

I S S N

土木研究所資料第2025号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料
東北地建における一日土研資料

昭和58年11月9日(水)～10日(木)

建設省土木研究所

Copyright © (1983) Fiscal year dy P.W.R.I

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

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

1. 共 通 部 門 （ 目 次 ）

共－1	鉄筋コンクリート橋台の伸縮目地	1
共－2	擁壁における場所打ちぐいのくい頭鉄筋の定着長およびくい径くい間隔	1
共－3	鋼矢板の継手効率	3
共－4	標準設計水平震度の補正係数	5
共－5	コンクリートの凍害防止工法	1 2
共－6	流総計画における家畜流達率の調査検討手法	1 3
共－7	道路植栽の施工・管理の効率的な方法	1 5
共－8	道路新設における冬期気象影響調査手法	2 2
共－9	地下水の調査手法	2 4
共－10	地下水調査のとりまとめ指針	3 0

共一 1 鉄筋コンクリート橋台の伸縮目地

(質 問)

鉄筋コンクリート橋台の橋台巾が長くなる場合、擁壁と同様に縦方向の伸縮目地を設ける必要があると思われるが教示願いたい。

(岩手工事事務所)

(回 答)

鉄筋コンクリート橋台は、擁壁と同様に壁の背面と前面とで温度変化および乾燥収縮に差があるため、鉛直方向のひびわれが発生する。擁壁においてはその設計が二次元を仮定しているため、縦目地の存在は設計には影響せず、またたとえ隣接する擁壁に目違いが生じても美観上の問題を除けば安全性に影響がない。このため、擁壁では一定の間隔で伸縮目地を設けている。

一方、橋台はたとえその幅が広い場合であっても、設計では橋台を三次元的な構造物とみなして、橋台の全体が一体として外力に抵抗する構造物であることを前提にしている。これは、もし伸縮目地を設けてこの部分で目違いを生じると、通常は全幅分が一体となっている伸縮継手に異常な変形を生じたり、各桁を支える支承の遊間等が桁毎に異って、地震時に各桁がそれぞれ橋台に対し異なる運動をする可能性があるからである。

以上のような観点から、示方書では鉄筋コンクリートの表面付近に、壁の高さ1 mあたり断面積5 cm²以上の鉄筋を25 cm以下の間隔で水平方向に配置することによって乾燥収縮や温度応力によるひびわれを防ぐとともに、いたづらにひびわれが発生するのを防ぐ目的で、躯体表面にV型の切れ目を持つ継目(ここで鉄筋は切らない)を設けるようにしているのである。

なお 部材断面の変化部は応力の集中を受けやすいため、ひびわれも入りやすい。部材断面の急変部には適切なハンチを設けたり、十分な補強鉄筋を配筋しておくことが肝要と思われる。

(基礎研究室)

共一 2 擁壁における場所打ちぐいのくい頭鉄筋の定着長及びくい径、くい間隔

(質 問)

場所打ちぐいを基礎とする擁壁のくい頭結合において、道路橋示方書の方法に従えば、鉄筋の定着長の規定から不必要に厚いフーチングとなる。フックをつけるなどにより、短い定着長ですむくい頭結合法はないか教示願いたい。

又、一般にはくい径を大きくしてくい間隔を大きくした方が経済的となるが、標準的なくい径やくい間隔はどの程度か、またくい間隔の上限値はどの程度か併せて教示願いたい。

(郡山国道工事事務所)

(回 答)

1. 定着長について

道路橋示方書の解説に示されたくい頭結合法は、昭和47年6月24日付、道路局企画課長通達「くい頭部とフーチングの結合部の設計について」(建設省道企発第41号)に基づいて規定されたもので、もともと比較的重要で変位があまり許されず、また構造寸法も一般に大きい橋梁基礎を対象として定められたものである。したがって設計概念の異なる擁壁等の工作物にこれをそのまま適用することには疑問があるといわざるを得ない。擁壁の場合は、変位よりむしろ極限的な安定性と構造物の応力に対して設計が行われているので、たとえ道路橋示方書に準拠して検討を行なうにしても、許容変位量およびくい頭結合条件(剛結かヒンジか)については別途検討を加えておく必要がある。次に示方書のくい基礎の計算においては、フーチングが剛体と仮定されているため、一般に厚いフーチングを必要とすることを忘れてはならない。フーチングの厚さは、くいからの反力等による押し抜きせん断、可能な配筋の下での曲げモーメントに対して安全であれば強度上は問題ないが、一般に橋梁基礎の場合くい基礎の変位計算法で仮定されている「剛体」の条件から決まるフーチング厚さが、最も大きな値となることが多い。

質問の件に関しては、フーチングが鉄筋の定着長よりも薄いような場合には、まずフーチングの剛性を道路橋示方書にしたがって確認する必要がある。もし十分な剛性が確保されているとすれば、橋梁以外の構造物である擁壁に対し、道路橋示方書をそのまま適用することは必ずしも必要ではないので、一般の鉄筋コンクリート構造物として定着を図るのが妥当と思われる。すなわち、定着の方法としては、コンクリート標準示方書第21条に、①鉄筋とコンクリートの付着による ②フックによる ③機械的に定着する の3つの方法が規定されており、いずれによることも可能である。

したがって、①の方法によれば必要な定着長を満す厚さのフーチングとする必要があつて不経済ということであれば、②あるいは③の方法によればよい。フックをつけて施工する場合の設計細目については、上述のコンクリート標準示方書のみならず、道路橋示方書下部構造編4.2.8配筋細目にも同様の規定があり、これらに基づいて設計するとよい。

フーチングの剛性が不足している場合には、道路橋示方書の8.5.1に基づいて計算することはできなくなるので、8.5.3に従って計算値の補正をするか、あるいは別途フーチングを弾性体とみなしたくい基礎の解析を行なう必要がある。このような解析法は未確立であるうえ、かなり煩雑な計算となるため、擁壁等の構造物に適用する必要はないと思われる。

以上指摘したように、擁壁の設計概念は基本的に橋梁基礎の設計概念と異っているため、その違いを十分に認識したうえで設計計算手法を選択すべきであり、道路橋示方書の用い方には十分注意しなければならない。設計における地盤調査の精度や施工の実態、構造物の機能などを考慮すると、擁壁の基礎の解析手法は必ずしも道路橋示方書に依る必要はなく、かつて道路橋下部

構造設計指針に採用されていた「慣用法」のような簡易計算で十分であると考えられる。この場合、設計の精度から考えて強度条件を満たすフーチングの厚さを確保し、くい頭もヒンジ結合程度の結合とすれば十分であろう。くい頭をヒンジ結合とする場合の確立された結合方法はないが、引き抜きとせん断に対し安全であるように設計すればよいであろう。こうすることによって剛結とする場合に比べてかなり簡単な結合となる。

2. くい径、くい間隔について

一般に橋梁等の構造物では、地震時の大きな水平力によってくいの本数が決まり、これらにくいの相互干渉を防ぐ間隔で配置することにより基礎の寸法が決定されるが、擁壁やカルバート等の構造物では、機能から決定された構造物の寸法に比して、必要となるくい本数が一般に少ない。このような場合、くい間隔がかなり広がるので質問のような間隔の程度が問題となる。

くい基礎においては、くいを複数本使用することが一般的であるが、その支持力や横方向の変形特性には群ぐい効果といわれるくい相互の干渉作用が生じ、1本のくいの特性に本数を乗じてくい基礎の力学的性質を推定することができなくなる。この群ぐい効果は、くいの間隔が短くなる場合に生じ、実験等では中心間隔がくい径の5倍以下になるとこの効果が生じることが確かめられている。実際には実用上の観点から2.5倍以上のくい中心間隔を有せば、この効果を見捨てることにしている。

くい間隔が十分大きい場合には、このようなくいの干渉作用は生じない。擁壁の場合には伸縮目地の位置を考慮して、目地と目地の間を独立な構造体と考え、それに対して安定なくいの配置となっていれば問題は生じないといえる。しかしながら、くいに支えられる部材の方に次のような問題が生じるので、設計にあたっては十分注意しなければならない。

- 1) 1本のくいのくい頭に作用する反力が大きくなるため、結合部における底版やフーチングの強度の安全性を照査する必要がある。具体的には、くい頭から受ける曲げモーメントや押し抜きせん断に対し、底版やフーチングの厚さおよび配筋が十分であるかどうかを検討する。
- 2) 底版やフーチングがくいによって支えられた連続ばりとなるので、連続ばりとして十分な断面を有しているかどうかを検討する。
- 3) くい構造物としての計算法の仮定を満たすフーチング厚となっているかどうかを検討する。

(基礎研究室)

共一 3 鋼矢板の継手効率

(質問)

鋼矢板の継手効率について、各機関により異なる値を用いているが、その設定の基準について教示

願いたい。

(福島工事事務所)

(回 答)

仮設構造物に使用する鋼矢板は一本の矢板の中立軸と壁体を構成した時の中立軸が一般に異なるため、壁体が曲げを受けるときに生じるせん断力に起因して内側と外側の矢板が継手部分ですべることがある。このため、継手が完全に結合した場合の矢板断面剛性を使用すると危険になるので、設計にあたっては一般に継手が完全結合した場合の断面係数を継手効率を乗じることにより低減している。

たとえばN型のU形鋼矢板を図-1のように組合わせた場合、継手部が完全に接合されている場合の1m当りの断面2次モーメントは $31,900\text{cm}^4/\text{m}$ であるが継手部せん断力が伝わらないとすると $9,225\text{cm}^4/\text{m}$ と約1/3に低下する。

実際には、継手同志の摩擦力によってある程度のせん断力を伝えることができるが、継手の変形状態やサビ、土砂の巻き込み具合などによってその程度が変化する。この程度がどれ位であるかについては、実際の矢板の変形状態を掘削に伴って計測することによってのみ知ることができる。現

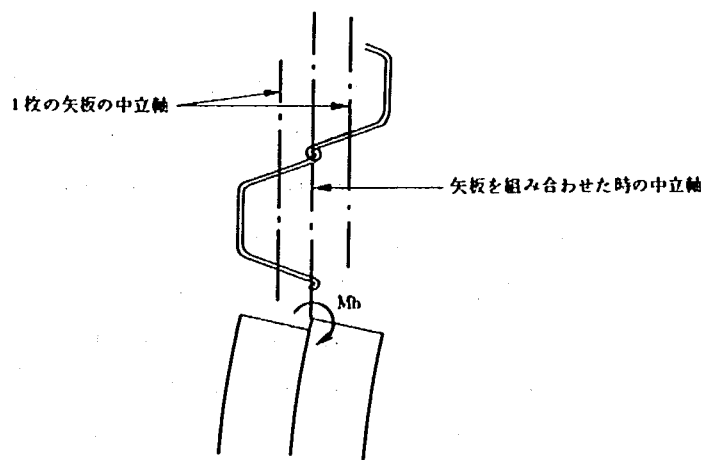


図-1 継手がせん断によるずれを生じた場合の変形

在までに行われた実測事例によれば、Ⅲ型ないしはN型の鋼矢板を図-1のように連結するとして継手が完全に結合されたと仮定した場合に比べて、実際の断面二次モーメントは約45～65%位、断面係数は60～80%位のデータが得られている。

しかしながら、これらのデータのバラツキも大きく、また矢板の水平変位量にも依存するため、最終的には工学的な見地から継手効率を決定せざるを得ない。

道路土工指針では、従来からこれらの継手効率を60%としているが、この指針に基づいて設計施工した土留め工において、特別変状が生じたという報告もないことから、実用上妥当な値と判断している。ただし、直線矢板のように特殊な矢板で、一本の矢板の中立軸と連結したあとの壁体の中立軸が一致する場合においては、当然ながらこのような継手効率を考慮する必要はない。

なお、特別な理由により継手効率を高めたい場合には、継手部のグラウトや溶接、矢板頭部を枕ばりで連結するなどの方法があるが、これらの方法も仮設構造物として用いる場合には問題があるので、使用目的に照らして設計施工法を検討すべきである。

(基礎研究室)

共一 4 標準設計水平震度の補正

(質 問)

地域別補正係数は地域区分に応じた値をとることになっているが、その根拠を教示願いたい。又、日本海側地震に対する評価が低いのではないかとと思われるのでこの点についても教示願いたい。

(秋田県土木部)

(回 答)

耐震設計において設計震度とは、設計に想定する地震外力の大きさを表わしたものであり、一般に高い地震外力を想定して設計する程、構造物は高い耐震性を有することになるが、一方では、当然ながら建設費は上昇する。したがって、耐震設計に際しては構造物がその耐用年数内に地震に遭遇する可能性と調和がとれた設計震度を選定することが必要とされており、これを地域ごとに相対的な値として示したのが、地域別補正係数と呼ばれるものである。

図1は地震資料の精度がある程度以上高くなったとされる1885年以後の我国周辺の地震発生状況を示したものである。これによれば、既往の地震発生状況は、地域により明瞭な違いがあり、地震の発生頻度は、北海道南方から東北、関東にかけての太平洋岸一帯で高いことがわかる。また、マグニチュード7.5以上の大規模な地震に限って西暦416年以後の震央を示すと図2のようになり、北海道根室沖から、東北、関東、中部、近畿、四国、九州の太平洋沿岸に多く発生している。ただし、数は少ないが、濃尾地震のように内陸に発生した地震もある。

将来、ある地域にある期間に経験するであろう地震動の大きさを示したものを地震危険度と呼んでいる。既往の地震活動が今後も続くものとして地震危険度を求めた研究には各種のものがあつた。たとえば、河角によって求められた75年、100年、200年間に来襲の可能性のある地盤上の最大加速度の期待値の分布を示すと図3のようになる。これによれば、たとえば、100年間に期待される地盤上の最大加速度は最も大きい地域では600gal程度であるのに対し、最も小さい地域では

LONGITUDE: 139 0 0
 LATITUDE: 36 0 0
 FROM 1885 TO 1979

*****R: 1600(KM) *****

5.0 GE. MAGNITUDE .LT. 6.5 : ○ *****
 6.5 GE. MAGNITUDE .LT. 7.0 : ○ *****
 7.0 GE. MAGNITUDE .LT. 7.5 : ○ *****
 7.5 GE. MAGNITUDE .LT. 8.0 : ○ *****
 8.0 GE. MAGNITUDE .LT. 9.0 : ○ *****

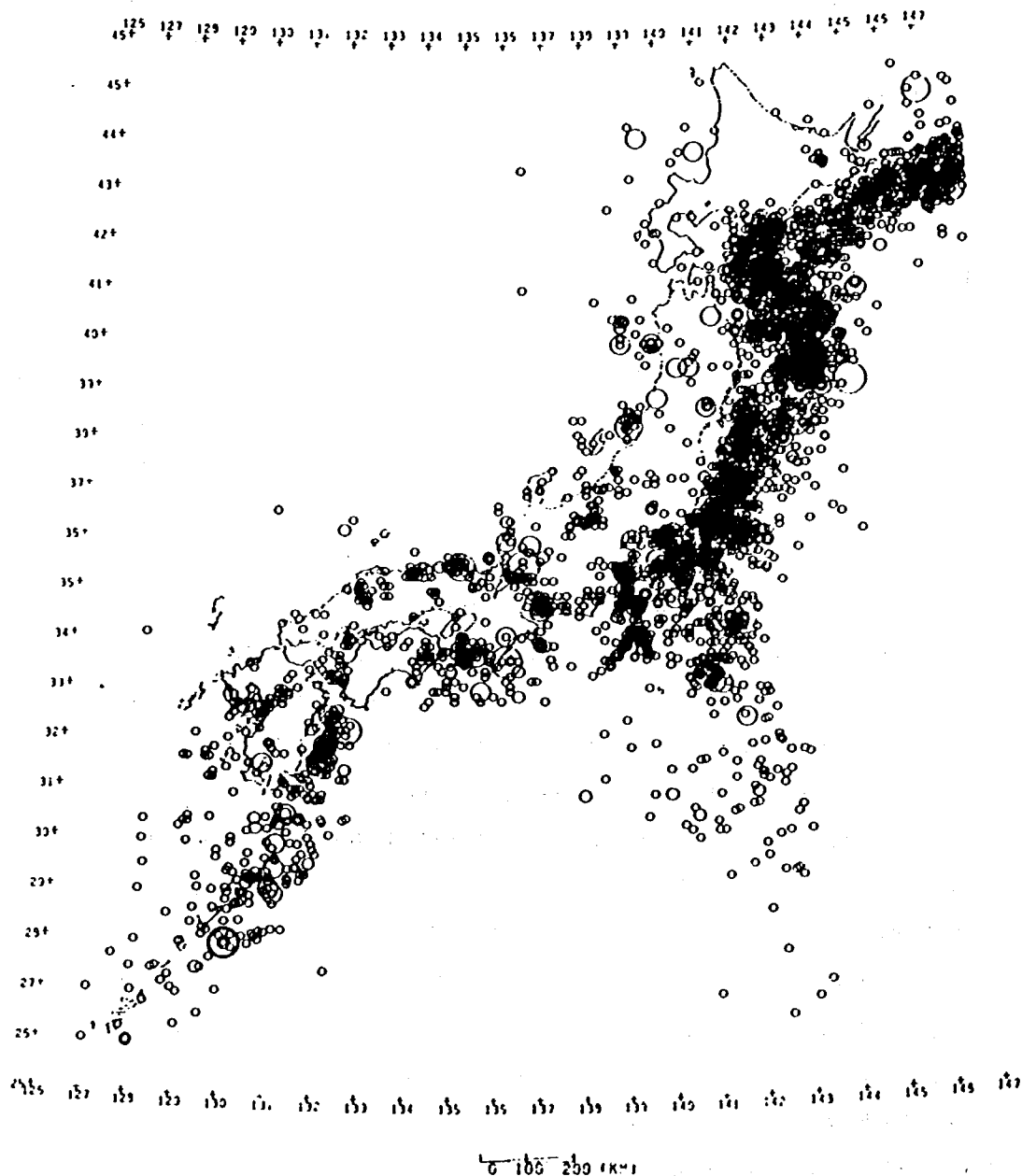


図-1 我国周辺の地震発生状況(1885~1979年, $M \geq 5.0$)

LONGITUDE=139 0 0
 , LATITUDE= 38 0 0
 FROM 416 TO 1976

*** 7.5.GE.MAGNITUDE.LT.0.0 =  *****
 *** 8.0.GE.MAGNITUDE.LT.0.0 =  *****

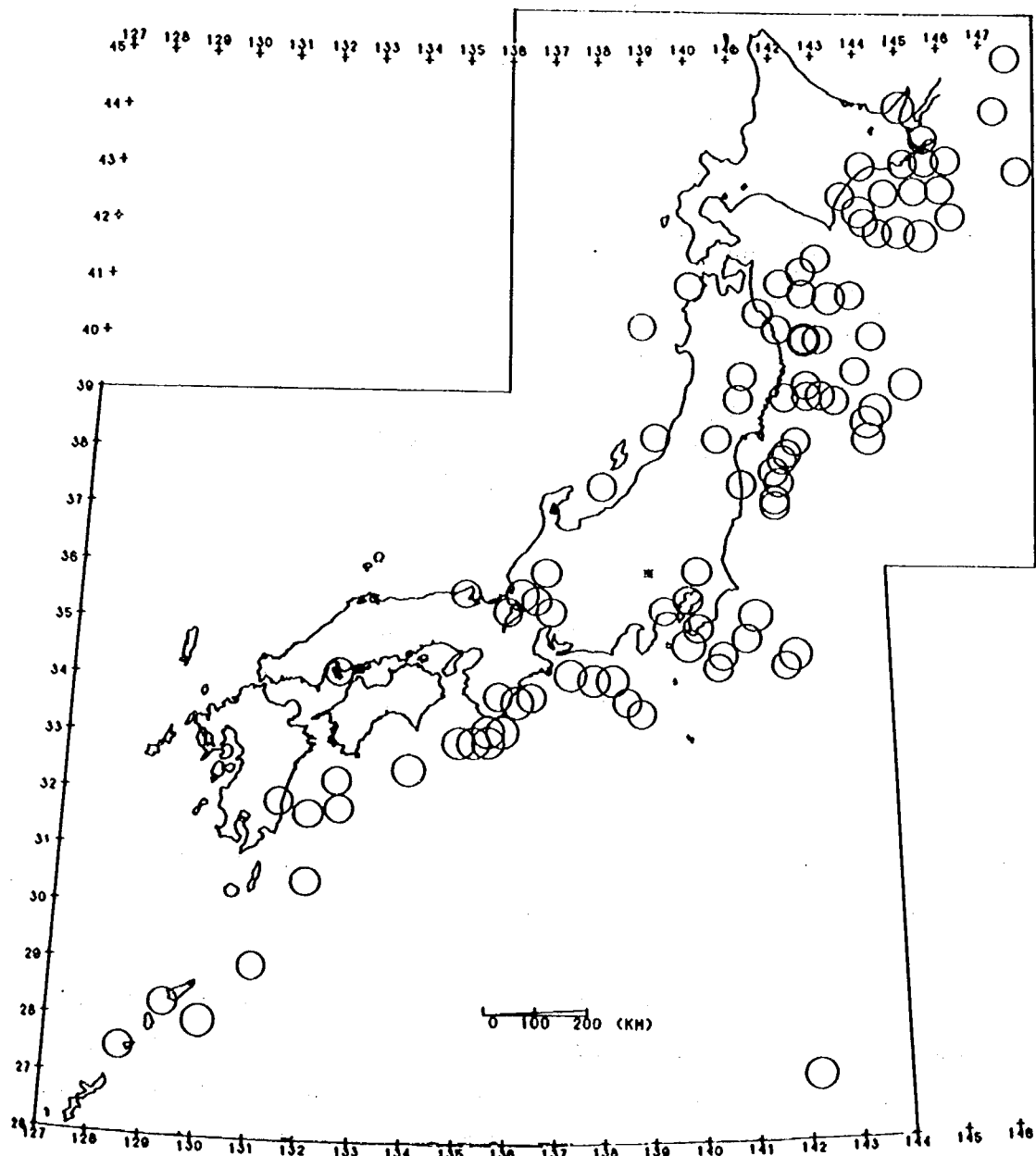


図-2 我国周辺で発生した地震の震央(西暦416~1983.7 ; $M \geq 7.5$)

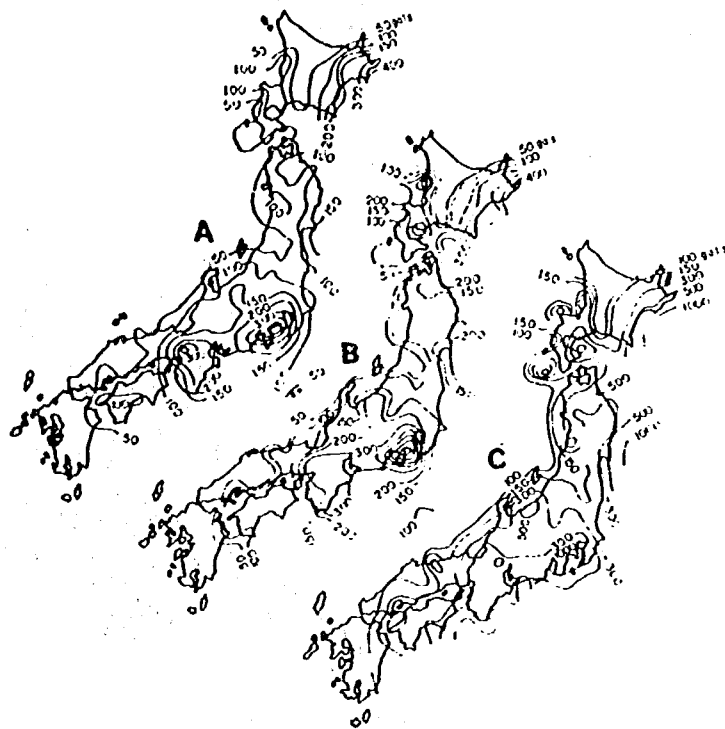


図-3 75(A), 100(B)および200(C)年間に
来襲の可能性のある地震の最高震度期待値の
分布(等価線の単位はgals)(河角による)

50gal以下と、大きな違いがあることがわかる。

現在までに実施された12種類の地震危険度の研究成果をもとに、最高位の危険度で各地域の危険度をそれぞれ正規化し、相対的な地域ごとの危険度の荷重平均を求めた危険度区分が図4である。これによれば、日本全域は1.0～0.2の幅に区分されることがわかる。

一方、図4では既往の地震活動が今後も続くものとして地震危険度が求められているが、現在までに地震の発生頻度の低い地域は今後とも地震の発生頻度は低いのであろうか。地震の中には数100年に1回の割合で比較的周期的に発生するものもあれば、何千年に1回の割合で突然発生するものもある。したがって、図4のように日本全域を1.0～0.2と大きく区分し、地域差を大きく取るとは、工学的実用性を考えるとかなり問題があるといえよう。

以上のように我国が、a)太平洋側に起こる巨大地震地域、b)日本海側に起こる中規模地震地域、c)内陸に起こる直下型地震地域の真只中に存在しているという地震活動の特殊性を考慮し、図4をもとに、等高線の値が0.8、0.5で日本全域を3区分し、a)地震活動度が高い地域、b)地震活動度が中程度の地域、c)地震活動度が低い地域としたのが図5である。建設省新耐震設計法

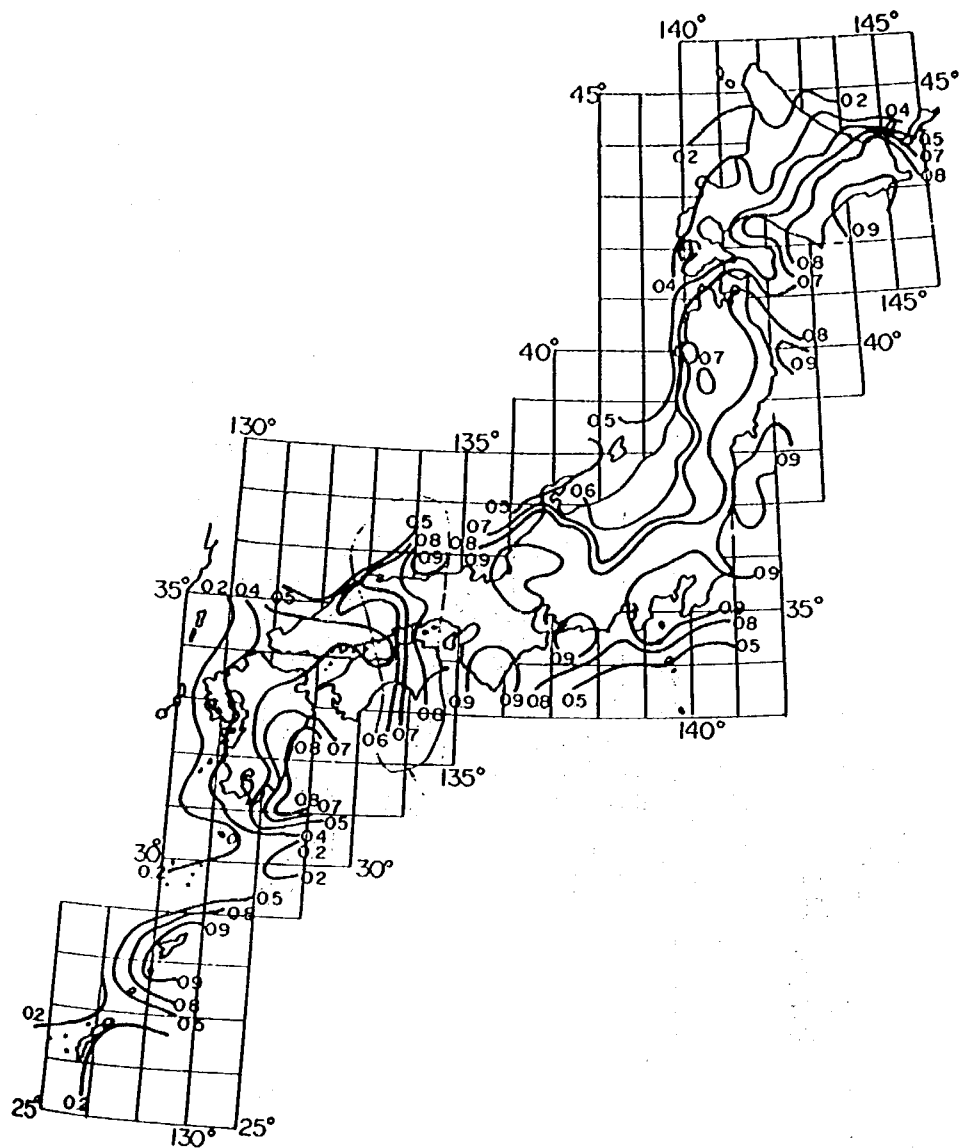
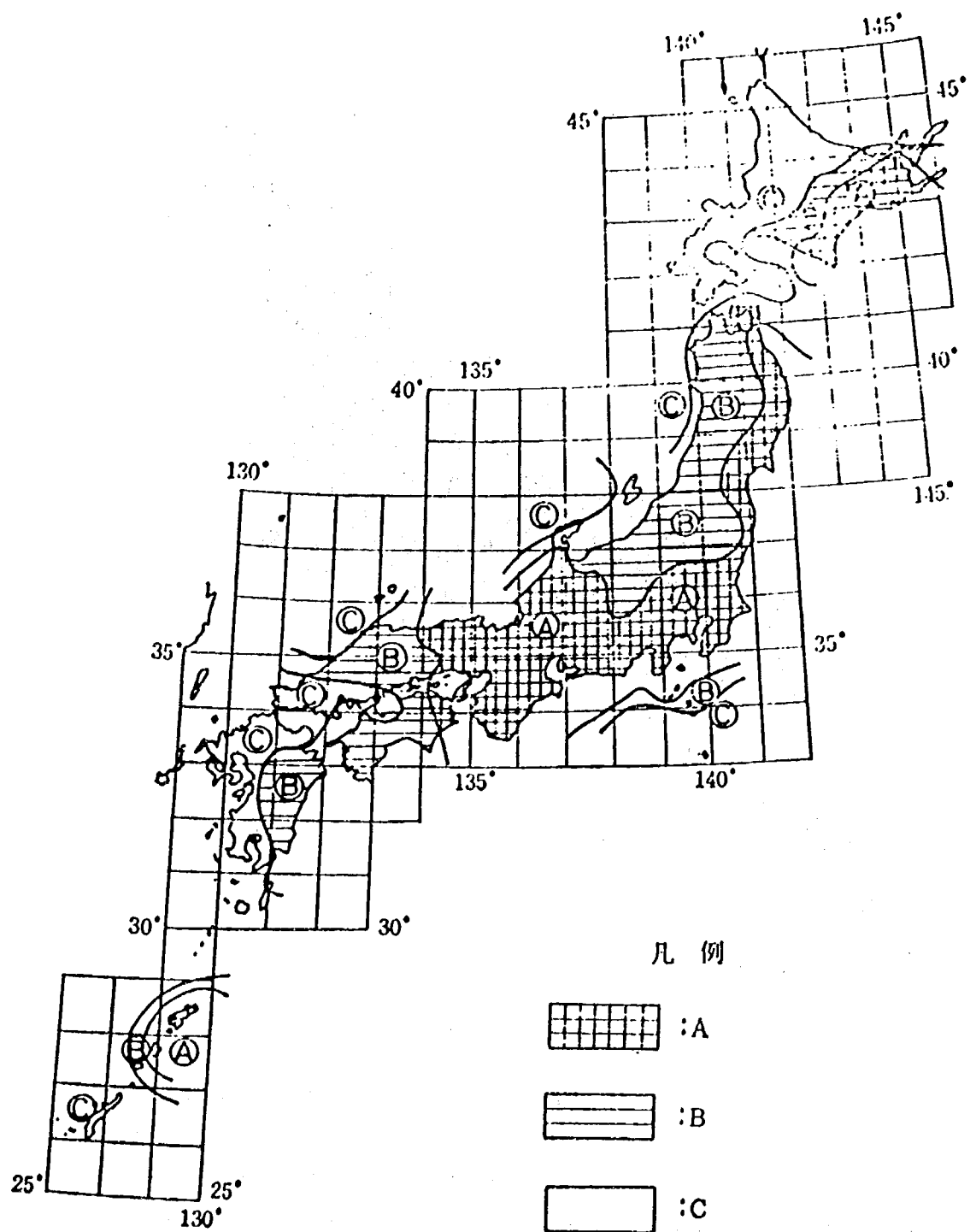


図-4 荷重平均して求めた地域区分 ($\bar{x} + 2a$)

(案)では、図5の地域区分が土木、建築共通の地域区分として採用され、地震係数の値としてはそれぞれ、1.0、0.9～0.8、0.8～0.7が妥当とされている。道路橋示方書耐震設計編では、図5にさらに行政区分を勘案し、図6のように多少変更するとともに、地域係数の値は、他の技術基準、既往の慣例等を考慮し、1.0、0.85、0.7としたものである。したがって、現行の地域係数の値は、今回の日本海中部地震のように突発的に生じる日本海側地震に対しても十分配慮をして定められたものであるといえる。

(振動研究室)



図一 5 新耐震設計法(案)の地域区分

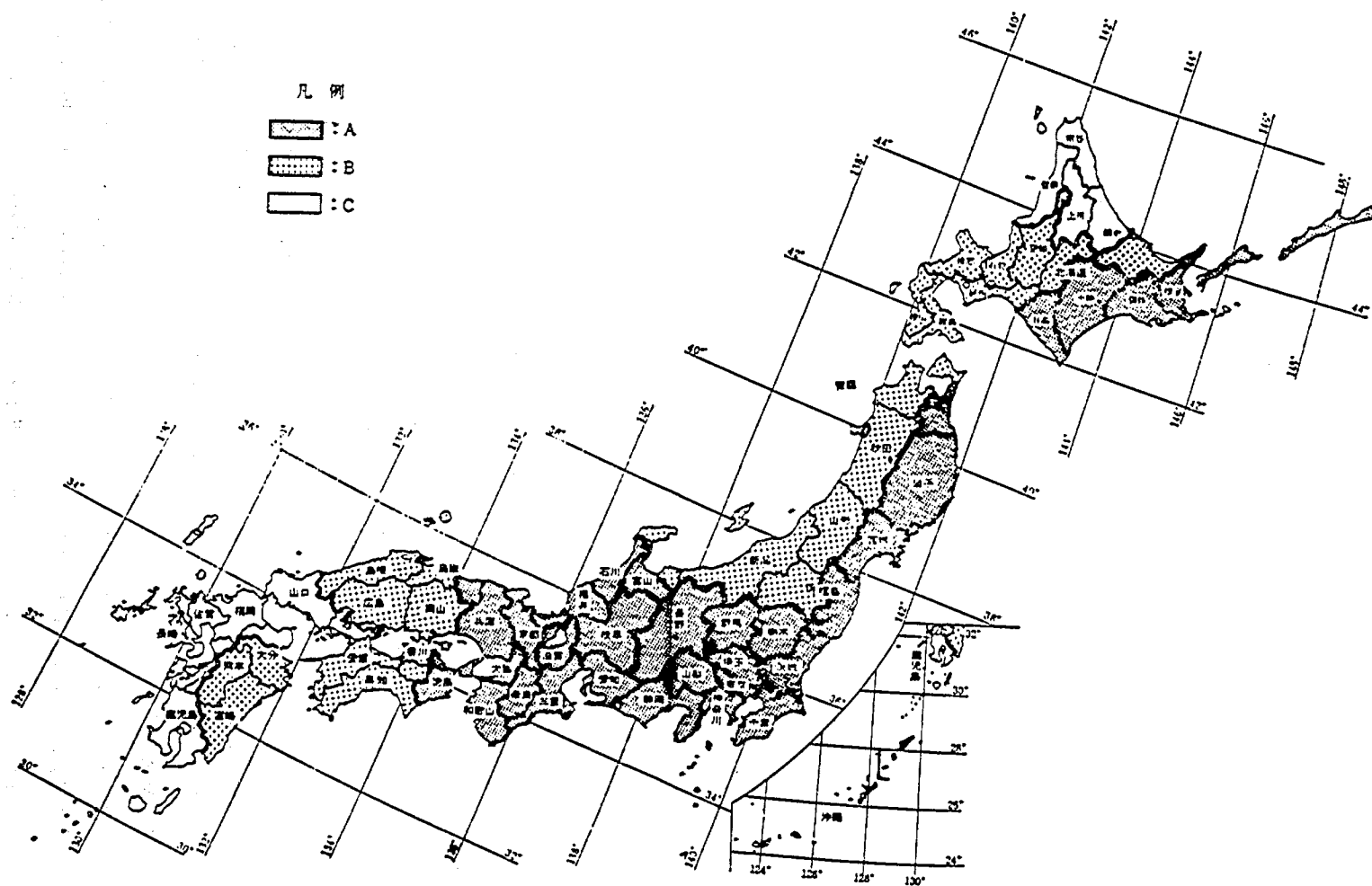


図-6 道路橋示方書耐震設計編の地域区分

共－5 コンクリートの凍害防止工法

(質 問)

橋梁下部工や擁壁の表面が凍害を受け、コンクリート面がボロボロとなり、いったん、表面がこういう状態になると、春先の気温が0℃を前後する季節には、コンクリートの中にしみ込んだ水によって、年々侵食されていく現状である。

施工後、約20年、経ているが、高い橋脚の表面など、従来の表面を削ってアンカーを打ち、コンクリートをつぎ足すという工法では対応が困難となりつつある。

水を、しみ込ませなければ凍害となり得ないのであれば、表面に何らかの被覆層を吹き付け、凍害を防止する方法があれば教示願いたい。

また、施工条件から、できれば下地処理無しでも可能な工法があれば併せて教示願いたい。

(福島工事事務所)

(回 答)

コンクリートの凍害による劣化は周知のようにコンクリート中にしみ込んだ水分が凍結融解作用によって体積変化を繰り返すことによってコンクリートが劣化するものである。したがって凍結融解による劣化を生じさせないためには、

- ① 凍らせないこと。
- ② 水分を供給しないこと。
- ③ コンクリートを密実にして水分をしみ込ませないこと。

のいずれかを実施することが効果がある。

①は構造物の立地条件によって決まってしまうので人為的に変えることは出来ないであろう。

②は橋脚の水面に近い部分のように避けることは出来ない場合も多いが、橋面の排水が橋脚の表面を伝わって流れおちないように工夫するなど、人為的に改善出来る場合もかなりある。したがって凍害を受け易い地域のコンクリート構造物の表面は常時水分が流れることが無いよう設計上最大限の配慮をはらうことがコンクリートの耐久性を高めるうえで非常に大切である。

③はコンクリートの品質を高めて、水セメント比を55%程度以下に小さくしておくことや、骨材に良質で吸水率の小さいものを用いること等を実行することによって達成される。また、コンクリートをAEコンクリートとし、コンクリート中に適量の小さな気泡を混和剤によって発生させておくことも顕著な効果がある。

コンクリートの表面に塗装をすることは、水分の侵入を止めるという意味で効果があるのではあるが、その場合には、凍結に対して十分に耐久性があり、かつ耐候性もある塗料を構造物全体に塗布して、非塗装の部分からの水分の侵入を完全に防止するようにしなければ期待するような効果が上がらない。

凍害を受けた構造物の補修は、劣化を受けたコンクリートを削り取って新たに品質の良いコンクリートを打ち足すことが最も満足のゆく効果を得るようである。削り取りを十分に行わずにコンクリートを打ったり塗装を行なった結果、満足な補修効果が得られなかった例は多数あり発表も行なわれている。¹⁾

劣化したコンクリートを削り取らないで塗装を行うと下地のコンクリートが悪いために塗装しにくいし又出来ても塗装がすぐに駄目になってしまうようである。

吹付けコンクリートは、それ自体の吸水率が高いので、いずれ吹付けコンクリート自体が劣化するものと思われる。

樹脂系の材料をコンクリートに吹き付ける方法も吹きつけ膜を厚くすれば、それなりの効果があると思われるが、凍害を受けて劣化したコンクリートを削り取らないで吹き付ける工法はないかという問題に関しては、塩害対策としてエポキシ樹脂をコンクリートに吹き付けたり、樹脂とフィラーを混ぜた材料をコンクリートや鉄板に吹き付ける工法が最近試みられているとの情報はあが、それが凍結融解の防止に効果があるかどうかの確認は土研でも行なっていないので今のところ残念ながら何とも申し上げられない。健全なコンクリートに塗装を行なう場合でも、まずコンクリートに浸み込み易い粘性の低い樹脂で下地処理を行なってから主体となる塗装をするものである。したがって劣化したコンクリート表面に直接粘性の高い材料を吹付けた場合には、ある程度期間がすぎると吹付けた材料が皮のようになってコンクリートから剝離してしまうのではないかと懸念される。

各種の塗装材料が凍結融解の劣化防止に効果があるかどうかは、低品質のブレンコンクリートに塗装を行なって凍結融解試験を行なえば判定できる。

参 考 文 献

- 1) 桑島智義「凍害を受けたコンクリート橋の補修」第15回日本道路会議 1983.10

(コンクリート研究室)

共-6 流総計画における家畜流達率の調査検討手法

(質 問)

東北地方の流総計画においては、家畜排水の占める割合が大きい。汚濁解析において流達率は現在流域一率の値を採用しているが、家畜経営の形態を見ると、畜舎によるもの、自然放牧によるもの等流域内一様ではない。又、流域(汚濁源)の重心点から流達点までの距離も様々である。

この家畜流達率について実態調査を実施したいが、調査手法、調査上の問題点について事例等があれば教示願いたい。

(企画部企画課)

(回 答)

流域によっては、流域内で発生する負荷のうち家畜排水が非常に大きな割合を占めることがあり、特に、りん、窒素の負荷については、そのようなケースが往々にしてある。このような場合には、家畜排水の流達率に適切な値を与えることが流達負荷の推定の精度を高めるために極めて重要となるが、調査が困難なこともあって、現状では必ずしも十分なデータがあるとはいえない。

調査が困難な理由の1つとして、排出負荷の測定が難しいことがあげられる。流達率は、定義によれば(流出負荷量)/(排出負荷量)であり、これを求めるためには、汚濁源の敷地境界における排出負荷を測定する必要がある。しかし、自然放牧のような場合、あるいは畜舎飼育であっても、いわゆる「ボロ出し」をしている場合や浸透池に排水を入れている場合には、排出負荷を明確な形で測定することは不可能である。このため、最近では、家畜による負荷を面源負荷として取扱い、面源負荷で流達率を1として流達負荷を算定する方法も試みられている。このようなアプローチも含めて、以下に調査方法等について述べる。

(1) 流達率の測定方法

調査流域として、負荷の殆んどが家畜によると考えられる流域を選定し、その流域からの年間総負荷量が測定できるような観測を行う。この場合、畜産負荷は降雨時(高流量時)に多く流出することを考慮し、高流量時の負荷量も十分把握できるような観測計画とする必要がある。また、流域の上流側に大きな自然流域がある場合には、畜産負荷の流入が始まる地点の上流側でも負荷量観測を行い、補正する必要がある。先に述べた意味での排出負荷量が測定できる場合には、排出負荷量を測定し、流達率を算定する。排出負荷量が測定できないような形態の飼育の場合には、1頭当りの面源負荷量という形で整理してデータを使用することになる。多くのデータの蓄積によって、飼育形態、排水の処理形態別に定めることができれば、このような算定方法も有力な方法となろう。なお、河道内での浄化については、りん、窒素、CODなどで年間の平均負荷量(又は、総負荷量)に関する限りは殆んど無視してよく、流達率を1としても差支えない。

(2) 調査実施上の注意事項

畜産排水はため池(浸透池)的なもので処理されている例が多い。このような場合には、負荷は雨天時に溢流するときのみに流出するので、雨天時(高流量時)の調査が極めて重要になる。また、平常時には地下水を経由して負荷が流出している可能性があり、別途、評価する必要がある。放牧による飼育の場合も、類似の傾向があろう。

(3) 調査事例

調査事例はあまり多くないが、現在、茨城県下水道課によって鱈ヶ浦流域で行われている例がある。

(水質研究室)

共-7 道路植栽の施工・管理の効率的な方法

(質問)

道路植栽の施工・管理に関する以下の項目について、教示願いたい。

- 1) 既設道路を改修し、植樹帯や分離帯植栽を設置する場合に必要な土壌の厚さ、また、路盤材のある場合の処置。
- 2) 植栽樹下に下草(芝)はあってもよい。
- 3) 現地発生土の土壌改良による利用は可能か。
- 4) 管理上からみた植栽計画について。

(福島工事事務所)

(回答)

- 1) 植物の健全な生育を維持するために必要な土壌の厚さは、植物の種類によってかなりの相違があるが、一般的には植物の大きさに応じ図-1のように考えられており、道路植栽においても、同図に示す「灌水なしで十分生育可能」な土壌の厚さを確保することが望ましい。しかしながら、実際には道路植栽が必要とする土壌の範囲内に地下埋設物や構造物が設置され、1m以上の厚さで障害物のない土壌を確保することが困難である事例が多い。そのような場合には、植樹帯幅員を広くするかあるいは歩道下の土壌の改良(図-2参照)により、根系の伸長可能な土壌空間をできる限り広くとることが樹木の生育上望ましい。

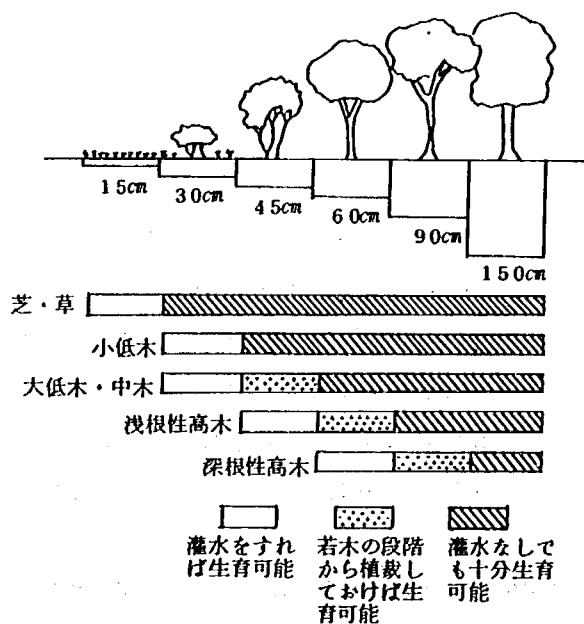


図-1 必要な土壌の厚さ(興水肇, 緑地学研究, 1977)

既設道路の改修にあたっては、舗装材を取り除き、路盤上に必要な土壌厚を確保すればよいが、路盤表層にアスファルト安定処理を施してある場合等は、滞水による根ぐされを防ぐため排水施設を設ける必要がある。しかしながら、実際には盲暗渠の設置、処理

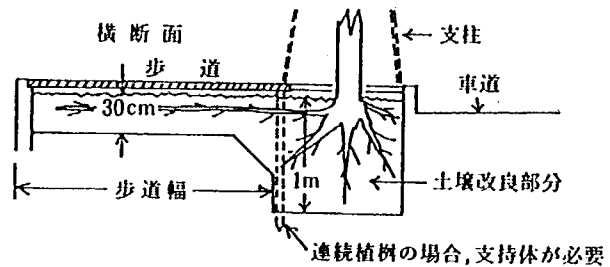


図-2 改良植樹（造園雑誌VoL.47 №1, 1983）

層の除去、あるいは処理層にボーリングにより穴をあける等の対策がとられている。

2) 樹下への地被類の植栽は、主として美観向上を目的となされるものであり、道路植栽の場合芝が用いられることが多い。芝を樹下に植栽することによる樹木の生育に対する影響は特に考えられず、その是非は修景上、管理上の観点から検討されるべきものである。

道路植栽に限らず、樹下に芝を植栽した場合の管理は、刈込機械の使用が困難であり、一般の芝生地に比較して、多大な労力を要する。しかしながら、芝の植栽による、美観向上の効果は非常に大きく、可能な限り芝を植栽しているのが一般的傾向である。従って、芝の植栽の是非をここで一概に判断することはできないが、今後は、芝と同等の美観向上の効果を持ち、かつ刈込等の管理を比較的要しない、ヘデラ類、ササ類等、芝に替わる地被植物の利用や生長抑制剤の使用等について検討していくことが必要とされよう。また、樹下への玉石、碎石等のマルチングにより、雑草の発生を抑制し、美観を維持しようとする試みもなされており、管理の省力化の試みとして注目に値する。

3) 一般に道路植栽の植栽土壌空間は狭小であり、植栽の健全な生育のためには、できる限り化学的、物理的に良好な土壌を使用し、かつ維持していくことが望ましい。従って、植栽用土壌は良質土を客土または混合して使用すべきであるが、現地発生土を改良して使用することもまた可能である。しかし、土壌は同一施工地内であっても、通常は同一状況にある場合は少なく、また植栽の土壌に対する適応性には相当の巾があることもあり、改良法には確立されたものがない。

従って、土壌改良を実施するには、改良試験を行い、十分な土壌分析を行ったうえで、慎重に行なう必要があろう。

主な土壌改良材及び施用例を表-1～3及び表-4に示すので参考とされたい。

なお、土壌の管理にあたっては、適宜有機質あるいは無機質の肥料を施し、吸収された養分を補給することが肝要である。

表-1 無機質系土壌改良剤

分類	物質名	原料	商品名	特徴と用途
岩	ゼオライト	北海道・東北・北関東産 珪石末 珪粉	イタヤゼオライト オーヤダイト サンゼオライト スノーゼオライト ゼオライト ゼオライト ピリカゼオライト ピリカフッ石 モリデンゼオ ゼオリン リグニカル	良質の粘土、養分保持力(塩基置換容量)大きく、ケイ酸・鉄・微量要素などに富む。 膨潤性がないので重粘土の改良に適す。
			モンモリロナイト ベントナイト	ゼオライトに似た良質の粘土。 膨潤するので保水性に富み、砂質土の改良に適す。
鉱物系	パーミキュライト	ひる石粉末 (高温焼成)	バクミライト テラライト パーミユライト ミクライト コロイゲル	多孔質で土壌の透水通気性をともに向上させる。 重粘土にも砂質土にも向く。
	パーライト	真珠岩粉末 (高温処理)	ネニサンソ パーライト フミンパール	パーミキュライトと同様な効果を有す。
	その他	温泉沈泥	コロナS コロナース	微量要素、イオウを含む酸性土壌用改良剤。
		白鹿ミネラル 宝 ミネラック ミネラルの素		微量要素の供給に役立つ酸性土壌用改良剤。
		イオウ鉱粉	トーゲン HSC1号2号	微量要素、イオウ、ケイ酸などを含む酸性土壌用改良剤。
鉱滓系	珪酸鉄	平炉珪酸鉄 転炉珪酸鉄	ケイカル グリーンアッシュ ケイ酸肥鉄	石灰、リン酸、ケイ酸、鉄、微量要素などを含む火山灰土壌用改良剤。

表-2 有機質系土壌改良剤

分類	物質名	原料	商品名	特徴と用途
天然有機物	炭化植物	泥炭	タンポロン	一般に土壌の保水性を増し団粒化を促す。養分保持力(塩基置換容量)を高め、酸性害、アルカリ害を制める。保存中に乾かしすぎないように注意。
		草炭	ビートセブン フラワーボラス ヒドマッシュ	
		イヌゴケ炭	ビートモス イヌゴケビート ボラス1号 スーパーフィン	
		亜炭	テルナイト	
加工有機物	リグニン	パルプ	オタライト トヨリボス トヨタイヒ リグニンMG リグニン腐植	団粒効果が強く、重粘土向き。
	動物糞	海魚	アルゲット	タンパク質主体で土壌の微生物活動を高め、窒素をよやす。 やせ地向き。
		魚粉 鶏糞 豚糞 牛糞 馬糞 ヤシ糞 コウモリ糞 アビコン	ネオ有機 ニュー万作 ベルファー コーゲン キンドコーソケン アビコン	
その他	腐植	樹皮	パータ腐肥	土壌中で2次分解するので直接性によれぬよう使用する。 モンパル、白キノコに要注意。
		腐植 汚泥	乾焼腐植 下水汚泥 し尿汚泥	

表-3 高分子系土壌改良剤

分類	物質名	原 料	商 品 名	特 徴 と 用 途
合成樹脂	樹脂 (ポリア ニオン)	ポリビニル アルコール	ダンリウム ゴーセノール ポバール ソイラック	イオン結合力を主体とする土壌 団粒化剤 壤土～植壤土向き
		ポリアクリル酸塩	スミソイル	
		メラミン樹脂系	ドロゲン	
		ポリエチレン系	クリリウム	
脂	ポリカチオン	合成高分子系	ダンソイル E B — a S C ハマノ	より強力な土壌団粒化剤 重粘土向き

表-4 土壌改良剤の施用例

火山灰心土 (赤 土)	磷酸吸収力が強いので過磷酸石灰 15kg/㎡ をよく混和して用いるほか、有機質改良剤の施用が必要となる。 ビートまたはビートモスであれば 20kg/㎡ 内外 テンボロンやオークライトなどであれば 3～5 kg/㎡ パークや鶏糞であれば 10kg/㎡ 内外 またできればこれに無機質土壌改良剤である ゼオライトを 10kg/㎡ 程度 加えたい。
第 3 紀 土 (千葉などの山) の赤土	過磷酸石灰を 5 kg/㎡ と減らしてよい、他は火山灰心土と同じ。
沖 積 土	微量要素を含む無機質を改良剤 1 kg/㎡ を用いるほか テンボロンあるいはリグニン腐植を 3 kg/㎡ 内外 施用するのがのぞましい。 酸性の場合は苦土石灰を用いる。
砂 質 土	理論上は良質の粘土を施用することがのぞましいが、施工上砂 質土と粘土は攪拌できない。 したがってビートモスのような酸性有機質土壌改良剤が良く施 用量は 10～15kg/㎡

(表-1～4 関口有方, 造園工学, 1982)

4) 植栽の維持管理は、①育生管理、②維持管理、③補修管理に区分され、このうち最も大きなウエイトを占め、植栽の構造を検討する際に重要なものは②の維持管理である。

従来、道路植栽の維持管理の中では剪定費用の占める割合が最も大きなものとなっている。これは、機械の使用等による格一的な剪定をするのではなく、個々の樹木に応じた一品生産的な剪定をしてきたからであり、また、殆んどの場合強剪定で作業量も多く、結果として高い歩掛となっていたことによる(図-3)。従って、管理費用の軽減という観点からは自然生長方式あるいは弱剪定方式と呼ばれる剪定方式が望ましく、自然生長方式の採用により、管理費用の軽減と同時に緑量の増大も持たられ、良好な景観を形成し、快適な環境を創造するという観点からの評価

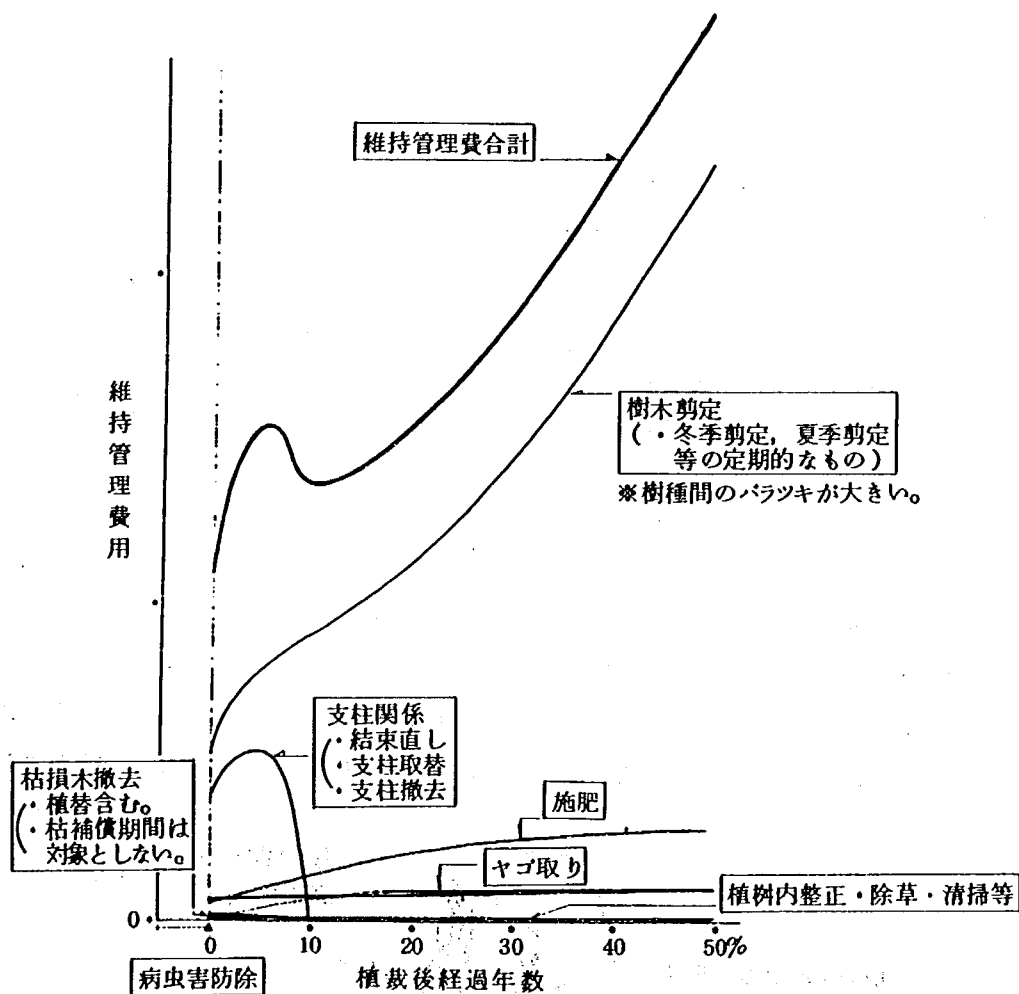


図-3 維持管理費用概念図(時系列)

が高まる。ただし、この自然生長方式にも実施上いくつかの問題点があり、これに十分対処できることが条件となる。(表-5)

表－５ 自然生長剪定方式実施上の問題点と対処方法例

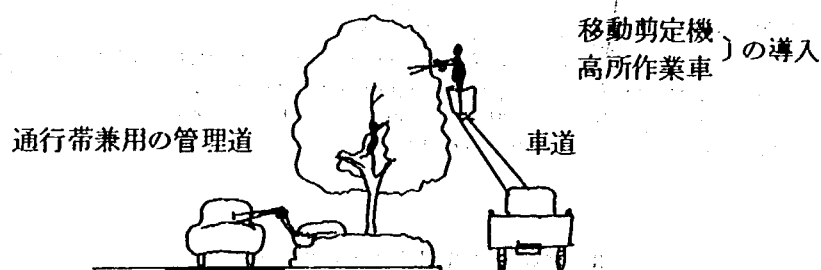
架線（電線、電々線）	・架線の高さを高くする。（事例では15～16m） ・架線を被覆し強化する。 ・架線を地下埋設とする。（但し、根系の生育を阻害しないように注意が必要） ・樹木の上に架線がないように電柱を民地側等へ移設する。 ・架線を街路樹のない通りへ移す。
信 号	・アームの延長により車道中央寄りに。 ・補助信号灯の設置。
交通標識	・最小限の剪定。
看 板	・説得により理解を求める。
民地境界	・基本的に剪定。
建築限界	・基本的に剪定（樹が大きくなってくれば、あまり問題はなくなるものと思われる。）
風	・基本的に風倒防止の為の剪定はしないが、混みすぎた枝は透かす。（根系の発達により風倒は必ずしも増えない。） ・支柱の強化。
落 葉※	・市民にも協力を求める。 ・管理当局も何らかの方法で対処法を考え、協力する必要がある。
日 照※	・住民に協力を求める。
備 考	※印の問題点は住民に対して明らかに負担をかけることなので注意を要する。

植栽計画の策定にあたっては、道路の構造、沿道の土地利用等を十分に観察し、当該道路及び沿道の環境をより快適な空間としうるよう、樹形、枝葉の密度等の特性を考慮するとともに、極力剪定を必要としないですむ樹種を選択することが肝要である。

表－６に剪定判断の一例を示すので参考とされたい。

また、維持管理作業における機械の導入による作業の効率化を図るとともに、機械作業が容易となるよう、管理スペースの確保、および路上占有物等の整理統合あるいは排除が必要である。

（緑化研究室）



図－４ 管理用車輛の通行の確保

表-6 剪定の判断の一例

判 断	理 由	対 象 樹 種	対 象 枝
剪定すべき	樹木にとって有害		障害枝
	不必要・不体裁		不要枝・枯枝・弱小枝 カラミ枝等
	樹勢に衰弱を来す		徒長枝
		サクラ他	胴吹き
		ボタン、ザクロ、イチヨウ、サルスベリ、 ライラック	ヒコバエ
		ウラジロ、ハコヤナギ、カラタチ、マサキ、 キョウチクトウ、アジサイ、エニシダ、コデマリ	
		ウメ、フジ、ボケ、ザクロ	
	切った後の新枝・ 新生材を利用	サクラ、キリ（材を利用するための特殊な剪定）	
剪定したほ うが良い	一層生育を うながす	ボタン、イチヨウ、ライラック、ザクロ	ヒコバエ
		マキ、マツ、スギ、コウヨウザン、カヤ、 キヤラボク、モチノキ、シイノキ、ヤマモモ、 キョウチクトウ、カシワ、シダレヤナギ	不要枝、コミ枝
剪定しな くても良い	自然の樹形が 概ね良い	ヒノキ、サワラ、イヌマキ、カシ、シイ類 ゲツケイジユ、ヤマモモ、イヌツゲ、キョウチク トウ、ネズミモチ、シダレヤナギ、ボケ、カイドウ ザクロ、サルスベリ、ライラック、エニシダ、 ムクゲ、レンギョウ	
剪定しない ほうが良い	自然の樹形が 美しい	モミ、トウヒ、ナギ、カイズカイブキ、トラヨウ、 ヒマヤラズギ、カラマツ、ジンチヨウゲ、カクレミ ノ、カツラ、シラカバ、ケヤキ、トチノキ、 ホオノキ	
	必要がない	カマクラヒバ、コウヤマキ、クスノキ、サカキ、 ツバキ、サザンカ、モッコク、マテバシイ、 イイギリ、カツラ、ケヤキ、コブシ、ボブラ、シデ 類、トチノキ、ハクウンボク	
	切り方が特殊で難 しい	アスナロ、ビャクシン、タイサンボク、ユズリハ、 ハクレン	
剪定すべき でない	切り口から病虫害 を誘致	サクラ、キリ	
	切り口から樹液が 出て衰弱する。	クリ、モミジ、シラカンバ	
	萌芽力が乏しい	マツ、モミジ	
	枝枯れを誘致する	ユリノキ、モミジ、クリ	
	剪定により諸種の 弊害をおこし樹勢 が衰弱する	モミ、トウヒ、コウヤマキ、モッコク、モクセイ ユリノキ、サクラ	

