扇状地形である。

その地質は、湖沼堆積物(粘土、砂)が層厚約100mで広く分布し、その上に十石山や安房山の山麓から発達する新期扇状地堆積物(礫、砂、粘土)が広がる。安房湿原はこの扇状地形の末端に位置しており、十石山、安房山等の山麓から伏流した地下水が集中している。湿原水は湿原中央の分水嶺によって東西に分流し、西側の地表水が安房沢に、東側の地表水がアカンダナ山腹の空洞に流入している。

層を確認し、その分布を明らかにしてきた。また昭和57年度には安房湿原水の追跡調査を行ない、地下水系の主要な構造が把握されている。58年度には弾性波探査(タイムタム法)を実施し、地域の面的な地質構造が把握されている。さらに59年度からは、水系の水収支を把握するため、各種の測水調査等を実施中である。

5-3 安房湿原水追跡調査

昭和57年度に、地下水系の流動方向を検討するためにトレーサーを用いた安房湿原水の追跡調査を行なった。この調査結果から次のことが推定さ

れた。
安房湿原水は地下を白谷方向へ流動し湧出して
いる。

地下水の一部は平湯温泉に流動し平湯温泉水と
混合して温泉水の一部となっている(図-16)。

5-4 弾性波探査

58年度に、第1段階としてこの地域の面的な弾
性波探査を行なって、地質構造、古生層の分布深
度及び形状を推定した。弾性波探査は起震に爆破
を使うが、通常の方法ではこの調査地域が広域で
探査深度を深く設定する必要がある。このため、
多数の規模の大きい爆破点を配置する必要がある
が、この地域が国立公園内であり、保安物件(温
泉街、道路、高圧線等)が多く、作業が困難であ
る。したがって爆破点の数が少くとも良いタイム
ターム法を採用することとした。この方法は爆破
点を安全な場所を選ぶことができ、作業も容易で
ある。

タイムターム法で求められた基盤分布を見ると
二つの谷地形が認められる。

調査地では、安房沢の南岸沿い高原川の西岸沿
いに古生層の露岩が見られるが、以前より火山噴
出物や崖錐堆積層の下には埋没された谷地形があ
るものと推定されていた。特に昭和44年のトンネ
ルルート沿いの弾性波探査で、安房湿原の西側に
低速度帯を検出し、その後のボーリング調査で谷
地形であることが確認され、今回の調査でその北
側の連続や、西側の新たな谷の形状が大局的に明
らかにされた(図-17)。タイムターム法の解析
では基盤速度(古生層深度)を 4.3 Km/s に決め
計算した。このため 4.3 Km/s 層の上部には風化
した古生層が分布していることが考えられ、この
分の誤差も含まれる。

5-5 今後の課題

以上の結果から安房トンネルの掘削に伴う地下
水に関して、掘削時のトンネル内湧水の定量的予
測、平湯温泉及び安房湿原への影響の有無などが

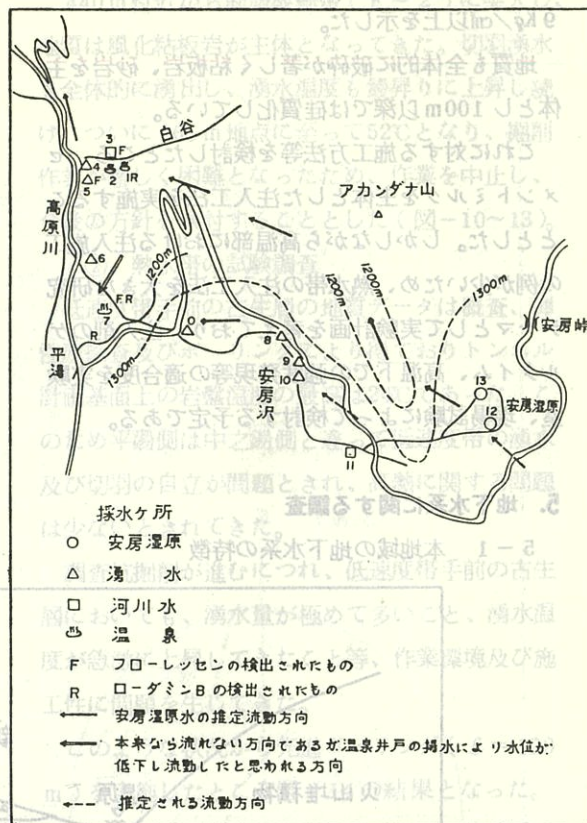
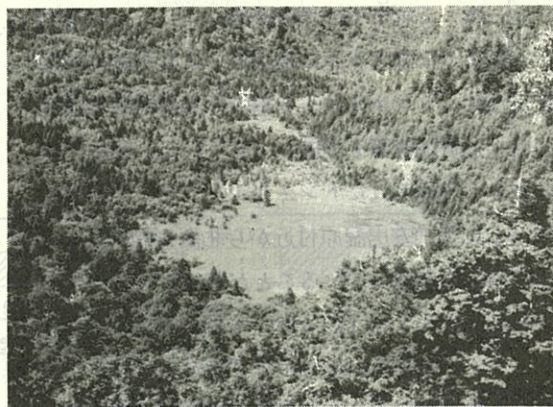


図-16 安房湿原水の流動方向

重要な課題になってきた。

このような問題を事前に予測していくためには、
安房湿原から平湯、白谷にかけての広域の地質や、
地下水位、河川流量などの水理条件を知ることが
必要であり、種々の調査を計画、実施中である。



安房湿原全景

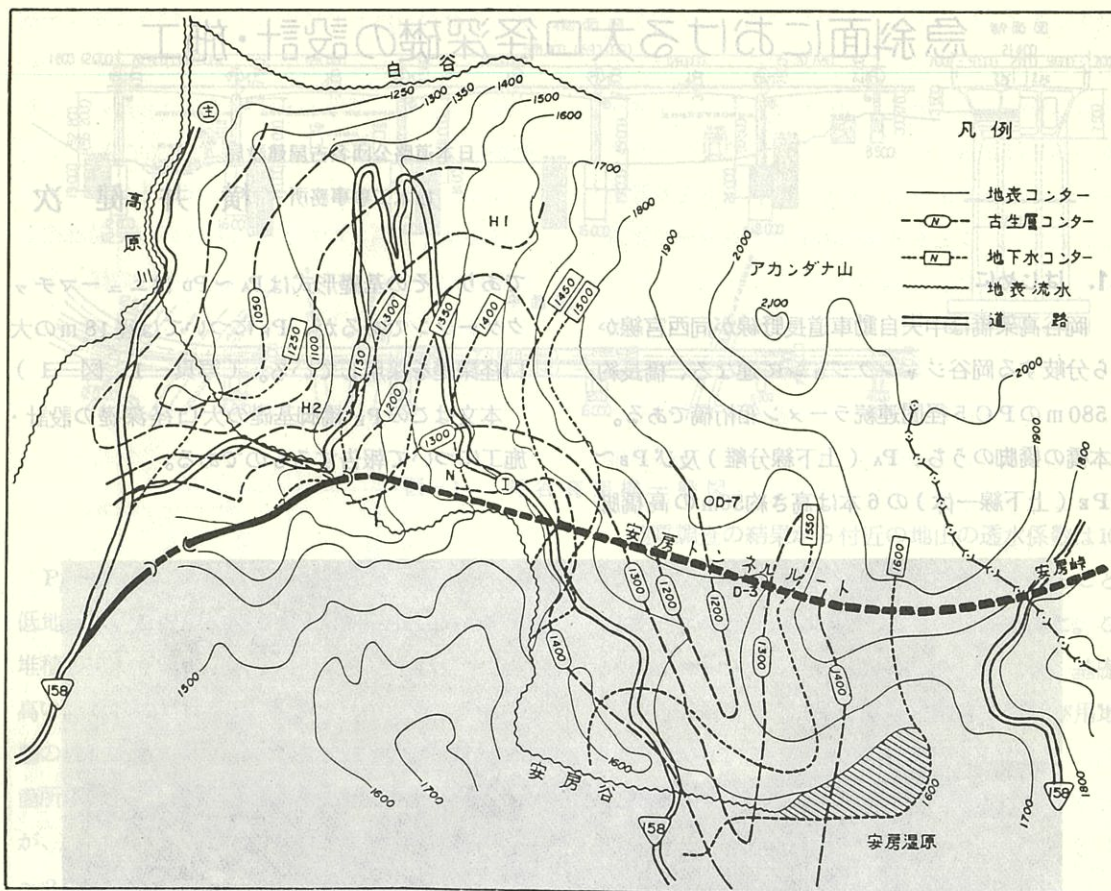


図-17 平湯側古生層地形及び地下水位

6. おわりに

安房トンネルに関する課題は数多いが、その中で地質に関する今後の調査研究テーマは現在のところ次のように考えている。

(1) 地質の確認について

中之湯側についてはほぼ調査は完了したと考えているが、平湯側については熱水帯及び低速度帯の性状確認及び施工法の確立が必要であり、調査坑の掘削をさらに慎重に進めつつ各種の調査を実施する予定である。

(2) 地下水系について

地下水系については、地域の水収支等を総合的に検討することにより、

- ① トンネル掘削による湧水量の予測
- ② 温泉の湧出機構の推定と①に伴う温泉への影響
- ③ 安房湿原の構造の把握と①に伴う湿原への影響

等について調査研究する予定である。

これらの諸問題を解決するための調査研究を行なって、本坑着手をできる限り早い時期に実現したいと考えている。

急斜面における大口径深礎の設計・施工

日本道路公団名古屋建設局

松本工事事務所 横井 健次

1. はじめに

岡谷高架橋は中央自動車道長野線が同西宮線から分岐する岡谷ジャンクションに連なる、橋長約580mのPC5径間連続ラーメン箱桁橋である。本橋の橋脚のうち、 P_A （上下線分離）及び $P_B \sim P_E$ （上下線一体）の6本は高さ約50mの高橋脚

であり、その基礎形式は $P_A \sim P_D$ はニューマチックケーソンであるが、 P_E については径18mの大口径深礎を採用している。（写真-1、図-1）

本文はこの P_E 橋脚基礎の大口径深礎の設計・施工について報告するものである。

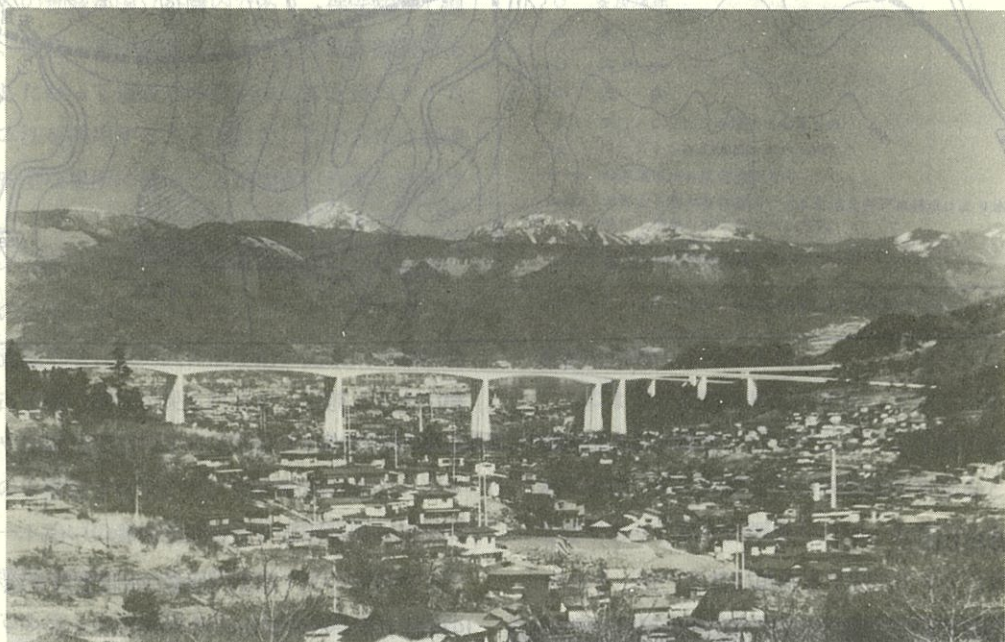


写真-1 岡谷高架橋完成予想図（後方左は蓼科山）

2. 地形・地質の概要

岡谷高架橋の位置する地域は、諏訪湖の西部と北部の山地間を流下する天竜川沿いの低地にあたり、中央構造線と糸魚川・静岡構造線の形成に伴う断層が発達している。付近の山地は主として鮮新世～洪積世に相当する塩嶺類層によって構成さ

れているが、堆積後の造山運動及び侵食等によって、現在ではほとんど火山地形を留めておらず、ゆるやかな丘陵性の地貌を呈している。本地域の基盤を構成する塩嶺類層は、凝灰角礫岩と安山岩の互層を成しており、風化が激しく、破碎されているとともに、マトリックスの固結度も低い。

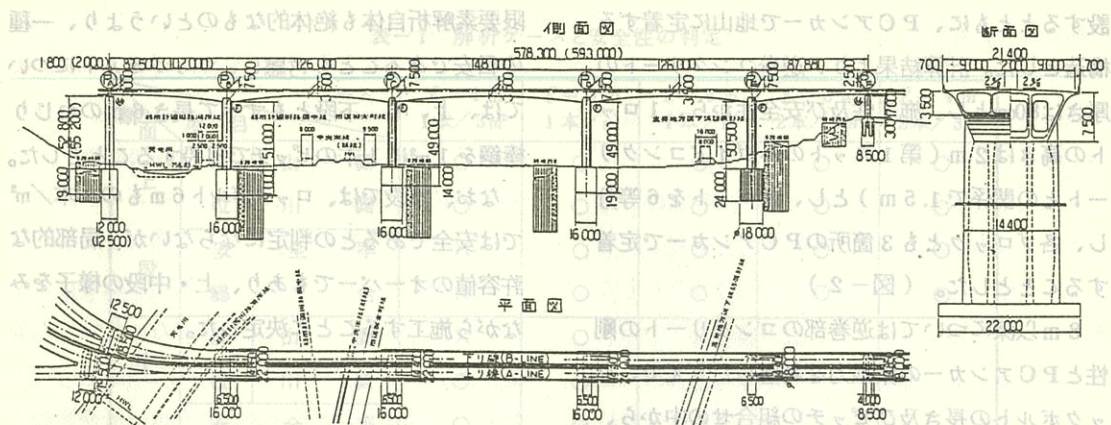


図-1 岡谷高架橋一般図

$P_A \sim P_D$ 橋脚の各基礎が位置する天竜川沿いの低地部は、この塩嶺類層の上に沖積世の砂礫層が堆積しており、地下水位が高いとともに透水性も高い。これに対して P_B 基礎は、斜面上で塩嶺類層の風化あるいは強風化岩の上に崖錐が堆積した箇所にあたる。風化岩の N 値は風化の程度によるが、16~70とバラツキがあり、弾性波速度は 1.0~2.2 Km/sec である。

3. 基礎形式の選定

岡谷高架橋は橋長約 580m の PC 5 径間連続ラーメン橋であり、上下線一体構造であることと、地質条件から、 $P_A \sim P_D$ 基礎についてはニューマチックケーソンとした。 P_B 基礎は施工箇所が急傾斜指定地であり、地質は風化凝灰角礫岩の上に崖錐が堆積している。地層の傾斜が急なため、通常のケーソン工法では偏土圧による偏心傾斜が予想されるうえ、フリクションカット及びエアブロー等による地山のゆるみにより、背後斜面上の人家への影響も考えられる。また、オープンケーソンの場合には、随所に所在する玉石、転石により沈下不能の恐れもある。以上を踏まえて基礎形式の検討を行った。

地質調査の結果から付近の地山の透水係数は 10^{-5} のオーダーで小さく、多少の水位低下を図ることによってオープン掘削が可能であるとの結論を得た。このことから、大口径の深礎掘削を行った後、基礎躯体を構築する工法を採用し、地形条件及び用地の制約から、直径 18m の円形断面とした。

4. 大口径深礎の設計

大口径深礎の掘削時における支保としては、通常コンクリート吹付が考えられる。 P_B 基礎は直径 18m、掘削深 32m であり、施工例がないうえ、斜面上での施工であるため、偏土圧の影響があることを考慮して、コンクリート吹付及びロックボルトによる支保が可能かどうかを検討するため、有限要素解析を行った。

坑口部はトンネルと同様立坑でも弱点となることが予想されるが、今回の検討においても、ロックボルトを主体としたものでは、地山の変位、ロックボルト軸力とも許容値を越える結果が有限要素解析から導かれた。このため、地山の風化が激しく、 P_B 基礎躯体構築完了後も橋脚が立ち上がるまで支保が必要となる上部 8m については、偏土圧に抵抗できるコンクリート壁を逆巻工法で打

設するとともに、PCアンカーで地山に定着する構造とした。計算結果より、逆巻コンクリートの厚さは80cmとし、施工性及び安全性から、1ロットの高さは2m（第1ロットのみガイドコンクリートとの関係で1.5m）とし、各ロットを6等分し、各ブロックとも3箇所のPCアンカーで定着することとした。（図-2）

8m以深については逆巻部のコンクリートの剛性とPCアンカーの緊張力を考慮したうえで、ロックボルトの長さ及びピッチの組合せの中から、掘削施工時の安全確保ができるものを有限要素解析により求めることとした。解析は次の2段階に分けて行った。

- (1) 鉛直断面解析：鉛直断面について自重による弾性解析を行い、地山の初期応力状態を求める。
 - (2) 水平断面解析：鉛直断面解析により得られた初期応力を水平断面に与え、非線形掘削解析を行い、地山及び支保の安全性を検討する。
- 水平断面解析は、次の3断面について行った。

（図-3）

- (1) 逆巻直下（EL 760 m 上段）
 - (2) 立坑中央（EL 752 m 中段）
 - (3) (2)と底面との中間（EL 745 m 下段）
- 解析を行ったケース及びそれぞれの安全性の判定は表-1に示すとおりである。この際、安全性の判定は、次の2条件を満足する場合を「安全」とありとし、「○」で表示した。

- (1) 内空変位が山側、谷側ともに10cmを越えない。
 - (2) すべての要素の地山破壊安全率が1.0より大きい。
- この結果より、上段は長さ4mのロックボルトが1.5㎡に1本、中段・下段は長さ6mのロックボルトが1㎡に1本以上必要となる。しかし、立坑の場合、掘削が進んだ後に上部で変形等が生じた際のロックボルトの増打ちがトンネルと比べて困難であり、一度地山のゆるみが生じるとそれ以降の施工が危険となる等の問題がある。また、有

限要素解析自体も絶体的なものというより、一種の目安であることも考慮し、ロックボルトについては、上、中、下段ともすべて長さ6mのねじり棒鋼を1㎡に1本のピッチで打設することとした。

