土研資料第1195号
マイクロフィルム第1195号

一日土研集

（昭和49・50・51年版）

昭和52年2月

建設省土木研究所

序　　文

地方建設局が事業の実施上直面している調査計画，設計施工等の広汎な土木技術の諸問題について，現場技術者と土木研究所の研究者が一堂に会し，お互に話し合って問題を解決し，あるいは，土木研究所の研究成果を有効に現場に反映させるために現場と密接な連繋を保つ場の1つとして昭和39年に四国地方建設局において1日土研が開催されて以来，昭和51年11月に北陸地方建設局で開催された1日土研で16回目を迎えました。

戦後のわが国の経済発展は著しいものがあった反面，われわれを取りまく環境に種々の新たな問題が生起し，又，中東戦争に端を発した世界的なエネルギー危機が省資源，省エネルギー政策への転換を余儀なくされるなど，経済社会の変化に対応し建設技術も新たな方策を探求しなければならないときにさしかかっているものと思われます。

このような意味から今後ますます現場と土木研究所が一体となって建設事業を遂行することが必要になり1日土研の意義も更に重要になってくるものと思われます。

こゝに過去に開催された1日土研における資料をとりまとめておくことは大変有意義なことであることと思われます。

今回はそのうち昭和49，50，51年にそれぞれ中部地方建設局，中国地方建設局および，北陸地方建設局で開催された1日土研の資料を当日の質疑応答，ならびにその後の研究の進歩等による内容の補充，修正を行ったうえすべてを集録し，1日土研集（昭和49，50，51年版）として発行する運びとなりました。この1日土研集が各位の業務上の参考になれば幸いです。

昭和52年2月

建設省土木研究所長
市　原　　薫

総　目　次

Ⅰ　河　川　部　門

1. 河川・海岸の計画管理に関する問題点 …… 4
2. 河川等調査に関する問題点 …… 65
3. ダムに関する問題点 …… 103
4. 砂防・地すべりに関する問題点 …… 141
5. 水質・下水道に関する問題点 …… 160
6. 環境評価に関する問題点 …… 187

Ⅱ　道　路　部　門

1. 道路の計画・管理に関する問題点 …… 199
2. 道路環境に関する問題点 …… 215
3. 舗装に関する問題点 …… 253
4. 土工に関する問題点 …… 298
5. トンネルに関する問題点 …… 322
6. 構造物に関する問題点 …… 336
7. そ　の　他 …… 363

Ⅲ　共　通　部　門

1. コンクリートに関する問題点 …… 383
2. 構造物に関する問題点 …… 419
3. 土に関する問題点 …… 464
4. 環境に関する問題点 …… 490
5. そ　の　他 …… 524

Ⅰ. 河 川 部 門

I 河川部門

1. 河川・海岸の計画管理に関する問題点 …… 4
1－1 大井川の河道計画について …… 4
1－2 しゅんせつによる上流地区河道低下効果について …… 4
1－3 急流河川における低水路固定の際の工法及び低水路法線形について …… 5
1－4 流出土砂の多い河川の合流処理計画について …… 7
1－5 矢作川中・高水敷表面の維持工法の試験施工について …… 8
1－6 牧田川上流部の床固切下げ工法について …… 8
1－7 木曾川上流部（分派）河床固定について …… 14
1－8 砂利採取の橋脚に与える影響について …… 14
1－9 天竜川鹿島湾曲狭さく部における河道計画について …… 15
1－10 北鹿島堤防漏水対策工法について …… 17
1－11 雲出川支川、中村川、波瀬川の合流点処理方法について …… 18
1－12 鈴鹿川派川の分派計画再検討について …… 20
1－13 感潮河川河口部の有効河積としては如何に考慮すべきか …… 22
1－14 大井川河口部海岸の浸食防止について …… 25
1－15 テレメーター雨量観測所の配置計画について …… 26
1－16 山間部の河道特性について …… 26
1－17 急流河川における安定河床について …… 28
1－18 旭川放水路の河道計画について …… 30
1－19 屈曲河道における左右岸の水位上昇について …… 32
1－20 流砂について …… 33
1－21 河川敷の開放に伴う諸施設の治水に与える影響について …… 36
1－22 堰の低水管理 …… 37
1－23 ダム建設による河川の従前機能の水理的変化について …… 39
1－24 河口閉塞と継続流量について …… 41
1－25 海岸事業の離岸堤テトラポットの大きさについて …… 45
1－26 湖岸堤の水理的機能と環境のバランスある構造について …… 47
1－27 侵食海岸対策としての施設計画と階段式傾斜堤について …… 48
1－28 急流河川における堤防構造の再検討について …… 50
1－29 土砂生産から河口流出に至る土砂動態のコントロールシステムについて …… 52
1－30 山地の開発行為（団地造成）による流量（高水，低水）の変化について …… 60
1－31 洪水はんらん予想区域の推定方法について …… 61
1－32 砂防基本計画における流出係数(α)の取り扱いについて …… 63

2. 河川等調査に関する問題点 …… 65
2－1 降雨資料精度と使用について …… 65
2－2 降雨予測手法について …… 67
2－3 雨量テレメーター局の適正配置について …… 69
2－4 自記紙のデジタル化について最近の普及状況及び今後の課題について …… 71
2－5 洪水時の超音波流速計の実用性ならびに洪水時の流速計の開発状況について … 72
2－6 土砂河川における流量及び流砂量の測定方法 …… 73
2－7 大洪水の特異性の調査方法について …… 74
2－8 河川堤防天端上への湧水エア抜けについて …… 75
2－9 伏流水と地下水との判定について …… 76
2－10 藻類の光合成および呼吸による影響の定量的把握について …… 81
2－11 台風接近時における波高予測手法について …… 82
2－12 分合流機構に関する大型模型実験について …… 84
2－13 水理模型実験の活用について …… 86
2－14 漏水の簡易的な調査方法と工法について …… 89
2－15 地盤沈下と地下水汲上げの関係究明について …… 90
2－16 導流堤・離岸堤の堤体沈下と洗掘深の測定方法について …… 92
2－17 地下水に関する適格な調査方法について …… 94
3. ダムに関する問題点 …… 103
3－1 トンネル余水吐の安全性及び実用性について …… 103
3－2 重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について …… 104
3－3 崖錐堆積物をフィルダムロック部分の基礎とすることについての調査方法及び判定規準について …… 105
3－4 利水計算における基準年のとり方 …… 107
3－5 岩盤せん断試験結果における純せん断強度と内部摩擦角の関係について …… 108
3－6 岩盤試験方法の統一について …… 110
3－7 岩盤における安全率の取り方について …… 111
3－8 貯水池の水位降下速度と貯水池周辺地すべりについて …… 112
3－9 貯水池における水質の面から見たコンジット，ゲートの呑口のあり方について …… 113
3－10 ダムの水質問題について …… 115
3－11 フィルダムの貯水池水位計の適性配置と機構について …… 121
3－12 ティートンダムの事故について …… 125
3－13 砂防ダムの効果量算定について …… 133
3－14 庄川流量改訂の流出解析に伴う上流利水ダム群の取り扱いについて …… 134
3－15 砂防ハイダムの設計基準について …… 137
3－16 砂防ダム堆砂池に設ける護岸工の設計について …… 138

3－17　フィルダム洪水吐の異常洪水時における設計流況について …… 139
4. 砂防・地すべりに関する問題点 …… 141
4－1　土砂崩壊のシステムについて …… 141
4－2　山腹崩壊と降雨及び植生との関係について …… 141
4－3　山腹崩壊の回復時間について …… 143
4－4　地すべり、地すべり性崩壊、崩壊の相違について …… 143
4－5　土石流、掃流について …… 144
4－6　基岩の風化について …… 145
4－7　不測の土石流等に対処するための森林造成計画について …… 150
4－8　野渓の発達について …… 151
4－9　砂防ダムの水抜き（暗渠）について …… 152
4－10　砂防ダムの下流法勾配について …… 152
4－11　砂防ダムの安定計算について …… 154
4－12　砂防ダムの水叩厚の決定方法について …… 156
4－13　河口閉塞防止の導流堤の延長方向の決定方法について …… 157
4－14　すべり面における間隙水圧の決定について …… 158
5. 水質・下水道に関する問題点 …… 160
5－1　河川と下水道の設計基準の相違について …… 160
5－2　下水三次処理の現況と見通しについて …… 161
5－3　三次処理水の再利用の用途と問題点 …… 163
5－4　水質分析データの精度について …… 169
5－5　三次処理の現況と見通しについて …… 172
5－6　海域負荷量の推定について …… 179
5－7　下水道におけるテクノロジーアセスメント手法について …… 182
5－8　下水道における設計ハイエトグラフ、ハイドログラフの作成について …… 184
5－9　農業排水，家庭排水中の窒素の除去方法について …… 184
6. 環境評価に関する問題点 …… 187
6－1　放水路開削に伴なう放水路河口（海域）部の自然環境変化予測手法及びそれに必要な基礎資料について …… 187
6－2　河川総合汚染度の評価方法について …… 191
6－3　一級河川における改修計画を流域の開発及び支川の補助改修の進展により本川に与える影響評価を行うにあたりどのような調査検討が必要か …… 192

1. 河川・海岸計画に関する問題点

1－1

大井川の河道計画について　（49. 中部）

（質　問）

大井川は従来の計画高水流量6,000㎥/S（1/60）に対し、基本高水流量を11,500㎥/S（1/100）とし、長島ダム等のダム群で2,000㎥/S 洪水調節し、河道における計画高水流量を9,500㎥/S と改訂した。（S．49．3）

大井川はすでに砂利採取等で河床が相当低下しており、大部分河積の確保は図られているが、一部19.6k附近に牛尾山が突出しており、最狭さく部をなし、計画規模の流量では異常な流下状態が予想される。

これらの対策としては、現況断面の嵩上げ、あるいは牛尾山の開削等が考えられるが、いずれにしても河積の確保が必要となるが、これら対策工事を行なった場合、上・下流の河川に与える諸々の影響が予想されるが、今後解析、あるいは模型実験等を行なう必要があるが、これら狭さく部の対策を検討するに当って、あらかじめ留意する点あるいは特に調査しておく必要のある事項等御指導いただきたい。　（静岡河川）

（回　答）

狭さく部を拡巾することは、狭さく部上下流の河道の連続性が増大することである。そこで、平面的な蛇行特性、および河床材料などの変化が生じると思われるのでその調査が必要である。拡巾計画の検討は河床変動計算および平衡河床計算が水理計算としては主要のものとなるので、流砂量（流砂型式、粒径別）および粗度係数などの調査が望まれる。現地の平面形および横断形、あるいは河床状況等の知識が皆無であるので、適切な解答にはなり得ないが、これらの調査項目以外では事務所で計画中の調査で十分のように思われる。模型実験は局所的に複雑な三次元流となる場合には有効であるが、一次元的な河道であればその必要はない。　（河川研究室）

1－2

しゅんせつによる上流地区河道低下効果について　（49. 中部）

（質　問）

(1) 天竜川は流量改訂に伴って計画高水流量が増加した。天竜峡直上流部の川路竜江地区改修計画にあたっては現況川幅およびH．W．Lを変更しない方針で計画した。これにより川路竜江地区および天竜峡より下流部（泰阜ダム貯水池内およびその上流）の河道掘削を必要とするが天竜峡より下流部は川幅狭くしゅんせつ作業は天竜峡より約1.5㎞下流の阿智川合流点附近より

下流では出来る可能性がある。

阿智川合流点附近において多量の掘削を行なうことによって、それより上流約1.5㎞間の河床低下をはかることは期待出来るものかどうか。その効果の検討方法等について伺いたい。

（天竜川上流）

（回　答）

(1) 河床変動計算を行なう。問題は流砂量公式にあるので、現地に適合する公式の検討が必要である。場合によっては流砂量観測を行なうことが望ましい。

ただし、一般的にいえることとして、下流河道掘削の影響は上流河道の低下をもたらすが、その影響範囲は期待するほど長くはなく、また年月もかかるものである。（河川研究室）

(2) 河川の上流域やダムの貯水池内の土砂の掘削等は港湾や河口部のしゅんせつ作業と条件が大きく異る。現在のしゅんせつ船について陸上運搬の可能な規模と能力（しゅんせつ可能な深さ、粒径の限度、搬送距離および高度差等）について伺いたい。（天竜川上流）

（回　答）

a　現在用いられている解体形式の浚渫船の主要仕様は次の通りである。

1. 重　　量　：　３００排水トン（5～6分割）
2. ポンプ管径　：　１５″～１６″φ
3. 掘削深度　：　５～１０m
4. 最大粒径　：　１０″（管径の約$^{2}/_{3}$、管径と同径のものも出ることがある。）
5. 運送距離　：　ポンプ馬力をmで表わした値を搬送距離の目安とする。例えば300ps →３００m。max≒１２００m

b　a項に示す値は一般的な概略の値であって、作業条件に合わせてある程度の仕様の変更が可能である。すなわち、深度の大きいところではグラブバケットを使用するとか、搬送距離を大きくとるためにブーストポンプを採用することなどが考えられる。

c　特殊機械の応用　例えば、水中ブルドーザや水中ショベルの使用、粒径の小さい場合は機械研究室が開発した海底掘削機の応用などが考えられる。

d　同種の試験工事例に近畿地建の野洲川放水路浚渫がある。　昭４９．3.に中間報告がでている。（施工研究室）

1－3

急流河川における低水路固定の際の工法及び低水路法線形について

（49．中部）

（質　問）

天竜川は支川よりの流出土砂量が多い。このため河道計画にあたって狭さく部等を除く川幅の広い地区は洪水の疎通断面のほかに洪水時の流出土砂に対処した低水路的な断面を確保することとした。

河川の勾配は $1/100 \sim 1/300$ であり低水路固定は非常に難しいことと考えているが改修計画上は既応の水筋を勘案した蛇行方式で固定をはかっていく工法としてブロック積の水はね水制的なもので考えているがこの他にも良い工法等はないか，また低水路計画は蛇行式と流心方式が考えられるがこれらの使い分けはどのような点を考慮して決めるか伺いたい。（天竜川上流）

（回　答）

水流の蛇行特性として、一般にフルード数の大きいこと、および水深の大きいことは直進性の大きいことを示す。しかしながら、流速が大きいことは岩や水はねにぶつかったときに大きい反転力を有することをも意味する。反対に、フルード数が大きくなく、かつ水深が深く、水深／川幅比が小さいと蛇行傾向が増大する。

ただし、フルード数よりは水深／川幅比の方がより大なる影響力を有するようである。

いっぽう河川における蛇行は水流の蛇行特性によってのみ定まるのではない。著者は蛇行現象に対し、流砂の調整能力の面を強調したいと思う。蛇行による流路延長で勾配の減少はあるが、同じ流量でも、流路が曲がり流速分布が片寄って、さらに二次流が発生すれば、より多くの流送土砂を輸送できる。このことは、掃流砂量が平均流速のほぼ3乗に、また浮遊流砂量がほぼ5乗に比例することからみても明らかである。すなわち、蛇行特性は流量、川幅、粒度および勾配などによって決まる水流の特性の他に、上流からの供給土砂量、流砂型式および粒径（混合度）などの影響を受ける。したがって、ダムができ、砂防工事が進捗すれば、排出土砂量およびその粒径の変化が現われるので、河川における蛇行特性は現状のそれと異なる。この限りにおいて土砂流出量に見合った蛇行特性を推定する必要があるといえる。

天竜川上流では、急流で支川からの流入土砂量が非常に多い。これは蛇行の発生しやすい条件である。水路内には交互砂州が形成され、それが出水毎に大きく変って、全体として下流に移動するのであろう。上流からの供給土砂量が極端に変らない区間では、既往の水筋を重視することは得策であるが、みお筋を固定しようとする考え方が適当かどうかは十分な検討をまって決定すべきであろう。過去の資料と現状とを比較することにより、みお筋や交互砂州の移動状況、およびそれに伴う蛇行ピッチなどの変化が明らかにされるであろう。したがって、みお筋の固定が可能な区間についてはブロックなどで固め、変化の様子をながめながら工事を進めていくのがよいであろうが、交互砂州の流下が予測される場合には、いたずらに部分的に固めて全体の蛇行傾向に力で対抗することは得策とはいえないように思える。堤内の蛇行を認め、交互砂州の流下を許しながら、河道をコントロールするような、簡単な、軟かくて規模の小さい水制にとどめるべきではないかと思われる。その場合、堤防が流水の脅威に直接さらされることのないように、可能な限り長く、かつ敷高の高い高水敷が必要であろう。

将来、支川からの流入土砂量が大幅に減少し、河道の変化が少くなれば堤防間の中心に低水路を設けることもできようが、現状においては、供給土砂量がが減少しつつあるとはいえ、蛇行傾向に有意の差が現われていなければ、現状の特性をみつめ、それにあまり逆らわない柔軟性のある方策を講じていく以外に良策はないと思われる。（河川研究室）

1－4

流出土砂の多い河川の合流処理計画について　（49. 中部）

（質　問）

天竜川は流出土砂が多く、河川勾配も $1/100 \sim 1/300$ と急で数ケ所に狭さく部があり、狭さく部の上流は洪水時に土砂が堆積しやすい。本川への流入支川は数多くあり改修効果の減殺を少なくするためには支川の合流をスムーズに行なわせ支川よりの溢水を防がなければならない。洪水時における合流点附近への土砂の推積等による疎通障害を起さないような合流処理計画を立案する場合最も注意しなければならない事項及び検討方法等について伺いたい。

（天竜川上流）

（回　答）

合流点は流量の合流のみではなく、土砂も共に合流する。合流点ではその両方を調整するために複雑に変動する。支川からの排出土砂が多い場合には、土砂が合流点の下流側に堆積し、本川の河岸側に洗掘を生じる。支川の合流角度は急になって、本川の上流にさかのぼるようになる。

このような合流的における処理対策としては、次のようなものが考えられる。

a　支川上流に砂防ダム、砂防工事を実施し、排出土砂量を制御する。

b　支川に落差工を設けて、流れを弱めると同時に土砂の排出を制御する。

c　合流点において流速の急激な変化が起らないように合流点直上流から勾配を小さくする。そのためには、落差工を設けるか、合流位置を下流にずらせるとかする。

d　合流点を下流に局部的な堆砂が発生しないように、川幅と流向を工夫する。支川の流出が一般には早いから合流点に堆砂することはやむをえないことである。問題はその堆砂形状にあるのであって、それが本川流出時に極端な水量のセキ上げにならないように、かつ流水の集中が発生しないように広く一様に堆砂させることが望ましい。そのためには、流速分布が一様になって、渦の発生がみられないように合流角度をゆるくし、流路幅も急激に広くならないようにすべきである。

e　合流点下流区間は調整区間である。この間は河幅を広くし、護岸をしっかり施工して、ある程度の変動にたえ得るようにしておくことが望ましい。

合流点の調整問題はこの他にも種々影響要因があるので、現地資料に基づいて十分な検討を行ない、場合によっては模型実験を行なうことも必要であろう。　（河川研究室）

1－5

矢作川中・高水敷表面の維持工法の試験施工について　（49. 中部）

（質　問）

矢作川は河道全般にわたり砂河川であり、偏水カ所も多く河道は単断面カ所が多い。この対策として、矢作川改修計画では複断面形に造成し、低水路固定を計る計画である。低水路固定として現在矢作川筋で２カ所杭出し水制による試験施工をして検討中である。ここでは水制により堆砂した表面（中水敷）と造成した高水敷の表面の維持工法を試験施工により検討しようとするもので、その選定工法、選定地点、注意事項等について指導いただきたい。　（豊橋）

（回　答）

中高水敷では流水の乗りあげる場所および戻る場合が侵食を受け易い。また、側方侵食についても観測する必要があるように思われる。たとえば、棒でも並べて立てておいて、出水中に棒が流出する様子を調らべれば侵食状況が知れると思われる。

詳しいことはよくわからないが、原計画でだいたいよいように思われる。　（河川研究室）

1－6

牧田川上流部の床固切下げ工法について　（49. 中部）

（質　問）

牧田川8.0㎞附近より上流16.0㎞の区間には２００～３００m間隔で床固めが２３基入っている。現在当河川は天井川になっていること、漏水が著しいこと、床固めが老朽化していることなどから河床の切り下げ（２～３m）と落差工が決定されたが、その施工順序、配置間隔、工法などについて御教示願いたい。　（木曾川上流）

（回　答）

河床の切り下げ後の河道計画、配置間隔および落差高については落差工を考慮した河床変動計算によるものとする。計算条件は現地調査にもとずいて決定する。流量、河床材料等の資料は整備されていると思うので、流砂関数などの検討が重要であろう。同様にして、施工順についても計算により検討しておくことが必要であろう。一般的には既設の床固との関係がうまくゆけば、どこから着手してもよいように思える。この場合、施工段階で個々の床固に追重のロードがかからないよう留意する必要があろう。

床固の水理機能の検討は次のようにして行なう。

床固めを設けたことによる影響がその上下流にどのようにあらわれるかは、一般に河道の初期条件や水理条件を与えることにより河床変動計算によって求められる。しかし床固めを設計する場合には、床固めの河床維持としての機能を、河道条件や水理条件と関連して一般的な形で理解

することが必要である。そこで、流量、流砂量などが一定の場合の床固めの水理機能について考察してみることとする。流量、流砂量、河床材料、粗度係数、河幅などを一定として与えて河床縦断形状を求める場合には、河道の平衡理論が適用できる。

〔1〕 動的平衡の場合

床固めを設けようとする区間では、流砂の連続条件が満足されずに河床が低下する傾向がある。従って安定な河床形状を考える場合には、上流から供給される流砂量をその区間の設計条件としなければならない。

河道の平衡理論によれば、動的平衡の場合、流砂量公式及び抵抗法則式より河道の平衡水深、および平均勾配を与えることができる。流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用い、抵抗法則にManning式を用いれば平衡勾配I_0と平衡水深h_0は次式のように表わされる。

$$I_0=\frac{1}{(Q_n)^{6/7}}\left[\frac{Q_B(\sigma/\rho-1)}{g^{1/2}\varphi F B^{1/10}}\right]^{20/21} \tag{1}$$

$$h_0=\left[\frac{Q^3 n^3 g^{1/2}\varphi F}{B^2 Q_B(\sigma/\rho-1)}\right]^{2/7} \tag{2}$$

ただし、Q＝流量、Q_B＝流砂量、n＝粗度係数、B：河幅、σ、ρ：砂および水の密度、g：重力の加速度、φ：0.623（n≧0.025）及び0.623（40n）$^{-3.5}$（n≦0.025）、F：τ_0/τ_cの関数。また、浮遊砂も含めたBrown公式を用いた場合には、

$$I_0=\left[\frac{0.01\times BQ_T{}^2(\sigma/\rho-1)^4\cdot d_m{}^2}{gQ^3 n^3}\right]^{2/7} \tag{3}$$

$$h_0=(Q\cdot n)^{6/7}\cdot\left[\frac{10\times g^{1/2}}{B^4 Q_T(\sigma/\rho-1)^2 d_m}\right]^{6/35} \tag{4}$$

ここに、Q_T：全流砂量、d_m：平均粒径

すなわち図1において床固めの上流での水深はh_0で与えられる。これに対して床固め上の水深は、床固めの天端箇所と下流の水理条件によって決定され、流れが常流の場合にはその最大値はh_0であり最小値は限界水深h_cである。

いま床固上の水深をhとし（$h_0\geqq h\geqq h_c$）、hに対応する上流の河床形状を考える。(2)および(4)式の関係をみて分るように、同一流量に対して水深が減少すれば流砂量が増大するが、床固め上は固定床であるから河床は変動せず、ここでは流れは非平衡である。しかしこの掃流力増大

の影響をうけ、その上流部では河床が低下し、その水深は h_0 に近づくようになる。床固めによる局部的な背水の影響が無視できる△x上流地点を考えると、その水深は h_0 である。△x区間でのエネルギー勾配は、近似的に I_0 と等しいとして、その地点の河床高 Z_2 は次のように求められる。