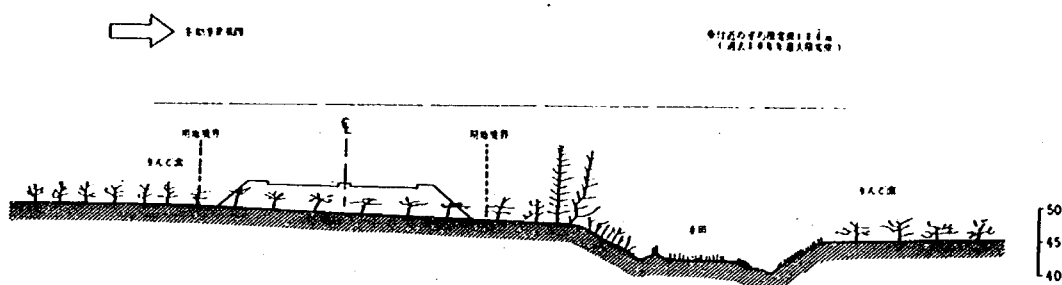
（上原「樹木の剪定と整姿」を参考にして作成）

共－８ 道路新設における冬期気象影響調査方法

（質 問）

バイパス（盛土高 $\pm 4\text{ m}$ ，幅員 $W=28\text{ m}$ ）が果樹園内（リンゴ園）を通過する計画があり，バイパス建設に伴う地形が冬期の地上気象を変化させ，吹溜りが発生し積雪深の増加による，果樹の枝折れ及び触雪時期の遅れによる開花時期の遅れ等の影響の有無が，営農者より問われている。

この影響の有無，対策等検討するための調査手法を教示願いたい。



（青森工事事務所）

（回 答）

吹雪が発生する果樹園内に道路を建設する場合，吹溜り災害が主となるが，道路の盛土高さとか地形条件等によっては日影とか冷気流の影響を受け融雪が遅れる場合も十分考えられる。しかし，今回の道路建設の場合，盛土があまり高くないことと前後の地形等から考えた場合，その影響はないものと思われる。したがって，ここでは吹雪，吹溜り発生の可能性および，その対策に必要な調査方法について以下述べる。

1. 吹雪，吹溜り発生の可能性について

吹雪の発生は，積雪深が 1.4 m と言うことと，気象条件から見た場合，図－１に示したようにその範囲に入ることなどから，吹雪の発生および，それに伴う吹溜り現象は十分考えられる。

しかし，その規模（回数，量等）は果樹園の木の高さ，密集率によって異なる。また，道路を建設した場合，盛土高が 4 m となり，かつ，冬期間の除雪によってできた路側の堆雪高さを加えるとかなり高くなるため，吹雪，吹溜りが発生しやすい地形となろう。

このような地形で吹溜りになりやすい場所は、その前後の地形、風向、風速等によって異なるが、一般的には道路の風上側斜面とか道路上および道路の風下側斜面等が風で弱められやすい場所に発生しやすい。このため、道路の風上、風下側斜面等に積った雪は、その量によって異なるが果樹の枝折等の被害を受けることになる。その被害がかなり大きなものであれば、吹溜り防止柵等（設置方法等は新防雪工学ハンドブックを参照されたい）を設置し、防止する必要がある。

また、吹雪による吹溜り以外に道路上に積った雪をロータリー等により除雪するため、これによる果樹への被害が考えられるため十分検討される必要がある。

2. 吹溜りの有無等に関する調査

道路を建設しようとする場所は、リンゴの木があるため他の平地部に比べ防雪効果は多少あるものと思われる。しかし、その規模は前述のとおり木の密集率、高さ等により異なる。一般に吹雪、吹溜りに関する調査は、その現象が前述のとおり地形、風向、風速、植生等の多くの原因に左右することから、最終地形（道路建設後）で行うことが必要となっている。しかし、建設以前にある程度の吹溜り等の特性を究明するためには、次のような調査方法が考えられる。

1) 現状地形における吹雪、吹溜りの発生等に関する調査

まず、現状の地形でどの程度の吹雪、吹溜りが発生していたかを把握する必要がある。その調査方法は次のとおりである。

(1) リンゴの木が吹雪に対しどの程度の防雪効果があるかについて調査する。その方法としては、吹雪発生時に目視および8mmカメラ等により、その発生状況（回数、量、時間等）について調べる。なお、この時、平地（道路建設地の近くで木がなく平坦地）でも同じ測定を行い、吹雪、吹溜りの発生率について比較、検討を行う。

(2) 吹溜り発生箇所の調査

ここでは上記の吹雪発生時において吹溜りがどの地点にどれだけの吹溜り量が発生しているか、また、リンゴの木の影響についてはどうかなどについて調べる。この場合、発煙灯等により風の流れも調査し、風の弱くなる地点とか、風の乱れる地点を究明し吹溜り発生地点等の判断資料とする。

(3) 垂直方向の風速分布および吹雪量の測定

吹雪の大半は地上1mまでの風によって運ばれると言われている。しかし、この場合、

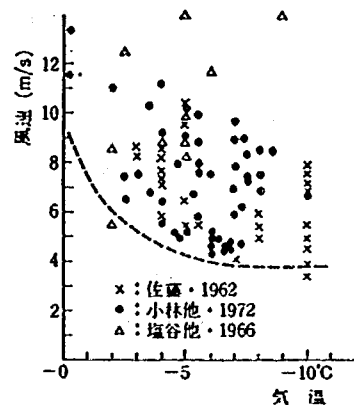


図-1 吹雪発生風速と気温との関係

リンゴの木があるため非常に複雑な風の吹き方をするものと思われる。このため、風速等の垂直分布を測定し、主風速の位置および吹雪量の最も多い位置はどこにあるかなどについて調べる必要がある。つまり、その位置がリンゴの木より上方の場合と、木の内部にある場合とでは対策方法が当然違って来るからである。その方法としては、道路を建設しようとする地点に風速計を設置し垂直分布（雪面から地上10m程度までを50間隔で測定）の測定および、概略的な吹雪量（吹雪量計を2～3台設置する。無い場合には目視でも良い）の測定を行い今後の対策資料とする。なお、あまり風速、風向が変化するような地形であれば、風上側から風下側までの一連の風速分布調査も必要となろう。

2) 道路を想定した場合の調査

前項では、道路建設以前の吹雪、吹溜り特性に関する調査方法について述べたが、ここでは、より精度を高く、吹溜り特性について把握したい場合の方法について述べる。

その方法としては、道路を設置しようとする場所に道路と同じような構造物（高さが同じで、風上側の斜面だけでも良い）を設置し、吹雪の成長および吹溜り特性に関する調査を行うものであり、現実に近い調査が可能となる。なお、この時の調査方法は、前項の1) のような項目について行うものである。

以上の調査により、吹溜り特性はある程度解明できるものと思われる。また、吹溜り対策についても、上記調査によって得られた吹雪量、回数、風向、風速、吹溜り量等から検討できるものと思われる。なお、細部については既述のとおり道路の路肩に積まれた雪（堆雪）の量、形状等によって吹溜り特性が大きく左右されることなどから、道路が設置された時点で再調査（1）-（1）、（2）、（3）を行い、その地区に適した防雪柵等の検討が必要となろう。測定方法の詳細等については、新防雪工学ハンドブックを参照されたい。

（新潟試験所）

共－9 地下水の調査方法

（質 問）

青森市南部で、現在環状道路の新設工事を施工しているが、低山地を堀割構造で築造するため、計画時点から周辺団地内井戸所有者より、切土工事を行うと水脈分断され井戸枯渇が生ずるとして、切土施工前に影響予測調査を行うことと対応策を要求されており、切土と井戸水位の関連についての事前調査方法を教示願いたい。

（青森工事事務所）

(回 答)

近年、地下掘削工事による地下水脈の遮断、地下水位の低下あるいは地下水の汚染等によって、井戸水の枯渇、河川水の枯渇、井戸水の汚濁あるいは河川水の汚濁等の地下水障害が発生しており、近年においては社会的な紛争問題に発展するケースもある。

建設工事に伴う地下水障害に関する調査の基本フローは ①まず、ボーリングデータ、地下水位データ等をもとにして、現状の地下水の流動状況(方向、地下水面までの深さ、流動速度(透水係数))を把握し、②次いで工事が地下水に対して、どんなインパクトをどのくらいの期間及ぼすのかを見積り(例えば切土のような場合には、流域内の部分的な線状領域での地下水位を半永久的に低下させることに対応する) ③そのインパクトが、面的にどのような程度の影響となって波及するかを評価するという3段階に分けられる。③では、数値モデルを用いた解析が有効な手段の一つとなるが、その前段として①②のプロセスに対しての検討が十分に行われるべきなのは言うまでもない。

関東地方建設局では、昭和56年3月「地下掘削工事による地下水障害を防止するための調査報告書」をまとめている。事例編、調査編、解析編、工法編の4編に分けて、地下水障害事例のアンケート調査結果、調査方法、解析方法、対策工法等が要領よくとりまとめられているので参照されたい。

図1は、工事のフローと地下水障害予測調査のフローの対応、図2は地下水障害予測調査のフローを示したものである。又、表1は、事前調査の事例を工種別に整理したものである。(いずれも前述の報告書より引用)

具体的な、個々の調査に関しては、前述の報告書の他、以下のような成書が参考になろう。

参考文献

- 1) 地下水ハンドブック委員会編、「地下水ハンドブック」 建設産業調査会 昭和55年
- 2) 山本荘毅著；「新版 地下水調査法」 古今書院 昭和58年
- 3) 高橋賢之助著；「根切りのための地下水調査法」 山海堂 昭和56年
- 4) 山村和也・鈴木音彦共著；「土と水の諸問題」 鹿島出版会 昭和52年
- 5) 土質工学会編；「建設工事と地下水」 土質工学会 昭和55年
- 6) 松尾新一郎・河野伊一郎共著；「改訂増補 地下水位低下工法」 鹿島出版会 昭和54年
(水文研究室)

図-1 工事の流れと土質調査、地下水障害予測調査の流れの関係

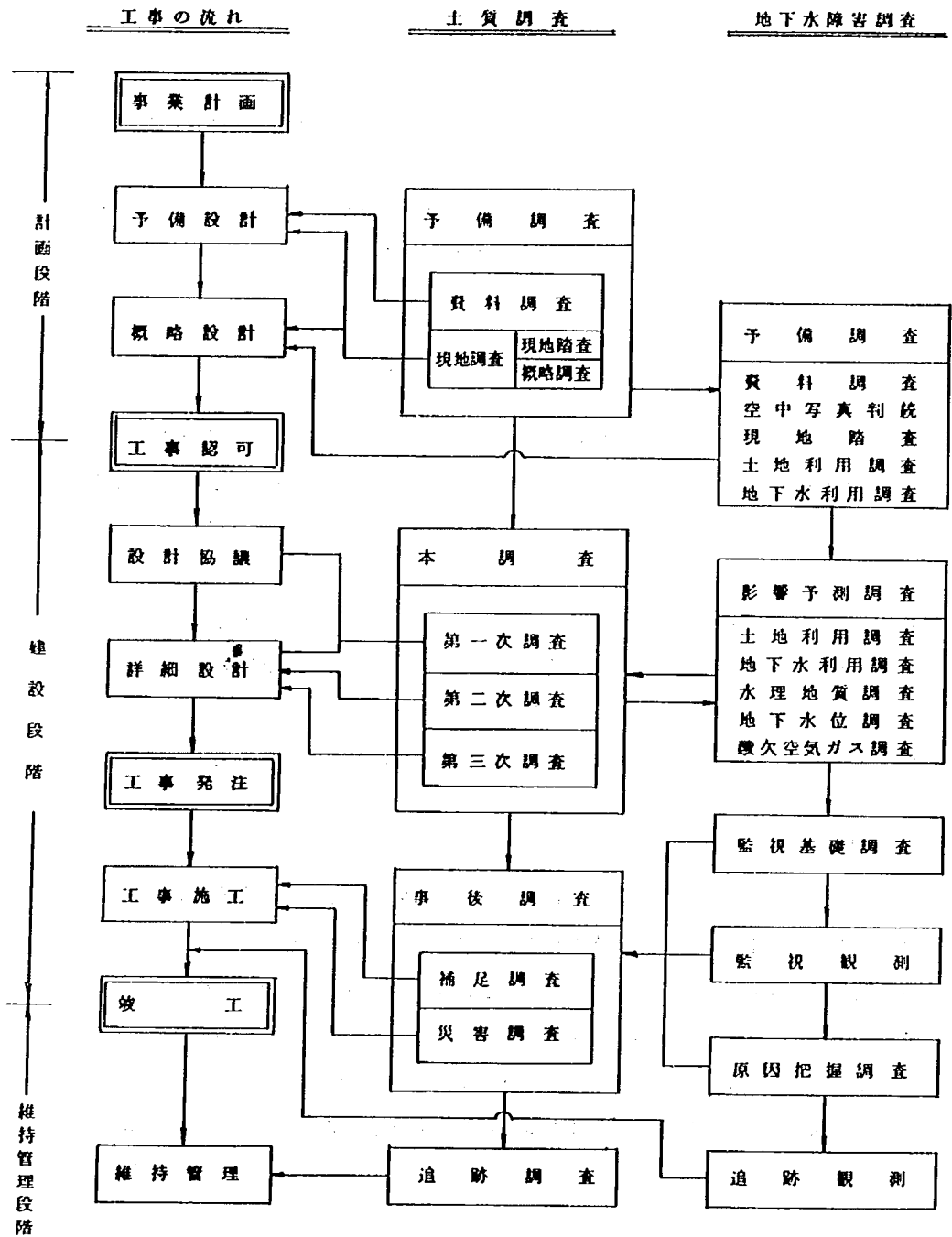


図-2 地下掘削工事における地下水障害予測調査の流れ図

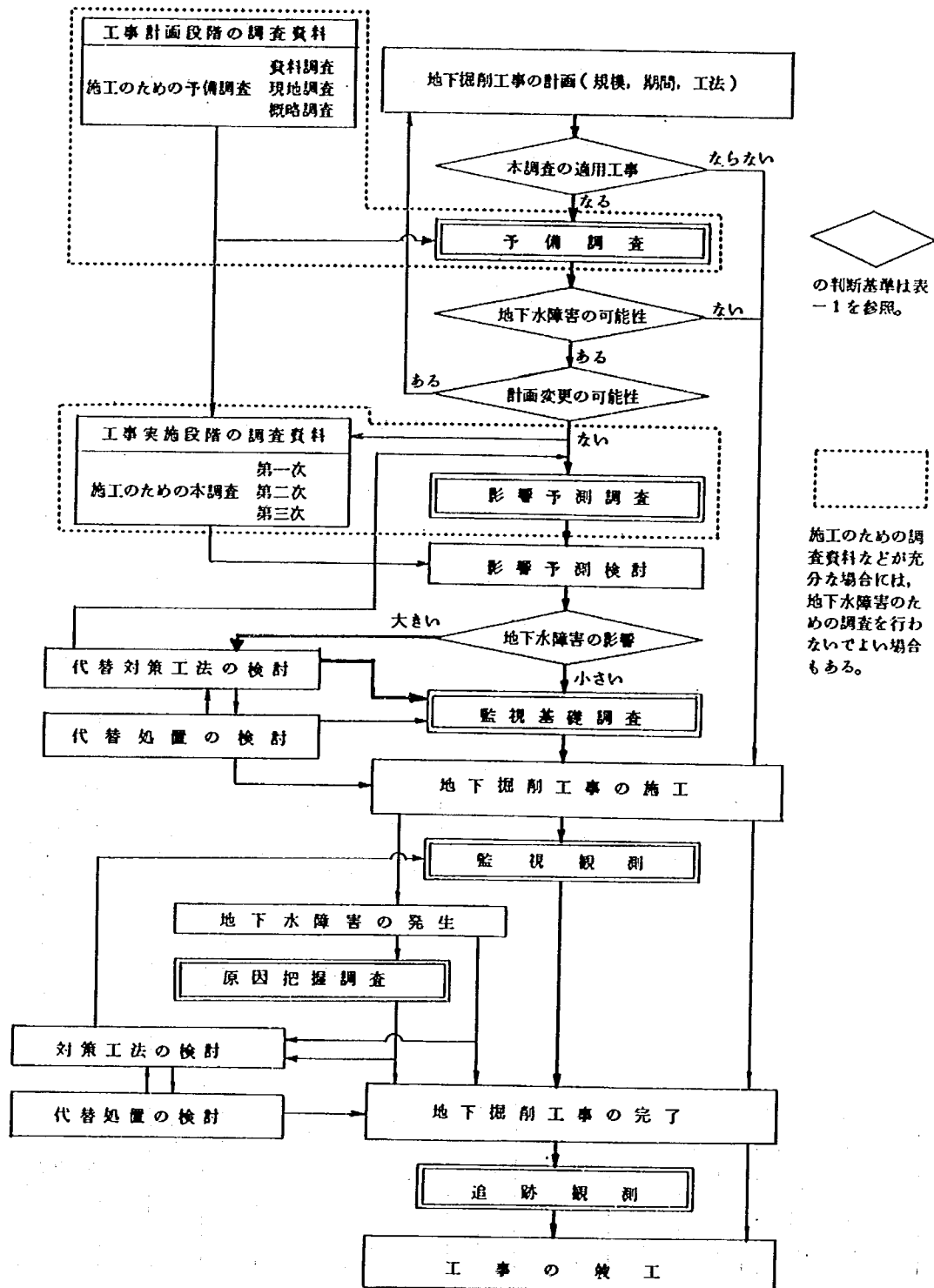


表-1 地下水障害実態調査を行った工事における事前調査の概要(1)

事業	工種	工事 区間 m	調 査 内 容						調 査 範 囲			調 査 数 量				備 考
			ボー リング	測 水	水 質	長 期 観 測	流 量	沈 下	家 屋	ボー リング (m)	測 水 (m)	長 期 観 測 (m)	ボー リング (ヶ所)	間 隔 (m)	ボー リング (ヶ所)	
道 路	岩盤トンネル	236	○							施工ヶ所のみ	-	-	2	120	-	沈下測定 135点 ウェル ポイント
"	アーストンネル	250	○	○				○		"	60	-	6	40	13	
"	高 架	470	○	○		○		○	○	"	100	70	10	50	8	
"	立 体 交 差	215	○	○						"	"	-	4	50	5	
"	地 下 道	100	○							"	-	-	3	30	-	事前調査 なし 上水施設 調査
"	立 体 交 差	250	○							"	-	-	8	30	-	
"	切 取 り	95								-	-	-	-	-	-	
"	"	28,900	○	○		○				施工ヶ所のみ	1,000	150	62	460	506	
"	"	150	○	○						"	300	-	不明	不明	15	鋼管矢板 事前調査 なし
"	"	200	○	○	○					"	不 明	-	3	70	45	
"	擁 壁	140								-	-	-	-	-	-	
"	暗 渠 改 良	1,400								-	-	-	-	-	-	
"	水 路 付 替	210								-	-	-	-	-	-	シミュレーシ ョン解析 長期観測 4年
河 川	トンネル	2,000	○	○	○					施工ヶ所のみ	200	-	9	220	64	
"	岩盤トンネル	1,920	○			○	○			"	-	100	21	90	-	
"	アーストンネル	400	○	○						"	200	-	11	40	22	
"	河 道 整 備	220								-	-	-	-	-	-	事前調査 なし
"	"	2,311								-	-	-	-	-	-	
"	"	4,000	○			○				1,500	-	1,500	36	110	-	
"	三 面 張 り	140	○	○	○					施工ヶ所のみ	100	-	2	70	19	
"	"	195	○	○	○	○				"	100	60	2	100	3	長期観測 15ヶ月 事前調査 なし
"	護 岸	300								-	-	-	-	-	-	
"	"	200	○							施工ヶ所のみ	-	-	2	100	-	
"	"	298	○	○						"	200	-	1	300	46	
"	"	190								-	-	-	-	-	-	事前調査 なし
"	"	98								-	-	-	-	-	-	
"	"	1,265		○						-	120	-	-	-	33	
"	堰 構 造 物	50×50	○	○						施工ヶ所のみ	不 明	-	2	-	2	
"	護岸と機場	300	○							"	-	-	5	60	-	事前調査 なし
"	土 取 場	250								-	-	-	-	-	-	
砂 防	河 道 整 備	109								-	-	-	-	-	-	
"	流 路 工	120								-	-	-	-	-	-	

地下水障害実態調査を行った工事における事前調査の概要(2)

事業	工種	工事 区間 m	調 査 内 容						調 査 範 囲			調 査 数 量				備 考
			ボー リ ン グ	測 水	水 質	長期 観測	流 量	沈 下	家 屋	ボー リ ン グ m	測 水 m	長期 観測 m	(ボー リ ン グ ヶ所)	間 隔 ボー リ ン グ m	(測 水 ヶ所)	
砂防	流路工	135								-	-	-	-	-	-	事前調査 なし 地表調査 電気検査
"	三面張り	121		○						-	10	-	-	-	2	
"	流路工	140	○	○						施工ヶ所 のみ	200	-	1	140	32	
ダム	河床とトンネル	9ha	○		○	○	○			"	-	50	不 明	不 明	-	
共同溝	開	削	283	○		○		○	○	40	-	100	14	70	-	水位観測 孔 10 水位観測 孔 12 水位観測 孔 6
"	"	"	266	○		○		○	○	30	-	110	14	130	-	
"	"	"	110	○		○		○	○	50	-	80	7	110	-	
"	"	"	541	○						施工ヶ所 のみ	-	-	7	80	-	
"	"	"	130	○						"	-	-	1	130	-	水質13ヶ所
"	"	"	112	○						"	-	-	2	60	-	
下水道	推	進	420	○	○					"	300	-	5	80	34	
"	"	"	430	○	○					"	100	-	1	430	不 明	
"	シールド	720	○		○			○		300	-	-	39	30	-	オーバーボー リング53本 周辺のボー リング17本 水質36ヶ所 水質 100ヶ所 ディーブウェル
"	"	1,643	○	○	○					施工ヶ所 のみ	1,000	-	16	100	840	
"	"	1,763	○	○	○					"	1,000	-	20	90	2,007	
"	"	861	○	○	○	○				"	300	70	4	210	54	
"	"	495	○							"	-	-	8	60	-	地下連続壁
"	開削とシールド	311	○	○	○	○				"	不 明	150	5	60	不 明	
"	立坑とシールド	324	○	○	○					"	200	-	4	80	43	
"	開削	1,400	○							"	-	-	3	470	-	
"	処理場	200 ×60	○							"	-	-	36	-	-	オープン掘削 地下連続壁 "
"	"	62×38	○							"	-	-	5	-	-	
"	"	105 ×50	○							"	-	-	14	-	-	
"	"	65×75	○		○					"	-	-	23	-	-	
"	"	65×65	○							"	-	-	5	-	-	調査は多い 地下水検査 電気検査他
上水道	浄水場	30ha	○							"	-	-	95	-	-	
地亡り	対策	集水井	○							"	-	-	6	-	-	
"	"	"	○		○					"	-	10	16	-	-	
土造成	切り取り	40ha	○							"	-	-	20	-	-	事前調査 なし
"	"	30ha								-	-	-	-	-	-	
建業根	切り	650m ³	○							施工ヶ所 のみ	-	-	3	-	-	
地下鉄	開削	884	○							"	600	-	8	110	136	

共－１０ 地下水調査のとりまとめ指針

（質 問）

仙台平野地区の地下水調査の一環として、昭和４９年度より地下水位調査（６ヶ所－１０井）を継続しており、調査開始後１０年を経過した。そこで、既往資料の整理解析を行い、今後の調査方針を樹立したいと考えており、解析とりまとめにあたり方針を教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回 答）

地下水は、従来よりその安定性、水質の清浄性、経済性のゆえに貴重な水資源として利用されてきており、現在わが国では、年間１４０億 m^3 が各種の用途に利用されている。しかし、地下水の過剰な揚水によって地下水位の低下や地盤沈下、及び地下水の塩水化等の地下水障害が発生している地域も多いことから、地下水の有限性が叫ばれるとともに、適正な利用のための管理計画が求められている。

元来、地下水は自然の水循環の中の一形態であり、地下水管理は水資源管理の一部として、地下水を国民共有の資産とする基本理念のもとに、地下水利用を秩序づけることにある。図－１は、地下水管理計画をまとめるプロセスの一案をフローチャートの形で示したものである。

科学技術庁資源調査会は、昭和４９年１０月に、資源調査会報告第６９号「地下水の保全・使用に関する調査報告」を公表し、この中で

- ①地下水の合理的使用にあたっては、地下水域毎に、国及び地方公共団体による総合的な管理を行うこと。
- ②地下水を管理するために、地下水の状態・変動・使用可能量・涵養等に関し、十分な科学的評価を行うこと。
- ③地下水の使用を規制する場合の代替水源については十分な配慮を行うこと。
- ④地下水に公水的性格を与える方向で、その保全・使用のための総合的な地下水法制を整備すること。

の４項目を指摘している。次いで昭和５８年７月には、資源調査所報告第９０号「地下水の保全・使用に関する第２次調査報告書」の中で、今後の施策として

- ①地下水管理技術の研究の促進
- ②地下水の保全・使用のための地下水涵養等技術の研究開発の促進
- ③災害時非常用地下水の取水設備の計画的整備及び管理の強化のための検討
- ④帯水層の熱的利用に関する研究の促進及び指導指針の作成
- ⑤地下水保全・使用のための管理体制及び組織の拡充強化

等の諸点をあげている。

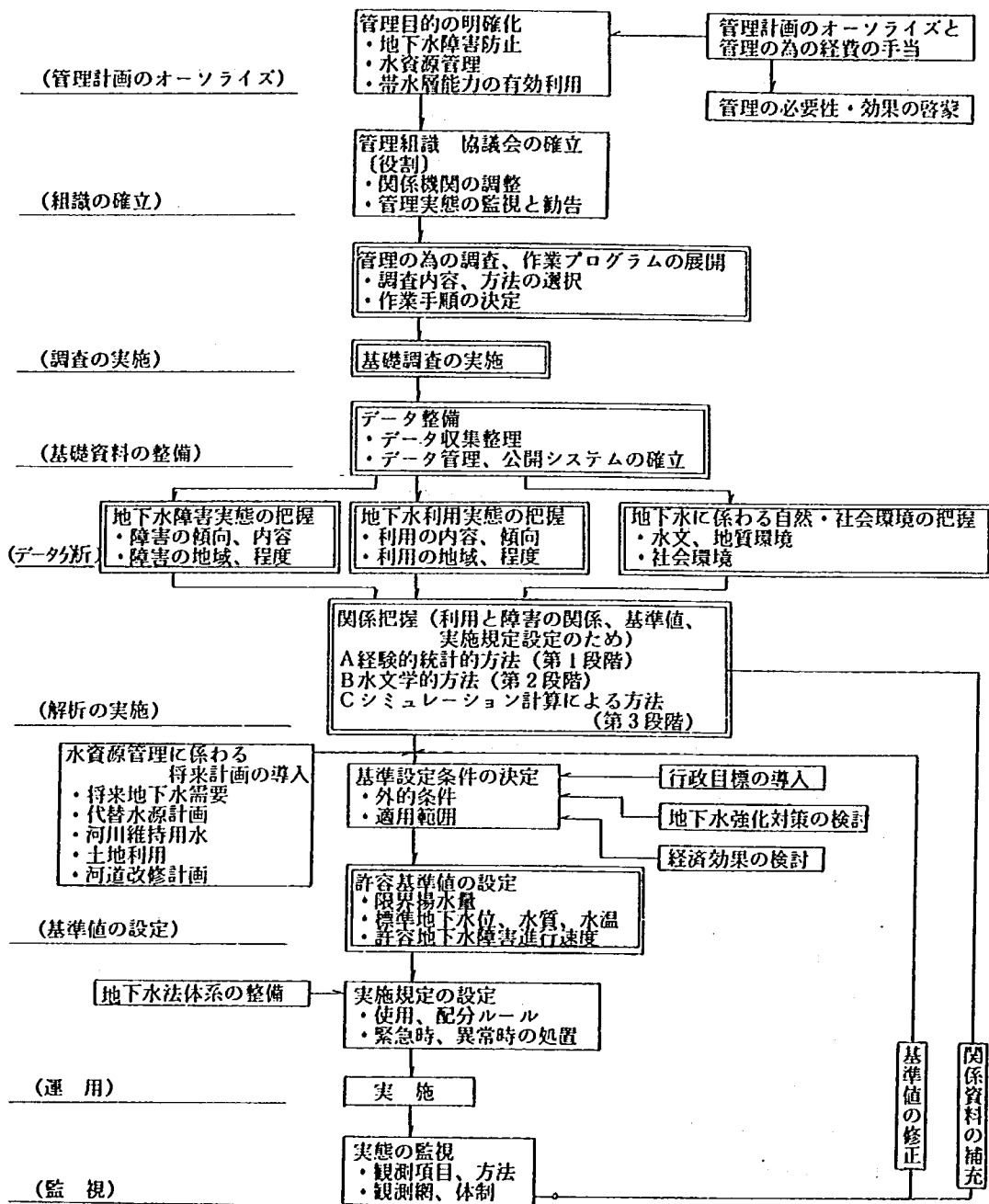


図-1 地下水管理のフローチャート

今後こうした答申に沿った調査研究や事業の推進が期待されるところであるが、地下水の保全・管理・利用にあたっては地表水との一体的な取り扱いが原則であるのは言うまでもない。

三本木氏は、著書「比較水法論集」²⁾の中で、西ドイツ、フランス、オランダにおける地下水管理について紹介しているが、それらを踏まえ、地下水管理の意義、手法等について論じていくくだりの中で、「地表水との総合管理」が必要であることを指摘している。

今後流域における水資源管理の一環として地下水を管理していくための総合的な計画（地下水管理計画）を各流域ごとに立案し、流域水需給計画の中に位置づけていくことが望まれるが、管理計画の中に盛り込まれるべき事項はおおむね図-2のとおりである。現在、管理計画をまとめるにあたって必要とされる技術的事項を管理計画策定指針（案）としてとりまとめるべく本省・土研での検討を進めているところであり、昭和59年度には地建・事務所に配布できる予定である。

1. 地域特性

次の観点から地域特性を述べ、管理の必要性を示す。

- (1) 地下水管理の目的と背景
- (2) 水文環境（地下水涵養状況、賦存、流動状況）
- (3) 水利用特性（水資源利用率、地下水依存度、水需要、代替手段の可能性）
- (4) 障害等の状況（障害の種類、動向）

2. 管理目標

障害防止、水資源の有効利用等の立場から目標とする姿を明示する。

- (1) 基準値の考え方
- (2) 基準値設定条件
- (3) 設定手順と解析手法
- (4) 基準値

3. 実施規定

目標値達成のための実施方策について具体的に示す。

- (1) 実施ルール
- (2) 組織体制と役割
- (3) 事業内容・効果
- (4) 罰則・権限

図2 地下水管理計画書の記載項目例

管理計画の策定にあたって、過去のデータの蓄積が不可欠であることは言うまでもなく、特に地下水については表流水とちがって実態が目に見えないだけに、水位の変化、水質の変化等のデータ

を常に監視していくことが必要である。図-3はある地点での毎年の地下水位変化を重ね合わせたものであり、季節的变化及び経年変化が一目でわかるように整理されている。又、図-4は、冬期

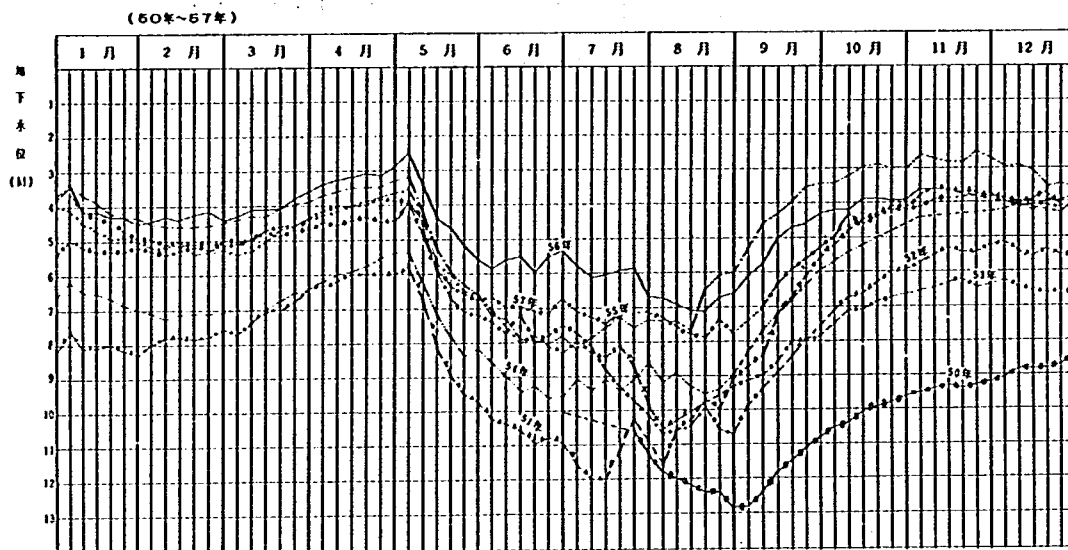


図3 地下水位の経年変化の例

と夏期の地下水位コンターを並べることにより季節的な地下水位分布のちがいを示した例である。モデル等を用いた解析も場合によっては有効な手段であるのは勿論だが、まずは整理されたデータによって地下水の現状及び経年的な動向を把握し、上記管理計画に盛り込めるような情報としてまとめるのが先決である。

参考文献

- 1) D.H.Howells 他；“Ground water Management in the Southeast”
J.of ASCE Vol 108 WR 3 Oct.1982
- 2) 三本木健治；「比較水法論集」 水利科学研究所 1983年7月
- 3) 蛭間・佐橋；“カリフォルニア州における地下水管理の実態” 地下水と井戸とポンプ
Vol 24 №4 1982年4月
- 4) 梅本・吉野；“米国アリゾナ州の地下水管理” 地下水と井戸とポンプ
寺川 Vol 25 №10 1983年10月
- 5) 吉野・寺川；“地下水人工涵養と地下貯水池構想” 月刊「水」 Vol 25 №2
1983年2月

6) 石崎・北川・佐合・寺川；『地下水涵養技術とその応用』 月刊建設 1981年7月

7) 建設省；『地下水涵養技術の開発』 1981年3月

8) 建設省土木研究所河川部水文研究室；土木技術資料 Vol 19 №9 「地下水利用特集」

1977年9月

9) 建設省土木研究所河川部水文研究室；土木技術資料 Vol 23 №10 「地下水特集」

1981年10月

(水文研究室)

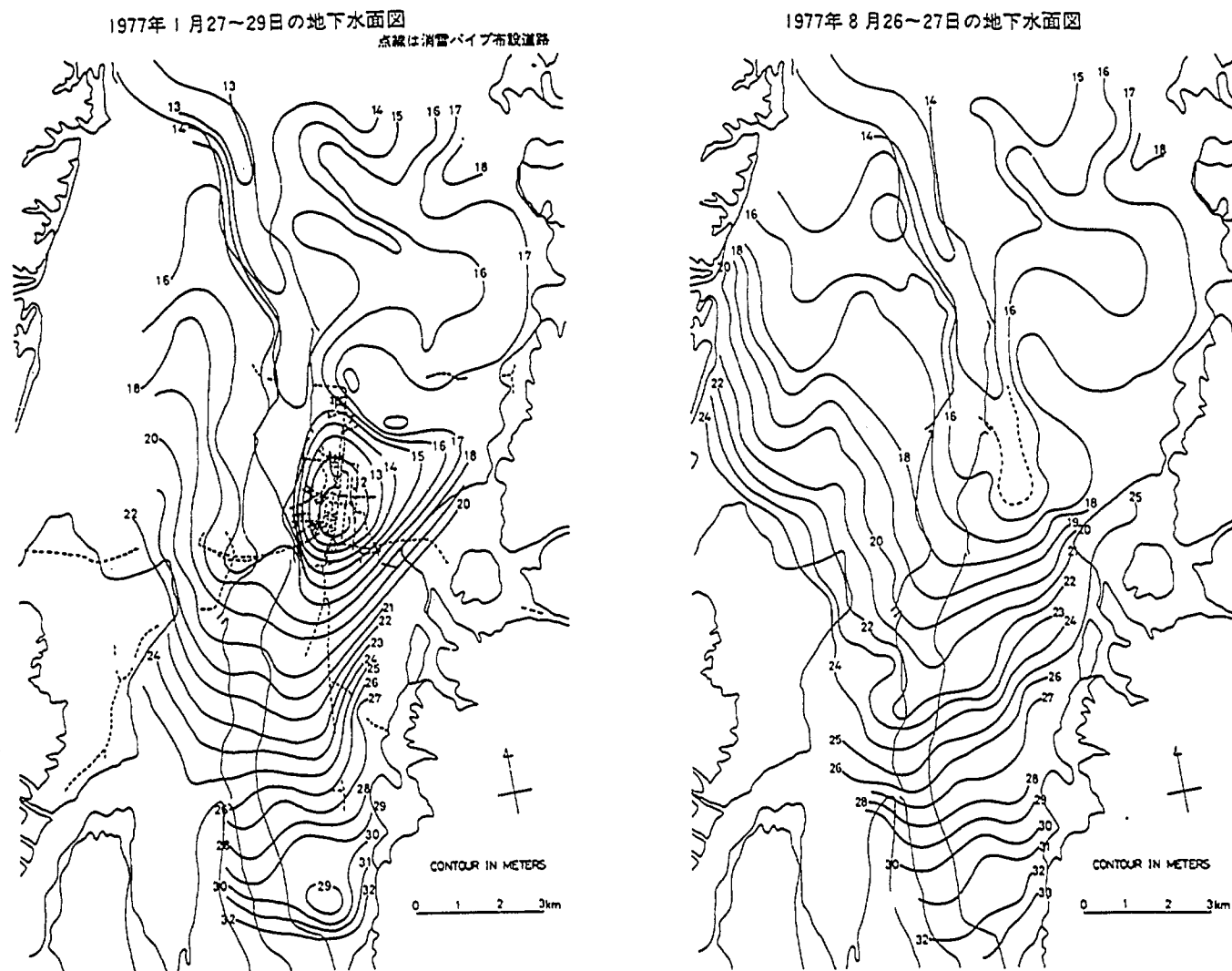


図4 冬期と夏期の地下水位分布のちがい

2. 河 川 部 門 (目 次)

河 - 1	流出解析の定数	3 7
河 - 2	計画降雨の時間分布	4 4
河 - 3	維持流量	4 5
河 - 4	洪水時における河口部砂州フラッシュの調査及び解析手法	5 5
河 - 5	塩水壱上解析	5 8
河 - 6	計画河床の設定	6 1
河 - 7	急流河川における護岸工法	6 3
河 - 8	河川堤防背後地盤からの湧水対策	6 7
河 - 9	試験導流堤の施工にあたって留意すべき点	6 9
河 - 10	築堤高の高い堤防の設計施工	7 1
河 - 11	非洪水期における洪水処理計画の決定手法及び融雪期ゲート操作の省力化	7 3
河 - 12	河川堤防等の耐震設計と復旧工法	7 5
河 - 13	河床低下に伴なう局所洗掘箇所の護岸の維持管理	8 3
河 - 14	老朽樋管の補修方式	8 5
河 - 15	海岸保全施設の嵩上げ補強時の耐震上の留意点	9 0
河 - 16	日本海中部地震による津波特性	9 2
河 - 17	堤体材料の室内試験結果の現場施工への反映	9 7
河 - 18	グラウト圧がコアに及ぼす影響	1 0 0
河 - 19	フィルダムのドレーンホールによる漏水観測計画	1 0 1
河 - 20	フィルダムにおける浸透性破壊に対する安全性の計算手法	1 0 1
河 - 21	フィルダムの底設監査部の設計	1 0 4
河 - 22	ダム堤体左右岸アバット部のグラウチングによる改良目標	1 0 6
河 - 23	ダム貯水池の富栄養化防止対策	1 0 7
河 - 24	ダム堆積物の酸化還元機構	1 1 4
河 - 25	表面排水路工の使用材料	1 1 5
河 - 26	地すべりの安全率の評価手法	1 1 6
河 - 27	森林開発に伴なう流出形態の変化	1 1 7
河 - 28	砂防ダムの落下水による振動	1 2 5
河 - 29	急傾斜地崩壊対策事業における最適な工法の採用	1 2 6

河一 1 流出解析の定数

(質 問)

東北地建内の洪水流出解析手法としては、貯留関数法が主であるが、解析にあたっては、利根川式（流域特性と定数は逆勾配）又は、経験式により一次推定を行い、実績値との検証を行っている状況であるが、実績値のない流域等もあるので、既往解析値に基づき、流域特性毎（山地流域、平地流域、開発流域（農地・宅地等）及び大・中・小流域、急勾配、緩勾配流域等）に係数を教示願いたい。

（仙台工事事務所）

(回 答)

流出解析におけるモデル定数は、基本的には実績値に基づいて決定されるべきものである。

ただし、実績値がないにもかかわらず、流出モデルを用いて解析を行なわなければならない場合に限り、これまで提案されている経験式、基準式等が有効な方策となり得る。

これまで提案されている貯留関数法における定数推定法には表一1のようなものがある。これらは、対象とする流域が特定の流域や山地流域等に限定されているため、必ずしも一般的であるとは言い難く、一次推定値を算出するために用いられることにとどまっている。

そこで、土木研究所では全国直轄河川におけるデータを用いて、モデル定数と流域特性との関連を検討した。¹⁾ その結果を表一2および図一1～3に示すが、ある程度の相関関係はみられたものの基準化までには至っていない。

また、全国流出試験地のデータを用いモデル定数と流域特性との関係をより詳細に検討している。

理論上、Kinematic Wave法と貯留関数法との関係から次式の関数関係がある。

$$K = f(N, i, A, L, P) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、K：貯留関数法における定数、N：等価粗度、i：斜面勾配、A：流域面積、L：河道長。

これにより、Kは、斜面勾配、流域面積、河道長との相関が高いものと推察されるため、この3つの指標を用いて表一3に示す重回帰分析を行なった。

その結果、K～(P, A)の相関が最も高く、さらに、Aに比べL、iの有意性が認められなかったこともあり、自然流域を対象としたK～(P, A)の相関式として次式

$$K = 2.1 P^{-1.3} A^{0.4P} \dots \dots \dots (2)$$

を得た。

この結果も、完全に基準化されたとは言いが、一応妥当な推定値となりうるであろう。

また、等価粗度(N)に関して提案されている標準値には表-4²⁾、表-5³⁾、表-6⁴⁾のよ

うなものがある。これらの値もかなりの幅をもっており、一応の基準を示すにとどまっている。

(参考文献)

- 1) 全国直轄河川洪水流況調査 昭和58年3月 土研資料1895号
- 2) 特性曲線法による山科川内水調査について 田岡, 日野 第19回建設省直轄技術研究会
- 3) 土地利用変化を評価する流出モデル 橋本, 長谷川 土木技術資料 Vol. 19-5(1977)
- 4) 洪水到達時間推定式について 角屋, 福島 第31回土木学会年講(1976)

(水文研究室)

表-1 貯留関数法定数 (K, P) に関する提案式

№	提 案 式	発表論文又は参考文献	式 形	対象とした河川流域	式 の 特 徴
1	山地の貯留関数	①土木技術資料4-6 「貯留関数法(N-1)木俊晃 ②「貯留関数法」建設 省土木研究所, 昭和 36年8月	$S_g = 40.9^{0.5}$ $K = 40.3$ $P = 0.5$	全国10数箇所の山地河川流域での水文資料にもとづいて推定した。左式は流域面積500 Km ² 以下の5河川に着目して、目視によって求めたものである。	山地河川流域に対して用いる。 定測洪水観測データのない場合に止むを得ず用いるケースもあるが普通は定数解析の際に第一次試算値を算出するために用いられる。
2	平地の貯留関数	「洪水流出に関する調査」昭和34年度河川事業調査費報告書 建設省土木研究所水文研究室 建設省土木研究所, 昭和40年8月	$S_g = 11.4 q_e / f$ $K = 11.4$ $P = 1.0$	最上川, 荒川, 吉野川各水系の平地支川(6川)の水文資料にもとづいて推定した。河川下流部の内水排除や市街地河川の改修に供すべく検討された。	内水流域に対して用いる。 適用の方法は山地の貯留関数と同様。
3	利根川式	第18回建設省技術研究発表昭和39年11月 建設省関東地方建設局河川部河川計画課	$K = 118.84(I^{-1})^{-0.3}$ $P = 0.175(I^{-1})^{0.235}$ I; 河床勾配	利根川流域の21の分割小流域において実測流をデータから推定されたK, Pの値と流域特性(河床勾配I)との関係からK, Pの推定式を求めた。	①分割N流域は山地流域であり, Iははゞ1/54~1/10, Aは81~1,260 Km ² である。
4	中部地建経験式	昭和43年度長良川洪水流出解析報告書 建設省木曾川上流工事事務所	$K = 5.75(I^{-0.5} \cdot F^{0.5}) + 11.3$ $P = f(I^{-1}) \dots$ グラフあり $F = A / L^2 \cdot I$; 流域勾配 F= 流域形状係数 A= 流域面積 (Km ²) L= 流路長 (Km)	長良川流域の数箇の分割小流域において実測流量データから推定されたK, Pの値と流域特性との関係から推定式を求めた。	①本式を庄内川流域へ適用したところ適合度が極めて高かったことから庄内川式とも呼ばれている。

No.	提 案 式	発表論文又は参考文献	式 形	対象とした河川流域	式 の 特 徴
5	(木曾川式)	不 明	$K=8.0(I^{-1})^{0.3}$ $P=0.5$ I ; 流域勾配	不 明	木曾川流域で定数の一次試算値を算出する場合に用いられる。
6	角屋らの 提案式(1)	第17回自然災害科学 総合シンポジウム 1980.10. P.197~200 "自然山地流域の最適 出水モデル定数"	$K=2.27A^{0.22}$ $P=0.65$	滋賀県東部に位置する愛知川 上流域 ($A=1.08 \text{ km}^2$) におけ る洪水に対する解析結果から $K=f \cdot r \frac{CA^{0.22}}{1+p}$ の理論式に $f=0.75$, $r=1.0$, $C=5$, $P=0.65$ を適用で求めた式	
7	角屋らの 提案式(2)	第33回土木学会年次 決議演会概要集(昭和 53年9月) P. 5.6 "市街地流出モデルの 適用比較"	$K \div \alpha CA^{0.22} / (1+P)$ $P=0.65$	京都市北西部の天神川の市街 地域を対象として検証を行な っているが、貯留関数と表面 流モデル (Manning 式 or chezy 式) とから算出した 式である。	
8	北海道諸河川に ついての提案式	第33回土木学会年次 講演会 概要集(昭和53年9月) 北海道における小流域 河川の流出機構につい て	$S\ell = 14.5q\ell^{0.84}$ ($A=0 \sim 20 \text{ km}^2$) $S\ell = 14.5q\ell^{0.62}$ ($A=20 \sim 50 \text{ km}^2$)	北海道内河川の流域面積 100 km^2 以下の小河川における水 受資料にもとづいて算出した。	
9	角屋らの 提案式(3)	第37回土木学会年次 講演会(昭和57年 10月) "貯留関数法 の総合化"	$K=5.5A^{0.14}$ $P=0.6$	山地河川流域を対象として流 域面積 $0.25 \sim 1425 \text{ km}^2$ の 9 河 川の実測データより $P=0.6$ と して最適 K と流域面積との関 係を求めた。	

表-2 モデル定数と流域特性との関係

1) 全資料を用いる

$$K = 14.81 p^{-0.955} \quad (r = -0.563) \quad (\text{図-1})$$

$$K = 10.8 p^{-0.982} A^{0.067} \quad (r = -0.585)$$

2) 全資料中, $T_\ell = 0$ のみを用いる

$$K = 14.81 p^{-1.37} \quad (r = -0.627) \quad (\text{図-2})$$

$$K = 4.22 p^{-1.413} A^{0.150} \quad (r = 0.695)$$

3) 水系平均値を用いる

$$K = 11.98 p^{-1.211} \quad (r = 0.667) \quad (\text{図-3})$$

$$K = 7.8 p^{-1.22} A^{0.090} \quad (r = 0.68)$$

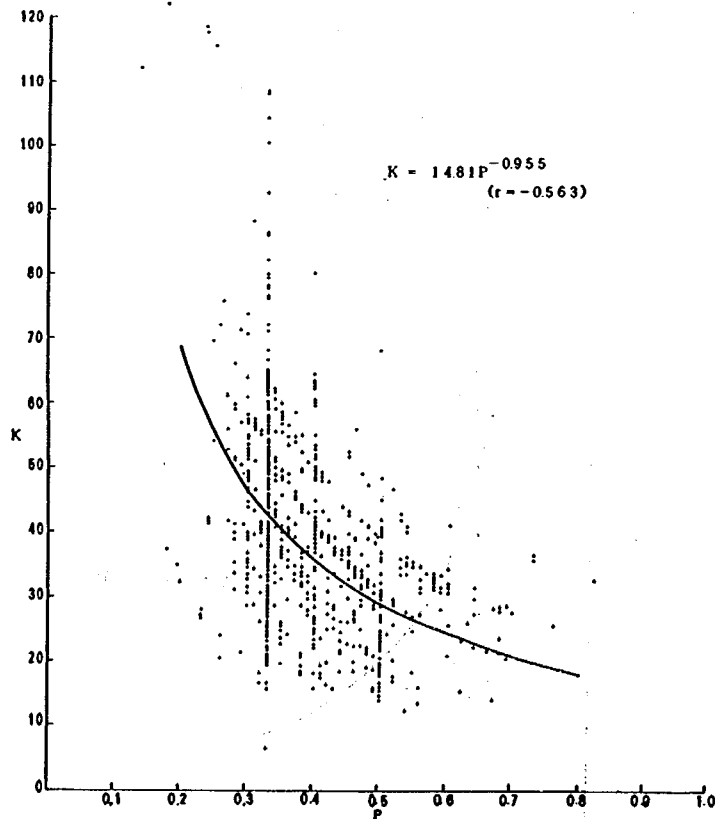


図-1 全国データ $K \sim P$ 関係図

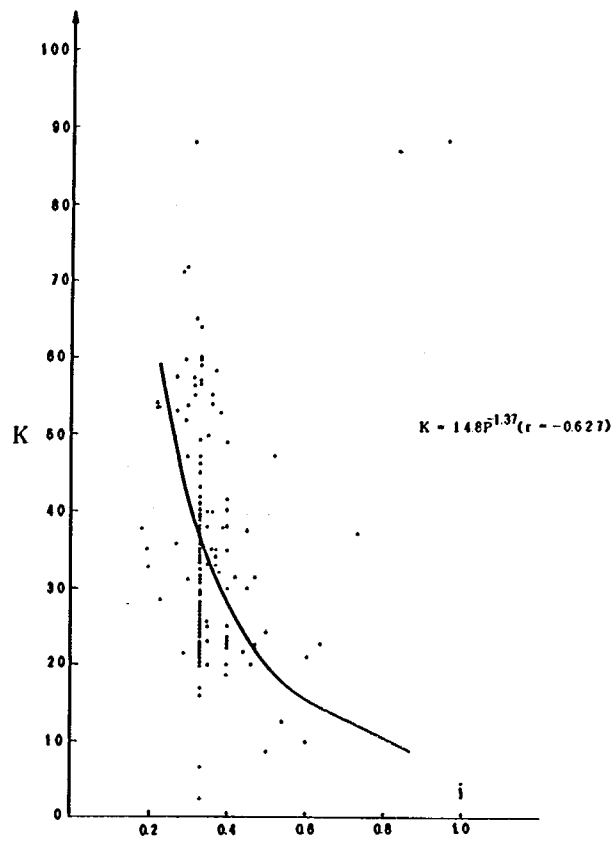


図-2 全国データ ($T_l=0$ のみ) $K \sim P$ 関係図

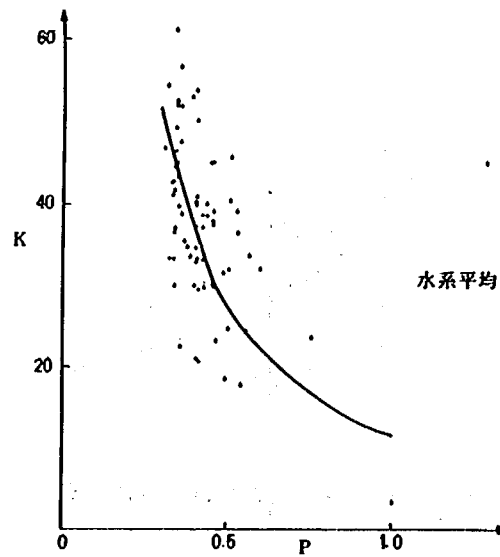


図-3 全国水系平均 $K \sim P$ 関係図

表 - 3 検討ケース

1. $K = aP^b A^c L^d I^e$
2. $K = aP^b (A^c L^d I^e)^P$
3. $K = \frac{a}{P+1} A^b L^c I^d$
4. $K = \frac{a}{P+1} (A^b L^c I^d)^P$
5. $K = \frac{a}{(P+1)^b} A^c L^d I^e$
6. $K = \frac{a}{(P+1)^b} (A^c L^d I^e)^P$

但し, a, b, c, d, eは定数

表-4 流域特性と等価粗度

流域の状況	等価粗度 $N(m^{-1/3})$
階段状に宅地造成を行った丘陵地帯	0.05
流域の一部 (15%) に宅地造成が行われた丘陵地帯	0.1~0.2
階段状田畑主体流域	0.2~0.4
上流山地、中下流に市街地を含む階段状田畑主体流域	0.3~0.5
林相のかなりよい山地流域	0.4~0.8
上流丘陵地 50%, 中流市街地 20%, 下流低平水田 30% の流域	0.6~1.1
排水改良が行われていない水田地帯	1~3

表-5 土地利用形態と等価粗度Nの標準値

土地利用形態	等価粗度Nの標準値
水田	2
山林	0.7
丘陵、放牧地、公園、ゴルフ場、畑地	0.3
市街地	0.03
市街化度による細分類	
区画割、道路整備ができるが、相当裸地面積が残る。排水路整備済。(1)	0.1
道路舗装がかなり進む。下水路整備不十分。(2)	0.05
舗装されるべき面積の50%以上が舗装され、下水路整備もほぼ十分。(3)	0.01
舗装されるべき面積の舗装。下水路整備完了。(4)	0.005

表-6 Nの値

地目	$N(sec/m^{1/3})$
山林地	0.6 ~ 1.2
放牧地、ゴルフ場、畑地	0.3 ~ 0.5
舗装率の高い市街地	0.01~0.05
水田地帯	2 ~ 3

河一 2 計画降雨の時間分布

(質 問)

現在、名取川 ($A=939\text{km}^2$) は治水安全度の向上を図るべく改定作業を進めているが、その中で計画対象洪水5洪水中4洪水は、時間雨量資料が2観測所(流域外)しかなく、各流域に代表させた場合、流域によっては過大な時間雨量となっている。従ってこのような場合に各小流域の時間分布作成手法について具体的事例並びに方針があれば教示願いたい。

また、計画対象洪水の選定にあたっては、地域分布、時間分布、引伸し率(河川砂防技術基準では2.0以下)等を考慮するものとされているが、対象洪水の選定についても具体的方法があれば併せて教示願いたい。

(仙台工事事務所)

(回 答)

計画対象洪水は一般に実績降雨量及び実績ピーク流量の大きな洪水が選定される。この場合、降雨量やピーク流量についてある一定値以上の洪水を20～40洪水と多めに選び、降雨の継続時間や地域分布等の条件を考慮して、間引方式により計画対象洪水として妥当な洪水を順次減少させて計画対象洪水を決定する。(詳細は他流域の選定方式を検討し、参照されたい。)

しかし、決定した計画対象洪水において、流域内に時間降雨データがなく、日降雨データのみあるいは全く降雨データが存在しない場合には、流域外の観測所から流域内の降雨時間分布を推定する必要がある。

水文学的に見て、最も一般的に降雨時間分布を推定する方式は、当該降雨について時間降雨量が既知である近傍観測所の降雨パターンを採用するものである。既知な観測所が2地点以上ある場合には、日雨量について当該流域と各観測所の相関を調査し、相関が有意であると認められる時には、既知の観測所の降雨パターンを平均し当該流域の時間分布を推定するものである。

しかし、真の降雨時間分布は観測して初めて知り得るものであり、時間分布を適確に推定することは非常に困難である。この方法において観測所の代表性あるいは相関性が極度に悪いことが確認されれば、このような洪水は除外して計画対象洪水を決定することとなる。

求めた当該流域の各観測所の時間降雨量を引伸し率に従い拡大する場合、質問にあるように、時として確率的に過大な時間降雨が出現することがある。しかし、一般にはこれを修正せず、流出計算を行なった結果において流量確率的に異常流量であることを確認した上で、この洪水を計画対象洪水から除外することを検討する方法が現在採用されている。

流量検討を行なう場合、一般には「実績降雨の引伸し方式」が用いられるが、この他の方式として「確率流量群方式」、「降雨シミュレーション方式」がある。参考にこれらの方式について、概略説明を付記しておく。

実績降雨の引伸し方式

高水流量の検討にあたっては、まず降雨の量およびその地域分布、時間分布を設定する必要があるが、ここでは、近年全国の諸河川において実用されている方法、すなわち、各基準点毎に既往の主要実績数洪水を選定し、これらの洪水の降雨の地域分布および時間分布が流域の降雨群を代表していると思なして、これらを計画雨量まで引伸し、その流出計算ピーク流量をもって、高水流量の検討をしようとするものである。

引伸しの方法は、「一度生起した降雨の地域分布および時間分布は、降雨量が増えても変らない」という仮定に基づき、選定した数洪水の降雨を「確率雨量の検討」の結果より各基準点における洪水のピーク流量が2日雨量と最も相関が強いので、その超過確率値を計画2日雨量とし（計画2日雨量/実績2日雨量）の比で一律に計画2日雨量まで比例的に引伸すものである。

確率流量群方式

降雨量を流出量に変換する場合、降雨量が同一であったとしても、ピーク流量は降雨の地域分布および時間分布によって相当広範囲に変化する。

そこでこの方法は降雨量については種々の規模の総雨量を設定し、降雨の地域分布および時間分布については、幾多の既往洪水の実績を尊重して、これを比例引伸し・縮小して多数の流域降雨群となし、これを流出計算して、それぞれのピーク流量の頻度分布を求め、総雨量の生起確率を重みとし、そのピーク流量の超過確率の期待値を検討する方式である。

降雨シミュレーション方式

洪水流出の「シミュレーション」は、既往の流量資料が少ない場合に、現況の流域や河道に見合う洪水群を再現するために、洪水の原因である降雨の特性（総雨量、降雨の時間分布、地域分布など）に着目して、既往の各特性の生起分布に基づいて乱数により人為的に多数の流域内降雨を発生させ、これを流出計算して多数の人工的な洪水群となす方法であって、統計学的には「モンテカルロ法」と呼ばれる手法の一種である。

（水文研究室）

河－3 維持流量

（質 問）

名取川の正常流量は水利権量で決定される。この水利権量（許可）は河川流況と比較すると平水流量以上に相当している。又、これにより不特定補給計算を行うと、新規ダムによっても開発水量は期待出来ず、不特定専用施設にならざるを得ない状況にあるが、しかし、都市河川にふさわしい

維持すべき流量を設定していくことが必要である。そこで、景観・漁業・流水の清潔の保持等から維持流量を決定するための手法があれば教示願いたい。

なお、当流域の水利権量（許可）は主に農業用水であるが、都市圏の拡大により都市用水が増大している。一方、都市化の進展に伴い農地が減少（虫食い状―他方では、減水深増の灌排事業も行われている）の傾向にあるが、水資源開発施設として考えられる農業用水合理化の検討手法及び農業用水転用の考え方について教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（ 回 答 ）

河川の維持流量とは、舟運、漁業、景観、塩害の防止、河口閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水位の維持、動植物の保存、流水の清潔の保持等を総合的に考慮し、渇水時において維持すべきであるとして定められた流量、とされている。質問の主旨は上記9項のうち、とくに漁業（名取川の場合アユ）と景観についての、具体的検討手法ということである。