なお、下段では、ロックボルト6mもの1本/㎡では安全であるとの判定にならないが、局部的な許容値のオーバーでもあり、上・中段の様子をみながら施工することに決定した。

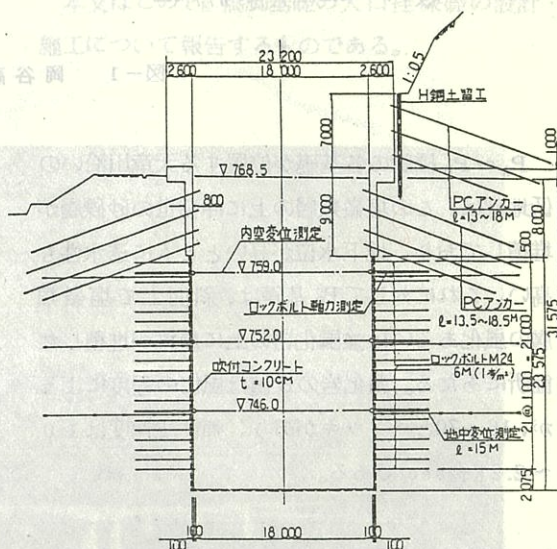


図-2 大口径深礎一般図

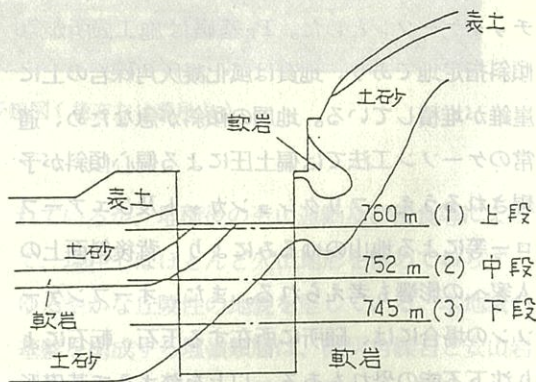


図-3 有限要素解析断面

表-1 解析ケースと安全性の判定

断面	ケース			$\ell=4\text{ m}$ 1本/3 m^2	$\ell=6\text{ m}$ 1本/ m^2	$\ell=4\text{ m}$ 1本/ m^2	$\ell=6\text{ m}$ 2本/3 m^2	$\ell=4\text{ m}$ 2本/3 m^2
	項目							
上段	変位	山側		○	○	○	○	○
		川側		○	○	○	○	○
	安全率			×	○	○	○	○
中段	変位	山側		×	○	×	○	○
		川側		○	○	○	○	○
	安全率			×	○	×	○	○
下段	変位	山側		○	○			
		川側		×	×			
	安全率			○	○			
	総合			×	×			

5. 大口径深礎の施工

大口径深礎が斜面上の施工であるため、坑口の施工基面まで地山を掘削する必要がある。本工事

では地形の急峻さと用地上の制約のため、施工基面上約8mの高さをH鋼ぐいによる土留壁、さらにその上約5mを5分勾配で切土を行い、のり面

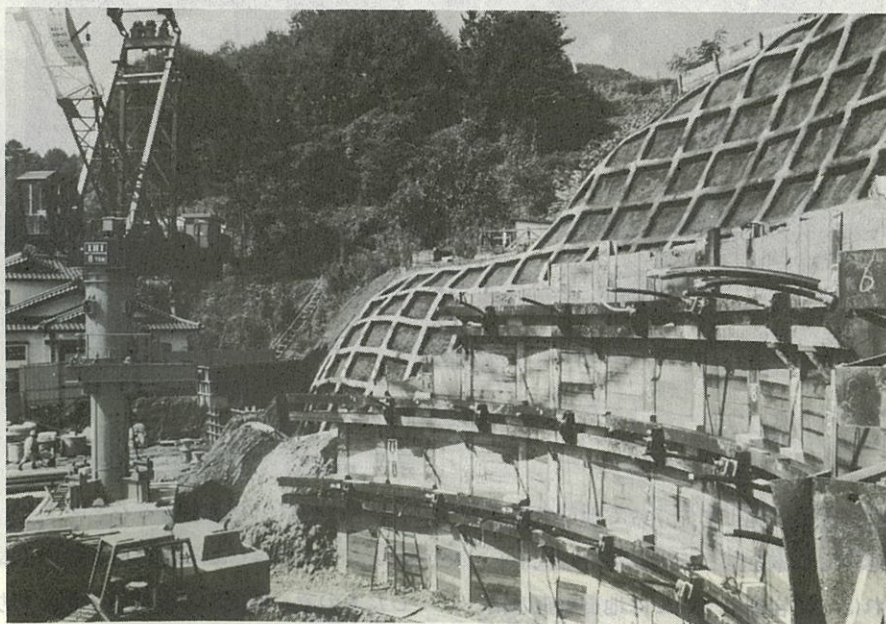


写真-2 山留工(H鋼ぐいとPCアンカー)

保護のため現場打コンクリートわくを施工した。
(写真-2)

H鋼土留には円周方向にH鋼リングを3段に取付けて腹起し材とするとともに、PCアンカーにより地山に定着している。なお、大口径深礎の掘削による地山の変動状況を監視するために、PCアンカー軸力計を各段1箇所取り付けるとともに、上部のり面に地すべり計を2箇所設置している。施工基面までの掘削完了後、坑口の固定のためガイドコンクリートを厚さ1.5m、幅2.6mで打設した。この時、0.5m分は地中に入れ、逆巻コンクリートと一体化している。ガイドコンクリート完了後逆巻部の掘削を行うが、施工性から1ロット分の掘削面を3分割した。すなわち、まず最初の2ブロック(例えば1、2ブロック)を掘削

し、その後次の2ブロック(3、4ブロック)、つづいて2ブロック(5、6ブロック)の掘削を行うが、その間に初めの2ブロックの鉄筋、型わく組、コンクリート打設、PCアンカー挿入、緊張等の各作業を平行して行った。1ロットの施工には、およそ2週間を要した。(図-4)

本基礎は市街地でのオープン掘削であるとともに、地山のゆるみを極力生じさせないために発破が使用できないので、軟岩及び玉石の小割用に大型(800Kg級)のアイオンブレイカーを使用している。掘削は他の作業と平行で行うため、機械を多く入れることができず、掘削・積込用として0.4m³ドラグショベル1台を用いた。掘削土の搬出はタワークレーンにより、2.5m³の大型土砂バケットを用いて行った。(写真-3)



写真-3 大口径深礎の掘削状況

なお、大口径深礎の施工に先立って地下水位低下のため揚水井を2本掘削して地下水位の低下を図った。これは、軟岩層については地質調査の結果から透水性が非常に小さく、上部の崖錐及び土

砂部での地下水を揚水することにより、ほぼドライワークが可能であるという判断から本数を決定したもので、実施工でもほぼ予想どおりの結果が得られ、坑内への湧水量は100ℓ/min程度におさまった。

逆巻コンクリートの型わくは、 P_E 基礎軀体の断面が径18mの円形であることから、この円周を6等分した弧形の面をもつ高さ2mのメタルフォームを2組使用し、各ロットとも2ブロックずつコンクリート打設を行った。逆巻コンクリートは、打設後早い時期にPCアンカーによる地山への緊張定着を行うため、早強セメントを用いた。

逆巻部 1ロットと3ロットのPCアンカーのうち、それぞれ4箇所（4方向）ずつには軸力計を設置し、地山状況の変化を測定している。

逆巻部（8m）から下は、ロックボルトとコンクリート吹付による支保により、掘削を行った。ロックボルトは長さ6mのねじり棒鋼（設計耐力18t）のものを1本/ m^2 の割合で打設し、コンクリート吹付厚は10cmである。この区間の掘削は、逆巻部と同様1ロットを2mとし、掘削面を2分割して、半断面のコンクリート吹付、ロックボルト打設の作業を平行して行い、工期短縮に努めた。（写真-4）

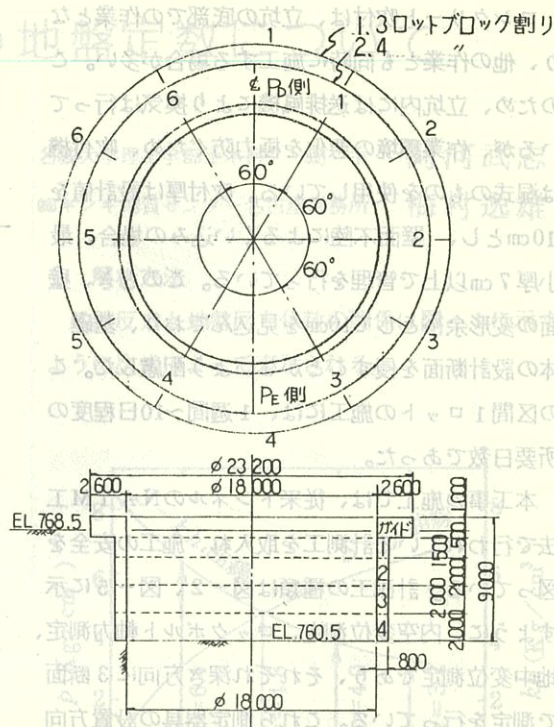


図-4 逆巻部ブロック割り図

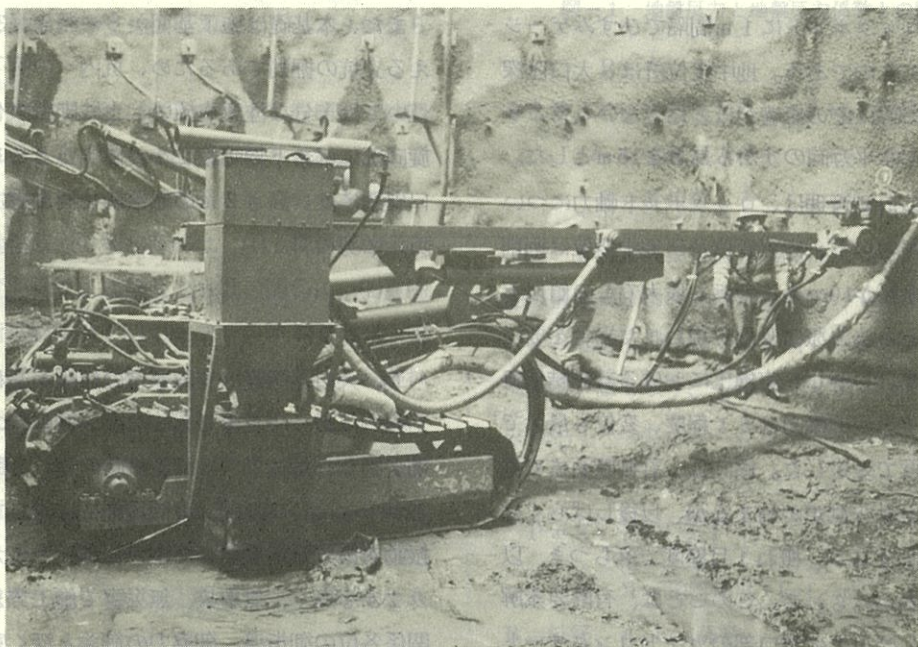


写真-4 ロックボルト工

コンクリート吹付は、立坑の底部での作業となり、他の作業とも同時に施工する場合が多い。このため、立坑内には送排風機により換気は行っているが、作業環境の悪化を極力防ぐため、吹付機は湿式のものを使用している。吹付厚は設計値を10cmとし、壁面不陸によるくい込みの場合、最小厚7cm以上で管理を行っている。このとき、壁面の変形余裕として10cmを見込んでおり、基礎体の設計断面を侵すことがないように配慮した。この区間1ロットの施工には、1週間～10日程度の所要日数であった。

本工事の施工では、従来トンネルのNATM工法で行われている計測工を取入れ、施工の安全を図っている。計測工の種類は図-2、図-5に示すように、内空変位測定、ロックボルト軸力測定、地中変位測定であり、それぞれ深さ方向に3断面で測定を行っている。これら測定器具の設置方向は、地山の山一谷方向及びその直角方向であり、橋軸方向とは異っている。内空変位測定は図-5に示す6測線で行う。ロックボルト軸力測定は長さ6mのロックボルトに1m間隔でひずみゲージを貼付けたものである。地中変位計は、大口径深礎の掘削の際にその影響がほとんどないと考えられる深さ（水平方向の）から長さを15mとした。

施工時の計測管理は、ロックボルト軸力については設計耐力以下、内空変位及び地中変位は掘削時の変形余裕が10cmあるので、最大でこの値以下ということと、急激な変化が現われた場合を要注意と考えた。しかし、実施工における計測結果では、ロックボルト軸力は5t程度、変位も最大でも15mm程度で安定した。傾向は、計測断面まで掘削した時点から測定が始まるが、以後しばらくは急激に増加するが、概ね1ヶ月程度で落ちつき、以後漸増傾向がみられる。このことは、有限要素解析で考慮した以上に坑口部のガイドコンクリートと逆巻コンクリート（PCアンカー併用）が剛な作用をしていると見なされ、立坑の場合もトンネ

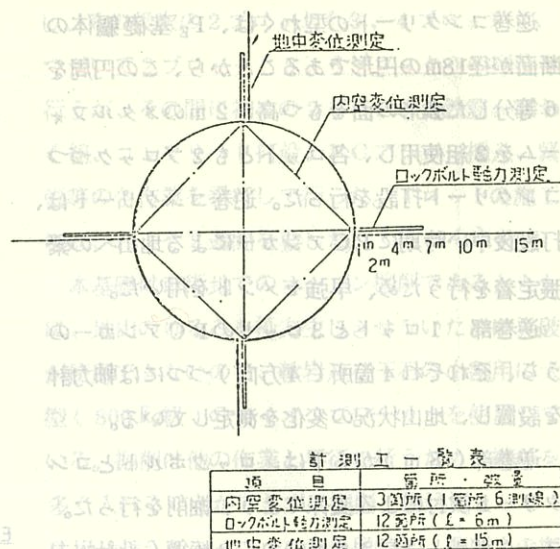


図-5 計測工位置図

ルと同様、坑口を完全に固めることによって以後の施工の安全性が増すことが確認されたと思われる。

なお、計測工の結果を踏まえて、コンクリート吹付部の第9ロットからは、破碎部分を除いてボルト本数を半分に減らしている。

また、本基礎は施工基面からの深さが30mを超える立坑の掘削であるため、坑内への落下物等については十分な注意を払い、土砂排出バケットの旋回部には落下物防護工を設置するとともに、坑口周囲には、高さ2mの転落防止柵を設けて災害防止に努めた。

6. おわりに

P_E 大口径深礎は支障家屋の移転が遅れたため、工程的に厳しい工事であったが、掘削時の工程短縮が図られた結果、ほぼ着工時の遅れを取戻すことができた。この間、市街地施工に対して騒音、振動対策に万全を期した中で、地元との大きなトラブルも無く、無事故、無災害で施工できたのは、関係各位の御指導、御協力の御陰と深く感謝するものである。

杭の水平支持力の地盤定数について

名城大学理工学部土木科 助 手 阿河 武志
 ㈱キンキ地質センター名古屋事務所 梅村 逸雄

1 まえがき

構造物にはいろいろな水平力が作用し、これらの水平力に抵抗するために、基礎杭の水平抵抗力が問題になる。この水平支持力を求めるために多くの式が提案されており、その地盤反力の取り扱いによって、(1)極限地盤反力法、(2)弾性地盤反力法、(3)複合地盤反力法、などに区別されている。

(1)極限地盤反力法は極限状態における地盤反力の分布形状を仮定し、杭に作用する外力との釣合いから求めるもので、この場合の地盤反力では杭の変位量に直接関係しない。

(2)弾性地盤反力法は変位量に応じて生ずる反力であり、この場合の地盤反力では $P = k \cdot x^m \cdot y^n$ 、 y の指数 n の取り方によって弾性地盤反力法 ($n = 1$) と非線形弾性地盤反力法 ($n \neq 1$) に分られる。

(3)複合地盤反力法は変形の大きい表層部では塑性領域にあると仮定して(1)案を取り入れ、その下では弾性領域として(2)案を用いるものである。

この地盤反力の推定方法は、(i)土質調査結果の N 値と変形係数、地盤反力係数の関係式、(ii)孔内水平載荷試験結果 (LLT、プレシオメーター、土研式) などで求められる。しかし、これから得られる地盤反力は変位量 (極限値を対象としているので、この値が何 cm で発生するか) と載荷幅 (孔内水平載荷試験の幅は 5.5 ~ 11.0 cm に対して実際の杭では 10 ~ 20 倍であり、この寸法効果をどのように取扱うか) との対応関係について曖昧な点が多い。

ここでは、初歩的な整理方法によって変位量、載荷幅を考慮した地盤反力について述べる。

2 解析方法

地盤反力と地盤反力係数の関係は図-1に示すように次式によって表示される。

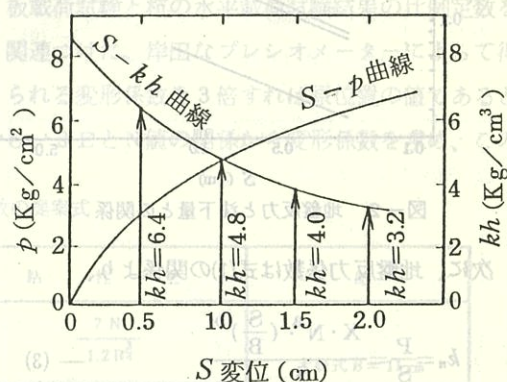


図-1 地盤反力と地盤反力係数との関係

$$P = k_n \cdot S \quad (1)$$

ここで、 P = 地盤反力 (kgf/cm²)

k_n = 地盤反力係数 (kgf/cm³)

S = 変位置 (cm)

図-2は建築業協会¹⁾の資料から地盤反力係数～変位量を式(1)より地盤反力について整理した。

この地盤反力は両対数を用いて縦軸に地盤反力横軸に N 値を取り、 $\frac{S}{B} = 0.01, 0.02, 0.03, 0.04$ ごとにプロットすると、この直線群は、次式の表示になる。

$$P = X \cdot N^a \cdot \left(\frac{S}{B}\right)^b \quad (2)$$

ここで、 X = 地盤強度 (kgf/cm²)、 N = N 値、 B = 杭径、 a 、 b = 係数

また、 b の勾配係数は $\log P \sim \log \left(\frac{S}{B}\right)$ と N 直の関係で求められる。

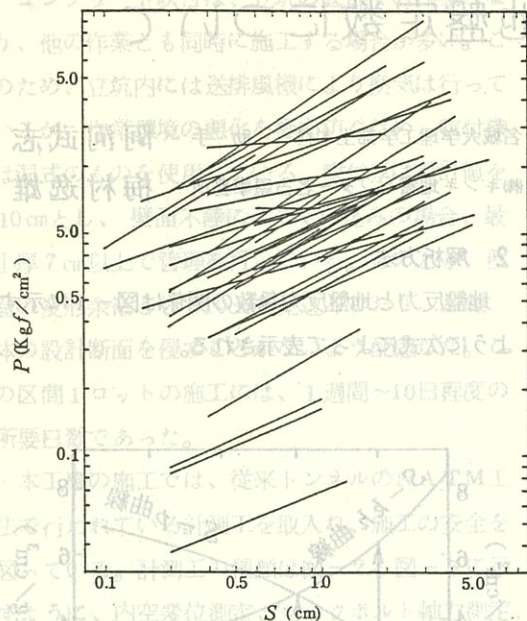


図-2 地盤反力と沈下量との関係

次に、地盤反力係数は式(1)の関係より、

$$k_n = \frac{P}{S} = \frac{X \cdot N^a \cdot \left(\frac{S}{B}\right)^b}{S} \quad (3)$$