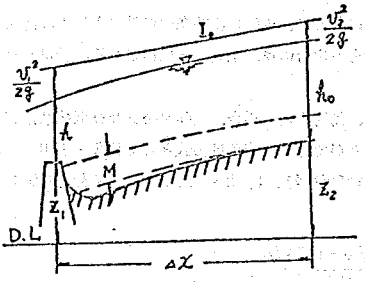


図 1

(1) 河幅が一定の場合

比エネルギー関係から、Z_2 は次式で表わせる。

$$Z_2 \doteqdot Z_1 - (h_0 - h) + \frac{Q^2}{2gB^2}\left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_0^2}\right) + I_0 \Delta x \qquad (5)$$

床固め上流部の平衡河床を延長した河床線より突出する床固めの高さをMとし（$M = I_0\triangle x + Z_1 - Z_2$）、

$$h = \beta h_0 \qquad (0 \leqq \beta \leqq 1) \qquad (6)$$

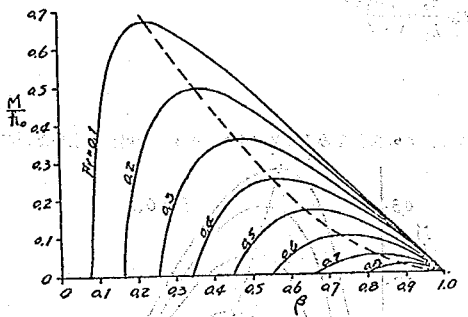
とおいて β の値によって床固めの突出高Mの値の変化を調べてみると、(5)、(6)式より、$Q^2/gB^2h_0^3 = Fr^2$ として、

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{Fr^2}{2}\left(\frac{1}{\beta^2} - 1\right) \qquad (7)$$

を得る。(7)式の関係を図示すると図－2の如くである。β のとり得る範囲は $h \geqq h_c$ であり、限界水深の定義から

$$h_c = Fr^{2/3} h_0$$

となり、従って β の値は $\beta \geqq Fr^{2/3}$ の範囲になければならない。図－2においては β のとり得る範囲は点線より右側の部分である。図－2を見て分るように、床固めの突出高Mは、上流側



図—2

の流れのFr数の小さい程、また床固め上の水深が小さく、限界水深に近い程大きくなり、例えばFr＝0.2　の場合には、突出高は最大 h_0 の5割にも達する。即ち、その様な場合には、床固めの天端高を、計画河床よりも相当高くしておかなければ、所定の河床高が維持できないことになる。

流量、供給流砂量、下流端条件、河床材料、粗度係数等が与えられれば、(7)式或は図—2によって、与えられた床固め天端高に対応する上流河床高が、また上流河床高が与えられれば、それに対応した床固め天端高を求めることができる。

(2)　床固めの越流幅をせばめた場合

上流の河幅 B_2 に対して床固めの越流幅 B_1 をせばめると、突出高Mを減少させることができる。いま、$B_1 = rB_2$ （$r \leqq 1$）　として、上流の河床高 Z_2 を求めると、

$$Z_2 = Z_1 - h_0(1-\beta) + \frac{Q^2}{2gh_0^2B_1^2}\left(\frac{1}{\beta^2 r^2}-1\right) + I_0\,\Delta x \tag{8}$$

となり、前と同様に床固めの突出高Mは、

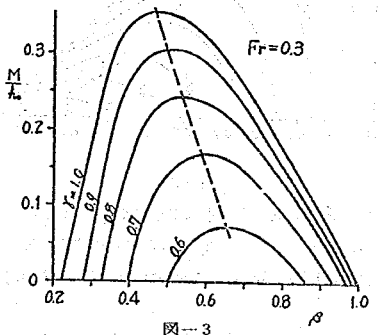
$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{Fr^2}{2}\left(\frac{1}{\beta^2 r^2}-1\right) \tag{9}$$

となる。ここで β のとり得る範囲は、床固め上での水深が限界水深以上であることを考慮して、

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)^{1/3} = Fr^{2/3} h_0 \frac{1}{r^{2/3}}$$

$$\therefore\ \beta \geqq \frac{h_c}{h_0} = \left(\frac{Fr}{\gamma}\right)^{2/3} \qquad (10)$$

となる。(9)式の関係で、γ の影響をみるために $Fr = 0.3$ の場合を求めたのが図－3である。

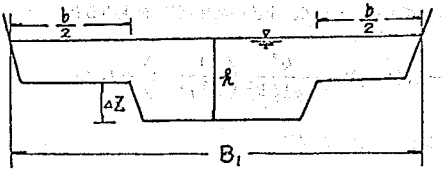


図－3

β の適用範囲は点線より右側の部分となる。図－3を見ると、図－2に比べて同じFr数及びβの値であっても、越流幅をせばめることによって突出高Mの値が減少することが分る。

(3) 床固めを複断面とする場合

図4に示すような複断面形状の床固めを考える。この場合高水敷上に水がのらない場合には(2)



図－4

の扱い方になるが、ここでは高水敷上も水が流れる場合とする。上流の河幅をB_2、床固め地点の河幅をB_1、高水敷幅をbとし、高水敷と低水路の高さの差を ΔZ とする。

前と同様に、

$$h = \beta h_0\ ,\ B_1 = \gamma B_2$$

とおいて、Δx 上流の河床高Z_2及び突出高Mは次式により表わされる。

$$Z_2 = Z_1 - h_0(1-\beta) + \frac{Q^2}{2g(\beta B_1 h_0 - b\Delta Z)^2}$$

$$-\frac{Q^2}{2gB_2^2h_0}+I_0\Delta x \qquad (11)$$

$$\frac{M}{h_0}=(1-\beta)-\frac{F\tau^2}{2}\left[\frac{1}{\left(\beta\tau-\frac{b\Delta Z}{B_2h_0}\right)^2}-1\right] \qquad (12)$$

この場合にもβのとり得る範囲は$h \geqq h_0$によって与えられる。上流側水路幅B_2と床固め上の全幅B_1とが等しい場合には、突出高Mの値は、(1)と(2)の中間値となる。

(2) 静的平衡の場合

上流からの土砂供給がない場合には、河道にある河床材料が移動できなくなるまで河床が低下し、限界掃流力に達して始めて平衡河床となる。従ってそのような場合には(1)～(4)式の代りに、静的な平衡勾配I_0'と平衡水深h_0'として次式を用いればよい。

$$I_0'=\left(\frac{BU_{*c}^{10/3}}{g^{5/3}Q_n}\right)^{6/7} \qquad (13)$$

$$h_0'=\left(\frac{Q^2n^2g}{B^2U_{*c}}\right)^{3/7} \qquad (14)$$

ここに、U_{*c}は河床粒径の限界掃流力である。

静的平衡条件で河道を設計しなければならない場合には、一般にh_0'が動的平衡水深に比べてかなり大きくなるから河床低下量も大きい。そしてその場合のU_{*c}を求めるための粒径としては、一様粒径の場合は問題がないが混合粒径の場合には、そのとり方によってかなり異った結果を与えるので注意せねばならない。低下量の大きい場合にはふるい分け作用によって大粒径のものが河床表面を覆うアーマリング効果が期待できるので最大粒径を用いればよいが、そうでない場合には河床低下量と河床の粒度分布とから判断して求める。 (河川部長)

1－7

木曾川上流部（分派）河床固定について　（49. 中部）

（質　問）

木曾川上流部４３Km～５０Kmにおいての分派計画、同地区はＳ３７年、Ｓ４４年と土木研究所で検討（模型実験）、配分流量も決定されましたが、その後本川の河床が著しく下がって、ほとんど南・北派川に流入しなくなっている。本川の河床固定の処置（床固による河床固定等）、工法等について御教示願いたい。　（木曾川上流）

（回　答）

本川は上下流部と円滑な曲線で結ばれ、南北両派川より河床高が低い。そのうえ、上流からの補給砂量の減少、および砂利採取（たとえば現在行なわれていないとしても、過去に堀削した影響は残る）の影響が加わるのであるから、本川の河床低下は進行する。本川の川幅は上下流のそれに比して狭いので河床低下の度合は著しい。本川の河床低下の様子は河床変動計算によって予測することができるであろう。

この地区の改修方針としては、両支川を堀削するとか、本川に床固を設けるとか種々の方法が考えられると思うが、問題は技術面のみにあるばかりではないと思われる。　（河川研究室）

1－8

砂利採取の橋脚に与える影響について　（49. 中部）

（質　問）

砂利採取計画立案に当り、鉄道橋、道路橋、水管橋等の橋脚の安定を確保しつつ、砂利採取許可を施行する場合、橋梁上下流の最小必要限度の保安距離は技術的に見て何米程度が妥当であるか御教示願いたい。　（木曾川上流）

（回答－1）

安定した平衡河道において、橋梁部分のみ残して上下流部の河道堀削を行なえば、当然のことながら上下流の河床高まで流水により低下する。上流部のみ堀削する場合には、堀削部分に上流からの流送土砂が堆積して、橋梁部への補給土砂が減少するから、同様にして河床は低下することになる。ただし、低下の度合はゆるやかであろう。また、下流部のみ河道堀削を行なった場合は、流送土砂の補給量の低下はないが、下流水位の低下により、橋梁部における掃流力が増大し、やはり同様に低下することになる。以上の定性的な河床低下の特性は河床変動計算により、多少より定量的な推定が可能である。砂利採取が極端なものでない限り、橋梁部付近における流れの集中や渦の発生などの局所的な現象には現状に問題がない限り留意する必要はないであろう。

したがって、橋梁上下流の最小必要限度の保安距離は橋梁部河床の許容河床低下量と洗掘対策

工との兼ね合いで決定さるべきものと考えられる。洗掘対策工としては橋脚下流の床固工、あるいは橋脚の保護工などがある。

なお、保護工がない場合には橋脚周辺において洗掘が進行し、その最大水深が平均水深の倍近くになるとの研究結果があるが、さらに深部まで密度変化などは発生しているようであるから、特に河床材料が細かく、軟かい河床の場合には注意すべきであろう。橋脚周辺の保護工としては各種のものがあるが、最も簡単なものは捨石とかブロックの投入である。橋脚周辺の保護範囲は簡単な実験により推定することができる。（河川研究室）

（回答－２）

洗掘量が定量的に出されるならば基礎自身の安定を検討することは容易であるが、その洗掘量が一般的に算定しにくいことがこの問題を困難にしている要素である。

結局このような問題は経験的なものとして扱わざるを得ないと思う。「河川管理の理論と実践」によれば構造物上下流の保安距離の目安として次の数値を上げている。

大河川（計画流量5,０００t以上）……２００m

中河川（〃 1,０００t以上）……１５０m

小河川（〃 1,０００t未満）……１００m

近年に建設された橋梁基礎は計画河床又は最深河床より２m以上の土被りを有しているのが普通であり、これらの基礎では上記の保安距離で十分と考えられるが、架橋年次の古いものや土被りの浅い基礎で特に直接基礎形式のものは洗掘により基礎底面が洗われ、安定度が著しく悪くなったり、場合によっては沈下することもあるので、このような橋梁の場合は保安距離を十分大きく取ることが必要である。（基礎研究室）

1－9

天竜川鹿島湾曲狭さく部における河道計画について（49. 中部）

（質　問）

天竜川の鹿島地点は河口より約２５Kmであり山間部を流下した天竜川が遠州平野に流出する境界点にあり計画高水流量は１４,０００m^3/Sである。

本地点は上流部川幅が400m ～ 500mから本地点においては２００m程度となり下流部では再び５００m～６００mへと変る最狭さく部である。左右岸は人家密集地であり右岸は岩盤の露出した垂直壁である。また上流部の河道方向は南西方向であるが本地点を狭んでわずか１Km程度の区間で東へと向を変える急激な湾曲部である。さらにこの区間には国道橋、鉄道橋が架設されている。このため計画規模の流量が通過する際は異常な流下状態が考えられる。

改修計画を策定するに当り模型実験による解析も考えているがどのような調査を進めるのが適切であるか御教示願いたい。（浜松）

（回　答）

一般に、河川は山間部を急流状態で流下し、極く短かい遷移区間をへて、平野部の緩流河川へと移行する。天竜川の鹿島地区は、このような遷移区間の典型と考えることができるであろう。

河相は川幅の小さい急流河川から川幅の大きい緩流河川へと急変するが、その急変しつつある河相の遷移区間が今回とりあげられた。

その遷移区間には一般に次のような特性がみられる。

a　川幅は上流部から下流部へ急変するが、遷移区間の上流部、すなわち狭さく部の出口では下流の緩流河川部の川幅より広くなることがある。

b　河川は一般にわん曲するが、その度合が極端に大きくなる場合もめずらしくない。河道全体としてのわん曲のほかに、洪水の流量規模に応じた蛇行が発生しやすい。その蛇行は安定したものではなく、比較的容易に変化する。したがって、下流の緩流河道に一つの不安定発生要因を与えることがある。

c　川幅が広がり、蛇行が発生するということは、この区間で上流からの流送土砂の調整が行なわれていることを意味する。したがって、多くの場合土砂の堆積がみられるが、それにともなって河床変動の激しい場所でもある。一時的に川幅が広くなるのは必要だからそうなるのである。

d　河床材料の平均粒径は上流部のそれから下流安定河道のそれに急変するが、この遷移区間のなかでも上流から下流に向って細粒化している。しかし、その変化の割合は一様ではなく、この遷移区間内においても河床材料の急変地点がみられることがある。河床材料は当然のことながら横断方向にも大きく変化する。また鉛直方向の変化もとくに砂州部では大きい。下流の安定した緩流河道では、河床材料の粒度分布の一様化がすすんでいるが、遷移区間では混合粒径である。低水路ではアーマーリング現象がすすんでいることがある。

e　河床材料の変化があれば、必然的に河床勾配も変化する。また、粒度係数も変化する。流水に与えるエネルギー損失は、摩擦のほかに蛇行などによる形状の要素も小さくないので留意を要する。

f　洪水時の流れはこの遷移区間で急変する。水面に波が発生し、常流状態でも局所的にジャンプすることもある。また、平面的な渦も発生し易い。

g　その区間は洪水に際し、災害危険区域でもある。また、破堤などが発生した場合には浸水区域が広がり、被害も大きくなる。

h　平野部河道の上流端として、河川の計画の基準点となることが多いが、以上の考察により河道の不安定区間、および洪水流の急変地点（縦断的かつ横断的にも）であることが理解されるから、あまり適当とはいえない。また、洪水波形の変化もみられるであろう。

天竜川鹿島地区の調査項目はこのような遷移区間の特性を十分検討のうえ決定しなければならない。事務所で実施中の調査はまさにマトを射た調査とみることができるのであろう。今後追加すべき調査項目としては、流砂量（掃流砂と浮遊流砂、ウオッシロードはここではあまり重要ではない）が挙げられる。これは河床変動や蛇行特性を検討する場合に重要である。調査の内

容は実際の洪水の現象をよくみてなるべく細かく、めんみつなものとすべきであると思われる。

この遷移区間の現象は三次元的に複雑であり、しかも河川計画上重要な場所でもあるので、模型実験を実施する意義は十分にあり、またその結果に期待してもよいであろう。ただし、実験としては、勾配の変化、粗度の変化、粒径の変化および混合粒径ということで大変困難な実験となることが予想される。過去にもその経験がないので、通常の模型実験以上の期間を必要とするうえ、混合粒径の粒度調整や粗度係数の調整などに費用の増大も見込まなければならない。鹿島地区はこのような遷移地区の代表例でもあるので、筑波学園都市へ移転後にすみやかに模型実験を実施する価値は十分あると思われる。その場合、模型実験結果の精度を左右するものは現地の調査資料であるので、その意味でも現地の詳細な精度のよい調査が大いに期待される。

（河川研究室）

1－10

北鹿島堤防漏水対策工法について　（49. 中部）

（質　問）

天竜市北鹿島地区は天竜川河口より２５Km附近であり、山脈状に突き出した島羽山のため天竜川は湾曲し流水が迂回する。その山陰側に発達した寄州の上に三ケ月状に築堤し山との間の輪中のような中に人々が住みついた幅１００～２００m、長さ４００m程度の場所である。このため地下の土質は玉石又は礫混りの砂であり天竜川の出水のたびに堤防のり尻はもとより畑地、宅地等より漏水あるいは湧水がありその量も大出水の時にはばう大なものとなり住民は不安におびえている状態である。このためこの漏水や湧水を止める工法、または堤防を安全に維持し水を適切に処置するためにはどのような調査を実施すればよいのか、また対策工法としてどのような工法が考えられるのか御教示願いたい。

なお、現在までの調査資料としては、昭和４７年度に８～１４mのボーリングを９ケ所で行ない柱状図、粒度試験、現場透水試験が実施してある。またボーリング孔は地下水観測井として残してあり、週１回の観測資料の他１ケ所については自記記録が観測できている。本年７月の出水時の漏水状況写真が撮影できている。（浜松）

（回　答）

漏水地盤の調査は「河川砂防基準原案（調査編）（建設省河川局）」に詳しく書かれているので、それを参照していただきたい。なお、昭和４７年度よりかなりの調査がなされているので、調査が十分でない個所の補足調査をするとともに対策工法を検討するための調査のとりまとめを行なう必要があると思われる。すなわち調査結果にもとづき透水地質の代表個所ならびに透水地質の厚い個所で土質断面図ならびに縦断面を作成する。そして土質試験ならびに現場透水試験の結果から表層ならびに透水性地質の透水係数を決定する。また、地下水観測結果から、堤内地の平常水位を決定し、洪水時の浸潤変化を図示する。以上の資料を基にして、現地盤における計画高水

時の地盤漏水量ならびに浸透比を計算し、漏水対策を検討する。この漏水量および浸透比を検討する方法として次のようなものがある。

1) 理論解による方法

2) 電気模型によって検討する方法

3) 有限要素による浸透解析による方法

漏水対策工法としてはつぎに示すような工法がある。

1) 透水層内に止水壁を設置する方法： 止水壁を作る方法としては鋼矢板工、コンクリート矢板工、シートウェル工、粘土壁工、コンクリート壁工、注入工、止水膜工などがある。

2) 堤防敷を拡幅する方法： 透水経路長を大きくするため堤防敷幅を増大する。

3) ブランケット工法を設置する方法： 堤内外の透水地盤を不透水性でおおう方法である。

4) 抑え盛土を設置する方法： 堤内地の地盤に盛土して水頭勾配を減少させるとともに、クイックサンドなどを防止する。

5) 排水井戸、排水溝を施工する方法： 不透水性の表土を突き破って湧水する漏水を防止するため、あらかじめ排水用の井戸あるいはミゾを掘削して、浸透流を流出させて水頭を下げる方法である。

6) 堤防のり先付近の補強： 表のり先付近に水制を設け、洗掘を防止すると同時に土砂を堆積させ、透水層に直接水が浸透するのを防止する。また、堤防に接近した土取場の埋めもどしなども、堤防のり先付近の補強工法の1つである。

これらの工法を現地盤の土質条件、透水層の透水性、厚さ、広さに応じて選定し、その効果を検討したうえで、漏水対策工法を決定する。漏水対策工法は1つの工法に限らず、2～3の工法を選定し、それぞれの工法について止水効果、施工性、破棄性、経済性、周辺地質の影響などを考慮し、現地質にもっとも適した工法を決定する。また、必要に応じて2種類以上の工法を組み合せた工法を決定する場合もある。

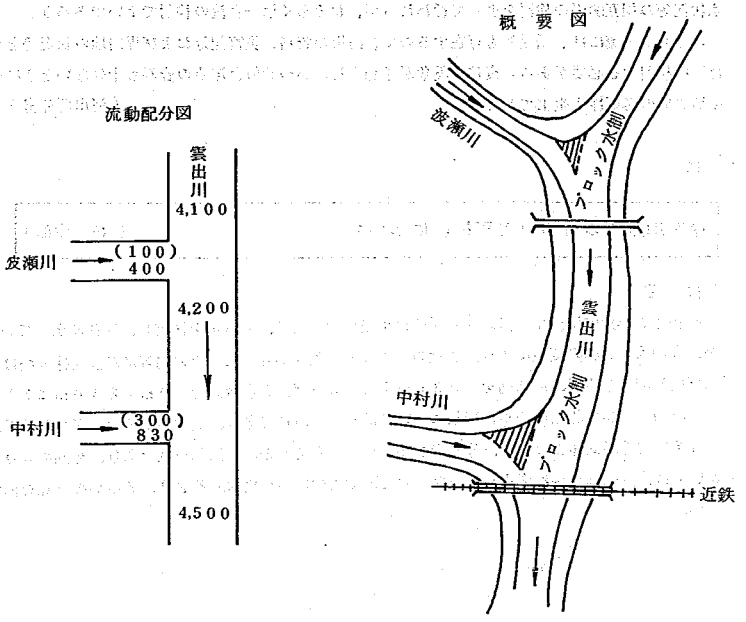
（土質研究室）

1－11

雲出川支川、中村川、波瀬川の合流点処理方法について （49. 中部）

（質 問）

雲出川の支川中村川及び波瀬川はピーク流量８３０㎥/S、４９０㎥/Sの支川であるが、本川との合流形状が別図の様に直角に合流しているため改修計画で合流方式について、県案事項となっている。今回の改修計画ではコンクリートブロック等で合流工（導流堤）を計画しているが、合流点の維持（閉そく並びに洗掘等）するための工法及び形状（長さ、高さ等）を検討する必要があり、一般的な考え方、他河川での施工例また、模型実験の必要性の可否等につい御意見を伺いたい。



(三重)

(回　答)

一般に、合流部は平面形状や合流流量のほかに、流出土砂量や勾配などが大きな影響を有する要素となる。流れの急変があれば、そこで調整が行なわれ、局所的な洗掘や堆砂が発生する。合流点における局所的な河床変動の不安定要素は上流部の水位上昇および下流部の蛇行特性に重大な影響を与える。したがって、単一合流としての合流角度や導流水制の検討のみではなく、上下流部の二つの合流支川の影響を同時に考察する必要が感じられる。単一の合流点調整であれば、これまでの研究により、ある程度まで解明されている面もあるが、短かい区間に二川の合流がある場合で、しかも下流部に合流する河川の規模が大きいのであるから、模型実験による検討も重要な意義を有するものと考えられる。

雲出川における波瀬川および中村川合流点間距離は約2Kmであることがその後に判明した。縦断距離にして川幅の5倍程度では合流の影響が特に著しく、河床も不安定であるが、この場合には相当な距離をおいて二川がそれぞれ本川に合流しているのであるから、二川合流の相互の干渉はあまりないものと判断される。最終判断は現地河川の河床変動、蛇行特性の経年変化および出

水状況等の相互関係の検討をまって行われるが、おそらく単一合流の検討でよいであろう。

合流点直下流には、橋梁等も存在するので、河川の資料、災害記録および堤内地の状況等を総合的に検討する必要がある。複雑な現象が予想され、かつ類似合流点の資料も十分ないときには模型実験の必要性も生じてこよう。