1. 漁業（アユ）と維持流量

（1）アユ漁獲量と低水時河川流量との関係

漁獲統計は信頼性に問題があるとされているが、河川中流域ではアユの生産が他のどの魚種よりも大きいので、統計の裏付け調査が必要である。

宮地らの研究によると、アユの生息数は比較的精度よく求められるという。すなわち、なわばりアユと淵アユとの合計数は

$$\text{川幅（低水時）} \times \text{河川延長} \quad (1)$$

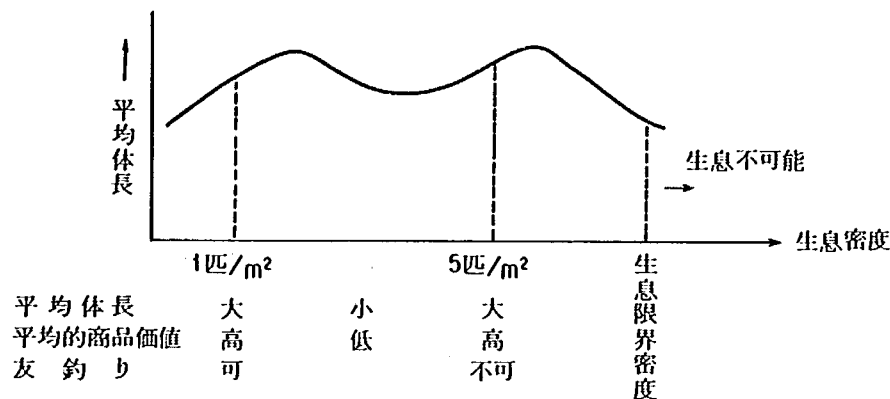
に比例するとされている。ここで水面積が生息数の主パラメータとなる理由は、アユの生息数が、流れ空間（河積…流れの体積）よりも、なわばりアユのなわばり面積によって規定されるという実証的裏付けがあつてのことである。低水時流量は、他の要因とともに川幅を規定するから、陰のパラメータとなっているのである。したがって、もし漁獲量が生息数と比例関係にあるとすれば、漁獲量が、河川の低水流量と比例的関係にあるという漁獲量統計が出てくる可能性がある。

一方、生息数が高密度になると、群れアユとなってなわばりを捨てるとされ、この場合の生息密度はなわばりアユの数倍になる。

なわばりアユと群れアユの生息密度（単位河床面積当り）と平均体長、商品価値、などとの関係はおおむね下図のようである。

群れアユの生息数も前記(1)式で表現できることになるが、この場合水面積は餌となる珪藻量から決まる生息限界密度に意義づけられる。同じ河川で同じ珪藻量であれば、群れアユの魚獲

量はなわばりアユの数倍に達する可能性がある。



以上は毎年の産産量、あるいは瀬や淵の出来具合がまったく同じと仮定した場合であるが、出水状況により低水流量の大きさ、瀬や淵の出来具合や産産量が違って来るものと考えられるので、なわばりアユ、ならびに群れアユの夫々に対する(1)式の比例係数は変化することが当然考えられる。

一方、漁協収入には、漁獲高による収入の他に、入漁料収入がきわめて大きい場合がある。入漁料収入は入漁者の多少に関係するから、たとえばなわばりアユの形態をくずして群れアユの形態とすると、漁獲量は急増するものの、入漁料収入が減少する場合があるので注意を有する。

上述のことは、人工放流河川と自然ソ河河川とは状況が異なる。すなわち、人工放流河川ならば放流数の加減によって、なわばりアユ、群れアユのいずれかを形成させることが可能だということである。また自然ソ河河川でも、年によってアユのソ河数や生息数が5～6倍違うこともあり得るので、既存の漁獲統計をこうした点から見直すことが必要であろう。

その他、①河口での流量が仔アユのソ河数に関係(呼びれ効果)する、②ソ河期(3～6月)、降海期(9～11月)の河川流量が、夫々ソ河数、降海数に関係する、③生長期の流量頻度が漁獲高に直接関係する、④河道横断構造物の新設などによるソ河数、降海数への影響、⑤産卵場での流量・水位との関係、⑥水位(とくに低温水のダム放流)、⑦河川水の汚濁、および⑧河川工事など多くの影響を受けるので、これらを多角的に検討する漁獲統計等の裏付け調査が必要となろう。

(2) 目標とするアユの魚獲量の設定

魚獲量の裏付け調査をもとに、魚獲高の目標を設定することが次に必要になろう。この目標は年平均魚獲量、平均魚獲量、年平均入漁料収入、および偏差などで表現されることとなる。しかし自然保護問題や環境問題がからんだ際には、こうした目標では納得いただけない場合がでてこようが、この場合においても前記の魚獲量裏付け調査は大きな強みになることは間違いない。

なお、支障のない範囲内においては、正常流量をカウントした魚獲量計算も検討しておく。

(3) 魚獲目標をもとにした維持流量の推定

魚獲量の目標が設定できる場合には、上の魚獲量裏付け調査をもとに、維持流量の大きさ、時期（期間）が推定できることになる。しかし、こうして求められる維持流量や、正常流量とも重複の関係にあることに注意すべきである。

(4) その他

① 河川内の生息環境の改善

人工的な淵、川幅の獲得などによって、少ない維持流量をより大きく生かす工夫ができるかどうかを検討する。魚果護岸の採用によってアユ魚獲量が増加できた事例がある。

② 正常流量のカウント

正常流量をカウントした場合について、技術的・行政的な検討を実施する。

③ 高密度人工放流方式の採用

入漁料（友釣り）収入は減少するかもしれないが、魚獲量を確保できる方法なので、営業方針の若干の転換によって漁協全体の収支を改善できる場合がある。

④ 汚濁対策

汚濁の進展が魚獲量を制限する可能性もあるので、汚濁対策を実施することも検討する。

(5) 結 論

人為的作用はむしろのこと、自然生態系の影響を受けやすいアユの問題を、上のような検討のみで一気に解決できるとは思わないが、維持流量を定量化するに際しては通過せねばならない基礎的検討事項があがっているものと考えられる。このような裏付け調査に際しては、漁業関係者ととともに当該河川のアユの生態に詳しい専門家の協力を得ることが望ましい。

2. 河川景観と維持流量

河川砂防技術基準(案)によれば、維持流量は、景観を視覚的に満足する程度の流量と水質を要求することとなっている。しかし、その「程度」に絶対的な一般基準を設けることは極めて困難と思われ、ケースバイケースの検討にならざるを得ないのが本当のところであろう。そこで、個別検討を実施するための手順について、検討するものとする。

(1) 水と河川景観の分類

① 水と河川景観の分類

河川景観に対する水の働きを大別すると

(イ) 水の動態が主になっている場合

瀬や淵、せせらぎ、急流、滝、落差工の水流、などの水の動態が主役である。水理量では流量、流速が要で、場合によっては水深、水位が関係してくる。

(ロ) 水の静態が主になっているもの

水面の広がり、静止状況など、水の静態が景観の主役である。水面のつくる水平線は安定感をあたえる視覚のポイントでもある。水理量では水位、水深が大きく関係し、流量の効果は比較的小さい。

(ハ) 静態・動態のコントラストが主になっている場合

たとえば落差工上流部の静と落差工を落ちる水の動とが相和して景観をつくっている場合である。

(ニ) 水の色

清浄な河川水、深みのつくる水の色、あるいは白い泡のつくる水の色が単独であるいは組み合わせ、景観を構成する場合である。

(ホ) 水面利用

観光船、ポート、あるいは水産業、(漁船、古来からの漁法、ヤナなど)が作り出す景観である。

(ヘ) その他

水の持つしっとりとした感覚、モヤ、カスミ、霧などが作り出す景観。

② 河川要素と河川景観(河川流量の関わるもの)の分類

(イ) 縦断的形状

河道とう配(緩、急)、落差、直線性、曲線性

(ロ) 横断的形状

横断面形状、堤内地との比高、相対的距離感、広がり、川原の存在、岩の露出。

(ハ) 水理量特性

流量(還元水量、地下水量)、水位、水深、流速。

- (三) 河床材料特性
- (四) 水質特性
- (イ) 高水敷（整備、自然状態）
- (ロ) 水際の特徴
- (ヲ) 河川構造物・工作物の特性
- ③ 沿川地形・地物の分類
 - (イ) 沿川地形、遠景
 - (ロ) 沿川地物、橋梁都市、都市施設
- ④ 景観の季節的時間帯分類

(2) 河川景観（管理）対象区域の選定

河川景観を保全し、向上する対象拠点を選定し、上記(1)の各分類作業を実施する。拠点以外についても縦断的に目を通しておくことは肝要である。

(3) 維持流量定量化作業

河川の水量は自然に左右されてきたものであり、その中には異常時もあったはずであるから、一般に河川景観はこうした水量変動に相当大きな flexibility を本来持っているものと考えられる。その flexibility は、異常な水量変動（とくに低下）に対しても、短期間であれば耐えられる（一時河川景観を喪失しても、その後回復）性質のものと考えられる。このような意味で維持流量が既往最小流量で良いとするのは、うなづけることである。しかし水位変動に人工の手が大きく加わり、また河川景観を演出する河川要素が時代とともに人工的なものに変化してゆくほど、水量の変動や減少に弱い性質を露呈してくるのも真実であろう。

そこで、(2)で選定された対象区域について、(1)の分類を実施し、各分類項目ごとに、流量や水質の許容範囲（景観が flexibility をもって対応できる流量や水質等の範囲）ならびにその範囲を超えた時点で生ずる景観被害の量と質を定量化する。維持流量の定量化に必要な項目は、

流量：望ましい流量，時間（季節）的・空間的 flexibility ならびにそれを加味した下限流量

水位：保持すべき水位，下限水位，時間的・空間的な flexibility ならびにそれを加味した水位，流量の代替に水位でカバーできるかどうか，などの検討

水質：望ましい水質，環境基準値

である。植生の関係する場合の景観被害には、一時的に喪失すると永久的に失うもの、あるいは翌年まで失うものなど種々の場合が考えられるので、とくに(1)に基づく分類作業の際に、専

門家の協力を得ることが不可欠であろう。

以上、維持流量定量化のための一般的検討過程を述べたが、維持流量の捻出、ならびに新規開発の難しい河川では、農水の合理化などを進めるとともに、さらに次のような手段も積極的に考慮に入れてゆく必要がある。すなわち

(4) 補償的手法

① 流量の代わりに水位で対処する方法はないか（水量を多く見せる演出方法）

② 下水処理水の利用

など流量減による河川景観の落ちこみを補償できるあらゆる方法を検討する。

(5) 創造的手法

都市などにおいては、新たな河川景観を創造する計画を進めることも忘れてはならないことだろう。

（都市河川研究室）

農業用水の調査方法については、農業用水（主に慣行）の合理化を目的として現在河川局において慣行水利権等実態調査（昭和44年より）、水利用合理化計画企画（昭和47年より）、水利用合理化指導調整（昭和48年より）等が実施されておりこれらを参考とすることができる。

また水利権の処分においては更新等の手段が必要とされるが、これらの機械を通じて極正な水管理を実施するよう努力する必要がある。

農業用水の合理化に関しては、現状の水利用の評価が重要なポイントとなるが、流域ごとに水利用形態、流域条件、変化の状況等が異なるため調査マニュアル的なものは現在ないといえる。従って、各河川において、取水実態、かんがい面積、減水深、ロス、還元率等を調査し、河川管理者及び利水者双方において納得の得られる評価を行う必要がある。この際注意を要することは、農業用水の純用水量は現定期別取水、総量規制のもとに一般的に

純用水量＝減水深×面積－有効雨量

で算出するが、この時農業サイドで連続干天日数等を考えるため、場合によっては河川の基準年と異なる場合がある。このような場合は河川の基準年で評価すべきである。また、諸量の標準的例として参考－1に農林水産省構造改善局資料の抜粋を示す。必要水量の算定にあたっては、現在土地改良事業におけるかんがい計画の策定手法が参考－2に示すフローで行われているのでこれを参考にすることも可能である。

転用等を計画する場合は、水利用形態に変化が生じるため、下流の流域に変化をきたすことが考えられ、水系として水収支（河川還元量等）の検討が必要となるが、特に下流の維持用水、

既得水利等との関係について十分注意を払う必要がある。

(水資源開発研究室)

参 考 I (出典 土地改良事業計画設計基準計画編ほ場整備(水田)農林水産省構造
改善局 S 52.1)

用 水 計 画

計 画 用 水 量

計画用水量は、安定した水源確保の見通しのもとに、次の諸点を考慮して決める。

なお、用水計画の細目的事項については、構造改善局長の定めるところによる。

- (1) 将来の作付体系及び栽培体系に対応したかんがい期間中の総用水量及び時期別用水量
- (2) 代かき期と他の耕種管理時期を比較検討して決めたピーク用水量

〔解説〕 水稻の生育段階、気象条件、各種の管理作業に対応し、各年水田で適正な水管理を行うためには十分な用水量が確保されていることが前提条件でありその上に立ってはじめて後述の用排水施設の形態が問題となる。

- (1) 水管理のやり方 水田のかんがい期間中における水管理としては、田面のたん水コントロールと浸透量のコントロールの両者を考慮しなければならない。

水稻の生育段階に応じた用水の必要度はほぼ表-3.8.(1)のとおりである。

表-3.8.(1) 用水の必要度(水稻)

生 育 過 程	用水の必要性	生 育 過 程	用水の必要性
1. 活 着 期	最 必 要	6. 穂 ば ら み 期	最 必 要
2. 1 次 分 け つ 期	必 要	7. 出 穂 開 花 期	必 要
3. 2 次 分 け つ 期	必 要	8. 糊 熟 期	必要又は必要少
4. 最 高 分 け つ 期	必 要 極 少	9. 黄 熟 期	必 要 少
5. 幼 穂 形 成 期	最 必 要	10. 完 熟 期	必 要 極 少

注) 河原野太郎：稲水栽培，農士研 Vol. 23, No. 8 (1961)

よって、たん水のコントロールは上記用水の必要度を考慮し、西南暖地では特に高温障害と秋落ち防止に重点をおき、寒冷地では生育促進と冷害防止に重点を置いて水管理を行うことが重要である。

- (2) 適正用水量 近年の研究により、水稻生育収量に及ぼす透水効果、すなわち適正浸透量については次のようなことが明らかになっている。

① 適正浸透量は 15~25 mm/day、減水深にして 20~30 mm/day 前後で、10 mm/day 以下 50 mm/day 以上の水田では、多収穫 (600 kg/10 a 以上) が望ましい。

- ② 生育時期別では最高分けつ期以前は透水効果がむしろマイナスに働き、後期でその効果が大きい。減水深 20~30 mm/day の水田は上記の水稻生育に適正であるばかりでなく、田面排水や地下排水の点からみても望ましい水田といえる。よって今後の適正用水量としては 20~30 mm/day を標準とし、生育段階や気象条件に対応して浸透量をもコントロールできるような用排水土層条件を整備する必要がある。

- (3) 計画用水量 ほ場整備や機械化による栽培あるいは田畑輪換などに伴って用水量には各種の変化が起こる。基本的には上記の適正用水量に近づける方向で計画用水量を決めるべきであるが、現実的に

はこれら各種変化を正しく推定し、総合判断して計画用水量を決めなければならない。

具体的には次のような諸点を留意検討して決定する必要がある。

- ① 対象地区の土壌透水性（土性、構造、成層状態などより判定）とかんがい期の水理的条件の良否、排水路水位、地下水位より判定、から現況水田の位置付けを明らかにする。
- ② 用水量変化の推定は、土壌透水性変化と水理的条件変化に分けて検討し両者の変化を総合して計画用水量を決定する。
- ③ ほ場整備や栽培方法の変化に伴う用水量変化で特に検討を要する事項は次のようである。

湿田の乾田化……経年的に増加（平均 20～30名増）、砂質土で小さい。

整地工事……ブルドーザー転圧により一時的に減少、回復の程度は土壌、気象条件により異なる。

扇状地では回復が早い。

土層改良……床締め、客土では減少、もぐら暗きょ、心土破砕では増大、その程度は土質、工法により異なる。

乾田直まき……一般に増加する、特にかん水初期の増加が大きい。

田畑輪換……畑より再び還元した水田では、やや増大する。

- ④ 計画用水量の期別変化は、次の諸点に留意して決定する。

蒸発散量……既往資料から旬別に決定し、厳密な検討は計器蒸発量比による。

湿田の乾田化……湿田は蒸発散量の期別変化に支配されるが、乾田になると浸透量の期別変化が支配的に影響する。

中干し……中干しが強化されると、中干し後の用水量が増加する傾向がある。

乾田直まき……初期かん水直後が大きく、後次第に減少する。

水位調節……水位調節により浸透量をコントロールする場合はその時期に対応し増減する。

- (4) ピーク用水量 ピーク用水量は、用水量断面の算定など末端用水施設の規模を決定する上で重要である。一般には代かき用水量がピークとなることが多いが、次のような場合と比較検討する必要がある。

代かき用水時……整備された乾田では 120～180 mm が標準値である。大区画では、田面不均平を考慮し 10～20 mm を加算することが望ましい。流量が小さくかん水時間が長いと水量は増加する。

乾田直まき初期かん水時……代かき用水量に比し、20～40%少ない。

ただし、直後の用水量が増大し、地区としてのピークは高まるおそれがある。

たん水直まき芽干し時……生育初期の芽干し後の再かん水時に一せいに取水すると、地区としてのピークが高まることがある。

防除、施肥作業時……一たん落水して散布する除草剤などでは、再かん水時にピークが高まる。

液肥の流入施用時も一たん落水後行うのでピークが高まるおそれがある。

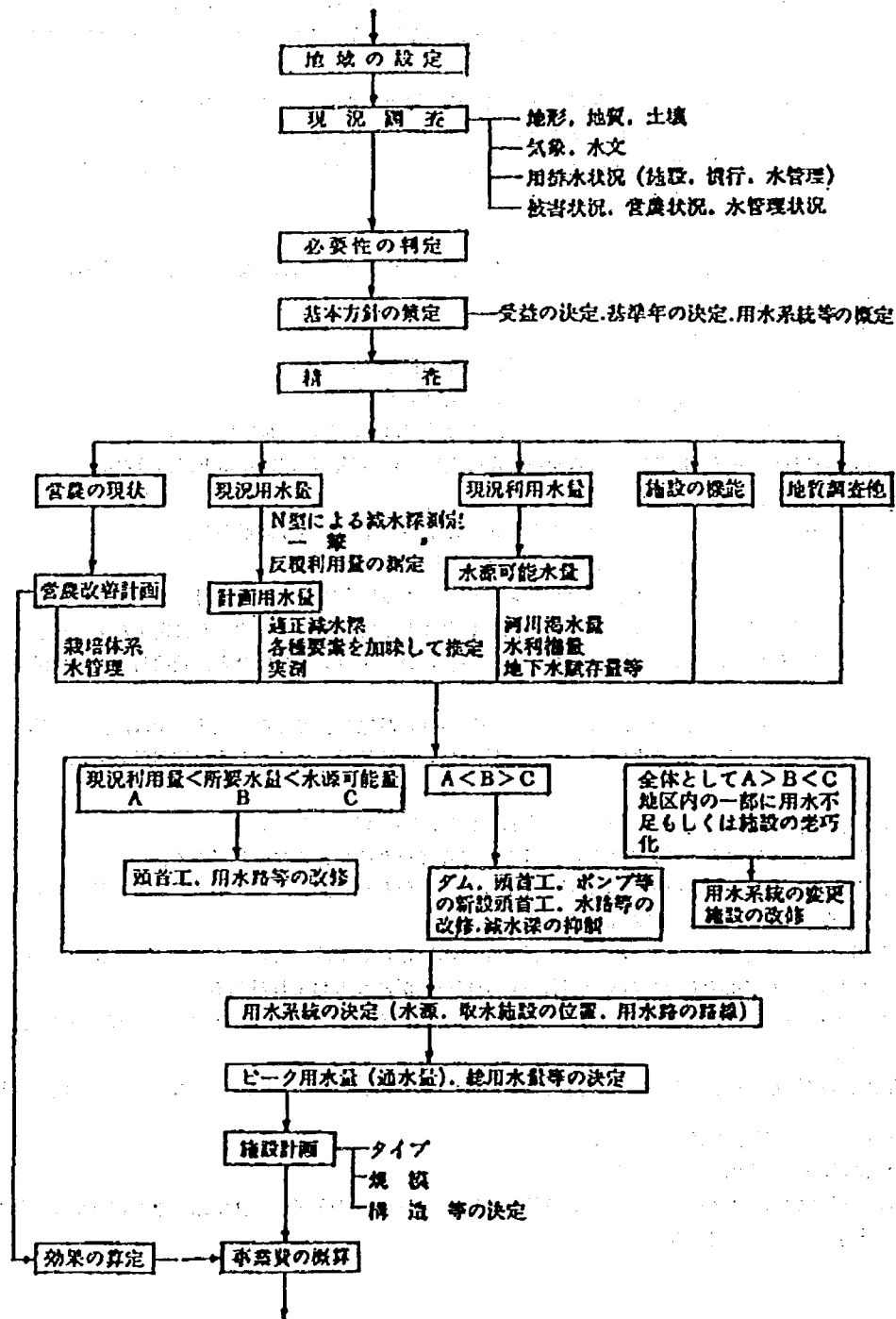
中干し……中干し後の再たん水時に多量の水を要し、その後の用水量の増加もありピークが高まる。

- (5) 用水の反復利用 ほ場整備に伴う用水量の増加分を新規水源にたよれない場合は地区内における用

水反復利用を計画する必要がある。

反復利用の計画は次のように行う。

反復利用では単位ブロックのとり方が最大の問題である。単位ブロックは用排水系統と地下水流動量の大小によって判定する。



河一 4 洪水時における河口部砂州フラッシュの調査及び解析手法

(質 問)

- (1) 河口処理計画を策定するに当たって、まず現況における洪水時の河口部砂州フラッシュの特性把握が必要と考え、数値解析を実施中である。このため、フラッシュモデルの作成が必要となるが、現在は、洪水前後の河口部横断測量結果及び洪水中の時系列的な川幅変化実測値を検証用データとして、モデルの定数を決定しようとしている。

しかしながら、モデルの精度等を向上させるためには、洪水中の河口部の時系列的横断変化が実測値として必要と考えられるが、船を使用した通常の測量手法は洪水のため危険で実施できない。

このため、これに代わる適切な測量手法について、その測量精度を含めて、教示願いたい。

また、現在は次のような条件で計算しているが、河川横断方向についての二次元解析の可能性を含めて、モデルの選定、計算条件等について御教示願いたい。

(現在の計算条件)

- | | |
|---------------|---------------------------------|
| 1. モデル | ブラウン式 |
| 2. シミュレーション範囲 | 河口部約 1 Km 区間 (50 m ピッチ) |
| 3. 境界条件 | 上流：流出量 (Q-T)
下流：潮位 (H-T) |
| 4. 流入砂量 | 上流側の掃流力見合 (シミュレーション範囲外では土地変化なし) |
| 5. 河川横断の変化仮定 | 平行移動 (一次元モデル) |

(北上川下流工事事務所)

(回 答)

1. 洪水時の河口部横断測量手法について

洪水中の河床変動状況、あるいは河川構造物周辺の局所洗掘深等を把握することは、河床変動予測の検証や構造物の安全度および対策範囲を決定するうえで非常に重要である。しかしながらこれらの計測には洪水時の危険性や計測機器の精度等に問題が多いため、実測例も少ない。このため洪水時に安全かつ十分な精度の得られる計測手法の開発が望まれている。船を利用した通常の測量手法も含め、現在用いられている測定方法としては以下のようなものがある。

① 重錘による測深

洪水中に橋梁上などより、あるいは船の上から重錘を吊して測深する方法で、流速が大きいと精度はあまりよくないが、簡便であるのでよく用いられる。ただし、高流速時での船の使用は危険なため実施がむずかしい。

② 音響測深器による方法

水中における超音波の伝播時間を測定して河床面を求める方法である。洪水時に発信器を水中あるいは水面に置くことができれば（これは非常にむずかしいが）河床高を測ることができる。また洪水中に限らず、広範囲の河床の状況および変動を知るのに便利である。ただし、一般用の測定器は海水やきれいな水を対象に製作されており、洪水時の流水中には浮遊土砂が含まれるため、音波が乱反射されて真の河床面を測定できない場合がある。これは音波の発射エネルギーを大きくしたり、周波数を選定することによって防げると考えられる。いずれにしても、洪水時における計器保持の方法がむずかしい。

③ RI (radio isotope) を用いた密度計による方法

γ 線のコンプトン散乱現象を利用した γ 線密度計を用いて河床高を測定するものである。すなわちあらかじめ河床高の測定場所に鋼管などを鉛直に設置しておき、その中を γ 線密度計のプローブを上下させ、その際水と河床物質との密度差による γ 線の散乱量の変化を計測することにより河床高を求めるものである。鋼管による局所洗掘がある程度含まれるが、護岸あるいは橋脚など構造物周囲の局所的洗掘を知るには、あらかじめパイプを設けておけば便利に測ることができる。

④ 電気抵抗式による方法

この方法は、水中と土中とで電気抵抗が異なることを利用し、河床面を測定するものである。ただし、電極棒を河床に埋め込む必要があり、その据え付けや流送土砂による耐久性、水質による電気抵抗の変化等の問題がある。

⑤ 洪水時最大洗掘深を測る方法

洪水時の河床の最大洗掘深を知る方法としては、出水前に粉炭を柱状に埋設し、出水後掘りおこして調べる粉炭法、河床にリングを具備したボールを設置し、出水後にリングの沈下量を測定するリング法、出水前にアンカーのついたロープを垂直に埋設し、出水後流下方向に向かって屈折している位置を測定する方法（ロープ方法）、直径40cm、厚さ10cm程度のウェイトをロープで杭に固定し、出水後に沈下量を測定するウェイト法等がある。これらはいずれも洪水後掘りおこして調べる必要があり、とくに水中における掘削は非常にむずかしい。

現在行われている測定方法としては以上のようなものと考えられるが、洪水時の時系列的変化の把握には、計測の危険性の問題が大きく、適切な測定方法は今のところ得られていない。したがって、上記の方法等によって計測可能な水理状況の中で継続的な測定による把握を行い、検証データとする必要があろう。また、洪水時に安全に計測できかつ経費性、および精度の得られる計測手法の開発や実用化が今後の課題と考えられる。なお、河口流量が上流観測点流量とほとんど変わらない場合には、流速分布の測定とこの流量から河積を逆算して求めることも考えられよう。

以上の洪水時の河床変動状況の把握とともに、他に砂州部の洪水時における平面形の写真撮影、あるいはビデオ等の画像解析による変化の把握、水位縦断の時間変化、流速等の観測も河口部砂州フラッシュ機構を把握するうえで非常に重要である。

2. 河口部砂州フラッシュシミュレーションのための解析モデルの選定、計算条件等について

河口部砂州フラッシュ機構モデルの設定に際しては、まず河口部の流出が貯水池型（砂州開口部が短く、開口部だけに河床変化があり、河口流量が砂州前後の水位差で決まる流れの場合）か、不等流型（河口流量が上流流量観測点流量とほとんど変わらない場合）かの判断が必要である。これは上流水位観測所の水位より、水位流量曲線から求めた流入量と、河口水位、上流水位、河口と上流水位観測所の間に設けられた仮設水位標から、貯留計算することによって求めた河口流量、貯留量より判断される。これによって貯水池型の場合は河口部断面形状の時間的な変化に影響を受けない地点における流入量 $I(t)$ と砂州部上流間貯留量との関係より砂州部上流の流出量 $Q(t)$ を用いた検討を行う。^{1), 2)} いっぽう、砂州フラッシュ計算では砂州部流砂量公式が必要である。しかしながら砂州部の河道形状は非常に複雑であり、また時間的な変動の激しい場所であるため、一般河道に使用されている流砂量式をそのまま用いるわけにはいかない。このため砂州部の流砂量式は実測資料を参考とし、対象としている砂州特有の流砂量式を検討しておくことが望ましい。流砂量式としては、砂州のフラッシュのように浮遊砂の多い場合、流砂量補正係数 K を導入したブラウン式が良いとされている。³⁾ ただし、砂州フラッシュ時においてフルード数が大きく、河床形態の領域が Upper regime となる場合は、抵抗係数が小さくなり、粗度の減少とともに流砂量が急増するのでその考慮が必要である。山本⁴⁾によれば、多量の土砂移動を伴った平坦河床の流速係数 φ は、河床砂の平均粒径を d 、水深 H を用い

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{H}{C \cdot d} \right)$$

と仮定し、 $d=0.02\text{ cm}$ に対して $C=3$ 、 $d=0.03\text{ cm}$ に対して $C=4$ 、 $d=0.05 \sim 0.1\text{ cm}$ に対して $C=8$ を得ている。流速係数 φ とマニングの粗度係数 n の関係は、 $n = H^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \varphi)$ である。同様 Upper regime の領域での流砂量も H/d が 2,000 以上では明確ではないものの、その領域では 5～10 倍に急増する結果が得られており、flat bed 等ではこのような流砂量の急増を計算の中に入れる必要があると考えられる。

以上のような現象を考慮しても、河口部の砂州フラッシュ機構は非常に複雑で、横断方向の平均量が河道方向にどのように変化するかを解析する一次元解析手法では現象を正しく把握できないこともある。しかし、今の知識では、フラッシュの複雑な現象を正しくとらえることは不可能であり、たとえば河水の一部は砂州部を越流し、残りは開口部を流れるような場合、河口部で射流で流れるような場合などは、現在のところ正しく把握しえる解析モデルは完成されていない。

したがって、二次元解析も同様現在のところ不可能に近い状況にあり、このような現象の把握は模型実験に頼らざるをえない。

模型実験は、三次元性の強い問題、とくに砂州の崩壊、水位上昇量、局所洗掘、あるいは堆砂などの一般的な特性の把握には威力を発揮する。なお模型実験の精度を高め、再現性の検討をするため、あるいは定量的にもシミュレートできるモデルを確立するためには、現地における出水時の砂州崩壊資料と水理資料を充実することが大切である。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一：出水時砂州フラッシュ機構の検討法，土木技術資料 14-8，S 47
- 2) 佐野正道：河口砂州のフラッシュ機構に関する1つの試み。第29回建設省技術研究会報告。
昭和50年度
- 3) 土木研究所資料 第1394号：河口処理論(Ⅰ)，一主に河口に砂州を持つ河川の場合一，昭和53年5月
- 4) 土木研究所資料 第1625号：河道特性論ノート(Ⅰ)，一護岸論のために一，昭和56年3月

(河川研究室)

河-5 塩水遡上解析について

(質 問)

鳴瀬川、旧北上川について実施中の一次元二層定常モデルによる塩水遡上解析では、遡上距離については適合性が良いが、塩水濃度の再現性については問題が残る。これは実際の河道の地形的条件等により複雑な塩水混合が生じることによると聞かすが、塩水濃度の再現を考慮した適切なモデルがあれば教示願いたい。

(北上川下流工事事務所)

(回 答)

混合を考慮した一次元二層定常モデルによる塩水遡上解析は、二層境界面における達行係数 E 、および混合による付加摩擦力を考慮した内部摩擦抵抗係数 f_i' を用いると次式で表わされる。

$$\frac{\partial h_1}{\partial x} = \frac{Fr_1^2}{1 - Fr_1^2} \left[-\frac{f_i'}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2} \right) + \frac{h_1}{B_1} \frac{\partial B_1}{\partial x} + E \frac{B_2}{B_1} \left(\frac{1}{Fr_1^2} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに h_1 ・ h_2 ：上層および下層の水深， $Fr_1 = u_1 / \sqrt{\epsilon g h_1}$ ：上層の内部フルード数， B_1 ， B_2 ：水面幅および二層境界幅， $\epsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2$ ， ρ_1 ， ρ_2 ：上層および下層密度である。なお $B_1 = B_2 = B$ の場合には、

$$\frac{\partial h_1}{\partial x} = \frac{Fr_1^2}{1 - Fr_1^2} \left[-\frac{f_1'}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2} \right) + \frac{h_1}{B} \frac{\partial B}{\partial x} + E \left(\frac{1}{Fr_1^2} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots(2)$$

となる。いっぽう、上流からの河水流量を Q_0 、 x 地点までの塩水混入量を Q_x とすれば、

$$\rho_2 Q_x + \rho_0 Q_0 = \rho_1 (Q_x + Q_0) = \rho_1 Q_1 \dots\dots\dots(3)$$

$$Q_x = \int_0^x B_2 \cdot V_m \cdot dx \dots\dots\dots(4)$$

ここに連行係数 E と塩水の混入速度 V_m の関係は $E = V_m/U_1$ である。混合を考慮した場合の塩水遡上解析は、河川の上流から下流に向って x 軸を考えた場合、(1)式あるいは(2)式を基に(3)式および(4)式を用いて逐次計算を行えばよい。この場合、河口における上層流量 Q_1 が上流の混合の度合いによって変化し、未知量であるから塩水くさび先端において上層流量が河水流量 Q_0 となるまで、河口の支配断面位置での流量の仮定を反復して行わなければならない。差分の方法は、下流側断面に添字 I 、および上流側断面に添字 II を付し、区間距離を Δx とすれば $\partial h_1 / \partial x \doteq (h_{1II} - h_{1I}) / (x_{II} - x_I) = \Delta h_1 / \Delta x$ である。水理量は平均をとって、たとえば $h_1 = (h_{1I} + h_{1II}) / 2$ 、あるいは $(V_{mI} + V_{mII}) / 2$ などとすればよいであろうが、簡単のため下流側断面の水理量のみにて上流へすすむことも Δx を小さくしておけば可能である。なお Δx については、塩水くさび末端付近において勾配が大きくなって誤差が増大するので、とくに区間距離を短かくしておく必要がある。

濃度の再現性の問題としては、下層塩水濃度の縦断変化、および塩水くさび先端部における混合量の評価があげられる。まず下層濃度の縦断変化は、流量一定のとき、潮位変動量が小さい期間が続くと、 ρ_2 の一定高濃度化が促進され、塩水くさびの遡上距離が大きくなるが、それには河道の横断形状の影響が存在するようである。すなわち、内部境界面位置が高い場合を除き、水深の大小やみお筋の存在により、 $\partial \rho_2 / \partial x$ が大きくなる。この下層濃度の縦断変化がつく原因としては、a) 非定常効果、b) 先端部における混合、c) 三次元渦による混合（特にみお筋両端や河床の凸凹部に生じる渦）、d) 河床からの湧水、e) 上層からの混入などの主要原因のうち支配的要因はa)、b)およびc)などであろう。 $\partial \rho_2 / \partial x$ は上層の濃度変化、および塩水くさびの遡上距離に与える影響は少なくないので、下層中へ混合する淡水の量およびその拡散状況を把握することが重要なことである。しかしながらこれらは河道形状や潮位変動および流量変化等と複合された結果として生ずるため、現象を単純化して取り扱うことは不可能な状況にあり、現地観測により、支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。

いっぽう、もう一つの原因としては、塩水くさび先端部の上層への混合量であり、連行を考慮した解析では、先端部で別途上層に濃度を加算しなければ実測値と適合しない。塩水くさび先端部の混合現象は、二層境界面の内部摩擦係数 f_1' と同様、クーリガン数 $\Psi (= Re \cdot Fr_1^2)$ 、あるいは連行係数の関数である内部フルード係数が支配的要素と考えられる。そこで実験結果より得られた塩水

くさび先端部の上層濃度 C_{1f} の下層濃度 C_2 に対する濃度比、および淡水流量 Q_f に対する混合塩水流量 Q_x の流量比について検討して得られたのが、図-1 および図-2 に示すクーリガン数との関係である。¹⁾ これによれば内部摩擦抵抗係数とは同様にクーリガン数の増大によって、混合量は減少する傾向となっている。ただし、ここでの混合量は下層濃度の平均濃度を有する水塊が上層に連行されるという現象を重視するとともに、混合が促進している場合を考慮して、淡塩境界面位置は下層濃度の9割位置として検討した。したがって、塩水くさび先端の下層に塩水が存在した時点で上層の平均濃度に加算される状態となるが、それらをも含めた混合量とした。図-2 の混合量は、 $Q_x/Q_f = A\Psi^{-0.5} + B$ の関係になっており、この結果では混合係数 A は 1.5、常数 B は 0.01 程度と考えられる。

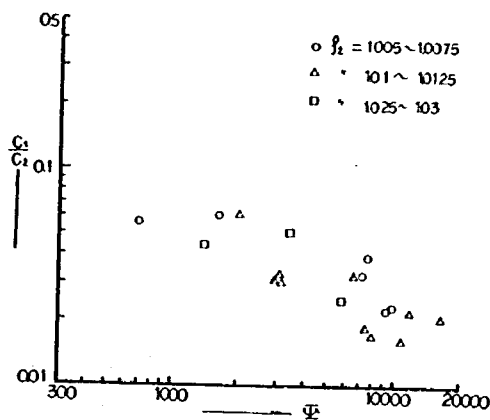


図-1 先端部の混合によって
上昇した上層の濃度

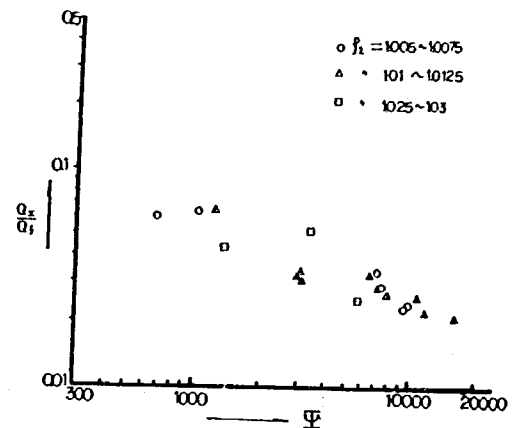


図-2 塩水くさび先端部の混合量

以上のような結果より、塩水遡上解析において、塩水くさび先端部の混合量を評価することによって、塩水濃度の再現性がより得られるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 感潮河川の混合形態に関する研究：昭和57年度試験研究費報告，昭和58年5月，建設省土木研究所

(河川研究室)

河-6 計画河床高の設定

(質 問)

上流部において砂防工事や治水ダムの工事が進むと土砂の供給量が減少し、下流河床低下の過程で多くの細粒土砂が河床から流送され、アーモアコートが形成され、終局的には河床低下を阻止するアーマリング現象が起ると言われている。

したがって、上流からの給砂量が減少した下流部の河道計画としてはこのアーマリング現象を考慮に入れた計画河床高を設定する必要がある、河床低下量を予測しなければならないと思われる。

この河床低下量を定量的に予測する方法としては、

- 1) 河床砂礫移動量の連続条件から河床低下量を予測する方法
- 2) 砂礫移動を確率過程として取扱い予測法
- 3) 経験的な予測法

等があるが、これらを適用すべき、河川の状況と、これらを適用する場合の現地における調査方法、内容等について教示願いたい。

(新庄工事事務所)

(回 答)

計画河床高を設定するための検討資料として将来の河床変動を予測する方式としては質問内容にも述べられているような方法がある。これらの方法のうち1)の河床砂礫移動量をもとに河床低下量を予測する方法は検証に用いることのできる資料が十分あれば、河床の環境変化に対応した予測が一般的に可能である。したがって大規模な工事が行なわれ流下土砂が大きく変化するような場合にはこの方法が最も適していると考えられる。

砂礫移動を確率過程として取り扱い河床変動を予測する方法についてはまだ十分確立した方法ではないためにこの方法を用いる場合には十分な検証が必要であろう。

経験的な予測法については、土砂の流量が徐々に変化する場合には過去の傾向を将来に向って延長することによって予測は可能であるが、大規模な変化のある場合にはその前提条件が異なるためにこの方法を用いることはできない。また類似河川での河床変動を参考にして予測することも考えられるが、一般には河川の状況はそれぞれ異なるためにかなり困難である。したがって一般的には1)の方法によるのがよいと考えられる。

アーマリング現象を考慮に入れた河床変動計算については混合砂礫については流砂量をもとに計算しなければならない。掃流砂が卓越している場合の河床変動については平野¹⁾により次のような関係が得られている。

$$q_{Bi} = f(U_*, i_b, d_i, \dots) \quad (1)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial (q_B \cdot B)}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

$$q_B = \sum_i q_{Bi} \quad (3)$$

ここで q_{Bi} : 粒径 d_i の砂礫の移動量, U_* : 摩擦速度, z : 基準面からの河床高, t : 時間, B : 水路幅, x : 流下距離, i_b : 粒径 d_i の砂礫が河床の交換層において占める割合, λ : 砂礫の空隙率, q_B : 混合砂礫の全移動量である。また各粒径ごとの連続の式は平野によると次のように表わされる。

河床が上昇する場合 $\partial z / \partial t > 0$

$$\frac{\partial i_b}{\partial t} = \frac{1}{a} (i_B - i_b) \frac{\partial z}{\partial t} - \frac{q_B}{a(1-\lambda)} \frac{\partial i_B}{\partial x} \quad (4)$$

河床低下の場合 $\partial z / \partial t < 0$

$$\frac{\partial i_B}{\partial t} = \frac{1}{a} (i_B - i_{b0}) \frac{\partial z}{\partial t} - \frac{q_B}{a(1-\lambda)} \frac{\partial i_B}{\partial x} \quad (5)$$

ここで i_B : 粒径 d_i の砂礫が流砂中において占める割合, i_{b0} : 粒径 d_i の砂礫が交換層直下の元河床において占める割合, a : 交換層の厚さである。

混合砂の移動量公式としては芦田・道上の式, 平野の式, アインシュタインの式がある。芦田・道上²⁾の式は次のように表わされる。

$$\frac{q_{Bi}}{i_b U_{*c} d_i} = 17 \tau_{*ci} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}} \right) \quad (6)$$

ここで

$$\frac{U}{U_{*c}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d(1+2\tau_*)} \quad (7)$$

$$\tau_{*ci} = \frac{U_{*c}^2}{(\sigma/\rho - 1) g d_i} \quad (8)$$

$$\tau_{*ci} = U_{*ci}^2 / (\sigma / \rho - 1) g d_i \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} &= \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 (d_i / d_m)} \right]^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) : \frac{d_i}{d_m} > 0.4 \\ \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} &= 0.85 : \frac{d_i}{d_m} \leq 0.4 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$U_{*cm}^2 / (\sigma / \rho - 1) g d_m \doteq 0.05 \quad \dots\dots\dots (11)$$

d_m : 平均粒径である。

上記の式の他に流水に関する方程式が必要であり、不等流の式が用いられる。これらの式を用いて河床低下量を予測するには初期条件として河床高と河床砂礫の粒度分布を与え、また境界条件として上流端での流砂量と下流端での河床高などを与える必要がある。実際の河川に適用する場合には計算に際して必要となる諸定数や境界条件の適切さを判断するために、河床変動と粒度変化についての資料を必要とする。河床の縦横断測量の成果についてはかなりの資料があると考えられるが河床材料については経年的また縦断的变化についての資料が不足しているために、これらの調査を行う必要がある。また交換層の厚さは実験による観察では河床砂礫の最大粒径にほぼ等しい値となっているが、この値については試計算によって検証する必要がある。この他に計算に際して設定するのが困難な条件は上流端の流下土砂量の設定である。ダムで完全に流下土砂が止まっている場合は条件が簡単であるが、流下土砂の一部が砂防ダム等によって阻止される場合にはその将来の予測がむずかしく、ダム等の効果を調べる必要がある。

(河川研究室)

参 考 文 献

- 1) 平野宗夫 : Armoring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集, 第195号, 1971年1月, pp 55~65
- 2) 芦田和男, 高橋 保, 道上正規 : 河川の土砂災害と対策, 森北出版
- 3) 河村三郎 : 土砂水理学1, 森北出版

河一 7 : 急流河川における護岸工法

(質 問)

阿武隈川上流左支川荒川は、近年においては昭和56年57年と堤防、護岸の被害を受けている。

このような、荒廃急流河川における、護岸の形式及び材質、法留工の形式規模、根固工規模等の調

査設計について教示願いたい。

(福島工事事務所)

(回 答)

1. 護岸災害と護岸基礎高の決定に際しての基本的な考え方

護岸基礎部の洗掘に伴う災害原因として、計画河床勾配、河床高の考え方の誤りや、河道の屈曲や砂礫堆の形成等による流水の集中による局所洗掘が考えられる。

動的安定勾配に近い状態で護岸根入深を決定すると、上流域での砂防工事等の進捗により土砂の流入が減少して、河床は低下し、これに伴い護岸基礎が洗掘されて災害原因となる。このことから、護岸基礎高は、静的安定勾配から決まる基礎高をめやすに計画することが望ましい。

しかし、静的平衡理論により計画河床高を設定しても流水の蛇行による集中によって局所洗掘が生じるので、静的平衡という断面平均的な、一次元的な考え方では安定状態を達成するのはむずかしい。

局所洗掘を助長させ、災害の原因となる流水の蛇行現象は、河道の屈曲部や砂礫堆に影響される。特に、湾曲角(θ)が大きく、 R/B (曲率半径・河幅比) の小さい湾曲部や固定化された砂礫堆等は流水の蛇行を支配し、災害原因となりやすいので、河道の屈曲部を修正したり、固定化した砂礫堆を取り除くことが大切である。

以上のことから、護岸基礎高の決定は河床変動の実態を把握することと、局所洗掘深を考慮して行う必要がある。

2. 護岸の根入れ

1) 流量に見合う最適流路幅を設定する。

芦田¹⁾らは自然河道における流量を流路幅との関係は、Regime 理論より

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad (\alpha = 3.5 \sim 7) \quad \dots\dots\dots(1)$$

の関係で示され、(1)式において「 α 値を7より大きくすると流路の分離がおこり乱流の原因となるし、 α 値を3.5以下にとると側岸侵食が起って流路が拡幅される」という研究論文を発表している。

単列砂礫堆形成領域における水理実験的研究²⁾によっても(1)式において $\alpha < 5$ とする流路幅を計画することが望ましいとの結果が得られている。

一般に、流路幅は計画高水流量を基に計画されるので計画高水流量以下の流量に対しては流路幅が広すぎることになるので、河状係数の大きい河川では複断面的河道とする方がよい場合もある。

2) 河川砂防技術基準(案)による護岸根入れ深の考え方は、護岸工を単独で計画する場合は、現河床の最深部より深くすべきであり、計画河床が定めてある場合は、それより1.0 m以上の根入れを行うことが望ましいことになっている。

単列砂礫堆の形成を考慮に入れた護岸根入れ深について、実験的研究²⁾が行われている。

これによると、初期河床高を基準とする、最大洗掘深(ΔH_{smax})を必要な護岸根入れ深と考えると、護岸根入れ深は(2)式によって与えられる。(2)式の H_{smax}

$$\Delta H_{smax} = 0.8 H_{smax} \dots\dots\dots (2)$$

は、砂礫堆の高さの最大値である。

H_{smax} は実河川で実測するか、図-1の ϕ と $q/d\sqrt{gdI}$ の関係より $\bar{H}_m$ を算出して、図-2の $H_{smax}/\bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係から H_{smax} を推定する方法がある。

ここで、 ϕ :流速係数、 q :単位幅流量、 d :平均粒径、 I :河床勾配、 g :重力の加速度である。

洗掘深が計画根入れ深より大きい場合は、横工を流路幅の2倍程度の間隔で配置するなどして、局所洗掘深を低減させるか、根固工を施して、護岸基礎部を保護する対策がとられる。

3) 交角(θ)が 30° をこえ、 R/B (R :曲率半径、 B :流路幅)が10より小さい湾曲部での局所洗掘深³⁾⁴⁾は直線部における、それより大きくなるので湾曲部での護岸根入れ深は、直線部より大きくとる必要がある。また、このような湾曲部では局所洗掘深の低減を横工の設置によって規待することは困難である。湾曲部の局所洗掘防止対策として、建設省土木研究所において、Vane工の効果⁵⁾について研究を進めているところである。

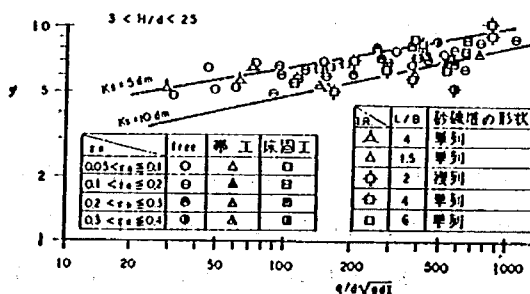


図-1 ϕ と $q/d\sqrt{gdI}$ の関係

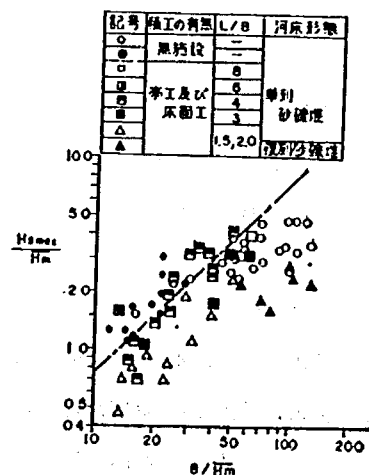


図-2 H_{smax}/H_m と B/H_m との関係

3. 護岸工の種類⁶⁾

護岸工は使用する材料により、①石積み護岸工、②コンクリート護岸工、③コンクリートブロック護岸工、蛇かご護岸工、わく護岸工などに分類されるが、標準的な護岸工を図-3に示した。

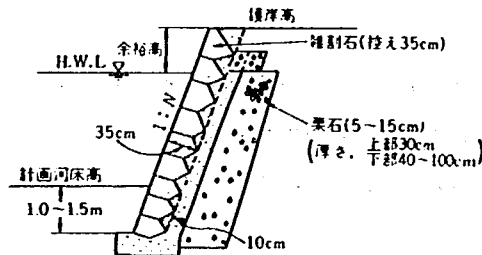


図-3 標準石積み護岸工

表-1 護岸工の種類とりのり勾配

構 造	直 高	のり勾配
石積み、コンクリートブロック積み	3 m未満	0.3以上(割)
	3 m以上	0.4~0.6
空積み	3 m未満	0.5
	3 m以上	0.5~1.5
石張り、コンクリートブロック張り	3 m未満	1.0~2.0
	3 m以上	1.0~3.0
コンクリートのりわく張り		2.0
蛇かご張り、連結コンクリート張り		2.0

4. 法勾配⁶⁾

法勾配は流水およびその中に含まれる砂礫による摩耗や破壊を防ぐために一般に5分とし、とくに摩耗、破壊の恐れのある場合には、これよりも急な3分とするのが一般的である。緩勾配で摩耗、破壊が少ないと考えられる区間での護岸での法勾配は、河川堤防を同一法勾配にとることもある。

5. 根 固 工

根固工の規模は、流水の集中度合、洗掘状況等によって異なるので、画一的に決定することにはできないが、根固工の構造は、屈撓性のあるもので施工幅は予想される護岸沿いの洗掘深以上を必要とする。根固工として用いるブロックの重量は、水理学的な研究を進める一方で、実河川で実際に使用したものを調査し、統計的に処理して各々の河川に適用させることが大切である。

参 考 文 献

- 1) 芦田、高橋、水山：流路工計画に関する水理学的研究，新砂防97 昭和50年11月
- 2) 阿部、鈴木：単列砂礫堆形成領域での横工の効果，新砂防121 昭和56年9月
- 3) 阿部、鈴木：流路工の湾曲部に関する実験的考察，土木技術資料25-3 1983年
- 4) 阿部、鈴木：S字湾曲部の水位・河床変動に関する実験的考察，昭和58年度砂防学会研究発表会概要集 昭和58年5月
- 5) 阿部、鈴木：湾曲部の局所洗掘防止対策工法に関する実験的研究 昭和58年度砂防学会研究

河-8 河川堤防背後地盤からの湧水対策

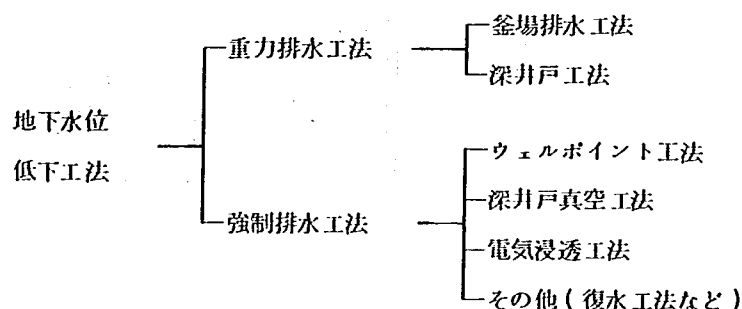
(質問)

堤内側地下水の湧水による排水溝の法面等崩落に対処する法面安定工法及び当箇所を設置護岸の構造について教示願いたい。なお、掘削する溝の深さ及び底幅は、それぞれ2 m程度である。

(福島工事事務所)

(回答)

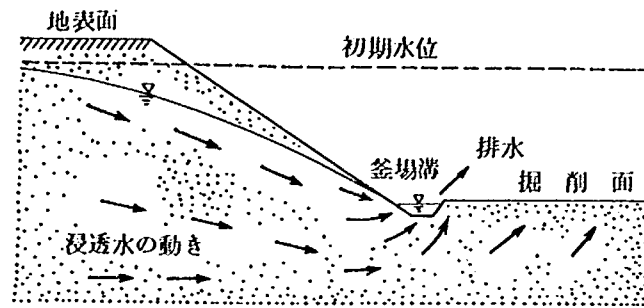
地下水位の高い箇所における掘削となるので、掘削時の法面の崩壊を防止するには、地下水位を低下させて掘削することが必要となる。地下水位低下工法には、いろいろの工法があるが、それらを大別すると、重力排水工法と強制排水工法の2種類に分けられる。これらの工法のなかには、さらに下記に示すような各種の工法があり、地盤の成層状態、土質、掘削箇所の地形、形状、深さ、あるいは掘削工程などを考慮して適切な工法を採用することが大切である。



上記の工法のうち、掘削深さがそれほど深くないことから、土質条件などにもよるが、強制排水工法によらなくても重力排水工法で十分対応できると考えられる。

(1) 釜場排水工法

古くから用いられている量も一般的な排水工法で、図-1に示すような掘削時に浸透してくる水を、いわゆる釜場と呼ぶ水だめを掘り、この場所へ導き、ポンプで外部へ排水するものである。シルトや細砂がレンズ状に入っている場合には、法面の下端で浸透水によって土がゆるみ、法面崩壊の原因にもなるので、掘削速度を小さくして、湧水量や水頭勾配が小さくなるまで待つて、掘削を進めることが大切である。また、法面の勾配もゆるくして、多少の浸透水に対しても



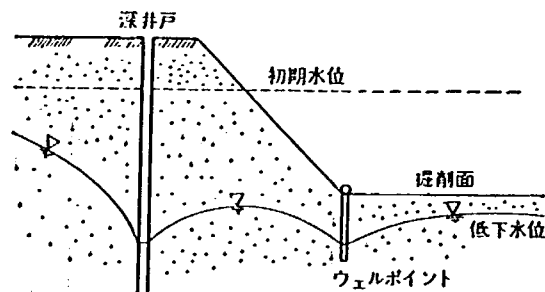
図一1 釜場排水工の模式図

法面が安定を保つように配慮する必要がある。

掘削が深くなり、釜場の底面にボーリング現象が生じたり、湧水によって法面の安定が保てない場合は、(2)の深井戸工法を適用することが考えられる。

(2) 深井戸工法

掘削箇所周辺に、図一2に示すような深井戸を掘削してこれから揚水し、地下水面を低下させて湧水や水圧の減少を図る工法である。深井戸工法が適する条件は、広範囲に地下水位低下



図一2 深井戸工法（ウェルポイント併用）

を図る場合や透水性が大きく、排水量が非常に大きい場合などである。井戸の深さ、間隔、排水量などは、対象とする地盤の透水性によって決まるので、十分な土質調査が必要である。

地下水位低下工法の選定にあたっては、地盤の透水性が大いに関連するので、土の粒度と地下水位低下工法の適用範囲の関係を図一3に示す。なお、砂層や礫層などが薄い場合には、排水を行うよりも矢板やグラウトによって止水した方がよい場合もある。

法面に設置する護岸は、浸透水の影響を受けるので、法面背後には良質のフィルター材を置いたり、最近用いられるようになってきているジオテキスタイル、すなわち合成繊維の織布などを設置して、細粒度の吸い出し防止を図ることが重要である。

（土質研究室）

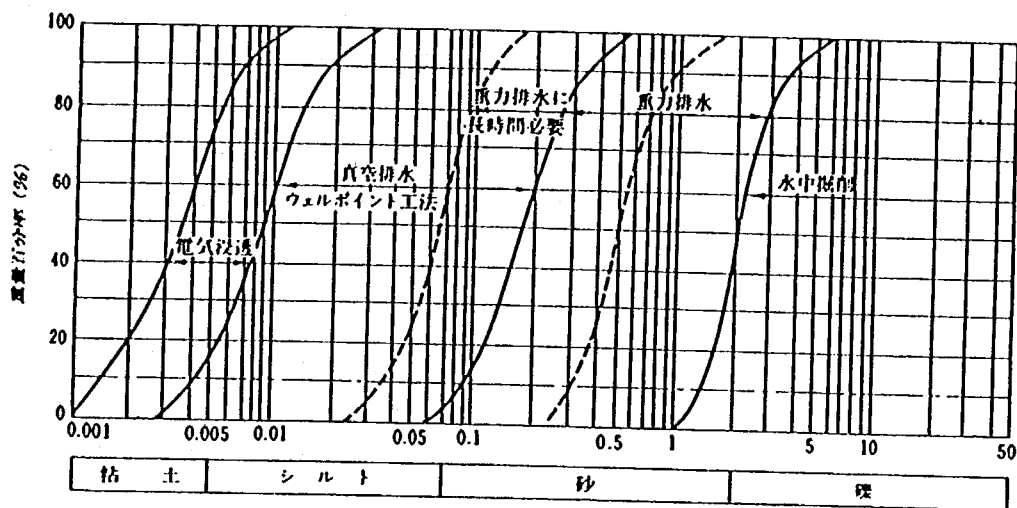


図-3 地下水位低下工法の適用範囲

河-9 試験導流堤の施工にあたって留意すべき点

(質問)

高瀬川の河口を安定させるため導流堤を設置するが、当初は試験導流堤として施工し、周辺の海岸へ与える影響等をみながら順次延長していく考えである。そこで各年度どの程度つつ延長をのばしていったらよいか、構造、ブロック重量等を決定するにあたってどのような点に留意すべきか、又、導流堤の設置により沿岸流が変わる等環境の変化をまねき遡上、降海する魚類に影響を与えるようなことはないか、それについてはどのような検討をしたらよいか教示願いたい。

(高瀬川総合開発工事事務所)

(回答)

高瀬川は小川原湖と太平洋を結んでいる河川であるが、将来は湖口を締切って小川原湖を淡水化する計画がある。したがって河口を安定させるための方策として、現況での安定化の方法と、締切った場合の安定化の方法は当然異なる。

現況において導流堤を設置して河口を安定させる場合においては、河口での潮汐の入退潮量も含めた流入・流出量が増大すれば、河口は安定となる。しかし、小川原湖の淡水化を考えた場合には、入退潮量が増加すれば湖内に流入する塩水の量も増加し、これは淡水化に必要な期間を長くする可能性がある。したがって導流堤の規模とともにその施工時期も考慮しなければならない。

構造物を建設する場合にはその目的を明確にしておかなければならない。導流堤によって期待できる機能としては、河口の平面位置を固定することおよび河口水深を維持することがあげられる。

河口の位置が変動する場合には洪水時の流下能力が変動し計画とした能力が得られない場合がある。また、漁船などが出入する場合には、河口の水深が十分深くなければならない。このような導流堤設置の目的をまず十分明らかにしておく必要がある。

導流堤建設による影響については、河道内の塩分濃度の上昇、波浪の河道内への侵入、河口周辺の海浜変形などがあげられる。試験施工によって効果とともに影響を調べる場合には、これらの項目についての調査が必要である。

導流堤の配置と規模については、洪水時には放水路によって洪水の流下をはかられていること、また、河口部海岸では北向の沿岸漂砂が卓越していることなどから、両岸に導流堤を設けるのがよいと考えられる。沿岸漂砂の卓越している海岸では、まず河口閉塞の原因となる沿岸漂砂を止める必要があり、これには導流堤が効果的である。洪水の処理に関しては洪水時の河口幅が二本の導流堤で阻害されないのが望ましいが、高瀬川の場合には洪水は別に放水路によって処理する計画であり、特に2本の導流堤を設けても支障となることはないと考えられる。2本の導流堤の間隔については河口での入退潮量も含めた流量と波浪条件によって維持可能な断面積、幅、水深がほぼ決まるのでそれによって決定すればよいであろう。現況における流出、流入量については流量や水位の観測を行うことによって把握することができる。したがって維持可能な河幅が求まるが、導流堤を建設することによって入退潮量も増加する可能性があり、現況よりも広い河幅を設定しても維持は可能と考えられる。しかし小原川湖を淡水化するために湖口を締切ると入退潮量が減少するために、維持可能な河幅としては減少した後の流量に支配される。したがってこれらの項目も考慮して幅を決めなければならない。

導流堤の長さに関しては、長ければ効果があるが周辺海岸への影響もまた生じるためになるべく短くするのがよい。試験施工によって効果と影響を調べる場合の各年度の延長については次のような段階で施工するのがよいと考えられる。導流堤が効果を発揮する長さとしてはまず汀線が考えられるために、左岸側の導流堤を汀線まで延長し、次に右岸側を同じ長さまで延ばす。さらに効果を発揮させるためには、海浜横断形状の変曲点まで延長する必要がある。その位置は海浜の横断形状を測量することによって求めることができる。

導流堤の構造やブロック重量については、突堤などと同様に設計すればよいが、注意すべき点は段階施工となるために手戻りなどの生じない構造とする必要がある。

導流堤の効果と影響の調査については、導流堤周辺および河口幅、水深などの地形測量、河口、湖内それぞれの水位観測、河口および湖口での流量観測、塩分の浸入状況の観測などが通常の調査項目の他にあげられる。

魚類への影響については別途専門家に問合せられたい。

(河川研究室)

河-10 築堤高の高い堤防の設計施工

(質 問)

一閃遊水地の周囲堤は、市街地を洪水から守るとともに、洪水を遊水させる機能を兼ねそなえた一連の河川堤防であるが、その堤防高が最大12m(平均8~10m)にも及び、ダム基準である $H=15m$ にはほぼ匹敵するほど高く、また、延長も長い。