変形係数はブシネックの半無限体の関係式より、

$$F = \frac{\pi B}{4} (1 - \nu^2) \frac{P}{S} = 0.785 (1 - \nu^2)$$

$$\frac{X \cdot N^a \cdot \left(\frac{S}{B}\right)^b \cdot B}{S} \quad (4)$$

ここで、 ν = ポアソン比

3 解析結果

3-1 Nの勾配係数

図-3は $\frac{S}{B} = 0.01 \sim 0.04$ 、N値、Pの関係プロットとしたものである。この図で、N値の勾配係数は $\frac{S}{B} = 0.01$ でわずかに大きく表われているが、 $\frac{S}{B}$ の増加に伴って一定値を示している。N値の勾配係数は、図中の平均値を取ると、 $a = 0.51$ 、 0.45 、 0.43 、 $0.43 \div 0.45$ が得られる。

3-2 $\frac{S}{B}$ の勾配係数

図-4は図-3の図中の方程式に $N = 2$ 、4、

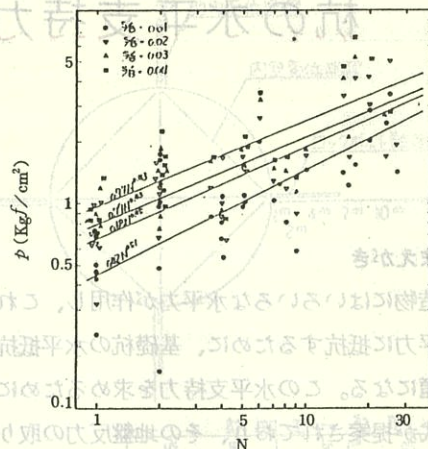


図-3 地盤反力とN値の関係

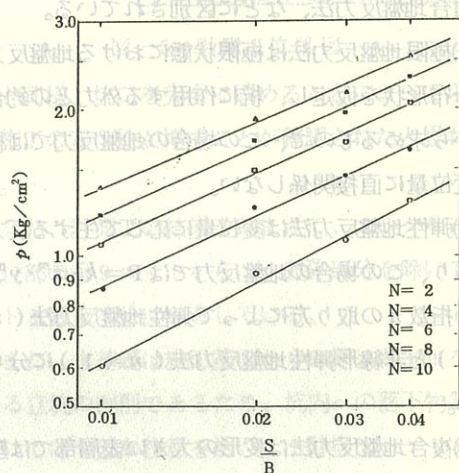


図-4 地盤反力と S/B の関係

6、8、10（この値は任意である）を代入し、両対数を用いて縦軸にP、横軸に $\frac{S}{B}$ で整理した。この勾配係数は $b = 0.5$ が求まる。

3-3 地盤強度

地盤強度は3-1で得られた $P-N$ 値の関係式を3-2で求めた $\frac{S}{B}$ の根で割って得られたものが表-1に示す。この結果、地盤強度は $X \div 4.6$ になる。

3-4 各種の地盤定数

以上の3-1～3-3を整理すると、地盤定数は次式になる。

(i) 地盤反力

表-1 地盤強度の求め方

S/B	(P-N)式	(S/B) ^{0.5}	(P-N) (S/B) ^{0.5}
0.01	0.42 N ^{0.51}	0.10	4.20
0.02	0.68 N ^{0.45}	0.14	4.86
0.03	0.79 N ^{0.43}	0.17	4.65
0.04	0.97 N ^{0.43}	0.20	4.85

$$P = 4.6 N^{0.45} \left(\frac{S}{B} \right)^{0.5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

(ii) 地盤反力係数

$$P = 4.6 N^{0.45} \left(\frac{1}{BS} \right)^{0.5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (6)$$

(iii) $E = (3.3 \sim 2.7) N^{0.45} \left(\frac{B}{S} \right)^{0.5}$
 $\text{(kgf/cm}^2\text{)} \quad (7)$

ここで、ポアソン比の取扱は砂質土 $\nu = 0.3$ 、粘性土 $\nu = 0.5$ を用いた。

4-4 孔内水平載荷試験の比較

表-2は地盤定数の提案式を整理した。これらの地盤定数は孔内水平載荷試験(LLT、プレシオメータ、土研式)値から、次のように求めたものである。

吉中は土研式の変形係数を室内試験(三軸、一軸圧縮)の変形係数とN値の関係より求め、この値を用いて、地盤反力係数では一連の水平方向平板載荷試験と杭の水平載荷試験結果の比例定数を関連づけた。岸田はプレシオメータによって得られる変形係数を3倍すれば原位置の値であるとし、3EとN値の関係から変形係数を求め、この

表-2 地盤定数の提案式

提案者	諸因子	砂質土	粘性土	記
吉中 ²⁾	k	$\frac{7N}{1.2B^{\frac{3}{4}}}$	$\frac{7N}{1.2B^{\frac{3}{4}}}$	土研式 B = 11 cm
	E	7 N	7 N	
岸田 ³⁾	k	$kB = 1.3 \frac{E^{12} E_B^4}{1 - \nu^2 \sqrt{E_P I_P}}$	$kB = 1.3 \frac{E^{12} E_B^4}{1 - \nu^2 \sqrt{E_P I_P}}$	プレシオメータ B = 5.6 cm
	E	(14 ~ 18) N	(140 ~ 200) qu	
今井 ⁴⁾	k	1.2 N	5.1 qu	LLT B = 8.0 cm 大阪地盤で地質別に無関係
	E	5.5 N	26.5 qu	
田島 ⁵⁾	k	沖積層 1.4 N ^{0.621}	沖積層 N ^{0.459}	LLT、プレシオメータ 福岡市内
		沖積層 1.7 N ^{0.766}	沖積層 1.6 N ^{0.823}	
	E	沖積層 8.2 N ^{0.623}	沖積層 5.9 N ^{0.540}	
		沖積層 14.3 N ^{0.673}	沖積層 20.4 N ^{0.567}	
福岡 ⁶⁾	k	0.69 N ^{0.406}	0.69 N ^{0.406}	水平載荷試験より
赤井 ⁷⁾	k	0.502 N ^{0.3}	0.502 N ^{0.3}	
山肩 ⁸⁾	k	0.61 N ^{0.41}	0.61 N ^{0.41}	

但し、B = 杭径、 ν = ポアソン比、 $E_P I_P$ = 曲げ剛性、qu = 一軸圧縮強度

値を用いてVesis (ベーシック) の地盤反力係数の式から算定している。一方、今井、田島は孔内水平載荷試験から統計的に求めた値である。

そこで、式(5)～式(7)と表-2の対応について知るためには変位置と載荷幅の関係がわからなければならない。岸田はプレシオンメーターの地盤反力～変位置から図-5に示すように、次の関係を求めた。

$$\text{砂質土} \begin{cases} dS_1 = 0.025 B \\ dS_2 = 0.12 B \end{cases} \quad \text{--- (8)}$$

$$\text{粘性土} \begin{cases} dS_1 = 0.03 B \\ dS_2 = 0.17 B \end{cases} \quad \text{--- (9)}$$

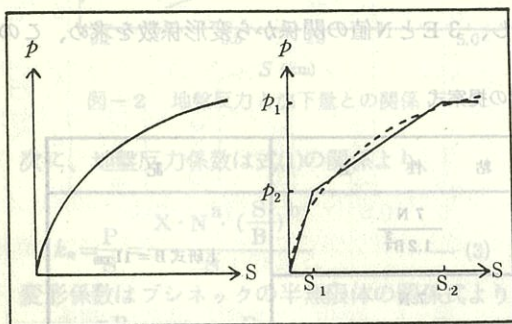


図-5 地盤反力と変位の関係

表-2の杭の水平載荷試験の k 値は別として、他の値は dS_2 を対象と考えられるので、地盤反力、地盤反力係数では dS_2 、変形係数では初期の変位置 dS_1 をそれぞれ採用することにした。これらの値を式(5)～式(7)に代入すると、各種の地盤定数は次のようになる。

地盤反力

$$\text{砂質土 } P = 4.6 N^{0.45} (0.12)^{0.5} = 1.6 N^{0.45}$$

$$\text{粘性土 } P = 4.6 N^{0.45} (0.17)^{0.5} = 1.9 N^{0.45} \quad \text{--- (10)}$$

地盤反力係数の B は LLT、プレシオンメーターの平均値 $B = (5.6 + 8) / 2 = 6.8 \text{ cm}$ より、

$$\begin{aligned} \text{砂質土 } k &= 4.6 N^{0.45} \left\{ \frac{1}{0.12(6.8)^2} \right\}^{0.5} \\ &= 1.95 N^{0.45} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{粘性土 } k &= 4.6 N^{0.45} \left\{ \frac{1}{0.17(6.8)^2} \right\}^{0.5} \\ &= 1.64 N^{0.45} \end{aligned}$$

--- (11)

変形係数

$$\begin{aligned} \text{砂質土 } E &= 3.3 N^{0.45} \left(\frac{1}{0.025} \right)^{0.5} \\ &= 20.8 N^{0.45} \end{aligned}$$

--- (12)

$$\text{粘性土 } E = 2.7 N^{0.45} \left(\frac{1}{0.03} \right)^{0.5}$$

$$= 15.5 N^{0.45}$$

図-6、7は表-2の地盤反力係数、変形係数と式(11)、(12)について比較した。同図から、今回の提案式は地盤反力係数では田島の値、変形係数では吉中の値に対応している。このように、孔内載荷試験値は変位置と載荷幅の関係より推定されることが明らかになった。よって、孔内載荷試験値を実際の杭の地盤定数に適用する場合には、変位置と載荷幅の比を平方根で補正すれば対応関係が良い。

以下、地盤反力、地盤反力係数について実測値と比較、検討してみる。

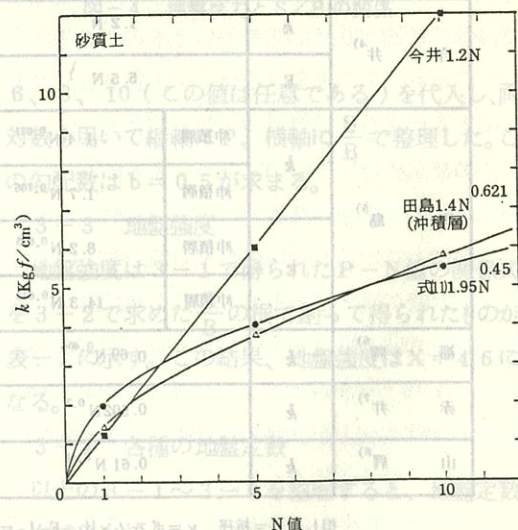


図-6 N値と k の関係

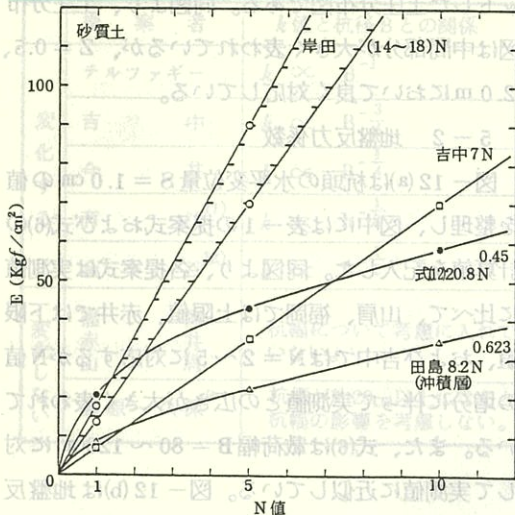


図-7 N値とE値の関係

5-1 地盤反力

始めに、実際の杭の地盤反力分布形について求める。杭頭に水平荷重を受けると地盤反力は図-8に示すように塑性域と弾性域に区別され、その境界は最大曲げモーメントの発生位置の深さ(Z_0)すなわちせん断力が零になる点を意味する。よって、式(5)は最大曲げモーメントの発生位置の深さにおける地盤反力に相当する。次に、図-9は砂質土、粘性土の土圧分布図を示したもので式(5)にこの土圧分布を考慮すると、次式になる。

$$P = 4.6 N^{0.45} \left(\frac{S}{B} \right)^{0.5} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^m \quad (13)$$

ここで、 Z = 任意の深さ、 m の取扱は一応、1.0を採用することにした。

式(13)より、地盤反力～変位曲線、および地盤反

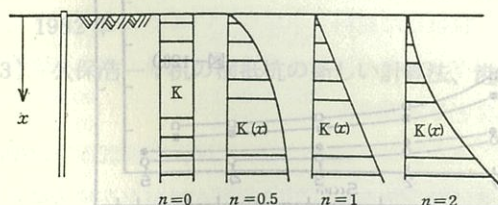


図-8 土圧分布の形状

力分布図を求めてみる。

図-10は山肩がPC杭 $B = 60$ cm、 $N = 2 \sim 3$ の軟弱シルトに打設された杭の表面に4個の土圧計を設置して変位と土圧を測定した。

計算値の地盤反力～変位曲線は式(13)を用いて Z_0 は図-10の実測値より $Z_0 = 2.0$ m、 $Z = 0.5$ 、1.0、1.5、2.0 mで行なう。

$$P = 4.6 (2)^{0.45} \left(\frac{S}{60} \right)^{0.5} \left(\frac{0.5 \sim 2.0}{2.0} \right)^{1.0}$$

$$= 0.81 (S)^{0.5} \left(\frac{0.5 \sim 2.0}{2.0} \right)$$

i) $Z = 2.0$ m、実測値の $S = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ cm

$$P_{Z=2.0} = 0.81 (0.2 \sim 0.8)^{0.5} \frac{2.0}{2.0}$$

$$= 0.33, 0.56, 0.65, 0.73 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

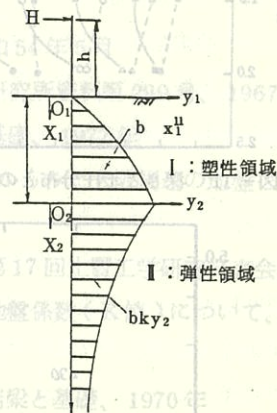


図-9 地盤反力分布

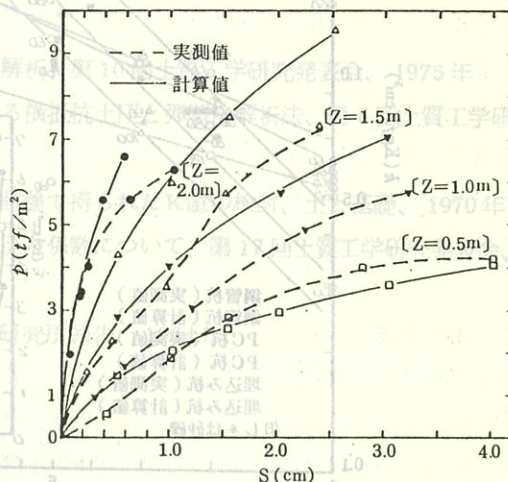


図-10 地盤反力の変位量の関係

ii) $Z = 1.5$ m、実測値の $S = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5$ cm

$$P_z = 1.5 = 0.81 \left(\frac{0.5 \sim 2.5}{2.0} \right)^{0.5} \frac{1.5}{2.0}$$

$$= 0.43, 0.61, 0.74, 0.85, 0.96$$

(kgf/cm²)

以下、同様にして $Z = 1.0, 0.5$ m を求める。
これらの値を図-10に記入した。また、図-

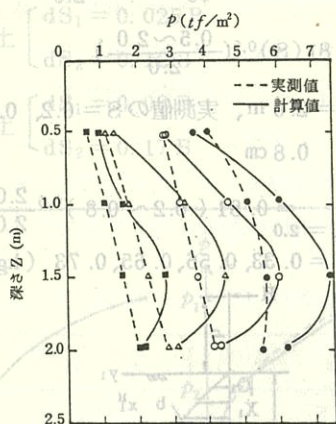


図-11 深さと土圧分布との関係

11は図-10より土圧計の位置を深さ方向にプロットした土圧分布図である。同図より、土圧分布図は中間部分が大きく表われているが、 $Z = 0.5, 2.0$ mにおいて良く対応している。

5-2 地盤反力係数

図-12(a)は杭頭の水平変位量 $S = 1.0$ cm の値を整理し、図中には表-1の提案式および式(6)の計算値を記入した。同図より、各提案式は実測値に比べて、山肩、福岡では上限値、赤井では下限値、および吉中では $N = 2 \sim 5$ に対応するが N 値の増分に伴って実測値との広さが大きく表われている。また、式(6)は載荷幅 $B = 80 \sim 120$ cm に対して実測値に近似している。図-12(b)は地盤反力係数～変位曲線を示したもので、曲線の傾向が実測値に良く対応していることがわかる。

一方、地盤反力係数と杭幅の関係は、変化するという説と変化しないという説があり、今の所、^{(11)~(13)} 定説がないようである。表-3は各研究者によって提唱されている関係を簡単に整理した。この表