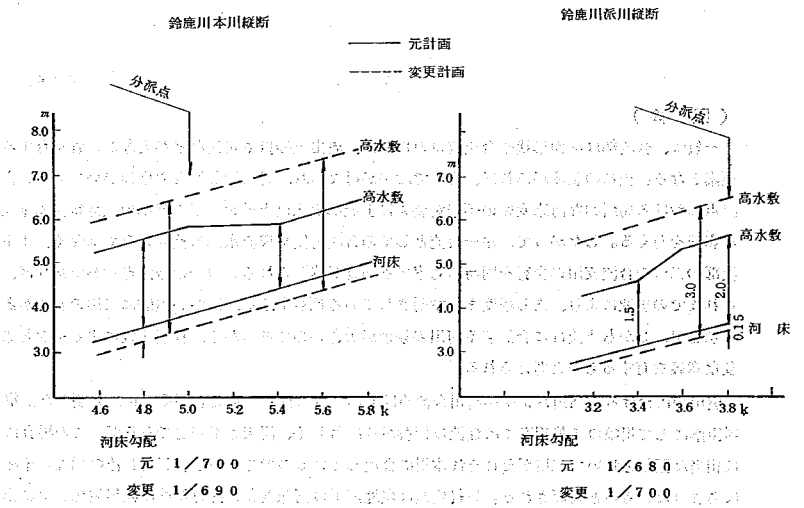
（河川研究室）

1－12

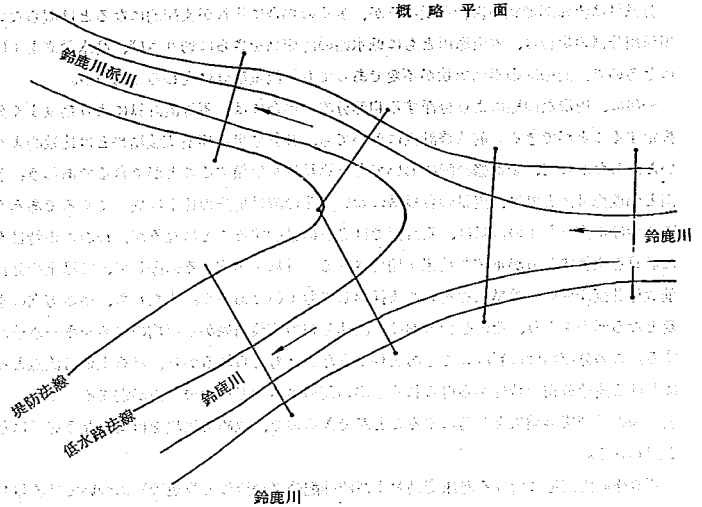
鈴鹿川派川の分派計画再検討について　（49. 中部）

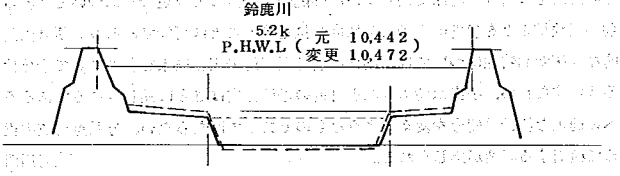
（質　問）

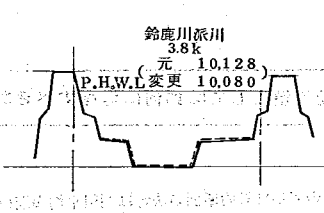
昭和４６年鈴鹿川派川分派計画を土研にて模型実験より、分派量を決定し、現在に至っているが、今回改修計画の変更により、実験当時より多少条件が変った。その内容は計画河床勾配は、ほぼ同勾配であるが、河床高を約０.３０ｍ全般的に下げ、高水敷高を２.０ｍから３.０ｍに変更した。流頭部及び堤防法線の平面形状については元計画通りであり、高水敷高の変更が自然分派に及ぼす影響等が問題となるが、分派量を主として左右するのは流頭部形状であり、今回の変更においては、流頭部形状は変更していないので再度実験により検討する必要があるか御意見を伺いたい。

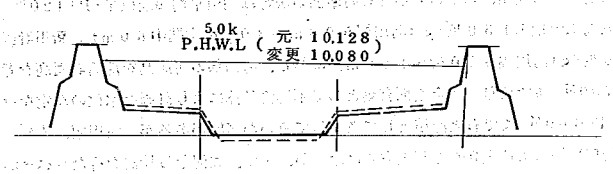


概　略　平　面


鈴鹿川派川
鈴鹿川
堤防法線
低水路法線
鈴鹿川


鈴鹿川
5.2k
P.H.W.L（元　10,442
変更 10,472）


鈴鹿川派川
3.8k
（元　10,128
P.H.W.L変更 10,080）


5.0k
P.H.W.L（元　10,128
変更 10,080）

（回　答）

分派量は流頭部形状の影響を受けるが、多くの場合にそれが支配的になるとは限らない。鈴鹿川派川分派の場合は、本川派川ともに低水路の河床高をさらに切りさげ、高水敷高を上げることになるので、流頭部の平面形状が不変であっても、流量配分は変わるであろう。

一般に、円滑な曲線により分派する自然分流の場合には、不等流計算により精度よく分流量を推定することができる。前改修計画においても、計算結果と模型実験結果とは比較的よく合っていた。したがって、新改修計画においても計算結果を信頼することができるであろう。前改修計画と新改修計画とでは、流量の各段階においてその流量配分の比率は異ってくるであろう。高水時における高水敷上の流量は、新計画ではさらに減少することになるが、複断面の特性を考慮した計算を実施する方が正確な結果が期待される。計算を実施するに際して、計算上の分派点は、前改修計画断面の実験結果をそのまま採用してもよいであろう。すなわち、横断方向に水位が不変となる断面をとり、その断面における流速分布の実験結果から平均のエネルギー水位高を推定する。この分流特性は新計画でもあまり変らないと考えられるから、計算上の分流点とその断面における流速分布の特性から得られる平均の運動エネルギーの決め方が定まる。このようにして前計画の模型実験結果を参考にすることができるので、改めて実験を再度行なう必要はないものと思われる。

新改修計画河道における河床変動および流砂配分（掃流砂と浮遊砂）については流量配分の計算値と前回実験結果とを参考にその大略傾向を推定することは可能であろう。新計画河道における局部的な河床変動特性については、同様に前計画河道の実験結果を参考にして十分検討する必要があろう。すなわち、小出水時に分派点付近の堆砂傾向はさらに助長されるであろうが、それが両川への適正な流砂量配分を変えるようなものであってはならない。分派点河道の維持についても改めて検討する必要が感じられる。　　（河川研究室）

1 － 13

感潮河川河口部の有効河積としては如何に考慮すべきか　（49. 中部）

（質　問）

現在検討中の日光川、新川の河口部計画断面の決定は朔望平均満潮位T・P＋1.20^{M} とし、日光川計画高水流量1,150㎥/S（河川幅500m～300m水門中80m）、新川計画高水流量1,450㎥/S（河川幅300m～150m）に対し、河口部の河床高を港湾計画高を考慮して、T・P—7.00^{M} まで切り下げ全断面有効として不等流計算により計画高水位の算定を行っているが、T・P—7.00^{M} まで有効河積として考慮して良いか疑問があるが、河川幅、流量、河床勾配（水面勾配）等により概算的な判定方式はないか、また、如何なる検討を行なうべきか。

（愛知県）

（回　答）

感潮河川の河口部有効河積（洪水時）を主として支配する要因は、出水直前の河積と洪水・フラッシュ能力である。平常時の河積は、波による漂砂移動、河川上流からの土砂の供給量、河口流量（入退潮量と自流量）、河口部の三次元的形状、および維持しゅんせつ等の人工要素などによって定められるであろう。また、洪水のフラッシュ能力は、洪水ハイドログラフ、適合する流砂量公式、および河口部の三次元的形状などによる。洪水ハイドログラフの影響はかなりあり、初期の立ち上りの勾配によっては流量のピーク以前に水位のピークが発生し、その後に流量のピーク時に再び水位のピークが現われることがある。潮位の変動は当然ながら大きな効果を有する。

一般に多くの河口において、毎年発生する程度の中小洪水によって定まる河口断面が、かなり重要な意味を有しているようである。この断面を河川側からみた河口断面の1つの基準値と考えることができると思われる。

導流堤を作って川幅を固定した場合の川幅Bと水深hは、互に関係があり、次のようになる。今波の影響がなければ、河道は主に洪水時に決まるから動的平衡断面に近ずくと考えて良い。動的平衡では

$$\partial H/\partial X + Q^2/2g \cdot \frac{\partial}{\partial X}(1/h^2 B^2) + n^2 Q^2/B^2 h^{10/13} = 0 \quad \cdots\cdots (1)$$

$$\partial/\partial X \ (B \cdot q_s) = 0 \quad \cdots\cdots (2)$$

である。流砂量は河口で粒径が変らないとすると

$$q_s = K U_*^P \quad \cdots\cdots (3)$$

となる。ここでKは粒径、比重によって変る定数、またマニング式より

$$U_* = Q/Bh^{7/6} \cdot \sqrt{g} \cdot n \quad \cdots\cdots (4)$$

(3)(4)を(2)に代入して変形すると

$$\partial h/\partial X = 6/7 \ (1-p)/P \cdot h/B \cdot \partial B/\partial X \quad \cdots\cdots (5)$$

となり、上流水深と川幅をho、Boとすると

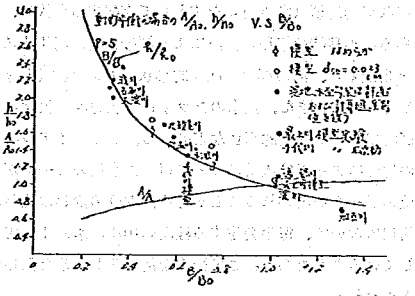
$$h/h_o = (B/B_o)^{6/7 \cdot (1-p)/p} \quad \cdots\cdots (6)$$

となり、これが河口導流堤を絞って河口水深を維持する理論的な背景となっているわけである。[1]

図は(6)式を図にしたもので $A/A_o = hB/h_oB_o = (B/B_o)^{6+7/7p}$ も示しておいた。図中には実験結果と現地河川の結果を示しておいた。（現地河川は波の影響が少ない水深の深い河川、波が低い河川を選んだ。）ほぼ(6)式を満足している。なお水位としては洪水時水位を把らえるようにしたが、資料のない河川は勾配などから推定した。

ここではP＝5とした。流砂量式としてP＝5となるBrawn式は、河口付近の河床材料が細かく、比較的緩流河川となっている場合には、河床変動計算式として適合度がよいようである。

なお(6)式として設計河口幅として許されると考えられる上流河口幅Boを取ると、河口での水深（潮位－河床高）は、上流水深hoとなり、(1)式よりhoは等流水深である。



〔1〕 山本、野積：河口近くの河道特性、土木学会年講　昭和４９年

よって、

$$h_0 = n^{-3/5}\ Q^{-3/5}\ B^{-3/5}\ I^{-3/10} \quad \cdots\cdots (7)$$

この水深が河口で、川幅を上流と同じにした場合の達成可能な河口最大水深である。これによれば　$I = 1/1{,}000$ 、$1/100$ では水深は２倍異なり、Qが大きく、Bが小さい河ほど河口水深は深くなる。これより河口水深が深ければ堆積、浅ければ土砂の排出を見る。

流量Qとしては、日本の河川では河床変動を生ずるような流量は洪水時流量であるので年最大流量をとればよいであろう。川幅は堤防間幅ではなく、いつも水が流れているような低水路が重要である。この川幅が河口近くで上流のそれより広ければ、土砂の沈積をみ、河口砂州の発生を誘発しやすくなる。

さて、日光川と新川の場合に、海からの条件が明らかに示されていないので、詳しいことは避けなければならないが、港湾計画により河口河床高を－７ｍまで維持するのであれば、多少波の侵入があったとしても、短期間に漂砂により埋没するとは考えられないから、相当の深さまで有効と考えることができるであろう。また、入退潮流が存在することは水深維持に有効である。ただし、－７ｍが動的平衡の河床高より極端に深い場合には、割り引いて考えなければならず、また洪水時においても下層に海水が侵入しているような状態であれば、全水深を有効と考えることはできない。いずれにせよ、現地の資料を十分検討して考察する必要がある。

河道内に海水が大量に侵入し、出水時口にその海水のフラッシュが困難と判断されるときには混合を考慮した二層流の不定流計算により概略の予測をしてみる必要があろう。その場合、ａ洪水流量（計画）ハイドログラフ、ｂ　潮位変動、ｃ　現状における河道の塩水の混合状況と流量および月令による変化、ｄ　下層から上層への海水の混入速度（混合係数）── $E/u_1 = 6 \times 10^{-3} Fri^{10/3}$ 須賀・高橋：土木学会年講Ｓ．48、ここに、Ｅ：混入速度、ｕ：上層の平均流速、Ｆｒｉ：内部フルード数、ｅ：下層海水遡上時の抵抗係数などが特に問題となる。まだ研究の十分すすんでいないところもあるので、どこの河川でもよいが、ぜひ現地河川における洪水時の

海水の挙動の観測が望まれる。　（河川研究室）

1－14

大井川河口部海岸の侵食防止について　（49. 中部）

（質　問）

大井川の左岸側の海岸は、昭和４０年頃から侵食がいちぢるしくなり、過去７年間にひどい所では約１００ｍの汀線後退を示している。これらの原因としては上流ダム、あるいは砂利採取等にも起因していると考えられるが、特に本地区には吉永放水路（S．３３完成）大井川港（S．３３完成）および港湾維持に必要な航路、じゅんせつ等の人工的影響がきわめて多いものと思われる。４９年８月の台風１４号時においても波高４ｍ（計画９ｍ）と、さして大きくない波においても一線堤が一部においてすい出しを受け洗堀されている。

現在では汀線前面にテトラ等を投入してこれ以上の侵食を防いでいるが、これも絶対的とは考えられず、類似海岸における効果的な工法あるいは成功例等を照会してほしい。

（静岡河川）

（回　答）

海岸侵食は対象とする海岸における土砂収支の釣合がくずれたことから生じる。したがって侵食防止を考える際にも将来においてどのような土砂収支を考えるかによって工法なども異なってくる。このような観点から大井川河口付近、特に河口の東側における土砂収支について考えてみると次のようになるであろう。まず土砂の供給源としては大井川が考えられる。一方出ていくのは沿岸方向には東に移動し、小川港のより南では沖へ移動し、また汀線から沖への移動も全域にわたってあるであろう。海岸を安定にするためには土砂収支を釣合いのとれたものにする必要があり、現状では入る量よりも出る量が多いので侵食が生じているために、砂を供給するか、出る砂を阻止するかの方法によって安定化をはかることができよう。したがって対策としては人工的な砂の補給、大井川河口から吉永放水路への砂の輸送が供給量を増やす手段として考えられる。また漂砂を止めるためには沿岸方向には突堤によって、沿岸方向と沖方向には離岸堤によって阻止することができる。また漂砂がはげしいのは水深５ｍ程度までであるのでこの付近までの砂をブロックによって押さえる方法もあろう。これらの工法はそれぞれ構造物の諸元によって効果も異なるために、数種類の組合せについて費用と効果を検討して、最終的に現地に適合したものを決める必要がある。　（海岸研究室）

1－15

テレメーター雨量観測所の配置計画について　（50. 中国）

（質　問）

テレメータの配置計画については，マスキンガム法あるいは標準偏差による方法その他気象庁小林氏の研究等それぞれあるが，マスキンガム法，標準偏差による方法は，利根川，木曽川，北上川等のような大流域に属するものには該当するように思えるが，中国地方のように小流域に属するような場合の計画にはどのような方法が適切か，お伺いする。

また，流域平均雨量の相対誤差何％とよくいわれているが，相対誤差は通常何％を取ればよいのか，中国地建ではマスキンガム法，標準偏差による方法のどちらかパーセントの小さい方１０％を目標に計画を進めている。　（河川管理課）

（回　答）

面積雨量（流域平均雨量）の精度を評価する方法には大別して，①間引き法と②標本論的方法の２種類がある。いわゆるマスキンガム法は，標本論的方法と同一のもので，洪水追跡で有名な「マスキンガム法」とも混同しやすいのであまりこの名称は用いない方がよいと思われる。

質問にあるように，小流域の場合に標本論的方法を適用するには，大河川と異なった配慮が必要である。最も大きな要因は継続時間の問題で，小流域では比較的短かい継続時間を対象としなければならない。対象とする継続時間が短かくなるにつれ，同一の降雨でも降雨の場所的なバラツキ工合（面積的変動係数）は大きくなってくる。

流域平均雨量の相対誤差は何％が良いかは，流域の流出特性，懸案地点河道の水理特性などから決定されるべきものである。

〔参　考　文　献〕

橋本　健，佐藤一郎：“面積雨量の精度と雨量観測所数”．土技資Val．16，№12，昭和49年

（水文研究室）

1－16

山間部の河道特性について　（50. 中国）

（質　問）

現在，太田川では，上流山間部の直轄編入にともない，上流部の河道計画を検討しているが，この山間部の河道は激しい蛇行，多くの狭搾部があり，河道貯留が考えられるが，この効果はどの程度考えられるか。これを，定期的に把握した例（河川の実績，水理実験，不定流計算等の水理計算での追跡）があれば紹介願いたい。

又，河道改修による流出の変化（量，時間）はどの程度か。　（太田川工事）

（回　答）

太田川ばかりでなく，山間部の直轄編入にともない，その河道計画に苦慮している河川の例は非常に多い。通常このような区間では，高水位以下に家屋や道路があったり，岩質で掘削や拡幅に困難があったり，あるいは堤防用地が欠如していたりすることが多い。また，河道の激しい蛇行，狭搾部や平担地，およびかすみ堤などが多く，種々雑多な問題が横たわっている。

設問の主旨は，このような河道における河道貯留の問題である。基準地点における計画流量は，河道貯留の効果を見込んだものであることが多いが，これを考慮していないときには，基準点の上流では危険側，反対に下流側では安全側ということになる。そして，これは計画洪水波形に関係する。

河道貯留の概略の効果は，一般に不定流計算により推定することができる。ただし，一次元的に近似しうる河道であることが必要である。また，急勾配で距離が長い（１０～２０Km以上）場合には誤差が大きく，粗度係数も精度が要求される。これは通常の計算法の場合であるが，特種曲線法による場合も長波の伝播速度の影響を精度よく考慮したものでなければならず，実際に計算を実施することはかなり大変なことである。通常の計算法では，計算区間の下流端の影響が，その伝播速度を十分組み入れていないために，瞬間に上流端に現われることが大きな問題なのである。

山間部河道の不定流計算を実施した例としては，筑後川や信濃川などがある。また，渡良瀬川ではかすみ堤の効果などについて検討中である。筑後川の場合には，アナログ計算と数値計算を実施した。筑後川工事事務所において，河川における実績との比較なども行われているものと思われる。

この他にも，河道の不定流計算を実施した河川は多くあるものと思われる。また，実際の洪水資料による検討も行われているであろう。観測体制もかなり整備されてきているので，今後は河川における精度よい観測値に基づく多くの検討が期待される。

河道における不定流特性について，実験的に検討することは望ましいことである。これまでにも，利根川下流部（０～７０Km），および北上川一ノ関遊水池などの実験例がある。実験では河道の粗度係数を調整し，厳密にフルードの相似則を満足させることが最も大切である。北上川遊水池の場合は河道の長さが１０Km余りであるので，計算精度は十分あったが，下流端の条件がH－Qであり，越流等があるので，多くの水理条件に対して現象を知ろうとするときには，経費的にも実験の方がすぐれていることが判明した。利根川の場合には，河道距離が長いので非常に多くの問題があったようであるが，流量ハイドログラフの時間変化が大きくなければ，それなりの精度は得られるようである。

また，河道を改修することにより，貯留の効果は減少するが，第一近似としては不定流計算により推定することが可能である。とくに，河道が長くなく，かつ，ボリュームの連続条件が満足されていれば，一般に大きな誤差とはならないので，それなりの信頼性は存在するものと解釈してよい。

〔参　考　文　献〕

1）堀川一雄：“霞堤防の遊水効果に対する一計算法”，建設省技術研究会，

2）毛利嘉之：“内陸河川の計画”，建設省技術研究会，

（河川研究室）

急流河川における安定河床について　（50. 中国）

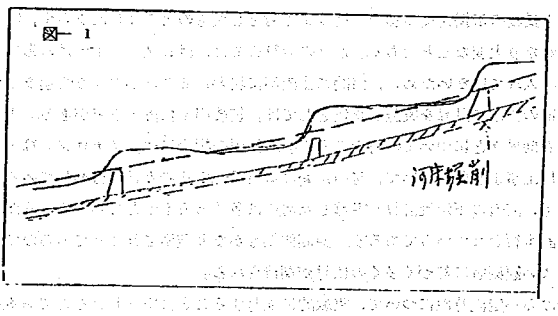
（質　問）

(1) 佐波川は，直轄区間内に１６ケの固定堰があり，流過能力を減少させており，将来はすべて可動堰化し，計画河床まで下げなければならない。この場合，河床は急勾配となり，河道の維持に問題がある。

急勾配河川の河床安定の為の検討事項（留意点）を御教示願いたい。

(2) 堰を改築していく過程での問題（上下粒部への土砂堆積，洗掘）に対して，どのような暫定的河道計画とすればよいか。

図－１



（山口工事）

（回　答）

佐波川の山間部１５Kmの区間には１６の固定堰があり，取水も行われている。勾配は$^{1}/_{300}$～$^{1}/_{1,000}$，川幅は１００～２００mで，蛇行もしているということである。問題の主旨は，疎通能力増大のため，河床を掘削し，固定堰を可動堰に改築する計画であるが，河床安定のための検討項目と施工途中の暫定河道計画について問題である。

(1) 河床安定のための検討事項

河道特性を十分把握したうえで考案をすすめる必要があるが，ここでは一般的事項について述べておく。

a．現状河道の解析

現状河道の縦断勾配の安定性，蛇行に基づく砂州の消長，固定堰上下流の局所洗掘，および災害実績などにより現河道の綜合的な安定性について検討する。また，洪水時の水位縦断曲線および各固定堰のエネルギー負担分などについても計算しておく。

b．上流からの供給土砂量の検討

上流からの土砂量とその粒径は河道安定上，重要な要素であるから，現状量と将来の変化を予測しておく。

c．可動比の数を減らすことの可能性

もし，現在の河床が安定であるとすれば，極端な場合には，16の固定堰で負担しているエネルギー減殺量を1カ所の落差工にもたせ，現在と同じ水面勾配を有する河道とすれば一応の安定河道となる。どの程度の合口取水が可能か，またそのために生じる副次的影響，たとえば地下水位や排水，橋脚や護岸などの構造物に関する調査を行う。

d．河床掘削部のボーリング調査（粒度分布）

e．粗度係数の推定

f．河床変動計算

落差工を設けることが不可能で，洪水時の水面勾配が急になる場合には，当然河床が低下し，可動堰部では局所洗掘が発生する。また，河床低下部での蛇行は激しくはないが，その下流部においては，逆に，河床が上昇し，砂礫堆が発達して河道が不安定となる。特にわん曲部が存在する場合にはその影響が大きいので留意する必要がある。

このような問題を検討することは，そう容易ではないが，手始めに二次元現象を仮定して，河床変動計算（流量時系列10年程度）を行ってみることである。このとき，平衡横断形の計算も同時に行っておくとよいであろう。また，河床低下の過程ではアーマーコートが発達するはずであるから，混合流径としての取扱いが必要である。

g．安定河道の推定

最終的には可動堰上下流で局所洗掘が生じ，可動堰間の河床勾配がゆるくなって，現在の水面勾配に近づく方向で安定することになるが，その特性について量的に時間変化を含めて計算により推定しておく。

急激な河床変動の影響は上下流に波及するので，その検討も必要である。

(2) 施工途上の問題

全体の河道計画の樹立後，実際の施工期間は相当の年数を要することになるであろう。一部施工の段階では流れのエネルギーが特定の区間および特定の構造物にかかることとなり，非常に困難な問題の発生が予想される。一般に，固定堰を一つはずすと，その直上流に大部分の負担がかかることとなる。したがって，この限りにおいて最上流端から施工すればよいことになる。しかし，そのために，さらにその上流では急激な河床低下が予想されるし，その河床変動の影響は下流にも波及する。とくに，直下流の固定堰上流には大きな堆積をみることになり，水位も上昇して安定化に向うことになるであろう。このような現象を逐一検討しておく必要がある。

この問題は，現在の固定堰が大きく，かつ大規模の掘削計画であると，非常な難問題である。現地資料および現地事情に基づいた十分な検討が望まれる。

（河川研究室）

旭川放水路の河道計画について　（50. 中国）

（質　問）

(1) 放水路の低水路法線形，低水路幅，高水敷高の決定にあたって，水理的に特に考慮すべき事は何か〔一般論，河川の特色による分類（流出土砂の多少）等〕。

(2) 模型実験により検討を加える予定であるが，その場合移動床ですべきか，固定床ですべきか。
又，一般的に移動床，固定床の実験はそれぞれどのような場合に行なわれるのか。

（岡山河川）

（回　答）

旭川放水路の河道計画については，S．50年度より大型の模型実験が実施されることになっており，現地河川の特性の調査および水理計算など多角的な綜合検討が予定され，合理的な河道計画の樹立が期待されている。質問内容はこの大型プロジェクトに関連した一般事項である。

(1) 低水路法線形

既設の堤防があり，局所的な一部の引堤は可能であっても，全体的には堤防法線の変更を行わない場合には，低水路の法線形として次の3通りの考え方がある。

a　センターライン方式

b　洪水主流部流線方式

c　その他（高水敷利用，構造物，取水等の他の条件を優先させるもの）

直線水路であっても，水深に対して川幅が大きく，上流からの流送土砂が多い場合には，交互砂州などが発達して水路内で蛇行するようになる。これは堆積傾向の河道では顕著である。これに対して，既設の堤防を有する河道では過去の蛇行により，一般に屈曲河道となっていることが多い。したがって，低水路法線形に対しても，蛇行特性を無視して論じることはできない。