一方、経済的社会的な理由により土取場が限定され、火山灰質の土が一部に含まれるなど築堤土質も制約される状況にある。また、周囲堤の基礎地盤は、変化が多く、軟弱層が10m程度もある地区や、地表面付近に透水性地盤のある地区もあり、なんらかの地盤改良等の対策が必要と思われる地区でもある。

一般に、堤高が高くなれば、それにつれて内在する危険度は増していくものであり、河川堤防であっても、ある程度の高さ以上となれば、アースダムや防災調節池ダムのように、安全度を向上し確立された設計施工基準に準拠するのが望ましいと判断される。現在、周囲堤の断面形状は基本的に河川堤防と同一の考え方で定まっているが、従来の河川堤防の設計施工では、堤防高が高いだけに、基礎地盤を含めた堤体の安定性に若干不安が残る。

現在までの、河川堤防に関する様々な事例研究を踏まえ、築堤高の高い堤防に対する設計外力、それに対する安全度等の設計方針及び施工上の留意点について教示願いたい。

(岩手工事事務所)

(回 答)

河川堤防の設計において考慮すべき点としては、基礎地盤を含めたすべり、沈下に対する安定性および浸透水に対する安定性が挙げられる。河川堤防の場合、アースダムや防災調節池ダムと異なり、通常は地震力を設計外力として考慮していない。堤防高が12mとダム基準に匹敵するので、堤体の安全性を向上させる意味で、そのような基準に準拠して設計、施工することが望ましいといえるものの、その場合、地震力を入れた設計となるので、堤防延長の長いこと、および地盤条件によっては、地盤処理をかなり行わないと地震時の安定性を保てないことを十分考慮しておく必要がある。従って、被災した場合に早急に復旧することが困難な箇所や治水上重要な箇所に限って、地震力を考慮した設計を行うことが現状では望ましいといえる。

一般に、軟弱地盤上においては、堤体の築造途中および築堤後におけるすべりに対する安定性(堤体を含む円弧すべり)、および地盤上の圧密に伴う沈下が問題となる。

このため、上記の問題について、まず、十分な土質調査を行って地盤の性状を把握した上で、解析等によって築堤に際しての安全性や沈下の検討を行うことが必要である。

すべりに対する安定性については、調査結果をもとにして地盤をモデル化し、円弧すべり法によって安全率を求める。これが、築堤の全過程における荷重条件を通じて、所定の安全率 F_s を下回

らないかどうかをチェックする。所定の安全率としては、 $F_s = 1.20 \sim 1.30$ 以上を目標とすることが望ましい。もし、所定の安全率が得られない場合には、以下に挙げるような対策工法を施した場合のいくつかのケースについて検討し、工期・工費と併せて総合的に判定する。軟弱地盤の対策工法としては、次のようなものがある。

(1) 築堤方法の改良をするもの

- A 緩速施工法
- B 押え盛土工法

(2) 軟弱層の除去置換をするもの

- C 掘削置換工法

(3) 軟弱層の改良をするもの

- D プレローディング工法
- E サンド・コンパクション・パイル工法
- F 固結工法（深層混合処理、噴射攪拌工法）
- G パイルネット工法

また、沈下についても、無処理の状態あるいは対策工法を施した場合について、完成後の残留沈下量の推定を行う。築堤高が高いため、軟弱層の厚い部分では長期にわたって沈下が続く、また、沈下量も大きくなることが見込まれる。これを考慮して、将来においても所要の堤高を保つよう十分な余盛りを行うなどの対処をする必要があろう。

次に、火山灰質の土を含んでいるという築堤土質に関しては、施工時におけるせん断強度の不足によるすべりや、側方へのはらみ出しの問題が考えられる。これに対して、基本的には、含水比を低下させた上で十分な締固めを行うことが大切である。地山にトレンチを切って排水を行ったり、仮置きしてばっ気乾燥させる方法等が考えられる。築堤時には、緩速施工を行うことで、自重による圧密をさせて強度を増加させたり、薄層転圧によって密度を高めるなどの方法も有効である。また、なるべく乱さないように施工し、こね返しによる強度低下を生じさせないように注意することが必要である。

最後に、基礎地盤に水みちとなるような砂層が存在するようであれば、漏水対策を検討することになる。そのためには、地形・地質条件等の既往の資料を活用するとともに、対象地点の土質調査を入念に行い、堤体に与える影響を検討することが必要である。浸透流解析、クイックサンドに対する安全性の検討を通じて漏水や噴砂の危険性が認められた場合には、止水矢板やプランケットによる浸透防止策や裏のりのドレーン等の排水対策などの対策工法が考えられる。また、堤体については、透水性の低い土質材料であるようなので、漏水の危険性は少ないと思われる。

（土質研究室）

河－11 非洪水期における洪水処理計画の決定手法 及び融雪期ゲート操作の省力化

（質 問）

非洪水期における洪水処理の考え方について教示願いたい。

また、多積雪地帯の既設ダムにおける洪水吐ゲート操作回数の大半は融雪出水時の水位維持のための操作である。このため、融雪期におけるゲート操作の省力化が重要であると考えるので次のような試案を考えた。これについての御意見と、他の方法についても併せて教示願いたい。

- (1) 非洪水期の常時満水位とクレストゲート敷高を一致させ、一定開度にしておき融雪出水を自由越流させる。
- (2) 通常の融雪水に見合う小放流設備（バルブ又はゲート）を設けて自動化操作を行う。

（河川部河川計画課）

（回 答）

非洪水期における洪水処理計画は原則として洪水期と同様の手法により策定する。つまり非洪水期において過去に生じた降雨資料を確率処理し、適当な降雨パターンを所定の計画安全度まで引き伸ばし、これを流量に変換して計画対象洪水波形を求める。計画降雨波形は非洪水期の降雨資料が十分に整っている場合にはこの中から採用するものとするが、非洪水期の降雨資料が十分でない場合等には、洪水期における降雨波形を用いることもやむを得ない。なお計画安全度は洪水期における洪水調節計画の生起確率と一致させる。

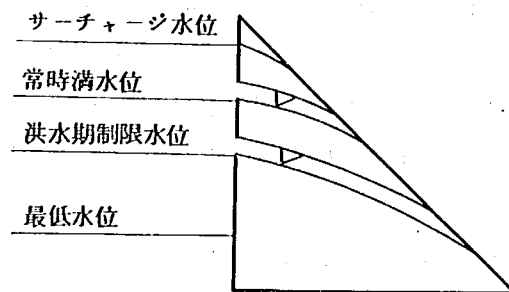
降雨によって生起する洪水については以上のとおりであるが、融雪による出水が非洪水期に生じる洪水の主となるような地方においてはこの方法を適用することはできない。融雪による出水は発生要因が多岐にわたっており、そのメカニズムもまだ不明な点が多い。このため融雪洪水の確率評価を行うことは難しい。現在、この問題については当研究室においても検討を進めているところであるが、一般的な確率処理方法は未だ確立されていない。

次に融雪期におけるゲート操作の省力化に関する問題について述べる。近年、非常用洪水吐に自由越流方式を採用するダムが増えている。この中には洪水期に常時満水位を越流頂まで上げ、常用洪水吐を閉じて自由越流方式で洪水を流下させている場合がある。このような方法を採用した場合、非洪水期における洪水を考慮すると非洪水期の最高水位をサーチャージ水位と別途に設定しなければならない場合が多い（場合によってはサーチャージ水位よりも高くなる。このような場合は、非洪水期の最高水位でサーチャージ水位を決定しなければならないといった問題が生じる）。また、この方法によると、非洪水期の放流量が洪水期の最大放流量を上回る可能性がある等の問題が生じる。

同様に自然調節方式ダムの場合においても非洪水期の常時満水位とサーチャージ水位を等しくしているケースがある。このようなダムでも同様な問題を生じる。現在これらについては非洪水期の最高水位をサーチャージ水位に合わせるように非洪水期の常時満水位を設定することになっている。

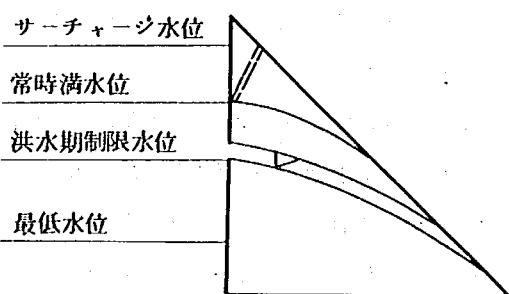
これらの点を考慮して、融雪洪水調節の省力化を行う方法として、東北地建提案の試案は、サーチャージ水位と非洪水期の最高水位を一致させる。及び非洪水期の最大放流量が洪水期の最大放流量を上回らない等の条件を満足することを前提として考えるべきである。さらに、(1)案については前述の条件を満足すれば、非洪水期における調節方式としては問題ないと思われるが、非常用洪水吐を定開度にして放置することまで考えた場合、当該ダムの設計洪水流量を設計洪水位で放流できない。また放置すること自体管理上の問題が残る等が想定され実施はできないと思料される。(2)案については原則としては認めがたいが、年間を通じて管理上どうしても必要な場合にかぎり小流量を対象として水位維持操作のみ認められる場合がある(但し半自動操作)。しかし対象とする流量が洪水流量まで考える場合は、非洪水期といえども自動操作を行うことは許されていないため、実施上問題が残る。

参考として図一1に自然調節方式における非洪水期のサーチャージ水位の設定方法を紹介する。



・制限水位方式 (1)

常用洪水吐きを直列で2本設置し、洪水期において下段のゲートを開け、非洪水期において下段を閉める。



・制限水位方式 (2)

常用洪水吐きにゲートを設置し、非常用洪水吐きに切かきをつけ、転倒ゲートを設置する。

図一1 非洪水期のサーチャージ水位の設定方法

(水資源開発研究室)

河一12 河川堤防等の耐震設計と復旧工法

(質 問)

53年の宮城県沖地震、今回の日本海中部地震による土木施設の被災件数、被害額はかなり大きい。特に湖沼等を埋立し河川堤防等を築造した箇所は、その原形が確認できない程に被災する例が多い。また、関東大震災の例であるが笛吹川の堤防で、法尻に一定間隔の木杭を打設してあった堤防部分では原形を保つことができたという文献があるが、杭の打設の是非及びその他対策工法について教示願いたい。

(企画部技術管理課)

(回 答)

1. 堤防の震害事例について

質問内容に記されたように、過去の地震による河川堤防の被害は湖沼を埋立てた箇所や、旧川締切部をはじめとする軟弱な地盤上の堤防で多く発生しており¹⁾、また被災した堤防の沈下量もこのような箇所では大きくなるように思われる。

今回の日本海中部地震による直轄区間の河川堤防の被災箇所について整理してみると図一1のようになっている。この図は、概ね震央距離150km程度以内の範囲の堤防がどのような微地形分類の所に存在しているか治水地形分類図から調べ、被災延長を微地形分類ごとに整理した結果である。

この図に示されるように、氾濫平野、旧川締切部、旧落掘など、地表近くの浅い所に比較的軟弱な新しい堆積物が存在すると思われる箇所で被害が多く発生している。

また堤防に発生する被害の程度は、地盤が液状化するとその程度や、液状化層厚に応じて大きくなるように思われる。

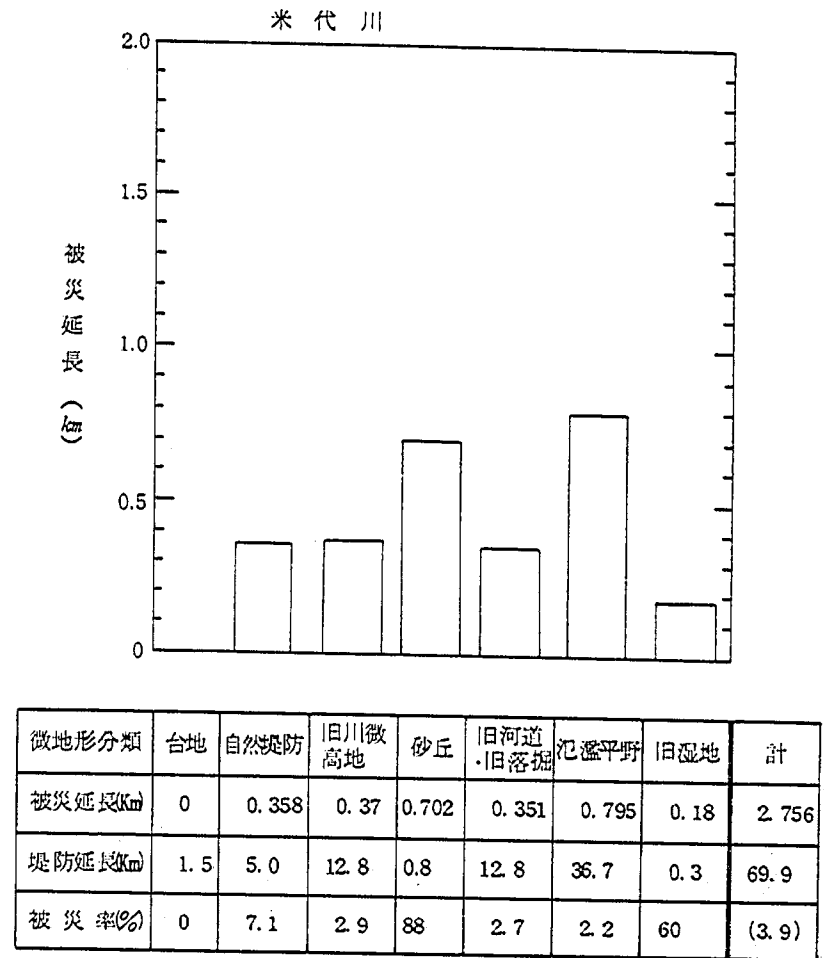
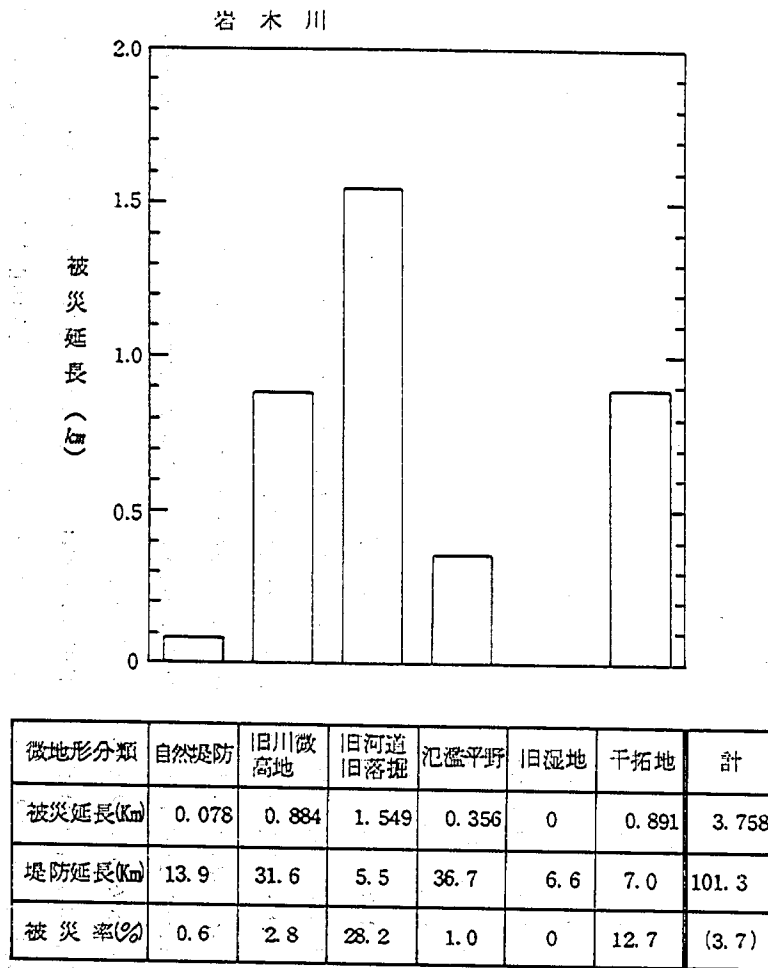
図一2²⁾に、既往地震による堤防の被害箇所のうち、周辺地盤に噴砂等の液状化の痕跡が明白なものとそうでないものとに分けて天端沈下量の頻度分布を示す。

周辺地盤に液状化の痕跡の認められる箇所では、そうでない箇所に比べて沈下量が大きくなる傾向を読みとることができる。

図一1ならびに図一2に示すように、地震による堤防の被害箇所や程度は、地震の悪さと極めて密接な関係があるので、震災箇所の復旧にあたっては、堤防の形状を原形に復旧するだけでは一般には再度災害を防止するには不十分である。

その理由は、粘性土地盤では地震による振動や動的な荷重の作用によって強度が増加することは期待できないし、砂質土地盤でも液状化によって地盤が締め固まる場合とその効果がそれほど期待できない場合とがあるからである。

したがって、堤体形状を原形復旧するだけでなく、地盤改良や、地盤の軟弱さを考慮した押さえ盛土工法のような復旧工法を実施しておくことが、再度災害を防止するためには必要と考えら



図一1 日本海中部地震による河川堤防の被害

れる。

2. 木杭を用いる工法について

質問に示された笛吹川の事例は、関東大地震震害調査報告書³⁾に紹介されたものを指していると考えられる。この報告書の第1編、第6章「震害の考察及びその軽減に対する注意」に次のような記述がある。

「地震により堤防の沈下するは主として或水平面上の部分に作用する地震力と堤防のその部分の重量との両力がある水準面以下に於ける支持力を侵蝕し、ためにその下層に於ける土砂を圧縮し又は両側へ押出すに因るものなり。一中 略一 従ってこれ等堤防の震害を軽減せんがためにはその法勾配をなるべく緩ならしめその材料を精選し施工に注意すべし、即ち土堤防の場合は特に搗固めを良くし土砂堤又は砂利堤の場合には寧ろ法勾配を緩ならしめその断面を大にするを適當とす。特に破堤箇所、池沼、水路の敷等地盤の軟弱なる箇所に築造するものは両法先を相當の廣さに埋立て又は堤防に平行して相當の杭木を密接して2、3列打込むを以て適當とすべし。一後 略一」とあり、木杭を打設した効果の例として山梨県東八代郡上曾根村地先の笛吹川左岸中道橋上下流部が紹介されている。裏法尻に長さ4.5～5.5 m、末口12 cmの松杭を打った区間では、堤体に亀裂が入ったものの沈下量は微少であったが、これに連続する松杭の未施工区間では大きな亀裂、陥没を生じたことが示されている。

この報告書では、堤防の基礎地盤については何ら記述がなく、写真-1に示したような被害形態と復旧計画図が記されているのみであるので、松杭の効用について詳細に検討することはできない。現在の中道橋の上下流付近の微地形分類を治水地形分類図から読みとると氾濫平野になっている。

堤防の崩壊の形状(写真-1)から察するに、堤体内だけに崩壊領域を有するものとは考えられず、基礎地盤を含めた変形が生じたものと考えられる。この場合に、直径12 cm程度の松杭で法尻付近の地盤内のすべりに抵抗できるとは考え難い。

しかし、密に杭を打設することによってその周辺の地盤は締固めの効果を受けるので、このため砂質地盤であれば法先付近の地盤の液状化抵抗を高め、堤体の沈下を軽減する上である程度有効に作用し得ることも考えられる。

杭を打設した場合の周辺地盤の密度の変化を実測した例は少ないので、砂杭を打設した場合の

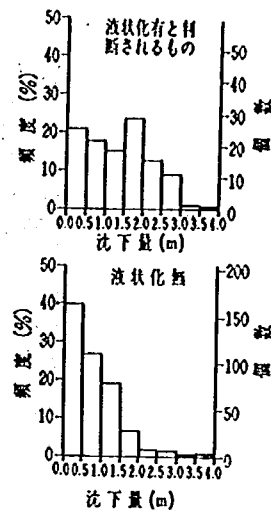


図-2 既往地表による堤防の沈下量と液状化痕跡の有無



（山梨縣東八代郡上曾根村堤防の沈下、中道橋上根固め構なき部分の破壊状況（其一）堤防法面に櫻樹或は竹林あり。地割幅最大0.5米、深2.0米）*

写真一 笛吹川左岸堤の被害状況
（*原文のまま）

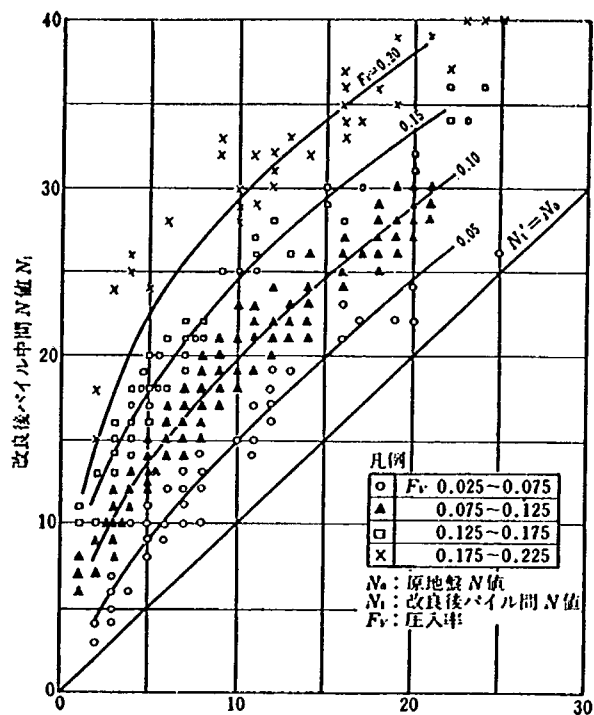
杭間の地盤の密度変化の実測例を用いて上述の効果を検討してみよう。

図一3に、サンドコンパクションパイルを打設した時の地盤のN値の実測結果を示す⁴⁾。ここに圧入率 F_v とは、単位面積あたりのパイル断面積の比であるので、直径12cmの松杭の打設の仕方によって F_v に相当する値は表一1のようになる。

この表と図一3から、正方形配置で50cmピッチに打設する場合には杭打設前のN値10程度の地盤のN値は15程度まで改良され、正三角形配置で50cmピッチに打設すれば、N値は20程度まで改良されることがわかる。

したがって松杭の打設によって、砂質土から構成される地盤の液状化強度を増加させることができ、地盤条件によっては堤防の地震時安定性に寄与できる可能性を有した工法といえることができる。

ただし、杭を打設する範囲、すなわち地盤の密度を上げる範囲は、少量では堤体の変形を少く



図一3 原地盤 N 値 N_0 と改良後パイル中間 N 値 N_1' の関係 (砂質土)

表一1 $\phi 12cm$ の杭の配置と F_v

P (m)	F_v	
	正 方 形 配 置 	正 三 角 形 配 置 
0.25	0.18	0.42
0.5	0.05	0.12
0.75	0.02	0.05
1.0	0.01	0.02

くする上で効果が少いので、この点に留意することが必要である。

この観点からすれば、先に引用した関東大地震の報告書に記されている「両法先を相当広く埋立てしー」という提言は、押え盛土効果との相乗作用を以って堤体の永久変形量を小さくしよう

とするものと理解でき、適切な規模で施工できれば合理的な提言と解釈できる。

3. 堤防の耐震補強方法に関する実験結果

現在までに、河川堤防には地震による外力を想定した耐震設計の概念は一般には適用されていない。この理由には種々の背景があるもの⁵⁾と考えられるが、最近では、地震にともなう津波や、高潮の襲来のおそれのある河口付近をはじめとして、河川堤防の耐震性を向上させる必要性が強く認識されはじめている。

このため土木研究所でも河川堤防の耐震性を向上させる工法についての調査研究を実施しているが、その実験的な成果の一部を簡単に紹介しておきたい。⁶⁾

この実験は九州地建からの依頼によるもので、実験材料としてはシラスを用いているが、液状化し易い砂質土と同様の特性を持っているので、実験結果は一般の飽和した砂質地盤上の堤防の耐震策を検討する上でも参考となろう。

図-4に示すような4種類の対策を施工した地盤と堤防の模型を振動台上に載せ、水平方向に加振した場合の堤防天端の沈下量を無対策の場合と比較している。

実験方法、ならびに結果の詳細な参考文献にゆずるが、この実験から得られた結論を要約すると次の通りである。

- ① 無対策の場合には加振加速度が大きくなるにつれ、法尻付近の地盤内の過剰間隙水圧が上昇し（液状化しはじめることを意味する）、まず法面中央付近に亀裂が生じ、次いで法肩、天端中央にも亀裂が生じて堤防天端が沈下する。
- ② 地盤ならびに堤体の永久変形量の分布を矢印で示すと図-5のようになり、法尻付近では堤防は沈下するとともに側方に押し出されていることが判る。
- ③ 法尻付近の地盤を締固めたり、矢板を打設するなど対策を施工することによって①に述べた亀裂の発生しはじめる加速度の大きさは大きくなり、天端の沈下量は小さくなる。
- ④ 無対策ならびに対策を施工した場合の天端沈下量は瞬時に生ずるものではなく、加振の繰返しにともなって増加している。
- ⑤ 通常考えられる20回程度の繰返して生じる天端沈下量を比較すると図-6が得られ、地盤の過剰間隙水圧の上昇を抑制したり、地盤の側方への流動を抑制することが堤防の永久変形量を小さくできることがわかる。

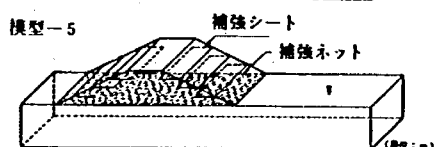
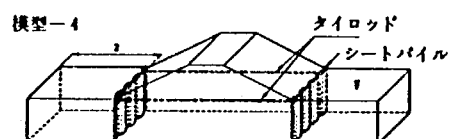
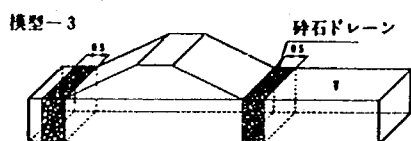
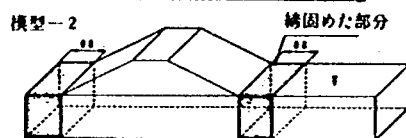
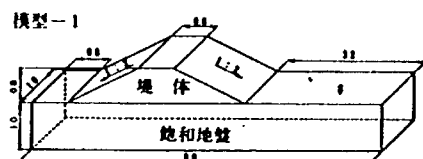


図-4 実験に用いた模型

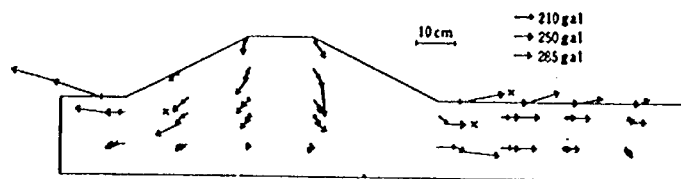


図-5 加振による変位のベクトル (模型-1)

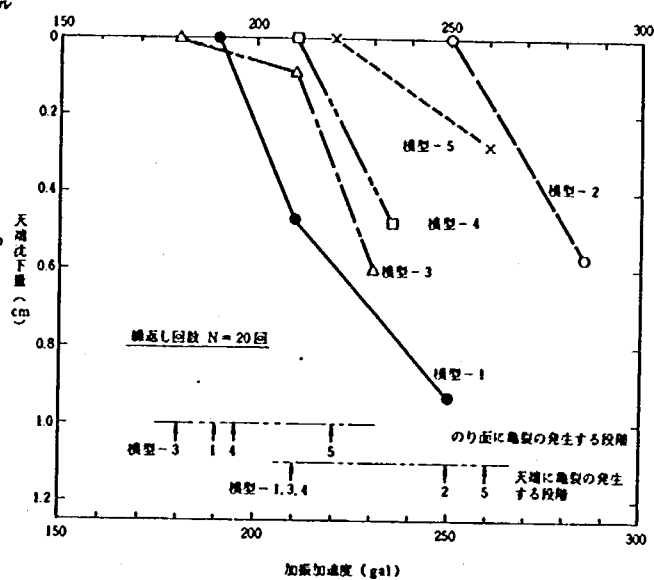


図-6 加振加速度と天端沈下量の関係

4. む す び

河川堤防を含めて土構造物の耐震性については未解の問題が多く残されており、耐震設計法として確立されていない。

一般に通常の河川堤防では小段を含めた平均法勾配は2割程度以上あるので、堤体だけの性質によって地震時の安定性が損なわれることはまれで、地盤の良否が耐震性に大きく影響するとい

うことがわかってきている。

このため、対策としては、地盤の軟弱さに応じて法勾配を緩くしたり、押え盛土をするなどの他に地盤を改良することを考慮する必要がある。

この場合に対策工法の選定にあたっては想定される被害の原因や、事象をよく理解して適切な工法を選択することが必要である。

例えば地表から2～3 m程度までの浅い部分のゆるい砂層は砂杭を打設するなどの締固め工法では、地盤が盛り上って十分な締固めの効果が期待できない場合がある。このような場合には、簡単なドレーン工法と押え盛土工法などを併用して液状化抵抗を増大させることが有利な場合がある。

また、地盤の改良範囲についても、地盤条件や堤体形状によって影響されると考えられるので、想定される事象に適合した設定や計画法が必要である。

新潟地震の最中にたまたま昭和大桥の上を通りがかったタクシーの運転手が、橋上であまりにハンドルをとられるので車を降りてパンクでないことを確かめた後、再び車に乗って橋を渡り終えて後を振り返ってみると落橋していたとされる事例⁷⁾がある。また、今回の地震に際しても地震直後に能代南バイパスを走り抜けた人が30分後に再びこの道路を通ろうとして盛土部分が余りに損傷して通れなかったと記述している報告⁸⁾もある。これらの事例から考えてみると地盤液状化による構造物の被災は、地震動の作用すなわち構造物に作用する水平の慣性力が最大値をとった時に生ずるものではなく、むしろ主要動がおさまってから生ずるものと考えてよいのかも知れない。そうであるなら、地震時の安定性を検討する上では、水平震度を考慮した計画法よりは、地盤内の過剰間隙水圧の上昇による地盤強度の低下を考慮した計算法の方がより合理的な方法と考えられる。

さらにまた、既往の事例の多くは、地震により堤防全体が原形を留めぬまで陥没沈下してしまう事例はまれで、特に止水機能を期待する河川堤防のような構造物では、永久変形後の残留高さが大きいほど望ましい。このためには堤体法面が緩い、断面積の大きい堤防ほど有利であると考えられる。

これらの諸点を考慮して堤防の耐震性の向上策の技術的進歩や、復旧工法の選定がなされることを期待したい。同時に、土構造物の地震時安定性に関する多くの問題が残っていることを繰返し指摘し、今後の技術の発展のために被災原因や対策工法の効果に関する資料が蓄積されることを期待したい。

参 考 文 献

- 1) 例えば、佐々木康：河川堤防の地震被害、土と基礎Vol 28 №8, 1980 pp 25～30
- 2) 同 上, pp 27

- 3) 土木学会：大正12年関東大地震被害調査報告（第1巻），1926，pp 40
- 4) 土質工学会：地盤改良の調査・設計から施工まで，土質工学会，1978，pp 172
- 5) 例えば1) pp 25
- 6) 佐々木康，松尾修：盛土の耐震補強対策に関する振動台実験，日米天然会議，耐風・耐震構造専門部会第15回合同部会，1983
- 7) 石原研而：土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，Vol 28 Ⅱ8，1980，pp 8
- 8) 北羽新報社：日本海中部地震，M7.7 真昼の恐怖一直撃地，能代・山本の記録一，1983，pp 154

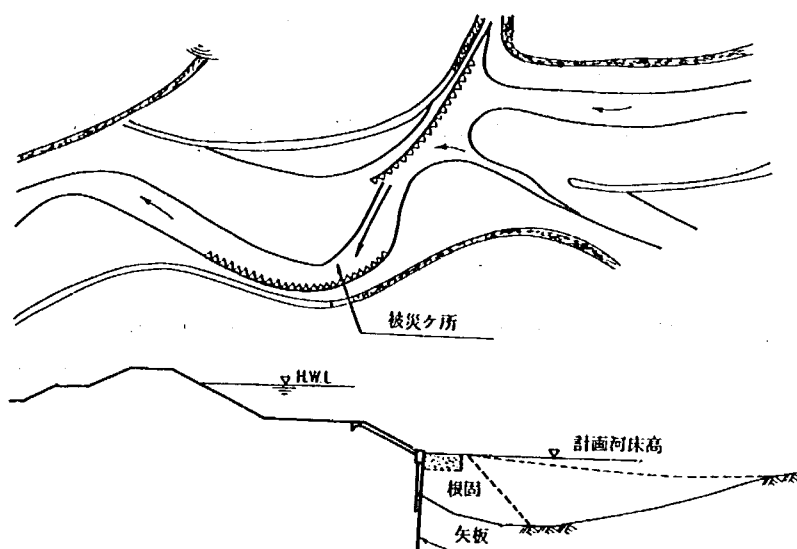
（動土質研究室）

河-13 河床低下に伴う局所洗掘箇所の護岸の維持管理 （質 問）

当地建では，小出水のたびに護岸法先の局所洗掘をうけて，矢板，根固ブロックによる補修を行っている下図のような事例があり，補修を行ってもまたその上下流に洗掘が生じ，その都度補修するというくり返しを行っている状況で，その対応に苦慮している。

このような場合，抜本的に河道改修（又は部分的に低水路の掘削整正）にたよるべきか，根固補強や水制等だけで対応が可能なのかが，可能とすればどのような考え方，工法で根固や水制を実施すればよいのか，事例，方法を教示願いたい。

（河川部河川管理課）



(回 答)

局所洗掘を生じている個所の護岸の維持については、まず局所洗掘の実態を明らかにする必要がある。河床の変化については河床全体が変化する大規模な河床変動、蛇行などによる河道内での河床変動、橋脚など構造物周辺での構造物の影響による局所的な洗掘に分けることができる。対策についてもこれらの現象に対応した工法を採用しなければならない。したがってまず河床変動の状況を調べる必要がある。

河床が全体として低下しながら局所洗掘の進んでいる場合、すなわち対象地点のみならず、その上下流の河床が低下している場合には河道全体の問題であり根固工などの構造物で対応することは困難である。河床高が平均的には変化していなくても蛇行などによって変動を生じる場合がある。この場合には河道の整正や水制による対策が適していると考えられる。また河床の変動は少なく、構造物周辺においてのみ洗掘の生じている場合には根固工などの局所的な対策で対応できよう。

質問内容に示された現地の平面図および横断図を見ると、堤防の法線および低水路が屈曲していること、河床が計画河床より低下していること、被災ヶ所の上流対岸に護岸が設けられていることなどが明らかである。したがって護岸周辺のみ洗掘現象によって被災しているというよりはむしろ河道全体の河床低下または蛇行に伴う洗掘によると考えられる。河床低下が生じると蛇行による局所洗掘もはげしく、全体として低下するのではなくみお筋に流れが集中し低下を生じる。これらの点については河床高や流路、砂州の位置などの経年変化を調べることによって判断することができよう。特に、平均河床およびみお筋の河床高の変化および水衡部の平面位置の変動を調べる必要がある。

図から判断する限りではみお筋が集中するために生じているものと推定され、また全体的な河床低下の可能性も含んでおり、対策工としては単に根固め工の補強では対応が困難と考えられる。一般的な局所洗掘の機構とその対策については昭和56年度および57年度の建設省技術研究会の指定課題として「局所洗掘に関する研究」が行なわれ、その中に述べられている。この場合の対策としては河床変動の状況が明らかでないために確定的ではないが、水制による対策が有効であろう。その事例としては、札内川、那賀川、斐伊川、矢作川などの事例が技術研究会報告として一部あげられているので参照されたい。

参 考 文 献

建設省技術研究会指定課題 「局所洗掘に関する研究」 昭和57年11月

(河川研究室)

河-14 老朽樋管の補修方式

(質 問)

当地建では、明治20年代から昭和20年代までの間に設置された老朽化した樋管で、涵体の損傷（クラック、折れ、継目のずれ、またコンクリートの劣化等による摩耗、風化による鉄筋の露出等）を受けている施設があり、全面改築までの間に当面維持修繕的に対応しなければならない。この場合の各損傷ごとの補修に先だつ調査方法、補修方法、事例等を教示願いたい。

（河川部河川管理課）

(回 答)

1. 損傷パターンと原因

老朽化した樋管の損傷パターンとしては、①コンクリートの老朽化等による摩耗や風化による鉄筋の露出等、②乾燥収縮によるクラック、③構造的なクラック、④継手部の段差・開き、などがある。

樋管の損傷の原因としては、(1)断面強度不足、(2)コンクリートの経年変化、(3)基礎の支持力不足による不等沈下、(4)施工不良などが考えられるが、老朽樋管の場合は主に(2)や(3)の原因による。(2)の原因によるものは、ヘアークラック程度で構造体の機能に与える影響は少ない場合もあるし、凍結融解作用による劣化や鉄筋の腐食等が生じて断面の強度に影響を及ぼしているものもある。(3)の不等沈下によるものは継手の段差・開きなどの原因となり、構造物の機能上問題となる場合が多い。不等沈下には主に地盤の強度や樋管上の盛土形状が影響する。樋管の損傷に関する実態調査¹⁾によると、クラックについては、盛土形状が山型をしているときは中央部での発生が多く、反対に盛土が平らな場合は樋管全体に渡って発生している。継手部の損傷については、盛土形状にも影響されるが大部分が中央部分で下に折れ曲がったような変形を示している。すなわち一般的に盛土中央部に向って不等沈下が生じるので、これによる継手部の変形やクラックが発生しやすいと言える。

2. 調査点検

目視による定期的な点検の他に、台風、集中豪雨や地震など異常気象の直後にはその都度状況に応じて必要な点検を行う。点検事項を列挙すると次のようである。

- (a) 管体のクラック、表面劣化
- (b) 継手部分の段差・開き
- (c) 管体全体の沈下等変形
- (d) 継手部分や管体開口部付近での吸い出し

(e) 盛土表面の段差・陥没

(f) 根固め部分の流出

3. 補修方法

(a) クラック・表面劣化の補修

損傷箇所の補修を行うには、まず十分な調査を行い、原因を明らかにし、適切な補修の選択が可能となるようにする。特に変状が進行している場合には原因や進行状況を適確に把握し、補修方法を選択することが重要である。

以下にコンクリート部分の各種損傷段階での補修方法の例を示す。なお、構造的原因によるひびわれが生じて断面の安全性が懸念されるような場合には作り換えるのが良いが、補強補修によって対処しなければならないような場合には技術的な問題点も多いと思われるので、土木研究所等に相談されたい。

1) ひびわれ、表面劣化の補修

ひびわれには構造原因によるものと乾燥収縮や鉄筋腐食によるものがある。構造的原因によるものは、管体に平行又は直角方向に直線的に長く続いているのが特徴である。矩形断面の管体で頂版又は側壁中央に生じた長く続いたひびわれは、土圧により力学的にも問題となるようなクラックに発展することもあるので、構造計算を行い、鉄筋量が不足していないか確かめる。

鉄筋量が不足していれば、コンクリート表面をチップングし、不足鉄筋を配してコンクリートを打足す。この場合、吹付けコンクリートで固める工法もあるが、耐久性は良くない。

管体に直角方向に生ずるひびわれは不等沈下等によって生ずるものであるが、構造的にあまり問題がなく乾燥収縮等と同じように対処して良い。

乾燥収縮によるひびわれは不規則な形状に発生しているのが特長である。鉄筋位置に沿って発生しているひびわれは鉄筋の腐食による場合もあるので、この場合は3)の補修による。

幅の狭い乾燥収縮によるひびわれは構造的には問題が少なく、とりたてて補修の必要はない。ひびわれ部分の鉄筋の腐食を防ぐ意味で、ひびわれ幅の増加に応じて、塗布工法、樹脂注入工法、セメントペーストあるいはモルタル注入工法を行う。塗布工法はひびわれ箇所にポリマーセメントペーストやモルタルを塗る方法であり、進行性のない細かいひびわれ補修に適する。ある程度ひびわれ幅が大きいときには低粘度のエポキシ樹脂材を注入する。ひびわれ幅が3mmを超えるような場合には、セメントペーストやモルタルを圧入する方法でもよい。

すりへり等により表面が広い面積にわたって劣化している場合には、表面をチップングし劣化部分を取り去り、樹脂モルタルで仕上げる。仕上げ厚さが厚くなって左官仕上がりが困難

な場合には、型枠を設置してプレキャストコンクリートを打つのがよい。

2) 剥離部の補修

コンクリートの剥離は、鉄筋の腐食によって生ずることがほとんどである。剥離面で露出している鉄筋が腐食によって断面が大きく欠損していなければ、鉄筋の浮き錆びを落とし、コンクリートの表面を少し研ぎ、新鮮な部分を出し凹部分を充填する。充填材としては、一般には樹脂モルタルが適当であるが、欠損部分がわずかな場合には樹脂パテ、欠損部の厚みが多い場合には型枠を設置してコンクリート、又はプレキャストコンクリートを打つこともある。鉄筋の断面欠損が多い場合には3)による。

3) 鉄筋腐食部の補修

腐食により鉄筋の断面が欠損し、断面力の不足が懸念される部分では、コンクリート部を研ぎ、鉄筋を追加してモルタルあるいはコンクリートを打ち足す。この場合、追加鉄筋は本体側の健全な鉄筋と十分な継手長を有するように設置する。打足すコンクリートの厚さは追加した鉄筋が必要なかぶりを満足する厚さ以上でなければならない。

上記の方法が不可能な場合や、損傷が著しい場合にはコンクリート表面へエポキシ樹脂を用いて鋼板を接着する方法がある。ただしこの方法は、鋼板の防食等の点から長期の耐久性は望めず、早期に抜本的対策を施す必要がある。

b) 継手部の補修

継手部の補修を行う場合、継手部の損傷が進行性のものなのか、それ以上大きくならないものなのかを、一定期間を置いた変形量の測定などによって、見きわめておく必要がある。変形がそれ以上大きくなる可能性のないものについては、コンクリートを継手部の開きに充填する方法などで補修すれば良いと思われる。しかしながら、継手部の損傷が進行性の場合には、コンクリートの間詰などで補修を行っても、補修後にまた損傷する恐れがあることから、継手部の変形に伴って補修部分が伸び縮みするような材料を用いて補修する方法を考えるべきである。

図一1は鋼板を用いて補修を行った例であり、鋼板をU字型に曲げることによって継手部の変形に余裕をもたせている。

図一2は硬質の合成ゴムを用いた可撓継手で補修を行った例であり、施工性の面で難しい点もあるが、相当量の変形にも追従できる構造といえる。なお、金属の部分はステンレス鋼などのさびにくい材料を用いるべきであり、補修後のメンテナンスは重要であると思われる。

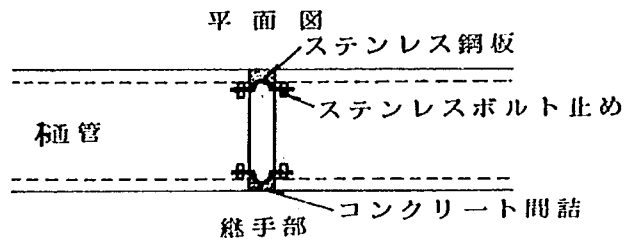


図-1 鋼板による継手部の補修例

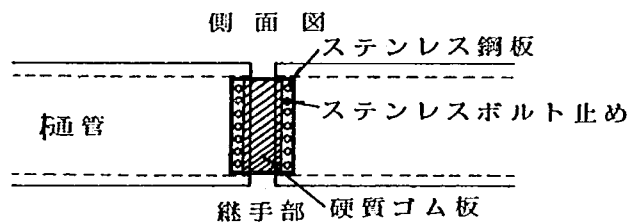


図-2 可撓継手による継手部の補修例

c) 空隙等の充填

継手部分からの吸い出し等により地盤や測方盛土中に空隙が生じている場合は、空隙中にセメント・ペントナイト等の材料を充填する必要がある。この場合、グラウト工事に先立って、まず空隙の状態（大きさ、分布、位置など）を調査しておくことが肝要であり、その調査結果を踏えてグラウト材、グラウト方法を選択する。調査の方法としては、目視による方法または、必要に応じて検査孔を設けて検尺などを行い空隙の大きさを知る方法が比較的簡易な方法と言える。空隙の状態を把握した後、グラウト材、グラウト方法を検討する訳であるが、グラウト材に関しては、安価で入手が容易なものとして、セメント・ペントナイト及びセメントモルタルなどが適当であると考えられる。なお、空隙の大きさに応じてグラウト材の流動性を調整する必要があり、比較的大きな空隙には硬練りの配合とするのが良い。次に、グラウト方法に関しては、①継手部からの直接注入方式、②堤体上部からボーリングマシン等を用いた注入方式の2通りが考えられるが、樋管内での作業が可能な場合には、①の直接注入方式を採用するのが望ましい。また施工管理の方法として、注入量のみならず注入口先端での注入圧力が重要である。

樋管の一般的な維持管理の手順を図-3に示す。

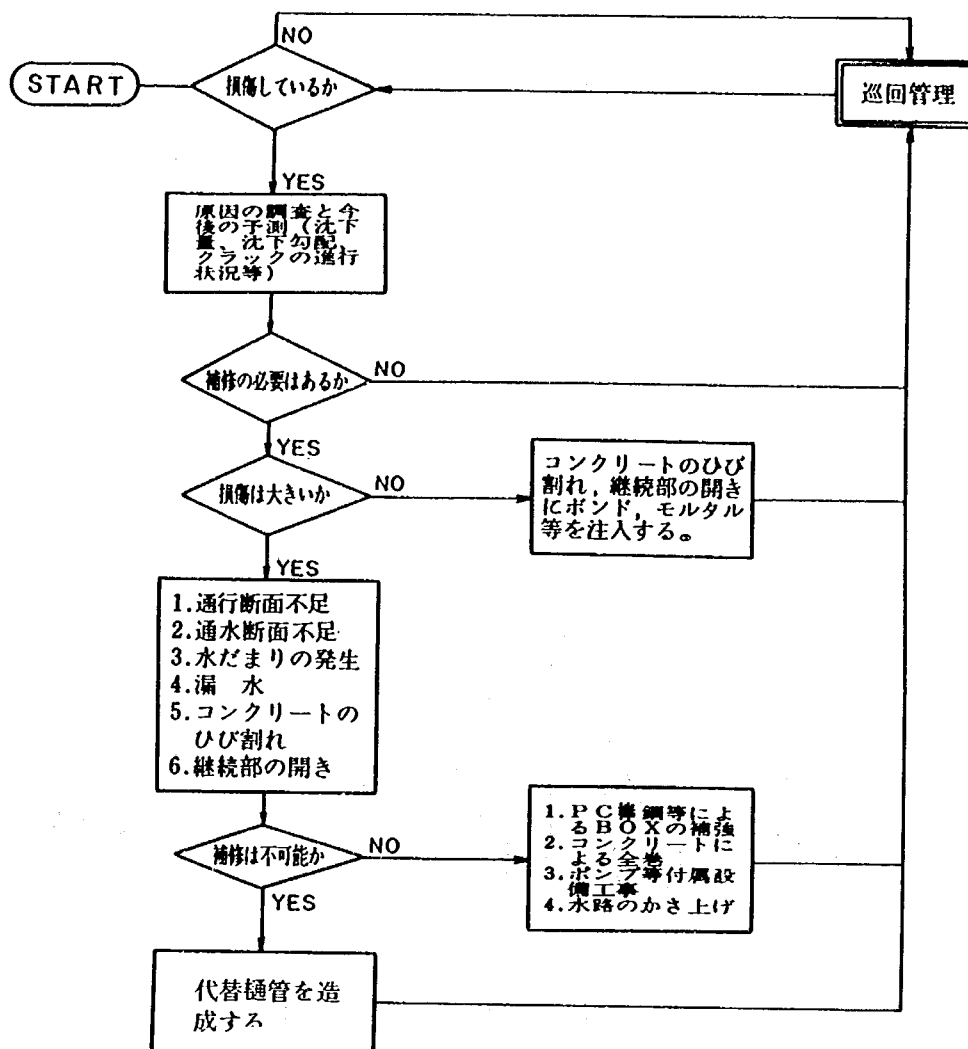


図-3 樋管の維持管理フロー

参考文献

土木研究所「カルバートの損傷に関する実態調査」

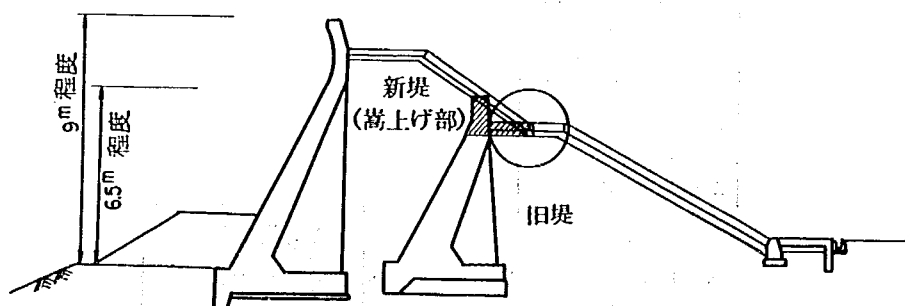
土木研究所資料第1898号 昭和58年3月

(コンクリート研究室, 土質研究室, 施工研究室)

河一15 海岸保全施設の嵩上げ補強時の耐震上の留意点

(質 問)

活岸保全施設の設計において、既設堤防を嵩上げ補強するというケースが度々生じる。この場合、既設堤防と新堤防との接点（図中の丸印の部分）は、地震に対して如何なる緩衝構造とすべきか教示願いたい。



図一1 既設堤防の嵩上げ概念図

(岩手県土木部)

(回 答)

過去の地震による海岸堤防の被害をみると、一般に地盤の悪い所で生じ易く、またこのような箇所¹⁾で生じた被害は大きくなる傾向にある。

地盤が軟弱な粘性土であったり、標準貫入試験のN値が10～15程度以下のゆるい砂層の場合には、堤体全体の安定性が損なわれて、大きな被害となる場合がある。このため、このような場合には、堤体法覆工の局所的な緩衝構造を検討する前に、堤体全体の安定性を検討しておくことが必要であろう。

これに反して、地盤が良好な場合には過去の地震による被害はそれほど甚大なものとなっていない

い。

しかし、堤高が高い場合や、堤体土が良く締固められていない場合などには、地震動によって法覆工や天端に亀裂、段差を生じたり、前面バラベットの打継ぎ目に食い違いを生ずることなどがある。

さて、質問にある新旧の堤体接点における緩衝構造に期待すべき機能を考えてみるに、地盤条件が良好であるとすれば、堤体全体の安定性は特に問題はなく、地震にともなう堤体の変形のみが問題となる。すなわち、地震時の堤体の動的な変形に対して、比較的剛な法覆工の変形を無理なく追従させようとするもの、新堤部分の振動によるゆり込み沈下のな堤体圧縮に対して法覆工に作用する過大な変形を吸収しようとするものなどが考えられる。

しかし、現時点では、新旧両堤の接触部における相対変位を計算で精度良く求めることはほとんど不可能であり、また新堤部分が良く締固められて旧堤と一体となるよう施工されていれば、経験的に堤体全体は相対変位することなく一体となって応答するものと考えられ、特別な緩衝構造を考慮しなくても良いと考えられる。

このため、特に堤体前面のパットレストタイプの護岸背部は、入念な施工を行なうことが必要であるが、締固めが十分に行なえない場合などには嵩上げた新堤部分に地震による若干の圧縮沈下が生じて法覆工に損傷を与えるおそれもある。

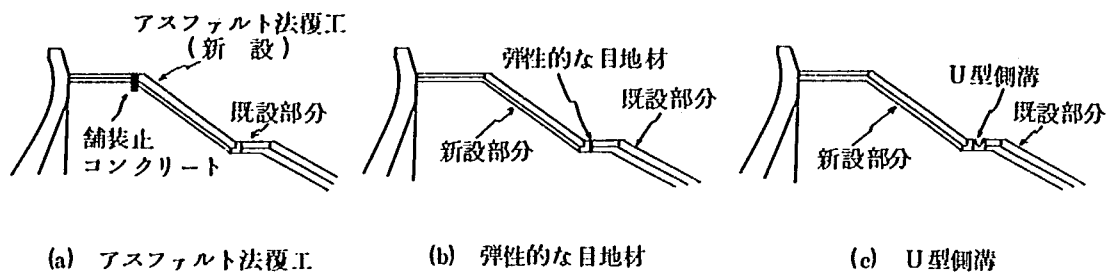
これに対処するためには、基本的には万一の損傷に際して補修の容易なこと、地震による変形に追従し易いことなどを考慮した法覆工が望ましいことは言うまでもない。

このような構造として、次のようなものが考えられる。

- ① たわみ性のよいアスファルト法覆工とする。(図-2(a))
- ② 新堤と旧堤との法覆工の接点の縁を切り、弾性変形量の大きい目地材を用いる。(図-2(b))
- ③ ②と同様に縁を切り、維持管理上の支障がなければこの部分に排水を兼ねたU型側溝を設置し、その変形により新旧法覆工の相対変位を吸収する。(図-2(c))

ただし、③の場合には、U型側溝をいわば地震に対するヒューズとして設置するので、その修復が必要となる。

いずれの考え方をとるとしても、現時点では計算等に基づく設計はできない。試験的な施工等の経験を積み重ねて妥当な構造を見出していくことが必要であろう。



図一2 考えられる対策

参 考 文 献

- 1) 海岸課・土研：海岸堤防護岸の安定性に関する研究，第35回建設省技術研究会報告
(昭和56年度)，pp 642～645

(動土質研究室)

河一16 日本海中部地震による津波特性

(質 問)

日本海中部地震による津波を例に，津波の発生・伝播機構をわかりやすく説明いただくとともに，海岸事業等で設置されている海岸堤防，離岸堤の津波への効果及び被災状況について教示願いたい。

また今回の津波の河川への遡上状況，陸地への侵入特性および津波遡上の解析手法についても併せて教示願いたい。

(岩手工事事務所)

(回 答)

津波は海底面の急激な沈降または隆起によって引き起こされる。海底面が変動すると，それによって海面の下降・上昇が生じ，生じた波は周囲に伝播する。津波の伝播速度 C は，水深を h ，重力加速度を g とすると $C=\sqrt{gh}$ で与えられる。すなわち波速は水深の平方根に比例する。日本海中部地震津波における津波の伝播については，図一1が参考になる。¹⁾これは羽鳥が作成した津波伝播図であり，津波が日本海全体へ広がって行くときの波面の位置を5分おきに描いたものである。ただし図中の破線は波向線を示している。津波は水深の大きい所ほど速く伝わるために，例えば新潟と富山とを比較すると，震源との距離は新潟の方が短いにもかかわらず，富山の方が到達時刻が早くなっている。これは富山湾の水深が大きく，津波が速く伝播したためである。

測量で測定したものである。上段の図において、遡上高の測定地点は番号で示されているが、対応する位置は下段の地図に表示されている。各調査地点の最大遡上高を見ると、八森海岸から峰浜海岸（測点㊸⑩～㊸⑮）が他に比較して高く、これに次いで八竜海岸から琴浜海岸が高くなっている。またその他の地域は平均してT.P. 5 m程度の遡上高となっている。さらに最大遡上高は測点㊸⑩で生じているが、その正確な高さはT.P. 14.93 mであった。

津波は図-2に示したように海岸線に沿ってかなりの高さで遡上したが、八森・岩館漁港付近および男鹿半島部分を除けば、海岸線の多くの部分には砂丘があったためそれほど内陸深くまでは侵入しなかった。しかし砂丘を横切って日本海へ流れ込む中小河川では河口より津波が激しく侵入した。ここではそれらの代表例として峰浜海岸の竹生川、堀川、水沢川河口周辺における遡上域の分布を図-3に示す。これらの川はいずれも峰浜海岸にある。峰浜海岸は他の海岸に比較して遡上高が高かったために、陸域への遡上も広範囲にわたった。なお図中の数字は痕跡より確認された遡上高である。

竹生川は河口手前で河川が右へ大きく蛇行している。津波は海より直進し、蛇行部分にあったコンクリート製の河川護岸を破壊した。河川の背後地は水田であるが、津波来襲時農作業を行っていた人（5名）が死亡した。津波は河川に沿って、河口より約1 kmの地点まで遡上した。堀川も竹生川と同様に河口付近で蛇行している。ここでの遡上の範囲は、河口より約0.9 kmである。水沢川は他の2河川と比較すると大きな蛇行部はなく、ほぼ直線的に海へ注いでいる。遡上の状況は竹生川と比較的良く似ており、河川に沿って最奥部へ到達している。遡上の範囲は河口より約0.8 kmである。以上のように中小河川の河口では他の地域と比較すると地盤高が低いために、津波が集中的に侵入したことがわかる。

津波の遡上の解析手法としては、主として3通りの方法が考えられる。第1は、理論解析によるものである。これは地形条件が単純な場合にのみ可能であって、現地海岸における遡上のように地形条件が複雑な場合への適用は相当困難である。第2の方法は、数値計算によるものである。これは津波の基礎方程式を差分法を用いて差分化して行うものであって、任意地形の場合の計算が可能である。近年、その手法には相当の進歩が見られ、陸地への津波の侵入も解析できるようになって来た。²⁾ 第3の方法は水理模型実験である。これは模型製作に時間と費用を要するが、一度模型が完成されれば、種々の条件のもとでの津波の挙動を調べる事が可能である。

参 考 文 献

- 1) 日本海中部地震報告, 土木学会東北支部, 土木学会誌9月号, pp67~78, 1983
- 2) 後藤智明・首藤伸夫: 各種津波遡上計算法と波先端条件の比較, 第27回海岸工学講演会論文集, pp 80~84, 1980

(海岸研究室)

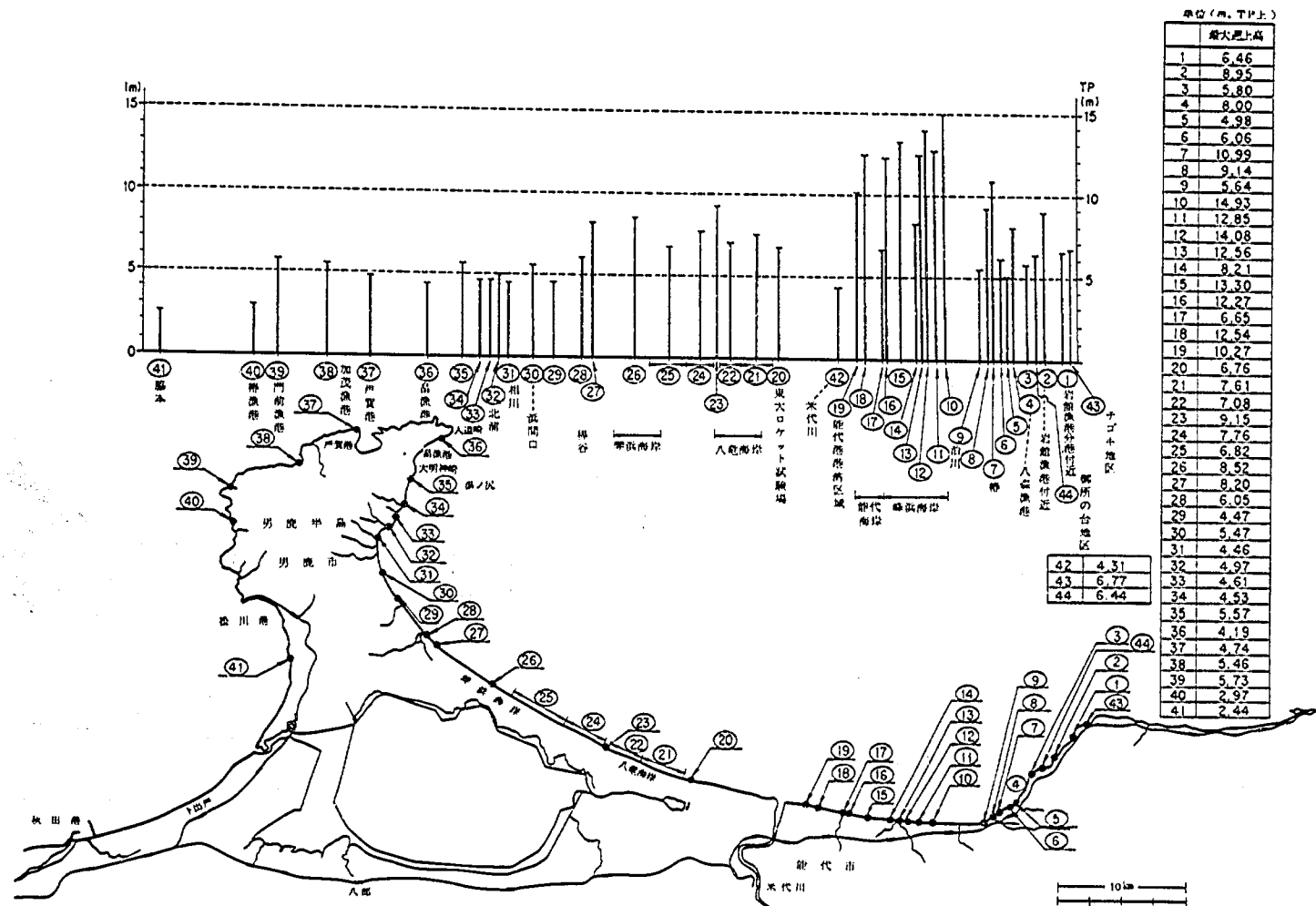
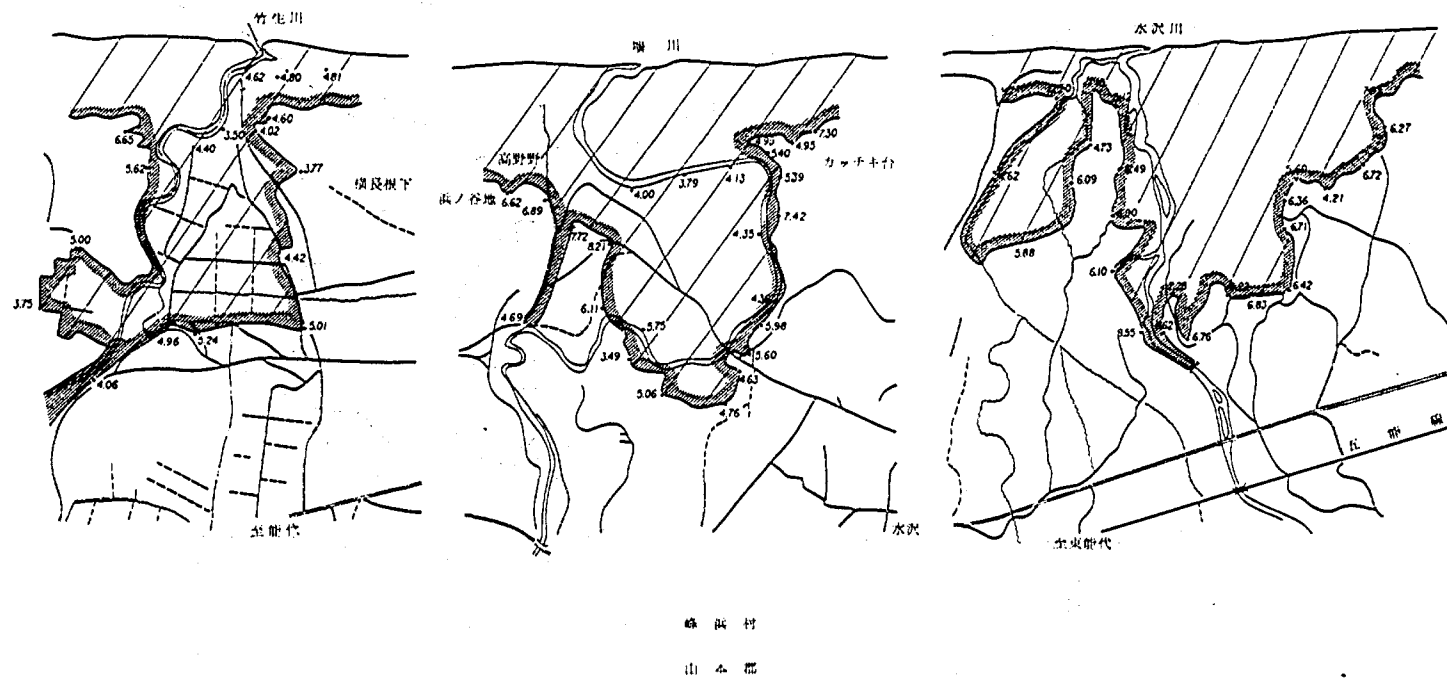