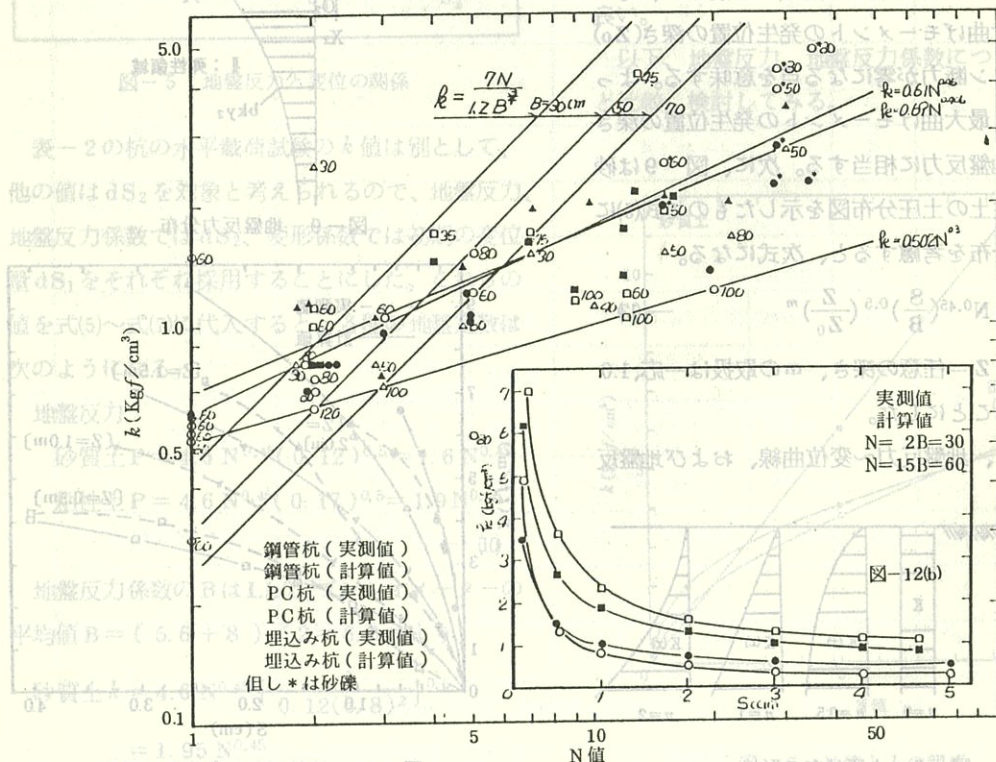


図-12(a) 変位量 1.0 cm の地盤反力係数

表-3 k 値と杭径との関係

	提 案 者	k 値と杭径 B との関係
変化する	テルツァギー	$k \propto B^{-1}$
	吉 中	$k \propto B^{-\frac{3}{4}}$
	今 井	$k \propto B^{-\frac{1}{4}}$
	有 江 ¹¹⁾	$k \propto B^{-\frac{1}{3}}$
変化しない	金 谷 ¹²⁾	$k \propto B^{-\frac{1}{2}}$
	福赤山 岡井肩	杭幅について考慮に入れない。
	篠原一久保 ^B	杭幅が約20cm以上になると杭幅の影響を考慮しない。

より、地盤反力係数と杭幅の関係はかなりの範囲に分布しているが、式(6)では金谷の値に一致している。

6 あとがき

以上の実測値との比較、検討した結果より、式(5)~(7)は杭の水平抵抗を解析する場合に必要な地盤定数を推定することができ、かつ変位量と載荷量と載荷幅の比を平方根で取り込めた方が実状に合うようである。

また、図面作成に協力していただいた本学内藤登、浅見靖伸、永井耕之君に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 杭の水平載荷試験結果に関する調査報告書、建築業協会、昭和54年5月
- 2) 吉中竜之進；地盤反力係数とその載荷幅に対する補正、土木研究所資料第299号、1967年
- 3) 岸田英明、中井正一；地盤反力～変位関係の非線形性、土と基礎、1977年
- 4) 中島秀雄、伊東徳二郎、武内俊昭、今井常雄；LLT測定結果からみた大阪周辺の地盤の力学的性質、地質学雑誌、第78巻、第4号、1972年
- 5) 田島恒美、向山宏；福岡市における横方向地盤係数の特性、第17回土質工学研究発表会、1982年
- 6) 福岡正己、宇都一馬；ボーリング孔を利用したクイの横方向地盤係数(K値)について、第5回日本道路会議論文集
- 7) 赤井公昭、高橋道生；鋼ゲイ基礎の設置法と施工管理方法、橋梁と基礎、1970年
- 8) 山肩邦男、富永晃司；打込み鋼管杭の横抵抗に関する統計的検討、第14回土質工学研究発表会、1980年
- 9) 中井正一、岩田英明；単ゲイの水平抵抗の非線形解析、第10回土質工学研究発表会、1975年
- 10) 山肩邦男、富永晃司；クイの水平加力試験における横抵抗土圧と弾塑性解析法、第6回土質工学研究発表会、1971年
- 11) 有江義晴、岡田哲夫、矢作枢；単ゲイの水平載荷試験で得られたK値の検討、土と基礎、1970年
- 12) 金谷祐二、茶谷文雄、石井雄輔；壁杭の水平地盤反力係数について、第17回土質工学研究発表会、1982年
- 13) 久保浩一；杭の横抵抗の新しい計算法、港湾技術研究所報告、1964年

地下水位低下工法を設計・施工する場合の留意点

1 はじめに

わが国は、自然にめぐまれ、春には春雨、夏の始めには梅雨が、秋には台風が、冬には時雨、雪が、季節の変化とともに雨が降り、私達の生活の中にはぐくまれている。

降水は、地表水となり、うまく地下に浸透した降水は、地下水として、地層や岩石の性質に応じて流動または貯溜している。

この地下水は、水資源として利用されている反面、地すべり・崩壊などの自然災害を引き起こす要因であるとともに、近年産業の発達にともない、土木・建設工事が大規模化し、地下水処理が工事の成否を決定する大きなポイントとなっている。

私達が行っている地下水調査は、土木・建設工事に対する地下水の対策がその大半を占ており、調査の不足及び地下水対策設計（地下水位低下工法等）の未熟などにより、クイックサンド現象・パイピング現象・ヒービング現象などによる事故がおきております。

そこで、土木・建設工事に於いて地下水位低下工法を、設計・施工する場合の留意点について述べたいと思います。

地下水位低下工法を設計・施工にあたっては、その基礎資料となる地下水調査が必要であり、この調査についても留意点を述べる。

2 地下水調査

掘削規模・深度等を検討し、地下水位低下の必要性・地下水位低下工法の選択・設計・施工にあたっては、帯水層の存在深度・層厚・連続性・地下水位などの対象地盤について十分な調査とその

川崎地質物名古屋支店

池田英夫

検討が必要である。

調査の項目・手順は、次のようである。

a 調査項目

イ、現地及び周辺の土質・地質、特に帯水層の透水性と成層状態

ロ、地下水位の深度と必要とする地下水位低下量

ハ、河川・湖水及び潮位などの水面変化と地下水位の関係、季節による地下水位変化

ニ、地下水のかん養と影響半径

ホ、地下水位低下が、周辺地域におよぼす影響の種類と程度及びその対策

ヘ、地下水の化学的性質

ト、排水設備の設置場所と排除した水の処理

チ、動力源（電力・自家発電その他）の入手方

法

b 調査手順

i) 排水の必要性・規模・深度・期間等の確認

ii) 現地踏査

地形等の他に道路状態・周辺民家・構造物など

iii) 資料の収集

特に周辺の既存のボーリングデーター・排水の実績資料・地下水位調査資料・河川・湖水などの出水状況・降雨量などの資料を収集する。

iv) 本調査

収集した資料で不足しているところは、ボーリング・地下水調査（現場透水試験・揚水試験等）などを実施する。

ボーリング調査に当っては、掘削底面下以深に被圧地下水をもっている帯水層が存在する場合もあるので、調査深度は、掘削深度の1.5倍程度は

必要である。

v) 資料及び調査結果の検討

資料・調査結果の検討においては、排水域だけでなく、地下水のかん養・流動・流出（揚水）を含めた広域的視点で、周辺地下水に与える影響等（圧密沈下・水位低下による井戸の枯渇・塩水化など）も検討しなければ、排水中に思わぬ周辺住民からの苦情・反対が出る場合がある。また、排水だけでなく、クイックサンド・パイピング現象等についても検討し、地山の安定を計らなければならない。

vi) 設計・施工

次の項で記載

c. 地下水調査

地下水位低下法を設計・施工するための地下水調査には、次のような方法がある。

(1) 現場透水試験

チューブ法、ピエゾメーター法、オーガー法、注入法がある。

(2) 揚水試験

観測孔を有する揚水試験、観測孔のない揚水試験。

(3) その他

湧水圧測定、水頭測定、地下水流動方向測定など。

上記のような、現場での地下水調査が工程上・費用上実施出来ない場合には、土粒子の粒径から Hazen の式や Creager の方法等によって透水係数を推定することが出来る。

○ Hazen の式

$$k = C_s (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2$$

ここに

k : 透水係数 (cm/sec)

D_{10} : 10% 粒径 (cm)

t : 温度 (°C)

係数 C_s の値

C_s	瀘過池砂の状態
150	均等な粒子の場合（極大値）
116	細砂のゆるくしまった状態
70	細砂のよくしまった状態
60	大小粒子混合の場合（極小値）
46	非常に汚れたとき

○ Creager の方法

クレーガーは、代表径として 20% 粒径、 D_{20} を用いて透水係数との関係を下表のように示した。

クレーガー (Creager) による D_{20} と透水係数

D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
			0.25	1.40×10^{-2}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.3	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.03	8.50×10^{-5}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.04	1.75×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.45	5.80×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.5	7.50×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.08	9.00×10^{-4}		0.7	1.6×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.9	2.8×10^{-1}	
0.12	2.6×10^{-3}	微粒砂	1.0	3.60×10^{-1}	
0.14	3.8×10^{-3}		2.0	1.80	細礫
0.16	5.1×10^{-3}				

この方法が、粒径から求める透水係数としては良く現地盤にマッチするようである。

また、地下水位は、地下水位低下工法が、ある限られた地区を一時的（施工期間）に地下水位を所定の深度まで低下せしめる工法であるから、地下水調査にはかかせない重要な測定値である。

したがって、各帯水層毎に測定することが望ましく、被圧地下水がある場合には、揚圧力によるヒーピングなどに対する検討が必要である。

さらに、既存データーの水位などを含めて、広域的水位の分布（地下水位等深線）を把握することにより、地下水位低下時の周辺に与える影響を推察することが出来る。

良いデーターは、試験孔をいかに良好に仕上げるかにかかっており、透水試験 止水管の設置がうまくいかず、上部帯水層の地下水がまわり込んだり、試験孔が崩壊した場合には、良いデーターが得られない。また、揚水試験では、揚水井が泥水・粘土の壁が出来ておったり、ストレーナーに目づまりが生じたりした場合や、試験孔の設置が不十分な場合には、良好なデーターは得られない。

地下水調査前に、施工地の地盤状態を把握するとともに、地盤状態にマッチする試験孔の設置をどのようにするか検討して、現場員に徹底させる

必要がある。

d 水理定数の算定

現場透水試験では、透水係数と地下水位が求められるとともに、影響半径が推定出来、揚水試験では、地下水位・透水係数・透水量係数・貯留係数等が求められる。

水理定数の算定式は、現場透水試験・揚水試験ともそれぞれ数多くの理論式・経験式があり、地下水位・試験地層の存在状態・試験孔の設置状態に最っともマッチした式を用いる必要がある。

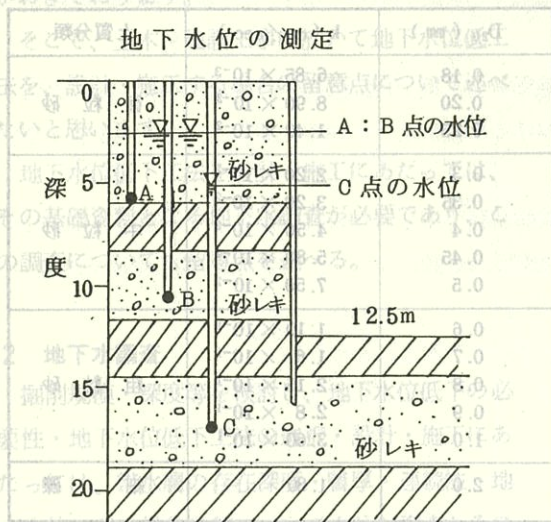
特に、揚水試験に於いては、帯水層への揚水井・観測孔の設置状態によって、水理定数の値が全く異なるため、その状態にマッチした算定式を採用しなければならない。たとえば、自由地下水の場合と被圧地下水の場合及び完全井戸と不完全井戸の場合のように、試験条件の異なる算定式を使用しないことである。

現場透水試験結果及び揚水試験結果例を示す。

3 地下水低下工法

a 工法の選定

地下水位低下工法を、その原動力となるエネルギーによって分けると、動力を用いる重力排水式工法と重力以外のエネルギーを用いる強制排水式工法があり、これらの工法には次のようなものがあげられる。



重力排水工法	釜場工法	200.0
	深井戸工法	10.0
	(ディープウェル)	10.0
強制排水工法	暗きょ・明きょ工法	10.0
	ウェルポイント	10.0
	ディープウェルポイント工法	10.0
	電気浸透工法	10.0
	真空排水工法	10.0

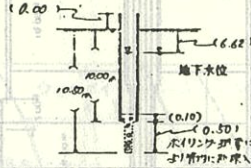
これらの工法の選定にあたっては、現地の地形・地質・地下水の性状はもちろん、工事の性格、周

現場透水試験例

⑧

透水試験測定結果表

調査名 _____ 測定日 昭和57年9月19日
 調査地点 点 1
 測定深度 10.0~10.50m
 地盤高 12.32m
 土質名 砂 礫
 測定方法 (直接) 注入法
 測定者 倉田昇喜



測定時間	地下水位	測定時間	地下水位	測定時間	地下水位
0	8.20	9'	6.91		
15'	8.04	10'	6.86		
30'	7.97	12'	6.795		
1'	7.82	13'	6.75		
1'30"	7.69	14'	6.725		
2'	7.60	16'	6.71		
2'30"	7.51	18'	6.70		
3'	7.44	20'	6.69		
3'30"	7.36	25'	6.69		
4'	7.30	30'	6.69		
4'30"	7.25				
5'	7.205	20日 8時	6.62		
6'	7.10				
7'	7.03				
8'	6.965				

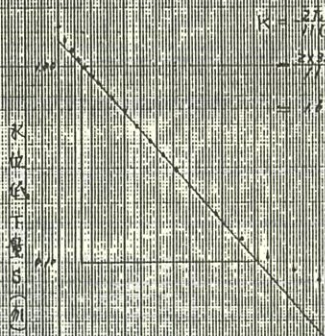
水位低下量～測定時間グラフ (直接法)

地盤 NO. 1 深度 10.00~10.50m

$$K = \frac{2.718 \cdot H \cdot L}{\pi \cdot (R_1^2 - R_2^2)} \cdot \ln \left(\frac{R_1}{R_2} \right)$$

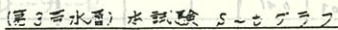
$$= \frac{2.718 \cdot 2.5 \times 11.0}{\pi \cdot (1.16^2 - 1.05^2)} \times 2.5$$

$$= 1.03 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$



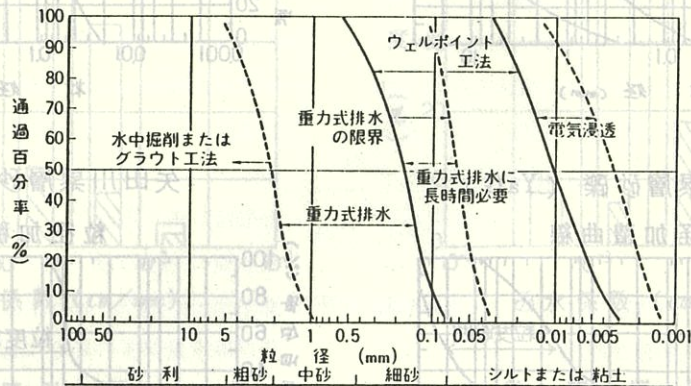
測定時間 t (min)

四一五



辺に及ぼす影響など、多角的観点からの検討を行ったうえで、工法の選定・設計・実施がなされなければならないが、工法の選定方法として、土粒子の粒径からと透水係数からの2つがあげられる。

土粒子の粒径と地下水位低下工法の適用範囲についてはLeonardsが研究発表しており、これが良く用いられている。



土粒子の径と地下水位低下工法の適用範囲 (Leonards による)

透水係数からの地下水位低下工法の適用範囲は、

経験的に求められたもので次のようである。

透水係数と排水工法の適否

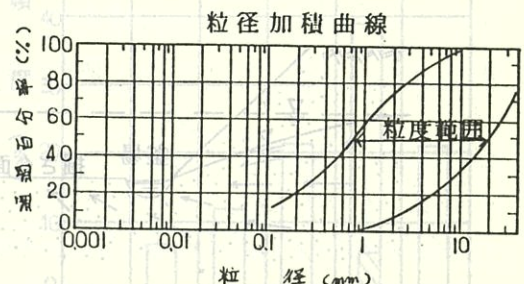
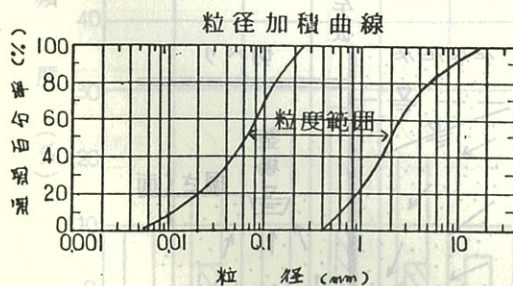
土質名	透水係数	重力排水工法	強制排水工法
玉石・転石層	10^{-1} cm/sec	適	
礫・礫混り砂・砂	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	適	やや適～適
砂質粘性土	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	不適	適
粘性土	$10^{-5} \sim 10^{-7}$		やや適

まだ整理中であるが、名古屋市周辺地盤の帯水

層の粒度組成及び透水係数は、次のようである。

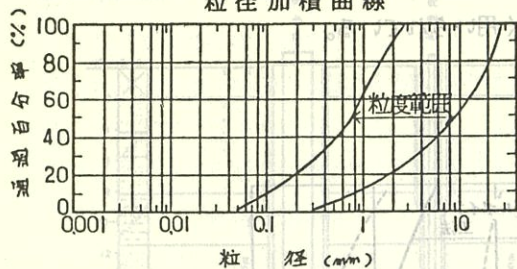
沖積層砂 (As)

鳥居松礫層 (ToG)



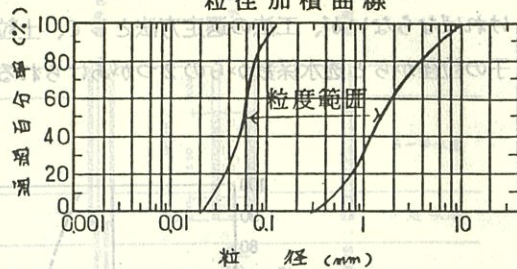
熱田層砂礫 (AtG)

粒径加積曲線



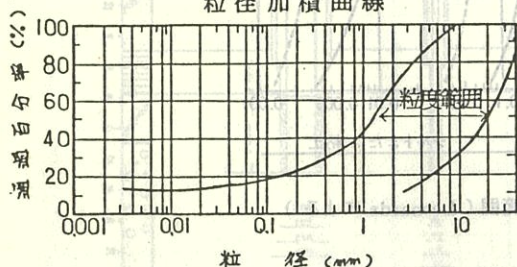
熱田層砂 (Ats)