複断面河道では，一般に高水敷は固定床，低水路は移動床と考えていることが多く，全河道容量中に低水路の占める割合はいろいろある。しかし，河道内の砂州発達は，程度の差はあるが，蛇曲状態を示す点で一致している。このような河道における洪水流の主流部は，蛇曲堤防法線の影響で，蛇曲河道における流れと同様のものとなる。センターライン方式では一定の高水敷幅を確保することができるが，高水敷に乗り上げる流れと，低水路に戻る流れにより高水敷の荒廃を招き，河道全体の粗度も大きくなるであろう。

これに対して，洪水主流部に低水路を合わせる方式には，洪水流に対して合理性がみられる。しかしながら，洪水の規模により法線形が多少変化すること，低水路が堤防に近づくこと，および砂州発達とその流下現象には，別途十分なる検討が必要である。

図　蛇曲河道の洪水主流部（斜線）
点線は既石の低水路位置

洪水流は，水深とフルード数の増大に伴い，

流線の直線化傾向があるが，固いものにぶつかったときのはねかえりも強くなるので留意する必要がある。また，水衝部では護岸の強化を計る必要があるので，水衝部位置が大きく移動しないように砂州発達を予測し，それを制御する対策を考えておかなければならない。

その他の条件により低水路法線を決定する場合には，特に，堤防の安全，高水敷の維持，水衝部位置の固定と局所洗掘，および形状による損失水頭などに配慮が必要である。

(2) 低水路幅と高水敷高

水路により条件が異なるので，一般的記述には困難があるが，計画上配慮すべきことは次のようである。

a．不等流計算による疎通能力の検討
b．河床変動計算および平衡河道計算による安定河道の検討
c．将来の計画規模増大に対する余裕
d．低水路の蛇行と砂州の移動および維持の方法（流出土砂量）
e．高水敷のかん水頻度
f．局所洗掘と低水護岸工費および堤防の安全
g．維持流量
h．取水位と地下水位
i．内水の排水
j．高水敷の利用計画
k．下流からの悪水および塩水等の逆上，滞流
l．橋脚，埋設構造物
m．土工量最少となる複断面形

(3) 旭川放水路の模型実験による検討

水理模型実験による検討項目としては次のようなものがある。

a．堤防付近の流況と堤防の安全（水理上）
b．高水敷上の流速と荒廃の程度
c．低水路の蛇行特性
d．わん曲部の局所洗掘
e．わん曲部の横断水位
f．わん曲部の損失水頭
g．低水路の護岸計画

模型実験はその目的に応じて計画される。固定床の実験は河床変動が微少であることが前提である。しかし，移動床実験では相似上の問題があり，たとえば河道の粗度を完全に一致させることは困難であるから，水位や流速分布の検討は固定床実験により行った方がよい。旭川放水路の場合は，主として移動床（低水路部）模型により，実験を行い，必要に応じて固定床的な実験を加味していく必要があろう。

（河川研究室）

屈曲河道における左右岸の水位上昇について　（50. 中国）

（質　問）

屈曲河道における左右岸の水位上昇について，現在，一般的に使用されている理論式を紹介（適用範囲，考え方のポイント）していただきたい。

（出雲工事）

（回　答）

わん曲部では形状損失による水位上昇のほかに，遠心力に基づく外岸側の水位上昇（常流状態）がある。最近では，河道計画上このような遠心力に基づく水位上昇分を考慮するようになってきたことは好ましいことである。

河道わん曲部で，流路幅に比し水深が十分小さい場合には，流路中心線上の水位がほぼ平均水位を示すことが知られている。また，わん曲部における横断水面勾配 $2H/2r$ は，鉛直線上で平均した平均流速Vを用いて，

$$\frac{2H}{2r} = \frac{V^2}{gr} \qquad (1)$$

と表わされる。ここに，　はわん曲中心からの距離（流線の曲率半径）および g は重力加速度である。この式は近似式であるが，精度はかなりよい。流路中央の水位を Hc とすれば，任意の r 点の水位Hは

$$H = Hc + \int_{rc}^{r} \frac{V2}{gr}\, dr \qquad (2)$$

となる。横断方向の平均流速がわかれば，横断水位は(2)式により求められる。簡単な例として，横断方向に一様な流速分布（$V = const$）の場合には，左右岸の水位差△Hは

$$\triangle H = \frac{V^2 B}{gr_c} \qquad (3)$$

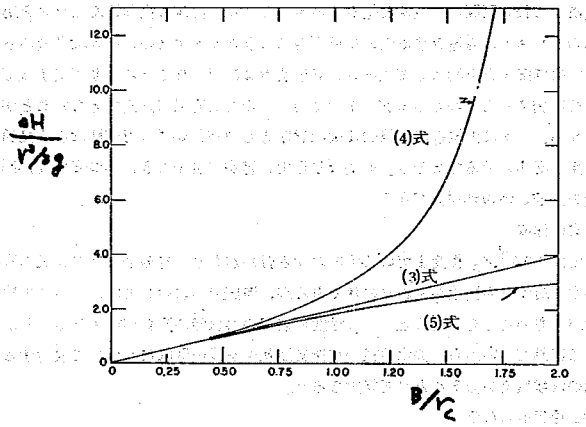
である。ここに，r_c は流速中心と曲率半径，および B は流路幅である。また，自由渦（$Vr = const$）の場合には，

$$\triangle H = \frac{V^2 B}{gr_c}\left(\frac{1}{1 - \frac{B^2}{4r_c^2}}\right) \qquad (4)$$

であり，強制渦（$V/r = const$）の場合には，

$$\triangle H = \frac{V^2 B}{gr_c}\left(\frac{1}{1 + \frac{B^2}{12r_c^2}}\right) \qquad (5)$$

である。これらの関係を図示すると次図のようになる。すなわち，自由渦の場合が最も水位差が大きくなり，大きいと思われていた強制渦の場合は意外に水位差はつかないのである。通常のわん曲部では，上流端付近で自由渦，中間で一様流速，わん曲部の十分下流の区域および末端部付近で強制渦に近くなる。河道の水位分布を精度よく推定するためには，模型実験が望ましいが，模型実験によらない場合には，流速分布についての予測に基づいて水位の計算をしなければならない。多くの河川において，わん曲流入部を除いて，(8)式による計算値が比較的合うようである。ただし，わん曲の度合が複雑な場合とか，場所的に大きな渦が発生し，乱れているような場合には，別途十分な検討が必要である。また，時流状態では，しょうげき波の影響も大きく，内岸側の方が水位が高くなる場合もあるので留意すべきである　　（河川研究室）



1－20

流砂について　　（50. 中国）

（質　問）

(1) 斐伊川において，掃流砂量を実測しているが，土研式のものでは流速が$2\,m/s$ 程度が限度であり，$1{,}000\,m^3/s$ 以上の洪水に対して計測することができない。大洪水時（$1{,}000\,m^3/s$以上）の観測方法があれば紹介していただきたい。

(2) 今までの資料では$800\,m^3/s$ 程度の出水までデーターがとれているが，流砂公式を作るためには，どの程度の洪水まで必要か。又，現段階での資料で検討した場合，精度的にどうか。

(3) 一般河川における，掃流砂と浮流砂の割合について，流量規模，河床材料流出土砂量の多少等による比較をお願いしたい。　　（出雲工事）

（回　答）

流砂は掃流砂（滑動，転動，サルテーション），浮遊砂およびウォッシュロードと分けられており，線型現象としての取り扱いがなされている。しかし，それぞれの流砂型式の定義は明確でなく，非線型性も存在するものと思われる。流砂現象は上流からのインプット（流砂量と粒径），河床状態（底質の粒度分布，アーマーコート，サンドウェーブ）および水理量との関係で把握されるべきものと思われる。そして，本来，総流砂量と粒径との関連において総合的に解明されたうえで，河床変動，ダム堆砂，砂防ダム堆砂，白濁，あるいは河口堆砂など，目的に応じて，粒径と流砂型式との関連において検討されなければならないのであろう。

(1) 大洪水時における掃流砂量の観測方法

土研式の掃流砂観測器は，ウィンチなど機械力を用いても流速が2 m/s 程度が限度といわれている。ほかに長い区間の河道変動量から推定するもの，河床に掘り込んだマスを用いるもの，砂防ダムのクレストから越流する流砂を導水路によりとり出すもの，ダム堆砂量から推定するもの，あるいは床田などを利用して光電管，電磁波および超音波などにより測定するものなど考案され，一部実施されたものもあるが，中途半端なものでは容易に観測できないことが判明している。このうち，マスは大規模に本格的な観測体制をしけば，かなり可能性はある見通しであるが，相当の費用を必要とするであろう。単純な原理で，容易に観測でき，かつ高精度が期待できる適当な観測方法がないのが現状である。

(2) 流砂公式の作成

斐伊川では800 m^3/s 程度までの洪水に対する資料があり，流砂量の実用公式が検討されている。大洪水に対する実測値があれば最良であるが，河床変動に対しては，1～3年確率程度の洪水の影響が大きいことを考えると，この程度の規模の洪水時の資料が望まれる。しかし，大洪水時の観測は容易でないから，洪水前後の河床変動状況を長い区間にわたって検討するなどして，実用公式の信頼度を高めることは可能であろう。

(3) 掃流砂と浮流砂の測定

川によって，すなわち，河床材料，粒度構成，河床状況（砂州，アーマーコート，勾配等），水理量および上流からの供給土砂量とその粒度分布などによって相当異る。一般には浮遊砂がかなり多い。ロールセン公式によれば，U_x/W_0 が2より大きくなると急激に浮遊砂が増大することが示されているが，これは河川の実測によりさらに検討する必要があろう。

参　考

Laursen（ロールセン）の式

$$\frac{\bar{C}}{\left(\frac{d}{h}\right)^{1/6}\left(\frac{\tau_0'}{\tau_c}-1\right)}=f\left(\frac{u_*}{w_0}\right),\quad \frac{\tau_0'}{\rho}=\frac{v^2}{(7.66)^2}\left(\frac{d}{h}\right)^{1/3},\quad \tau_c/\rho=\psi_c\cdot(\sigma/\rho-1)gd \quad (5.51)$$

ここに　$\overline{C}$：重量で表わした平均濃度（％）すなわち，$\overline{C}=265 q_T/q, f\left(\frac{u_*}{w_0}\right)$：図に示すような $\frac{U*}{Wo}$ の関数，τ_0'：有効掃流力，τ_c：限界掃流力，Ψ_c：限界掃流力の無次元表示（$\Psi_c=0.03\sim0.05$）である。

k や浮流限界濃度 Ca* などを量的にきめにくい現状では，実験結果に物理的な考慮を入れた実験式が有用であろうとする立場からLaursen は水路実験資料を整理して，前の関係式を導いた。前式を書きかえると

$$q_T/u_*'d=\frac{7.66}{265\psi_c}\left(\frac{\tau_0'}{(\sigma/\rho-1)gd}-\psi_c\right)\cdot f\left(\frac{u_*}{w_0}\right)$$

となり，図中の点線がほぼ掃流砂量を表わし，点線と実験曲線との縦距離が浮流砂量を示している。

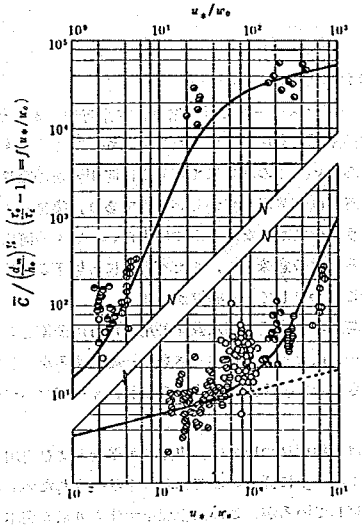


図　Laursenの図表f（U*/Wo）

（河川研究室）

1－21

河川敷の開放に伴う諸施設の治水に与える影響について　（50. 中国）

（質　問）

河川のオープンスペースを広く一般に開放するため従来河川において許可していなかった施設等の完備が要求されるようになった。これらの諸施設は治水上どの様に影響するのか，下記の事項につき具体的に教示いただきたい。

1）高水敷および堤防における植樹（高さ，位置，樹種等）

2）高水敷上の自転車道〔Ａｓ舗装〕（位置，路側の処理等）

3）砂場，池　（深さ，構造，位置等）

4）低水路における雑立木等の効果　（伐開すべきか）

5）低水護岸構造（階段式護岸，擬木や玉石による護岸）

6）もぐり橋および簡易なリクレーション施設

（河川管理課）

（回　答）

まず設問全体に対してのお答えは，

1. 昨近の都市化に伴うオープンスペースの需要増や，本来河川がもっている環境機能増進の面から，堤防を含めた高水敷の整備，利用が実施されているが，あくまでも治水機能を阻害しない範囲で実施されなければならない。その基本になるものは河川管理施設等であると考えられる。

2. とはいっても，本問の内容は非常にむずかしいものであり，実施しようとしている施設が構造令にしたがったものかどうかの判断はなかなかつけがたい。個々の河川の状態に応じてその判断は変化するものと思われる。その意味でも，また本質的にも以下の解答は，とても満足のいくものでないことを始めにおことわりしておく必要がある。

3. 私見になるが，本来の河川環境機能と高水敷を利用した河川公園としては，一方は自然，水辺との触れあいを基調し，一方はオープンスペースを第一義とする点に於いても，大きく差異があり，性急な河川公園化はさけたい。十分な治水上の検討，オープンスペース需要の把握を行って，実施していただきたい。

- 高水敷および堤防における植樹については，専用許可準則および河川改修事業関係例規準の「河川等の植樹について（案）」に詳しいので，これを参照されたい。なお堤防については，堤防定規断面内での植樹を禁じているが，これは管理不十分より来る樹木の枯死，それからの漏水，および風による倒木を懸念したもので，根が張って逆に強固になるといった利点をおさえている。この種の実例の有無については，情報を逆に輸入したい。

  なお環境上は是非木陰が欲しいものであり，可能な場合では側帯等の有効利用が望まれる。

- 高水敷上の自転車道〔Ａｓ舗装〕については，現在河川局と道路局の間で，調整を行い，近く公表される予定であるので概要に触れれば，原則として堤防上とし，やむをえずして高水敷に設ける場合は，堤防際は護岸がある場合，専用許可準則に則ったること，低水護岸近くは，護岸が

ある場合護岸天々高より５ｍ以上，護岸がない場合１０ｍ以上はなして作ること，また堤防に護岸がない場合は補装してはいけないことなどが規定されている。この他路側には芝を張る等のことも規定されている。

- 砂場，池については，高水敷土質にもよるが，現在施行されている程度のものについては，例えば４９年９月１日の多摩川および荒川の洪水の際にも局所的な洗掘は受けこそすれ，河川管理施設に対する支障はなかったようである。
- 低水路における雑立木等については，それこそ判断にお任せするしかないが，たいがいは支障にはなるまい。
- 低水護岸構造，階段式護岸については，いまのところ実例では水衝部をさけて作られているようであるが，あまり問題はないようである。コスト高ではあるが，夏の水浴場，花火のかんらん席などとして好評であり，活用がはかられてよいであろう。ただし，護岸には変りはないがある種のエコシステム破壊は避けがたく，やみくもな利用はさけたい（実例，長良川，淀川，愛媛県石手川）。
- もぐり橋については，本来有堤部についてはあまり好ましいものではないが，相応の渓流河川については，相応の検討を行って実施することは，はばかるまい。

（都市河川研究室）

1－22

堰の低水管理　（50.3 中国）

（質　問）

河口より１７Km地点，河床勾配 $1/2{,}000$ 程度の地点に２０ｍ程度の堰を設置したとき，

1）径間長２０ｍ程度のローラーゲートにより，ゲート開度約５cm～２０cmの低開度，Head差（$H_1 - H_2$）が３．５ｍ程度の状態において，放流を行なう場合，その時に起こる影響について

i）ゲートに生ずる振動は如何か

ii）振動が生ずるとすれば，堰柱及び付属設備に与える影響は如何か

iii）ゲート（$\ell = 20$ ｍ程度）の撓みは如何か

iv）そのゲート撓みがあるとすればその放流量の誤差は如何か

v）またゲートをある開度（たとえば5 cm）にセットしたいとき，そのゲート開度を正確にチェックする方法はいかなる方法がよいか　（岡山河川）

（回　答）

長径間ゲートの微小開度放流は，それによって生ずる現象ならびにその影響の予測が困難なため，これを避けるように計画することが原則である。これは，質問(1)および(2)に示される微小開度放流にともなう振動現象の推定およびその影響の予測が困難であり，この効果をゲートの設計において考慮できないことおよび実用上このような微小開度を正確に設定し所定の精度で流量調節を行なう

ことが困難なことによる。

したがって，質問の堰が現在計画中である場合には，ゲート規模について再検討すべきであって，ゲート半開放流が必要な場合にはゲート径間長を越流形式の放流が許容される場合にはゲート構造を再検討すべきである。また堰が既設構造物である場合には，放流試験を行なって機能を調査することが最良の手段であり，それによって流量調節限界あるいは構造の改良方法を知ることができる。

長径間ゲートを微小開度で放流する場合には，ゲートにあらゆる方向（前後，上下および回転方向）の振動が生ずる恐れがあり，どの方向の振動が卓越するかはゲートの構造，支持形式あるいはゲート下端からの流れの状態等に支配されるため，一般的な表示は困難であり，その把握は実物の放流試験によらざるを得ない。また，振動が生じた場合の堰柱および付属設備に及ぼす影響についても同様である。とくに，長径間ゲートでは流れの状態が横断方向に一様でなく，ゲートの動特性にはこの効果が顕著に現われるものと予想されるため，小径間の同種のゲートとは異なる性状を示すことに注意しなければならない。

ゲートのたわみは，水門鉄管技術基準第２章第２１条の規定により径間の$^{1}/_{800}$以下にすることが原則であり，長径間ゲートにおいては水密，構造安定，振動等に対して適切な考慮が払われている場合にはその最大限度を$^{1}/_{600}$に引上げてもよいことが示されている。

したがって，径間長２０ｍの場合の最大たわみは３ｃｍ強となることが予想される。しかし，このたわみはゲートに生ずる最大たわみであって，放流量の設定誤差に直接影響を及ぼす上下方向のたわみ量ではない。ゲート上下方向のたわみについては，実際の荷重状態を想定して算定することが必要であるが，ここでは放流量の設定誤差の概算値を求めるための試みとして，上下方向にこの最大たわみが生ずるものと仮定すれば，径間平均のたわみ量は２ｃｍ程度となるから，ゲート開き５ｃｍのときの放流量の誤差は約４０％，２０ｃｍのときの誤差は約１０％となることが推定される。しかし，これらの数値はあくまで概算値であって，ゲートの構造形式あるいは形状によって大幅に減少する性質のものである。

ゲートを微小開度に設定する場合のゲート開度のチェック方法については機械的に行なうことが可能であり，適切な検出機械を設置すれば所定の精度で読み取ることはできるが，ゲート本体を所定の微小開度に正確に設定することは容易ではない。これを行なうためには，ゲートの巻上げ速度を通常の場合より大幅に減速することが必要であるとともに開閉装置の設計に入念な配慮が必要である。

なお，ここではゲート形式をシェル構造の長径間ゲートと想定したが，ゲート形式あるいは規模（高さ）によってはこれらと異なる場合があることを付け加えておく。

（篠崎試験所）

ダム建設による河川の従前機能の水理的変化について　（50. 中国）

（質　問）

一般にダム建設を行うことにより，河道貯留効果の減少，洪水伝播速度の増大があげられており，河川の従前の機能維持をはかるためにその対応措置を操作規程で定めることとなっているが，これらの現象は水理的にはどのように証明されるべきか，

またダム下流部はダムの設置により，流速，洪水量，水位，到達時間等がいづれもダム設置前に比較し増大されると云われているが，ダム設置とこれらの流況変化に因果関係があるとすれば，水理的にどのように関係するのか，従前の機能維持のためにはどのように対処すればよいのか，具体的に指導願いたい。

（河川管理課）

（回　答）

発電，工業用水，上水等の利水を目的とする利水専用貯水池で，ダムが洪水吐ゲートを有する場合には，洪水時に河川の従前機能の維持のための操作が要求される。

これは，利水専用の貯水池が洪水時に単に利水の目的を満たすための満水状態を維持する操作を行えば，洪水の伝播を早めたり下流の洪水規模を増大させる恐れがあり，河川管理上好ましくないからである。したがって，この種の貯水池に対しては，ダムの設置あるいは操作にともなう人工的な災害（ダム災害）の発生を防止するために，洪水時には少なくとも河川の従前の機能を維持するような貯水池操作を行なうことが義務づけられる。なお，このような操作は実際にはダム洪水吐に設置されたゲートの開閉によって行なうこととなるので，ゲートを設置しない貯水池にはこの規制は適用されない。

河川の従前の機能としては，河道貯留の効果と洪水伝播速度とが問題となり，わが国の一般のダムサイトのように河床勾配が $1/1,000$ 程度より急なところではこれらの効果は近似的に次のように求められる。

$$\frac{\alpha Q}{\alpha t} + u\left(\frac{5}{3} - \frac{2}{3}\cdot\frac{A}{PT}\cdot\frac{\alpha P}{\alpha y}\right)\frac{\alpha Q}{\alpha x} = 0 \qquad (1)$$

ここに，t および x は時間，空間座標　u はその断面内の平均流速であって，n をマニングの粗度係数，i を河床勾配，R を径深として次式で与えられる値とする。

$$u = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \qquad (2)$$

また，Q は流量，A は流積，P は潤辺の長さ，T は水面幅，h は水深である。

この(1)式より洪水の伝播速度 ω は

$$\omega = \frac{dx}{dt} = u\left(\frac{5}{3} - \frac{2A}{3PT}\cdot\frac{\alpha P}{\alpha h}\right) \qquad (3)$$

と求められ，x－t平面上においてこの線に沿う洪水流量の低減はない（dQ＝0）ことがわかる。

これらは摩擦勾配の効果が支配的な河床勾配の急なところの洪水伝播の近似解であるが，わが国のダムサイトは一般に，この仮定を満たしかつ幅の変化も緩るやかであるのでこれらの結果が十分適用できる。

ダムの設置によって河道が貯水池に変化すると，河道の洪水伝播特性に支配的な影響を及ぼした摩擦勾配の効果が小さくなり，洪水の伝播速度も著しく大きくなる。この場合の伝播速度は解析的には有限な値として算定できるが，実用的には瞬時に伝播するものと考えてよく，貯水池上流端における流量をQin，下流端の流量をQout，水位をH，水位Hにおける貯水池湛水面積をArとして次式が成立する。

$$Qin - Qout = Ar\frac{dH}{dt} \qquad (4)$$

ここで，dH/dt＝0すなわち定水位制御を行なえば，Qin＝Qoutとなり，ダム下流には貯水池区間（湛水区間）の洪水伝播に要した時間だけ短縮されて洪水が伝播する。したがって，河川の従前機能を維持するためには，洪水吐は湛水区間が河道であったときに洪水伝播に要した時間だけ放流を遅らせる操作が必要になる。

この場合，河道では前述のように洪水伝播にともなって洪水流量の低減はないものと仮定できることから，実際の操作は Qout(t)＝Qin(t－t_0)(t_0＞0)（ここに Q(t)は時刻tの流量Qを表わす）となる。このt_0は貯水池が河道であったときに洪水伝播に要した時間であって，湛水長をLとして次式で求められる値である。

$$t_0 = \int_0^L \frac{dx}{\omega} = \int_0^L \left\{ u\left(\frac{5}{3} - \frac{2}{3}\cdot\frac{A}{PT}\cdot\frac{\alpha P}{\alpha h} \right) \right\}^{-1} dx \qquad (5)$$

また，このような時間遅れt_0の操作を行なうためには，

$$Qin(t) - Qout(t) = Qin(t) - Qin(t-t_0) = Ar\frac{dH}{dt} \qquad (6)$$

となり

増水期　dQin/dt ＞0　では　dH/dt ＞0

減水期　dQin/dt ＜0　では　dH/dt ＜0

となるため，利水専用貯水池といえども河川の従前機能の維持のためには洪水調節容量が必要になる。

なお，(5)式により求められるtoは一定値ではなく貯水池水位および洪水流量の関数となるが，予め計画対象とする水位および流量を定めこの状態に対して満足するように決定しておけば通常の場合は満足できるものと考えられる。