図-2 秋田沿岸の潮上高分布



図一3 河口周辺における遡上域の分布

河-17 堤体材料の室内試験結果の現場施工への反映
(質問)

フィル材料の室内締固め試験結果の現場施工への関連について教示願いたい。

(寒河江ダム工事事務所)

(回答)

現場におけるシャ水性材料・ロック材料の中には通常、各々50～200mm・500～1,000mm程度の粒径が含まれている。一方、堤体材料の締固まり特性を求める室内試験では一般に直径30cm・容量25リットルのモールドが使用されている。モールド径と最大粒径が試験値に与える影響を考慮すると試験許容最大粒径はモールド径の5～6分の1程度に限定されることから実材料をそのまま室内試験して現場施工密度を真に比較したものはない。

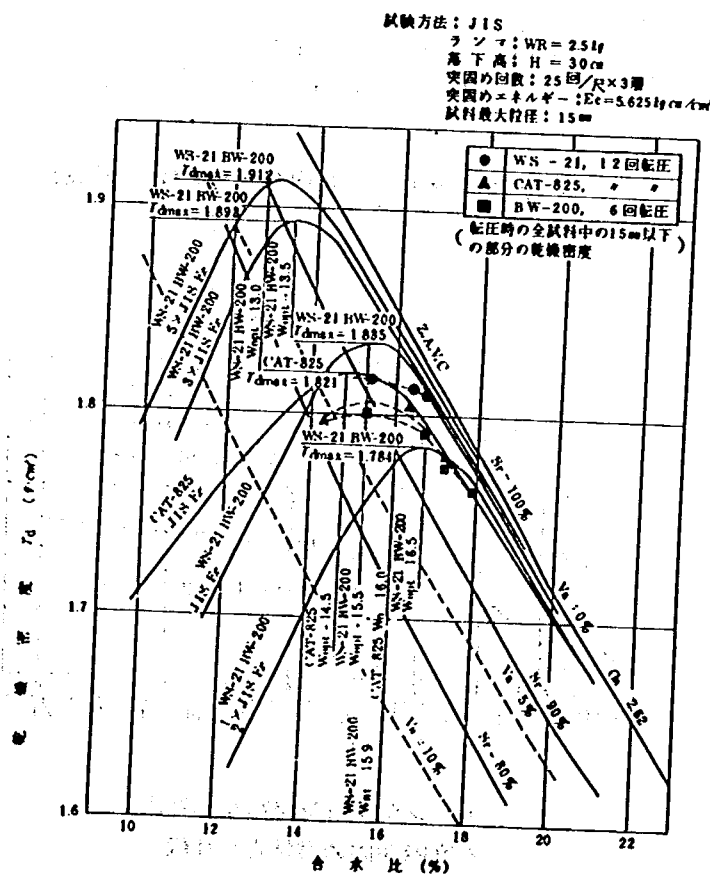
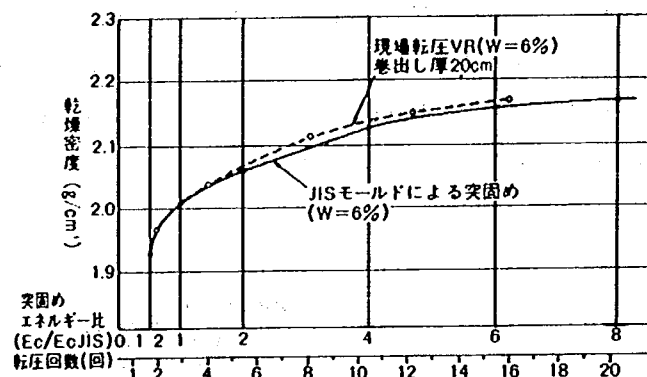
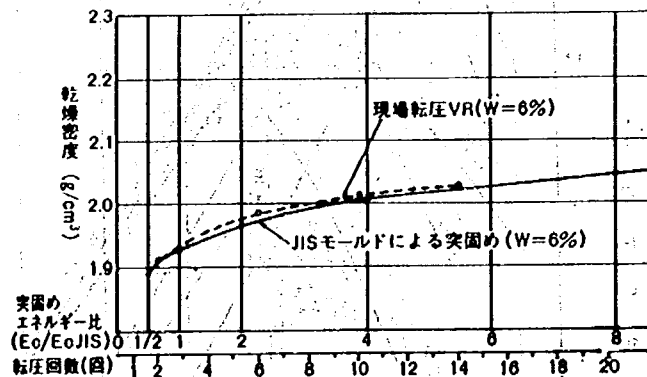


図-1 突固めエネルギー変化による突固め試験¹⁾

一般的には、実材料の粒度と相似な粒度または剪頭粒度に変換して室内試験を行ない実材料の締固まり特性を推定している。しかし水性材料の場合には材料の含水量によって締固まり乾燥密度が変動する性質がある。通常、水性材料の締固めはタンピング系ローラが使用されまき出し厚さ20～30cm、転圧回数が6または12回の場合が多い。自走式タンピングローラと振動ローラにより得られた乾燥密度とJISのエネルギー ($E_c = 5.6 \text{ cm} \cdot \text{kgf}/\text{cm}^2$) により得られた乾燥密度を比較した試験結果の報告例、図-1¹⁾、図-2²⁾があるが材料の成因等によって締固まり特性が異



コア材料現場転圧と室内突固め実験との比較



トランジション材料現場転圧
と室内突固め実験との比較

図-2 現場転圧と室内突固めエネルギーの比較²⁾

なるため定量的なエネルギーとの相関は現在のところ不明である。ロック材料の場合にはしゃ水材料の場合に比較して室内締固め試験が行われることが少ない。そのうえ試験方法の詳細が試験実施機関によってまちまちな点が多い。試験最大粒径とモールド径が締固まり密度に与える影響を求めするためにを行った試験結果を図-3に示す。試験は均等係数4と20の粒度組成についてモールド径

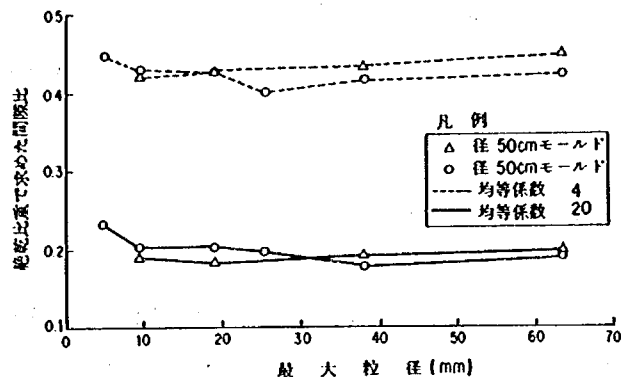


図-3 最大粒径とモールド径が最小間隙比に与える影響比較

が30・50cmの二種類について各々最大粒径を変化させた相似粒度分布とした。締固めは電動ランマーにより単位体積当りの締固め時間を統一して行ったものであるが、最大粒径がモールド径の5～50分の1・4.76mm以下の粒径含有率が30%以下であれば一定した締固め密度を求めることができるものと考えられる。図-4³⁾はロック材料の盛立試験時転圧回数と室内突固めエネルギー

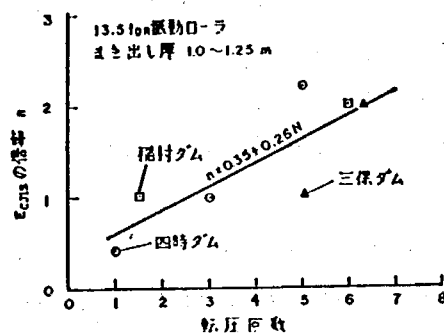


図-4 盛立試験の転圧回数と室内突固め試験の突固めエネルギーの関係

の関係をプロットしたものである。図より、まき出し厚さが1m程度で13.5t振動ローラにより6回転圧して得られる締固まり程度は、室内突固め試験でJISエネルギーの1.9倍で得られるものとはほぼ等しい。ただし、この対応は最大粒径、均等係数によってなおバラツキがかなりある。

堤体材料の締固め密度に関して、室内試験と現場施工との関連に着目した比較試験データが不足しているのが現状である。今後堤体の設計密度の合理的決定手法の確立、現場密度管理手法の確立を目的とし関係ダム工事事務所と土研が一致協力して密度試験方法の統一と試験データの充実を計りたい。

参考文献

- 1) 水資源開発公団・中部電力株式会社：岩屋ダム工事誌，1978
- 2) 東京電力株式会社：高瀬川電源開発工事報告，1981
- 3) 松本徳久・渡辺和夫・吉野内真二：ロック材料の室内締固め試験と現場盛立密度，土木技術資料，24-12，1982

(フィルダム研究室)

河-18 グラウト圧がコアに及ぼす影響

(質問)

東北のようにコアの年間盛立日数が制限されるところでは着岩付近の迅速な施工が望まれるため、コア盛立後にブランケットグラウチングが可能であるとすれば施工上のメリットが多い。ただしこのときはグラウト圧によってはコア内にグラウトが圧入し(hydraulic fracturing)有害な影響も考えられる。現時点でこの問題をどう考えたらよいか教示願いたい。

(寒河江ダム工事事務所)

(回答)

1. 原則的にはブランケットグラウチングはコア盛立前にあかりで実施すべきものと考えられる。その理由として以下のことが考えられる。
 - ① 改良を確めて盛立てるので確実性がある。
 - ② 普通の鉛直グラウチングではコアを痛めることはないが、監査廊内からの水平グラウチングではコアを痛める可能性がある。
 - ③ コア盛立後監査廊内から水平方向にグラウチングするのでは肝腎な岩盤表層の改良度が確めようがない。また鉛直の普通のグラウチングに比べて全体的に改良度の落ちる懸念もある。
2. アースダムで漏水の激しいダムについて堤体にセメントグラウチングがなされたダムがあるが、これらのダムのうちいくつかは1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震で天端付近にきれつを発生している。トレンチして調べてみると深さ5mまでくらい固結したセメントミルクと粘性土の境界にきれつが生じており、変形性の大きな粘性土にブリトルな材料を注入することは好ましくないと考えられる。ただし上載荷重の大きな部分であればこの懸念は天端付近ほど深刻ではなからう。
3. 以上のように原則的に監査廊内からの水平方向ブランケットグラウチングは避けるべきであるが、質問の趣旨のように施工工程上および盛土による上載圧を利用したグラウチングという点で魅力ある点もあり特別の状況のあるときは試みられる場合もあろう。その場合には、各現場にお

いて基礎岩盤とコア材の特性は異なるから、各現場毎の入念な現地試験結果に基づいて施工仕様を定めることになる。

(フィルダム研究室)

河-19 フィルダムのドレーンホールによる漏水観測計画

(質問)

カーテン下流のドレーンホールによる浸透流量観測については必要とする考え方と基礎岩盤への影響が心配されるので設置すべきでないとの考え方があるが、七ヶ宿ダムのように軟岩部(凝灰岩、変質安山岩)にドレーンホールを設けることの是非について教示願いたい。

(七ヶ宿ダム工事事務所)

(回答)

フィルダムの底設監査廊内に設けるドレーンホール(フィルダムの場合浸透流観測孔という。以下このように呼ぶ)の目的は、基礎岩盤内の浸透水圧および浸透流量を計測するためのもので、試験湛水時等のダムの安全管理の上で有効な測定装置であり、通常6~20m間隔で設置されている。固結度の低い軟岩基礎内に浸透流観測孔を設置した場合、観測孔を常時開放していると観測孔まわりの動水勾配が急となり岩盤の構成材料を洗い流す恐れがある。しかし、浸透流観測孔は、揚圧力の軽減を目的するコンクリートダムのドレーンホールとは異なり常時開放しておく必要はない。このため、試験湛水時、浸透流観測孔を設置して浸透流の観測時のみコックを開放することとし、万が一浸透流が岩盤を洗い流しているようならば、開放せずにブルドン管による浸透水圧の測定のみで用いれば良いと考える。

(フィルダム研究室)

河-20 フィルダムにおける浸透破壊に対する安全性の計算方法

(質問)

フィルダムの特に基礎地盤における浸透破壊に対する安全性の検討方法について教示願いたい。

(摺上川ダム調査事務所)

(回答)

- 1) まずフィルダムの堤体の浸透破壊に対する安全性について概略を述べる。土粒子が浸透流により流されるか否かについては周知のようにJustinの提唱した式(1)がある。

$$v = \sqrt{\frac{\gamma'_s g}{A \cdot \gamma_w}} \quad (1)$$

ここに v : 限界流速

γ'_s : 土粒子の水中重量

g : 重力加速度

A : 土粒子の浸透流を受ける断面積

γ_w : 水の単位体積重量

一般的に自然の土粒子は、種々の大きさのものが混じっているため粒径の基準が定めにくく、また浸透流の解析結果は普通平均値で表わされ、限界流速と比較するとき、実流速に換算しなければならないが、有効間引き率の評価方法が確立されていないため、実際のパイピングを判断する上で困難が多い。また式(1)を適用するにあたっては安全率(=限界流速/実流速と定義するとして)を100倍程度とするという説もあるがはっきりした通説はなく、式(1)を現実にはさらに適用しにくいものとしている。

さて、式(1)に直径0.01 mm、比重2.6の土粒子を適用してみると限界流速はおよそ1 cm/secとなる。一方、フィルダムのコア材料の透水係数は 1×10^{-5} cm/sec程度以下であり、流速もほぼこの透水係数の値に等しくなるから実流速で考えても式(1)により土粒子の浸透水による移動を判断するとはるかに安全側であることがわかる。つまり堤体において浸透破壊が起り得るとすればコアに施工不良で砂層のような層が連続してできた場合、不等沈下によりコアに開口きれつが生じたとき、あるいは地震動によりきれつが生じたとき集中漏水が発生した場合などが想定されるが、このような場合においてもコアの上下流両側にはフィルタが配置されており安全策がとられており、ゾーン型のフィルダムは浸透破壊に対して相当の安全性を持っていることがわかる。

ii) 次にコアゾーンと地盤の境界付近の浸透破壊に対する安全性について考えてみる。もしも基礎地盤が岩盤で開口きれつがあり、これがグラウチングによって処理されていない状態を想定すると、開口きれつを持つ岩盤では浸透流はダルシーフローではなくパイプフローとなりその流速は1 cm/secのオーダーに達することもあるから、コアの下部は岩盤内きれつの浸透流により洗い流される可能性もある。従ってこのようなきれつ性岩盤ではコア敷全面をグラウチングにより処理しかつ場合によっては下流側にフィルターを配置するなどの2重の安全策をとることが必要となる。

iii) 最後に基礎地盤内の浸透破壊に対する安全性を考察することとする。基礎地盤の浸透水に対する安全性の検討は基礎地盤の種類によって大きく異なる。そこで地盤を

a. 土質又は砂質基礎, b. 軟岩基礎, および c. 硬岩基礎の3種に分けて論ずる。

a. 土質又は砂質基礎

このときは、式(1)による他次式も浸透水に対する安全性を判断する上で参考となる。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \dots\dots\dots(2)$$

ここに i_c : 限界動水勾配

G_s : 土粒子の比動

e : 地盤の間隙比

式(2)は浸透水の圧力がある程度以上大きくなると、地盤内の有効応力は零となり粒子が浮遊状態となることから求めた一応理論式である。すなわち土粒子の比重が軽く間隙の大きなもの（例えばシラスなど）は小さな動水勾配で不安定となり易いことがわかる。しかし現実には土質又は砂質の場合、強度や変形性の面からも高いダムの建設される例はなく、建設されとすれば遮水ゾーンの厚いダムあるいは貯水池にブランケットを張る等により浸透路長を長くして動水勾配を式(2)で与えられる値よりもはるかなり小さくするのが通例である。

b. 軟岩基礎

未だ軟岩基礎という概念は明確でないが、一軸強度がおおよそ100 kg/cm²以下程度の岩盤を軟岩基礎とすると、このような基礎の地質が新第3紀の堆積岩でありきれつが少なく、地質的に一様であれば、浸透性は小さく浸透破壊が生ずるような流速は起り得ない。したがって軟岩基礎で浸透破壊が問題となるのは次のようなときであろう。

① 軟岩の固結度が極めて低いとき

このときはaの土質又は砂礫基礎と類似の検討となる。

② 軟岩と間口性きれつを持つ硬岩と接しているとき

このときはii)で述べたと同様な検討が必要である。特に軟岩が固結度の低い凝灰岩であるときは注意が必要となる。浸透破壊が生ずるかどうかの検討は不均一な地盤の中から地質調査によって最も危険らしい場所を捜し出すこと自体が重要な検討課題である。

③ 軟岩自体がきれつを持ったとき

一般に新第3紀堆積岩の軟岩はきれつを持つことは少ないが、泥岩などで小さな幅のきれつを持つこともあり、また火山性の軟岩、半風化花崗岩の軟岩ではきれつがある。このようなときは浸透流はきれつを流れるパイプフローとなり流速が早くなり得る可能性がありグラウチング等による浸透流制御が必要となる。

以上軟岩について3つの場合に分けて述べたが①以外の場合すなわちある程度の固結度を持った軟岩についての浸透破壊の可能性の検討方法にはきめてはない。また事例としてもある程度の固結度を持った軟岩での浸透破壊事例は少ない。しかしどれだけの固結度があればどれだけの動水勾配又は浸透流速に対して安全かということは明確ではないので不攪乱試料による室内透水試験、原位置における大きな動水勾配を与える透水試験などにより地盤の浸透流

に対する抵抗性を試験することになる。これらの具体的な試験法の事例については、例えば土木研究所資料第1947号「ダム基礎軟岩の調査と設計」等を参照されたい。

c. 硬岩基礎

硬岩基礎では岩盤にきれつがありここを相当の流速で浸透流が流れたとしても断層粘土部等以外であれば岩盤が浸透破壊されることはない。ただし地山の間隙圧が上昇し地山のすべりの安定が問題となることもあるがこのような事態はここでの浸透破壊とは扱わないこととする。一般に硬岩基礎における浸透流はダルシーフローではなくパイプフローとなるから浸透路長を長くとることよりもどこかで浸透流をしゃ断する手法（グラウチング）により止水し止水ゾーンから下流の漏水は安全に排水する対策をとるのが一般である。

（フィルダム研究室）

河-21 フィルダムの底設監査廊の設計

（質問）

フィルダムの底設監査廊の設計について下記4点について教示願いたい。

- (1) 解析にあたっての必要なモデル化の範囲
- (2) 2次元解析の限界と解の一般的傾向（3次元解析と比較して）
- (3) 3次元解析が必要な場合とこの留意点
- (4) 盛立荷重、貯水池浸透圧力、グラウチング圧力の考え方

（七ヶ宿ダム工事事務所）

（回答）

- (1) 底設監査廊の設計において二次元FEMを用いて応力解析を行う場合、上下流方向断面の解析では従来、監査廊と、監査廊の上面の幅の3～5倍、高さの2～3倍の範囲の岩盤を含めたものをモデル化の範囲としてきた。しかしこの程度のモデル化の範囲では境界での拘束条件が監査廊部の応力に影響を与えるため、半無限に広がる岩盤内に埋めこまれた監査廊の応力状態を正しく示しているとは見なせない。従って、上述より大きい、境界での変位の拘束条件が監査廊の応力に影響しない程度の領域をモデル化の範囲とするべきであろう。
- (2) 監査廊の横断面の設計については一般には二次元解析で十分である。縦断方向の設計については、従来、あまり詳細な設計がされたことはないが、破碎帯等を含む著しく変形性の異なった部分をもつ基礎上に監査廊の1ブロックがある場合、縦断方向の応力解析が必要となることがある。この場合、二次元解析では内空部を含む縦断方向中央断面を実際の監査廊に近いモデルで応力を求めることは困難である。

監査廊横断面の二次元FEMによる応力解析では、監査廊断面が天端と岩盤面が同じ高さの台形の場合、天端両端に水平方向の引張応力が生じ、解析モデルによっては底板上面にも引張応力が生じる。底板上面の引張応力は監査廊側面の勾配がゆるくなるほど小さくなる。アーチ型の内空断面では監査廊側面の勾配が3分程度では通常引張応力は生じない。内空断面隅角部には応力集中で著しい圧縮応力が生じるがハッチを設けると解析上圧縮応力は小さくなる。この傾向は三次元解析での監査廊断面における応力分布の傾向と大きく異ならないと考えられる。

- (3) (2)で述べたように、監査廊基礎の縦断方向に変形性が著しく異なった部分が接して存在する場合、監査廊の三次元FEMによる応力解析が必要となることがある。このような解析では二次元解析と同様、モデルの境界における拘束条件が監査廊の応力に影響しない程度の領域をモデル化しなくてはならない。さらに、監査廊のジョイントを考慮しないと、実際とはかけ離れた著しく大きい応力を生じる結果となるので注意を要する。

ジョイントを考慮するためには、引張応力、せん断応力は伝達せず、圧縮応力だけを伝達するといったジョイント要素もしくは類似の機能をもつFEMのプログラムを用いる必要がある。

- (4) 監査廊の応力解析に用いる盛立荷重は、中央コア型ロックフィルダムの場合、従来、監査廊直上の盛立高にコアゾーンの単位体積重量をかけた上載土柱重量を用いていた。しかし既設のダムに埋設された土圧計の実測値を見ると、アーチ作用で自重が両アバットに伝えられ盛立高の70~80%の荷重しか岩盤上に作用しないようである。しかし、盛立高の何%が働くかはアバットの形状や監査廊の位置によって変るから、一般には100%とするのが普通である。ただし二次元または、三次元のFEMを用いた堤体の盛立解析を行い、その結果を設計荷重とすることもありうる。

貯水池の浸透圧力については過去の解析例を見ると、FEMによる浸透流解析を行って得た水圧分布を監査廊の応力解析のモデルに作用させた場合、監査廊の水平方向の引張応を減少させることとなり、これで設計すると、危険側となる。また、圧縮応力は増大するが、100m程度の高さのダムでは圧縮応力はコンクリートの許容圧縮応力を下まわる。このため、監査廊の設計には貯水池浸透圧力を考慮する必要はないと考える。

グラウチング圧力については、従来これを考慮した設計例は見当たらない。亀裂性岩盤内に監査廊を設ける場合、グラウチングの注入圧力はそのままの大きさと局所的に監査廊の側面および底面に作用するとも考えられるが、その作用面積の確定は困難である。また亀裂のない岩盤で、限界圧力以下でグラウチングを行う場合、その注入圧力はダルンーの法則に従うと考えられ、浸透流解析を行って監査廊まわりの圧力分布を求めることができるが一般に、監査廊側面に作用する圧力は監査廊の引張応力を減少させる側に働くので、グラウト圧は考慮しなくてもよいと考えられる。したがってグラウト圧が一番問題となるのは監査廊底面に作用するときであり、これは設計で配慮するというよりグラウチングの施工時に監査廊底面に有害な圧力が少ないよう注意すべきである。

以上述べたように、FEMによる監査廊の応力解析ではモデル化の範囲、盛立荷重の評価が重要であると言えるが、この他に、岩盤の変形性を原位置平板載荷試験等を用いて正確に評価することが必要である。さらに、FEMは連続体としての解析であるため、実際の岩盤および監査廊の挙動を完全にモデル化したものではなく、その結果にはある程度の誤差を含むことを念頭に入れておくべきであろう。

(フィルダム研究室)

河-22 ダム堤体左右岸アバット部のグラウチングによる改良目標

(質問)

ダム堤体部のカーテングラウチングによる改良目標は、一般にコンクリートダムの場合1～2ルジオン程度を目安として施工されているが、左右岸アバット部の改良目標をいかに設定すべきか教示願いたい。

(浅瀬石川ダム工事事務所)

(回答)

カーテングラウチングは、ダムによる貯留水が基礎岩盤及び地山を通じて漏水することを抑制することを目的に実施されるものであり、そのダム軸方向の施工範囲は、ダムサイトの地形、地質、透水性、地下水の状況等を考慮して決定されるが、一般的には貯水池満水面とアバットメントの地下水位とが交わる点までとされている。又、カーテングラウチングの改良目標値としては、コンクリートダムでは1～2ルジオンが採用されており、堤体下部とアバットメントにおいて異った改良目標値を設定することは通常なされていない。勿論、水圧、透水路長等を考慮すると、施工範囲全域において同一改良目標値を採用することについては疑問の残る所であり、この問題については、前回の直技指定課題「ダム基礎岩盤グラウチングに関する研究」の検討過程で指摘されている点であるが、現時点において結論を得るに到ってなく、今後の重要研究課題として各現場の協力の基に当研究所において検討を続けることとしているものである。

ところで、コンクリートダムにおける透水性改良目標値として、通常1～2ルジオンが設定されるが、基礎岩盤の性状如何によってはこれ以外の目標値を採用することも充分可能であり、この点について若干当研究室の見解を述べることにする。改良目標値1～2ルジオンというのは、この程度に透水性を改良された既設ダムにおいて支障が生じていないという実績に基づいているもので、経験則として非常に重要な値であるが、1～2ルジオンまで改良可能であることは、セメントミルク粒子が充分岩盤の間隙を満し、カーテンゾーンを形成し得るという前提が必要であることを意味している。このことは、対象岩盤がキレツ性の間隙を有する場合に成り立つことを示唆している。

近年、新第三紀の頁岩等に代表される、いわゆる軟岩上にもコンクリートダムが建設されて来ているが、これらの岩盤においてはセメントミルクの注入が極めて困難で、従来の改良目標値の達成が難しく、各現場で苦勞している例が増えている。この種の岩盤におけるルジオンテスト結果を見ると、限界圧力が低く、10%の注入圧力でのルジオン値はかなり大きい値を示すが、限界圧力以内のP-Q曲線の勾配から得られるルジオン値は低い値であることが多く、キレツを有する硬岩の場合と明確な相違が現われている。このことは、この種の岩盤が内圧に対して強度が弱い反面、本質的には軟透水性を有するものであることを意味しており、透水形態は、岩のキレツ内を透水するのではなく、岩自体の空隙を浸透するものであり、キレツ性岩盤がパイプフロー的な流れの形態をとるのに対し、ダルシー的な流れ形態をとるものと推察される。パイプフロー的な流れでは、流速は主として水圧に関係し、ダルシー的な流れでは流速は、動水勾配-水圧/浸透路長-に関係すると考えられ、従ってキレツがなく、全体的に均質な岩盤では、仮に1~2ルジオン以上の透水性を有していても浸透路長が充分確保できていれば漏水の恐れは少ないと判断される。この種の岩盤に対してどの程度の改良目標値を設定するかについて、現在明確な基準はないが、全体的に均質で、連続する高透水ゾーンが存在せず、浸透路長が充分確保できることが確認されれば、5ルジオン以内程度を一応の目安にして良いと、当研究室では考えている。

浅瀬石川ダムにおいては、河床部と右岸アバット部分は岩盤の性状が異なっており、右岸部については上述のキレツの少ない、本質的に透水性が軟透水で均質な岩盤と思われるので、この意味で河床部と、右岸アバット部の改良目標値を変えることは充分考えられることであるが、目標値設定に際しては、透水性、透水路長、岩盤性状等を充分調査検討する必要があると考える。又、部分的な高透水部については入念にこれに対処する必要があると、内圧に対し強度が弱いこともあって、限界圧力を大巾に越える注入圧力を採用する方法でなく、低圧で、潜在的なクラックも含めて巾広く処理することが重要であると思われる。又、当ダムでは、アバット着岩付近について、地中壁により遮水を行なうこととしているが、透水路長の短い部分の対策として、理に適ったものとする。

(ダム構造研究室)

河-23 ダム貯水池の富栄養化防止対策

(質問)

既に富栄養化状況を呈している貯水池及び将来富栄養化が予測される貯水池における流入負荷削減方法又は固定法を御教示願いたい。また、貯水池形状が複雑で、水深が浅い場合の富栄養化予測解析上の留意点についても併わせて教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

1. 貯水池流入負荷削減方法

湖沼や貯水池の富栄養化を防止したり、既に富栄養化が進行している貯水池をある一定の望ましい栄養レベルまで回復させようという試みは、世界の数多くの湖沼や貯水池で実施されている。このような富栄養化防止対策は大きく二つに分類できる。一方は、栄養塩の貯水池への流入制御、いわゆる貯水池外における対策であり、他方は貯水池での対策である。さらに、前者は点源、非点源に対する対策に、後者は貯水池内栄養除去および富栄養化現象に対する応急的対策とに分類できる。

以上のような分類に従って、貯水池富栄養化防止対策をその実施例をもとに整理すると表-1のようになる。

表-1 貯水池の富栄養化防止対策

貯水池外における対策 (栄養塩の流入制御)	点源に対する対策	下水の高度処理 (化学的凝集沈殿処理等) 洗剤中のリン酸塩の低減または代替 環状 (バイパス) 水路の開削 (放流路の変更)
	非点源に対する対策	肥料の制限 浸透溝 酸化アルミニウムカラムによるろ過 前貯水池によるリン除去 化学薬品によるリン除去 土地利用の規制
貯水池内における対策	湖内の栄養塩除去	湖内での化学的凝集沈殿 希釈および洗い出し 底層水の放流 生物除去による栄養塩除去 水位低下による湖底堆積物の乾燥・除去 湖底処理 (湖底を覆う方法) 選択放流
	富栄養化現象に対する応急策	曝気 (循環) 水位低下または上昇による水中植物の制御 物理的対策 (水生植物の刈取り等) 化学的制御 (殺藻剤、除草剤の使用) 生物学的制御 (捕食関係による操作等)

また、図-1には、これらの手法を貯水池の模式図として示している。

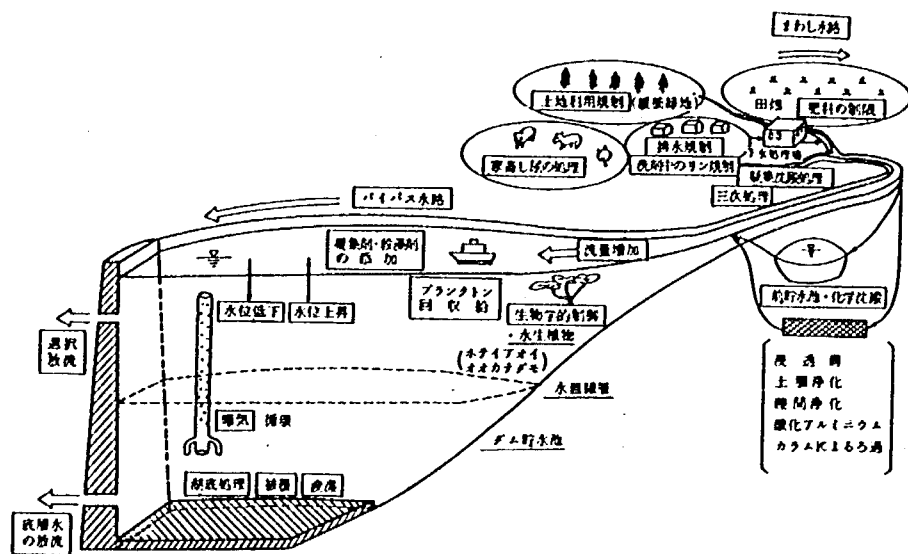


図-1 貯水池富栄養化防止対策の模式図

貯水池への流入負荷削減は富栄養化防止の根本的な対策であり、長期的観点から見れば貯水池水質保全に必要不可欠なものであると考えられる。しかしながら、河川管理者が実施しうる流入負荷削減対策は非常に限定されており、我国における実施例もほとんどないのが現状である。そこで、諸外国における流入負荷削減対策の実施例について、その概要・効果・問題点等を取纏めたものを表-2に示すが、各手法には一長一短がありどの対策が対象貯水池に最も適しているかを論じるのは非常に困難と思われる。

表 - 2 流入負荷削減対策の概要

	流入負荷削減方法	概 要	事例および効果	問題点および課題
点源に対する対策	環状(パイプ)水路の開削 (放流路の変更)	湖周辺に環状水路(通集水路)を開削し、汚水(下水処理水等)を他水域へ放流することにより湖への栄養塩流入を回避する。 場合によっては湖に流入する点源から栄養塩の全量を事実上削減できる。	1) Washington 湖 (Edmondson 1972) 冬期リン濃度 28%減 透明度 1.0m→28mへ 2) Wanbessa 湖 diversion により冬期リン濃度が70%低下した。 3) Tegern 湖 (Hamm 1976) 4) Schlier 湖 (") 5) Monona 湖, Kegonsa 湖 (1958) 6) ミシガン湖 (1900) 7) オホ湖	・非点源の栄養塩発生源が制御されていない場合は効果がない。 ・下流(放流先)の水域で富栄養化問題を引き起こす恐れがない場合しか利用できない。
	浸透溝	栄養塩を多く含む小河川の流水を浸透溝に導き、表層土壌の吸着能力を利用することにより、リン濃度の湖への流入量を削減する。	1) 西ドイツの上水道野水池 (Gran 1977) ・湖中のオルトリン酸イオン濃度が60 $\mu\text{g}/\text{L}$ から7 $\mu\text{g}/\text{L}$ (年間平均)に減少(除去率90%)	・土壌粒子が微細なほど吸着能力は増大するが、浸透能力は減少する。従って、最適な土壌粒子径を検討する必要がある。
	酸化アルミニウムによる過	リンを多く含む小河川の流出水を酸化アルミニウムカラムに通水ろ過することにより湖へのリン負荷を減少。 リンの流出量の変動が大きくなり、リン濃度の高い小支流に適用可能。	1) Wahnbach 野水池 (西ドイツ) ・マヌ養殖場からの流出水を用いた実験、数ヶ月の検査で、流出水のリン濃度が平均370 mg/m^3 から平均20 mg/m^3 に減少。逆洗または再生の必要は全くない。	・負荷変動が大きい場合は不適。
非点源に対する対策	前野水池によるリン除去	前野水池における生物生産とバイオマス生成により生体内にリンを固定させ、バイオマスの収穫により前野水池から野水池へ流入するリン量を減少させる。 バイオマスから放出されるリン底泥に固定させるため、前野水池を好気性状態に保つ必要がある。	1) 中央ヨーロッパ諸国の飲料用、工業用の野水池のほとんどで効果あり。 (i) Benndorf, Putz, Krientz, Henke (1975) 溶解性無機リンの除去率は夏期90%, 冬期0~30%, 年間平均70% (ii) Wilhelmus (1976) Wahnbach 前野水池のオルトリン酸除去率は2年間平均40%, 滞留時間が長くなると90% (iii) Hirsch (1974) Mohne 前野水池のリン除去率40~80% (iv) Nusch Koppe (1975) リン負荷がそれほど大きくない前野水池での除去率は、8~65%	・リン除去率は前野水池の滞留時間に大きく左右され、60%除去には15日分の滞留時間(平水流量時)が必要(文献結果より)であるため、かなり大容量となり、経済上、土地空間上制約のあるところでは不利。 ・冬期に除去能力が低下する。
	化学薬品によるリン除去	野水池の主要流入河川のリンを鉄塩等で凝集沈殿除去する。	1) Wahnbach 野水池 (Bernhardt 1978) ・三価鉄塩による凝集沈殿と複層ろ過による処理を行った。 Wahnbach 川のリン濃度平均90 $\mu\text{g}/\text{L}$ から5 $\mu\text{g}/\text{L}$ に減少。その他の項目についてもCODの77%, DOC (溶解性有機炭素)の50%, バクテリアの99%を除去。処理場能力18,000 m^3/hr , ろ過池表面積1,100 m^2	・リンの主要流入河川が2つまでの場合適用できる。数が多い場合は経済的に不適。

貯水池における富栄養化予測の一般的手順は図-2に示すようなものである。すなわち、富栄養化予測手法には、流入栄養塩負荷（Vollenweider モデル）、数量化理論、類似ダムによる予測手法等の定性的概略予測手法と、富栄養化シミュレーションモデルに代表される定量的詳細予測手法とがある。このような予測手法の中で、富栄養化予測解析に一般的によく用いられているのは、Vollenweider モデルとシミュレーションモデルである。

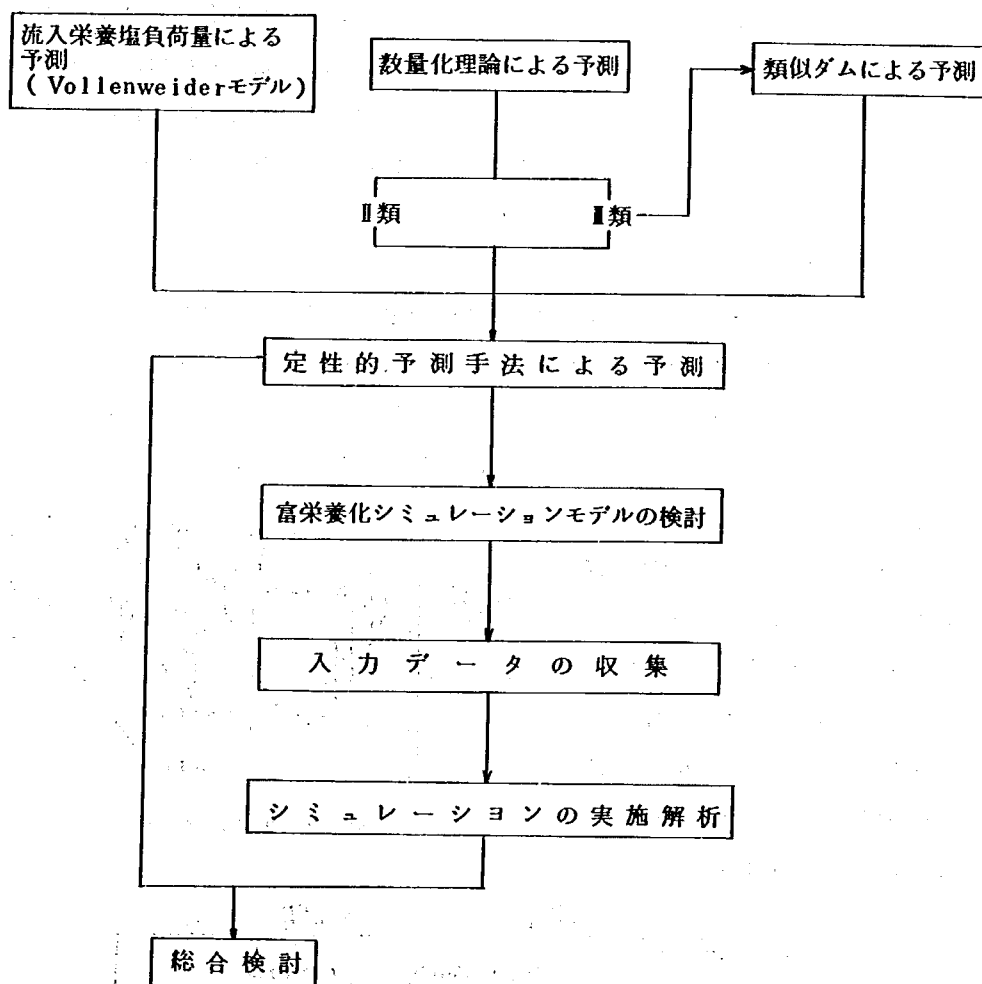


図-2 富栄養化の一般的予測手順

以下には、この二種のモデルを形状が複雑で、水深が浅い貯水池に適用する場合の留意点について述べる。

① Vollenweiderモデル

Vollenweider モデルは対象系内の入出力関係のみに着目し、貯水池の富栄養化レベルを予測しようとするものである。本モデルは湖沼における富栄養化事例研究から、富栄養化現象を支配している栄養物質はリンであるとして、湖沼の物理特性とリン負荷量から湖沼の栄養レベルを論じている。モデルの特徴として湖沼を完全混合と仮定しているため、貯水池形状にかかわらず貯水池内の平均的なリン濃度レベルを概略的に予測することが可能である。さらに、平均水深が浅く、年回転率も小さい完全混合の仮定が満足されるような浅水湖沼では、その適用性も高いことが示されている。

本モデルの入力情報は貯水池への流入リン負荷量であり、その算出精度が結果に大きな影響を及ぼすことになる。従って、原単位・流出率を含めた流入負荷量算出方法について、詳細な検討が必要である。また、本手法は簡便であるものの、貯水池の概略的な栄養レベルしか把握できず、富栄養化の個々のプロセスや水域内の水質反応の時空間分布を論じることができないという欠点を有していることも銘記しなければならない。

② 富栄養化シミュレーションモデル

シミュレーションモデルは、対象系内の水質変化機構をできるだけ忠実に数学モデル化し、その時空間分布を把握しようとするものである。現在、一般的に考えられているモデルは鉛直一次元モデルであり、富栄養化関連水質濃度の変化は水深方向に卓越し、流下方向・貯水池幅方向にはほぼ一様であると仮定している。従って、貯水池を図-3の様に水深方向にのみ分割し、分割された各層内での水質相互間の

変化過程(図-4参照)を数学式で表現し、これを数値解析をすることにより、各層の平均量としての水質分布を知ろうとするものである。

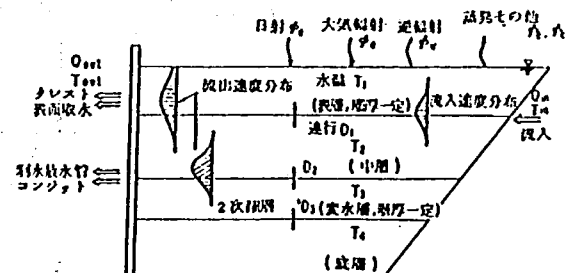


図-3 貯水池層分割図

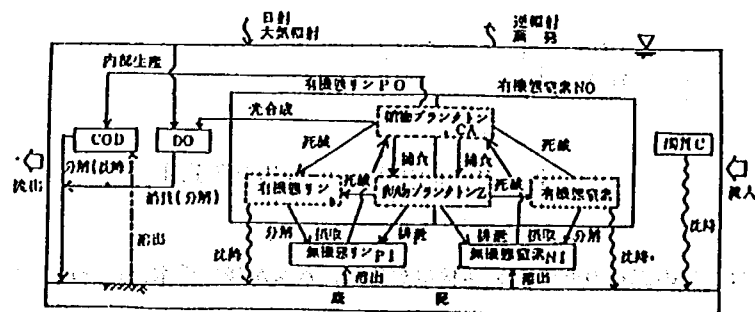


図-4 貯水池内水質変化機構概略図

が重要であり、水質がほぼ一様とみなせるようなコントロール・ボリュームの大きさを設定する必要がある。

すなわち、図-5(a)に示すような“河道”形状をした貯水池の場合、貯水池内水質の概略予測には図-3の層分割、貯水池における水工学的対策をある程度評価するには水深方向にもう少し密に分割した鉛直一次元モデルで十分であると考えられるが、図-5(b)のような“ヤツデ葉”形状をした貯水池では流下方向および貯水池幅方向に水質の一様性は認められず、コントロール・ボリュームを二次元・三次元的に分割する必要がある。

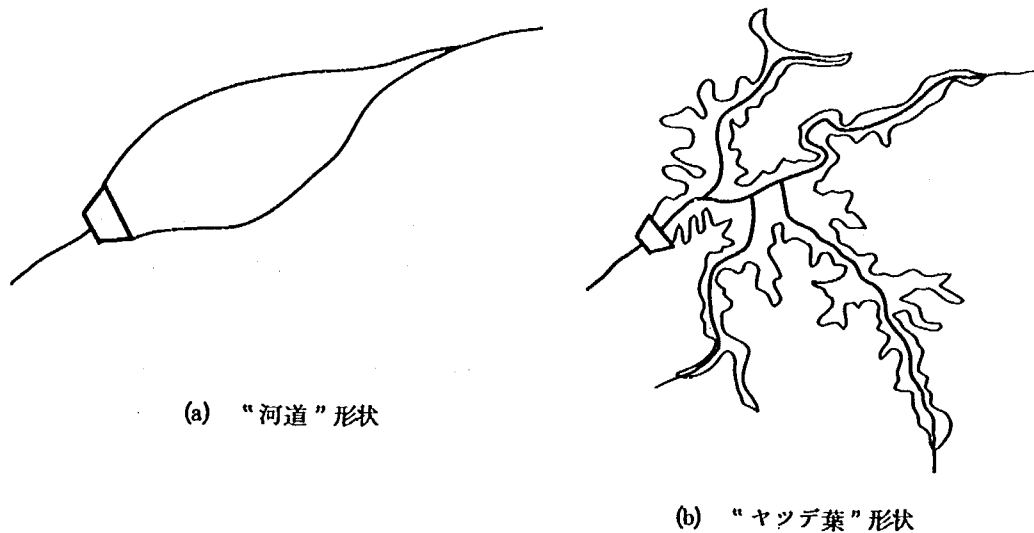


図-5 貯水池平面形状

しかし、現在の技術水準では、このような取扱いは数値解析上の問題点、計算時間およびコスト面からの制約もあり、実施に困難を伴うことが多い。そこで、図-5(b)のような複雑な形状をした貯水池に適用する場合には、図-6に示すように貯水池形状を模擬した平面的分割を行い、それぞれのボックスにおいて図-3、図4に示した水深方向の水質を取扱う便宜的な方法も考えられる。

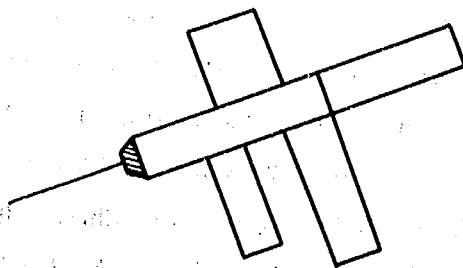


図-6 貯水池平面分割モデル図

いずれにしても、シミュレーションモデルは植物プランクトンの増殖を含めた富栄養化現象を定量的に検討することができるという利点がある反面、モデルの定式化にあたって相当の単純化は避けられず、数式表現上の問題も数多く残されているのが現状である。

以上、貯水池の富栄養化予測解析にあたっては、上述のモデル特性および欠点を踏まえた上で、解析目的に合致するような予測手法を適用していく必要性があろう。

(水資源開発研究室)

河-24 ダム堆積物の酸化還元機構

(質問)

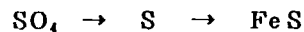
下記質問内容で具体的例及び今後の調査研究方針について教示願いたい。

最近人工湖(ダム貯水池)においても富栄養化が進み、社会的問題になっている所が多くなってから、富栄養化の二次的現象としての堆積物からのN、P、Fe、Mn等の溶出が問題となっている。

これらの酸化還元は、バクテリアによるものと推定されそのバクテリアの種類、働き、条件等を調査検討することにより、還元溶出を抑制すべき諸条件をみいだせるものとする。

例

硫酸還元菌で硫化鉄を作る。



(岩手工事事務所)

(回答)

夏季において成層化する湖沼および貯水池においては、成層期には水温躍層の形成によって水の鉛直方向の混合が妨げられるため、溶存酸素の豊富な表層から底層へ供給される酸素の量が少なくなる。富栄養化などによって底層水の酸素消費が大きくなってくると、酸素の消費速度が供給速度を上廻るようになり、底層水の酸素が欠乏し、ついには底層に無酸素水塊が形成されるようになる。無酸素の状態、すなわち還元状態になると底泥中に存在する鉄やマンガンは存在形態が変化し(例えば、鉄は3価の鉄から2価の鉄に変化)、不溶性の状態であったものが溶解性となり、水中に溶出してくる。リンの溶出が増加するのは、3価の鉄との化合物(不溶性)が溶解性の2価の鉄との化合物に変化するためと考えられている。なお、窒素の溶出は、酸化状態では底泥中の脱窒が起るため酸化状態の方がいくらか大きい可能性があるが、あまり大きな差はないとみられている。

さて、溶出に影響する要因の主なものは、底層水の酸化・還元の状態、水温、底泥の汚濁状態と考えられ、これらを考慮すると、対策としては①底層水を酸化状態(好氣的)に保つこと、②底層

水の水温を低い状態に保てれば保つこと、③底泥の質を改善すること（浚渫）が考えられ、その他に、質問中に例として示してあるような、④一旦溶出した物質を再び沈澱除去する方法もある。但し、例としてあげられている方法が、硫酸イオンを添加して硫酸還元菌による還元を促進しようとするものであれば、この時には必ず遊離の硫化物（硫化水素）も生成され、水質的には悪化すると考えざるを得ない。また、リンの溶出に対する影響としても、硫酸イオンを高濃度に含む海水の場合においても、嫌氣的になったときにはリンの大きな溶出が起ることは明らかであり、溶出を抑える効果があるとしても大きなものではない。

（水質研究室）

河－25 表面排水路工の使用材料

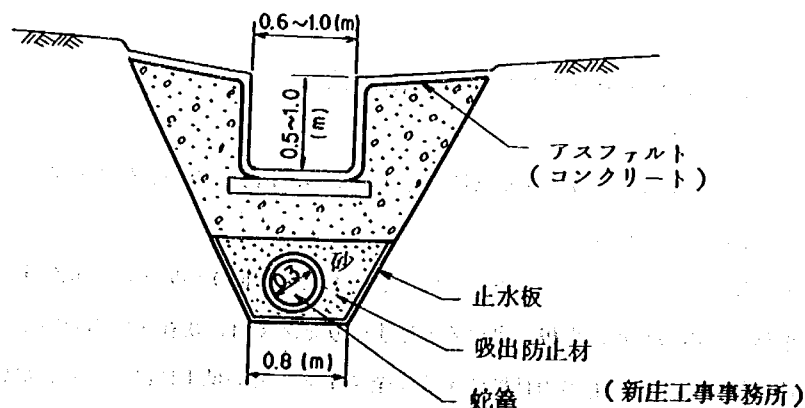
（質 問）

排水路はアスファルトやモルタルでライニングしたり、コルゲート、コンクリート、石張等で施工されている。当事務所管内の豊牧、平根、黒淵等の地すべり区域においては、移動量が大きい、短期間で済む等の理由で、従来からライナープレートが使用されており、現在に至っているが、補修が必要な箇所も生じてきた。補修が必要な水路の破損状態を見ると、変形、底抜け等を起こしている。今後、これらの補修と新規の水路を施工していく場合、

- ① 地すべり移動量が少なくなっている
- ② 耐久性にすぐれている

等によりコンクリート水路と暗渠の二階建て水路工の採用が妥当と考えられるが地すべり移動と表面排水路の材料の選定について教示願いたい。

「二階建て水路工の例」



(回 答)

地すべり活動が降雨や融雪と比較的早い応答現象を示す移動層の浅い地すべりや地すべり頭部のクラック地帯での雨水等の浸透が激しい地すべりの場合、表面排水路工は地すべり防止工として重要となる。こういった表面排水路は早急に施工できること等から地すべり活動中に施工されることも多く、修復の容易な構造のものが数多く提案されている。

表面排水路工には次の機能が考えられる。

- 1) 地表面の雨水の地下面への浸透防止機能
- 2) 深層部にある地下水の地表面への流出箇所として、集水流下させる機能

この目的に従えば、表面水路工としては、流下水の再度地下への浸透は絶対に防止する構造であることが必要で、修復の簡単な構造の必要性はこの点にある。従って特に地すべり移動量の大きい地すべり地では施工性の観点からも構造が簡単で補修の容易なものが施工されているのが実情である。構造的には水路部からの漏水を集水できる暗渠部を下段に設けた二階建て水路工が基準となる。

水路材料と地質の関連であるが、必ずしも地質と地すべり移動とは対応関係が存在しない事例も多く、水路材質と地質との明確な関連を規定できない実情にある。

さらに地すべりブロックごとの移動量の相違等もあってその活動状況についての予測、正確な把握が非常に困難、多大の地すべり調査が必要な事もあって、地すべり運動と水路工材質、工種選定における明確な基準は確定しがたい。しかし地すべり活動の恐れがない地域では水路工の破損は地すべり活動によるものよりは材質の老化現象が主要因をなすこととなり、こういった場合、耐久性にすぐれた材質の水路工を選定することが有利となろう。水路工設計においては、現在の地すべり活動状況ならびに将来の地すべり活動状況、地表面の流水状況等を検討し、すみやかに集水し、流出させることが原則である。

(地すべり研究室)

河－２６ 地すべりの安全率の評価手法

(質 問)

間隙水圧の上昇によりせん断抵抗力を小さくし、地すべりを発生させている地区の対策工事は、地表水及び地下水排除工が中心になる。

その効果を判定する場合、多くは地下水位（間隙水圧）の低下により効果を判定する場合が多い。当事務所管内の豊牧、平根、黒淵等の地すべり地区では、現在までの対策工事の効果として、地下水位は低下しているものの目標にする安全率1.2までの低下には至っていない。しかし、傾斜計、伸縮計の観測による動きはほとんどない、このような地すべり地区の対策工事の効果判定には地下水位（間隙水位）による評価以外に定量的に効果を評価できる方法はないか。

適当な評価方法がありましたら教示願いたい。

(新庄工事事務所)

(回 答)

地すべりの活動が間隙水圧の上昇を主要な原因としている場合、その対策工法としては地表水・地下水排除工が中心となる。地表水、地下水排除工の施工量は、一般に斜面の安定計算を実施して所要の安全率が期待できるように計画される。この場合安定計算手法としては、一般的に安定計算式に使用する土質定数のすべり面全体にわたる把握が困難な事等から逆算法によることが多い。基本的には、逆算法の手法は地すべり活動が見られた時点を出発点として、その活動状況、調査結果を勘案検討し、逆算法に使用される諸パラメータを決定し、目標の安全率に至る対策工事量の計画の資料として使用するものである。しかしながら同法に使用される諸パラメータが現実の地すべり斜面の正確な物理状態を反映しているものと考えられれば、当然ながら現実の地すべり斜面の安定度評価が可能なる。

一方、斜面の安定計算手法は種々提案されているが、基本的には有効応力法による極限平衡法が主体を占めている。これら計算式は直接排水量のデータを組み入れて計算するのではなく、地すべり地からの排水量等の排水効果をすべり面での間隙水圧変化に変換して安定解析を実施するものである。したがって斜面安定解析においては地下水位、排水量の変化によりすべり面での間隙水圧の変化の把握が重要となる。

一般に、地下水位の標高がすべり面での間隙水圧に線形応答すると仮定されることが多いが、砂礫土で構成される均質斜面と相違して、地すべりのような粘性土に富む地すべりの場合、不均質性が著しく必ずしも前述の線形応答の仮定は疑問が残り、十分なる地下水変動調査が必要な事は論を待たないところである。

したがって排水量のデータからすべり面での間隙水圧の低下量が評価できるとすれば、安定計算手法を適用して斜面の安定度の評価が可能となるが、現在必ずしも有効なこの種の手法は提案されてはいないのが実情である。これら現状を考えると地下水排水工による斜面の安定度の評価は十分なる地下水調査結果のもとで実施された場合のみその信頼性が期待できるものと思われる。

(地すべり研究室)

河一 2 7 森林開発に伴う流出形態の変化

(質 問)

森林開発及びは場整備による河川への流出増が、総合的な治水対策を進めている岩木川等で懸念され、流出試験地調査を58年度から実施することになっているが、流出試験地調査にあたっての留

意点及び、他機関での研究成果があれば教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

1. 流出試験地調査にあたっての留意点

- 1) 基本的には、河川砂防技術基準“調査編”に基づくものとする。
- 2) 雨量計の設置にあたっては、標高差による雨のバラツキ等を考慮し、十分な観測網を配置する。(特に斜面を多く含む試験地について)
- 3) 水位-流量観測については、精度の良い検定せきによる観測(この場合固定床で、せき下流側は落差を設ける)か、パーシャルフリューム等を用いるのが良い。
- 4) 水位-流量観測地点には、同時に雨量計も設置するものとする。
- 5) 水位-流量観測地点は、試験地流域内に2ヶ所以上、設置するものとする。
- 6) 試験地の流域特性(面積、勾配、水路網、土地利用状況等)及び流域形状を、設置前に充分調査を行なう事、また開発による土地利用の変化についても、経年的に調査する事。
- 7) 雨量観測データについては、5分単位で使用できるようにする。また水位流量データについても、同様とする。
- 8) 現地は積雪が予想される事より、冬期の観測は中止するものとする。
- 9) 流出試験地には、種々の観測精度を低下させる要因が生じるため、試験地の管理を充分に行なう事。

2. 森林開発による流出の変化

森林開発による流出の変化については、農林省の林業試験場及び農業土木試験場でかなり研究が進められている。研究報告によると、森林開発を行なうと、流出量は増加する傾向にあると示されている。その類推される原因を下記に示す。

- 1) 樹冠しゃ断、蒸散による水損失の減少
- 2) 伐木、造木時に地表を踏み固めたり、ずり出し道面、林道面等、浸透性の悪い部分を作る事による。一応の目安として伐採が流出に及ぼす影響については、下記のような解析結果が示されている。

流出率 $f \cdots \cdots 8 \sim 19\%$ 増加(皆伐の場合)

流出量 $Q \cdots \cdots$ 年最大で $200 \sim 300 \text{ mm}$ 増加

伐採率との関係

$$\Delta D = 1.9918 RC - 21.8 \text{ (試験地の1例)}$$

ΔD : 増加量(mm)

RC : 伐採率(%)

伐採を行なった場合流出量の増加は、伐採直後が最大で、そのまま放置しておく、自然に樹草が侵入し徐々に減少してゆく傾向にある。

- 3) 果樹園等にする場合を含めて排水路が整備されることが多いが、これは流出増への寄与が大なので注意を要する。

以上これらすべての研究報告は、長期的な年流出を対象としたものであり、短期的な洪水の流出変化について示されているものではない。

3. ほ場整備による流出の変化

ほ場整備による流出特性の変化については、下記のような傾向が示されている。(図-1参照)

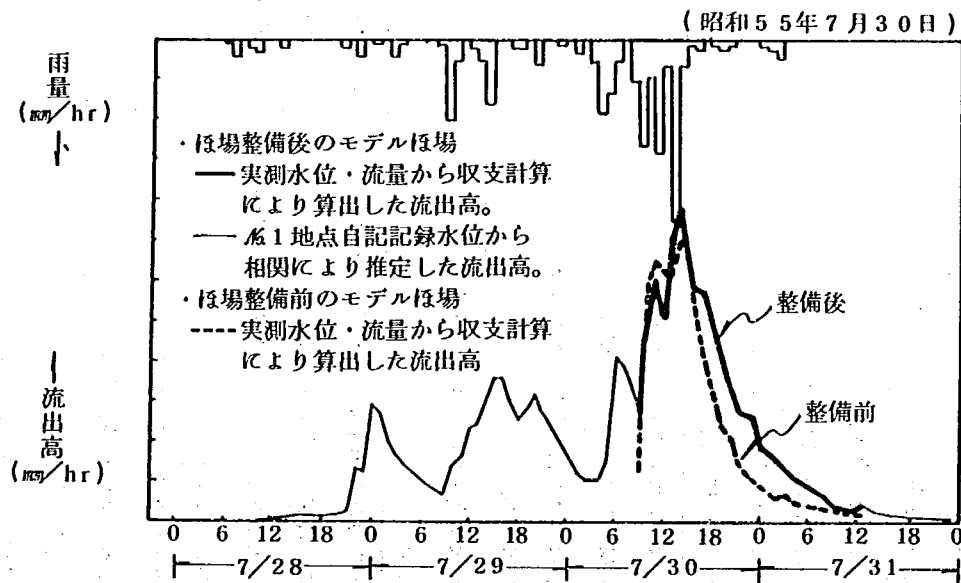


図-1 降雨量および流出高時間変化図

- 1) 流出率の増大
- 2) ピーク流量の増大
- 3) 洪水到達時間の減少

上記については、流域の都市化による流出変化の傾向と同様であるが、変化の度合は、都市化に比べ小さい。ほ場整備が流出に及ぼす影響のうち最大の因子は、水路網の整備にあると思われる。