粒径加積曲線



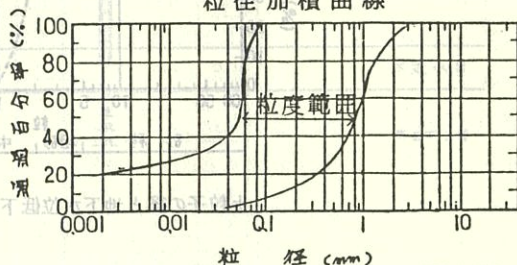
矢田川累層砂礫 (YaG)

粒径加積曲線



矢田川累層砂 (Yas)

粒径加積曲線



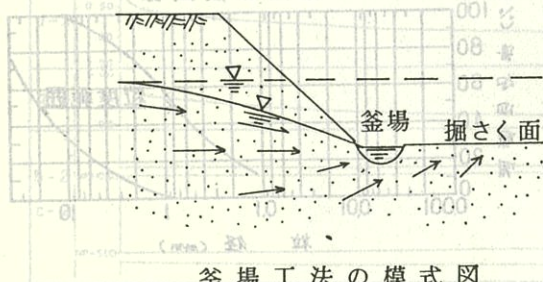
b 地下水位低下工法を設計・施工する場合の留意点

地下水位低下工法の中で、最っとも一般的に用いられるのが釜場工法・ディープウェル・ウェルポイントであり、この3つの工法の特徴と留意点は、次のようである。

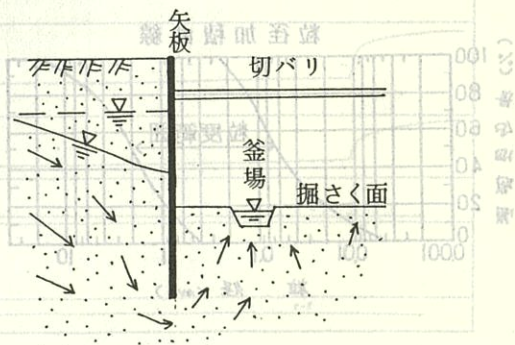
イ 釜場工法

1) 特徴

- 小規模及び比較的浅い掘削に用いられる。
- 地質的に良質な地盤（湧水に対する安定性が高い土質）
- 地下水位低下量が比較的小さい場合、特に、自由地下水の低下。
- 設置が簡単で、操作も容易であり、最っとも安価である。
- 他の工法と併用して用いられる場合が多い。



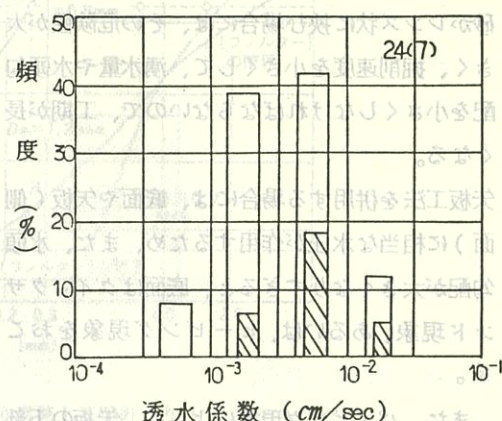
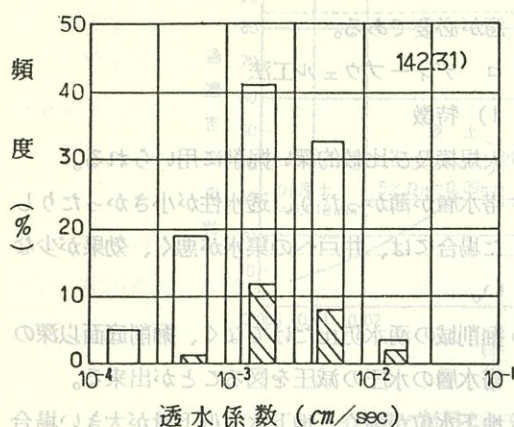
釜場工法の模式図



矢板を併用する釜場工法

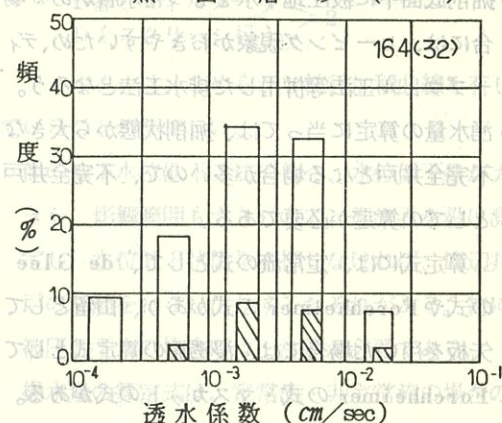
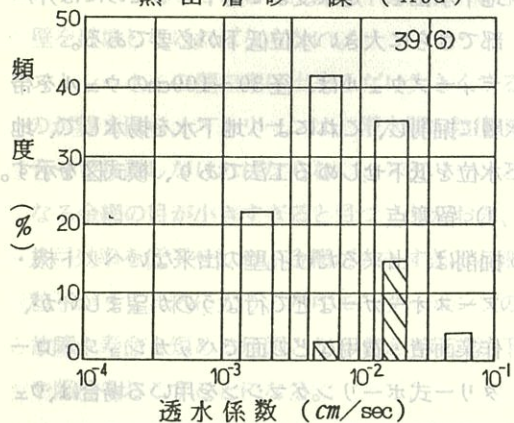
沖積層砂 (As)

鳥居松礫層 (ToG)



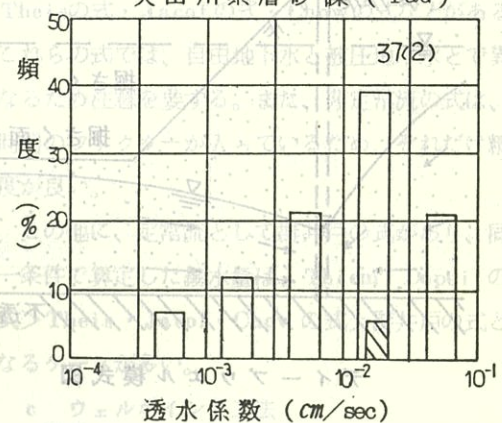
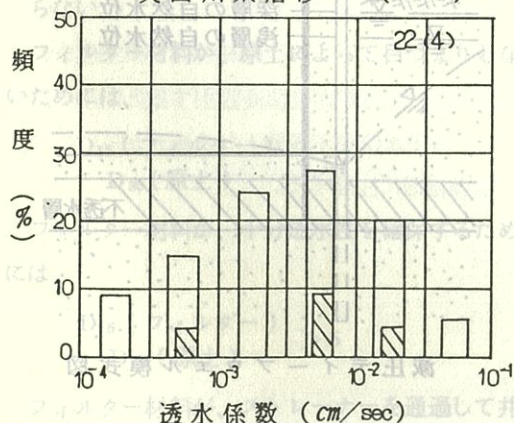
熱田層砂礫 (AtG)

熱田層砂 (Ats)



矢田川累層砂 (Yas)

矢田川累層砂礫 (YaG)



註 () ・ は揚水試験による透水係数の数

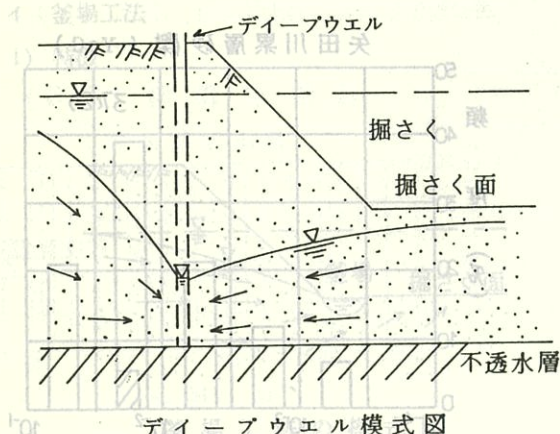
ii) 留意点

- 斜面の下端では、浸透水圧によって地盤がゆるみ、斜面崩壊がおきやすい。特に、シルトや細砂がレンズ状に挟む場合には、その危険性が大きく、掘削速度を小さくして、湧水量や水頭勾配を小さくしなければならないので、工期が長くなる。
- 矢板工法を併用する場合には、底面や矢板（側面）に相当な水圧が作用するため、また、水頭勾配が大きくなりすぎると、底面はクイックサンド現象、あるいは、ヒービング現象をおこす。

また、パイピング現象によって、矢板の下部が洗掘されて、矢板裏が陥没する原因となる。

- 掘削底面下に被圧地下水をもつ帯水層がある場合には、ヒービング現象がおきやすいため、ディープウェル工法等併用した排水工法となろう。
- 湧水量の算定に当っては、掘削状態から大きな不完全井戸となる場合が多いので、不完全井戸としての算定が必要である。

算定式には、定常流の式として、de Glee の式や Forchheimer の式があり、山留として矢板を用いた場合には、浸透流の算定式として Forchheimer の式・マスカットの式がある。



- 河川・湖水・海岸の近い所では、洪水時や満潮時に水位が上昇するため、他の地下水位低下工法に比べ斜面崩壊がおこりやすいので、特に注意が必要である。

ロ ディープウェル工法

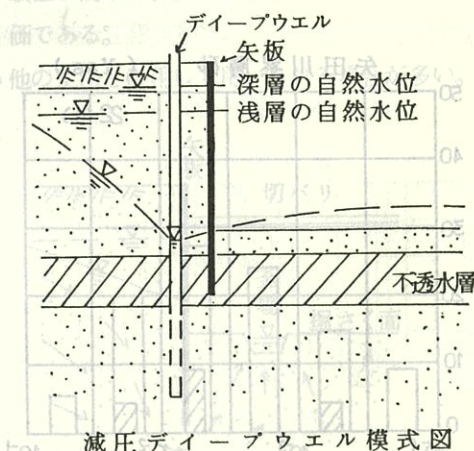
i) 特徴

- 大規模及び比較的深い掘削に用いられる。
- 帯水層が薄かったり、透水性が小さかったりした場合には、井戸への集水が悪く、効果が少ない。
- 掘削域の湧水防止だけでなく、掘削底面以深の帯水層の水圧の減圧を図ることが出来る。
- 地下水位が高く、地下水位低下量が大きい場合及び揚水量が多い場合に適する。
- 地下水位を一定深度まで低下するためには井戸部でさらに大きい水位低下が必要である。

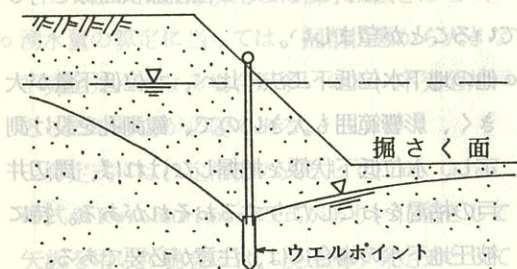
ディープウェルは、径 30～100cm のウェルを帯水層に掘削し、これにより地下水を揚水して、地下水位を低下せしめる工法であり、模式図を示す。

ii) 留意点

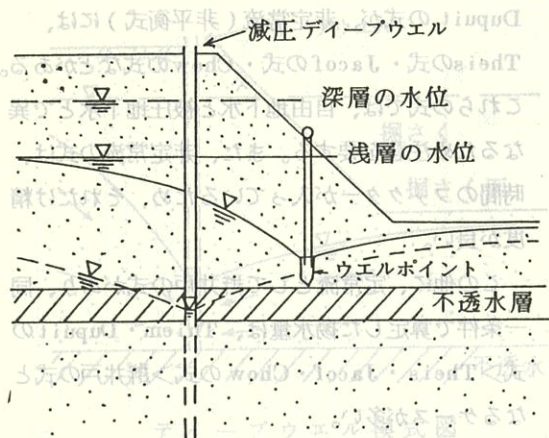
- 掘削は、出来るだけ孔壁の出来ないベント機・アースオーガーなどで行なうのが望ましいが、作業面積・費用などの面でパッカッション・ロータリー式ボーリングマシンを用いる場合は、ウェ



- 中・小規模または上・下水道管理設のような細長・浅い掘削に用いられる。
 - 比較的透水性の小さい地盤に適用。
 - 水位低下量が6.0 m以下の小さい場合に多く用いられ、これより大きい場合には、2段、3段の打設となる。
 - 小まわりがきき、矢板の裏や部分的に水位低下を図る場合などには、集中的にその部分にウェルポイントを設置出来る。
 - 薄い帯水層が数枚ある場合には、それぞれの帯水層の水位低下が得られる。
 - 被圧地下水がある場合には、ディープウェル工法と併用する。
 - ウェルポイントの設置は、掘さく域に沿って設け、その間隔は一般に3 m以内と小さい。
- ウェルポイントの模式図を下図に示す。



ウェルポイント模式図



ディープウェルとウェルポイント併用

ウェルポイント工法は、ウェルポイント・ライザーパイプ・ヘッダーパイプを通して、真空にして地下水を吸引する工法で、理論的には、1気圧（約10 m）の水位低下が出来ることになるが、実際には、ヘッダーパイプ・ライザーパイプ・ウィングジョイントなどのロスがあるので、5～6 mの水位低下量である。

II) 留意点

- ウェルポイントは、掘削周囲に設けられるため、掘削中央部から湧水する場合があるので、このような場合には、釜場工法を併用する必要がある。
- 細砂やシルト混り細砂では、ウェルポイントの汲水でポイント部の締固めがおき、その部分の水位低下が出来ない場合があり、このような場合には、掘削内に湧水するため、現場管理を常に行ないポイントの打換えをする。
- ポイントの設置は、ジェット水を用いて行なうため、礫のある所では、プレボーリングを行なうこととなり、設置費が非常に高くなる。
- ウェルポイントの一本当りの揚水量は、最大20 ℓ/min程度で、間隔が50 cm程度が限界であるため、揚水量が多い場合には、2列に設置することになるが、費用が高価となり、ディープウェル工法に変更した方が良い。
- 掘削底面以深に被圧地下水をもつ帯水層があるかどうかを把握する必要がある。
- 各ウェルポイントは、連結されて真空度をかけるので、何本かが空気を吸引すると効率が低下し、地下水位が不規則となる場合が多いので、現場管理に注意する。

サンプリング雑感

㈱応用地質調査事務所 名古屋事務所

技術四課 中山重治

1. はじめに

私は応用地質調査事務所に入社して約10年に福岡から名古屋事務所に転勤してからは、3年半になろうとしている。名古屋事務所ですべて軟弱地盤を対象とした土質調査に従事しているが、近年、軟かい粘土のサンプリングの重要性をひしひしと感じている。このサンプリングに関して留意すべきこと、試料の乱れの判定方法などについて私の経験に2・3の資料を加えて述べることにする。

2. サンプリングの重要性

沖積粘土層が厚く分布するいわゆる軟弱地盤地

帯における土質調査では、シンウォールサンプラーによって乱さない試料を採取し、室内土質試験を行ない土質定数を決定している。軟弱地盤の支持力、すべり破壊、土圧などの安定問題には粘土の強度定数が必要であり、一般には試験の簡易性、経済性から一軸圧縮試験を行って一軸圧縮強さ q_u （以下 q_u 値と呼ぶ）を求めその1/2を粘土の非排水せん断強さとしている。粘土層が厚く分布する場合は深度方向に2～3m毎にサンプリングを行ない、 q_u 値の深度方向の分布を調査する。

一軸圧縮試験によって得られた q_u 値は、一般に原位置の真の値より小さい。これはボーリング～サンプリング～室内土質試験の間に主として機

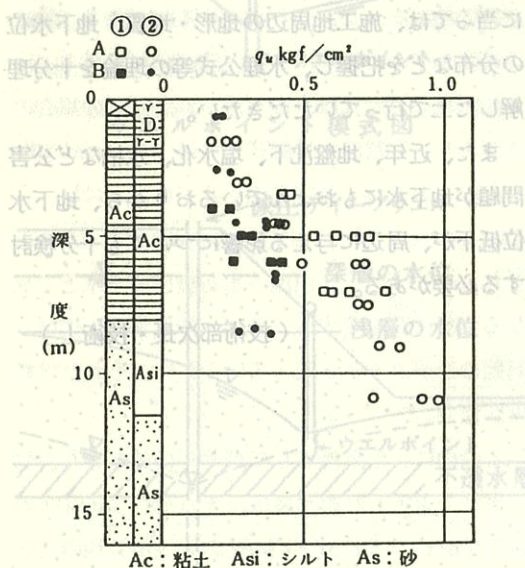


図-1 新潟地区の q_u の深度分布A、Bの比較

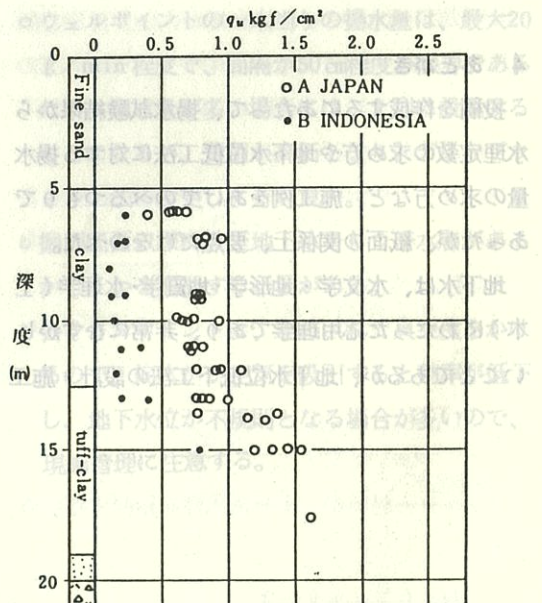


図-2 INDONESIAの例A、Bの比較

機械的攪乱によって試料がせん断変形を受けるためであり避け難い問題である。機械的攪乱はサンプリング時に最大になると考えられ、 q_u 値は攪乱が大きい程小さくなるので可能な限り乱れの少ない試料を採取することが原位置の真の値に近い q_u 値を得ることにつながる。ここにサンプリングの重要性がある。

サンプリングの巧拙は q_u 値の大小に大きな影響を与え、ひいては工事費を大きく左右することになるので工事規模が大きくなる程サンプリングの重要性は増大する。この辺については、藤下⁽¹⁾が次の様に述べている。

図-1は、新潟地区の面積50万 m^2 の盛土による造成地の調査例であり、Aの調査結果によって当初のBの調査結果よりも q_u 値を大きく採用できることがわかり、約20億円の工事費の節減になった。図-2はインドネシアの延長約500mの岸壁の調査例であり、Aの調査結果によって当初のBの調査結果よりも q_u 値を約4倍に採用できることがわかり、約4億円の工事費の節減になった。これらの q_u 値の違いは主としてサンプリング技術の違いによるものである。

3. サンプリングに関する留意事項

ボーリングおよびサンプリングの実務はオペレーターが実施するが、調査担当者は現場においてサンプリングが適切に行なわれているかどうか把握し、調査途上で試験結果を見て適切な指示をする必要がある。前述の図-2の例は、監督技術者およびオペレーターがサンプリング技術に関して無知な状態にあり、それが q_u 値の過少評価につながったものである。