ダムの設置にともなってこのようなゲート操作を行なう場合には，ゲートの操作間隔あるいは流量調節（増減の操作）の程度が問題となる。この問題は，利水，治水を問わずすべての貯水池に共通する問題であって，自然河道では洪水流量の増減は連続的かつ滑らかに推移するのに対して，人

為的なゲート半開放流では不連続かつ段階的に実施せざるを得ないことによる。このために，ダム直下流のある限られた区間では，洪水流が段波状に伝播することになり，洪水がある水位から次の水位に急激に変化する結果となる。

このような段階的な流量の増減はゲートの操作上やむをえないものであるから，実際の操作ではできるかぎり，この差を少なくするように放流することが必要であり，標準操作規程にも，この許容限界に関する規程がある。

なお，この場合，段波状になって伝播するとしても，この伝播速度は(3)式に示される値と同程度であり，摩擦の影響により急速に低減する性質のものである。また，河道の流れ自体も摩擦勾配の支配的な流れであるから，ダム設置前と比較して，流速，水位あるいは到達時間等が増大あるいは短縮される性質のものではない。

（篠崎試験所）

1－24

河口閉塞と継続流量について

（50. 中国）

（質　問）

河川維持流量の決定要因の一つに河口閉塞があるが，この「流量と河口幅」の関係についてお願いしたい。

（鳥　取）

（回　答）

設問の主旨は維持流量の問題ではなく，河口閉塞に関連して，流量と河口幅の関係を論ずることにある。

平常時の河口砂州変動を支配する主要な要素は，波浪（波高，同期，波向），海底勾配と河口付近の地形，底質の粒径，漂砂量とその方向，潮位変動，平水時の流量，入退潮流，洪水の頻度とフラッシュの程度，河口付近の河川流の蛇行，塩水の遡上状況，河口からの流出土砂量（洪水時および平水時），飛砂および人工要素（構造物・維持しゅんせつ，砂利採取）など，非常に多く存在する。これらの要素の間には従属関係にあるものもあるが，時間的に独立に作用するものもあり，砂州消長の現象を複雑にする。しかも，これらの作用によって引き起される現象は非線型であり，一般に，二変数あるいは三変数相関はよくない。ただし，場合によっては単純な関係が実測資料により明らかにされている河川もあるが，それぞれ，それなりの理由が存在するわけで，同様の手法をただちに，他の河川に適用できるというものではないことに留意する必要がある。

以下，処理工により積極的に河口の維持を計っていない場合について，砂州の変動特性の一般的事項について考えてみることにする。

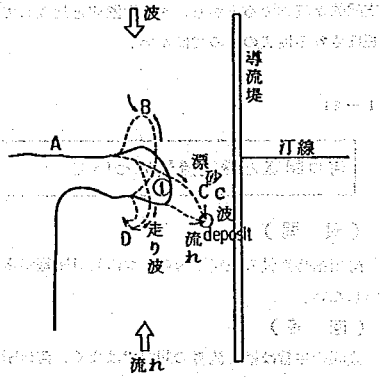
(1) 河口砂州の発達

洪水により，河口砂州がフラッシュされた後の状態から考察する。洪水によりフラッシュされた砂は，短かい出水期間中に遠く沖合い迄運搬されることは少い。一般に，掃流砂は舌状に前進し，ステップが形成される。浮遊砂は密度流効果により，広い範囲にわたって掃流砂の場合よりは

沖に沈積する。ウォッシュロードは河口流出流にのって，さらに遠方迄輸送される。これらは，河口付近の蛇行流，砂州の侵食の度合，沿岸流および波などの影響を受ける。

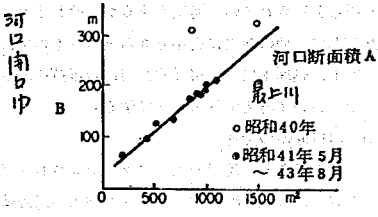
河口砂州の発達は洪水終了直後から始まる。それには大別して二つの形態がある。三次元的なものと三次元的な砂州発生の仕方である。初期の段階では，洪水後の河口前面の浅瀬が，波によって，再び河口に押し戻される現象が卓越する。これは波の条件に関係し，時間スケールの短かいことが特徴である。砂の移動は主に河線に直角方向で，二次元的な砂州発達に近似される。

二次元的砂州発達が落着くと，三次元的な発達が顕著となる。これは河口水深がある程度深い場合に現われる。砂州発達の仕方は，砂州を回る漂砂が砂州を延長し，流れと砂州を回る波の力が釣合う所（流速が遅くなる所）に砂を堆積させることにより砂州が伸びるというものである。図－1に示すように，波が強いと州は河口内に入り込み，流れが強いと海側に延びる。特に波が強いときには，砂州の1点を削り取り，河川側の奥まで入る回析波によって砂州はD型のような鎌型になり，開口部を広げることもある。流れが強いときには波は河口内に入れず，州を削った土砂はB型のように堆積する。波と流れがうまく釣合うとC型のように州が延びる。



図－1　三次元砂州の発達

この場合，海水と淡水の密度差による塩水くさびの影響は大きい。特に海水がくさび状に河道内に侵入している場合には，河口では表面流速が速くなっていることに注意を要する。三次元砂州の場合，河口幅が小さくなる時河口水深が変化しない。図2に最上川の例を示す。この場合，最深部の土砂はほとんど動かず，走り波による側面からの補給砂だけで河口幅を減少していく。特に裏日本の大河川は毎年決まって来る融雪出水によって春先に断面が大きくなり，秋期，冬期の季節風による波高増大によって河口幅が小さくなるため，この傾向が顕著である。このような河川は最上川，江の川，米代川，荒川，阿賀野川等で見られ，大平洋側でも旧北上川，川内川などで見られる。このような状態の河口変化を持つためには，河口水深4 m以上が必要なようで，上述の河川はすべて水深4 m以上となっている。



図－2　河口開口幅

二次元的砂州の場合は，平衡海浜に近づく方向で変化する。この場合は波によって砂が打上げられ，波の打ち上げ高さまで砂州高が高くなる。砂州先端部では砂州を乗り越える波により土砂が流れによって先端部に堆積する。対岸で流れによって侵食されるような場

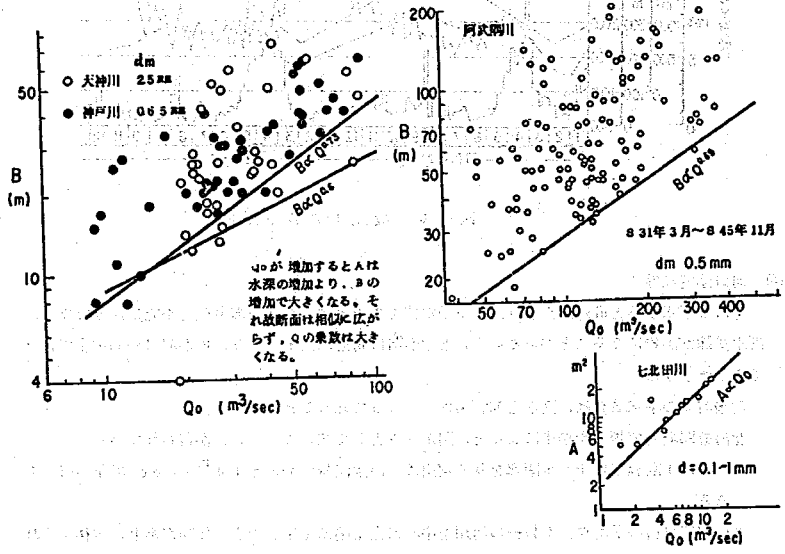
合には，河口位置の急激な変動が生じることがある。

二次元砂州か三次元砂州かの判断は，現地踏査，川幅，河積関係図，河口砂州変遷図により行なうことができる。

(2) 開口幅と最狭部断面積平衡状態を取扱う必要があるが，その定義がむずかしい。

開口幅・最狭部断面積を調べる場合，まず始めに対象河口の波および河川流に対する応答の時間スケールを調査する。二次元的砂州ができる場合にはその応答は早いが，三次元的砂州の場合は遅い。つまり二次元的砂州の方が，波と流量に応じた平衡状態に移行しやすい。

図－3，図－4および図－5は，河川個有流量Q_0と開口幅Bおよび道水断面積Aとの関係を示す。



図中の下限線は，波が大きくても流量によって維持しうる河積を示し，両対数紙上では直線となることが多い。この図を作成する場合，洪水時の資料は入れないようにする。

山本によれば

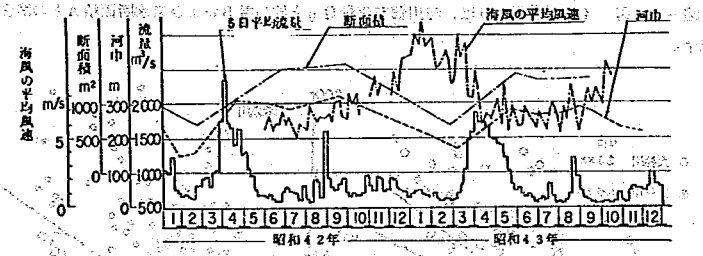
$$B \propto Q_0^{0.6 \sim 0.7}$$

$$A \propto Q_0^{1.0 \sim 1.2}$$

になることが多い。

流量による断面積の増大は，水深より川幅の寄与率が大きい。それゆえ，断面は相似に拡がらず，流量の乗数は大きくなる。

なお波や河川流による動的な河口状態を知るためには単に，川幅，流量，波，風等の資料を単相関的に図化しても，対象河川の実体を把握することはできないことが多い。それには，各資料を時系列的に並べ，これを同一図面に描くことによって，河口変動が何によって支配されるかを知り，河口変動の速さをかなり明確にすることができる。



図－6　最上川の砂州変動

(3)　河口閉塞限界

河口が閉塞すると砂州上流水位は砂州頂水位まで上昇することがあり航行不能ばかりでなく，内水排除が困難になることがある。また悪水が河口付近にたまったり，魚が河口から遡上できなくなったりする。

対象河川の閉塞限界は，流量と河幅関係図によって知ることができる。

北海道開発局で調べた結果によると，閉塞限界として次のようなことが言われている。

1）年に1回程度以上完全閉塞をみる河川は，渇水流量がおよそ10 m^3／sec 以下の河川である。

2）河床材料の平均粒径が数㎜の河川を中心に完全閉塞を生じやすい傾向があり，粒径がそれより小さくても大きくても完全閉塞を生じにくくなっている。

3）計画波高と河床材料平均粒径の比で5,000　程度に，完全閉塞をみる河川の上限がみられる。

4）瀬戸内海や湾等で波浪の小さい海岸に開口する河川には完全閉塞はみられない。

（河川研究室）

海岸事業の離岸堤テトラポッドの大きさについて　（50. 中国）

（質　問）

皆生海岸では，離岸堤を汀線から約１００～１５０mの位置に設置し，効果をあげている。この離岸堤の位置は水深４０～４５mで，理論的には砕波後の波は０７８Hから，設計波高H＝３５mとし，ハドソン公式よりブロック重量を求めた。W－１０５tの計算結果となるが，安全性を見て現地では１６tのテトラポットを使用している。

しかし，昭和４９年９月に，離岸堤の崩壊状況を調査したところ，離岸堤1基９１０個使用のうち約２００個が，また飛散の最大距離２５mがあり，かなり散乱している状況である。

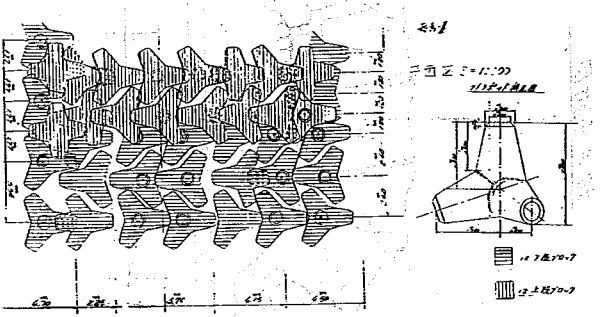
以上のことからブロックの大きさ，離岸堤の断面構造など今後の維持管理面にも問題が残されている。

妥当なブロックの大きさはいくらか教示願いたい。

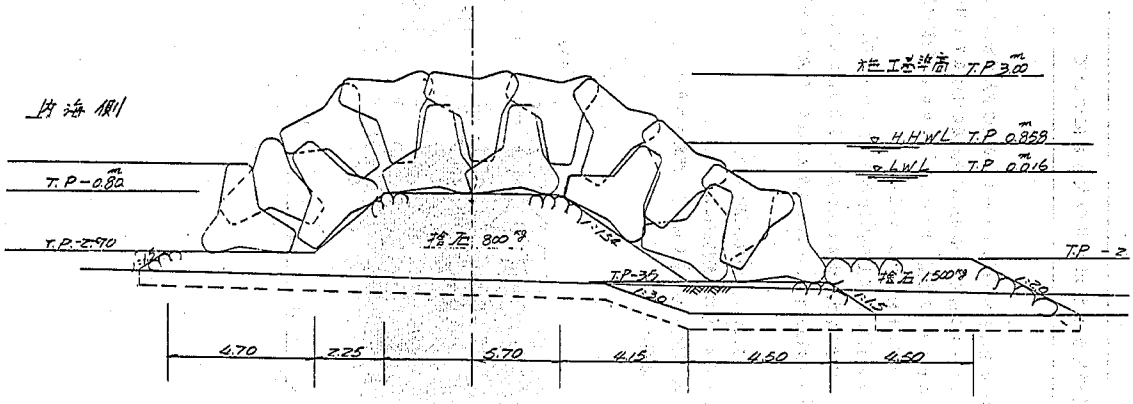
（注）　Ｓ４５年１月３１日の台湾坊主による

観測地点（汀線から７００m沖）　波高＝６０m

沖浪　　波高＝４５m



標準横断図



内海側
T.P-0.80m
T.P-2.90
柜工基準高 T.P 3.00m
H.H.W.L T.P 0.858m
L.W.L T.P 0.016m
T.P-2
捨石 800kg
捨石 1,500kg
T.P-3.5
1:1.5
1:2.0
1:1.5
1:3.0
4.70
2.25
5.70
4.15
4.50
4.50

（回　答）

波の作用に抵抗するブロックの安定重量については一般にハドソン公式が用いられているが，この公式は一定勾配の斜面上におけるブロックの安定重量を求める場合に使用すべきである。すなわち比較的急斜面にブロックが積まれ，各ブロックは上下左右のブロックとかみ合い，しかも上部からのブロック重量によっておさえつけられた状態にあり，したがって下部が移動しないことが必要である。一方離岸堤のブロックを考えてみると，法面に存在するブロックはこの条件を満足しているが，法肩や法尻のブロックについては上部又は下部にブロックが存在せず不安定な状況にある。これまでは適当な公式がないためにハドソン公式を準用してきたが，法肩や法尻部のブロックでは経験的に重量を割り増す必要があろう。十分な資料がなければ模型実験などによる検討を行えばよいであろう。この他に公式の適用に関しては，離岸堤の前面の水深が浅い場合入射波は沖で砕波するために，前面で存在できる波の波高が安定計算の波高として採用される。この波高は前面水深や海底勾配によって決まるが，大きな波の来襲する場合には洗堀によって前面が深くなり，入射波高も大きくなる。したがって設計では一応洗掘量も予想して，波高の設定を行なわなければならない。

（海岸研究室）

1－26

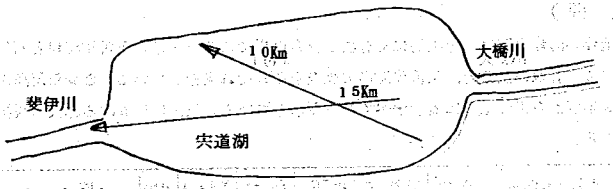
湖岸堤の水理的機能と環境とのバランスある構造について　（50. 中国）

（質　問）

宍道湖においては，下記のような湖岸堤の計画をしているが，環境とバランスを考えた上で，波浪の減衰効果を期待できる構造はどんなものがあるか。表法勾配を緩くすることはどの程度の効果があるか。

又，宍道湖のように水深の浅い湖での，波浪の考え方について御教示願いたい。

（計画概要）



計画高水位　＋２５０ｍ

計画築堤高　＋３５０ｍ

浅海域の有義波高をＭｏｌｌｉｔｏｒ 法で求めると

風速２５ｍ／ｓ の場合　Ｈ１／３ ＝ １５２ｍ　（Ｆ＝１５Km）

宍道湖の水深　最大　約６ｍ

平均　４５ｍ

（出　雲）

（回　答）

湖岸堤によって湖水の堤内への侵入を波による越波を防止する場合に，その構造としてはいろいろなものが考えられる。波浪の減殺効果を中心に考えれば直立堤防で波を反射させるものと，緩傾斜または小段を設けた堤防で波を砕けさせるものがある。堤防にうちあげる波の高さは堤防ののり勾配が直立から5分，1割と緩くなるにしたがって増加し2割で最大となり，それより緩くなると減少する。3～4割より緩くなれば直立堤よりうちあげ高は低くなる。小段を設ける場合にはその高さおよび長さが問題となるが適当な寸法を選べば効果は十分ある。高さとしては水面より高いものが，また長さとしては堤防前面での波長の $\frac{1}{4}$ 程度あればよいであろう。堤防付近の空間はいろいろな形態で利用されており，それらの利用を阻害しない構造が望ましいが，一般には直立堤の大きなものは景観も悪く，種々の利用に不便である。したがって具体的に現地の状況を十分調査し，環境に合う緩斜面形式のものを数種類考えて，それらについて必要とする高さを次のような方法で求め，各案の比較を行なうのがよいであろう。

まず入射波については実測値があまりないと考えられるので風によって波浪推算を行なう。これは近くの風の観測資料をもとに風速を決め，その風によって発生する波を水理公式集（46年改訂版）の図－1.5（486p）によって波高と周期を求める。堤防への波のうちあげ高については海底勾配，堤防の前面水深，堤防のり勾配と入射波の波高，周期から求める。堤防前面水深が浅い場合にはうちあげ高は堤脚水深によってほぼ決まり，水深を浅くするほどうちあげ高は低くなる。ブロックなどでうちあげ高を低くすることも可能であるが，ここでは波もあまり大きくならないし，また景観もよくないために用いない方がよいであろう。

（海岸研究室）

1－27

侵食海岸対策としての施設計画と階段式傾斜堤について　（51. 北陸）

（質　問）

北陸地建の海岸事業は，全国的にも有数の侵食海岸である富山県の下新川海岸と石川県の松任，美川海岸で調査及び工事を，又新潟海岸で調査をそれぞれ実施している。なお新潟海岸については昭和52年度から直轄工事に着手すべく予算要求している。三海岸における施設の現況は次表のとおりである。

	要防護延長	直立堤	消波工	副堤	斜堤	離岸堤	突堤	摘要
	m	m	m	m	m	m	基	
下新川	16,465	12,646	12,646	2,319	2,620	135	31	
松任美川	12,706	12,183	4,151	—	143	24	—	堤防は農林分306m含み S.52から直轄工事の予定
新潟	7,980	3,020	5,045	—	—	0.3	—	堤防は，農林分1,620m含み

上表からわかるように，当地建の担当海岸のほとんどの区間に直立堤が設置されているが，海岸は本来白砂青松が理想であり，できるだけこれに近い施設計画を検討する必要がある。近年特に生活の場として，レクリエーションの場として海岸環境の改善が要望されていること又，侵食対策としても反射波の少い堤防構造が有利であることなどから直立堤と階段式傾斜堤の功罪について，ご意見をお伺いしたい。

また，新潟海岸のような現在無堤の砂浜海岸に新しく施設を設置する場合，堤防施設そのものが侵蝕を助長する結果となることがあるとも言われている。この点も含めて，新しく施設計画を進める上でのアドバイスをお願いしたい。　　（河川計画課）

（回　答）

海岸堤防の形式すなわち直立堤にするか傾斜堤にするかは，波浪や地盤などについての自然条件，海浜の利用などの社会的条件，工費などの経済的条件を考慮して決定しなければならない。海岸堤防の第1の機能は陸上への海水の侵入を防止することであるが，これは直立堤でも傾斜堤でも必要とする高さを有していればその機能をはたすことができる。ただ直立堤の場合に必要な高さと傾斜堤の場合に必要な高さはなり，直立堤に比較して傾斜堤の勾配が2割の場合には堤防は高くする必要があり3割よく緩くなると低くしてもよい。

しかし堤防の周辺海岸に与える影響については同じではなく，直立堤の場合には入射波を反射する形式であるために反射波が大きくなるが，傾斜堤の場合には斜面上で砕波するために反射波はほとんど生じない。また堤防前面における洗掘や沿岸漂砂量は直立堤であると乱れが生じ多くなる。

構造的には直立堤の場合には重力式になる場合もあり一般的には基礎に作用する単位面積当りの荷重は傾斜堤に比較して大きくなる。

海岸は越波を防止するためばかりでなくレクレーションや漁業などにも利用されている。汀線付近の海浜は海水浴や，つり，網干し場，生物の生息，海水の浄化作用などの働きをするので，汀線付近の砂浜の幅が広いほどこれらの目的に利用することができる。直立堤の場合にはこのような利用はかなり阻外される。

一方工費については直接堤防を建設する費用と土地の買収費に分けられよう。傾斜堤の場合には必要とする面積が直立堤に比較すると数倍にもなるために一般には全体の工費が直立堤よりかさむことになる。海岸堤防を造る場合にはその陸上部が重要な価値を有している場合がほとんどであり，陸上部を堤防用地として利用するのが困難な場合が多い。現在，勾配の緩い傾斜堤があまり造られていないのはこのような理由によるのであろう。しかしさきにも述べたような利点を傾斜堤は有しており，工費がかかってもそれに見合うものがあれば傾斜堤は採用してもよいと考えられる。ただ下新川海岸のように沿岸方向の漂砂量の釣合が崩れたために侵食が生じている場所では傾斜堤にしても侵食を止めることはできず，侵食対策のための工事を合せて行なうか，侵食された場合の対応策についてあらかじめ検討しておく必要がある。

現在無堤の場所に施設を計画する場合には，そこの自然条件とともに施設の目的を明確にする必要があろう。侵食対策として計画する場合には堤防のみでは不充分で離岸堤や突堤などの防止工法も考慮する必要がある。また海浜は安定しているが越波を防止する必要のある場合にはさきに述べ

た直立堤と傾斜堤の特性を考慮して計画を行えばよいであろう。長期的に見た場合には安定であっても海浜は季節的に大きく変動しており，海底地形の変化も考慮して堤防の位置などを決定すればよい。また堤防の形式としても階段式傾斜堤の他にのり枠にぐり石を詰めたような形式なども考慮の対象となろう。

表－1　直立堤と傾斜堤の比較

項　目	直　立　堤	傾　斜　堤
機　能	波を反射する。	斜面上で砕波させる。
うちあげ高	入射波と堤防の設置水深によって変化する	入射波，堤防設置水深の他に斜面の勾配が関係する。 1～2割の勾配では直立堤より高くなる。 3割より緩くなると低くなる。
波　力	衝撃力が作用する。	直立堤より一般に小さくなる。
地盤支持力	荷重が大きくなるため地盤の堅固な必要がある。	直立堤に比較して小さい。
洗　掘	大きい。	傾斜が3割より緩ければ小さい
堤防用地	小	大
堤体土砂	小	大
海浜の利用	阻害される場合がある。	阻害されることが少ない。

（海岸研究室）

1－28

急流河川における堤防構造の再検討について　（51. 北陸）

（質　問）

北陸地建所管の河川数は１５河川であるが，このうち常願寺川，黒部川等約半数の河川は河床勾配が1／200 以上の急流河川である。

このような急流河川では，洪水時には土石流に近い巨大なエネルギーに対応するため

ⅰ）巨大水制の設置　　ⅱ）控提のある霞堤方式

ⅲ）堤防断面の拡大　　ⅳ）堤防天端までの護岸

Ⅴ）裏護岸

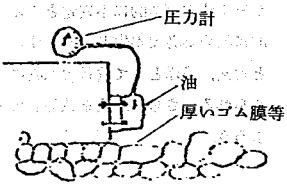
等の堤防補強を行っている。

このように補強された堤防であっても昭和４４年８月出水では黒部川の福島地先において堤防天端より約１ｍ低い水位で破堤し，更に控堤をも破り扇状地に氾濫し，氾濫水は再び本川には戻らなかった事実がある。