4. 参考文献

昭和58年度の直轄技術研究会において、流域変化による流出機構の変化に関する調査のため文献調査を行なった。ここに森林開発及びほ場整備による流出の変化についてのものを文献集(水研資料)より抜粋示す。

(水文研究室)

(B) 水田, 畑地に関する流出機構の研究

番 号	文 献 名	(上 段) 研究機関名	(下 段) 著 者 名	COMENT
B-1	大区画斜面畑桑園における流出試験と観測	農業土木学会大会講演集 昭和47	五十嵐正次, 渋谷勤治郎, 上村春美	
B-2	低湿水田地帯における雨水流追跡	農業土木学会大会講演集 昭和48	小林満, 坂垣博, 角屋恵一郎	
B-3	水田地帯の流出解析(II)	農業土木学会大会講演集 昭和48	丸山利輔, 手島三二, 四方田穆	
B-4	畑地の地表面流出解析に対する特性曲線法の適用	農業土木学会大会講演集 昭和48	村島和男, 手島三二	
B-5	低平地における水田と畑の混合配置による流出	農業土木学会大会講演集 昭和48	吉永健治	
B-6	低平水田地帯における流出特性	岐阜大学農学部研究報告36号 1974	小林満, 坂垣博, 角屋恵一郎	$Q=c \cdot b \cdot h_0 \sqrt{28(h_1-h_2)}$ 水田区画からの演出
B-7	畑地における地表面流出と浸入及び水みち流出について	農業土木学会全国大会講演会要旨集(昭49)	村島和男, 手島三二	$Q=3/8 \cdot q_p \cdot r/i \cdot \Delta t$
B-8	水田落水口からの流出に関する統計的考察	農業土木学会論文集(66)	四方田穆, 丸山利輔, 手島三二	
B-9	水田転換畑の流出強度の検討	農業土木学会論文集(68)	四方田穆, 丸山利輔, 手島三二	

番 号	文 献 名	(上段) 研究機関名	(下段) 著 者 名	COMENT
B-10	低平水田地帯の雨水流出解析	京都大学防災研究所年報 18号B	早瀬吉雄, 角屋睦, 岡太郎	市街地 $N=0.02$ 水田地帯 $N=2.00$ 裸 地 $N=0.5$
B-11	農地造成が流出機構に及ぼす影響についての実証的研究	農業土木学会大会講演集 昭和51	中田正敏, 鈴木光剛, 豊田勝	
B-12	山間水田地帯における流出に関する研究 (II)	岐阜大学農学部研究報告36号 1974	吉田力, 小林満, 吉熊明, 小林慎一郎	タンクモデル法による解析 鳥羽川流域
B-13	造成畑の演出特性について	第37回農業土木学会中四部講演会(昭57)	藤平昇, 四万田穆	
B-14	改良山成土による造成畑のピーク流量について	第37回農業土木学会中四部講演会(昭57)	高瀬恵次(他)	造成畑 $T_p=15\sim20$ $f_{pmax}=0.64$ $C=68\sim123$ 山林地 $T_p=30\sim50$ $f_{pmax}=0.35$ $C=77\sim130$
B-15	農地造成域における流出解析についての一考察	第37回農業土木学会中四部講演会(昭57)	田中礼二郎, 福島辰, 山根磯真, 西沢彰一	$N=530$ $B_c^{-1.08}$

(C) 山林、草地に関する流出機構の研究

番 号	文 献 名	(上段) 研究機関名	(下段) 著 者 名	COMENT
C-1	林況変化、とくに伐採が溪川流出に及ぼす影響 (I)	林業試験場研究報告 第156号	中野秀章, 菊谷昭雄, 森沢万佐男	豊水, 平水, 低水, 渇水について
C-2	林況変化、とくに伐採が溪川流出に及ぼす影響 (II)	林業試験場研究報告 第170号	中野秀章, 菊谷昭雄	
C-3	森林伐採及び伐跡地の植被変化が流出に及ぼす影響	林業試験場研究報告 第240号	中野秀章	森林水文現象について
C-4	山地小流域における有効と量の推定	林業試験場研究報告 第320号	近嵐弘栄	$WL = \ln \left(1 - \frac{a(W_c - W_f)}{f_o - f_c} \right)$
C-5	山腹における降雨の浸透と流下について (続報)	第17回水理講演会演集	岡本芳美	山地では表面流よりもほとんどが中間流流出である。
C-6	山間地小流域からの流出	農業土木学会大会講演集 (昭和48)		
C-7	林業の草地転換が地表流下浸透及び土砂流出に及ぼす影響	雑誌「水利科学」第18巻4号	村井宏	
C-8	北上山地における草地造成に伴う降雨、流出関係の変化 (I)	農業土木試験場技報 A第10号	渋谷勤次郎	
C-9	山地河川の流出	農業土木学会大会講演集 (昭和49年)	杉山博信	

番 号	文 献 名	(上段) 研究機関名	(下段) 著 者 名	COMENT
C-10	山腹における降雨の貯留作用について	第19回水理講演会論文集 岡本芳美		相また試験他
C-11	北上山地における草地造成に伴う降雨流 山関係の変化(II)	農業土木試験場技報 A第13号 渋谷勤次郎		
C-12	山地流域の洪水流出に関する研究	香川大学農学部学術報告 29巻62号 鎌田萬		Kinematic, Wave 法による山腹斜面の等 価粗度による研究
C-13	傾斜地の農地造成による流出状況の変化 について	農業土木学会大会講演集(昭和54年) 桜田純司, 片岡隆四		• 草地開発が流出に関する影響はほとんど 無い。
C-14	草地造成流域における特性曲線法の等価 粗度について	農業土木学会大会講演集(昭和54年) 橋本岩夫		• 草地の等価粗度は開発による定性的性質 は示さず流出率に比例する。
C-15	農地造成に伴う流出特性の変化について	農業土木学会大会講演集(昭和54年) 高瀬恵次, 丸山利輔, 萩原泰明		
C-16	農地造成に伴う流出機構の変化(4)	農業土木学会大会講演集(昭和54年) 栗津正, 高瀬恵次, 丸山利輔, 松尾和重		
C-17	室川森林理水試験地観測報告, 本流初沢 試験流域	林業試験場研究報告 第302号 防災部理水第1研究室		• 1959年1月より1977年12月までの データ集
C-18	山地流域における流出に関する研究(I)	岐阜大学農学部研究報告43号 1980 吉田力, 佐竹裕考, 亀山裕一		

番 号	文 献 名	(上段) 研究機関名	(下段) 著 者 名	COMENT
C-19	草地造成による流出現象の変化について	第29回農業土木学会北海道支部講演会(55)	桜田純司, 浜崎隆文	

河-28 砂防ダムの落下水による振動

(質問)

砂防ダムの落下水による振動のために、家屋や建具ががたつくという苦情が新庄工事事務所管内の舂玉ダムで出ている。振動の発生原因と対策について教示願いたい。

(新庄工事事務所)

(回答)

1. 振動発生機構

ダムからの落下水は水膜を形成し、脈の背後とのカップリングによって振動現象を生ずる。この振動が同位相になると広い面からの音の放射となるので大きな低周波音を発生する。

2. 低周波音による被害の発生

各種建具ががたつきはじめる音圧レベルはスピーカーを用いた実験では図-1¹⁾のようになり、70 dB を少し超えたレベルで6~10 Hz くらいが一番振動しやすい。実際には、がたつきは特定周波数で共振現象として現れるので図は一つの目安にすぎない。このがたつき音を生じなくするためには、戸と鴨居の空けきを与えなければよい。実際には軟らかな弾性体で軽く押し付け、かつ戸の開閉が可能な機能をもつ取付け具が防止策として実用化されている。

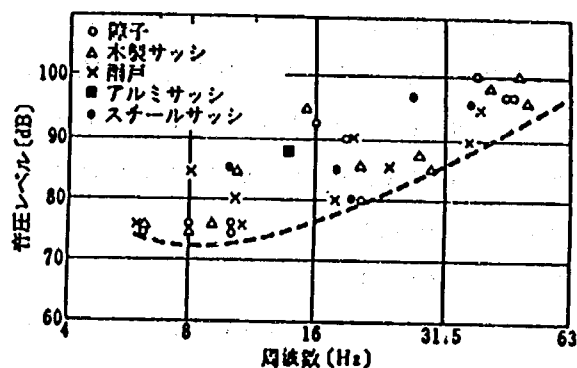


図-1 各種建具ががたつきを始める音圧レベル

1) 子安勝也：騒音・振動(下) コロナ社 15章 低周波音と対策

3. 対策

低周波音の発生パワーは、水膜の面積および加速度の2乗に比例するので、面積の細分化や振動振幅の減少によって大幅パワーを少なくすることができる。そこで駒止めなど水脈を切る構造物を造り、各水流の振動がランダムになるようにすれば低周波音を低下させることができる。

4. 低周波の測定

50 Hz の低周波音は、低周波音レベル計、1/3 オクターブ分析器、レベルレコーダの組合

せまたは、スペクトルアナライザー（周波数分析器）の低周波レンジ（0～50 Hz）で周波数とその強さを測定することができる。

（砂防研究室）

河一 29 急傾斜地崩壊対策事業における最適な工法の採用

（質 問）

急傾斜は勾配の変化、地質の変化、湧水の有無などによって工法が色々あり現場の担当者は、工法の採用に苦慮している状態なので、工法の採用にあたって、どのようなことを検討すればよいか教示願いたい。

（山形県土木部砂防課）

（回 答）

（1）調査方針と主眼点

斜面崩壊防止工事を行うための調査は、危険斜面の判定、崩壊形態の想定、被災状況の想定、崩壊要因の推定、対象区域の決定、対策工の設計・施工のための調査が主たる目的となる。

斜面の調査では、誘因となる降雨、素因としての地形・地質・土質を調べることに主眼が置かれる。調査は現地踏査時の観察を中心に従来から地質・土質調査で用いられる方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をもとに、崩壊危険度の予知・予測、環境の変化・保全、対策工の検討などに関して、担当者ができるだけ確かな工学的判断（engineering judgement）を下すという流れで進められる。この流れは作業過程および調査精度により一般に、

① 予備調査（資料調査および現地概査）

② 本調査（現地精査および地盤調査）

の2段階に区分できる。なお②の本調査においては調査対象斜面において表一1のとおり3つの調査レベルに分けられる。

自然斜面および切土のり面は不均一な地盤であり、かつ表面が植生で覆われていて地山が直接観察できない場合が多いので、以下のような事項にも十分留意する必要がある。

① できるだけ広範囲に地形や地質を観察するとともに、類似した地盤条件で対策工が施工された箇所の状況や資料を調べて参考にする。

② 風化のすすんだ地山、浸透水の集まる斜面あるいは崩壊または地すべりなどの痕跡の見られる場所に注目し、崩壊の危険度の高い斜面に重点を置いた調査を行う。

③ 地盤条件が複雑な斜面では、事前に十分と思われる調査を行ったとしても納得のいく設計ができるとは限らない。したがってもし現地踏査などの結果、複雑な地質構造であると想定され

数点のボーリング調査等でははっきり地盤条件を確認できないことがわかった場合は、設計段階の調査をむやみにふやさないほうがよい。このような場合については、施工に際して応急的な処置や工法変更がとれるような余裕のある設計を行うとともに、表面整正や切取りの途中で土質や岩質をよく確かめ、必要な場所で必要な時期に調査を追加するのが得策である。

表-1 調査レベルの目安

調査レベル	調査対象斜面の概要	標準的な本調査内容 (予備調査にプラスする調査)
I	1. 斜面高が小さく($H < 15\text{m}$)勾配も緩い($\theta < 35^\circ$)。 2. 地層構造が単純で地表地質調査で明確にできる。 3. 想定される崩壊規模が非常に小さい。 4. 崩壊歴がない。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがない。	地層構造の把握および崩壊形態の想定を主目的とする現地精査(地表地質調査)に重点を置き、必ずしもサウンディング等を実施する必要はない。
II	1. 斜面高がやや大きく($H = 15 \sim 30\text{m}$)、勾配もやや急($\theta = 35 \sim 45^\circ$)。 2. 地層構造がやや複雑で地表地質調査だけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模がやや大きい。 4. 小規模な崩壊歴がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがややある。	・地表地質調査 ・簡易サウンディング(簡易貫入試験、コーンペネトロメータ試験等)……2, 3測線 ・ボーリング……1本以上 (構造物等の基礎の確認が必要な場合は特に重要となる。)
III	1. 斜面高が大きく($H > 50\text{m}$)、勾配もやや急($\theta > 40^\circ$)。 2. 地層構造が複雑で簡易なサウンディングだけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模が大きい。 4. 中規模以上の崩壊歴や斜面の異常変状がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがある。	・地表地質調査 ・ボーリング……2, 3本以上 ・サウンディング(簡易貫入試験、コーンペネトロメータ試験、スウェーデン式サウンディング、標準貫入試験)……数測線 ・弾性波探査……2, 3測線以上 ・土質試験……2, 3点以上

(2) 崩壊予想の検討方法

安定度の検討は危険度判定、崩壊形態の想定、対策工の設計などにおいて最も基本となるものである。盛土、フィルダム等の人工斜面では安定度の検討は計算、すなわち滑動力と抵抗力の比である安全率を計算する形で行われているのに対して、自然斜面の場合は地山が均質で地山を構成する土(岩)のせん断特性が土質試験等によって明らかになっている場合に限って、安定計算結果が主な判断根拠となり得ると原則的にされている。したがって自然斜面の安定度の検討は、従来の経験資料をもとに現場技術者の判断で行われることが多く、理論的検討あるいは計算のみで斜面の安定度を定められるような場合はほとんどないと考えてよい。

図4-1に斜面の安定度検討の流れを示す。調査結果を受けて安定度を判定する際には、

① 従来の経験、実態、標準のり勾配との対比による安定性の検討。

② 現地調査による崩壊形態の予測，安定度の想定。

③ 計算による安定性の計算。

の3つの方法がある。

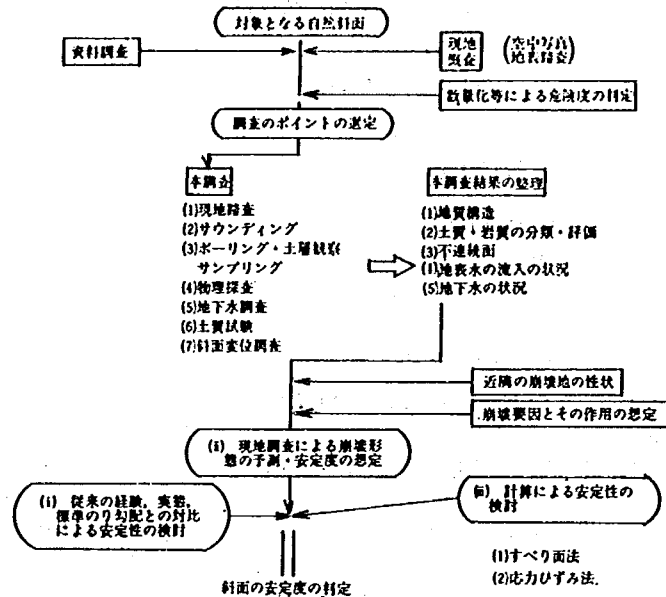


図-1 斜面の安定度検討のフローチャート

1) 従来の経験，実態，標準のり勾配との対比による安定性の検討

斜面崩壊の実態については自然斜面における崩壊の資料の集積と崩壊対策事業の進歩に伴って漸次はっきりしてきた。次のように要約される。

- (i) 斜面崩壊の多くは地山（基盤）の上にいる表土，崩積土などの崩壊であり，地山を構成する地質（岩石の種類）には比較的関連がない。
- (ii) 斜面崩壊の発生しやすい地形は明瞭に尾根とか谷とか判断できるような箇所より，むしろ一見して大きな変化のない斜面である。
- (iii) 岩質の地山自体が崩壊する場合は，成層構造，断層，層理面の存在とその方向・位置などと地下水の影響を受ける傾向があり，崩壊の規模が大きいほどこの傾向は著しい。
- (iv) 斜面崩壊の平均的規模は，厚さ1.5m～2m，幅1.7～1.8m，長さ2.0～2.5m，崩壊土量は半数近くが100m³以下で，300m³以下だけで80%を占める。

2) 現地調査による崩壊形態の想定，安定度の判定

現地調査による崩壊形態の想定，安定度の判定について簡潔にまとめて順序だてると，次のようになる。

まず斜面の地質・地形と履歴解析から述べる。どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的・地形的解釈をたてる。斜面の地質によってどんな崩壊が起こるかは経験的にわかること

が多い。例えば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や浸透水によって図-2のように表面のマサ土が滑落する。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、それと比較対照する。



図-2 風化花崗岩斜面での崩壊形態の想定

現地調査は強度および浸水、浸透に関する不連続面がどこにあるかを調べる。よい露頭を探し出し、その連続性・方向・傾斜を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形・斜面形状にも十分注意する。オーバーハングしていればその崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合は、これより崩壊面の形を推定できることが多い。

この崩壊面の調査法として土木研究所で開発した簡易貫入試験機の使用は有効な調査機器となっている。その実例を紹介する。

〈例1〉 茨城県筑波の花崗岩地域の例(図-3)

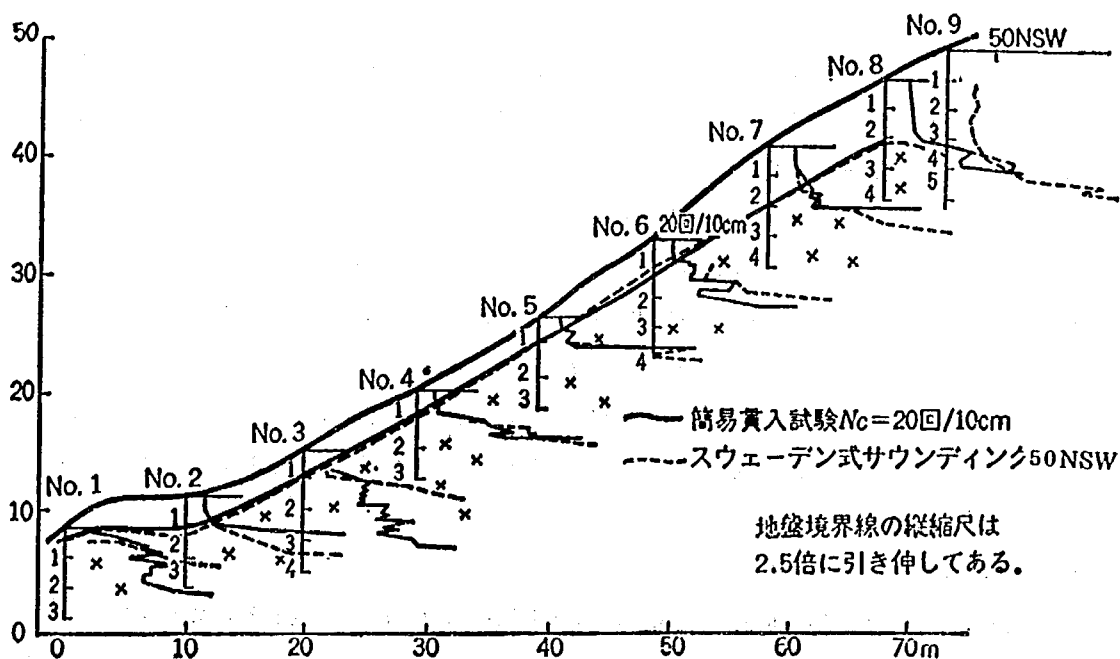


図-3 筑波(花崗岩)での調査例

この地域は、うすい表層土(表土および崩積土層)、およびその下の花崗岩風化層、その下部の

基岩となっている。風化層は径5～10cm程度の風化してボロボロになった礫を若干含む細粒のマサであり、基岩は礫の表面が風化している巨礫状の花崗岩である。実線、点線はいずれもこの風化層と表層の境界をとらえたものであり、ここで貫入抵抗が急変する。スウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験ともにこの境界を良くとらえており、同一地点で得られる深度の差は小さい。

この風化層が崩壊する危険性が高いものと推定される。

〈例2〉 千葉県南部の第三紀泥岩の分布する斜面の例(図-4参照)

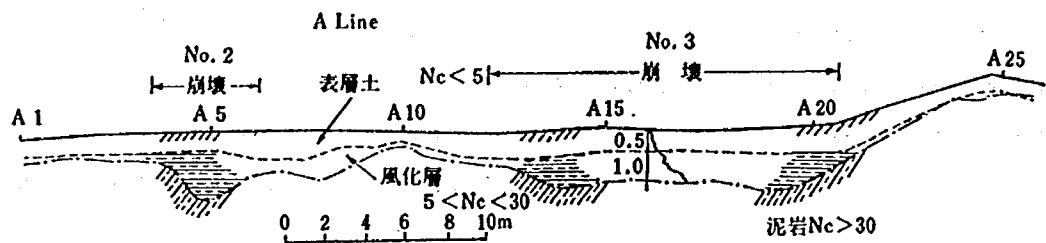


図-4 大原(第三紀泥岩)での調査例

測線は、崩壊の頭の上部、斜面勾配の変化点付近を横に連ねて設けた。試験の結果、土層は上から表層土、泥岩、の強風化層、泥岩という順になっており、Nc値であらわすと、それぞれ、 $Nc < 5$ 、 $5 \sim Nc \sim 30$ 、 $Nc > 30$ となる。崩壊上部(No.2, No.3)では、基盤である泥岩面は凹んだ形をしており、この部分では泥岩風化層は厚くなっている。このような地盤中の地形の凹みは浸透水を集中させやすく、風化も促進され、崩壊に対して不安定土塊の規模も大きくなると考えられる。従って地形的な凹凸の他に地盤中、特に相対的不透水層となり得る基盤面の凹凸が崩壊発生に対して、その位置的な条件を左右しやすいと考えられる。

安定度の判定については、外形からの判断としては、表-2に示す基準が一応の目安となる。

表-2による判定は斜面外観からだけの情報で斜面の安定度を評価しようとする一次的な手法である。

(3) 計算による安定性の検討

斜面においては重力の作用によって常に高いほうから低いほうへ土を移動させようとする動きがある。この力の作用によって斜面内部にせん断応力が生じ、このせん断応力が地盤のせん断抵抗より大きくなるとそこで地盤が破壊し、それが有る連続面に沿って起こると、その連続面で区切られた土(岩)塊が滑動を起こし斜面が破壊するというのが、土あるいは岩の力学での計算の基本的な考え方である。

自然斜面の安定計算については、地山が均質な場合で地山を構成する土のせん断特性が土質試

験によって明らかになっている場合に
限って、安定計算を行うことができると
されている。

しかし、自然斜面は等方・均質なことはまれであり、厳密な意味では計算は不可能である。

実際面では現地踏査や地盤調査により
想定したすべり面に対して、すべり面法
により安全率を計算する手法が用いられて
いる。この場合、土質強度定数を正確
に求めることが一般に難しく、計算値は
参考にとどまることが多い。また現状に
対して切土あるいは間隙圧の上昇により
どの程度安全率が低下するかを計算して
斜面の安定性を検討することも行われて
いる。

(3) 崩壊予想の結果、待ち受け工法か法面工か

斜面崩壊の要因は地表面侵食、含水による土層の強度低下と重量増、間隙（水）圧の上昇、パイピング、風化であり、これら雨水の作用の処理という観点から、

斜面崩壊防止工は表-3のように分類できる。なお、この表にはそれぞれの工法の主な目的、適用範囲や特色等もあわせて整理してある。

崩壊防止工は大別して抑制工と抑止工とに分けられている。抑制工は斜面の地形、地質、地表水、地下水の状態等の自然条件を変化させることによって、斜面の安定を図ることを目的とする。抑止工は構造物を設けることによって斜面の崩落、または滑動を抑止することを目的とする。

特に急傾斜地崩壊防止工事でよく用いられる工法に待受式擁壁がある。これは斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）より離して重力式擁壁を設置し、崩壊土砂を擁壁で待ち受ける工法である。この待受けのための擁壁を設置する場合、一般に落石による被害等を防止するため落石防止柵（ストーンガード）を擁壁天端に設置する。

この工法は積極的に斜面条件を改善することはしないので従前どおりの崩壊の危険性は残っているが斜面が長大であるため全斜面の改良が困難である等止むを得ない場合に計画するもので、消極

表-2

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

項 目		点 数		備考
		自然斜面	人工斜面	
1. 高さ	10m以上 10m未満	7 3	7 3	
2. 傾 斜 度	45° 以上 45° 未満	1 0	1 0	
3. オーバーハング	有 無	3 0	3 0	
4. 表土の厚さ	0.5m以上 0.5m未満	1 0	1 0	
5. 湧水など	有 無	1 0	1 0	
6. 周辺の崩壊	有 無	3 0	3 0	
7. 斜面崩壊防止工事の技術的基準	満 足 不 足		0 3	
8. 構造物の異常	有 無		3 0	

注) 人為的工事によって各項目による危険が
消滅しているものについては、その項目を
ないものとし0点とする。

(b) 斜面危険度採点区分

ランク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9 点 以上	15 点 以上	危険度 大
B	6 ~ 8 点	9 ~ 14 点	" 中
C	5 点 以下	8 点 以下	" 小

的な対策といえよう。

(4) コンクリート張工とコンクリート法枠工におけるアンカーの考え方

コンクリート張工は比較的勾配の急な節理の多い岩盤の剝離や風化による軽微な崩落を防止するため、吹付工では不十分と考える場合に用いられる。また緩い崖麓層などでの軽微な崩落を防止するのにプレキャストのり枠工では不安と思われる場合にも用いられる。さらには凍結・凍上が予想され吹付工では不安な場合にもこの工法が用いられる。この工法においても湧水が多い所ではコンクリートと地山との一体化が望めず、かつ水圧が発生し安定が損なわれるので十分な排水対策を実施したうえで適用する必要がある。一般に1:1.0程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、1:0.5程度の勾配には鉄筋あるいは鉄骨コンクリート張工が用いられるが、断面内における急激な勾配変化は避けなければならない。コンクリート張工の機能はコンクリート吹付工ともたれコンクリート擁壁工の中間的な機能が期待されるわけであり、その適用にあたってはコンクリート吹付工やもたれコンクリート擁壁工との機能や経済性等を十分に比較検討したうえで採用する必要がある。

コンクリート張工はその目的からいっても土圧に対抗するものではないので、設計においても一般的には土圧を考慮しない。施工厚はのり面高、風化の状況や気候などをもとに決定すべきであるが等厚で20~80cmが一般的である。

またコンクリート張工の規模が大きくなると、張工部分の自重でのり面に沿ってずり落ちる方向の力が働くので、最下端には基礎を計画する場合がある。また張工の中間部でも地山のり面を切り込んで階段式のすべり止めの突起を計画するが、すべり止めアンカーをとって地山と緊結させることが必要となる場合もあり、コンクリート張工のアンカーは土圧を考慮しない構造物のすべり止めを目的として施工されている。

現場打コンクリートのり枠工は、地形や施工条件等の制約を受け切土のり面の安定勾配がとれない場合（のり長が長くなると安定勾配がとれない場合が多くなる）、また湧水を伴ったり、土質が良好でない場合に用いられるほか、管理、割目等の発達した岩盤、コンクリート吹付工等で浮石を止めることのできない場合にも支保的機能を期待して適用される。一般にのり面勾配が1:1.0より急なのり面に多く用いられる。

従って、現場打ちコンクリートのり枠工はコンクリート張工と違って斜面の土圧を考慮することになってくる場合がある。現場において斜面の状況を十分に把握、崩壊要因を判断して、アンカーの有無及びアンカーの種類を決定すべきである。

（急傾斜地崩壊研究室）

表3 斜面崩壊防止工の分類

分類	主な目的	工種	工種細分	目的もしくは工種詳細	適用範囲および特色等
抑 制 工 (1)	雨水の作用を受け ないようにする。	排水工	地表水排除工	地表水を集水し斜面外へすみやかに排水したり、地表水の斜面内への流入を防止する。横排水路工（のり肩排水路工、小段排水路工）、縦排水路工、浸透防止工、谷止工	最も基本的な工法の1つ。単独で用いられることはまれで他の工法と併用される。 ほとんどの工事で用いられる。工費も割安で効果も大きい。集水を目的とした横排水路とそこからの流水を斜面外に排除する縦排水路に大別される。
			地下水排除工	斜面内の地下水を排除し、間隙水圧を低下させ斜面を安定させる。暗渠工、横ボーリング工、その他（しゃ水壁工、集水井工）	
		植生による のり面保護工	植生工	種吹付工、植生マット工、植生盤工、植生袋工、植生穴工、植生筋工、筋芝工、張芝工、植生ボット、植栽工等があり、雨水侵食防止、地表温度の緩和、凍土の防止、緑化による美化効果を目的としている。	①植生を主体とする場合は湧水の少ない切土のり面で標準のり勾配が確保できること。②斜面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。
		構造物による のり面保護工	吹付工	モルタル吹付工	湧水がない岩盤で、割れ目が小さく大きな崩壊がないところに適している。耐久性および周囲の環境に与える影響を充分検討することが前提となるが、施工性および経済性が優れている。
				コンクリート吹付工	
			張工	石張・ブロック張工	勾配が1:1.0より緩い斜面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土の斜面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は勾配が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤斜面やよくしまった土砂面で吹付工やプレキャストのり枠工では不安と思われる斜面に用いられる。
				コンクリート張工	
		枠工	プレキャストのり枠工	のり面に現場打のり枠工、プレキャストのり枠工を組み、内部を植生、コンクリート張り等で被覆し、法面の風化侵食を防止する。現場打コンクリートのり枠工は抑止工的やくわりももっている。	のり勾配が1:1.0より緩い場合はプレキャスト、急な場合は現場打のり枠工を使用する。プレキャストのり枠工はひとりのり長を7m以下とし、原則的には、縦方向10mごとに隅を設置する。ただし小段がとれない場合は現場打ちコンクリートのり枠工を使用する。
				現場打のり枠工	
	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する。	不安定土塊の 切土工	切土工 (A)	オーバーハング部の切り取り、表層の不安定土層の切り取り、浮石等の除去を行ない、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。	防止工の最も基本的な工法の1つで、完全に実施されれば最も確実な方法の1つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。

抑 止 工	雨水等の作用を受けても崩壊が生じないように力のバランスをとる。	斜面形状を改良する切土工	切 土 工 (B)	斜面を雨水等の作用を受けても安全であるような勾配あるいは高さまで切取る。	防止工の最も基本的な工法の1つで、完全に実施されれば最も確実な方法の1つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。 一般に人家が斜面上下部に近接していたり、切土量が巨大になる場合などでは完全に実施できない場合が多く、他の工法（擁壁工等）と併用される場合が多い。
		擁 壁 工	石積・ブロック擁壁工	斜面下部の小規模な崩壊を抑止する。	のり勾配が1:1.0より急な（一般には1:0.3~1:0.5）土砂斜面で、背面の地山がしまっているなど土圧が小さい場合。
			もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか侵食風化に対するのり面保護効果もある。	硬質土以下の十分な固結度をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭路でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある。
			重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎ともなる。	斜面下部（脚部）の安定を図る目的で用いられ、崩壊に対する抑止効果をもつ。斜面中段部でも用いられる。
			コンクリート枠擁壁工	湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止し、安定を計る。	透水性が良好で風化性があるので、湧水量が多く、地盤が比較的軟弱な場合や地すべり性崩壊に適している。
		アンカー工	ア ン カ ー 工	強風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊滑落を防止するため、現場打コンクリートのり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の他の工法と併用され、これらの安定性を高める。また亀裂、節理、層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に緊結して崩壊、はく落を防止する。	他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、斜面上下部に人家が接近していて、切土工、待受け式擁壁工等が施工できず、さらに斜面勾配が急で斜面長も長く、現場打のり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の安定が不足する場合、特にアンカー一体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある場合に適する。
		杭 工	杭 工	斜面上に杭を設置して、杭の曲げモーメントおよびせん断抵抗によりすべり力に抵抗し斜面の安定度を向上させる。	急傾斜地崩壊防止工事では、特別な場合に使用する。すなわち地すべり性崩壊の予想される斜面や流れ壁となっている岩盤斜面の崩壊防止などに用いる。
そ の 他	落石を防止する	落石防止工	落 石 予 防 工	落石の発生予防を行う工法で、除石工、根固工等がある。	切土工、排水工、枠工、吹付工、張工等も落石予防工に適用される。
			落 石 防 護 工	落石から人家等を防護する工法で、防止網工、防止柵工、防止壁工等がある。	その基礎として、擁壁工と組合せられる場合が多い。
	なだれを防止する	なだれ防止工	な だ れ 予 防 工	なだれの発生を未然に防ぐ工法で、削除工、予防柵、予防柵等がある。	発生阻止工法と積雪分散工法に大別される。
			な だ れ 防 護 工	なだれが発生した時、被害を最小にする工法で、擁壁、柵、なだれ割、群杭等がある。	直接防護工法と間接防護工法に大別される。
抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種	柵 工	土 留 柵 工	土 留 柵 工	比較的緩斜面で表土層が薄い（2.0m以下）斜面の局部的な表土層の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いる。	比較的長大な斜面に適用する。斜面内の現存植生を保全しながら施工できる。また、削孔にオーガーを使えば簡単に施工できる。
			編 柵 工	植生工の補助として、降雨や地表流水による斜面表土の侵食を防止するために用いる。	比較的緩傾斜の切土後の斜面において、植生工、およびのり枠工等と併用される場合が多い
	蛇かご工	蛇 か ご 工	蛇 か ご 工	のり面の侵食防止と、押え盛土的な目的を持つ。	急傾斜地崩壊防止工事として、斜面全体をこれによって被覆することは好ましくない。暫定的な使用として施工区域と隣接地山部分とのすり付けを、これを用いてなじみよくする場合がある。
崩壊が生じて被害が出ないようにする工種	待受け工	待 受 け 式 擁 壁 工	待 受 け 式 擁 壁 工	斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）より離れて重力式擁壁を設置し、崩壊土砂を待受ける。	①できるだけ、他の斜面条件を改善する工法と組合わせて実施するのが望ましい。②長大斜面で良く用いられる。③既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効である。
防止工施工時の防護工	仮設防護工	仮 設 防 護 柵 工	仮 設 防 護 柵 工	崩壊防止工事施工中上からの崩土や落石から人家等を防護する。	仮設防護柵の設置は、急傾斜地崩壊防止工事においては、義務的なものである。

3. 道 路 部 門 (目 次)

道 - 1	道路整備の波及効果計量モデル.....	1 3 5
道 - 2	急傾斜基盤をもつ軟弱地盤上に高盛土を築造する場合の設計方法.....	1 4 2
道 - 3	スパイクタイヤ対策.....	1 5 3
道 - 4	軟弱路床上舗装の設計.....	1 6 8
道 - 5	凍結深について.....	1 7 0
道 - 6	既設舗装の嵩上げ舗装について.....	1 7 5
道 - 7	積寒地域のトンネル内舗装.....	1 7 6
道 - 8	アスファルト舗装面の現場加熱.....	1 7 7
道 - 9	土被りの薄いトンネルの掘削工法.....	1 7 9
道 - 10	切土部におけるもたれ擁壁.....	1 8 3
道 - 11	軟弱地盤上の橋台における側方流動に対する設計方法.....	1 8 7
道 - 12	P.Cスノーシェッド設計上の考え方.....	1 8 9

道一 1 道路整備の波及効果計量モデル

(質 問)

産業連関表を用いた道路整備の波及効果計量モデルの開発状況とモデルの概要およびモデル適用上の留意事項、今後の開発見通しなどについて教示願いたい。

(道路部道路計画第二課)

(回 答)

1. 土木研究所における開発状況

土木研究所システム課においては、昭和49年度から、建設事業あるいは道路整備事業の効果・影響を計測するため、以下のように産業連関表を用いたモデルの作成に関する研究を行っている。

昭和49年度～51年度において「地域マクロモデル」を作成した。このモデルは全国を対象とし、北海道・東北・関東・北陸・中部・近畿・中国・四国・九州の9地域別に道路事業をはじめとする建設事業のインパクトを全国的・地方的スケールで把握しようとするものである。このモデルは昭和55年度～57年度における研究で改良され、新たに道路整備の効果を生計測する「地域マクロモデル」(表一1、図一1参照)が完成している。新たな「地域マクロモデル」は全国9地域を対象とし、政策変数として高速道路供用予定計画・一般道平均走行速度、道路投資額、運輸部門からの投入係数の減少率を入力することで、純生産、税収額等が出力される機能を有している。すなわち、図一1に示すように、道路整備のなされた地域は他地域への時間距離が短縮されることにより地域間交易において比較優位を得て生産を増加させる(交易係数サブモデル、地域間産業連関サブモデル)。また地域における道路資本ストックの蓄積は各産業の生産性を向上させる(生産能力サブモデル)。生産額あるいは付加価値額の上昇は当該地域において、人口・就業者の増加、およびそれに伴う消費支出、住宅投資の増加、あるいは民間設備投資の誘発を生じさせる。こういった最終需要増加がさらに当該地域、あるいはその地域と交易のある他地域の生産を増加させるわけである。

また昭和52年度～55年度においては「地域メソ・スケールモデル」(表一1参照)を作成した。このモデルは前述の地域マクロモデルの下位モデルとして位置づけられるものである。すなわち、マクロモデルにより全国9地域ごとに計測された道路整備効果をフレームとして、地域メソ・スケールモデルにより各地域について地方生活圏ごとの効果を計測しようとするものである。したがって、地域メソ・スケールモデルで効果・影響を把握することのできる道路網は地域マクロモデルより詳細で、地域内の高速道路、主な国道、主要地方道から構成されている。このモデルの機能は、政策変数として道路整備計画案・事業費を入力すると、地方生活圏単位に純生産額、常住人口が算出され、さらに発生・集中、分布、配分交通量が出力されるものである。

現在、システム課においては産業連関表を用いた建設投資・道路投資の地域間波及効果の計測

表 - 1

モデル名	対象地域	計測対象指標	モデルの概要	文 献
地域マクロモデル	全国9地域	地域別、産業別生産額、付加価値額、従業者数等	• 地域別最終需要から地域間産業連関表により算出された必要生産額が生産関数により求められた生産能力により修正されて実現される。 • 道路整備は地域間交易係数の変化（地域間の交易パターンの変化）、運輸部門からの投入係数の変化（輸送コストの減少）および生産関数のシフト（生産能力の向上）として導入されている。 • 地域間産業連関表により道路整備の需要側への効果を、生産関数に道路資本ストックを導入することにより供給側への効果を把握できる。	（報告書名） 道路整備の経済効果計測モデル（地域マクロモデル）の開発 建設省土木研究所 企画部システム課 土木研究所資料第1998号 昭和58年3月
地域メソスケールモデル	近畿地方の22地方生活圏	ゾーン別産業別生産額、純生産、分布交通量、配分交通量	• 地域内産業連関表を利用したバランストI/O手法により各財の取引の空間的な広がりを考慮した上で各ゾーンの最終需要を満たす各産業ごとの生産額を求める。産業別生産額は各ゾーンの生産能力により配分される。 • 道路投資はゾーン別の生産能力の変化や従業者数のゾーン間配分等に導入されている。 • 発生一集中、分布、配分交通量の推計が内生化されている。	（報告書名） 道路整備効果把握のための地域パイロットモデル（地域メソスケールモデル）の開発報告書 建設省土木研究所 企画部システム課 土木研究所資料第1829号 昭和57年3月

表-2

モデル名	対象地域	計測対象指標	モデルの概要	文献
① ティンバーゲン モデル		実質国民所得	• 多地域多部門間の一般均衡分析により地域間輸送費の低下が財の市場価格の低下を通じて国民所得に与える影響を算出している。 • その場合、買手はその必要量を全て最も安い売手より購入する（代替の弾力性が無限大）、および買手が安い売手より購入する度合は価格の相対的变化による（代替の弾力性は有限）の2つの仮定が用いられている。	（報告書名） J. Timbergen "The Appraisal of Road Construction ; Two Calculation Schemes" The Review of Economics and Statistics Vol. 39 No2 1957 その他 （関係論文名） 岡野行秀：道路建設計画評価の一方—ティンバーゲンの所論とその検討 「高速道路」 Vol. 1 No2 1958
② METSモデル (Macro Economic Transport Simulator)		地域別・産業別生産、地域間財流動量、等	• 地域ごとに最終需要が決定され、それが集計された後、全国産業連関表により産業別生産水準が決定される。 • 交通条件の改善は整備地域に輸送費節約分だけの利益増をもたらす、民間設備投資を誘導し、財の地域間流動量を変化させる。	（報告書名） J. R. Meyer "Techniques of Transport Planning" Vol II: Models for Transport System Simulation by. P.O.Roberts and O.T. Knesge, Harvard University, 1967 （関係論文名） 目良浩一：道路整備の経済効果とその計量分析 「道路交通経済」 No 11 1980

モデル名	対象地域	計測対象指標	モデルの概要	文 献
天野・藤田モデル	全国9地域	地域別・産業別生産額、付加価値額、地域間財流動量等	- 道路投資のストック効果は直接的には地域間交易係数の変化(交易パターンの変化)、運輸部門からの投入係数の変化(輸送コストの低下と付加価値の上昇)、各交通機関の分担率の変化として導入される。 - また、地域ポテンシャルを変化させることにより民間設備投資の地域間配分に影響を与える。 - 交通投資による地域の生産性向上を把握できない。(生産関数の欠落)	(報告書名) (社)日本経済研究センター、天野光三、藤田晶久 「交通施設整備による地域構造の変動分析モデルに関する研究」 昭和43年 (関係論文名) 天野・藤田：交通施設整備の地域経済効果に関する研究 「運輸と経済」 Vol. 27-11~12, 1967
④SPAMETRI (日本経済の空間的計量モデル)	全国9地域	地域別・産業別生産、地域別分配所得、地域別人口、地域間財・旅客流動量等	- モデルは大きく生産・支出モデルと交通・運輸モデルに分けられる。前者は、9つの地域モデルと全国モデルを接合したマクロ計量モデルであり、中心は産業連関表と生産関数である。交通運輸モデルは、生産・支出モデルの計算結果をもとに、地域間の財の流動を求める。道路投資のストック効果は、生産関数(潜在生産力の拡大)と民間設備投資(民間設備投資の誘発)が導入されている。 - モデルが巨大で操作性に欠ける他、パラメータ推定が困難である。	(報告書名) 建設省道路局、計量計画研究所 「道路投資の規模・地域配分に関する分析」昭和52年 (関係論文名) 国久、松尾、佐々木、坂下：グローバル・メッツ・モデルによる交通投資効果の分析「地域学」 Vol. 4 1975 他

モデル名	対象地域	計測対象指標	モデルの概要	文献
⑤COMETRIIP	全国8地域と46都道府県	地域別産業別生産額 地域別人口, 所得等	• 本モデルは各都道府県モデルよりなる基幹モデルとそれを補完する地域間産業連関モデルに分けられる。 • 道路投資のストック効果は基幹モデルでは, 生産関数(生産能力の拡大), 移輸入・移輸出関数(財流動の拡大)個人消費関数(個人消費の拡大)によって表わされ, 地域間産業連関モデルでは交易係数の変化(交易パターンの変化)として導入されている。	(報告書名) 幹線交通施設整備に伴う経済効果予測調査報告書 計量計画研究所 昭和55年
⑥東京湾横断道モデル (TBBモデル)	1都三県の116細目ゾーン	ゾーン別産業別生産額, ゾーン間財流動量等	• 9地域間の産業連関表により一都三県レベルにおける総供給額, 総需要額が決定され, さらにゾーンごとに配分される。その配分結果よりゾーン間財流動量が決定される。 • 道路投資はゾーン間財流動量に影響を与える。 • 総供給額, 需要額の配分関数は道路投資によらず一定。 • なお本モデルの下位には本モデルの結果をフレームとする土地利用モデルが接続している。	(報告書名) 「東京湾横断道路の経済社会波及効果の予測に関する研究(その1～その6)」 昭和57年2月(その6)

モデル名	対象地域	計測対象指標	モデルの概要	文献
⑦目良モデル	10県下34の地方生活圏	地域別人口、労働力 財別の生産・消費、 民間資本ストック等	モデルは静学部分と動学部分に分けられる。前者は地域経済変量、交通ネットワークが与えられたもとで交通需要と各地域の立地地代が計測される。後者では人口、資本ストックの全国トータルが与えられたもとで、その地域配分が展開される。道路整備は立地地代の変化として導入される。	(報告書名) 建設省、国土開発技術研究センター「道路投資の経済効果に関する分析調査」昭和56年 (関係論文名) 目良浩一：道路整備の経済効果とその計量分析 「道路交通経済」No11. 1980.4 目良浩一：交通投資の地域開発効果予測のためのモデル作成の試み—中間報告— 「地域学研究」Vol. 11. 1981

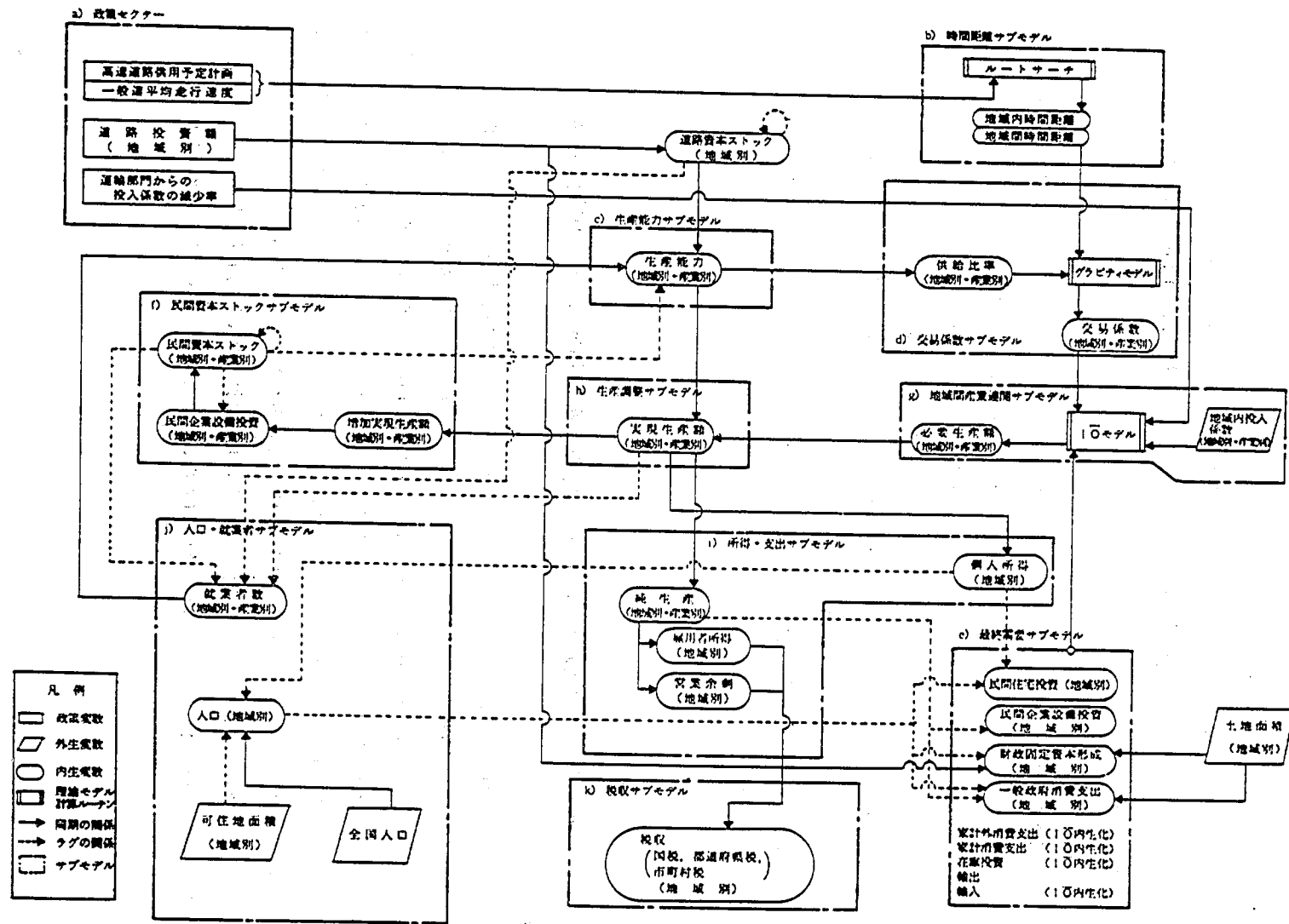


図-1. 地域マクロモデルの全体構成

および、また都市計画事業の経済効果の計測を試みている。

2. 他の機関におけるモデルの開発状況

他の機関における道路の整備効果を算定するモデルの開発状況は表-2の通りである。表-2において、②、③、④、⑤、⑥のモデルはその主要な部分に産業連関表を用いている。また、②、③、④、⑥は全国レベルの効果を、⑤は東京を中心とする一都三県の116ゾーンにおける効果を計測するものである。

3. モデル適用上の留意事項

既に開発されたモデルは、そのモデルの一部に産業連関表を用いているものが多いものの、構造にかなり異なっている。それは、道路整備効果の具体的な因子・評価項目の定め方及び効果・影響の波及過程の設定方法、効果を計測する地域分割の方法等に隔たりがあることによっている。したがって、道路整備の効果を把握するために既存のモデルの適用を行う場合、適用しようとするモデルの構造及び特性について十分な検討を行ってモデルの妥当性を判定しなければならない。このようなことから、既存モデルの適用に当たっては相当の改良を加えなければならないことがあり、また、新たに効果項目を検討し効果の波及過程を定めて新しいモデルを作成したほうが良い結果が得られることもある。

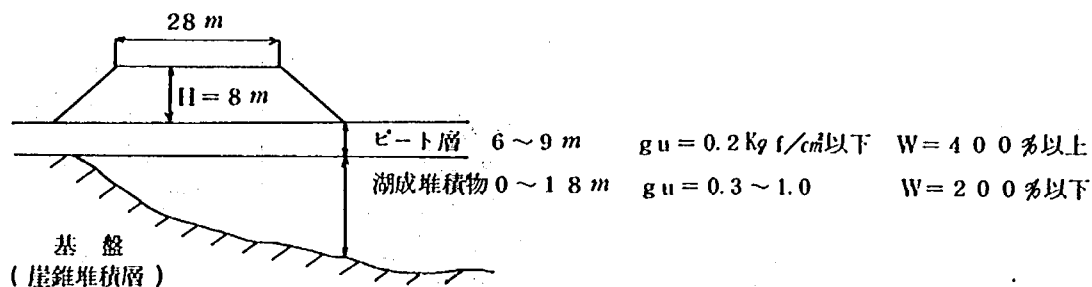
(システム課)

道-2 急傾斜基盤をもつ軟弱地盤上に高盛土を築造する場合の設計方法

(質問)

基盤の傾斜が横断方向、縦断方向ともに 30° 以上あるような軟弱地盤上に高さが8m程度の高盛土を計画している。軟弱層は、下図にその概要を示すように、層厚がかなり厚いうえに、土質も極めて軟弱である。盛土の安定検討は一般に用いられている円弧すべり法により実施したが、基盤の傾斜に沿ったすべり破壊が生じる危険性のあることを考えると、こうした解析手法の適用性に疑問を感じる。また、サンドコンパクションパイルや深層混合処理によって造成された杭などが不等沈下を生じる地盤においてどこまでその効果を発揮するのかもよくわからない。

このようなケースにおける有効な解析手法とその適用事例、および施工実績にはどのようなものがあるのでしょうか。また、長期的な沈下傾向はどのようになるのでしょうか。御教示願います。



(山形工事事務所)

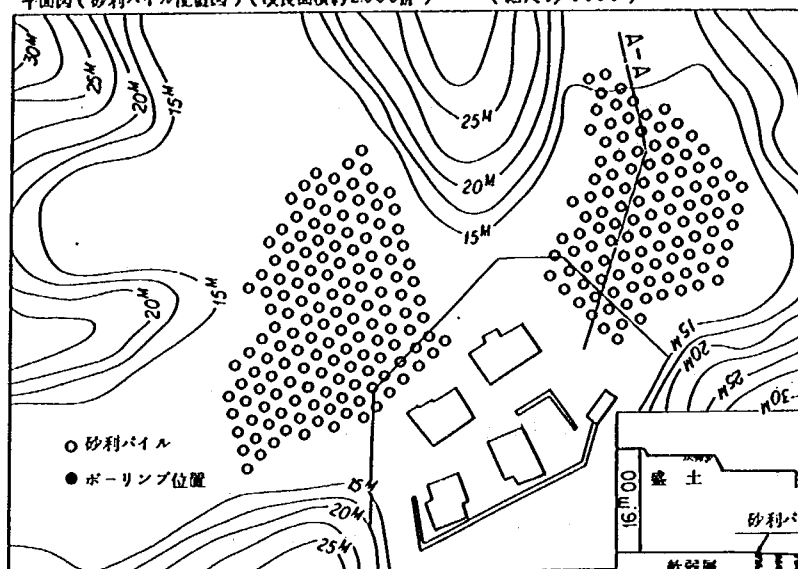
(回 答)

傾斜基盤をもつ軟弱地盤上に高盛土を築造する場合の地盤改良工法としては、サンドコンパクションパイル工法(砕石パイル工法も含む)や深層混合処理などの固結工法を適用する方法が考えられる。このうち、これまでの施工実績によるとサンドコンパクションパイル工法を適用した事例が多いので、サンドコンパクションパイル工法を適用した場合の改良効果と設計、施工上の留意点についてまず述べる。

サンドコンパクションパイル工法を適用して期待した改良効果が認められた事例をいくつか紹介すると次のようなものがある。図-1は、層厚が約8mの腐植まじり粘性土層の上に高さが16mの盛土が施工された事例の概要である。対策工として、のり尻部の基礎に径が1.0mの砂利パイルを3.0mピッチで打設して、所定の効果をおさめている。図-2は、層厚が約8mの粘性土地盤上に高さが15mの高盛土が施工された事例、概要であるが、この場合も、のり尻部の基礎に径が1.0mの砕石パイルを2.0mピッチで打設することによって十分な安定が確保された。また、図-3には、層厚が約8mの腐植土と粘性土の互層地盤上に高さが9.5mの盛土を築造した事例の概要を示した。この事例の場合には、本体盛土の基礎にバックドレーン工法を、またのり尻部に押え盛土を併用し、さらにのり面部と押え盛土の基礎に径が70cmのサンドパイルを1.8mピッチで打設して成功している。

一方、サンドコンパクションパイル工法を適用してなんとか所定の高さまで盛土を築造したものの、盛土完成後にクリープ的な沈下やすべりの進行に悩まされている事例もある。例えば、図-4は、層厚が10~16mとかなり厚い有機質土層の上に高さが12mの盛土が施工された事例の概要を示したものである。対策工としては、長さが50mの押え盛土とその基礎に径が70cm、ピッチが3mのサンドコンパクションパイルが、また本線盛土の基礎にピッチが2mのサンドドレーンが採用された。盛土の施工は、高さが7mまでの第一次盛土と残り5mの第2次盛土に分けて約半年間の間隔を置いて実施されたが、第一次盛土の途中からしばしば盛土のり面にクラックが発生した

平面図（砂利パイル配置図）（改良面積約2000㎡）（縮尺1/1000）



砂利パイル仕様	
パイル長さ	8.0m
ピッチ	△3.0m
仕上り断面積	0.785㎡
内部摩擦角	45°

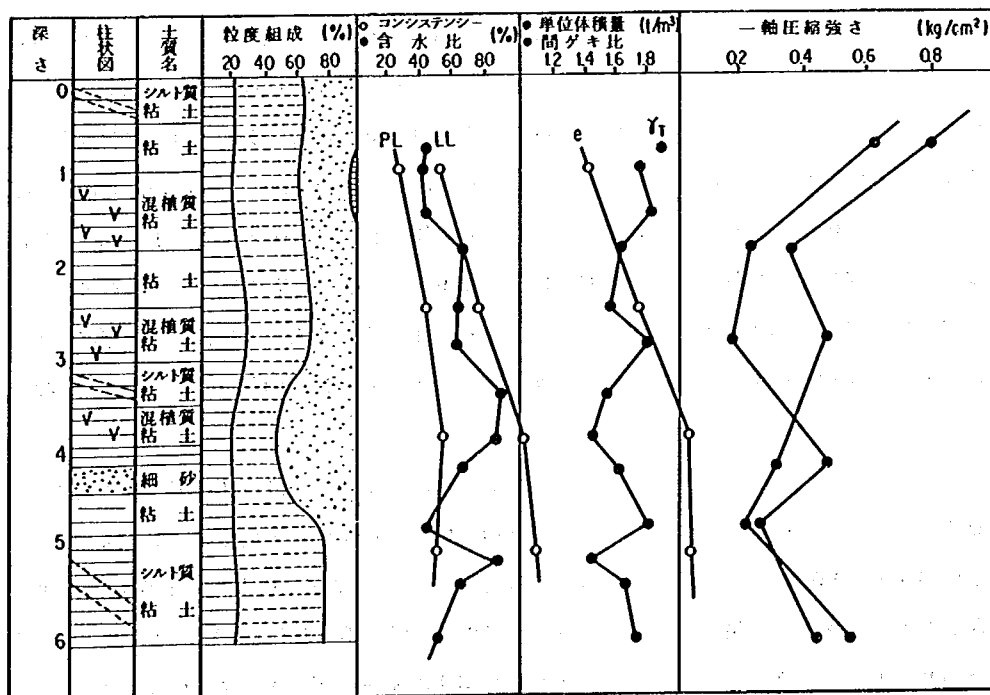
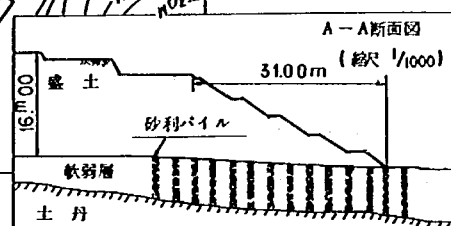
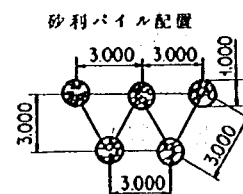
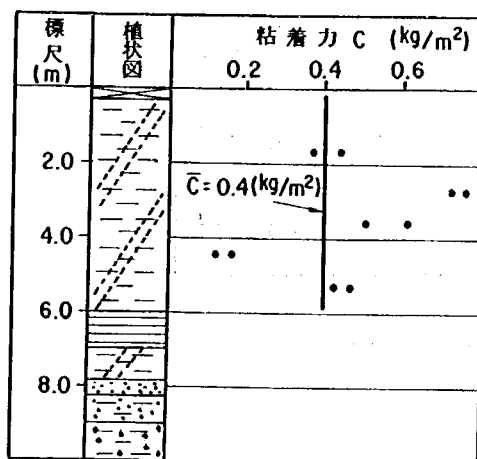
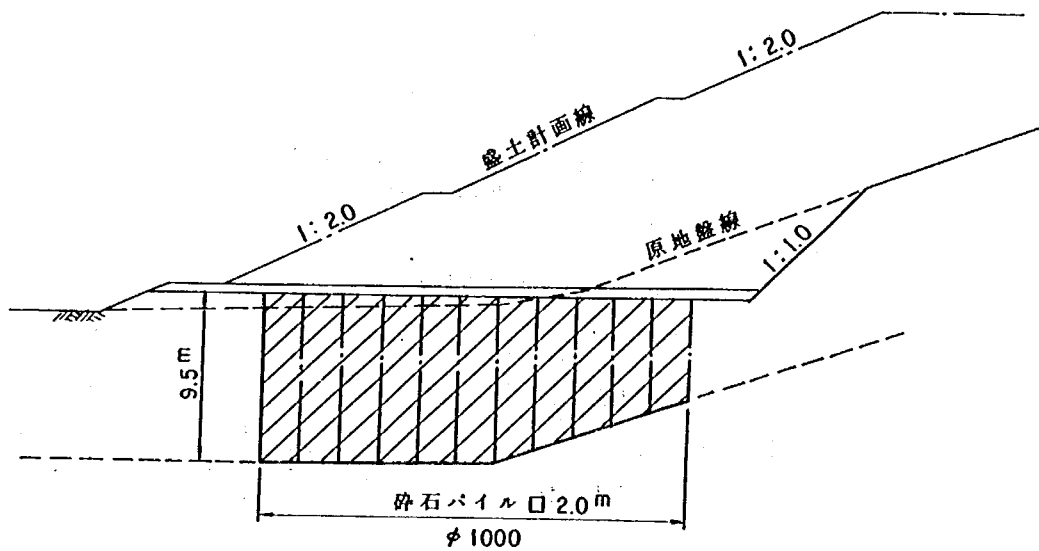
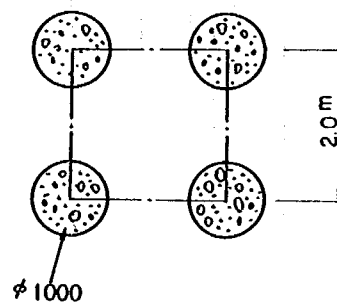


図-1 サンドコンパクションパイルの適用例(1)