ボーリング～サンプリングの過程における機械的攪乱として

- (1) ボーリング掘進中に生ずる乱れ
- (2) サンプラーの押し込み時に生ずる乱れ
- (3) サンプラー引き上げ時に生ずる乱れ

が挙げられる。各々について留意すべき事項は、

(1) ボーリング掘進方法について

① ベントナイト泥水の送水圧力を上昇させないように、切り欠きのあるメタルクラウンと羽根付きコアチューブを用いる。これは送水圧がクラウン先端に集中して孔底を乱すことを防ぐためである。送水圧計を良く見ている必要がある。

② 掘進速度が早すぎないようにし、コアチューブを数回上下させて滑らかな孔壁を作る。これはサンプラー降下時に孔壁を削らないようにするためである。

③ コアチューブを孔底より数cm上げた状態でベントナイト泥水を循環させスライムを排除する。粒径の粗いスライムが残る場合は短い試料長のサンプリングを行ってスライムを除く。

(2) サンプリング中の作業について

① サンプラーの点検を十分に行なう。サンプリングチューブの刃先の状態やチューブの局部的な変形、サンプラーヘッドのロッキング装置、水抜き孔の有無、ピストンの水密性、通気装置等に留意し正常な状態にあることを確認する。

② サンプラーの降下中に、泥水圧によってピストンが浮上らないようにピストンエクステンションロッドをボーリングロッドに固定する。

③ サンプラーが孔底に到達したら自重で孔底を圧縮しないようにロッドホルダーで固定する。また、ピストンロッドスイベル、ターンバックル、チェーンを用いてピストンをボーリング用三叉に固定する。

④ サンプラーの押込みは、全ストローク(80cm)をなるべく早い速度(20cm/s、全ストローク4秒程度)で連続的に行なうことが望ましく、これにはパイプレンチやロッドトングを利用した人力による押込み(かなり軟かい地盤に限定される)とチェーンブロックを利用した

押込みがある。現在一般に行なわれているのはボーリング機械のハンドレバーを利用した断続する押込みであり改善の必要がある。

(3) サンプラー引き上げ

サンプラーを引き上げる前にサンプラーを回転させる縁切りは行なわない方がよい。これはサンプラーが同心円として回転しないことによる偏心荷重がサンプルチューブに加わり、チューブが変形することによる試料の乱れを防止するためである。

4. qu 値の乱れの判定

基礎の設計者には、サンプリングや土質試験の経過を詳細に報告される訳ではないので、設計者が試験結果を取扱う時に十分判断出来るように、調査担当者は qu 値の信頼度（乱れの可能性やその程度）を多角的に検討し、これを考慮した設計値の提案を参考までに示すことが望まれる。 qu 値の信頼度を検討する方法について以下に述べる。

(1) 一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線を利用する

方法

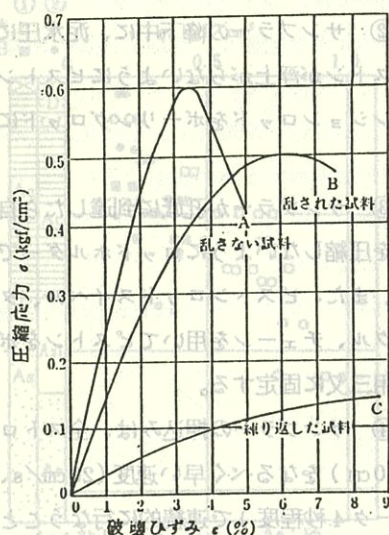


図-3 一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線

これは最も一般的に利用されている方法であり、図-3に示すように、応力ひずみ曲線の形状、破壊ひずみの大きさから試料の乱れの有無を考察する。乱れの少ない試料は図-3のAのように、応力ひずみ曲線の立上りが直線に近い破壊ひずみが小さい。破壊ひずみは我が国の沖積粘土の場合6%程度以下と言われている。（ただし、地盤改良を行なった粘土や腐植物を多く含む粘土では破壊ひずみが大きくなることもある）。

(2) 圧密試験結果から得られた $e \sim \log P$ 曲線、 $\log mv \sim \log P$ 線、 $\log cv \sim \log P$ 曲線を利用する方法

図-4に示すように、乱れの少ない試料の $e \sim \log P$ 曲線は圧密降伏応力 P_c 付近で急激に変化するが、乱れた試料では P_c 付近の変化が少なく、ゆるやかな曲線になる。このような傾向は $\log mv \sim \log P$ 曲線や、 $\log cv \sim \log P$ 曲線にもみられる。ただし、シルト分や砂分を多く含む試料では、 P_c 付近での曲線の変化がなだらかになるので粒度組成にも留意する必要がある。

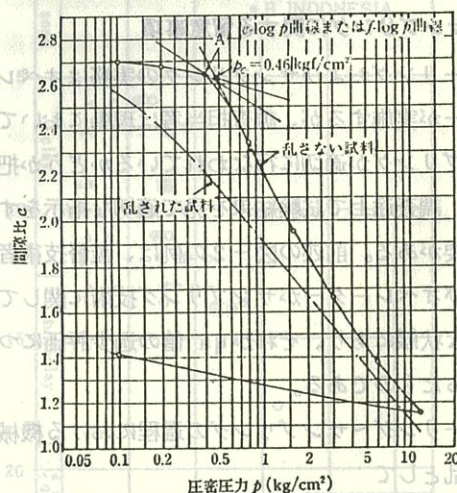


図-4 圧密試験における $e \sim \log p$ 曲線

(3) q_u 値の深度方向分布と有効土被り応力を比較する方法

正規圧密地盤では粘土の強度増加率 ($\tan \phi_{cu}$, C_u/p) を 0.35 とすると、理論的な q_u 値は、

$$q_u = 0.7 \gamma'_t \cdot Z \quad (\gamma'_t \cdot Z: \text{有効土被り応力})$$

となる。 q_u 値の深度方向分布と $0.7 \gamma'_t \cdot Z$ を比較すると q_u 値 $\geq 0.7 \gamma'_t \cdot Z$ の場合は乱れが少なく、 q_u 値 $< 0.7 \gamma'_t \cdot Z$ の場合は乱れが大きく影響していることが多い。ただし、未圧密地盤や砂分を多く含む試料でも q_u 値 $< 0.7 \gamma'_t \cdot Z$

となるので調査地の地史や粒度組成に関する考察も必要である。

同一地域で実施した調査機関の異なるデータを図-5に示した。⁽²⁾ A、B両地点の粒度組成、自然含水比から均質な地盤とみなせるので両地点の q_u 値の違いはサンプリング技術の違いであると考えられる。Bの深度35~60m間の q_u 値は $0.7 \gamma'_t \cdot Z$ より小さくこれは試料の乱れの影響であると判断されるので、設計値の決定にあたってはBのデータは使わない方がよい。

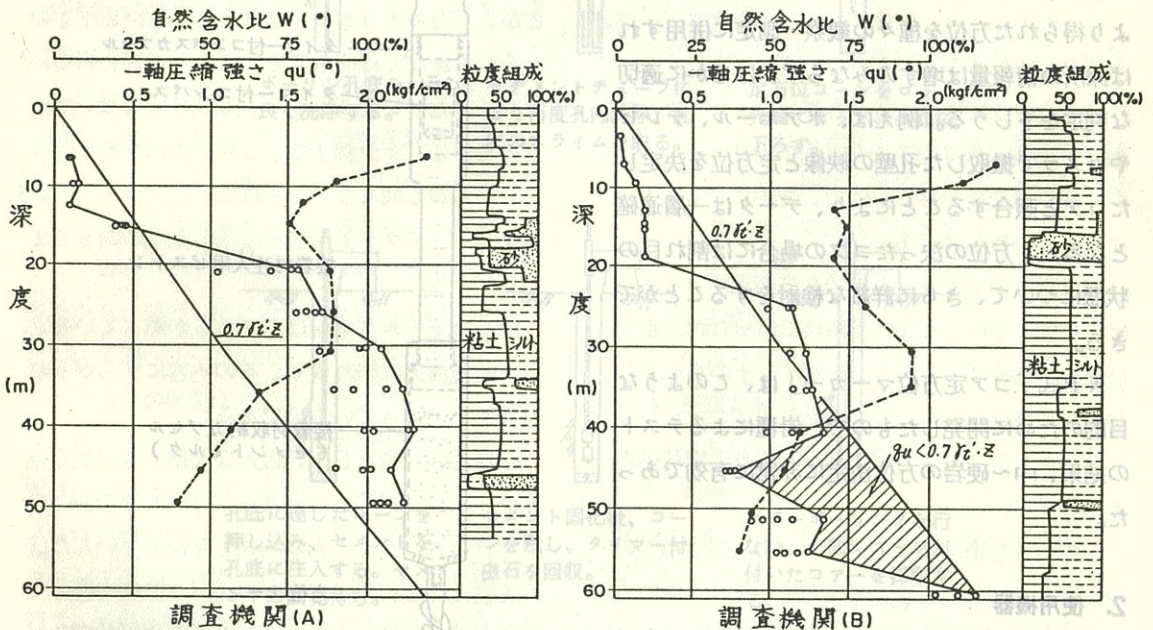


図-5 q_u 値の深度方向分布と有効土被り応力との比較

5. あとがき

最近、数値解析法のめざましい発展に伴って、実際の施工現場で想定される境界条件のもとで力学試験を行なうことが要望されるケースが増えている。しかし、いかに高度な土質試験や解析を行なったとしてもその結果を大きく左右するのは調

査結果の品質の良否であり、今後ますますサンプリングの重要性は増大するであろう。

以上軟かい粘土のサンプリング技術の留意点と調査結果の品質の評価について思いつくままに述べたが、これからも、より精度の高い調査を実施すべく最大努力をしてゆくつもりである。

(文 献 引 用)

- (1)、(2)、藤下利男、粘土のサンプリングと q_u 、基礎工 Vol.12、No.8、1984年。

NP式コア定方位マーカーについて

(株)日本パブリックエンジニアリング

技術部 中山 芳樹

1. 概要

地下深所の地層の傾きや断層あるいは割れ目の方向などの地質構造を調べるときに、ボーリングによって採取したコアの正確な方位が判れば非常に手はずとなる。さらに定方位マーカーにより得られた方位を種々の観察・測定に併用すれば深所の情報量は増すのみならず、はるかに適切な判定を下しうる。例えば、ボアホール、テレビやカメラで撮取した孔壁の映像と定方位を決定したコアと照合することにより、データは一層適確となるし、方位の決ったコアの場合には割れ目の状態について、さらに詳細な検討をすることができ

る。NP式「コア定方位マーカー」は、このような目的のために開発したもので、岩種によるテストの結果、中～硬岩の方位決定に非常に有効であった。

2. 使用機器

NP式コア定方位マーカー

1式(図-1 参照)

ボーリングマシン及びツール類 1式

3. 測定方法(図-2 参照)

a 測定方法(測定手順参照)

1) ボーリング孔底を良く洗浄し、スライムの排除を行なう。

2) 孔底にセジメントチューブを下しスライムを除去する。

3) 地上で定方位マーカーを組立て、ロッドにより孔底に下す。

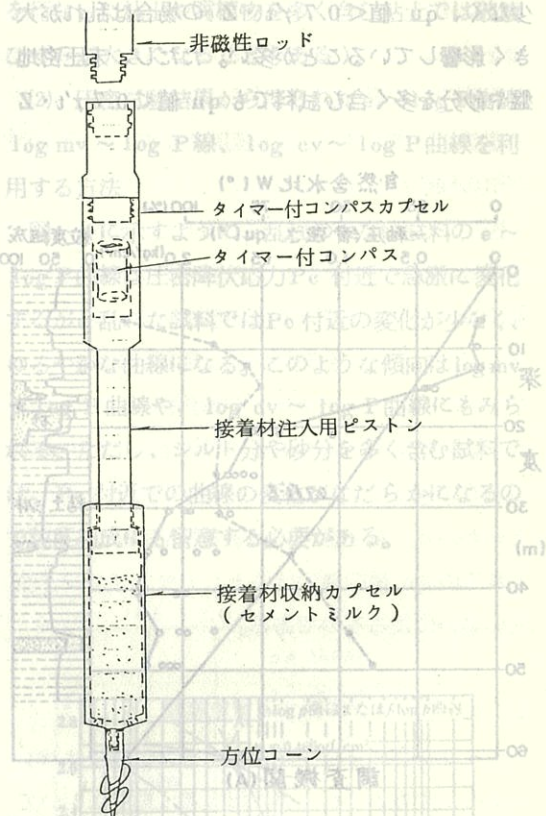


図-1 コア定方位マーカー概略図

イ) タイマー付コンパスを任意の時間にセットする。

ロ) 所定の配合モルタルを接着材収納カプセルに詰める。

ハ) タイマーカプセル、接着材収納カプセルを組立て先端に方位コーンを取付ける。

ニ) ロッドに連結し孔底に下す。

4) 孔底に達したら、ロッドを押して接着材をカプセルから押し出し接着材が固化、コンパ

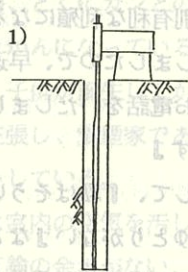
スがタイマーにより固定されるのを待つ。

5) 接着材により固定された方位コーンを孔底に残し、コンパスのカプセルを引き上げる。

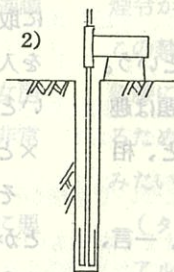
6) コアーボーリングを行ない、方位コーンが接着したコアーを回収する。

7) タイマーにより固定されたコンパスの方位と基準線の角度を読む。

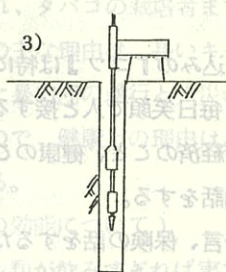
コアーに接着した方位コーンの基準線よりコンパスの方位角を測り、磁比をコアーに記入する。



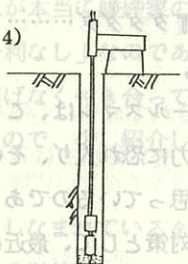
1) ボーリング孔底を良く洗浄する。



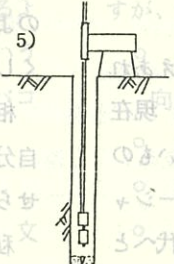
2) セメントチューブにより再度孔内洗浄、孔底のスライムを取る。



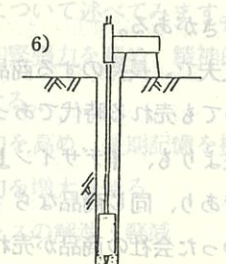
3) 定方位コーンをロッド先端にセット、孔底に下ろす。



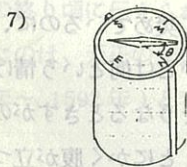
4) 孔底に達したコーンを押し込み、セメントを孔底に注入する。セメントの固化待ち。



5) セメント固化後、コーンを残し、タイマー付磁石を回収。



6) コアーボーリングを行ない、上部にコーンが付いたコアーを採取する。



7) 先に回収した磁石の方位とコアーに付いたコーンの方位を合わせ、磁比をコアーに記入。

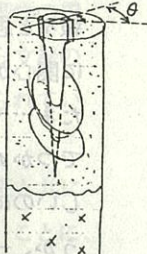


図-2 測定方法

電話セールス困惑

明治コンサルタント(株)

畑内利男

生命保険のセールス日本一という人の話を聞いたことがある。

その人は売り込みの『コッ』は特にないという。強いていえば、毎日笑顔で人と接する。話題は趣味のこと、社会経済のこと、健康のことなど、相手に合った世間話をする。

帰る際に、一言、保険の話をするだけで、一言、も言わずに帰ることもあるという。

営業という仕事は、昔から難しいものとされており、勿論、大は原子力発電所の受注から、小は、ゴム紐の販売まであるわけで、契約になるまでは、それなりの難しさがある。

昔は良質で丈夫で、長持のする商品でさえあれば、だまっていでも売れる時代であったが、現在は性能、経済性よりも、『デザイン』の良いものが売れる時代であり、同じ商品なら『コマーシャルベース』にのった会社の商品が売れる時代へと変ってきている。

一般の人を相手とする、セールスは先ず相手の声を聞き、相手に会うことから始まる。

何年も前から電話による、セールス(男女とも)が実施されていたが、最近またとくに多く成って来たようである。

自分の会社名も言わず、自分の姓だけを、あたかも電話に出る女子社員に、電話先の友人・知人のごとく名乗るのが多い、女子社員が聞いても。

『〇〇と言っていただけでは分ります』と云う。

知人があるいはその手の先輩かと思って電話を受けた女子社員は『外線から〇〇さんです』とつないでくる、電話に出ると途端に猫撫で声に早変わりして、『△△様でいらっしゃいますか?』

私は社員の皆様にお役に立つ会員制の、マンションの××と申します、お忙しいところを……

とか、あるいは、『私、今朝アメリカから△△様にとって特別有利な利殖になる、ゴールドの情報を入手いたしましたので、早速お知らせいたしたいと思い、お電話をいたしました、△×商事の〇×と申します』

それに対して、『私はそういうのに関心ない』とか、『今ゆとりがない』などと言おうものなら、『あなたは何故にそんなことを言われるか?、こんないい話を聞き、利殖法に乗らないで何とするか』、テナ調子で、こちらの口を差しはさんでいる暇も何もない。それこそ、『マシンガン』のように、『ダダダダ……』と電話の向うでまくしたてる。

相手のセールスマンは、こちらが黙っていると、自分の説得力に恐れ入り、その内容にすっかり魅せられたと思っているのである。

私はこの対策として、最近は面倒くさいから電話も切らず、相手に云わせるだけいわせておいて、『今言ったように、私は興味も余裕もないんだ。』と言ったら相手は怒ったネ……『何を言っているんですか? △△さんのために思い特別な情報と思って奨めているのに、こんな素晴らしい話に関心が無いとは何という情けない』、怠慢きたネ……。そうなるとさすがのこちらも怒髪天までつかぬが、とにかく腹が立つ、『馬鹿もん、忙しいのに丁寧に話していればつけ上って、何を言うか、一度そのツラーもって来い』ガチャン、来るか来るかと待ちかまえていれども、待ち人來たらず、一巻の終り、それにしても、いやはや電話と云うものは言いたい放題に言える極めて便利な利器だと思う。