このことに鑑み，昭和５１年度から河川事業調査費をもって水害危険度調査として黒部川において堤防，水制等へ加わる流水エネルギーの測定，堤防欠壊機構の解明，危険箇所の予測等を行ない，更に，これらの結果を堤防，護岸，水制等の構造設計に反映させたいと考えている。

1）昭和５１年度は，黒部川において洪水流のエネルギーを測定する機器の開発を実施することとしており，図のような測定器を考えているが，このような測定方法で良いかどうか。また，今後の調査の進め方についてお伺いしたい。

2）また手取川等においては河床低下が進み，河積は十分あるが護岸根固が浮き上がり，危険な状態になっているところも見られ，洪水前後の河床変動を調査のうえ根継工等の対策を計画している。



今後ダム等による流送土砂量の減少が予想され，更に河床低下が進むものと思われるので有効な対応策を検討する必要がある。

この対応策について，考え方，調査方法，工法などについて合わせお伺いしたい。

（河川計画課）

（回　答）

1. 水制や根固工など流水中の物体に作用する力の要素には，(a)形状抵抗，(b)揚圧力，(c)表面摩擦力，(d)浮力，(e)河床面との摩擦力，(f)重力，(g)かみ合わせ連結にもとづく抵抗力，(h)転石による衝撃力，などを考えればよい。調査の計画によれば，物体（根固工）に作用する圧力を測定するようになっているが，圧力測定から得られるのは上のａ，ｂのみの情報で，しかも物体の全表面積で測定する必要がある。図示された圧力測定法では動圧などを原理的には測定可能であるが，(i)受圧面が物体の一部に限られている，(ii)受圧面の変形による形状抵抗を大きく受ける可能性がある，(iii)流向に直角方向に受圧器を向けることが困難，(iv)転石の衝撃力を測定できない，(v)転石衝突による受圧面の保護が困難，(vi)圧力伝達管の保護，圧力記録方式に難しい点がある，などの問題点が実施にあたって出てくるものと思われる。現時点では測定された圧力を当面の設計計画に反映させる方法論が不足している点から考えて，つぎの代案に検討の余地がある。すなわち洪水時の航空写真やレーダー式流速計によって表面流速を解析しこれを底面流速とみなし，また抵抗係数の値を仮定して，間接的に根固工にかかる流体抵抗を算定できる。複雑な形状のブロック類の抵抗係数や揚力係数は正確には実験によらざるを得ないが，ブロックの転動とか滑動を上記のａ～ｈを総合して評価する方法として，ブロック移動の実物実験を現地河道で実施することが考えられる。

こうした調査に平行して根固工などの損壊がその基礎部分の洗掘による場合が多い（上記の項目ｆに相当）から，洗掘形状と根固工機能損障の程度の実態調査が基本的に重要になるであろう。

2. 急流河川は土砂生産量，運搬量が大きく，従来河床上昇に対する治水工法がとられてきた。したがって河床低下に対する治水技術にはまだ無経験のものが多く，一方流れの破壊力は依然大きいので，周到な調査と慎重な対応が望まれるであろう。河床低下にともなう対応策，調査方法，

採用する工法などの治水技術の確立への道は従来の経過からみて結局，これまで急流河川を治めてきた治水と集積された工法の中にあるのでないか。

河床低下にともなう対応策の調査目標として，まず当該河川の河床低下量の長期的な見通しが肝要となる。この目標達成のためには多方面にわたる調査が要請される。採用する工法や工作物等の計画の方針はこの見通しによる。河床低下量が比較的僅かであれば護岸や根固工の根継を考えてゆけばよい。しかし大きい河床低下量が予想される場所では，洪水流の横侵食の激しさと，根継工法が構造的に不安定となる要素が多いことから考えて，根固工を含んだ護岸の構造を抜本的に改める必要が生じよう。すなわち，従来のブロック張り護岸は転石等の衝撃には耐え得ないと考え，護岸として重量で水流に抵抗し剛な構造をもつ一体として機能する法護岸への改良が考えられる。さらに流速を減勢して転石の衝突を防ぐ形式の根固工（根固水制）で補強する必要があろう。

（河川研究室）

1－29

土砂生産から河口流出に至る土砂動態のコントロールシステムについて

（51. 北陸）

（質　問）

土砂生産から河口流出までの過程においては，谷・山地河道には流送や調節機能があり，また砂防ダム，治水・利水ダム等による影響等もあって総合的な土砂コントロールに関するシステムを確立する事が困難である。近年，様々な施設の設置に伴い下流域の土砂被害は軽減されつつあるものの河床の著しい低下に伴う二次的な被害（護岸の洗掘，地下水の低下，海岸侵食の助長等）が発生しつつあり骨材資源の枯渇と相まって，その影響は深刻である。これに対処する方法として総合的なコントロールシステムを確立する必要があるが，これらに関する事例があったらご紹介願いたい。又河床変動計算式は種々提案されているか急流河川に適応性の高いものは何か，アーマリング効果の評価方法，浮遊砂公式等についてもご教授願いたい。

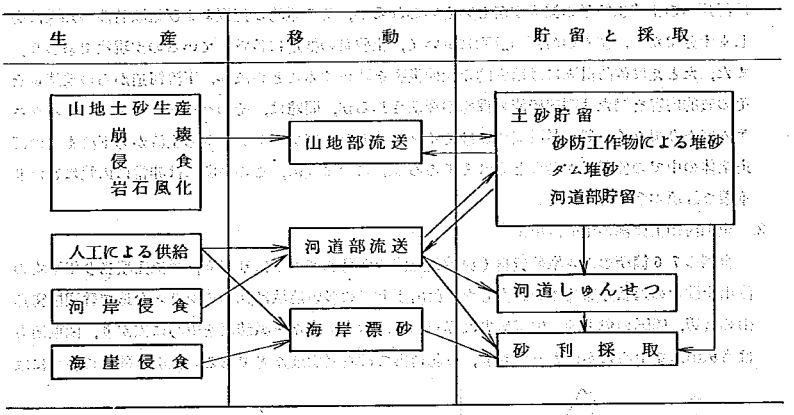
（黒部工事）

（回　答）

土砂動態のシステムは土砂生産，移動，貯留および採取で構成され，そのアウトラインは図－1のようである。

このうち，人工による供給には，耕作による土砂供給およびトンネル掘削に伴うズリの供給などがあり，図－1には記載されていないが，火山噴火に伴う降灰なども場合においては含まれるであろう。このようなシステムは次の段階で，土砂の量的および質的な内容が問題とされる。質的内容とはたとえば粒度分布，比重および強度などを指す。そして，それぞれの量および質の平面分布特性と時間分布特性が検討されなければならない。さらに，このような土砂動態のシステムを完成させるためには，モデル解析，あるいはその手法，検討，および社会，経済，環境上の諸問題との調和

ということについて十分な考察がなされなければならない。河川における水系を一貫した土砂動態に関する研究の重要性については言及するまでもないが，非常に大きな問題を包含し，かつ難解である。いまはまだ，その緒についたばかりであり，基礎的な資料を整備する段階において，十分な成果が得られるに至っていない。もとより，土砂動態のコントロールシステムに至っては，実際に完成されたものはないといってよいであろう。しかしながら，断片的な調査・検討例は集約されつつある。中部地建では，天竜川において大規模な土砂動態の調査を行い，その成果がまとめられる



図－1　土砂収支の主要素

段階に至っており，* 多大の期待が寄せられている。その成果に基づけば，精度のよいシステムの検討に入ることが可能となるであろう。また，土木研究所では，特別研究として，河川生産物と収支について検討を行っている。

今回は，設問に対する十分なる解答にはならないが，コントロールシステムを考察するうえに必要な問題点および土研における研究成果の一部を参考のため記しておくこととする。なお，土砂流出をコントロールする手法としては，砂防堰堤，穴あきダム，ゲートダム，排砂水路，エンプティダムおよび人工調節などがあるが，一例として，エンプティーダムについて説明する。

1. 技術上の問題点

上流における土砂生産から河口流出までの土砂輸送の過程を考察し，それをコントロールするシステムを検討するに当り，次の各項目が問題となるであろう。

a．単位面積当り，年平均土砂生産量とその分布特性

b．生産土砂の粒度分布

c．ダム堆砂量と粒度分布 ── 流送特性の把握

d．土砂流出量の経年変化と確率評価

e．土砂生産と土砂流出を支配する要因分析

f．それぞれの河道区域における適正土砂供給量とその粒度分布

g．河口への適正土砂供給量

h．河床材料の採取可能量

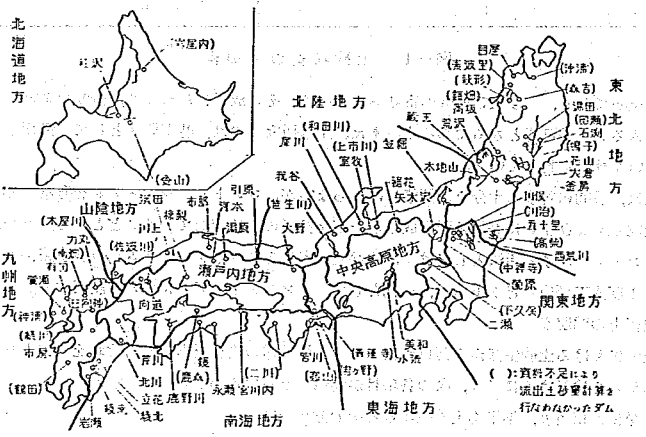
i．土砂動態を中心とした水系一貫の総合的河道計画の位置づけ

j．土砂動態のコントロールシステム

河川上流部における土砂流出量は，流量と共に河川水理現象の重要なインプットである。近年は河川への土砂供給量の減少が著しいといわれるが，その量的な把握および地域特性の知識は必しも十分でなく，個々の河川の計画において，土砂量の推定に苦慮しているのが現状であろう。また，たとえば砂防計画には地先的な土砂災害を防止することのほか，下流河道からの要請量をその質的内容を満たす調節機能の保持が要求されるが，問題は，そのハードなコントロールシステムばかりでなく，質・量両面におけるインプットおよびアウトプットの上流から下流までの河道全体の中での位置付が必要とされるであろう。このように，この命題には非常に広範にわたり重要な課題が多く含まれる。

2. 全国河川上流部の土砂流出量**

全国の７６箇所のダム堆砂資料（流域最上流の多目的ダム）に基づき，単位面積当り年平均の流出土砂量の地域分布特性を調査した。流出土砂量の多い地域は九州のシラス台地で韓国岳霧島山の近辺，四国の剣山地，中部地方は赤石山地，木曾山脈など諏訪湖を中心に広がり，関東地方は帝釈山地を中心にかたまっており，東北地方では真昼山地などである。流出土砂量の多少には

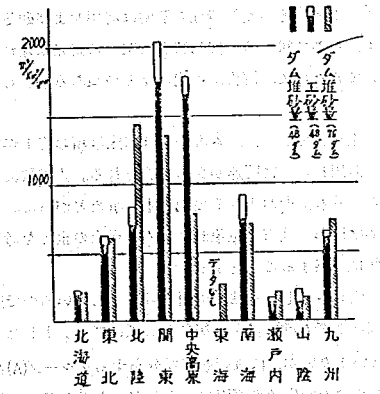


図－２．ダム分布と地方区分

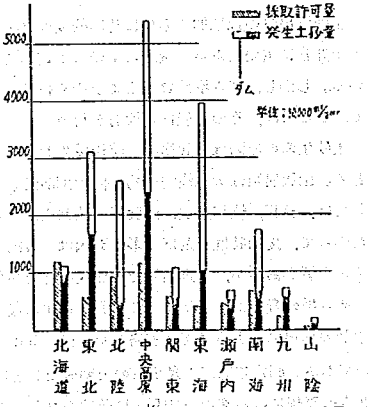
* 原，長沼：天竜川土砂動態調査について，建設省技術研究会Ｓ．５１

** 須賀，島貫，徳永：流出土砂量の全国分布特性，土木学会年講Ｓ．５１

気候地形および地質上の影響が全て含まれていると考えられる。地形・地質を問題にするとき，地殻構造線の影響が考えられる。堆砂量に関する限り，構造線付近が特に多いということはないが，ダム堆砂資料によると，ダムによる補捉率を考慮して求めた流出土砂量は構造線付近の方が多くなっている。これはダムに補捉されない細かい土砂量が多いということである。このような地質の影響や，地形および気象特性をすべて含めたものとし，図－２の地域分野を行い，各地域の大略の平均的な流出土砂量を求めると図－３のようである。当然のことながら，各地域内での個々の河川における流出土砂量が問題とされる場合にはその影響を別途考慮する必要がある。資料数による影響は図－３から，九州・山陰・瀬戸内・南海・東北・北海道ではないが，北陸・関東・中央・高原では



図－３　地域別の堆砂量と流出土砂量



図－４　地方別土砂採取量・発生土砂量

多少の差が生じている。これは，資料７６のうち補捉率の計算を行うことができた４８資料の堆砂量に関する比較結果であるから，もとより流出土砂量についての正確な検討を行ったものではない。したがって，このような地域別の流出土砂量が全く的を射た方法とはいいきれないが，実情の一端を説明するものとみなすことはできよう。

図－４は各地域の河川土砂採取量（許可量）と比較したものである。砂利・砂の採取許可量は，昭和４８年度の資料を用いたが，経年的な変化はあまりない。全発生土砂量は各県別の平均の流出土砂量に山地面積を乗じて算出した。これより，採取量と許可量との差は最近ではあまりなくなっているといわれているが，北海道・関東・瀬戸内・南海および山陰地方では，河道に出てくる量と採取量とがほぼ見合っている。このことから流出土砂量の計算結果の有意性が判断されるであろう。

流出土砂量を考察するにあたり，主要因として気象・地形・地質を念頭に全国を１０地域に分割し，年平均の単位面積あたりの流出土砂量を求めて，河道計画上の資料を作成した。計算結果によると全国の年平均全発生土砂量は207,600千m^3，ダム堆砂量61,900千m^3である。したがって，河道への流出土砂量は145,700千m^3で，全発生土砂量の約70％である。なお，文部省研究班[***]において

もほぼ同様の結果が得られている。現在の貯水ダム数は400余りで，今後さらに140程度のダムが近く建設されるとすると，現時点における流出土砂量の減少とその影響および将来の変化について，河川技術者は十分なる認識を持つ必要があろう。流出土砂量は重要な基本量であるので，今後の詳細な調査，たとえば，粒径別の流出土砂量および出水毎の調査などが切望される。なお，今回影響要素として，流域面積，地形の起伏量とその比，平均斜度，平均標高，河床勾配等の地形因子，地質と地被状態等の地質因子および降水量（年間総量，降雪量，大雨連続雨量等）および洪水流量などの水文・気象因子などをとりあげ相関関係を調査したが，土砂生産とその流出は単純相関によって表現しうる現象ではないことが重ねて明らかにされたことを付記しておく。

3. 流出土砂量の年変動特性****

土砂流出量の地域的ならびに時間的変動は小さくない。その変動特性の解明は河川および砂防計画上非常に重要である。量的なものに限定しても，ここで扱う時間変動特性に関する研究は遅れている。しかし，ダム堆砂資料もようやく蓄積されてきたので，解析が可能になりつつあると思われる。ここでは，その可能性の検討を行う。

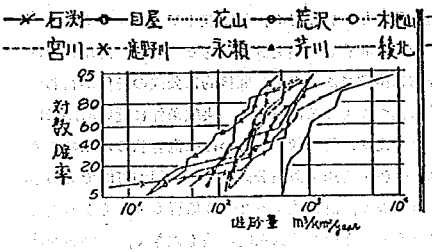
土砂生産の原因は山腹崩壊，河岸侵食および人工要素であり，ダム堆砂には河床堆積の流下が加わる。山腹崩壊は大規模間欠的，他は雨量-流量と河川長などに関連があると思われる。人工要素としては，林相，焼畑農法，山腹工，流路工，ダム，砂利採取およびその他土木工事などがある。したがって，変動特性に及ぼす影響要因は一般的には地形・地質・気象および人工要素の全てを考慮する必要があるが，特定地域では気象条件を主体に考察することとする。

ダム堆砂資料は１０年以上の資料を有する最上流ダムとし，手法の検討を目的としているので貯水池の捕捉率による補正は省略した。図－５は個々のダム堆砂量を単純に確率紙にプロットしたものである。測定年数が不足するので明確なことはいえないが，ほぼ対数正規分布するグループ(A)と２本の直線にのるグループ(B)とに分けられる。これは土砂生産の原因にもよるが，下流のダムほど前者の傾向，そして上流のダムほど後者の傾向が出てくるようである。このことは流域面積（谷の長さ）の大小に置き換えることもできる。ある程度大きい降雨がないと土砂の流出が少いとすると数字の小さい部分の直線は立ってくる。数字の大きい部分の直線は重大な意義を有するものであり，砂防計画や流砂池計画上は無視し得ないと思われる。この数字の大きい部分の直線の勾配，あるいは分散は気象および地質条件にもよるが，河道長と関係があり，その変動係数は，河道長の増大と共に減少すると予想される。図－６および図－７は他の要因の影響も存在するが，地形や河川長の影響が認められることを示す。たとえば，Ⅰ型，Ⅱ型よりもⅢ型の流域形状パターンの場合の方が，勾配がゆるやかで，流域面積の増大に伴う変動係数の減少の割合は小さい。この場合，一般に変動係数は流出土砂量が大きいと小さくなるが，流出土砂量の大小による影響はあまりないようである。

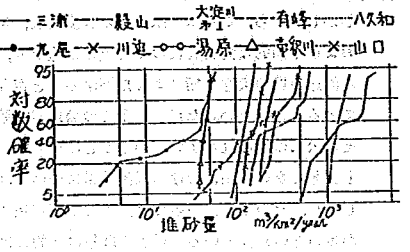
土砂流出量に及ぼす影響要因は多く，そこに卓越要因がないのが特徴であり，わずかの相関を頼

*** 自然災害科学総合研究班（代表・石原藤次郎）「土砂の流送・運搬に伴う自然環境変化に関する研究」S50.5，文部省科学研究費報告書

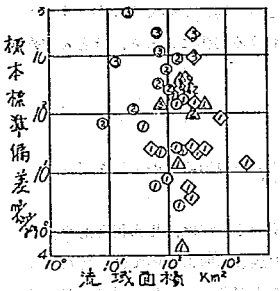
**** 須賀・島貫：流出土砂量の年変動特性についての一考察 —— 土木学会年講S.51

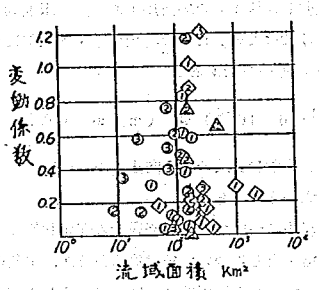


図—5. (a) 多目的ダム

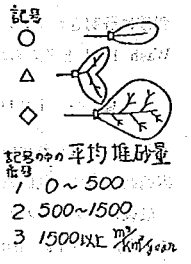


(b) 発電用ダム





図—6. 標本標準偏差と流域面積の関係



図—7. 変動係数と流域面積の関係

りに解析しなければならない。

自己相関・相互相関および確率長円を求めてみると，土砂流出に対して大雨が原因し，崩壊が土砂発生の主因で発生後数年にわたって土砂流出があるもの，あるいは総雨量との相関が大きく，山腹侵食・河岸侵食および河床堆積物などの流出が支配的と考えられるものなど，それぞれの流域に対して土砂流出の特性が明らかにされる。今回は完全に正規化された2変量に対しての計算をしていないので，正確度を欠くが，一般に大雨があってすぐ土砂流出が生じる場合は少く，雨量が少くても大量の土砂流出が生じる場合もあるという現象で，そこには時間的なおくれが存在するのが大きな特徴となっている。いまだにダム堆砂資料は観測年数が短かく，資料数も少いが，変量の間の相関は小さくても似たものを集約し，現象をみつめながらブラックボックスを改良してゆくことは可能であろう。たとえば，崩壊の雨と運搬の雨とを分離して考察するのも一法であろう。そして，このようなモデル解析は流域の概要把握に役立つので，土砂流出の特性を把握する手法の一つに数えあげてもよいことをうかがわせるであろう。

4. 流 砂 量

河道に流出した土砂は，流水により輸送される。流砂量の定性的な問題については，かなり解決されているが，ここでは定量的問題について，特に急河川に適用できる公式に関する質問である。

しかしながら，これは河床材料の粒度構成，補給砂の量と粒度分布，河床波やアーマルング効果，および平面的な蛇行特性の影響などが重なり，現在なお重要な研究課題である。現在，河川における流送特性の実態を精度よく把握することが非常に困難であるので，間接的に公式の評価が行われているに過ぎない。ただし，多くの公式が実験に基づくものであるから，実験条件に近い河川ではその公式の適用性がよいということはいえる。たとえば，均一粒径に近いほぼ直線状の水深のあまり大きくない河川における掃流砂量については，佐藤・吉川・芦田公式などの適用が可能であろう。しかし，その精度については，まだ疑問が残されており，計算値より2～3倍程度大きくなることが多いといわれている。浮遊流砂量は量的にはかなり大きいが，公式間の差も大きく，評価がかたまった段階に至っていない。河川上流部の土砂発生状況の影響もあり，川においては流れの輸送しうる容量に満たない浮遊砂しか流下しない河川もある。河床変動との関連についても，必らずしも明確に解明されているわけではない。日本の河川の中・下流部における実測によると，ほとんどがWash load と考えられる浮遊砂量であるが

$$Q_s = (4\times10^{-8} \sim 6\times10^{-6})\, Q^2 \quad (\mathrm{m}-\mathrm{sec}\text{単位})$$

の関係が認められている。流砂量公式の精度向上のためには，本格的な現地観測の方法を研究し，広範囲にして系統的な実測が必要であろう。

最後に，アーマルング現象については，最終段階の安定状態に関する研究は，相当程度進められており，ダム下流河床の低下などについて検討例もあるが，中間の遷移状態については，まだ多くの疑問点が残されており，現地への適用性についても，なお未知な点が多いことを記憶にとどめておく。

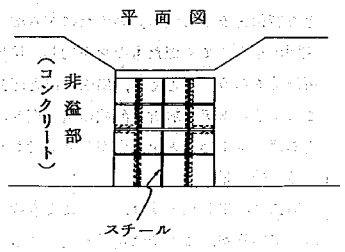
（以上，河川研究室）

5. 最近オーストリアでは，エンプティダムがさかんにつくられている。その構造は砂防ダムの水通し部が基礎から天端まで開口部となっており，この開口部に流出砂礫の最大礫径の80%程度の間隔を持った鉄製の格子枠を設置したものである（図－8）。エンプティダムは次の事項を期待して設置される。

① 堆砂区域は平時の砂れき輸送時には堆積が起らないで，災害をもたらすほどの大出水時に堆積させる。

② 小規模の無害の出水にともなって出てくる砂礫は，堆砂区域を通過して流出し，べつだん人手をかけて除去しなくてもよい。

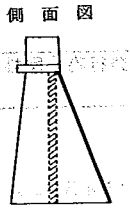
③ 大粒径分，とりわけ，開口部間隔の1/3以上のものはダムでせきとめられるが，一方，それより小さい砂礫は流送されて，下流区域で砂礫の平衡状態を保持ないし改善することが可能になる。すなわち，従来のように全部がダムでせきとめられて浸食状態を呈することがなくなる。



④ 堆砂区域の砂礫を流去させるのは，あくまでも自然流水の力であって，営繕班の作業はそれより円滑に進行するように力を貸すだけである。

などである。エンプティダムの効果を十分発揮させるための条件として次の事項が挙げられる。

① エンプティダムの効用は，低水もしくは平常水を十分集水させることにより相当量の細粒分を無害に堆砂区域から流去せしめることにある。したがって，この効用がうまく発揮できるためには，開口部の形に応じて集水されてくる低水量が十分でなければならない。そのため，このタイプのダムを導入できるのは，砂礫を流送してきたのち長期にわたって砂礫を含まない水が流れてくるような渓流に限られる。氷河性渓流はこの点で最適である。同時にまた，目的とする大粒径分だけでなく，小粒径分もある程度抑止されることも見落してはならない。