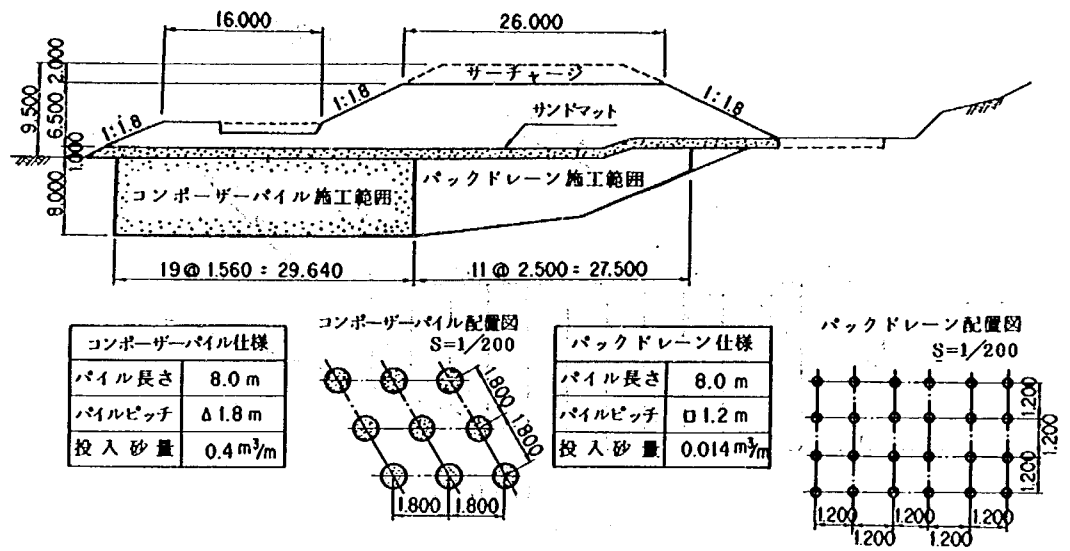
パイル配置図 (S=1/100)



パイル仕様

パイルピッチ	□ 2.0 m	パイル本数	175本
パイル径	φ 1000	パイル延長	1225 m
パイル長	平均 5~9.5 m		

図-2 サンドコンパクションパイルの適用例 (2)



深さ(m)	層厚(m)	柱状図	土質名	単位体積重量(γ _{sat})	格差力(γ _{sat})	圧密係数(c _v /sec)
0						
1	1.5	▽▽▽	腐植土	1.2	0.7	3.0 x 10 ⁻³
2	1.5	=====	粘土	1.5	0.8	1.5 x 10 ⁻³
3						
4	2.5	▽▽▽	腐植土	1.2	0.7	3.0 x 10 ⁻³
5						
6						
7	2.5	=====	粘土	1.7	1.5	2.0 x 10 ⁻³
8						

図-3 サンドコンパクションパイルの適用例(3)

ため、押え盛土を追加したり、盛土の施工を休止したりしてなんとか所定の高さまで盛土を完成した。しかし、盛土完成後も本線盛土ののり面から路面にかけてしばしばクラックが発生し、供用後の舗装の維持に苦慮しているのが実情である。

また、図-5は、層厚が約8mの有機質地盤上に高さが7.5mの盛土を築造した事例の概要である。地盤は、表層から2~3mの厚さで自然含水比が200~600%の泥炭が堆積し、その下に自然含水比が200%前後の有機質粘性土層が約5mの厚さで続いている超軟弱地盤である。当初の設計では、対策工として、本線盛土の基礎に径が40cm、ピッチが1.8mのサンド

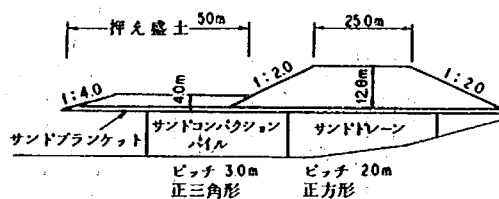
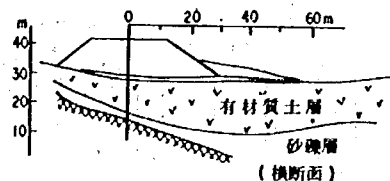


図-4. 東名高速道路静岡県岩浜地区の例
(軟弱地盤ハンドブックP562より)

ドレーンが、またのり面部の基礎に径が70cm、ピッチが1.8mのサンドコンパクションパイルが計画された。ところが、盛土の施工を進めていく過程で盛土の安定に不安が生じたので、設計を変更し、高さが2m、長さが17mの押え盛土と、この基礎に径が40cm、ピッチが1.5mのサンドドレーンが追加された。こうして、なんとか高さが7.5mの盛土を完成したが、供用後にも沈下がおさまらず、現在までにアスファルト合材による舗装のオーバーレイを何回も繰り返してきている。

以上のように、サンドコンパクションパイル工法を傾斜基礎をもつ軟弱地盤に適用して効く場合と効かない場合がある。そこで、こうした違いが生じる原因についてまず設計面から考察を加えると次のようになる。

こうしたケースにサンドコンパクションパイル工法を適用する際の設計上の基本的な考え方は、上記のいずれの事例においても共通で、砂杭と粘性土からなる複合地盤としての円弧すべり計算と沈下計算を行い、すべり破壊に対する安全率が1.2~1.3以上になるよう、また沈下量が所定の値を超えないように砂杭の径や配置を決定する。ここで、円弧すべり計算を行う際には、図-6に示すような複合地盤内に生じたすべり面を考え、すべり面に沿う砂杭の粘性土の平均せん断強さ $\bar{\tau}$ を求めて、安全率を計算する。

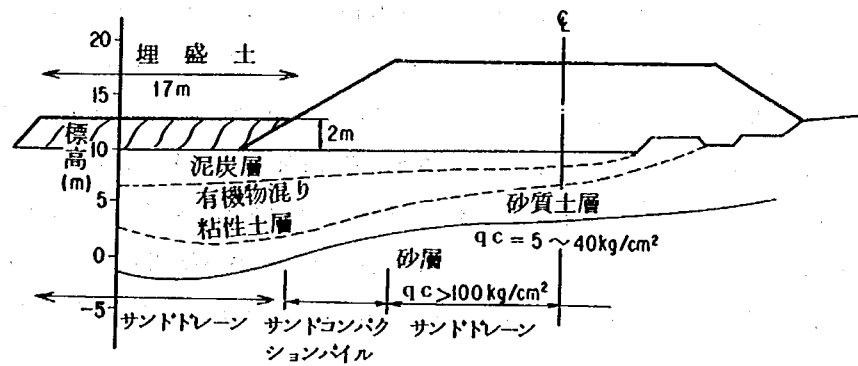
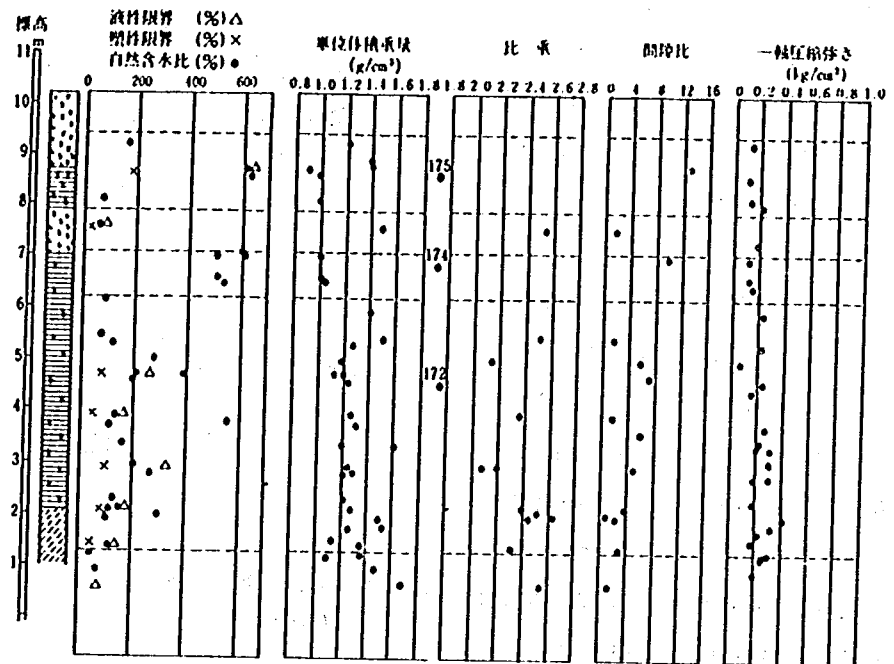


図-5 北陸自動車道富山県小杉地区の例
(軟弱地盤ハンドブックP570より)

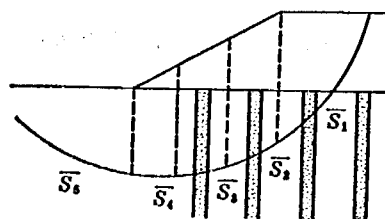


図-6 複合地盤におけるすべりの検討

$$\bar{\tau} = a_s \left(r_s' Z + \frac{\sigma \cdot n}{1 + (n-1) a_s} \right) \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi_s' + (1 - a_s) \left\{ C_u + m \left(P_o + \frac{\sigma}{1 + (n-1) a_s} - P_c \right) U_1 \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 Z : すべり面の深度

a_s : 砂杭による置換率(地盤面積に対する砂杭の断面積の比)

n : 応力分担比(粘性土部分に生ずる応力に対する砂杭にかかる応力の比)

r_s' : 砂杭の水中単位体積重量

ϕ_s' : 砂杭のせん断抵抗角

C_u : 粘性土の初期粘着力

m : 粘性土の強度増加率

P_o : 土被り圧

P_c : 圧密先行応力

U_1 : 粘性土部分の圧密度

また、複合地盤の沈下量は次式により求める。

$$S_c = \mu_c \cdot S = \frac{1}{1 + (u-1) a_s} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 μ_c : 応力低減係数(平均載荷重に対する粘性土部分に生ずる応力の比)

S : 無処理地盤に生ずる最終沈下量

従って、(1)式および(2)式をみてわかるように、設計定数として特に次のものの評価が重要となる。

① 厚地盤(粘性土)の初期強度 C_u

② 応力分担比 n

③ 粘性土の強度増加率 m

④ 砂杭のせん断抵抗角 ϕ_s'

上記の①, ②, ③, ④の要因は、安全率の値に大きな影響を及ぼす。したがって、これらの設計定数を正しく評価していなければ安全率や沈下量の精度のよい予測は困難である。しかし、往々にしてこれらの設計定数を実際より過大に評価するきらいがあり、その結果、設計時に期待した効果が得られないケースがよくある。

設計の仮定と実際とが食い違う原因としては、次のようなことが挙げられる。第1に、有機質を多く含むものや海成粘土などのように鋭敏性の高い粘性土地盤の箇所では、サンドパイルの打設によって粘性土の強度が著しく低下することがよくある³⁾。こうした強度低下は、通常は1ヶ月程度以上放置するとほぼ原地盤の強度に回復するといわれているが、この回復をまたずに載荷を行くと盛土ののりすべりや変形を起こすことがあるので、チェックボーリングなどを行って強度を再調査し、

この結果をふまえて安定検討の見直しを行うことが大切である。

第2に、応力分担比の値を大きくとりすぎると、砂杭の分担応力が増加するため、砂杭のせん断抵抗が大きく評価されて安全率の過大評価につながる。応力分担比の値は、砂杭の強度、粘性土の強度、置換率、上載荷重の大きさなどに左右されるが、過去の室内実験や現地実測などの結果によると、 $n = 3 \sim 5$ の範囲で使用するのが妥当のようである。場合によっては、比較的小さい目の値を用いることにより、安全側の設計を行うことも考えられる。

第3に、安全率の値を最も左右する砂杭の強度 ϕ_s であるが、サンドパイルで $\phi_s = 30^\circ$ 、砕石パイルで $\phi_s = 35^\circ$ が用いられるのが通常である。しかし、前述の図-4や図-5で述べた事例や今回質問のあった事例のように、軟弱層が厚くて非常に大きな沈下が生じるような場合には、サンドパイル自体もかなりの大変形を受け、期待した強度が得られない場合もあるので注意が必要である。そこで、かなり大きな沈下量が見込まれる場合には、砂杭の置換率を増加して複合地盤としての予想沈下量を極力小さくするような設計を行っておくことが、砂杭に期待した強度を発揮させ十分に改良効果をあげるために重要であると考えられる。

第4に、以上述べてきたような円弧すべり計算による方法が適用できない例外的なケースが考えられる。それは、図-7に示すように、基盤に沿って弱層が存在するような場合に特に問題となる。複合すべりの現象である。このような現象が発生すると、盛土から非常に離れたところまで変形が及んで甚大な被害を生じやすいので、基盤に沿って複合すべりを生じるような弱層が存在しないかどうかを事前の調査によって明らかにしておく必要がある。もし、こうした弱層の存在が明らかにになれば、上記のような通常の円弧すべり計算による方法とあわせて、想定される複合すべり面に沿った安定検討を実施して対策工の検討を行わなければならない。

次に、サンドコンパクションパイル工法を実際に適用する際の施工面を中心とした留意点について述べる。まず、設計の思想を十分に反映した施工を行うことが基本原則である。例えば、設計で圧密による粘性土の強度増加を見込んでいるならば、その条件を満足するような施工速度で盛立てを行う必要がある。また、今回のように基盤が傾斜している場合には、基盤に沿うすべりが問題になるので、基盤まで十分に砂杭が打設されるよう入念に施工管理を行うことが大切である。さらに、砂杭を打設する前のサンドマット敷設の段階で地盤をすべらすことがよくあるが、一度すべりを生じると地盤の強度がかなり低下するので、この段階におけるすべりは極力押さえるよう慎重な配慮を行う必要がある。

以上述べてような諸点を設計、施工の段階で十分に考慮しておけば、基盤が傾斜した今回のようなケースにおいてもサンドコンパクションパイル工法によってかなりの改良効果が期待できると考えてよい。ただし、今回のように軟弱層が厚くてかなり大きな沈下量が見込まれる場合には、文中でも述べたようにかなり大きな置換率でかなり広い範囲を改良することが必要となることが予想される。

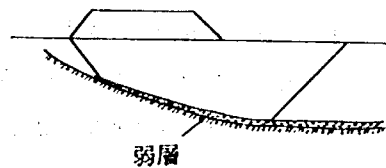


図-7 総合すべり面の生じる事例

したがって、そのような地盤の場合にはサンドコンパクションパイル工法に代って、深層混合処理や粉体攪拌工法などの固結工法によって地盤を改良する方法が考えられる。深層混合処理や粉体攪拌工法は、軟弱地盤上の盛土の安定と沈下軽減のための土質改良工法として最近多く用いられるようになってきており、かなりの実績をもつようになってきている。特に、超軟弱地盤や質問にあるような傾斜基盤をもつ軟弱層などで急速施工による盛土の安定を保つことが困難な場合などに有効な方法であると思われる。すなわち、土質改良用添加材の混合量を室内での試験結果などを用いて調整することによって、地盤の強度を任意の大きさに高めることが比較的容易なためである。また、傾斜基盤上の軟弱地盤の場合には、盛土のり先部の軟弱層の厚いところには密な改良杭を配置し、軟弱層の薄い中央部あたりには粗な改良をするなどして、盛土のすべりや沈下に対処する方法も考えられる。さらに、軟弱層の薄い部分から厚い層に向かってサンドドレーン・サンドコンパクションパイル、深層混合処理などの固結工法を組み合わせる順序施工していく方法も考えられる。なお、深層混合処理などの固結工法を用いた場合の安定検討などの設計法の詳細については、例えば参考文献の 4), 5), 6) を参照していただきたい。

最後に、軟弱地盤上に盛土を行った場合の長期的な沈下傾向について述べると、次のようになる。これまでの経験によると、軟弱地盤の時間～沈下曲線は、図-8に示すような4つの型に分類することができる。(a)の型の沈下曲線の特徴は、盛土の極く初期においては沈下が少なく、ある盛土高に達した後に沈下が急速に進み始めることにあり、比較的浅い粘性土地盤によくみられる。(b)の型をとるのは泥炭地盤の場合で、盛土の初期から沈下量が多いことが浅層型と異なる。(c)の型は、沈下の対象となる粘性土層が表層より深い位置に厚く存在している、いわゆる深層型の場合に生ずるもので、盛土終了時点までの沈下はそれほど大きくないが、盛土が終了した後において

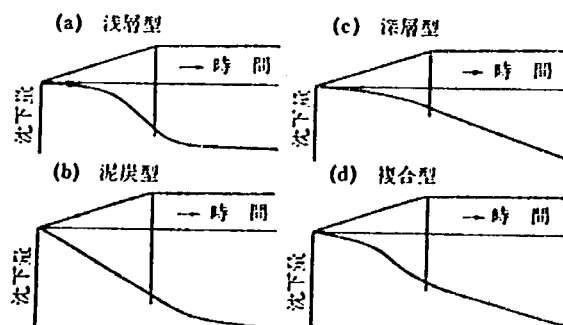


図-8 時間-沈下曲線の4つの型

も沈下が長期間にわたって継続し、最終的には相当な沈下量に達する。(d)の型は、浅層型あるいは泥炭地盤型が深層型とあわさった形をとるものである。盛土期間中の沈下も大きい、盛土終了後の沈下も相当長期にわたり、最終的には盛土後の沈下が相当量に達する。今回の質問にあるような軟弱層の厚い場合で、しかも表層に泥炭層が存在する場合には基本的には(d)の型の沈下傾向を示すものと考えられる。ただし、サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法によって地盤改良した場合には、パイルによる沈下軽減によって沈下量はある程度小さく押さえることはできる。なお、軟弱層が厚く、パイルの打設深さが軟弱層全体に及んでいない場合には、未改良部分の圧密沈下によって、沈下が長期にわたって持続することを念頭においておく必要がある。

〈参考文献〉

- 1) 日本道路協会：道路土工 — 軟弱地盤対策工指針，PP. 140—144.
- 2) 一本・末松：サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(3)，土と基礎No 31，No 5，1983
- 3) 名楽勝行：サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(1)，土と基礎No 1，No 3，1983
- 4) 建設産業調査会：土木技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，PP. 560—581
- 5) 近代図書：現場技術者のための軟弱地盤を成功させる方法，PP. 7-1~7-86
- 6) 寺師，布施谷，能登：深い地盤改良の実際と問題点を考える，10. 深層混合処理工法の実際と問題点 — 深層混合処理工法の概要 —，土と基礎，No 1. 31，No 6，PP. 57—64，1983

(土質研究室)

道-3 スパイクタイヤ対策

(質 問)

仙台市においては、冬期間におけるスパイクタイヤ使用による舗装の摩耗とともに粉じん等の増加が環境上大きな問題となっている。これらに対する舗装構造での対応及びスパイクタイヤ対策の最近の動向について教示願いたい。

(仙台工事事務所)

(回 答)

ここでは昭和58年3月にまとめられた「舗装の冬期摩耗対策調査報告書」(財団法人国土開発技術研究センター)に基づいて回答する。

スパイクタイヤによる舗装の摩耗被害は、単に道路維持管理という面にとどまらず摩耗粉じん等の環境に及ぼす影響など多方面の事らがら関係しているので、その対策は急務となってきている。関係する要因には、図-1に示す事項が考えられるので各分野での技術的な対応が必要であるといえる。

表-1 舗装の摩耗量

(単位:mm)

(単位: 歳)

地 区	工区数	路 面 形 状								摘 要
		一冬凹凸		一年凹凸		二冬凹凸		二年凹凸		
		平 均	最 大	平 均	最 大	平 均	最 大	平 均	最 大	
北 海 道	30	3.0	5.1	0.8	1.1	3.2	4.8	0.8	1.1	摩耗量のみの 2年分=3.0 +3.2=6.2%
		3.0	5.1	3.8	6.2	7.0	11.0	7.8	12.1	
東 北	103	2.9	6.2	0.7	1.2	1.4	2.9	0.6	0.9	2.9+1.4=4.3
		2.9	6.2	3.6	7.4	5.0	10.3	5.6	11.2	
北 陸	27	4.3	6.8	3.7	4.6	1.7	1.7	1.6	2.3	4.3+1.7=6.0
		4.3	6.8	8.0	11.4	9.7	13.1	11.3	15.4	

- (注) 1. 建設省技術管理業務連絡会舗装部会摩耗分科会資料より。
2. 上段は、冬期間、夏期間の摩耗量を示す。
3. 下段は累積摩耗量を示す。
4. 摘要欄は冬期間のみの摩耗量の二冬分の合計を示す。
5. 冬期間とはおおむね11月～3月をさす。

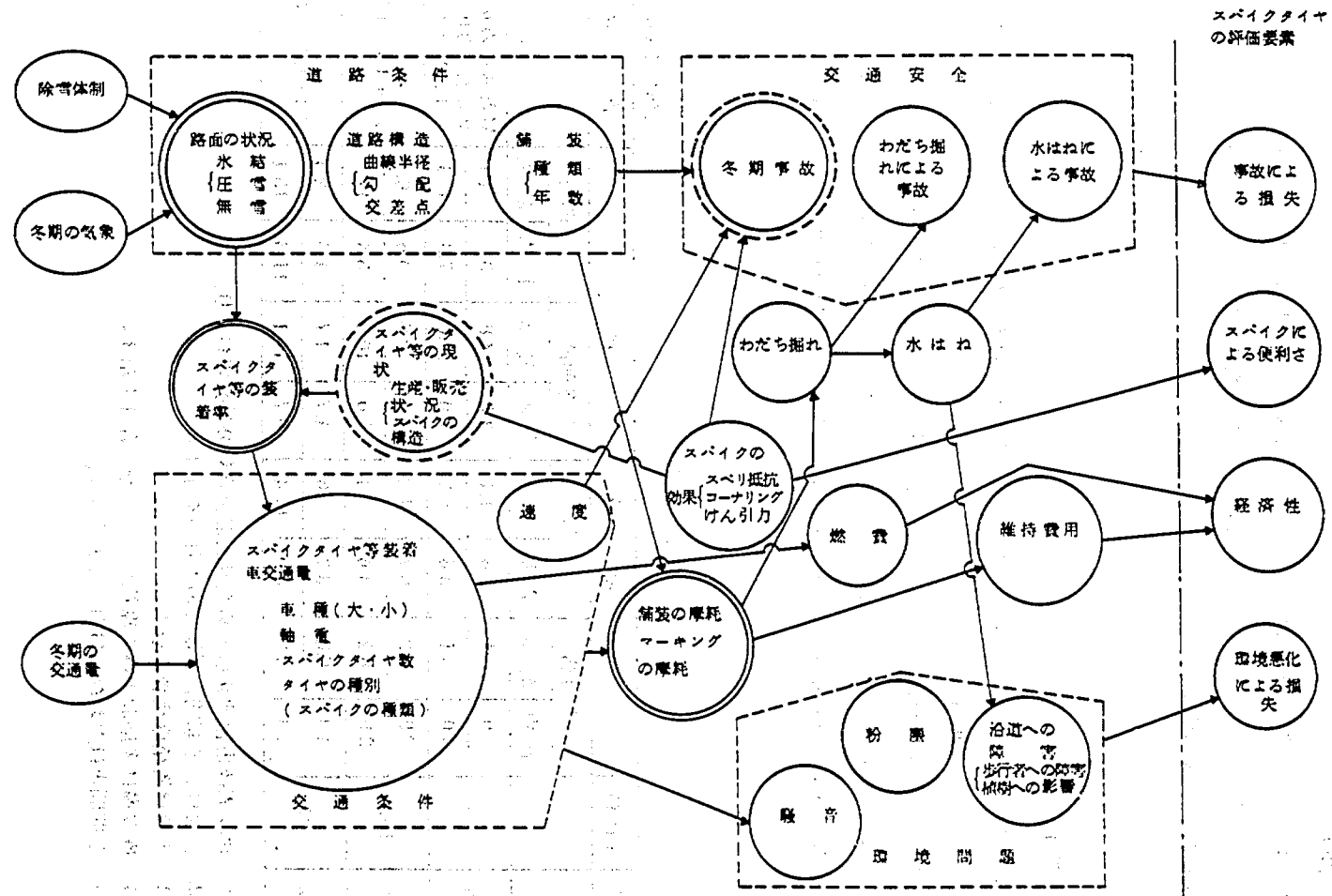


図-1 スパイクタイヤ問題の要因の因果関係フローチャート

舗装の摩耗被害の実態としては次の結果がある。

建設省技術管理業務連絡会舗装部会摩耗分科会において、一般国道直轄管理区間におけるアスファルト舗装の摩耗調査結果を昭和56年度にまとめており、その結果を表1に示す。

ここで、摩耗量は、車道の横断形状図よりプランメータで一車線当りの摩耗断面積を求め、これを車線幅員で除した値を平均摩耗量、施工直後の路面よりの下がりで最大値を示す値を最大摩耗量としている。

同表によると、1冬の平均摩耗量の平均値は3.2mmとなっている。また最大摩耗量の平均値は6.3mmである。

各地域によってばらつきがみられるのは、地域差や混合物の種類の相違、交通条件や気象条件のちがいなどがあるためと考えられる。

各地域別に最大摩耗量と累積交通量との関係を調べたものが、図2～5である。

累積全交通量が100万台/1車線当りの最大摩耗量を図に示す回帰直線から求めると、各地域の平均値は、ストレートアスファルト区間で 7.3 ± 0.4 mm、ゴム入りアスファルト区間で 6.8 ± 0.7 mmとなる。平均摩耗量はこの値の1/2程度になる。

一方、道における調査結果としては昭和52～54年度において、雪寒地域における県道の主として道県道を対象とした舗装の摩耗実態調査を行っている。これによると表2の結果が得られている。

ここで、摩耗量は、基準線からの下がり
を道路の横断方向に10cmピッチで読みとり、横断形状図を作成する。平均摩耗量は、3つの横断形状図の基準線からの下がりの平均値としており、最大摩耗量は、3断面の下がりの中の最大のものとしている。

これより冬期間(平均120日間)の舗装の平均摩耗量は1.9～0.4mmの範囲にありその平均は2.5mmである。一方、最大摩耗量は2.0～1.0mmの範囲にあり、その平均は6.7mmである。

また、平均摩耗量と最大摩耗量の間には図6に示すような良好な相関があり、前者は後者の1/2.5倍に相当する。

耐摩耗対策には、気象条件、交通条件等によって差はあるが、各地域において使用されている主なアスファルト混合物は次のようである。

表-2 摩耗実態調査の結果

項 目	特 性	調査断面数 (区)	最大値 (mm)	最小値 (mm)	平均値 (mm)	不偏分散の平方根 ($\sqrt{V}$)
調査断面 (区)		82	191.0	75.0	120.34	0.134
気 候 (区)	最 大	74	0.9	-20.0	-9.41	-0.490
	最 小	74	27.0	-2.3	14.50	0.368
	平 均	74	9.2	-4.0	1.29	2.402
路面構造 (区)		72	90.0	23.0	72.30	0.207
調査・パイプ使用日数 (区)		10	30.0	7.0	24.00	0.302
調査・パイプ使用日数 (区)		74	461.0	0.0	83.19	1.307
調査・パイプ使用日数 (区)		84	2.0	1.0	1.54	0.268
交通量 (区・日・方向)	全交通量	77	14,136.0	401.0	4,917.42	0.000
	大断面	77	2,630.0	15.5	848.18	0.784
	全交通量	78	12,000.0	322.0	4,062.26	0.634
	大断面	78	2,732.0	11.5	519.06	0.974
交通量 (区・日・方向)	全交通量	69	29,284.0	765.5	9,956.83	0.415
	大断面	69	6,310.0	36.5	1,996.30	0.828
	全交通量	73	25,196.0	659.0	8,066.97	0.627
	大断面	73	6,547.0	34.0	1,273.26	0.952
調査断面 (区)	S.N.	71	96.0	0.0	39.19	0.645
	S.P.	71	95.1	0.0	46.63	0.640
	N.O.	71	46.1	0.0	7.29	1.011
	T.C.	71	57.5	0.0	7.44	1.554
	S.N.	69	100.0	0.0	52.60	0.526
	S.P.	69	93.4	0.0	28.10	1.004
	N.O.	69	52.5	0.0	9.27	1.552
	T.C.	69	67.0	0.0	9.36	1.500
調査断面 (区)	最 大	80	20.0	1.0	6.07	0.500
	平 均	80	11.9	0.4	2.54	0.793

表-3 アスファルト舗装のスパイクタイヤによる
摩耗に対する各種要因の影響

№	要 因	摩耗への影響	相対摩耗	試 験 者
1	アスファルトの針入度 Pen60対Pen300	有 意	1 : 1.3	Thurmann-Moe
2	アスファルト含有量 5%対7%	非常に有意	1 : 1.8	
3	混合物の種類 特殊混合物対シートアスファルト	非常に有意	1 : 1.8	Keyser
4	骨材の種類 lamprophyre 対石灰岩	非常に有意	1 : 1.6	
5	骨材の種類 閃緑斑岩対石灰岩	非常に有意	1 : 2.1	Peffekoven
6	粗骨材含有量 60%対40%	有 意	1 : 1.3	
7	粗骨材の最大粒径 13mm対6mm	非常に有意	1 : 2	
8	骨材の種類, ロサンゼルス値 17%対32% (重量)	有 意	1 : 1.4	Tappert/Kohler
9	フィラーの種類 極端な種類	有 意	1 : 1.5~3	Kluge
10	セメントコンクリート, 9mmよりも粗 粒の骨材の変化 碎石+砂利対石灰岩+蛇紋岩	非常に有意	1 : 1.5~3	Springenschmidt/ Sommer
11	混合物の空隙率 3%対7% (容積)	有 意		
12	混合物の空隙率 3%対6% (容積)	有 意	1 : 1.2~1.5	Tröger/Helferich
13	混合物の空隙率 3%対6% (容積)	有 意	1 : 1.3	Tappert/Kohler
14	試験温度 +10°C対-10°C	非常に有意	2.5 : 1	
15	試験温度 +10°C対-10°C	—	1 : 1.1	
16	試験温度 0.0°C対+10°C	非常に有意	1 : 1.5	Huhtala
17	試験条件 ウェット+凍・融対ドライ	非常に有意	1 : 1.7~2.1	Tröger/Helferich
18	前処理 空気対凍・融25回 (混合物空隙率6%)	有 意	1 : 1.3	Kohler/Tappert
19	スリップ(スパイクの) ノースリップ対5%	—	1 : 1.5	Springenschmidt/ Sommer
20	タイヤ圧	非 有 意	—	Thurmann-Moe
21	車両重量 乗用車対トラック	非常に有意	1 : 1.9	
22	車両速度 40-50 mph	非 有 意	—	
23	車両速度 40-70 mph	非常に有意	1 : 1.5	Schulze
24	車両速度 40mph対制動	有 意	1 : 1.3	
25	車両速度 40mph対加速	有 意	1 : 1.1~1.6	
26	操 縦 直線対曲線 (定速)		1 : 1.1	Schulze/Beckmann
27	定速対加速	有 意	1 : 1.4	
28	定速対制動	非常に有意	1 : 2.8	

表-4 粉じん関連調査測定項目等概要

調査項目	測定項目	採取(測定)方法	分析項目	測定期間	分析主体	測定地点数	備考
浮遊粉じん	粉じん及び成分濃度	ハイボリューム・エア・サンプラー	Al, Ti, Ca, Pb, Ni Mn, Fe, V, Zr	1 試料 24 時間採取 5 日間実施	北海道 公害防止研究所	4	D-1 公 研 (北海道公害防止研 究所屋上)
	粒径分布及び成分濃度	ハイボリューム・アンダー・セン エア・サンプラー	B(a)p ベンゼン抽出物	3 ~ 5 日間連続採取 (1 試料)			D-2 北 電 (北海道電力ビル屋上)
		ローボリューム・アンダー・セン エア・サンプラー	Al, Ti, Ca 等 40 元素	10 日間連続採取 (1 試料)	大阪府立放射線 中央研究所		D-3 豊平造路 (豊平神社前)
浮遊粒子状・物質	浮遊粒子状・物質濃度	ローボリューム・エア・サンプラー	浮遊粒子状・物質濃度	10 日間連続採取 (1 試料)	北海道 公害防止研究所	4	
降下ばいじん	降下ばいじん量	ダストジャー	不溶解成分 総量 ベンゼン抽出物 共分 溶解成分 総量	1 ヶ月間 (1 試料)	北海道 公害防止研究所	4	D-4 豊平神社 (豊平神社境内)
路上堆積物	成分濃度	市内主要道路で採取	数径44 μ m以下のものについて Al, Ti, Ca 等40 元素 数径44 μ m以下, 44~150 μ m, 150~250 μ m, 250~500 μ mにふるい分けたものについて ベンゼン抽出物 如	各期に1回	大阪府立放射線 中央研究所 北海道 公害防止研究所	6	R-1 北14 東8 R-2 南15 西15 R-3 北2 西5 R-4 大通 西9 R-5 南1 東1 R-6 豊平3-13
アスファルト混合物	成分濃度	市内主要道路で採取	Al, Ti, Ca 等 40 元素	1 回	大阪府立放射線	5	
土 壌		市内主要公園で採取			中央研究所	5	
スパイクラベリング 試験機発生粉じん		北海道開発局 土木試験所から入手					
気 象	風向・風速	自動測定機		5 日間連続	北海道 公害防止研究所	3	D-1, D-2, D-3 において実施

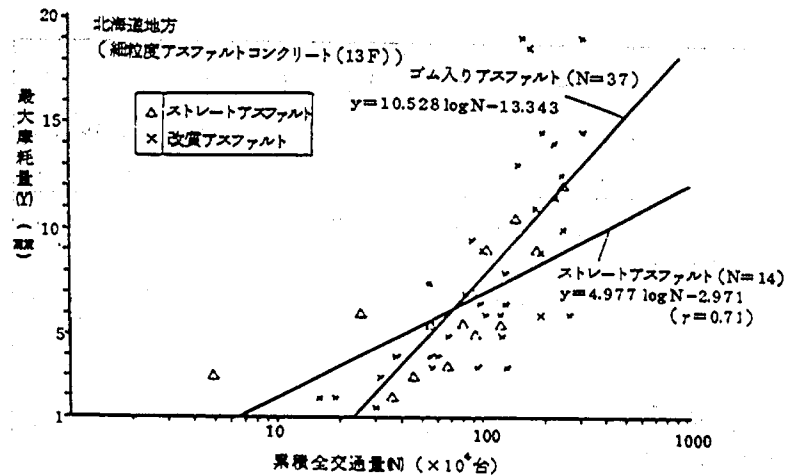


図-2 累積全交通量と摩耗量の関係

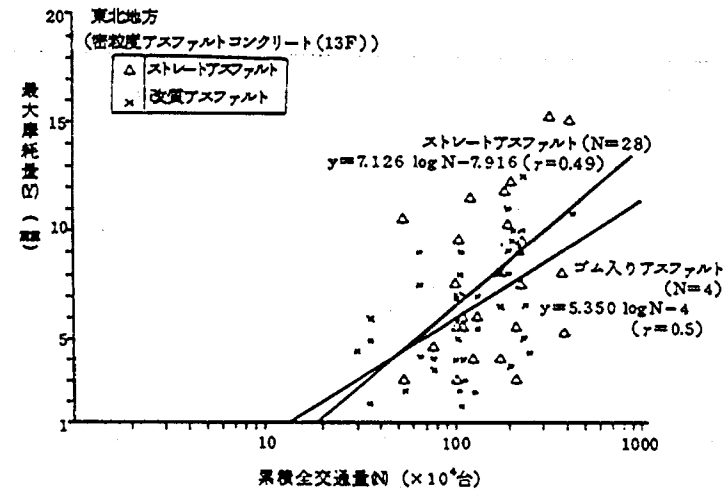


図-3 累積全交通量と摩耗量の関係

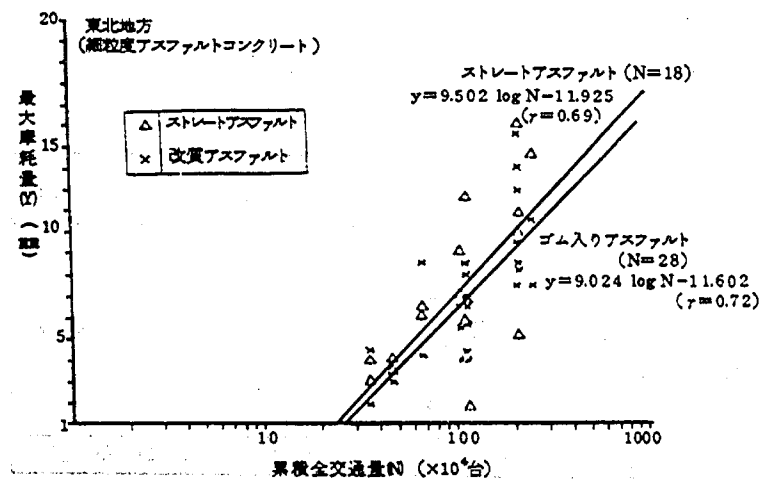


図-4 累積全交通量と摩耗量の関係

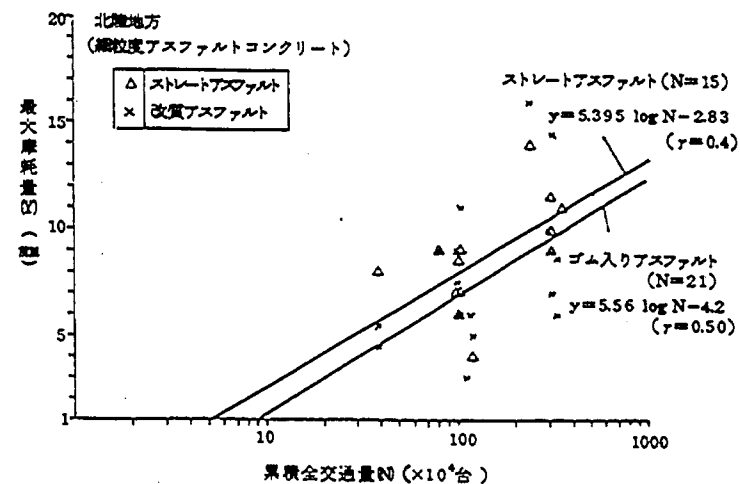


図-5 累積全交通量と摩耗量の関係

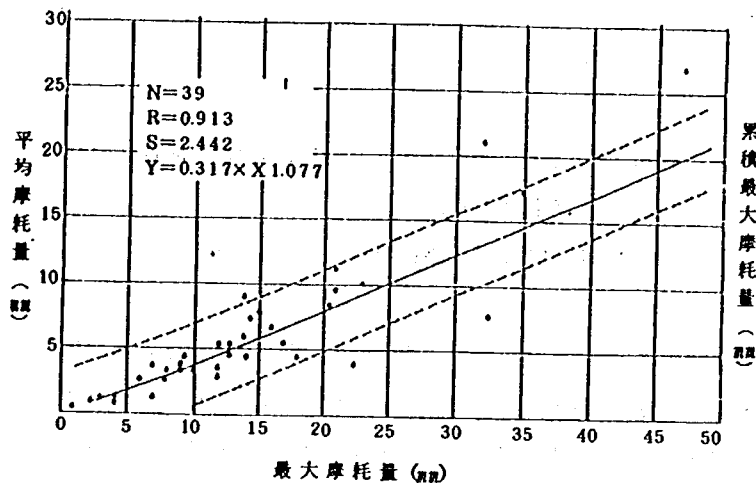


図-6 最大摩耗量と平均摩耗量の関係

(1) 北海道地域

1) 細粒度アスファルト混合物(13F)

アスファルト混合物中のフィラー量(F)とアスファルト量(A)の比である F/A を大きくとり、安定度が最大となる配合とする。実用上 $F/A=1.7$, アスファルト量(%) = 8.0~9.5
骨材量(%) = 100 - アスファルト量 - 石粉量

2) 細粒度ギャップアスコン(13F)

$F/A=1.7$, アスファルト量(%) = 6.5~7.5 骨材量(%) = 100 - アスファルト量 - 石粉量

(2) 東北地域

1) 細粒度ギャップアスコン(13F)

2) " (20F)

(3) 北陸地域

1) 細粒度ギャップアスコン(13F)

2) " (20F)

いずれもギャップ性を重視して2.5mmと0.6mm通過量の差が5%以内になるように配合している。
アスファルト舗装要綱では、アスコンの配合、改質アスファルト等の検討を行うことと、ラベリング試験によってすりへり減量が1.3cm以下の混合物を用いる方法を示している。

それぞれの地域では主にこのような混合物が用いられているが、さらに、骨材の選定、粒度の改善、改質アスファルトの使用、施工法の改善などの種々の試みがなされている。

耐摩耗性舗装という観点からみると、セメントコンクリート舗装はアスファルト舗装に比べて摩耗量が小さいといわれている。一般国道5号森バイパスにおけるセメントコンクリート舗装の摩耗

量と光珠内試験舗装におけるアスファルト舗装の摩耗量の比較によれば、冬期間の全交通100万台当りのセメントコンクリート舗装の摩耗量は、平均摩耗量で3.4mmで、アスファルト舗装の場合の約2/3であった。

セメントコンクリート舗装は養生期間が必要などバイパス工事では大規模な施工機械が必要なことがあるが、摩耗量が少ないことから採用が検討されている。

さらにコンクリート舗装で摩耗被害を受けた路面の新しい補修工法として、コンクリートによるオーバーレイも検討されている。

積雪寒冷地域の舗装に対する耐摩耗対策を目的とした研究開発は、大学、建設省、府県および舗装会社等の各種の機関で実施されている。ここでは、材料に関するものとして改質アスファルトや骨材の品質に関する試験研究、設計に関するものとして混合物の粒度や配合設計方法に関する研究、施工に関するものとして密度を高めるための研究などが行われてきている。このうち、主なものをあげると次のようになる。

建設省に於いても次のような研究テーマを実施している。

- ① As 舗装と Co 舗装の耐久性比較試験調査
- ② As 舗装摩耗実態調査
- ③ 骨材のすりへり減量試験 (As 舗装の摩耗と骨材に関する試験舗装)
- ④ スパイクタイヤ等装着率調査
- ⑤ その他

一方、日本道路公団においても、高速道路の摩耗問題に取り組み、回転式舗装試験機を用いた室内試験を中心として寒冷地用表層混合物の検討を行い、骨材の最大粒径、混合物の粒度、アスファルトの種類等の影響を調査している。それらの成果を実際の道路で確認するために試験舗装を行い、長年にわたる観測結果及び室内試験の結果との対比から表層混合物の粒度範囲、配合設計方法を整理し舗装基準にとり入れている。

また諸外国における摩耗に関する研究結果から各種要因を整理したものの例として表3がある。これらの研究から主として次のような関係が指摘されている。

- ① アスファルト混合物では、ギャップ粒度が良く、粗骨材量の多いものがよい。
- ② F/Aが大きめで良く締固められた空隙の小さいものがよい。
- ③ アスファルトの針入度は小さいものがよい改質アスファルトの1例であるゴム入りアスファルトは効果が認められる。
- ④ アスファルト量と空けき率とのバランスが重要である。
- ⑤ 粗骨材は硬いもの程、また最大粒径は大きい方がよい。

道路粉じんの調査については、表4に示すような項目と方法によって測定されたものがある。

これまでの調査結果によれば浮遊粒子状物質としておよそ次の傾向がある。

- ① 浮遊粉じん濃度を秋期、冬期で比較すると各地点とも秋期より冬期の方が大巾な上昇がみられる。
- ② 秋期の大気中濃度について、各地点とも浮遊粉じん濃度の経日変動と類似の変動をする成分として、ベンゼン抽出物質、Mn, Fe, Al, Ti, Caがあげられる。さらに、冬期には、上記の他にNi, Vaも類似の経日変動をしている。これに対し、B(a)P, Pb, Znは秋、冬期とも浮遊粉じん濃度と異なる挙動を示している。
- ③ 秋、冬期の大気中濃度を比較すると、B(a)P, Pb, Znを除く全成分について、冬期濃度増大の傾向がみられる。
- ④ 冬期に粉じん中含有率の増加する成分として、Ca, Mn, Fe, Va, Al, Tiがあげられるが、このなかでもCaの含有率の増加が多きい。

これらの粉じん対策として、スパイクピンの改善や耐摩耗舗装の開発を進める一方、当面の措置として、清掃や路面散水が有効な手段であるが特に粉じんが長期間堆積した後、乾燥時に清掃を行うことは、捲き上げを起こすことから好ましくないとされる。

積雪寒冷地における区画線は、冬季にスパイクタイヤ、またはタイヤチェーン等によって摩耗し、区画線の機能を果たすことが困難となる場合もある。このためこれまで区画線の摩耗に関するいくつかの調査が行われている。

積雪地における境界線の摩耗状況として、北海道地区で調査した結果を図7に示す。

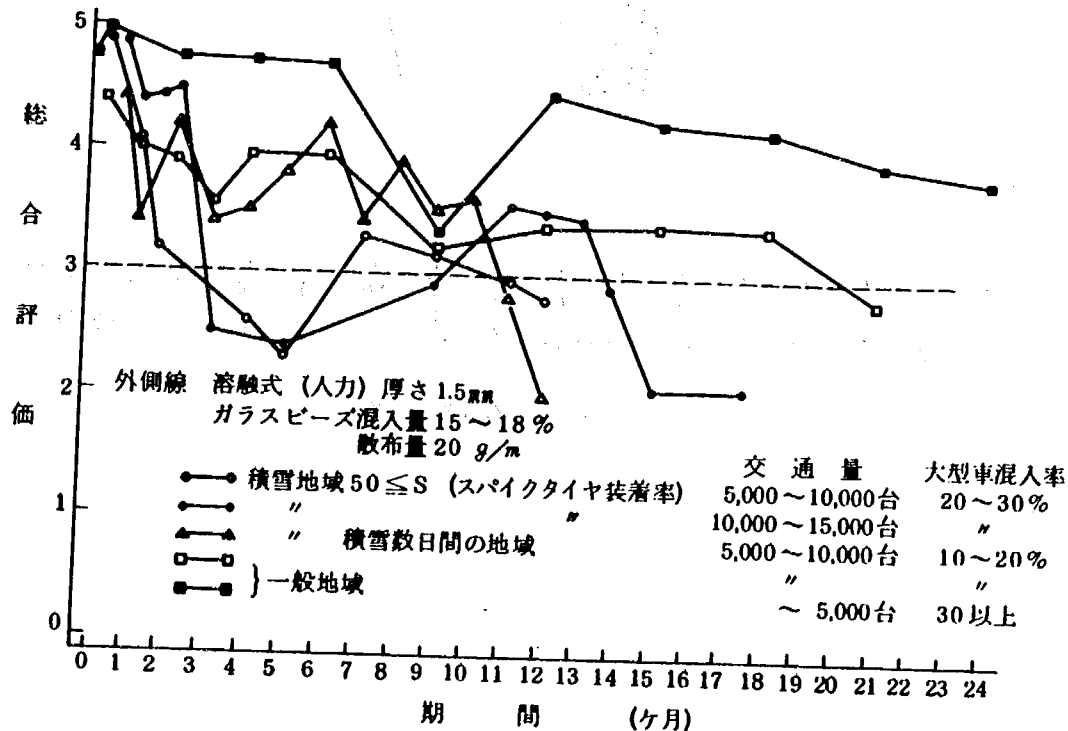


図-7 地域による総合評価の差

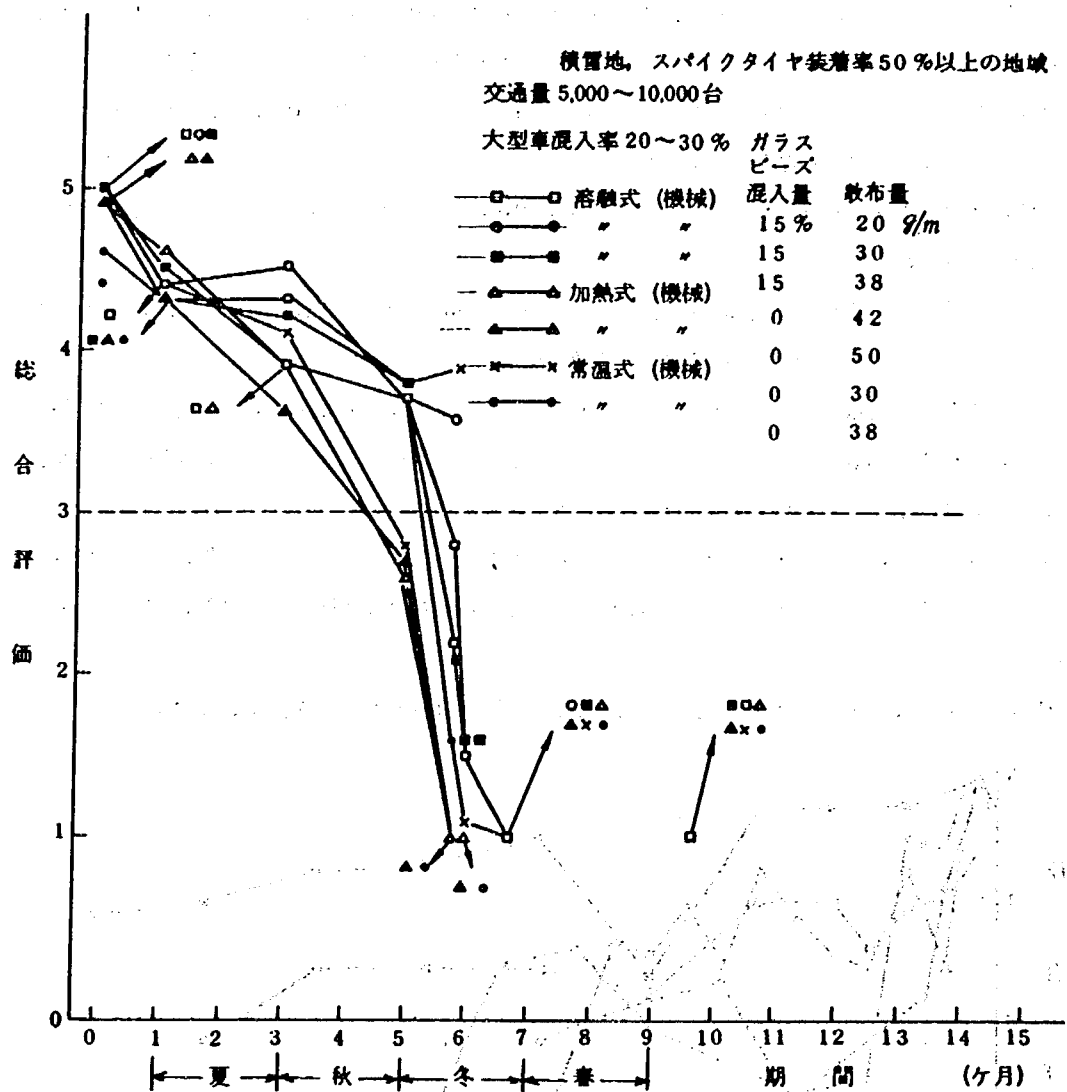


図-8 境界線の総合評価の変化

総合評価は次式で計算した値である。

$$WR = 0.3A + 0.3D + 0.4N$$

ここで

A=外観評価(5段階)

D=はく離度(〃)

N=夜間視認性(〃)

境界線としての機能を果たすには、WRは3点以上が必要である。図7より、境界線の材質を問わず、施工後5～6ヶ月後に総合評価が急に低下するが、この時期は冬期間にあたり、スパイクタイヤ等の交通がはじまれば、1ヶ月以内で総合評価が1点に低下することから、冬期間に被害の大きいことがわかる。

積雪地域(東北地建)および一般地域(中部、四国、九州地建)において溶融式区画線(人力施工、厚さ1.5mm)の摩耗の差を調べたものを、図8に示す。

一般地域においては、総合評価は長期にわたって3点以上の値を示している。しかし、積雪地域においては施工後1年で総合評価が3点以下になっており、地域の差が明確によみとれる。

スパイクは、路面に接触する部分が超硬合金でつくられており、これをチップと云い、タイヤに埋込まれるボディ部をシャンク、底の部分をフランジと云う(図9参照)

スパイクの寸法呼称は、次のように表す。

フランジ径×スパイクの全長

又は、フランジ径×スパイクの全長×シャンク径(欧米では、スパイクをStud(鉄)といい、スパイクタイヤはStudded Tireという。)

スパイクは、大別してピンタイプとマカロニタイプに分けられる。ピンタイプは主として小型車用のタイヤに用いられる。また、チップの取付け方によってロー付け(Braze)

とカシメ(CPタイプ=Controlled Protrusion)に分けられる。(図10参照)

ロー付けのチップは、タイヤの摩耗速度に合うように硬度が調整されており、カシメのチップは、タイヤの回転によってシャンク(本体部分)の中にたたき込まれ、常に一定の突出長さを保持するように設計されている。このような違いから、チップの硬度は、ロー付けは比較的軟く、カシメは硬くつくられている。

最近では舗装の摩耗に対する被害を低減させるためにスパイクの本数を少なくしたり、チップの突出量(mm)を低くしたり、チップ材の材質を若干軟かい合金に変える等の工夫が図られるように

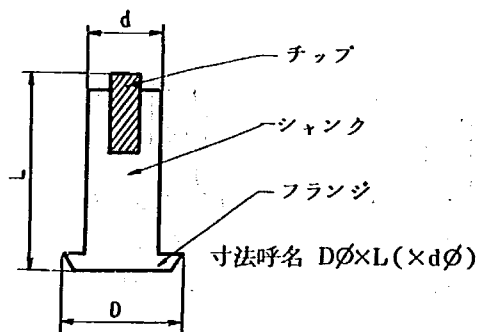


図-9 スパイクの部分名称

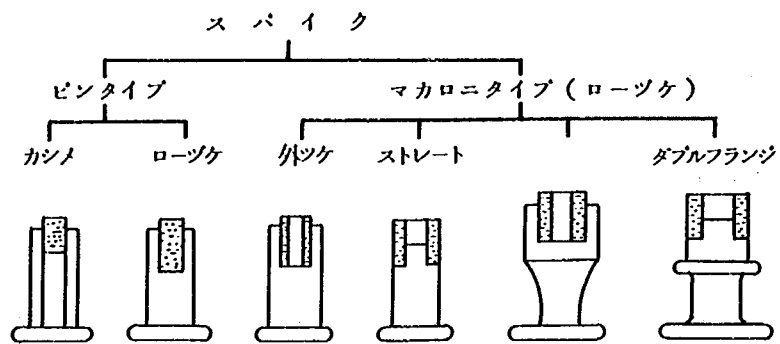
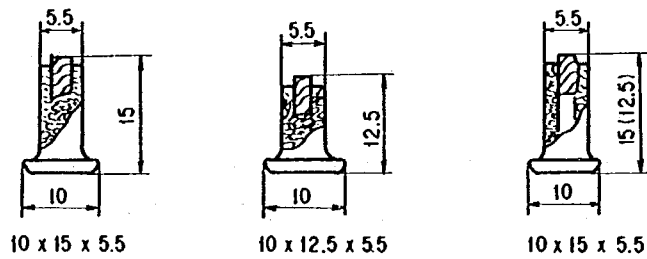


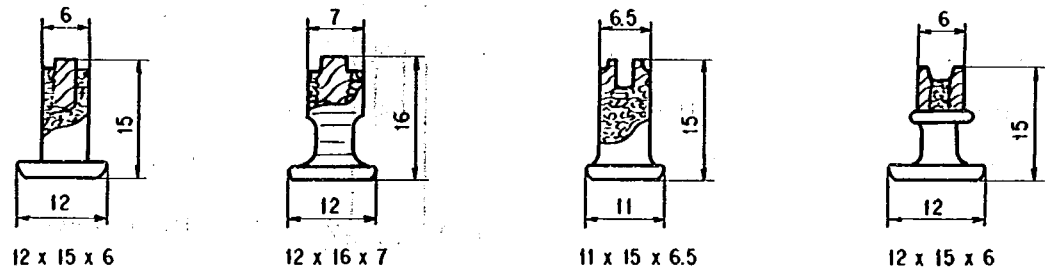
図-10 スパイクの種類

(1) 乗用車タイヤ用

(単位: mm)



(2) 小形トラックタイヤ用



(3) トラック及びバスタイヤ用

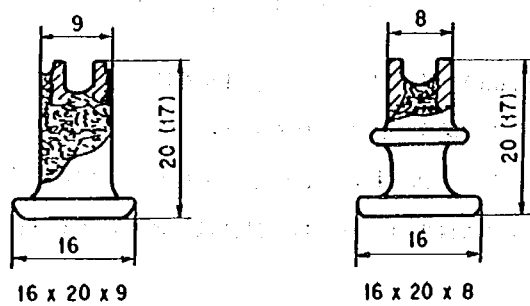


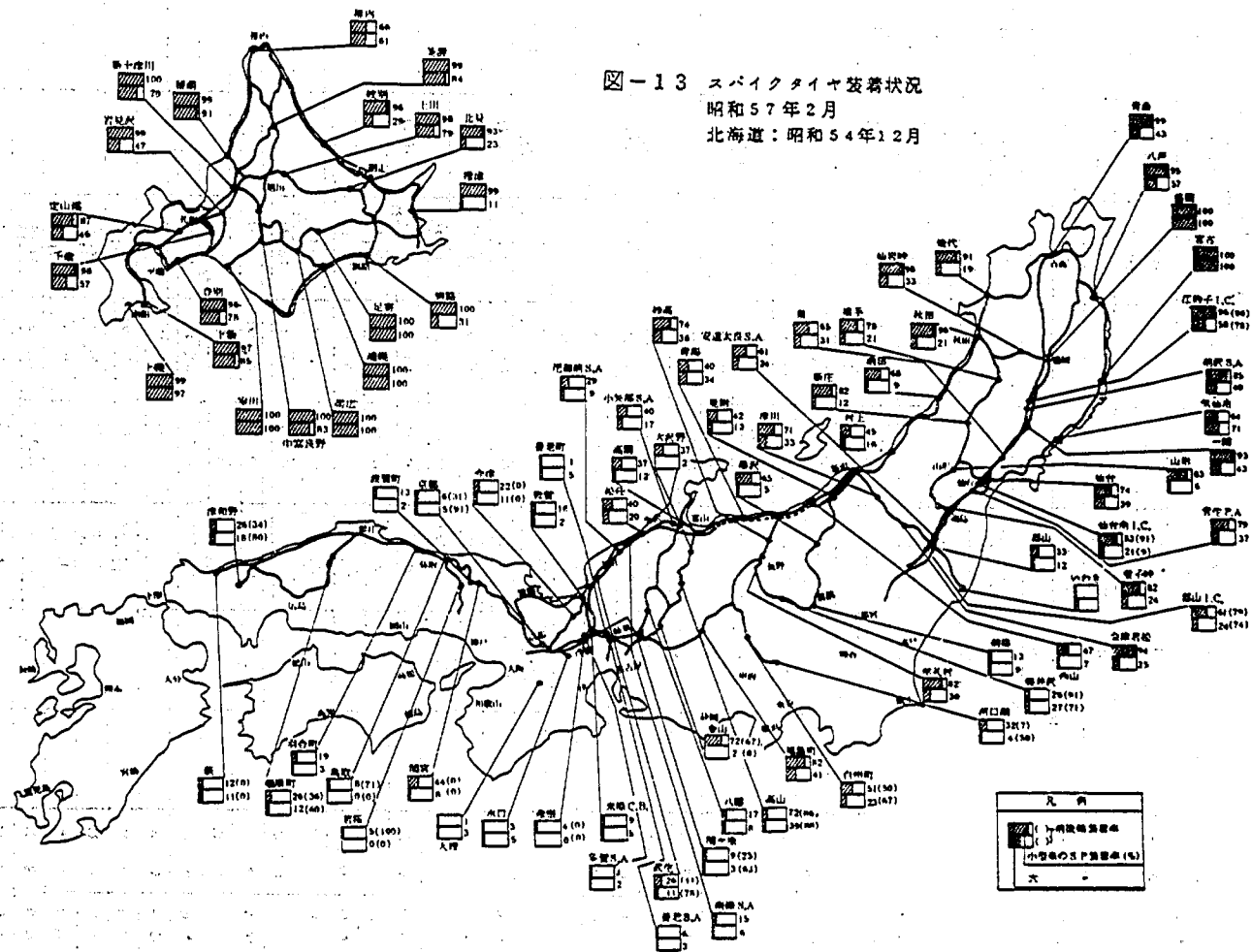
図-11 スパイクの形状及び寸法

表-5 調査地点のスパイクタイヤ装着率と降雪期間

県名	地点名	月別スパイクタイヤの装着率							初雪日	終雪日
		10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月		
北海道	道北	稚内	18 ⁰ 68(56)	66(61)			68(67)	50(55)	06	5(9)
		網走	25 ⁰ 99(95)	99(91)			98(92)	83(85)	25	7(3)
		紋別	1 ⁰ 80(44)	96(29)			97(32)	72(33)	07	12(9)
		旭川	23 ⁰ 99(71)	98(79)			100(79)	95(74)	29	8(27)
	道東	帯広	31 ⁰ 98(97)	100(100)			97(95)	43(40)	26	15(82)
		釧路	0 ⁰ 100(26)	100(31)			98(25)	60(25)	2	6(4)
	道央	札幌	27 ⁰ 93(26)	87(46)			99(73)	91(81)	25	2(14)
		岩見沢	27 ⁰ 91(56)	99(47)			99(90)	68(41)	25	1(9)
		室蘭	31 ⁰ 86(75)	95(78)			87(69)	47(61)	22	7(21)
	道南	函館	2 ⁰ 91(58)	97(85)			87(68)	0(0)	20	0(2)
青森県	青森	青森	1 ⁰ 89(30)	99(97)	82(41)	98(43)	65(63)	3(8)	19	0(1)
		八戸	14 ⁰		95(67)	95(57)				
	岩手	盛岡	1 ⁰	98(100)	99(86)	100(100)	69(80)	0(3)	16	0(0)
		宮古	5(5) 18 ⁰	96(76)	100(93)	99(100)	51(44)	9(16)	15	1(12)
		大船渡	24 ⁰		93(84)	64(71)			11	
	宮城	仙台	27 ⁰		91(39)	74(39)			12	
	福島	福島	27 ⁰		74(32)	82(24)			7	
		若松	24 ⁰		43(0)	79(25)			11	
	秋田	秋田	41(27) 14 ⁰	84(37)	90(59)	96(21)	46(54)	6(13)	07	2(2)
		山形	18 ⁰		65(12)	68(9)			3	
山形県	山形	新庄	17 ⁰		81(28)	82(12)			14	
		山形	6(2) 14 ⁰	77(9)	75(3)	83(6)	91(6)	4(2)	14	1(2)
	新潟	高田	10(2) 25 ⁰	52(15)	75(30)	74(36)	34(28)	5(2)	2	
		富山	0(0) 26 ⁰	45(16)	60(21)	37(2)	4(3)	1(0)	26	
	石川	伏木	0(0) 2 ⁰	32(13)	39(16)	37(12)	6(6)	1(2)	23	
		金沢	1(2) 30 ⁰	38(17)	54(24)	40(20)	7(11)	2(5)	25	
	福井	鯖井	21 ⁰	8(8)	18(11)	13(19)	5(4)		13	
		長野	16 ⁰	55(15)	79(16)	76(27)	35(9)		18	
	山梨	甲府		37(20)	59(23)	51(23)	22(12)		22	
		河口湖		9 ⁰	45(12)	32(4)	22(8)		12	
岐阜県	岐阜	高山	20 ⁰	68(31)	48(14)	72(39)	20(9)		18	
		岐阜		12(1) 15 ⁰	4(1)	1(5)	1(0)		3	
	長野	飯田	24 ⁰	58(23)	91(50)	82(41)	41(23)		9	
		松本			16(2)	18(15)	2(4)		16	
静岡県	静岡	静岡		5(1) 16 ⁰	25(4)	4(0)	3(2)		16	
		京都		5(2) 27 ⁰	11(3)	6(5)	2(5)		11	
	奈良	奈良		1(2) 24 ⁰	3(3)	1(3)	0(1)		11	
		兵庫	27 ⁰	12(2)	16(12)	21(8)	21(19)		13	
千葉県	千葉	鳥取	30 ⁰	0(0)	9(0)	8(0)	2(0)		14	
		山口		2(2) 17 ⁰	9(11)	12(11)	4(10)		5	