しかし、こうした会社のセールスマン教育は一体どうなっているのかネ……。

タバコについて

労働応用地学研究所

名古屋事務所 谷元正範

最近、タバコの害、とくにガンとの関係が強調され、嫌煙運動がさかんになっている。

我家においても、子供が誕生してからは、女房は猛然と嫌煙権を主張し、愛煙家である私は非常に片身の狭い思いをしている。

確かに、タバコは室内の空気を汚し、健康に悪いということには反論の余地がない。

しかし、愛煙家にとっては、疲れた時の一服、食後の一服などは、口内への適当な刺激・香りとあいまって心が安らぎ、たまらない魅力をもつ友人である。その友人が本当に嫌煙家の主張するように「百害あって一利なし」なのであるかという気持ちから、普段、何げなく付き合っているタバコについて調べましたので、少し紹介します。

（タバコの歴史）

今日、全世界でたしなまれているタバコは、文明社会にひろめられる以前はアメリカ・インディアンだけのものではあった。それを見出したのは、コロンブスの一行が1492年に新大陸に上陸した時で、この一行によりヨーロッパにひろめられた。

日本には16世紀の終り頃に伝えられ、喫煙の風習がさかんになったのは、天正の末期から文禄の初年ころ（1589年～1592年）と考えられている。

嫌煙の歴史も、タバコのヨーロッパ伝来と共に始まり、今日におよんでいる。おもしろいことに、初期の嫌煙運動は、主に支配者のタバコの好みに左右され、支配者が超嫌煙派であった17世紀初めのトルコでは、喫煙者を死刑にしたそうである。

日本も例外ではなく、嫌煙支配者であった徳川家康によって、1607年、1609年には厳重な禁

煙令がしかれ、タバコの栽培者までも処罰された。

この禁煙令の主な理由は、長いキセルを刀のように腰にさした暴力団の暴行と火災の恐れを防止するためのもので、健康上の理由はあまりなかったみたいである。

（タバコの効能について）

アルコール類が飲みすぎれば害であるが、適量では百薬の長といわれるが、タバコについては害のみ強調され、その効能についてはあまり言われていない。別に、喫煙を奨励するわけではないですが、効能について述べてみます。

- 心理的緊張力を高め、精神的作業の能率を向上させる。
- 注意力を高め、長期記憶を持続させる
- 想像力を増大させる
- ストレスの解消・軽減
- 肥満の防止

があげられる。しかし、これらの効能も適量によってもたらされる。

以上、タバコについて少し弁護的に述べましたが、要するに喫煙者にとっては、タバコの問題で考慮すべきは量であり、その吸い方である。それさえ解決すれば、ある程度の喫煙は無害であり、精神衛生上にもプラスである。しかし、実際問題としてあの煙とニオイのある限り、他人に迷惑をかけていることは事実で、私自身、これからはそのことを十分に認識し、量に気をつけて付き合っていきたいと思う。

昭和59年度技術研修会(巡検)開催

10月25日、26日の両日、岐阜大学教育学部関根教授の御指導のもとに技術研修会(巡検)が行われた。

研修のテーマは活断層として有名な根尾谷阿寺の両断層である。昭和57年度の研修会もこのテーマで行われたが、参加者20名の顔ぶれが変わっており、全員、新鮮な気持で参加出来たと思われる。

参加者の中には事務系の人もおり、オフセット・ストリーム、シャッタ・リッジ、バルジ地形といった専門用語にとまどいがあったように見受けたが、関根先生に用意していただいた資料と現地に立っての先生の説明でかなり理解出来た様子であった。

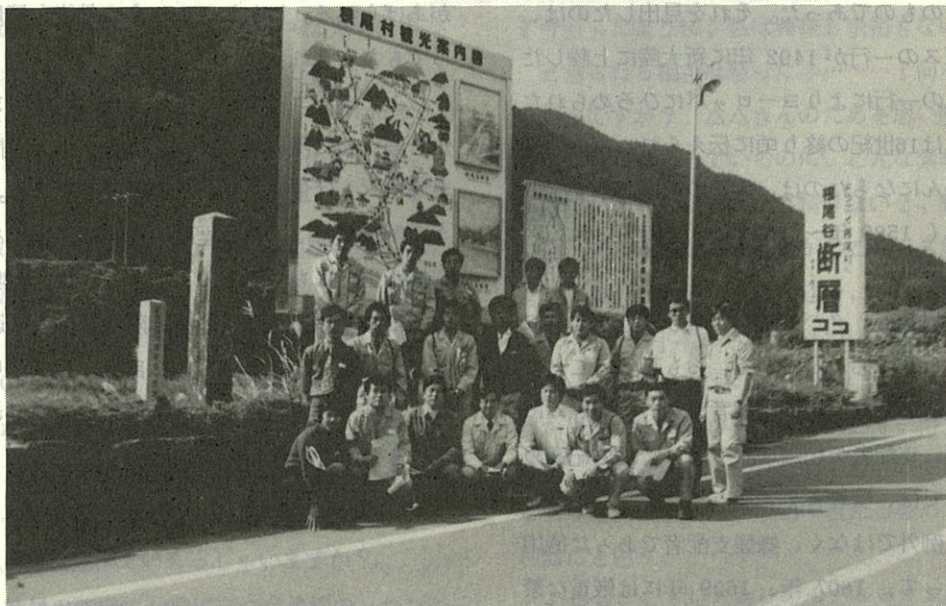
初日(10月25日)は主として根尾谷断層について巡検が行われ、根尾村水鳥における断層崖や中における茶畑の小道の屈曲など、活断層を実感させてくれるものが観察出来たが時代の変移とともに人工の手が加わり、これらの遺跡ともいべき地形が失われて行くところもあり、残念に思われた。

同日は熱心な研修もあって宿泊地の下呂温泉へ着いたのが日もとっぷり暮れた午後7時過となった。汗を流すだけの入浴の後、懇談会となったが、参加者1人1人の自己紹介と感想を述べるにあたってはユニークなものがあり場を盛りあげていた。

翌26日は阿寺断層沿の巡検が行われた。巡検は下呂から断層沿に南下する形で行われ、いくつかの断層露頭の観察や段丘を分断した断層の追跡などが行われた。

今回の巡検コースは関根先生が巡検直前にこの巡検のために調査されており、小型バスとはいえ、普通なら運転手が尻ごみするような道もなんの支障もなく運行が出来た。資料作成をはじめとして、これらの配慮に対して関係者一同深く感謝の意を表するしだいである。

研究委員長 春日 明



『の××と申します、お忙しいところを……』 体どうなっているのかネ……。

技術研修会に参加して

明治コンサルタント㈱

畑 内 利 男

私は転勤半年で、岐阜県地方の地層について知らないで、今回、初めて巡検に参加させて頂き、関根先生の巡検は今回で3度目と云うのに何ヶ月前より、予備調査、新しい資料蒐集と準備されたそうで厚く御礼申し上げます。

主題の活断層と地形の関係で、『根尾谷断層』、『阿寺断層』の話には聞いていたが自分の目で見ることが出来た。関根先生の説明の『送電線断層論』また、断層上に神社、お寺、墓地の多いのは個人的に非常に興味をもった。

2日間、天候にめぐまれ、幹事、世話役の方々の御苦勞に対して厚く御礼申し上げる次第です。

技術研修会に参加して

東建地質調査㈱

平 野 義 明

岐阜大の関根先生に案内して頂き活断層による地形を中心に見て回り、大変勉強になりました。日頃、気にとめないような小起伏が活断層によって出来たのだとお話を聞き「ヘー」とただ、感心するばかり。今までは、『心ここにあらざれば 見れど見えず』と言った所なのでしょう。

根尾谷の水鳥付近では、断層地形を詳しく見て回りました。根尾谷断層とは、一本の直線的な断層と思っていましたが、水鳥三角地帯を形成する幾本もの断層が存在することが分かりました。関根先生が発見された根尾谷断層と直交する断層は共役断層であるといった最新の情報もお知えて頂きました。山道をいつも先頭に立って歩かれる先生の姿に、先生の学問に対する態度を見た思いがします。

各務原市北方では、砂岩、泥岩、チャートの互層が褶曲した地質を差別侵食した組織地形がみられました。最初地形図を見たとき、てっきり断層が走っていると思いました。広く削られた谷には、現在大きな河川がなく、過去の河川による侵食とのこと。現在の状況からは、過去の河川をおしはかる可くありません。やはり、地形の成因にも地史的な見方が必要なのでしょう。

バスに乗ってからも地形の講義が続きます。横文字混りの説明に辞書を持ってくるんだったな一と思いました。バスの中での説明で、中位段丘礫層と沖積基底礫層と同一であると言う研究が紹介されました。中位段丘と沖積基底礫層の上流からの距離及び深度を両対数軸にとってプロットすると直線状になることから同一とのこと。中位段丘と沖積基底礫層は、定義的に異なるもの、これが同一と言うのは何か矛盾するように思います。埋没中位段丘礫層が便宜的に沖積基底礫層と扱われるものがあり、そういった研究だったのでしょうか。又、先生は、両対数グラフなので、はたして直線かどうか疑問が残るとの事でした。

小郷の露頭では、断層に切られた腐植土層が確認されました。ふだんの地質調査なら無視してしまう腐植土層について詳細な年代測定が行なわれ断層の活動時期等、考えられている事に感心し、活断層調査には、こういった精度の高い見方が必要だと思いました。ハンマーを持たずに露頭に行くという、体たらくで露頭を下より眺めるだけでした。露頭左上のレキ層は岩石が風化して礫状となっている様に見えました。

巡検の最後は、坂下町に行き阿寺断層を観察しました。空中写真では見たことがありましたが、実際に坂下を歩いて、段丘が切られているのには目を見張りました。町中に「活断層」と大きな看板が立てられています。活断層まで観光として利用している商魂たくましさには驚かされました。それと同時に活断層が学究的なものから急に人と拘りの深い生活臭の強いものに感じられました。

巡検中、関根先生が断層沿いにお墓が多いけど何故でしょうかと疑問を投げかけてみました。私は「断層墓穴説」を提唱したく思います。理由として、①断層破砕帯部分は回りに比べて穴を掘りやすい。②断層地形で小平坦地が分布する。以上のようなことから断層沿いにお墓が多いのでは。もちろん、掘りやすいだけなら、湿地帯でも良いのですが、祖先の霊をたびたび水害に会うような所へは祭れず、どうしても台地、丘陵の掘りやすい所が選ばれ代々お墓として利用されているのではないのでしょうか。

巡検に参加して活動層地形など見られた他、地形の見方の勘所をお知えて頂き有意義でした。最後になりましたが、巡検を企画してくださった中部地質調査業協会ならびに幹事の方々、案内してくださった関根先生に心より感謝いたします。

根尾・阿寺断層の巡検に参加して

基礎地盤コンサルティング 盛山豊

私は学生時代、地理学科で地形を学び、社会人となって一般土質調査業務を4年経て現在地質業務に携わっておりますが、地形学の発想に久し振りに聞きはれて懐しく2日間を過ごしました。地形学の発想が、広域的な地質の解釈をフォローするものとして重宝されている向きを改めて認識すると共に、私自身のマイナーな思いが一掃される様な気が致しました。致る所で地形学のノウハウと云える発想が展開されたと思います。

たとえば、「地形図を観ると水系がくの字に屈曲し、細長い凹地に続き、今度は逆くの字に屈曲して本流に注ぐ。上流は別の支流に争奪され、深い谷がえぐられている。この細長い凹地に活断層が通っているのだらう。」は、机上における地形学の発想の典型であると云えますし、現地におけるそれは以下の発想が挙げられるでしょう。それは水鳥における「沢の地形にしては奥が袋状で出口が狭い。それでいてクランク状に屈曲しているが、地元民の話に依ると人工の地形でもない。とすれば活断層により食い違ったと考えざるを得ない」であります。また「地形図を観ると、鞍部列や山脚の急斜面の連続によるリニアメントがあって空中写真によれば、それはさらに顕著である。地質図によると、付近に断層が引かれている。現地に行くと尾根崩が緩勾配のやせ尾根となり、その先は逆傾斜となって小山に続くといった微地形が認められる。やせ尾根の両脇斜面には崩壊地形が多く、付近の露頭の基岩がもまれていた。従って、まさにこ

の位置に活断層が通るのだろう。」は地形調査法の典型と云えますし、「断層凹地は軟かい地盤と湧水により、生産性が良いから人口密度が高い。」や、「竹は水分を好むから地通り土魂や断層破碎帯に生育し易い。」「人家は断層谷中央部の低湿地を避け山裾に位置している。」「旧家は土石流の直撃を避けるため扇状地のはじにある。」は、地理学の観点からの発想と云えましょう。

また、合い間には建設との関連が話題となりました。「工事の容易な緩斜面を鉄塔箇所を選定してあるが、破碎帯の事が少なくない。」「チャートより軟かく緩い砂岩・頁岩互層地域が造成の対照となる。」「破碎されているから岩は硬くともユンボで掻けるという読みが業者にあったかもしれない。」「低断層崖の石積擁壁はどうしても変状してくるのでコンクリート擁壁を造っている。」等々……。

4年間、あたためていたこの様な地形学の発想をコンサルの立場から、微力でも建設に生かそうと気持ち新たにしたい良い機会でありました。

「根尾谷断層・阿寺断層巡検」レポート

東邦地水(株)名古屋営業所

二 隆 島 浜

去る10月25、26日、二日間にわたり、行なわれた“根尾谷・阿寺の両断層の巡検”に参加した。

今回の巡検のテーマは、根尾谷・阿寺断層に代表されるA級活断層において、その付近の地形が断層の影響を受け、特異な地形を呈している。

つまり、Fig 1に示すように主断層線付近には terminal facet や sag pond などの断層地形が明瞭に表われており、それを利用して、工事を前提とした予備調査において、断層の有無の判別などに利用できる、ということである。

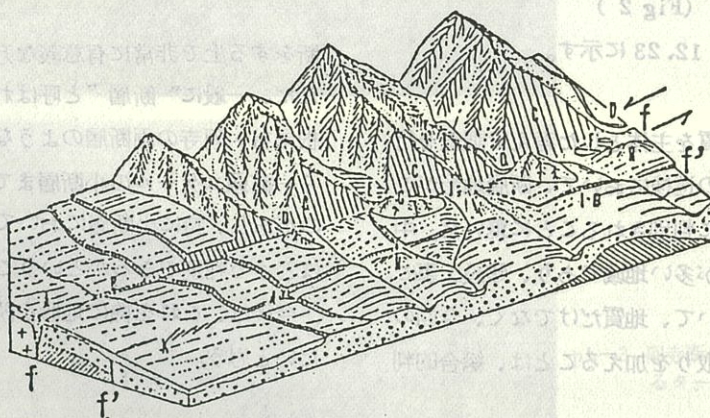


Fig 1 Schematic fault topography along the active strikeslip fault.

f-f, f'-f' : left-slip fault with some vertical displacement
A : trench, B : fault scarp, C : terminal facet, D : offset stream, E, F : fault pond (F : sag pond), G : shutter ridge, H : mound, I : eyebrow scarp, J : beheaded stream, K : echelon cracks.

terminal facet (断層末端面)

断層崖が成長し、比高を増すにしたがって、崖面は開断されて急な尾根の列を形成するようになるが、その尾根の末端に取り残された三角形の断層崖面。一般には、三角末端面と呼んでいる。

offset stream

断層に伴う変位(主に水平変位)により、谷筋から流れる小河川の流路がクランク状に曲げられたもの。この変位量(ズレの距離)により、その断層の水平変位量が推定できる。cf. 山崎断層において顕著。

sag pound

断層に伴う変位により盆状に沈降し、そこに水が溜まったもの。

以上のような断層地形は、今回の巡検においても各所で見られた。その例をph-1~ph-10に示す。

また、阿寺断層は、坂下町地内を切っており、断層を境にして、段丘面が水平・垂直に変位していることがわかる。(Fig 2)

その例をph 11、12、23に示す。

これまでは、地質を主体とした考えで調査を行ってきたが、今回の巡検において、断層地形がこれほどまでに明瞭に判別されることに驚いた。中部地方は特に断層が多い地域であり、建設工事に伴う地質調査において、地質だけでなく、今回のような地形の読み取りを加えることは、総合的判

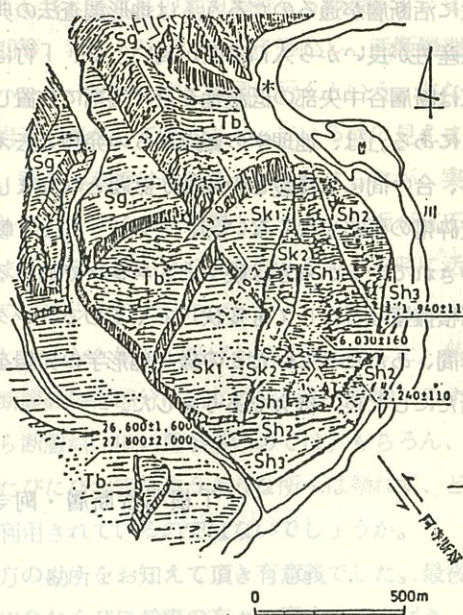
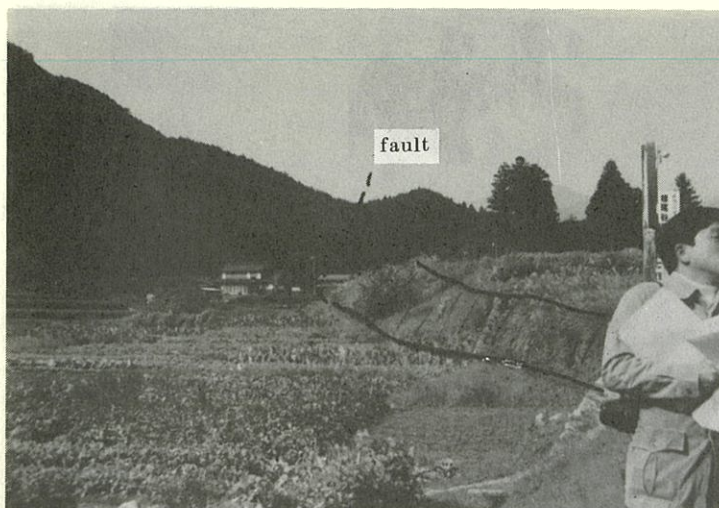


Fig 2 坂下付近の段丘面変位と段丘面形成年代
断層を挟む数値は各段丘面の垂直変位量(m)
Sh1、Sh2、Sh3の年代は平野・中田(1981)。
Tbの年代はQuaternary Research Group of
Kiso Valley and Kigoshi (1964)による(単位
y. B. P.)