図－8. エンプティダム

② 小径礫の多い渓流に建造するのが有利である。

③ 土石流あるいは流木の輸送されてくるようなところでは好結果は期待できない。

④ ふるい分け効果を期待するばあいは，目の開きを異にする。少なくとも3基のダムを並べて設置する必要がある。

⑤ 堆砂区域は，平素はからにしておかなくてはならない。したがって，格子ダムのビームは下流側からとりはずせるようにしておいて，場合によっては機械類をそこから堆砂区域内に進入させられるように配慮されている必要がある。

⑥ 格子部分は，必要に応じて格子間隔をかえられるような構造にしておかなくてはならない。

⑦ ビームは大出水にあっても堅固に固定されていて破壊をうけず，その後堆積物除去のために取りはずすのに支障がないような構造でなければならない。

⑧ 次の災害にそなえて営繕班が堆砂区域を処理しておくことは必要不可欠である。

⑨ 推算によれば，土石流渓流にあるダムが，からの状態で土石流の襲来をうけた場合は，静水圧の8～13倍の外力をうけるものとおもわれる。したがって，もしダムそのものの抵抗を高めない場合には，ダム上流側にそれ相応の土石流分散工を設置し，土石流の衝撃圧がダムに直接ぶつからないように配慮しなければならない。

わが国では，松本砂防工事事務所の浦川で，昭和５０年度スリットダムが施工されている。今後，このダムの堆砂変動に関する資料が集積されれば，スリットダム計画の貴重な資料となろう。

〔参考文献〕

1) アウリッキー：「日本とオーストリア砂防の比較論的考察」新砂防，Vol 28 号外

（砂防研究室）

山地の開発行為（団地造成）による流量（高水，低水）の変化について

（51. 北陸）

（質　問）

標記についてご教示願います。　（地域振興整備公団）

（回　答）

まず，防災調整池等の技術基準等では，合理式

$$Q = \frac{C}{3.6} RA \quad および \quad R = \frac{a}{tc+b}$$（例えばタルボット式）

において，Cは山地の場合0.6，開発後0.9，tcについても流下時間と流入時間にわけ，流入時間は山地30分以内，開発後5～10分，流下時間は $t_2 = \Sigma(Li/Vi)$ で求められる。ここに $L = \Sigma Li$ は流域最遠点までの流路長，Vは断面平均流速（例えば計画時）である。

また，開発前，開発後のtcを直接求める土研式もある。

$$tc = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{s})^{0.7} \quad 前$$

$$tc = 2.4 \times 10^{-4} (L/\sqrt{s})^{0.7} \quad 後$$

開発面積が流域の一部である場合，流出係数Cの加重平均を用いることも行われている。

以上が計算等に用いる場合の一般的な説明であるが，簡単に調査研究の現状を紹介しておこう。

団地化を都市化にいい変えて都市化による流出の変化は，

1）屋根，道路等による不浸透面積の増加

2）浸透域浸透能の減小

3）斜面粗度および凹凸の減小に伴なう斜面（動的）貯留量の減小

4）側溝，下水管等排水設備の整備に伴なう流入時間および流下時間の減小

と説明できる。すなわち

① 有効雨量の増加　1），2）

② 貯留関数の減小　3）

③ 到達時間の減小　3），4）

と置き換えられよう。

まず，①について，山地に対しては，最近岡本氏が行なった整理[1]によれば，一次流出率0.4～0.6，飽和雨量 $Rsa = 200 \sim 300$ ㎜ が読みとれる。

次いで都市化域に対しては，われわれが行った整理によれば[2]，浸透域と不浸透域に分けて考えるのが適切なようであり，まず浸透域に対しては，浸透能8～15㎜/hrまたRsaは顕著ではないが100～150㎜程度と考えられる（凹地貯留約6㎜）。なお不浸透域の場合わずかな凹地貯留1～2㎜を除いて全部流出する。

②については，貯留関数あるいはS～Qカーブで比較するのが適切と思われるが，大ざっぱにいっ

て流域面積1～5㎢の場合

$S = 5 \sim 15\, Q^{0.6 \sim 0.7}$ （山地域）

$S = 1 \sim 2\, Q^{0.6 \sim 0.7}$ （都市域）

程度と思われる。なお，これと異なる結果もえられており，なおデータの集積をまたねばならない。（なお，貯留関数は面積の増加とともに一般に少しずつ増加する。）

③については，ほぼ技術基準に準じた理解でよいものと判断されるが，本来降雨強度とともに伝播速度は増加すると考えるべきで，最近これを取り込んだものも発表されている。[5)6)]

低水の変化については，これまで詳しく整理されたものがないので，推定の域をでないが，いずれにしても不浸透面積率が大きな役割を果すものと思われる。

まず，大まかにいって地下補給量は不浸透面積分減小するものと思われる。だたし逆に蒸発散量もこの分減小するものと考えられる。都市域の蒸発散量として約1㎜／dayといったことがいわれているが，不浸透面積率を50％とすれば，浸透域あたり2㎜／dayとなり，これはほぼ妥当な値と考えられる。

雑な計算を行ってみると，山地での年間を通しての直接流出率を1～2割とすると，涵養量は1300㎜，蒸発散量を2㎜／dayとすると700㎜がとられ600㎜，これは1日あたり1.5㎜／dayとなる。開発地の不浸透面積率を5割とすると，750㎜が涵養量となるが，これから1㎜／dayをひくと400㎜これは1㎜／dayとなる。

開発の影響の大まかな試算例である。

（参考文献）

1) 岡本芳美：第18回水理講演会

2) 土研資料1018号：都市河川研究室

3) 流山試験地調査報告書：土木研究所

4) 大規模宅地開発に伴なう調整池技術基準（案）：河川協会，住宅公団

5) 角屋　睦：農業土木学会中四支部研修会，S51.4

6) 長谷川正：第14回土木研究所発表会，S51.10

（都市河川研究室）

1－31

洪水はんらん予想区域の推定方法について　（51. 北陸）

（質　問）

標記推定方法についてご教示願います。　（河川計画課）

（回　答）

洪水はんらんの予想を行うには次の3つの方法が考えられる。

A　水理計算による方法

B　既往洪水調査による方法

C　地形調査による方法

A．水理計算による方法は資料として降雨又は流量記録を用い確率処理によって適当な規模の洪水を定め，これに応ずる水位を水理的な手法で求めようとするものである。わが国で採用された例は少ないが，これに近いものとしては東京都が作成した浸水危険地図がある。アメリカで精力的に行なわれている方法がこれにあたる。

水理計算に基く方法の特徴は次のようである。

(1) 洪水氾濫区域のみならず洪水位を推定することができる。従って建築の際の盛土高の決定などに利用できる他，自分の家の浸水位等を予想することができる。

(2) 洪水の規模として任意の確率を採用できる。

(3) 河川改修，地盤沈下等による氾濫水位の変化を予想できる。

(4) 洪水流出の計算が必要になる。このため調査に費用と時間がかかる。また流出モデルには各種の定数が含まれているが，これらを適切に推定することは難しく，流出計算にはかなりの誤差が含まれる。但し，既往洪水の記録によってモデルの調整を行うときは信頼度が高くなる。そのためこの方法を採用する場合でもBの方法を併用することが是非必要である。

B．既往洪水調査による方法は過去に発生した洪水の調査をもとにして氾濫区域や氾濫水位を知ろうとするものである。既往洪水調査の特徴は次のようである。

(1) 洪水氾濫区域や洪水位を知ることが容易。

(2) 実際に生じた洪水なので，結果については住民等への説得力があり，又，洪水への対応等で貴重な教訓が含まれていることが多い。

(3) 欠点としては，洪水の規模がまちまちなので結果の補正が必要である。その場合には水理計算による方法で補正する。

(4) もう一つの欠点として河川改修，地盤沈下等による氾濫水位の変化を予測できないことがあげられる。この場合にも水理計算によって補正を行う必要がある。

C．地形調査による方法は扇状地，デルタ，自然堤防，後背湿地などの微地形が浸水の頻度や浸水時間と密接に関連していることを利用し，これらの地形分類によって洪水の危険度を予測しようとするものである。この方法の特徴は次の通りである。

(1) 長い過去の洪水を反映した結果が得られる。このため規模の大きい洪水の氾濫状況がある程度把握できる。

(2) 地形分類等は地形学・地質学の専門家の手を煩わさねばならないが，比較的少ない経費で作成できる。また，わが国では，すでにかなりの地域で地形分類調査が行われており「水害地形分類図」，「土地条件図」等にまとめられている。

(3) 河川改修，地盤沈下等の効果を反映していない。形は原始河川の状態での氾濫現象を反映していると考えられる。しかしながら，河川改修の規模を大きくこえるような大洪水時には原始河川当時に近いような氾濫が再現されるとの指摘もあり，とりあえずの方法としては充分に参考になるものと思われる。

(4) この方法によって洪水氾濫の区域や氾濫の性質（浸水時間の長短・流速の大小）等については大よその推定が可能である。しかし，洪水位については殆んど判断できないのが欠点である。

以上のように各方法は，それぞれ特徴を有しているが，最も信頼できるのは，過去の洪水の氾濫の実測である。各地点の氾濫水位等は記録に残っていない事が多いが，聞き込み等の方法で，かなり再現できる。このようにして調査した結果を基本とし，これに洪水規模，河川改修効果，流域都市化の効果，地盤沈下の影響を水理計算によって補正することが最も望ましいと考えられる。

なお，調査の準備として対象地域の洪水に対する大よその性質を知る意味で地形調査は有益と思われる。

以上が洪水はんらんの予想を行う方法の概略であるが，このうち，水理的手法は常に有効であるわけではない。

まず，堤防があるときは，①破堤地点が特定できないこと。②破堤断面によって流出量が異なるが，破堤断面が推定しにくい，という難点がある。また，特定地点の破堤という前提に立って推定した洪水はんらんの予想を一般に発表することが必要であるかどうか疑問である。

次に現象シミュレートの信頼性について考える。

対象地域が地形的に貯留型といえるような場合には，一般に水理計算の信頼性がかなり高いようである。この場合にも定数等の設定には既往洪水による検証を行うことが望ましい。

アメリカで，水理的手法が多用される理由は，地形発達が浸食型であるため，多くは貯留形地形になっていることに原因があろう。

対象地域がデルタ又は自然堤防地帯であるときは，一般に流路構成が複雑になり，水理計算が複雑になる。このような地域では，地形学的な接近法で氾濫区域を推定することも有力になる。

対象地域が扇状地や急勾配の谷底平野であるときは水理的接近はかなり困難になる。流れは射流であり，水面形は流れの横断方向について水平になるとは限らない。

このような領域ではむしろ微地形の調査，既往洪水の氾濫状況の調査等が有力な手法になるものと思われる。

なお，洪水はんらん予想区域の調査法については，現在手引を作成中であるので参照されたい。

〔参 考 文 献〕

1）石崎：「洪水危険地図」，土木技術資料 18－5（1967）

（水文研究室）

（回 答）

1－32

砂防基本計画における流出係数（α）の取り扱いについて （51. 北陸）

（質 問）

砂防計画の中で生産土砂量の流れに伴なって（$1-\alpha$）というものが使われているが，このαを河状特性（河床勾配，河床材料，河床巾，上流地質，特に比重に影響する）等で決定する方法。

（荒川砂防）

（回　答）

河川砂防技術基準で，αは河道調節土砂量の流入砂量に対する割合とされているので，αは流出係数ではなく，調節率と考える方がよい。このαに影響する要因として，河道特性（河床勾配，平面形状，河床材料等），供給砂の物理的性質（量，粒度粗成，比重等），洪水量及び継続時間等が考えられるが，現在のところこれらの要因とαとの関係について整理されているものは見当らない。当面，河床変動計算によって求める方法が良いだろう。すなわち，任意の河道区間について，その上流端に計画流入砂量を与え，計画洪水量及び継続時間に対して河床変動計算を行えば，その間に堆積した砂量が河道調節量として得られる。　（砂防研究室）

2. 河川等調査に関する問題点

2－1

降雨資料精度と使用について　（49. 中部）

（質　問）

流域内に、雨量観測所が点在しているが、点在している観測地点で流域の雨量を代表しているかどうかのチェック方法、現在使用している観測点での精度について知るにはどうすれば良いか。また、小流域で解析作業を進める場合、ティーセン法等で流域の雨量を計算するが小流域内では余り精度が上がらないと考えられるが良い手法があるのかどうか伺う。　（天竜川上流）

（回　答）

降雨は大気の上昇運動にともなう断熱変化によってもたらされるのが一般である。上昇気流の原因は大気の「じょう乱」である。じょう乱のスケールとその中に生じる上昇気流の速度との間には密接な関係がある。すなわち、大規模じょう乱（低気圧など）や中規模じょう乱（台風のレインバンドなど）によって引き起こされる上昇気流の速度はせいぜい１００mb／hr（数10cm／S）程度で、そこからもたらされる降雨の強度も10mm／hr程度が上限である。

毎時１００mmといった強雨を生ずるのは、これらよりはるかに小さなスケール（10～100Km）のじょう乱で、メソじょう乱と呼ばれている。メソじょう乱の中では、上昇気流の速度は１００～1,０００mb／hr（数m／S）にも達する。先の大・中規模じょう乱が層状雲を多くともなうのに対し、このConvectionは積雲や場合によっては積乱雲をともなうのが特徴的である。

もう一つの重要な降雨に地形性降雨がある。これは水平風が山岳等の障壁（barrier）に衝突し、強制上昇をさせられることによって生ずる降雨である。典型的な例は、多湿な季節風が山脈と出合う場合で、日本の豪雪地帯、インドの多雨地帯などに見られる。

日本では、メソじょう乱による降雨と地形性降雨の両者を考慮してやらなければならないところが多い。これが観測や予測を困難にしている原因である。

(1)　雨量観測所の代表性のチェック

水平な平坦地では、地表面の熱的性質に差異がなければ、メソじょう乱の起こる条件はどこでも同じと考えてよい。さらに、この場合は地形性降雨は起こらないから、代表性の問題はないとしてよい。

一方向に一様に傾いた平坦地でも代表性の問題はそれほど顕著ではない。

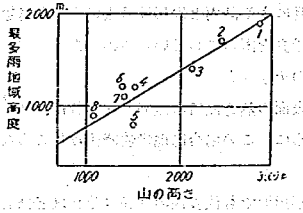
観測所の代表性が問題になるのは、山岳地帯である。山地斜面における降雨分布に関する一般的な知見は、現在のところ得られていない。表－1、図－1には、おもな山岳における最多雨地域の高度をあげてある。これらの結果も、実態なのか、それとも風の影響による雨量計の受水率（無風状態での計器雨量を１としたもの）の変化によるものかが判然としていない状態なのである。[1)]

現実的には、雨量計（ただの容器でもよい）を多数設置し、地点相互の雨量相関を確認するのが最上の解決策であろう。

以上は、短時間の強雨を対象とした場合であるが、長期間の降水量については、若干手間はか

表—1　おもな山岳における最多雨地域の高度（竹花）

		山名	標高 (m)	最多雨地域 (Z_m の高度) (m)	観測期間 (年)	備考
雨		アルダンヌ	2 860	1 900	—	Ardennes, ベルギー, 冬は Z_m 1 300m
		シエラネバタ I	2 442	1 700	—	Sierra Nevada. 東側には Z_m はない
		〃 II	2 139	1 400	—	
		北西ヒマラヤ	1 526	1 200	—	ジュタインハウザー (Steinhauser) によれば Z_m はない
		ゾンブリックス	3 106	—	—	
		男体山	2 484	1 200～1 300	5	
		御所山	1 500	800～ 900	—	
		榛名山	1 391	1 000～1 200	5	
		富士山	3 776	—		藤村氏によれば Z_m はない
		岩手山	2 040	(1 000)	1	観測が短いので明かでない
		伊吹山	1 375	1 200	2	南および西斜面
雹	風	蔵王山	1 660	1 500	1	
		御所山	1 500	(900)	2	
	上	大雪山	2 300	1 500		
	風	月山	1 980	1 540	1	
		蔵王山	1 660	1 630	1	
雪	下	月山	1 980	1 240 1 630 1 500	1	



図—1　山の高さと最多雨地域高度との関係

かるが、Spreen 図などの手法も開発されている。本邦での実験例もある。[2)]

(2) 小流域内における面積雨量の算定手法

限られた数の観測所だけから算定しようとするなら、よい方法はない。本質的に情報量が限られているからである。何らかの手段で情報量を増やすには、

① 月並みではあるが観測所を増設する。

② 流域内の降雨の分布特性をあらかじめ調査しておき、算定時に利用する。(①で述べたようにただの容量でもよい)

③ レーダー観測を併用する。

などであろう。 (水文研究室)

(参 考 文 献)

1) "気象学ハンドブック"

2) "雨量の観測と予報"、科学技術庁資源局、1956

2－2

降雨予測手法について (49. 中部)

(質 問)

現在洪水予報の手法について検討しているが適確な降雨予測が出来ればかなりの精度で河川流量を計算出来ると思われるが、実降雨を見てから計算を始めていては天竜川上流域のような急流河川では流出時間が非常に早いため予報価値が半減するおそれがある。

よって、前線及び台風等の降雨予測について適当な手法があれば教えていただきたい。

(天竜川上流)

(回 答)

降雨の予測手法は、次のように分類できる。

A 長時間予測(24時間程度)

① 総観モデル法

② 統計的類似法

③ 力学的モデル法

B 短時間予測(3～6時間程度)

① 雨量計による方法

② レーダーによる方法

③ 人工衛星による方法

以下各法について述べる。

(1) 総観モデル法

「前線では雨が降る」とか「下層Jet の北側には雨が多い」などの経験的・定性的判断によ

る予測である。客観性はあまりないが、地上天気図・高層天気図などによって簡単に行なえる強みをもつ。

(2) 統計的類似法

(1)とあまりかわらないものとしては、過去の天気図で似たものを捜し出し、その時の降雨分布をもって予測する方法もある。

これを進め、定量化をはかるため、大規模じょう乱（台風、低気圧など）の位置（距離）、強さ、移動の方向・速さなどをパラメータとして、必要な地点や流域の降雨予測式を、過去の記録から回帰して求める方法も工夫されている。大規模じょう乱は、たしかに中規模じょう乱やメソじょう乱の原因とはなりうるが、２－１で述べたように、それ自身が強い降雨の原因になるわけではない。そして、一般に大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関は台風などの特殊なケースを除くとあまり高くない。

一方で、この方法は、現在の大規模じょう乱から、将来の中規模じょう乱ないしはメソじょう乱を予想するものである。（図－２中の(2)の線であらわす）。したがって、もともとあまり相関の高くない関係がどこかに含まれていてそれが精度を落としている。

利根統管、荒川上流などで本法が開発されている。主たる対象は台風のようである。必要とされるデータは、気象FAX程度で充分得られるように工夫されている。

(3) 力学的モデル法

本方法では、まず数値予報を介して、現在の大規模じょう乱から、将来の大規模じょう乱を予想する（予想大規模場）。次いで予想大規模場を中規模やメソのじょう乱に変換する。変換には①上昇気流強度と比湿から基本的な降雨量を推定し、さらにこれを配分・増幅してやる方法と、②メソじょう乱をモデル化し、メソじょう乱が発生した場合にはどの程度の降雨量になるかを予想するBlack Box法などが用いられる。

この方法は図－２の(3)に示すようなやり方を取るわけで、やはり大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関の悪さが残ってしまうが、(2)に比べると、予想大規模場という比較的精度のよいものを用いており、結果としての精度が良くなることが期待される。問題点は、数値予報のために膨大なデータが必要となること（これが行なえるのは、日本では気象庁ぐらいである）、および予報地点が粗い（１５０Kmメッシュ）ために、ただちに流域に適用することができないことなどである。

(4) 雨量計による方法

短期間予測は、基本的には、すでに確認されている中規模じょう乱、メソじょう乱を将来に外挿することによって行なわれている。最も単純なやり方は、現在の降雨強度を外挿するものである。台風の主降雨部分などでは、この方法でもかなりの精度をあげることができる。テレメータなどが必要であろう。

(5) レーダーによる方法

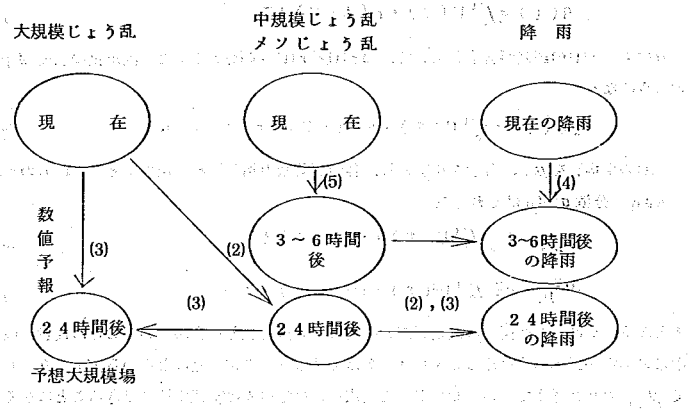
雨域が移動したり、生成消滅したりするときには(4)の方報では予測が困難になる。レーダにより、反射波の位置や強度の変化を観測して外挿を行なうことができる。レーダの反射波強度と降

雨の間にはあまり明確な関係がない。したがって地上雨量計を併用するのがよいとされている。

(6) 人工衛星による方法

人工衛星から観測できるものは雲である。したがって雲と雨の関係が明らかになっていなければならない。今のところ、メソスケールの雲と雨との関係に問題が残っているようである。この場合も、地上雨量計との連動が必要であろう。

図－2



(水文研究室)

2－3

雨量テレメーター局の適正配置について　（49. 中部）

（質　問）

1　適正配置計画の検討方法及び検討の手順についてよい参考例があれば照介してほしい。

2　洪水予報システム分科会の作業では所定の面積雨量の推定精度を確保するために必要な観測所密度は Muskingum 法域で求められた誤差公式から１０％以下になるようにし、部分流域あたりについてその誤差でカバーされるように必要所数を配置した。

本配置計画は建設省の専用テレメーターであり、数ケ所が中継所に集中され親局に伝達されている。このため、中継所の故障によってデータ・伝達が出来なくなることが多々ある。これをカバーする意味で他機関（関電、水公団・中電等）のデータ収集を考えている。

テレメーター局数の増減と推定流量の差異はどのようになるか、検討例はないか。

（木曾川上流）

（回　答）

1については、現在洪水予報分科会において検討されつつあるので、その成果を待たれたい。

2については洪水予報分科会で検討されたものを照介する。

① 単位図が適用できる場合（北海道開発局による検討例）

流出量q(t)が、有効雨量r(t)および単位図u(t)によって次のようにあらわされるとする。

$$q(t)=\int_0^t U(\tau)\cdot r(t-\tau)\,d\tau \qquad ①$$

降雨に　r(t)の誤差が含まれていて、$\Delta r(t)/r(t)=\varepsilon(t)$とすると、流出量の誤差$\Delta q(t)$は次のようになる。

$$\Delta q(t)=\int_0^t U(\tau)\cdot\varepsilon(t-\tau)\cdot r(t-\tau)\,d\tau \qquad ②$$

(t)の平均値をμ_ε、分散をσ_ε^2とし、各時間降雨の相互性を無視すると、Δq(t)の平均値$\mu_{\Delta q}$、分散$\sigma^2_{\Delta q}$はそれぞれ

$$\mu_{\Delta q}=\mu_\varepsilon\int_0^t U(\tau)\cdot r(t-\tau)\,d\tau \qquad ③$$

$$\sigma^2_{\Delta q}=\sigma^2_\varepsilon\int_0^t U^2(\tau)\cdot r^2(t-\tau)\,d\tau \qquad ④$$

εとなる。εは、面積雨量の推定誤差と有効雨量の推定誤差を含んでいることに注意。仮に有効雨量の推定が正確に行なえるとすれば、εは面積雨量の推定誤差になるから$\mu_\varepsilon=0$　したがって$\mu_{\Delta q}=0$と考えてよい。したがって流出量の推定誤差は④式で評価できることになる。④式では、$\sigma^2_{\Delta q}$は、面積雨量の推定誤差σ^2_ε、流域の流出特性U(t)および有効降雨r(t)によって決定され時間的に変化することがわかる。