- 例1. 北海道は昭和55年度、その他は昭和56年度
 2. スパイクタイヤ装着率は小型車、()は大型車
 3. 初雪日、終雪日は51年度～53年度の3ヶ年の平均
 4. スパイクタイヤ装着率は、月1回、日を定めて調査している。

図-13 スパイクタイヤ装着状況
昭和57年2月
北海道：昭和54年12月



なっている。

わが国で製造されている主なスパイクの形状並びに寸法を図.11に示した。

(1) 乗用車タイヤ用

ラジアルタイヤ用は高さ12.5mm、バイアスタイヤ用は15mmが使用される。形状は、ピンタイプに限定されている。

(2) 小形トラックタイヤ用

ライトバン等軽量車用タイヤにはピンタイプが多く使用され、2t積以上の小型トラックにはマカロニタイプが使用される。

(3) トラック及びバスタイヤ用

スパイクの使用状況としては、タイヤの販売実績および装着率の実態調査などから推定すると次のことがうかがえる。

まず、タイヤ販売実績では図-12に示すように、最近では可成り普及している様子がわかる。

(万本)

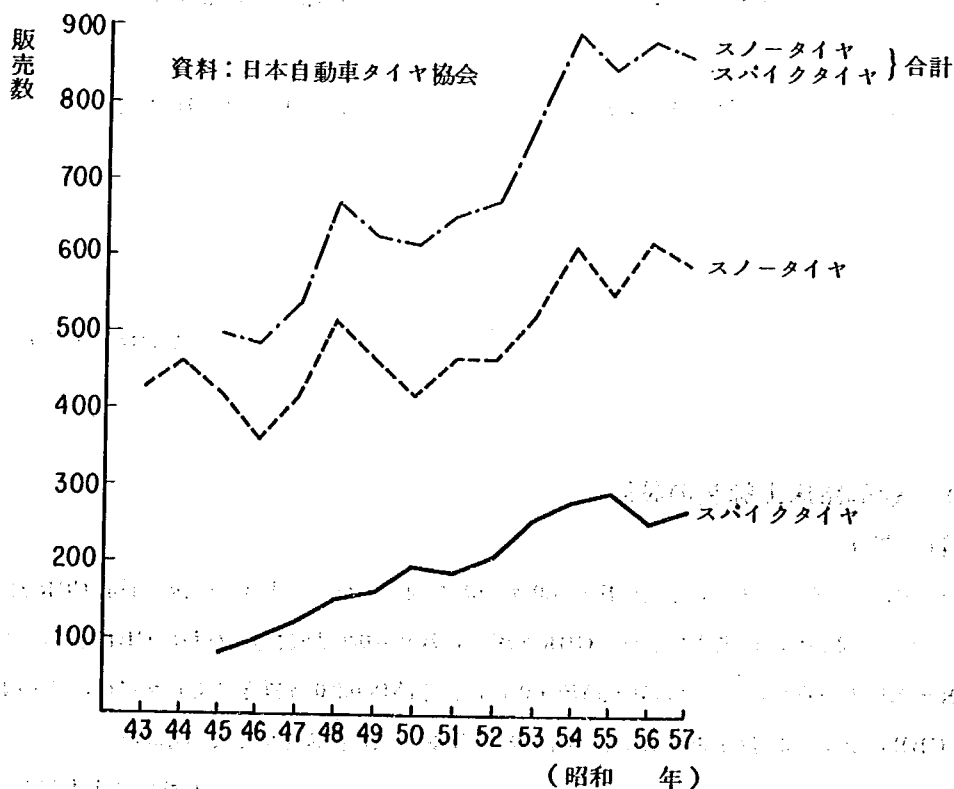


図-12 スパイクタイヤ・スノータイヤの販売本数(補修用)

(参考)

この図は、日本自動車タイヤ協会が発表した「タイヤの普及状況」に基づいて作成された。図中の数値は、スパイクタイヤとスノータイヤの両者の販売実績を示している。また、この図は、タイヤの普及状況を示すための参考資料として提供されている。

一方、全国的な装着状況は56年、57年の調査によれば表-5および図-13のようになる。これによれば地域、時期等によって差はあるものの装着率は積雪地域のみに限らず、全国的に普及しているようすがわかる。また、装着率の推定には、図-14~15に示すように降雪深や降雪日数等の観測データを利用して、推定できるとする資料があるので参考になろう。

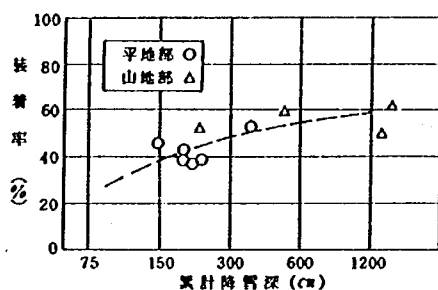


図-14 累計降雪深と装着率

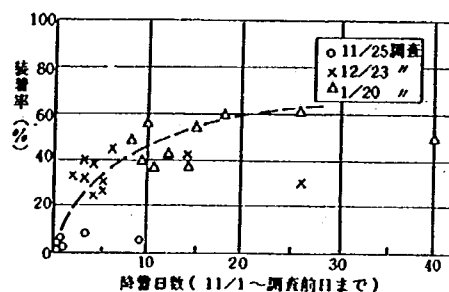


図-15 降雪日数と装着率

(舗装研究室)

道-4 軟弱路床上舗装の設計

(質問)

軟弱路床上の舗装の場合、在来路床を1.0 mの置き換えて行ったとき、路床の設計CBRを置き換え層の下から20 cmは在来路盤と同じCBRを用い、残り80 cmは置き換え材料のCBRを用いて平均CBRを求めているが、たとえば在来路床1.0 m、在来路体0.20 m置き換えした場合、どのような設計CBRになるのか教示願いたい。又、設計CBRの式の由来を併せて教示願いたい。

(秋田県土木部)

(回答)

材料を置換して路床改良を行った場合、改良部分はそれより下の軟弱路床の影響を受けるため、改良層の下部20 cmについては、在来路床のCBRで支持力を評価するように規定されています。と

れを式で表わすと、

$$CBR_m = \left\{ \frac{(T_1 - 20) \times CBR_1^{\frac{1}{3}} + (120 - T_1) \times CBR_2^{\frac{1}{3}}}{100} \right\}^3 \dots\dots\dots(1)$$

T_1 : 改良深さ ($20 \leq T_1 \leq 120$)

CBR_1 : 置換材の CBR

CBR_2 : 在来路床の CBR

CBR_m : 改良後の路床の CBR

ここで CBR_1 は材料の良否にかかわらず、20 以上には評価しないように、上限値が決められています。

従来施工されてきた置換深さは最高で 1 m 程度となっており、 CBR_m は CBR_2 によって変わりますが、最高で 12、普通は 8 程度になります。それに対し、置換深さを 1.2 m としますと $CBR_m = CBR_1$ となり、良質の置換材料を使用した場合には、 $CBR_m = 20$ とすることができます。従って舗装断面の節約が可能となり、全体的な舗装工事費が小さくなることがあり得ます。

しかし深層の置換方法には次のような問題点があります。まず発生する残土の問題ですが、置換のために掘削された土は建設用としては不向きで、捨土しなければならないことがほとんどです。近年この捨土をする場所が少なくなっており、処理費用も高くなっています。従って捨土費用も含めた舗装工事費はかなり大きくなるものと考えられます。従来よりの 1 m 置換でさえこの状況ですので、残土量が 20 % 増える 1.2 m 置換では捨土の問題がより大きいことになります。

次に地下水の低下が問題となります。軟弱路床は、河岸地域や水田地帯に多く見られますが、掘削深が深くなると周辺の水田や井戸の水枯れを起こし易くなります。

さらに隣接地の地盤のゆるみの問題があります。掘削深が深くなると隣接地のゆるみに対する影響範囲が広くなり、特に片側を供用しながら施工する場合などでは、隣接する車線や付近の家屋の沈下を招くおそれがあります。これを防止するためには矢板による地盤の補強などが必要であり、工費の増加につながります。

以上のような理由で深層の置換方法は現場条件によっては必ずしも好ましいものではなく、最近では安定処理によって現場の土を利用するケースが多くなっています。従って、深層の置換工法は上に述べた点について検討し、問題なしとなった上で採用するのが望ましいと考えられます。

鉛直方向に材料性状の異なる路床の設計 CBR の求め方は次のような考え方によっています。その場合の設計 CBR は、(2) 式によって求めるわけですが、

$$CBR_m = \left\{ \frac{h_1 \cdot CBR_1^{\frac{1}{3}} + h_2 \cdot CBR_2^{\frac{1}{3}} + \dots\dots\dots + h_n \cdot CBR_n^{\frac{1}{3}}}{100} \right\}^3 \dots\dots\dots(2)$$

これは多層弾性体の理論解析法に由来しています。平面及び鉛直方向の広がりを持つ土質構造の弾性解析は、ブーシネスクやパーミスタらによって、古くから試みられてきました。しかし、それら

の解析は3層系(路床も1層として数える)までが限界であり、それ以上の多層構造に対する厳密解は、電子計算機の発達を待たねばなりません。そこで近似解法が研究されたわけですが、その1つとしてi番目の層の厚さを h_i 、弾性係数を E_i としたときの層全体の等値弾性係数 E_H を

$$E_H = \left(\frac{h_1 E_1^{\frac{1}{3}} + h_2 E_2^{\frac{1}{3}} + \dots + h_n E_n^{\frac{1}{3}}}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} \right)^3 \dots\dots\dots(3)$$

とする解析法が見出されました。ここで弾性係数とCBRの間に

$$E = k \cdot \text{CBR} \dots\dots\dots(4) \quad (k \text{ は定数})$$

という線型関係が成立し、路床をn層から成る厚さ100cmの多層構造と考えると、(3)式に(4)式を代入することで(2)式が誘導できます。(3)式の詳細については、参考文献1)、2)を参照して下さい。

〈参考文献〉

- 1) アスファルト舗装要綱に関する質疑応答，道路，1979年2月，PP.10～23
- 2) アスファルト舗装の計算，遠藤靖，道路建設，1962年6月～1963年2月

(舗装研究室)

道一5 凍結深について

(質 問)

凍結深について、アスファルト舗装要綱、排水工指針を運用するにあたって以下の疑問点について教示願いたい。

1. 凍結深は、置き換えを大きくすればする程深くなるが、同じ凍結指数であれば $De = Dc - 18Dp$ により計算上、換算凍結深さは等しくなるはずである。しかしながら、現地観測によれば、表一1のように大きく異なる結果を得るといふ矛盾が生じたが、どう判断するか。
2. 要綱・指針には、最大凍結指数が載っているが、標高補正を行う場合に必要の凍結期間の記載がないので、当該年度の凍結期間を資料等で示していただきたい。
3. 一路線で、標高差が数百メートルある場合、標高補正により、凍結深が変化するが、どの程度の単位で舗装厚をかえたらよいか。

表一1 道前浄法寺線設計置換え深さ検討資料

置換え深さ(De)		57年度の寒期 凍結深さ(Z)	57年度の寒期 凍結指数(Fe)	最大凍結指数 Fmax=田子 (Fmax)×換算 係×0.5×凍結日 数×100	設計置換え 凍結深さ(Dc) (17) De=Dc+18Dp (17) =De+18(Z-Dc)	設計置換え 凍結深さ(Dmax) (17) Dmax=Dc× $\frac{F_{max}}{Fe}$	設計置換え深さ Dp=Dmax× $\frac{1}{70}$
実測による方法	70cm	1035cm	293℃ day	350℃ day	1130.3cm (127 cm)	1124cm (128 cm)	160cm (97cm)
	55cm	682cm	—	—	783cm (71 cm)	861cm (77 cm)	60cm (54cm)
区解法	—	—	—	350℃ day (920℃ day 田子)	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—

(青森県土木部)

(回 答)

路床部分の凍結深さを D_s , この場合の理論最大凍結深さを D_{max} とすれば, D_{max} は(1)式でその概略値が与えられます。

$$D_{max} = D_r + 1.8 D_s \dots\dots\dots(1)$$

ここで D_r は置換え深さを表わします。

一方、北海道における調査では置換えたあとの凍結深さの 80 % を凍上を起こしにくい粗粒材料で占めるような置換え深さを決めておけば、舗装は凍上による有害な被害がないとしています。

したがって、(2)式が成立します。

$$\frac{D_s}{D_r} = \frac{20}{80} \dots\dots\dots(2)$$

(1)と(2)を組合せると $D_r \div 0.7 D_{max}$ の関係が成立つので、置換え深さは理論最大凍結深さの 70 % をとればよいといえるのでアスファルト舗装要綱でもこの判断をとっています。

ご質問のように、理論最大凍結深さを要綱の表によらず、実測データによって計算される場合は、要綱の場合と差が出るのは止む得ないことと判断されます。

実測データも測定期間 10 年間の変動によって差が出ており、その 1 例を示すと図 1, 2 のとおりであり、測定年次によって、凍結指数 (F_d) に差があるので回帰式にも若干の差がでています。したがって、要綱では安全な措置として、凍結指数は大きい値を採用しています。

一方、凍結指数を計算する場合に必要な凍結期間については、要綱の調査年度である 1968 ~ 1978 年のデータは、表 2 のようになりますので参考にしてください。

さらに、標高と最大凍結指数の関係は図 3.4 のようになりますが、地域によっては、両者の間に関数関係が認められる場合もありますが、一般には両者の関係はないと考えられています。標高補正を行った凍結指数から計算される置換え深さは、実数で計算されるので、センチメートルまで得られますが、これに応じた舗装の施工では、下層路盤の出来形の合格判定値が下限規格値 - 4.5 cm , 標準偏差 3.0 cm としていることを参考にすれば、これより下層の施工精度を考慮して 5.0 cm 単位程度の差で舗装厚を変えれば良いものと判断されます。

〈参考文献〉

土木研究所資料 1439 号 本州各地の 1968 ~ 1977 年の最大凍結指数 (昭和 53 年 12 月)
(舗装研究室)

表-2 凍結指数と凍結期間

番号	地 名	凍結指数	凍結期間	番号	地 名	凍結指数	凍結期間
1	稚 内	690		29	遠 野	400	86
2	旭 川	920		30	仙 台	20	15
3	留 萌	580		31	石 巻	250	58
4	札 幌	510		32	白 石	110	55
5	小 樽	430		33	山 形	190	66
6	網 走	790		34	酒 田	70	55
7	根 室	630		35	米 沢	220	63
8	釧 路	680		36	福 島	70	48
9	帯 広	950		37	猪 苗 代	370	109
10	室 蘭	350		38	白 河	140	60
11	浦 河	390		39	日 光	480	125
12	函 館	410		40	赤 城	730	114
13	阿 寒 湖 畔	1,380		41	草 津	480	107
14	北 見	1,100		42	長 野	220	60
15	青 森	250	68	43	松 本	190	63
16	弘 前	280	80	44	諏 訪	240	60
17	八 戸	230	80	45	軽 井 沢	410	121
18	五 所 川 原	290	105	46	南 木 曾	140	56
19	む つ	190	-	47	高 山	250	93
20	秋 田	150	65	48	白 川	210	43
21	横 手	290	105	49	白 鳥	150	-
22	大 館	340	80	50	新 潟	20	52
23	能 代	170	88	51	長 岡	60	55
24	盛 岡	300	72	52	六 日 町	160	60
25	宮 古	140	75	53	糸 魚 川	50	42
26	大 船 渡	110	55	54	富 山	30	55
27	一 関	220	63	55	金 沢	10	12
28	北 上	260	67	56	珠 洲	40	41

※ この表の地点、凍結指数はアスファルト舗装要綱(53年度改訂版)から抜粋

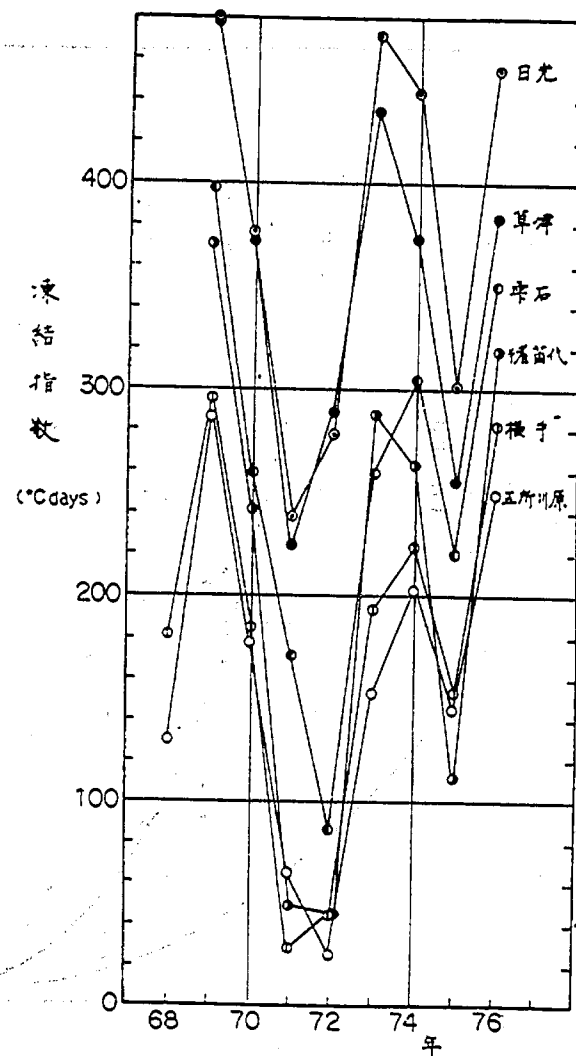


図-1 凍結指数の経年変動

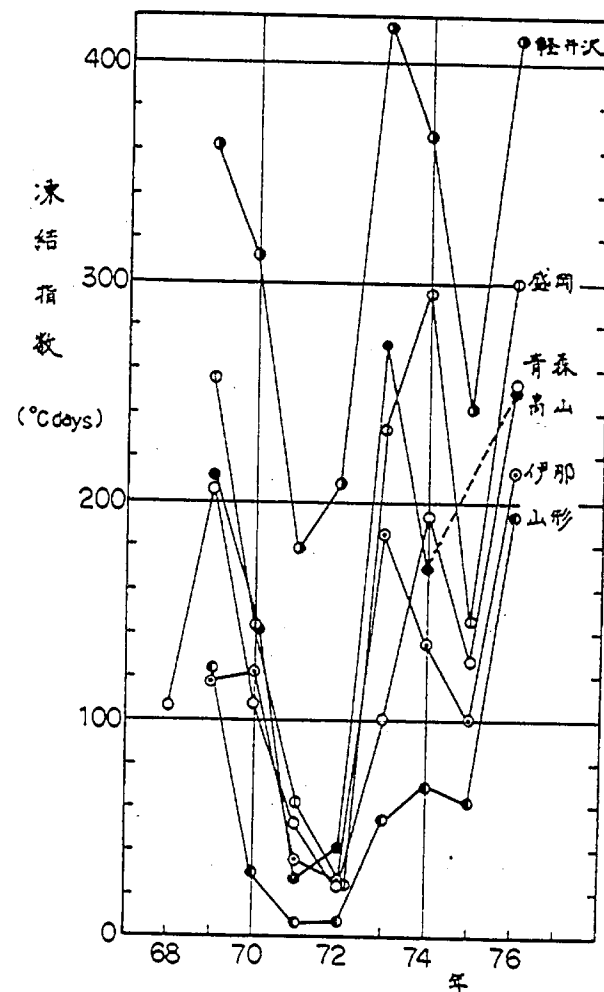


図-2 凍結指数の経年変動

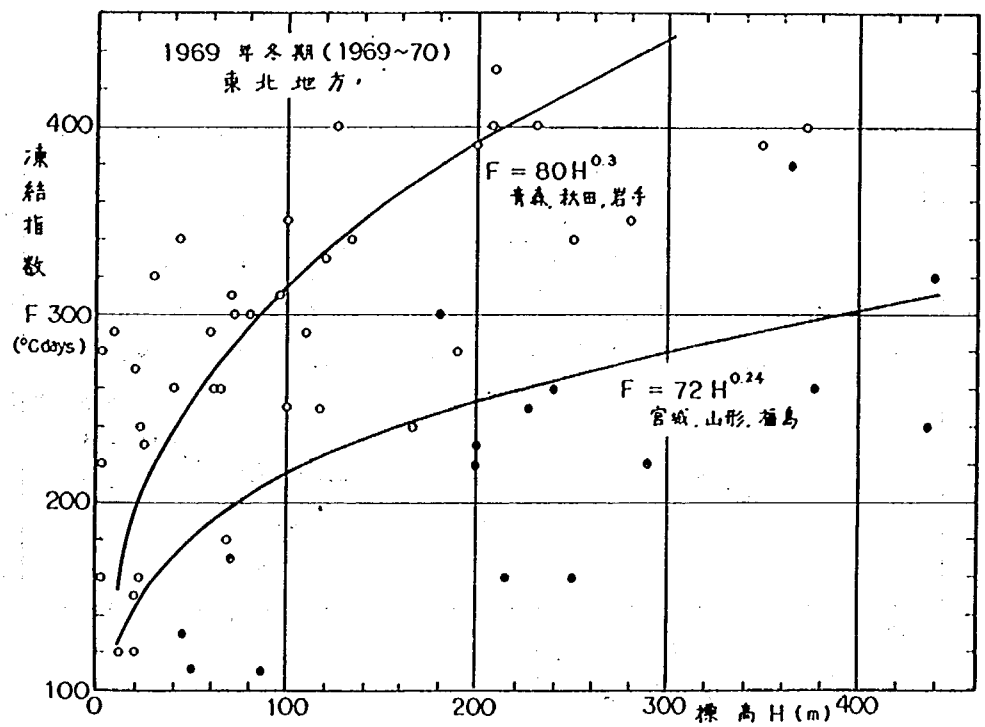


図-3 標高と凍結指数

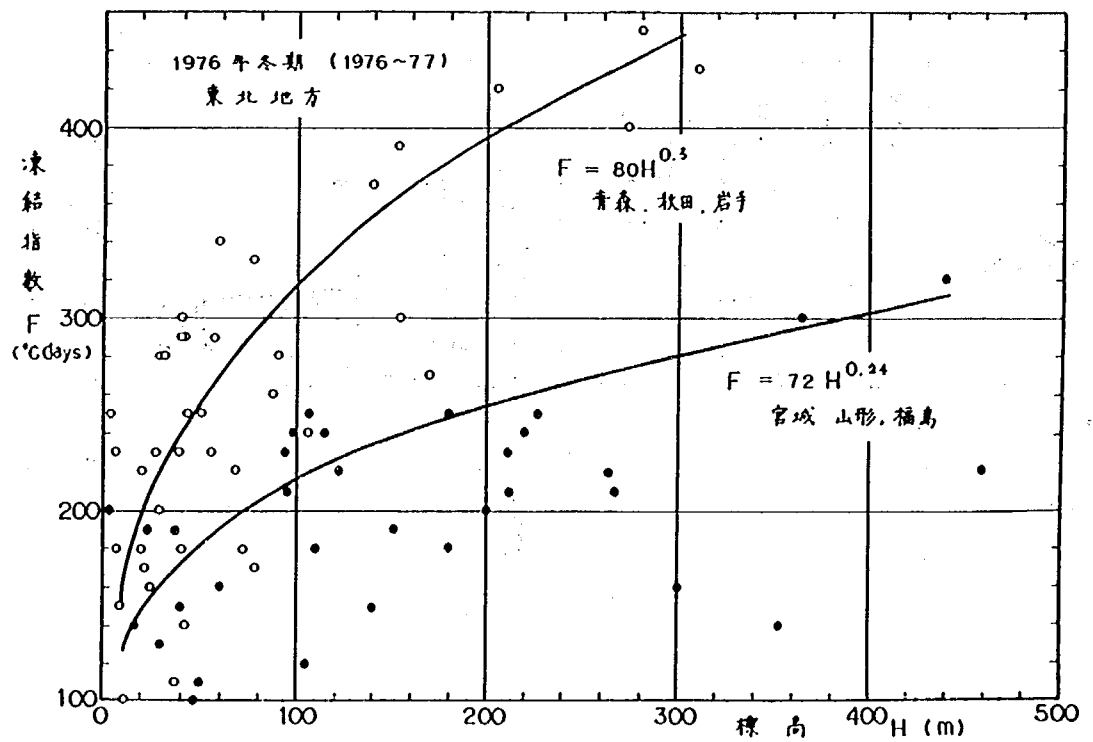


図-4 標高と凍結指数

道一 6 既設舗装の嵩上げ舗装について

(質 問)

既設舗装の上に粒調碎石を上層路盤工として敷均し締固め、その上に表層を舗装した場合の表層の流動現象の有無、有るとすれば防止対策、等値換算係数について御教示願いたい。

(福島県土木部)

(回 答)

改築工事の現道拡幅で計画高が上がる場合、修繕工事のオーバーレイで縦横断修正、カント修正を行う場合の嵩上げ材料として、ボックスカルバートの埋戻しや、橋梁歩道部の間詰め等に、粒状材料を用いる場合がある。

橋梁歩道部の場合、表層3～4cmの下、床版までの15cm程度を、粒状材料で間詰めする方法と貧配合コンクリート等を用いる方法がとられている。粒状材料の場合、その透水性から床版、桁への悪影響を懸念する声もあるが、歩道舗装そのものの状態に問題は生じていない。

ボックスカルバートの場合、ある程度埋戻し厚があるため、転圧等に特に問題がなく、経済性からも粒状材料が多く用いられている。

粒度調整碎石を用いる場合、アスファルト舗装要綱では一層の仕上げ厚は15cm以下、また、標準断面例では総厚(上層路盤のみ)10cmの提案がなされている。既設舗装の嵩上げに使用する場合、通常のクラッシュラン等の粒状材料の上に施工するより締固めが困難であることから少なくとも総厚を15cm程度以上とする必要がある。したがって、それ未満の場合はAs安定処理等を用いる方がよいと考える。

流動現象については、特にそのための調査等の文献はなく、また、各地で問題となった事例は聞いていないが、表層厚、交通量、制動荷重等によっては、たとえ上記の最低条件を満足しても、なお、ウィークポイントとなる可能性はあると思われる。

原因として考えられることは、既設表層との境が水道となり付着力の低下、あるいはサイドの状態によっては水が粒状層に溜り、層の強度低下をまねくこと等である。したがって、サイドを水がうまく抜けるような構造とする等の工夫をするとよい。

なお、粒調層をアスファルト舗装上に舗設し、更にその上部にアスファルト層を舗設する場合の等値換算係数であるが、本来、等値換算係数の値は粒状路盤上にアスファルト層がある構成について求められた値であることから、0.35を用いることは問題があろう。このためには弾性理論より計算する方法もあろうが、これまでの実績があれば、路面性状と交通量の関係から等値換算係数を逆算することがよい方法であると考えられる。しかし実績もなく、かつ小規模な場合などでは当面の措置として0.35を用いることもやむを止ないと考えられる。

(舗装研究室)

道一7 積寒地域のトンネル内舗装

(質 問)

トンネル内舗装のスパイク、チェーンによる摩耗の対策工法には、どのような種類があるか、また、その効果について教示願いたい。

(福島工事事務所)

(回 答)

積雪寒冷地域における摩耗は、それらの地域における舗装修繕の原因の大部分を占めています。特にトンネルやスノーシェッド内は、路面が積雪期においても露出しているため、一般部の路面に比べ摩耗の進行が著しくなります。その上、建築限界の制約や迂回路をとりにくい地理的条件から、修繕工事も行いにくく、維持修繕が困難になります。

そこでトンネル内の舗装については、一般部より摩耗に強くすることが望まれますが、結論を先に述べますと、トンネル内舗装の摩耗を完全に防ぐ方法は現在のところ見当たらないといっており、オーバーレイに当っては従来言われてきた摩耗対策、

- ① アスコンの骨材最大粒径を大きくする。
- ② 吸水量が小さく、かつすりへり減量の小さい硬質の骨材を使用する。
- ③ ギャップ粒度にする。
- ④ 改質バインダーを用いて骨材把握力を高める。

などの措置を現地状況に応じて実施しているのが現状です。ここでは、積寒地域におけるトンネル内の摩耗対策の実情について述べてみたいと思います。

既に述べましたように、トンネル内は一般部より摩耗の進行が早いので、大体4～5年間隔でオーバーレイや切削オーバーレイによる大規模な修繕が行われています。また表面処理等の小規模な維持作業は、毎年または隔年程度の頻度で行われています。

これらの地域の表層用アスコンですが、密粒度アスコン(13F)、密粒度ギャップアスコン(13F)、細粒度ギャップアスコン(13F)が多くなっています。また耐摩耗用に最大粒径を大きくした密粒度ギャップアスコン、細粒度ギャップアスコンも用いられており、摩耗の進行がやや遅くなったという報告があります。また、バインダーにはゴムを添加していることが多くなっています。しかし、ゴム入りの改質アスコンは単価が高いわりに、画期的な摩耗防止効果が期待できないと考え、ストアスの密粒度アスコン(13F)や(20F)だけを使用している箇所もあります。

実際の修繕工事ですが、各現場とも工事は夜間に行う点で一致しています。交通規制の方法ですが、比較的夜間の交通量の少ない路線では、夜間中完全通行止にすることが多くなっています。完全通行止が難しい路線は時間を限って通行止とし、1～2時間の通行止の間に切削を行い、一旦施工機械を撤去した後、たまった車を流し再び通行止にしてアスコンを施工するという手順をとって

います。トンネル内は幅員に余裕がなく、フィニッシャーの幅からして片側車線規制による交通の確保が不可能な場合が多いようです。なお、コンクリートでの対応が困難であるとのことですが、場所によっては特殊なコンクリートを用いてオーバーレイを検討している箇所もあります。また、その他トンネルに前後のチェーン脱着場の整備、接近したトンネル間の完全除雪などの組合せを総合的に行うことによってある程度軽減させることも可能であると考えられます。

(舗装研究室)

道一 8 アスファルト舗装面の現場加熱

(質 問)

1. アスファルト舗装のわだち掘れ等修繕工法のうち、路上再生利用工法の施工機械検討に関し、路面表層部(密粒度・細粒度)を加熱する場合における舗装内部への熱伝播特性について教示願いたい。
2. アスファルト舗装体の加熱には、プロパンガスバーナ、又は石油系バーナによる赤外線ヒーター等が使用されている現状であります。アスファルトの劣化、炭化が起り易いなどの問題もあります。このためその他の加熱方法としてマイクロ波を照射する方法(電子レンジ方式)などが考えられますが、その現場適応性についてと、その他の加熱方法についても併せて教示願いたい。

(東北技術事務所)

(回 答)

現位置で表層を表層に再生する工法(路上表層再生工法)は、諸外国ではサーフェイスリサイクリングとして相当の実績をもっているが、わが国ではプラントによる再生工法が中心となっていることから比較的事例が少なかった。しかし、ここ数年、高速道路や一般国道等において路上表層再生工法が試験的にせよ着実にその実績を重ねるようになってきた。

舗装のような、ある広がりを持つ物体を表面から熱した場合の熱伝播特性は、理論的には熱伝導方程式を用いて解明することができる。

任意時間 t における深さ Z の温度 $T(t, Z)$ は、境界条件(表面温度条件)及び初期条件(初期の深さ方向温度条件)を与えた熱伝導方程式の解として得ることができる。

$$\text{熱伝導方程式} \quad \frac{\partial T}{\partial t} = k \frac{\partial^2 T}{\partial Z^2}$$

$$\text{境 界 条 件} \quad T(t, 0) = F(t)$$

$$\text{初 期 条 件} \quad T(0, Z) = f(Z)$$

ここに k : 熱拡散率

ただし、これは一様な材料という前提での話であるが、舗装のような2～3層の場合でも説明されつつあり、実測値と理論値の対比も行われている。

舗装体への加熱は、赤外線ヒータの使用が現在主流であるが、熱の舗装内部への伝播状況の報文はいくつか発表されている。

図-1に一例を示す。加熱方式は赤外線ヒータによるもので、5分間照射したときの経過時間と舗装体の内部温度の変化を示したものであり、表面から3～4cm部分をかきほぐし、混ぜあわせた

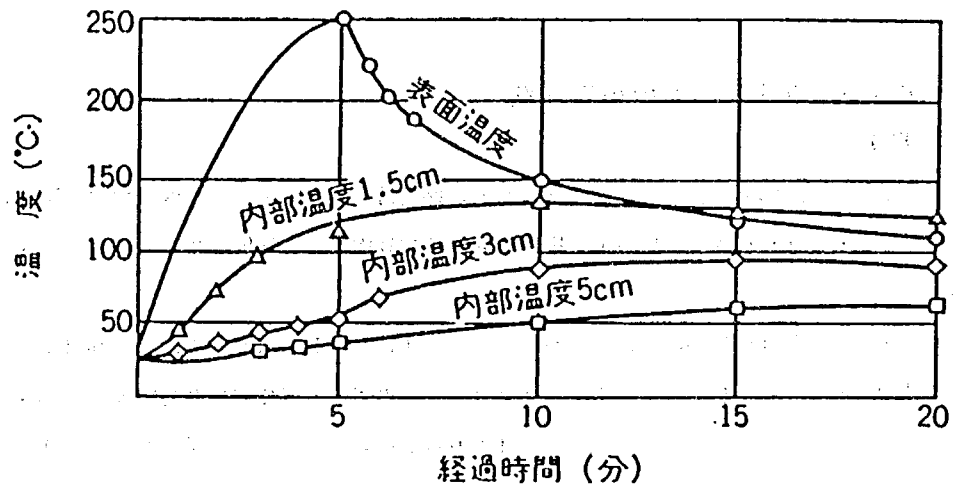


図-1 赤外線ヒータ加熱試験結果（舗装体内部温度）

ときの温度は約110～120℃程度となっている。温度測定は表面から1.5，3，5の位置となっている。

1.5cmの位置では、ピーク時は表面とほぼ同じで120～130℃で持続している。

一方、3cm，5cmではピークが10分程度ずれており、未処理部の5cm位置での温度は60℃となっている。従来のオーバーレイ工法と異なる点は、未処理層も加熱されていることであり、交通開放時期に注意する必要があると思われる。

加熱方法は上述したように赤外線ヒータが現在ほとんどである。アスファルトの劣化については、空気との接触を極力避ける等の工夫により相当の改善がみられるがなお研究の余地を残している感がある。他の加熱方法としてマイクロ波等による方法も一部に研究されているが現在実用化の段階には至っていない。

〈参考文献〉

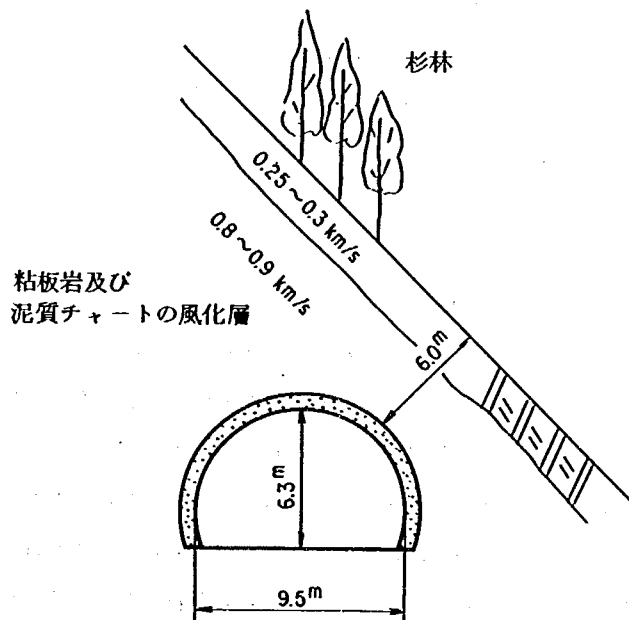
赤外線加熱処理工法による修繕工事 上田長平 他（舗装）1982・8月号

（建設省道路研究所）（舗装研究室）

道一 9 土被りの薄いトンネルの掘削工法

(質 問)

図示のように土被りが薄く、地質条件が悪いトンネルの掘削工法、並びに補助工法として地盤改良剤を使用する場合の薬液の種類、問題点等について教示願いたい。



図一 1 トンネル断面図

(三陸国道工事事務所)

(回 答)

トンネルの坑口付近は、地形的、地質的に問題が多い箇所である。地形的には土被りが薄いため地表沈下や陥没が生じやすく、傾斜地においては偏圧の作用によって支保工や覆工の安定に悪影響を及ぼす恐れがある。さらに、地質的にみても坑口部は崖錐堆積層や風化岩層が厚く覆っている等、多くの問題を含んでいる。このため、坑口付近では工事が難行して工事費の増大となることはもちろん、完成後の維持管理においても多大の費用と労力を要することが多い。

従来は、坑口選定の際、このような問題を極力避けるよう配慮し、それに沿った計画が実行されてきた。しかし、最近の状況をみると、道路の線形等の制約から坑口の位置が決められる例が多い。このため坑口付近の地山条件は必ずしも良好である場合ばかりではなく、坑口部の設計・施工に当って種々の対策や工夫を必要とする例が増えている。

坑口付近の未固結あるいは強風化の地山におけるトンネル掘削工法の選定に留意しなければならない点は、地山の地耐力や切羽の自立性、斜面の安定等であり、この他に、土被りが薄い箇所の地表沈下や傾斜地形における偏圧の影響等についても検討が必要である。坑口付近の掘削工法としては、主として地耐力の問題から側壁導坑先進工法が採用されることが多く、必要に応じて種々の補助工法を併用しているのが現状である。

斜面の安定や偏圧対策としては、押え盛土保護切取り、斜面安定工、等により地山の安定を図ったりえてトンネルを掘削するのが基本である。また、土被りが薄い場合の問題は、地表の沈下・陥没や崩壊であり、その要因としては次のものがあげられる。

- ① 掘削による応力再配分に伴う変形やゆるみ
- ② 支保工（矢板）背面の空けき
- ③ 支保工の変形、沈下
- ④ ゆるみの経時的増大
- ⑤ 圧密、塑性変形、湧水、その他

これら要因に対する対策の基本は、トンネル掘削により発生する地山のゆるみを極力押える工夫をすることと、掘削後の余分なゆるみが生じないように工夫をすることである。具体的な対策工法としては、表一 1 および 2 に示すような各種補助工法が考えられるが、その選定に当たっては、使用目的および現場の地山条件、施工条件、経済性、等を検討のうえ総合的に判断しなければならない。

本トンネルの場合、坑口近傍については、押え盛土等を主とし、上部半断面の掘削ではフォアボーリング、等の併用により地山のゆるみを押えるとともに、状況を見たりえて一次覆工（仮巻コンクリート）を施工して支保工の剛性と強度を上げる等の対応策が考えられる。

坑奥の土被りが薄く偏圧地形の箇所では、地表からの押え盛土の施工が困難であるとすれば、トンネル上部地山の強度の保全あるいは補強が必要である。地盤強化や地山をゆるめないための補助工法の必要性については、地山および斜面の地形、地質条件、トンネル掘削方法、等をもとに詳細な検討が望まれる。

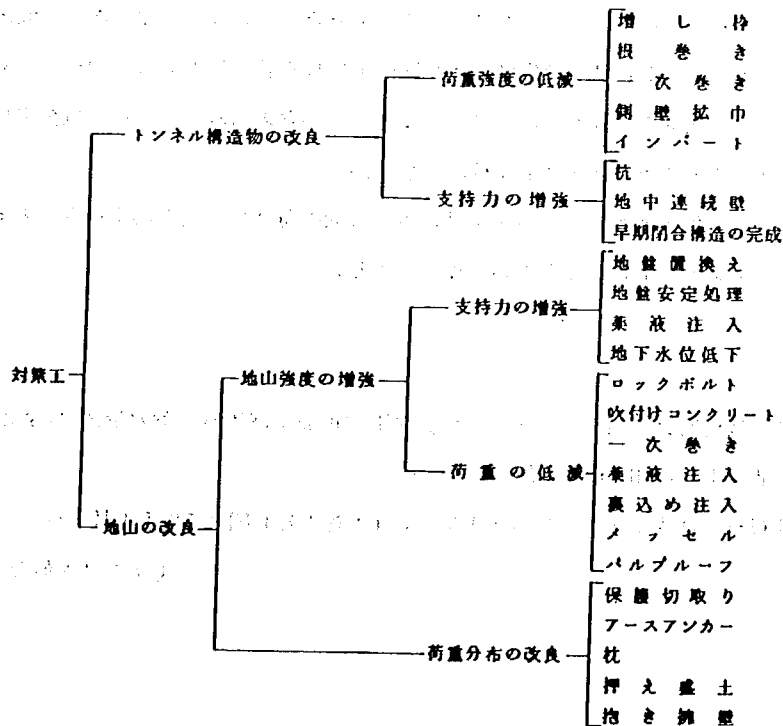
本トンネルでは、薬液注入による地盤改良も一つの対策方法であろう。本例の地盤改良の目的は、風化岩層のゆるみや崩壊を防ぐための地山の一体化と地山強度の改善であるから、注入材としてはある程度強度の得られるものが必要である。表一 3 に注入材の種類と特徴を示す。セメント系の注入材は強度が大きく安価であるが、固結時間が長く浸透性が劣るので注入範囲のコントロール、等で地盤条件によっては問題が残る。一方、懸濁液型水ガラス系の注入材は、固結時間をある程度調節でき、価格や強度の面でも他の薬液に比べて有利であるので、トンネル掘削における地盤改良材として広く使用されている。

注入範囲としては、注入目的が地盤強化によるグラウンドアーチの形成であるから、ある一定の厚さをもたせることが必要である。過去の事例から少なくともスプリングライン上で、厚さは掘削外郭

表-1 地表沈下対策工法¹⁾

施工時期	要因	対策の内容	対策工法
Ⅰ 掘削に先立って(主として地表から施工)	要因④	地山強度の増大 切羽前方のゆるみ防止	地山注入, 地上からのタチボルト打設 パイプルーム
	⑤	圧密沈下・湧水による地山流失の防止 練切り工	地山注入 種々の注列杭; 注入による地中盤
Ⅱ 掘削時または支保工時	①	地山強度の増大 切羽前方のゆるみ防止	切羽からの注入, ロックボルト, 吹付コンクリート フォアボーリング, ノッセル工法, プレキャティング工法, 鎮止め
		②	掘削後のゆるみ防止
	③	支保工の変形・沈下の防止	底板, 四板, 支持地盤への注入, 仮巻コンクリート
	④	早期の支保工・掘削	吹付コンクリート, 仮巻コンクリート
	⑤	観性流動に伴うゆるみ増大の防止	Ⅱ-①と同じ
	⑥	掘削後のゆるみ防止	支保工ジャッキアップ, 裏込注入
Ⅲ 掘削後(支保工撤去後)	⑦	支保工の変形・沈下の防止	横固めコンクリート, ウォールプレート, 仮巻コンクリート, 吹付コンクリート
	⑧	早期掘削	仮巻コンクリート
	⑨	沈下を収束させ, 完成後の沈下をなくす	裏込注入

表-2 不良地盤対策工法¹⁾



表一 3 注入材の種類と特徴

		(浸透性)	(ゲルタイム)
懸濁液型	モルタル・セメントミルク系	セメント系注入材	劣る 長期
	セメント～粘土系		
	粘土系		
	水ガラス～セメント(粘土)系	懸濁液型水ガラス系薬液	普通 30秒～2分
	水ガラス～粘土～硬化剤系		
溶液型	水ガラス～硬化剤系	溶液型水ガラス系薬液 (無機等, 有機等)	良い 瞬間～数10分
	ウレタン系		
	アクリル系	高分子系薬液	優れる —
	尿素系		

このうち高分子系薬液は、建設省の「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針(案)」(昭49. 7. 10)によって緊急時以外は使用できない。

線から3 m程度以上は必要であろう。

薬液が杉林に与える影響については、杉の根の深さは土壤に恵まれたところでも2 m程度であり、注入範囲がこれより深ければ直接の影響は避けられよう。しかし、このためには、注入範囲の凹凸や未反応薬液の逸流が生じないよう適切な注入方法と十分な施工管理が重要である。例えば、2重管注入方法を用いることとし、注入順序は注入範囲の上縁部を急結性の薬液で固めたのち、内部にややゲルタイムの長い薬液を時間をかけて注入する方法等が考えられる。また、無公害化をめざして開発された非アルカリ水ガラス系薬液も検討の余地があろう。

なお、土被りが薄く偏圧地形のトンネルでは、覆工背面の覆込め注入を必ず行いとともに、できれば覆工を鉄筋コンクリートとするなどの配慮が望ましい。

〈参考資料〉

- (1) 日本トンネル技術協会「山岳トンネルの地表沈下防止および不良地盤対策に関する調査研究(その2)報告書」昭和56年3月
- (2) 連載講座「最近の注入工法」トンネルと地下、14巻1号(昭和58年1月)～
(トンネル研究室)

道-10 切土部におけるもたれ擁壁

(質 問)

モタレ擁壁については「土木構造物標準設計2(擁壁)」において示されているが、高さが8mまでとなっている。高さを8mまでとした理由はなにか。又、8m以上の施工例があれば教示願いたい。

(道路部道路計画第一課)

(回 答)

1. もたれ式擁壁の特徴

もたれ式擁壁は、裏側の盛土や地山側へ倒れ込む(もたれ込む)形状を呈しており、そのままでは自立しないで、背後の土圧と互にせり持つ(バランスする)構造のコンクリート擁壁である。そのため重力式擁壁に比して断面を薄くすることができるという利点があるが、反面、力の流れが基礎部分へ集中するので、擁壁底面の地盤反力が大きい。従って、地盤の強固な箇所に用いる必要がある。また傾斜しているので、その分、用地上は不利である。実施例を見ると、地形上、もたれ式擁壁の特徴を生かしやすい山岳道路の切土箇所や盛土箇所に用いられることが多い。また現道拡幅時に既設擁壁の前方へ設けられることもある。これは、他の形式の擁壁、特に片持ばり式擁壁などを用いる場合に比べて基礎底面の掘削範囲が広くならず、斜面の地山をいためる度合が少なくなるといった利点があるからである。この場合、基礎は岩着させるなど十分な地耐力が必要である。

2. 標準設計との関連

もたれ式擁壁は、過去の工事実績の積み重ねから、経験的に前面勾配、背面勾配、高さなどの関係が知られており、各事務所等において標準断面が整備され、用いられてきている。一方、土木構造物の設計・施工のガイドとなっている「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」(以下「道路土工指針」と略称する。日本道路協会)において、昭和52年の改訂時から、もたれ式擁壁も標準的な形式として対象に含められ、これに対する土圧等の算定方法も示された。建設省土木構造物標準設計も、この改訂を受けて、もたれ式擁壁の採用を行ったが、道路土工指針における適用範囲が高さ8mまでであり、いわゆる“標準”としての位置付けから土木構造物標準設計では、この道路土工指針の適用範囲に準じたものである。

8m以上の場合は、土圧や地耐力などが設計上の大きな要素となり、“標準”としての外力や断面は参考として用いることはできるが、設置現場での地形、地質、土質、水系等を十分に反映させた土圧や地耐力の詳細検討を行うのがより適切である。

3. 設計・施工上の留意点

計算方法は道路土工指針に示してあるようにクーロン土圧を用いることが出来る。擁壁の高さ

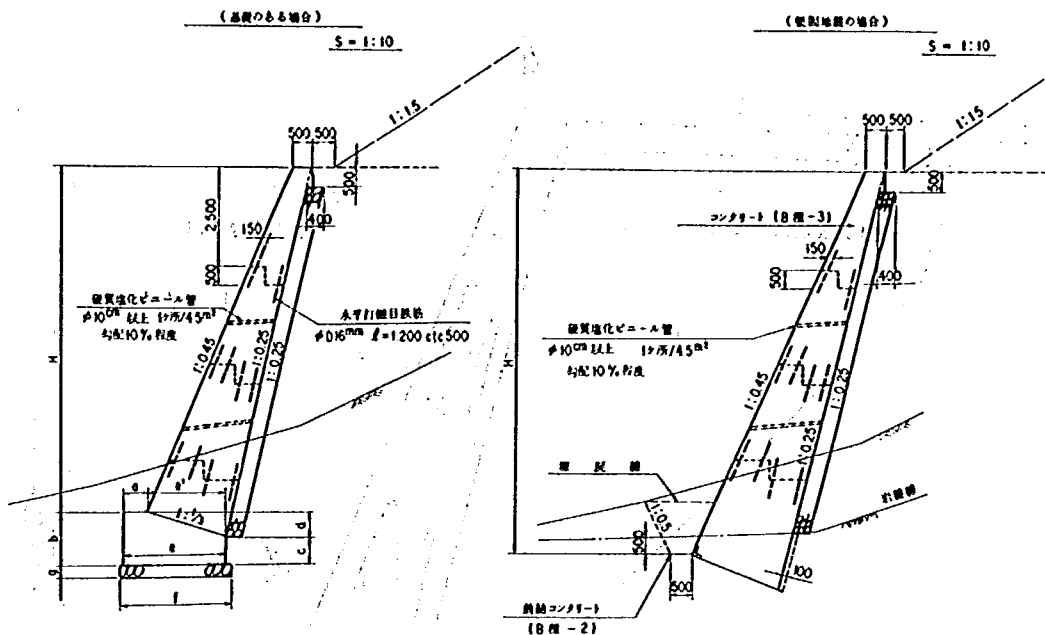
が高い場合には、設計土圧は大きな要素となるので、実際に現地裏込土として用いられる土質や施工法を十分に考慮した土質設計定数の評価が大切である。

また安定計算において、自重と土圧等外力の合力の作用位置が、躯体の各部分の水平断面で中央 $1/3$ の核（ミドルサード）を前方へはずれないことを確認することも必要である。後方へはずれる場合は、裏込土とのせり持ちとなるので、裏込土が流出等でなくならない限り、裏込土には受働土圧までの抵抗力が発揮されることになり、あまり問題とはならない。必要に応じて裏込土の局部的陥没等による壁体の後方への折れ込みに対して応力をチェックすることがある。擁壁底面において、合力の作用位置がミドルサードの後方へはずれる場合があるが、前述と同様の理由で、全体の安定には問題ない。この場合の地盤反力は全垂直力をかかとの位置で最大となる三角形に分布させて対処すればよいと思われる。

もたれ式擁壁で特に重要なのは、基礎地盤が十分な地耐力を有するかを確認することである。山岳地の場合は、地形地質的に条件からも、かなり掘り下げなければ安定した支持地盤や岩に達しないので、ややもすると基礎をガイスイ等の不安定な層で止めるケースがあるが、地耐力や擁壁の安定性の面から好ましくない。しっかりとした岩着あるいは良好の支持地盤に達するようにするか、これが困難な場合は別途の独立基礎を設ける必要がある。施工上からは深礎杭も一つの方法である。いずれの場合も、山岳地では、基礎地盤をゆるめるような結果となる過掘りは出来るだけ控えるような工法を選択する必要がある。

4. 実 施 例

8 m 以上の実施例は、以前から山岳地の道路擁壁において見られる。前述のように、経験的に割り出された標準断面が用いられており、前面勾配、背面勾配をそれぞれ一定にし、高さに応じて天端幅や底版部分を変えることが一般に行われている。採用にあたって、クローン土圧の計算を行い、擁壁の安定性がチェックされている。図 1～3 にいくつかの実施例を示す。



天端巾 (cm)	表勾配	裏勾配	種別	H (m)	コンクリート (cm)						栗石 g
					a	b	c	d	e	e'	
50	1:0.45	1:0.25	A	1.5~2	40	45	20	25	124	84	15
			B	2~3	40	51	20	31	142	102	15
			C	3~4	50	67	30	37	171	121	15
			D	4~5	50	72	30	42	190	140	15
			E	5~6	60	78	30	48	218	158	20
			F	6~8	70	99	40	59	265	195	20
			G	8~10	80	110	40	70	313	233	20
			H	10~12	90	122	40	82	360	270	20
			I	12~14	100	143	50	93	407	307	20
			J	14~16	110	154	50	104	454	344	20
			K	16~18	120	165	50	115	501	381	20

図-1 盛土部の標準断面の例(その1)

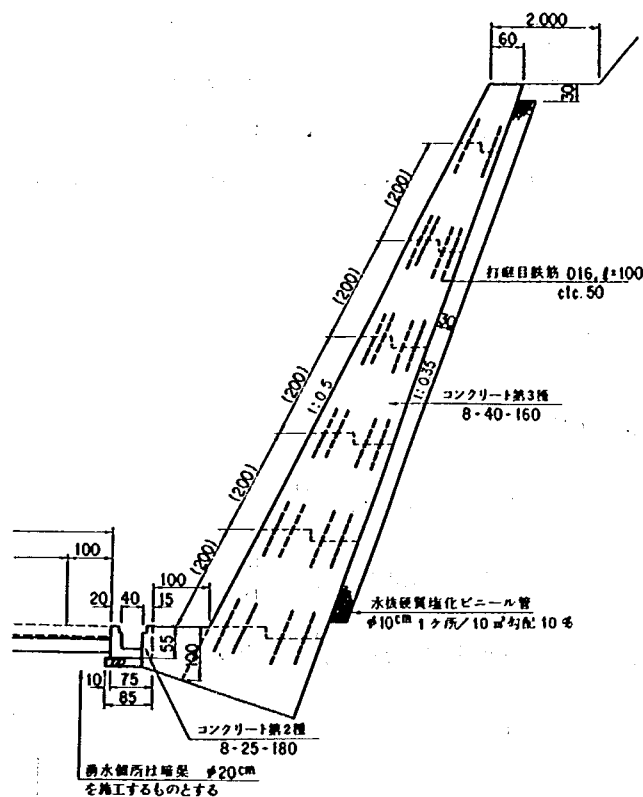


図-3 切土部の標準断面の例(その3)

(施工研究室)

道-11 軟弱地盤上の橋台における側方流動に対する設計方法

(質問)

軟弱地盤上の橋台の側方移動に関して、具体的な検討方法を教示願いたい。

(福島県土木部)

(回答)

常時背面側から偏荷重を受ける橋台については、その回転および水平方向の変位が問題となるが、特に軟弱地盤上にこれを設ける場合には、偏荷重の作用による軟弱層の塑性流動が生じ、これがために橋台が動く例が多い。これを軟弱地盤上の橋台の側方移動と称しており昭和48年ごろより研究がなされてきた。示方書に述べられた円弧すべり法による検討は、この初期の段階の検討法であるが、①実際の橋台において円弧状のすべり面が認められることはない。②安全率が1以下であっても全く移動しない例も多い。③円弧の中心と半径を数多く仮定して計算する必要があるうえ、その最小安全率も3桁目の数字により判定されることが多く、地盤定数の推定精度と判定基準の精度

との間の乖離が大きい、などの理由によって必ずしも妥当とはいえないことが明らかとなってきた。実際の側方移動が軟弱地盤の塑性流動現象に起因するという観点に立って、軟弱地盤の極限安定性からその移動の判定を行なおうとしたのが土研資料第1804号である。

すなわち、軟弱地盤上に設けた橋台の側方移動については、次に示すように判定指数 I_L の大きさによって判定できる。

$I_L \geq 1.5$ ……移動の可能性あり

$I_L < 1.5$ ……移動の可能性少ない

ここで、

$$I_L \equiv \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma H}{c}$$

μ_1 : 軟弱層厚に関する補正係数で $\mu_1 = \frac{D}{L}$

μ_2 : 基礎体抵抗幅に関する補正係数で $\mu_2 = \frac{b}{B}$

μ_3 : 橋台長に関する補正係数で $\mu_3 = \frac{D}{L} (\leq 3)$

γ : 盛土材料の単位重量

H : 盛土高

c : 軟弱層の粘着力

D : 軟弱層の厚さ

L : 基礎体の長さ

b : 基礎体の幅の総和

B : 橋台幅

L : 橋台長

判定指数によって移動の可能性があると考えた場合には、

その対策を図らなければならないが、これらの対策は基本的に次の4つに分類される。

(1) 偏載荷重(盛土荷重)の軽減策

(2) 軟弱地盤の改良

(3) 橋台寸法の変更

(4) 基礎(くいやケーソン)の水平抵抗力の増強

いずれの対策法をとるかについては、各現場での設計施工条件に依存するので、各現場毎に適用性を検討しなければならない。図-2は、このような橋台の側方移動を検討する設計手順である。

具体的な対策工法については、次の文献を参照されたい。

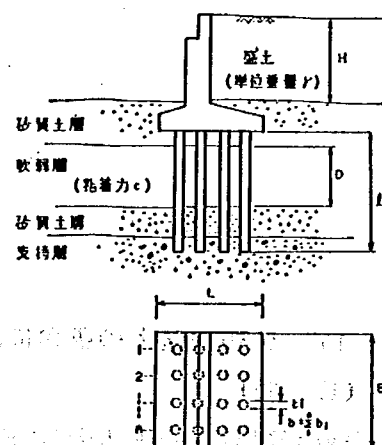


図-1

<参考文献>

- 1) 土木研究所資料 第1804号 「橋台の側方移動に関する研究」
- 2) 土木技術資料 Vol. 25. No 2 (1983) 「軟弱地盤上の橋台の側方移動」

(基礎研究室)

道-12 P. C スノーシェッド設計上の考え方

(質問)

P. C スノーシェッドについて設計する場合の荷重の考え方、組せ方については、雪崩防災対策調査報告書(S57.3)等に記述されておりますが、具体的な設計計算等統一されたものがありませんから教示願いたい。

又、横締め処理等設計例がありましたら、併せて教示願いたい。

(福島県田島建設事務所)

(回答)

スノーシェッドを設計する場合、現状では文献-1, 2に示された設計々算方法等が基礎となっている。しかし、この方法はなだれが斜面条件、積雪深、気象条件等の組合せによって発生時期、発生形態とか、なだれの規模等が大きく異なることから、その解明は非常に難しく具体的に統一された設計々算例がない大きな理由の一つとなっている。したがって現状では、文献-1, 2等を基に現場技術者の経験等を加え、その地域に適した設置方法が一般的に用いられている。

一方、P. C 桁の横締めについては、現在までカスノーシェッドの設計の考え方としては、なだれは道路上を直角方向で流下するため、道路と同方向に加わる荷重はほとんど考慮されなかった。このため横締めに関する研究もほとんど実施されていない。しかし、最近では施工が容易なP. C スノーシェッドが多く採用されるようになったため桁と桁とを締めつける方法(締めつけ力)とか、スノーシェッドは地形条件によっては、前述のようにスノーシェッドと直角方向のなだれだけでなく、スノーシェッドに対しある角度(90°ではない)を持って通過するところも非常に多いことから、P. C スノーシェッドの横締め方法の解明が大きな課題となっている。しかし、現状では、その研究例(一部でスノーシェッドを道路と平行に引張り、その荷重とスノーシェッドの変位置から横締力を求めているところもあるが計算式はない)が少ないため確立された設計々算例はなく、ほとんどが経験によって実施されている。

なお、現在の横締め方法としては二本締め(スノーシェッド屋根の山側と谷側)、3, 5, 7本締め、あるいは1m間隔で実施する等の工法が用いられている。

＜参考文献＞

文献-1 雪崩防災対策調査 1982年 3月 日本道路協会

文献-2 新防雪工学ハンドブック 1977年 12月 日本機械化協会

(新潟試験所)

東北地建における一日
土研資料

土木研究所資料第2025号
昭和58・11(1983)

企画部企画課

キーワード 一日土研

要旨

東北地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に
関する質問に対して回答をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課行

No.

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第2025号
(昭和58年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

正誤表

	誤	正
共-4 P 9, 図題	図-4 荷重平均・・・ ・・・地域区分 ($\bar{x} + 2a$)	図-4 荷重平均・・・ ・・・地域区分 ($\bar{x} + 2\sigma$)
道-9 P 182, 5 行	内部にややゲルタイムの 長い薬液を・・・	内部にゲルタイムの 長い薬液を・・・
P 182, 7 行	開発された非アルカリ水ガ ラス系薬液も・・・	開発された一液型の非アルカリ 水ガラス系薬液も・・・