断をする上で非常に有意義な方法となるだろう。ただ、一般に“断層”と呼ばれるものは、今回の根尾谷・阿寺の両断層のようなA級の(活)断層から一露頭スケールの小断層まで、様々な規模のものがあ、特に小断層において、断層地形がどれほどまで判別できるかということは疑問である。

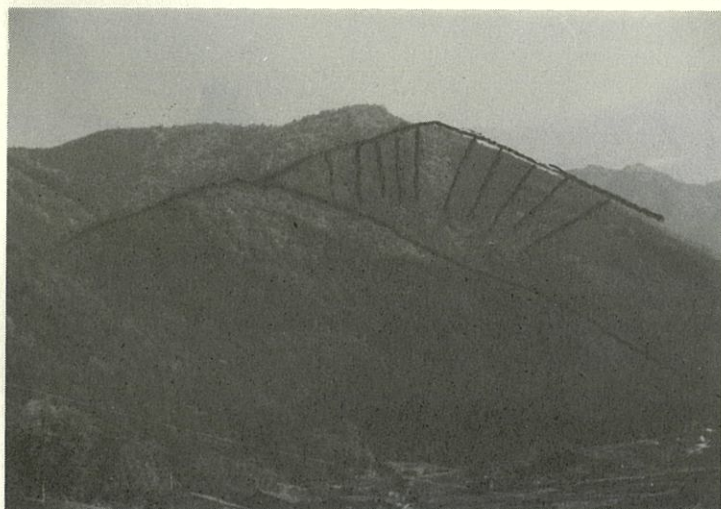
今後は、これを機に地形を読む目を養っていきたいと思う。



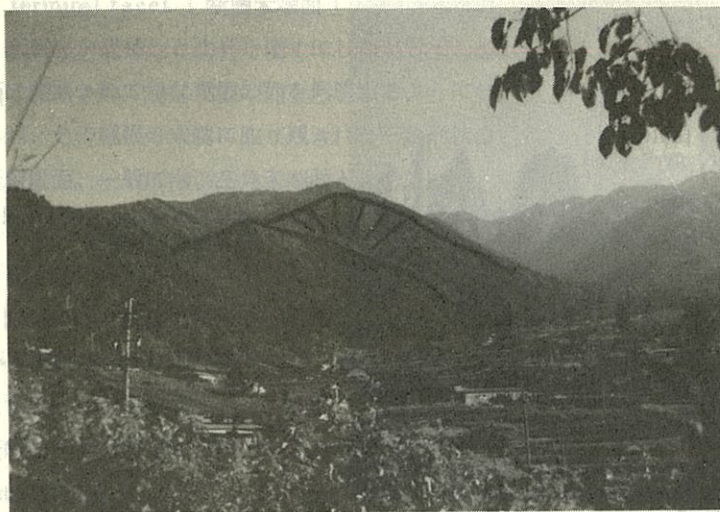
ph-1 根尾村水鳥付近における根尾谷断層の断層崖



ph-2 同 上 (遠景)



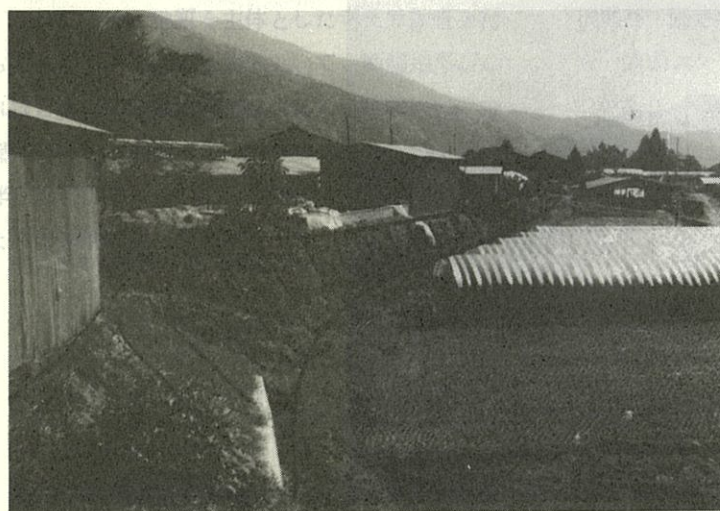
ph-3 阿寺断層系萩原断層におけるターミナルファセット



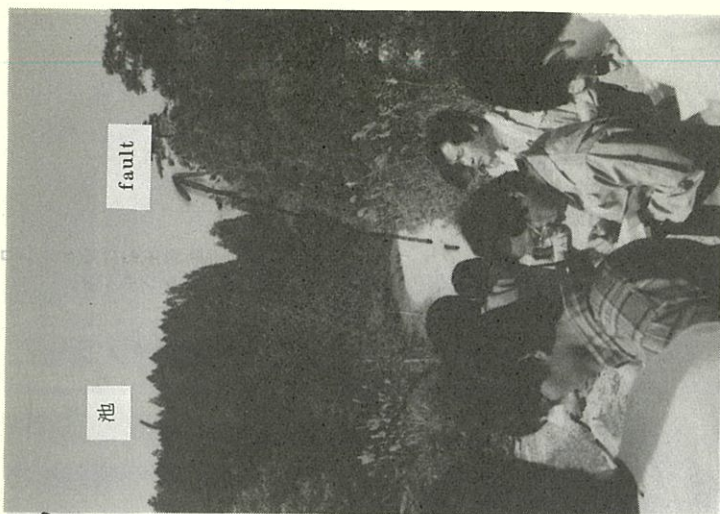
ph-4 ph-3の遠景



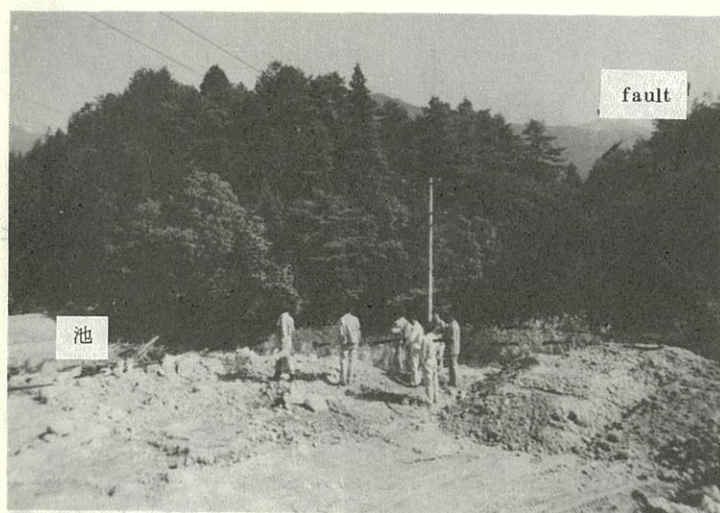
ph-5 萩原断層付近の稜線



ph-6 阿寺断層における断層崖



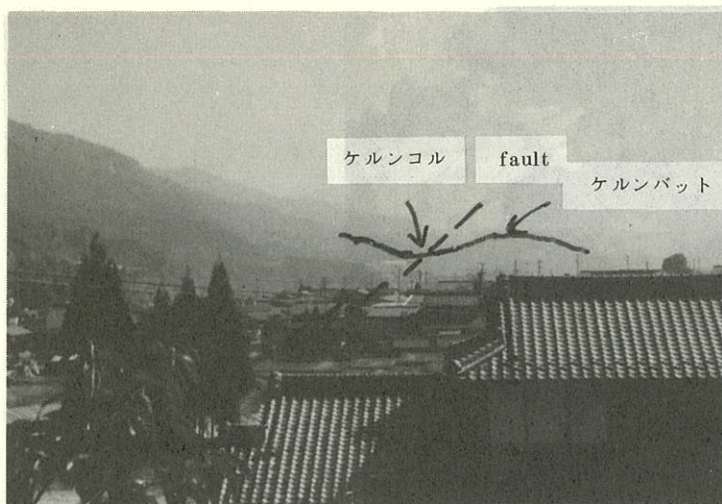
ph-7 阿寺断層の主断層線及び
sag pound (池)



ph-8 同 上



ph-9 阿寺断層



ph-10 阿寺断層におけるケルンコ
ル、ケルンバット



ph-11 阿寺断層（坂下町地内）に
おける断層崖



ph-12 同 上



ph-13 根尾谷断層における畔道の
水平変位（来年度には耕地
整理の為見られなくなる。）



ph-14 萩原断層における破碎帯
（頁岩？）



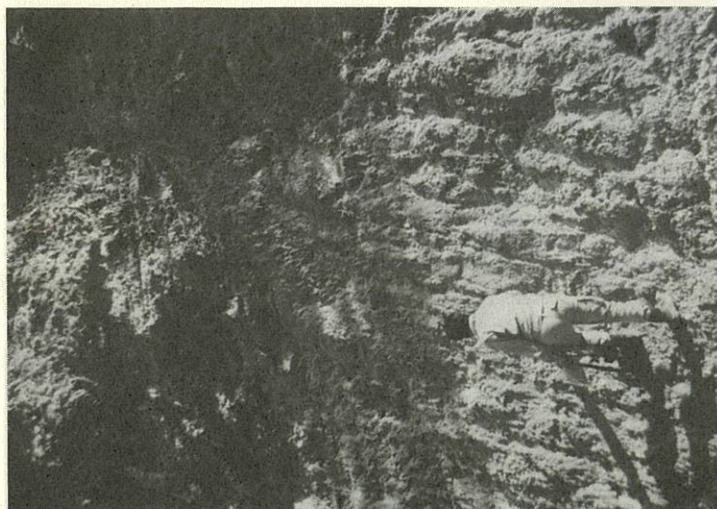
ph-15 阿寺断層における破碎帯
（花崗岩系）



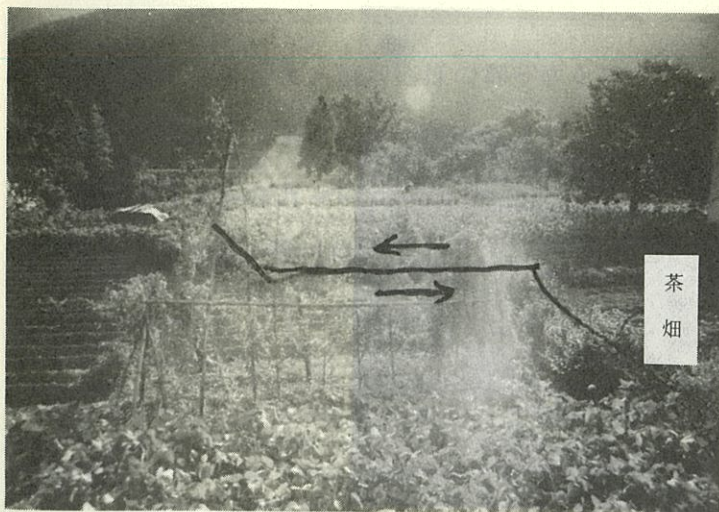
ph-16 ph-15と同じ



ph-17 ph-15と同じ。
ハンマーで容易に砕ける。
1、2cmのレキ状になる。



ph-18 阿寺断層における破砕帯
(濃飛流紋岩?)



茶畑

ph-19 根尾村中地区における水平変位



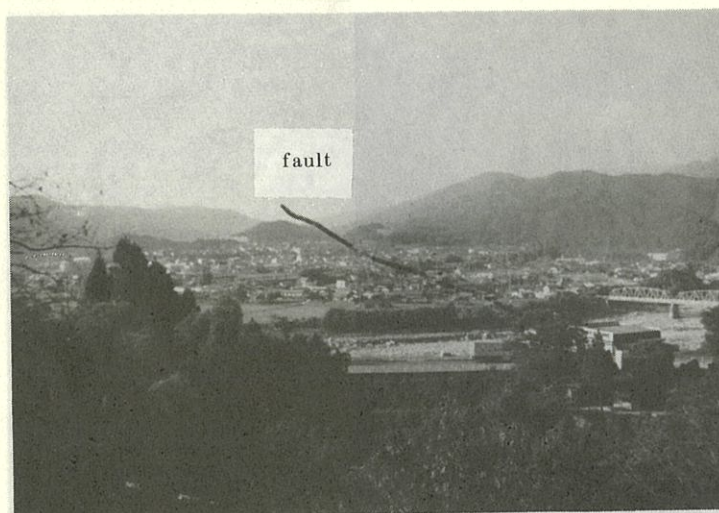
ph-20 ph-19 の説明



ph-21 根尾谷断層説明文



ph-22



ph-23 坂下町全景



ph-24 記念写真

希望に輝く年を迎え、読者皆様の御多幸を祈り上げます。この「土と岩」は、過去大いに利用して頂き、感謝にたえません。

御投稿頂きました方々には、厚く御礼申しあげます。次号もどしどし玉稿を賜わりますよう御願い申します。

広報宣伝委員会

〔土と岩 34 号〕

原稿募集

1. 論 旨 技術発表、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関する御意見等何でも結構です。
2. 締 切 日 昭和60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。

土と岩

〔33号〕

発 行 昭和60年2月

責 任 者 〒461 名古屋市東区葵三丁目25番20号

(ニューコーポ千種橋403)

中部地質調査業協会広報宣伝委員会

電話(052)937-4606・4607

会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
ア オ イ 地 質 (株)	鈴木 孝治	名古屋市北区清水 1 - 22 - 17	(代) (052)951-6371	4 6 2
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	4 6 2
旭 工 事 (株)	高桑鋼一郎	名古屋市東区徳川 1 - 8 - 50	(052)935-6762 791-6307	4 6 1
(株)飯沼コンサルタント	飯沼 忠道	名古屋市中村区長戸井町 4 - 38	(052)451-3371	4 5 3
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	谷元 正範	名古屋市中村区黄金通 2 - 44 第 3 コーポ山和 1 階	(代) (052)482-5161	4 5 3
(株)応用地質調査事務所 名古屋事務所	北川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島 102	(代) (052)793-8321	4 6 3
梶谷調査工事(株) 名古屋営業所	今井 修	名古屋市東区榑木町 1 - 2 山吹ビル	(052)962-6678	4 6 1
川崎地質(株)名古屋支店	阿部 貞雄	名古屋市名東区藤ヶ丘 140 - 1 日本生命藤ヶ丘ビル	(052)775-6411	4 6 5
基礎地盤コンサルタンツ(株) 名古屋支社	古長 孟彦	名古屋市西区上名古屋 1 - 11 - 5	(代) (052)522-3171	4 5 1
木村建設(株)名古屋営業所	川合 一夫	名古屋市中区大須 4 - 14 - 60 清友ビル	(052)261-6907	4 6 0
(株)キンキ地質センター 名古屋事務所	崎川 隆	名古屋市昭和区雪見町 1 - 14	(代) (052)741-3393	4 6 6
熊金ボーリング(株)	小林 正四	飯田市大王路 1 - 5	(0265)24-3194	3 9 5
京浜調査工事(株) 名古屋営業所	重松 正勝	名古屋市中区正木 2 - 8 - 4	(052)321-5139 331-4051	4 6 0
興亜開発(株)中部支店	堀部 信行	名古屋市天白区原 2 - 2010	(052)802-3121	4 6 8
国際航業(株)名古屋支店	脇坂 嘉紀	名古屋市中区大須 4 - 12 - 8 東洋殖産ビル	(052)262-7461	4 6 0
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	4 6 4
(株)栄基礎調査	鈴木 恣	名古屋市東区新出来 2 - 1 - 6	(052)935-0702 937-5929	4 6 1
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	野崎 康嗣	名古屋市中村区椿町 21 - 2 第 2 太閤ビル	(代) (052)452-1651	4 5 3
三祐株式会社名古屋支店	城田 正判	名古屋市中村区名駅南 1 - 1 - 12	(052)581-7441	4 5 0
(株)シマダ技術コンサルタン 名古屋営業所	妹尾 俊美	名古屋市名東区猪高町猪子石八前 17 - 3 ライオンビル	(052)773-9281	4 6 5
(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	4 6 0
(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	5 1 4
杉山コンサルタンツ(株)	杉山 信行	久居市新町 680 - 4	(05925)5-6564	514-11
西濃建設(株)名古屋支店	榎本 義雄	名古屋市中村区名駅南 3 - 2 - 11	(代) (052)561-3541	4 5 0

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵便番号
(株) 大 星 測 量 設 計	朝倉 邦美	名古屋市緑区大高町字東正地 69-1	(052)623-1287	4 5 9
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	(大代) (052)452-1301	4 5 3
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	春日 明	名古屋市熱田区金山町 1-6-12	(代) (052)681-6711	4 5 6
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	4 5 3
中央復建コンサルタント(株) 名古屋営業所	平手 卓夫	名古屋市中区丸の内 3-18-12 大興ビル	(052)961-5954	4 6 0
(株)中部ウエルボーリング 社	佐藤 久松	名古屋市千種区東山通 5-3	(052)781-2511 781-4131	4 6 4
(株)帝国建設コンサルタント	藤岡 俊男	岐阜市青柳町 2-10	(0582)51-2176	5 0 0
(株)東海地質コンサルタント	鈴木 誠	名古屋市中区栄 4-21-17 はやしビル	(052)251-8521	4 6 0
東 海 電 気 工 事 (株)	井上丈太郎	名古屋市中区栄 1-20-31	(代) (052)221-1111	4 6 0
(株)東京ソイルリサーチ 名古屋事務所	開出 尚文	名古屋市中村区名駅 2-40-2 名和ビル	(代) (052)571-6431	4 5 0
東 建 地 質 調 査 (株) 名古屋支店	野口 文雄	名古屋市南区笠寺町字迫間 9-2	(代) (052)824-1531	4 5 7
東 邦 地 水 (株)	伊藤 武夫	四日市市東新町 2-23	(代) (0593)31-7311	5 1 0
(株)日さく名古屋事業所	横尾 鋭一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚 117-2	(代) (052)432-0211	4 5 4
日特建設(株)名古屋支店	野村 恭敬	名古屋市中村区名駅 3-21-4 名銀駅前ビル	(代) (052)571-2316	4 5 0
日本グラウト工業(株) 名古屋支店	小川 司郎	名古屋市中村区藤江町 2-60	(代) (052)482-3074	4 5 3
(株)日本パブリックエンジニアリング 名古屋営業所	竹内 増躬	名古屋市中区錦 1-6-15 エツワビル	(代) (052)201-5759	4 6 0
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	4 6 4
松 阪 鑿 泉 (株)	岩本 壽	松阪市五反田町 1-1221-5	(代) (0598)21-4837	5 1 5
(株)松原工事事務所	松原 英男	名古屋市中区丸の内 1-8-9 関山ビル	(代) (052)211-3571	4 6 0
松 村 工 業 (株)	松村 国夫	岐阜市数田 2-56-1	(0582)71-3912	5 0 0
宮 本 管 工 (株)	宮本 陽司	四日市市川原町 21-12	(代) (0593)31-1291	5 1 0
村 木 鑿 泉 探 鉱 (株)	村木 正義	名古屋市熱田区西野町 1-2	(052)671-4126	4 5 6
明治コンサルタント(株) 名古屋事務所	渡辺 教昭	名古屋市中区栄 1-5-8 藤田ビル	(代) (052)211-2026	4 6 0
名峰コンサルタント(株)	谷村 光哉	名古屋市西区花原町 59	(052)503-1538	4 5 2
ライト工業(株)名古屋支店	渡部 啓三	名古屋市中村区畑江通 4-22	(代) (052)482-6100	4 5 3