洪水予報の場合には、q(t)の実測値からある時間t_1以前の面積雨量を補正してやることもある。その時には、④式の積分の下限が（$t-t_1$）になる。

（例）　単位図がU＝（0.2，0.35，0.2，0.15，0.1）であり、有効雨量がr＝（10，40，10）mm/hであるとする。すると、q＝（2，11.5，18，13，9.5.5，1）.mm/hである。また、④式は離散形では次のように書ける。

$$\sigma^2_{\Delta\varepsilon}=\sigma^2_\varepsilon\sum_{k=1}^{n}U^2(k)r^2(n-k+1) \qquad ④'$$

面積雨量の補正は行なわないとして、表のように計算すると

$$\sigma^2_{\Delta q}=(4,\ 76.25,\ 204,\ 78.5,\ 41,\ 18.25,\ 1)\cdot\sigma^2_\varepsilon\ mm^2/h^2$$

となる。最大誤差はq＝18mm/hのときの　　である。

流域面積が1,000Km²で、誤容誤差が500㎥/Sであるとすれば、

$$3.6\times\frac{500}{1,000}>\sigma_{\Delta q}=14.3\sigma_\varepsilon$$

より

$$\sigma\varepsilon < 0.126$$

が得られる。

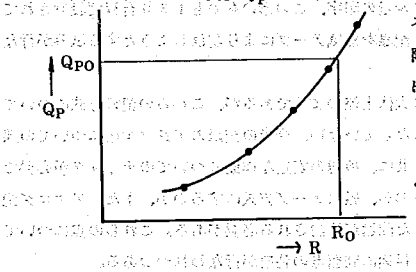
なお、$\sigma\varepsilon$ および $\sigma_{\Delta q}$ は標準誤差であるから、ある危険率のもとで $\frac{\Delta r}{r}$ や Δq が推定される範囲を示していることに注意する必要がある。

n \ k	1	2	3	4	5	$\sum_{k=1}^{n} U^2(k)$
u^2 / r^2	0.04	0.1225	0.04	0.0225	0.01	$r^2(n-k+1)$
1	100	4				4
2	1,600	64	1225			76.25
3	100	4	196	4		204
4			1225	64	2.25	78.5
5				4	36	41
6					2.25	16	18.25
7						1	1

② 貯留関数法による場合（四国地建による検討例）

この検討例の方法は一般の流出モデルに対して適用可能である。降雨の波形を固定して総雨量Rを変えて流出計算を行なう。

図のようにピーク流量Q_PとRの関係が得られる。 警戒水位などに対応するQ_P、RをそれぞれQ_{Po}、R_oとする。



降雨に ΔRの誤差があるとすると流量の誤差は、

$$(\Delta Q_p)\,Q_{po} = \left(\frac{dQ_P}{dR}\right)_{R_o} \cdot \Delta R$$

という形で与えられる。

（水文研究室）

2－4

自記紙のデジタル化について最近の普及状況及び今後の課題について （49. 中部）

（庄内川）

（回　答）

自記紙のデジタル化という表現は理解しがたいので水文観測記録のデジタル化というふうに解釈することにする。記録をアナログ記録からデジタル記録に変換して処理することが電算機の進歩と共に実用化されるようになったが、これは水文観測機器についても同様である。この記録方式の変化はひとつにはより迅速な記録の処理の必要性から、またひとつには最近の人手不足による経費節減の観点から、生じてきていると思われる。

水文観測用機器についてはその記録のデジタル化には次の様な難点を伴なっているため、技術開発が遅れているのが実情である。

(1) 水文観測機器、たとえば雨量計や水位計のようなものは通常その入力となる状態量の変化が大であり、かつその生起頻度が少ないという形で稼働している。このため安定な稼働状態が要求されるようなデジタル記録器では記録に困難を伴なう。

(2) 通常、水文観測機器が設置される場所はかなり人里離れたところが多いため、機器の保守点が充分行ない難いという難点がある。

上述のような難点はあるが現在いくつかの機器において、記録をデジタル化し記録の処理を効率化することがはかられているので、以下にそれらの概要を記すことにする。現在のところデジタル化の対象になっている水文観測量は水位と雨量が中心である。

① フロート型水位計の水位記録を穿孔テープによる記録に変える。

② 巻取式水位計の水位記録ならびに雨量記録をパンチコーダで記録する（記録は穿孔テープになる）。この方式の記録計は現在２０台程度使用されている。

③ デジタル水位計による水位のデジタル量の印字、この形のものも１５０台程度設置されている。なおこのタイプのものは現在、記録を磁気テープにより記録しようとする試みが行なわれている。

水位や雨量の記録のデジタル化の現状は大体上述のようであるが、これらの記録方式については現在のところまだ統一した形のものにはなっていない。今後の記録のデジタル化についての課題としては、記録方式の統一化をはかると共に、機器の安定な作動についてのチェックが必要である。特に記録方式を穿孔テープ式にするのか、磁気テープ方式にするのか、また、アナログ記録を並列に記録しておくのか、などといった問題が検討される必要がある。これらの点については河川計画課が中心になって５０年３月を目途に問題点の整理が行なわれつつある。

（水文研究室）

2－5

洪水時の超音波流速計の実用性ならびに洪水時の流速計の開発状況について　（49. 中部）

（庄内川）

（回　答）

現在すでに超音波流速計は１０ケ所程度設置されている。それらの稼働状況はおおむね良好のようであるが、保守点検が稼働率の向上と密接な関係をもっていると考えられる。なお洪水時に流送土砂が多く超音波の散乱があるような河川区間には推せんできない。

なお洪水時の流速測定のため水文研究室では電波浮子法を開発したが、郵政省の許可がないため実用化されていない。

〔参　考　文　献〕

1）“自記雨量計およびデジタル水位計についてのアンケートの集計結果”、土木研究所資料第783号，Ｓ４７．１１

2）木下武雄：“超音波による河川流量の測定”、土木技術資料Vol.10，№6．１９６８．

3）木下武雄：“孔あきテープを用いて測定対象物の変化量を計測する装置”、土木技術資料Vol.12．№9，１９７０

4）馬場洋二他：“超音波流速計の改良とその適用”、土木技術資料１４－４，１９７２

（水文研究室）

2－6

土砂河川における流量及び流砂量の測定方法　（49．中部）

（質　問）

天竜川上流域のような急流土砂河川では、毎年、水筋、河床等の変化が大きく加えて地形が急峻であるため水位及び流量観測地点が自から限定され、十分な水文資料のはあくが困難である。よって、自動的に流量及び流砂量が測定出来る方法がないか伺う。

（天竜川上流）

（回　答）

水文観測は最近、機器の進歩によって大変便利になっているのは事実であるが、その信頼性についてはまだ充分とは言えない現状である。

例えば、雨量観測では観測員による普通雨量観測と自記雨量計による観測が併用されることになっているが、その取扱いは前者が主、後者が従である。水位観測についても同様で、観測員による目視観測が主、自記水位計は従である。

すなわち、現状では条件の良い場所でも「観測が自動的に行なわれている」との取扱いにまで至っていないのである。（「水文観測業務規定」、「河川砂防技術基準」参照）

そこで本論の急流河川の観測であるが、砂防部門等も含めていろいろな方法での接近が試みられているが、まだ確立された方法がないという状況である。

現状では観測目的をなるべく限定して、人力を主体とした観測計画をたてて試験的に実行され

るのである。

可能性のありそうな方法を列挙すると次のようである。

水位　：　気泡式水位計

超音波水位計（開発中）

写真利用

デジタル水位計（あまり急流でないとき）

流量　：　堰による方法（未満砂の砂防ダム等）

写真（流速測定）

レーザー利用（浮子と組合せる）

トレーサー利用

流砂量：　砂防ダム（未満砂の場合、満砂の場合＊）

超音波（減衰特性の利用、ドプラー効果利用：いずれも原理の段階）

土木研究所では写真による方法を検討する予定である。＊＊

＊　河床度動計算による電算の適用、土木技術資料（11—6，7）（1969）

＊＊　「流量測定の精度向上に関する研究」北海道開発局（1974）

（水文研究室）

2—7

大洪水の特異性の調査方法について　（49. 中部）

（質　問）

河床粒度の鉛直分布からの推定はできないか。また、河川横断図の変化は、大洪水幅のハイドログラフのどの流量によって支配されるのか。（ハイドログラフのシャープな場合、フラットな場合程度）について御教示願いたい。

（回　答）

過去においても物理法則は不変であり、重力加速度も大きく変っていないので、現代において起っている現象から推定することができる。

河床材料の鉛直分布から縦断的に勾配がわかれば、海水面位置の年代から、その河道の存在した年代が知れる。このとき、河床材料の大きさと勾配から極く大略の流量を推定することができよう。また、一洪水で堆積したと思われる土砂量の推定ができれば、全流量の概略値の推定もできるかも知れない。しかし推定精度はあまり期待できないであろう。

現河道における大洪水時の現象は模型実験により知ることが最良と思われる。ただし、模型では粒度や流砂量の相似などが完全ではない。したがって、そのためには現地河川における現象を観測によりよく理解して、模型上の現象と比較し、模型現象の信頼性を高めておく必要がある。

すなわち、ある流量のときの現象が模型と現地で或る程度合致していれば、それより少し大きい流量のときの現象もその程度の再現性があるものと考えるわけである。

つぎに河道の横断形状、すなわち蛇行特性がどのような段階の流量により形成されたかを検討しておくことも有意義であろう。すなわち、木曽川下流部では現在の蛇行特性が、計画流量あるいはそれ以上の流量時にも流水を阻害するものとならないか、換言すれば、現在の蛇行特性はどの流量に対応したものであって、大洪水のときには現在のそれとどの程度変ったものが適当であるかを検討しようというのである。

いうまでもなく、河道内における蛇行は流量の各段階毎に異るものである。よく観察すると、多くの河道において各種の蛇行が重っていることがある。蛇行現象も線型現象ではないので、りれきやおくれがあり、どの流量で形成されたかを決めることはかなり困難である。しかし、蛇行は流砂量の多いときに激しく発達するので、ある程度以上の流量段階で、しかもその流量が長く継続したときに明確な蛇行形状がつくられると考えると、それからある種の解は得られるのではないかと思われる。大流量時の現象は実験によって推定することができるので、そのような支配流量時の蛇行形状から出発して、その変化のおおよその様子を知ることは不可能ではないであろう。

流量が大きくなると、流速と水深が増大し、多くの場合、流れに直進性がでてくるので、河道が流量の増大のために極端に危険な状態になるとは考えなくてもよさそうである。ただし、水位上昇に伴う越流、水平軸渦の発生発達、およびかたいものに流れがぶつかるような場合には反転力が大きいので注意を要する。

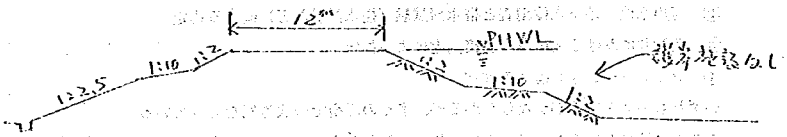
(河川研究室)

2－8

河川堤防天端上への湧水、エアー抜けについて　(49. 中部)

(主　旨)

下図のような河川堤防において、ほぼPHWLまで河川水が増水した時、堤防天ばに湧水あるいはair が吹きだす現象があったが、この現象は異常なものであるのか、異常としたら今後とるべき対策等をお教え願いたい。なお、当該堤防は45年の施工で、築堤土は砂質土が主である。



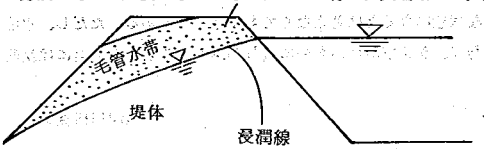
(三重)

（回　答）

洪水時の堤体内の浸潤線は一般に図－１に示すような浸潤線になる。したがって、堤外地の水位がＰＨＷＬに達しても、天端での水位はＰＨＷＬの水位よりも低くなり、浸透水により天端から湧水が起こることはないと考えられる。しかし、これはあくまでも浸潤線の位置から考察したものであり、実際には浸潤線の上は毛管水帯といわれる部分が存在する。この毛管水帯の高さは土質によって異なり、砂などでは数cmから数１０cm程度であるが、粘土などでは数m程度になる。

したがって、天端付近の湧水とは、浸透水によってできた毛管水帯によるものと思われる。浸潤線近くの毛管水帯ではほとんど飽和状態に近い状態になっていることが多いためと考えられる。また、天端付近の空気の噴き出し現象は、浸透水が堤体に浸透するとともに、堤体内にあった間ゲキ内の空気が押し出されるために起こる現象であると考えられる。この空気の噴き出し現象は洪水時の堤外地の水位の変化、堤体の透水係数、密度などが関係し、常におこるものといえないが、一般には堤外地水位の上昇が早く、堤体内に水みちなどが存在し、堤体内の浸潤線が急上昇した場合には起こりやすいといえる。

今後の対策としては、空気の噴出現象なり漏水箇所などは、一般に空気孔なり、水みちなどが存在するためにおこるものと考えられるので、このような個所は空気孔なり、水みちを充填する方法を考える必要があると考えられる。特に、天端などは、降雨などの浸透水が、空気孔などから浸透し、堤体のせん断抵抗を著しく低下させ、すべりの原因となることもあるので、充填することが必要であると考えられる。



図－１

（土質研究室）

2－9

伏流水と地下水との判定について　（49. 中部）

（三重）

（回　答）

河川水から地下水への供給量を推定する方法としては次のようなものが考えられる。

① 河川流量観測からの水収支による推定

② 河川水位・地下水位調査と帯水層試験（揚水試験など）による推定

③ 観測井における流動量の直接測定による推定

④ シミュレーションによる推定

いずれも手間・費用がかなりかかるが、多くの場所での実施例をもっている。

ここでは簡易ということで、水質を指標とした判定法について紹介してみる。いずれも既設の井戸から採水するだけでほぼ充分であり、費用の点で秀れている。なお、ＲＩによる地下水の年

代測定による判定法もあるが、これは高くつく。

(1) 水質の類似性を利用するもの

「溶存する陽・陰イオンの間に化学平衡が成立すると仮定し、Key diagram 上にプロットすると図―1のように地下水水質を4種のグループに類別することができる」ことを利用したものを図―2にあげる。[1] それから、やや客観性を欠くきらいはあるが、分析項目が少なくて済むように、地下水を河川水との間では通常は大きく異なる成分をとり上げ、近傍河川の水質と類似した地下水を発見する方法[2]などもある。

(2) 水質組成の変化を利用するもの

地下水が河川や海から供給されて流動しているとすれば、ある種のイオンの濃度は、流動方向に増加もしくは減少の定向変化を示すことがある。Key diagaram による例を図―3、図―4にあげる。[3] また、イオン濃度の大小と水位の高低とを組み合わせると、比較的少ない分析項目で判定がつくという例を図―5、図―6にあげる。[4]

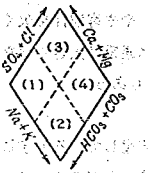
〔参 考 文 献〕

1) 荒木美民：“化学的方法による浅層地下水の追跡調査”
土技資 Vol.13, №1, 昭和46年

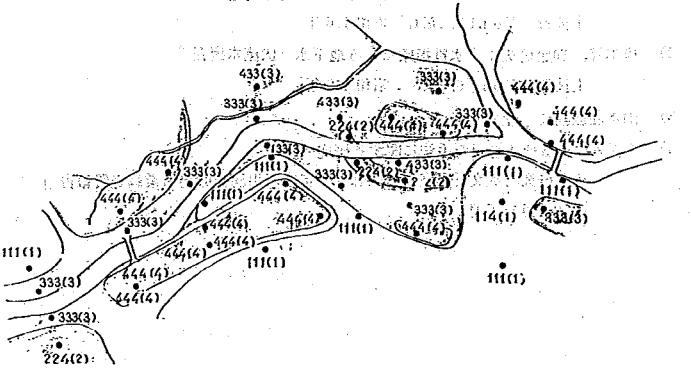
2) 橋本健、加藤信夫：“水質指標による地下水・伏流水調査”
土技資 Vol.16, №8, 昭和49年

3) 山本荘毅編：“陸水”

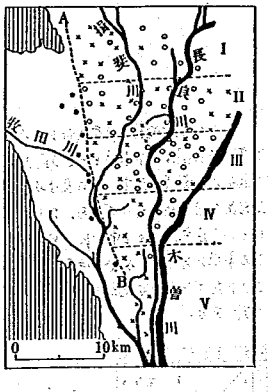
4) “ダムによる低水管理の手法に関する研究”
土木研究所水文研究室、「昭和48年度河川総合開発事業調査費報告」
昭和49年6月



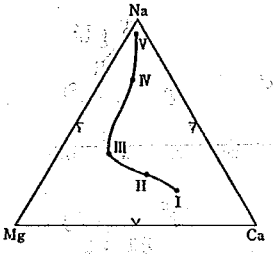
図—1 Key diagram



図—2 Key diagramによる分類



(a)

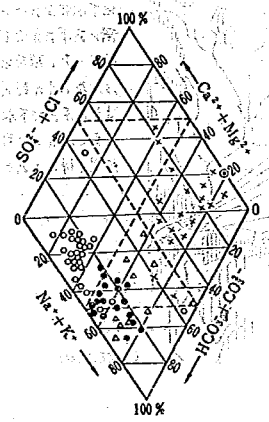


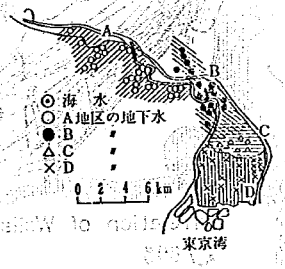
(b)

(a) 大磯自噴帯観測井分布図（A, Bにおける水質急変線に相当する）
×：第一帯水層，○：第二帯水層

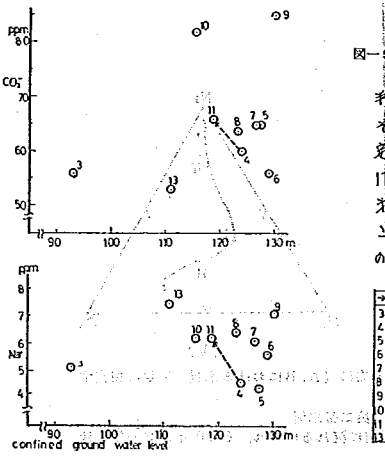
(b) 図(a)で地下水が南に流れるにつれ，その陽イオンの相対量の変化 (meq/l)
I→V は図(a)の各地域での平均値。値は第一帯水層のみ。

図—3



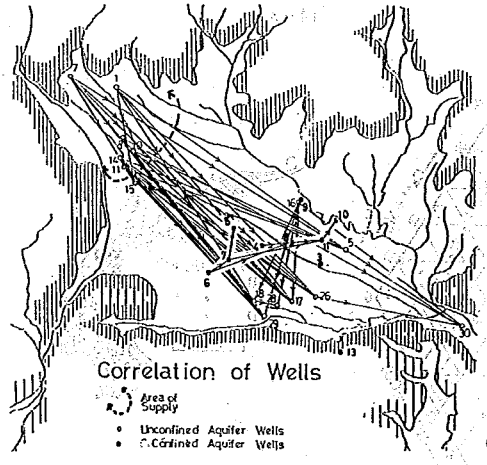


図—4　荒川下流部における水質の変質



図－5

地下水成因の必要条件による判定：左の図は地下水位とHCO_3，Naとそれぞれの関係を示す．下の表はその判定結果をまとめたものである．たとえば11という井戸は，4を中心に，どちらもオス象限にあるので必要条件をみたす．ここにあげたものは被圧地下水についての例である．



図－6

井戸相関図

：被圧地下水相互，不圧地下水相互について第一図にあげた方法で判定を行なった．被圧地下水は1973年9月の観測結果による．不圧地下水は同年8月と12月の2回の観測結果を併せてある．

（水文研究室）

2－10

藻類の光合成および呼吸による影響の定量的把握について（49. 中部）

（質　問）

汚濁解析および演習（昭和４７年度専門課程水質管理科研修テキスト）テキストによれば非感汐部での汚濁計算方法で溶存酸素の回復についてのべられている。その中で再ばつきやＢＯＤによる酸素消費以外の因子による酸素の増減（D_B）について他の因子のうち主なものは藻類の光合成および呼吸であるがその藻類の影響を定量的に取扱うことについては今後の研究課題と報告されているが、その後の研究結果があれば御教示願いたい。（木曽川上流）

（回　答）

河川などにおける溶存酸素濃度（ＤＯ）は、一般にはＢＯＤによる脱酸素と空気中からの酸素供給（再曝気）とのバランスによって定まるものである。しかし、場合によってはそれ以外の因子、例えば藻類の光合成による酸素供給や河床ヘドロによる脱酸素が大きな影響を及ぼしていることがある。特に藻類の影響については、水域における窒素やリンなどの栄養塩類の増加、いわゆる富栄養化という形での汚濁が湖沼のみに限らず、河川においても問題になってきており、無視し得ない状況になっている場合が多い。河川のＤＯの実測値が飽和値を越えていることが往々にしてあるが、これはすべて藻類の影響といって差支えない。

河川において、藻類がＤＯ収支に及ぼしている影響を調査するためには、汚濁負荷が流入していない比較的短い区間（数Kmまで）の上下流端でＢＯＤおよびＤＯの２４時間観測を行なえば良く、現況の把握は可能である。しかし、藻類の光合成の速度には、藻類の現存量や栄養塩類濃度のみならず、温度、光の強さなど気象条件も関係するので一般的な意味での水質予測に組み込むことは非常に困難である。

温度が大きく影響することは他の生物反応と同様であり、水温が１０°Ｃ以下の低温では殆んど起らないが、３０～４０°Ｃまでは水温が上昇するに従って速度が大きくなる。一方、照度の影響については、８,０００Ｌｕｘ程度までは照度に比例し、照度がそれ以上大きくなると増加率は小さくなり、１５,０００Ｌｕｘ程度で最大値になるといわれている。２５°Ｃでの最大光合成速度は約２００、８,０００Ｌｕｘ程度で約１２０（単位はいずれもmgO_2／時／藻類１ｇ）という報告がある。

予測において最も困難な問題は、栄養塩類の濃度を与えれば藻類の現存量を推定できるかという問題であるが、現状では不可能といわざるを得ない。しかし、湖沼の富栄養化に関連してこの種のデータが若干得られつつあり、リンが制限因子の場合（淡水域ではリンが制限因子のことが多い）、水中のリンの１５～８０％が藻類の形で存在しているとの報告がある。

いずれにしても、この問題は極めて生物学的な問題であり、この分野での今後の進展が望まれる。（水質研究室）

台風接近時における波高予測手法について（49．中部）

（質　問）

富士海岸（沼津海岸）においては、仮想伊勢湾台風が最悪コースをとってきた場合の最大波高２６mに対処する堤防を計画し、工事を施行中であり、未完成部分も残っている。台風来襲時にはパトロールを行ない、波高の観測等を行ない災害の防止に努めており、現計画中に於ける災害は出ていないのが現状である。しかし、現状の方法では危険事態が発生した時の防災動員態勢に遅れが生ずる恐れがあり、台風の強度及び進行方向等から簡便な方法で、最大波高及び堤防打上げ高が予測ができれば、動員態勢がスムーズになると考えられるので、一般的な波高予測手法を御教示願いたい。（沼津）

（回　答）

台風来襲時の波浪を予測する場合においては、まず与えられる条件と最終的に得られる結果がどのようなものであるかを明らかにしておく必要がある。与えられる条件としては台風の規模、進路は一応予測されているものとする。またこの他に予測に必要なものは地形である。予測するものとしては最大波高、周期、発生時刻などであろう。この際問題になるのは予測の精度、何時間前に予測値が必要であるか，台風についての予測値はどの程度の精度でいつ与えられるかということである。精度に関しては全体として釣合のとれたものになっていなければ意味を持たない。台風の規模や進路についての予測の精度以上には波浪に関する予測値の精度をあげることはできない。したがって予測に際して使用すべき方法も当然これらのことを考慮して決定しなければならない。また予測に要する時間についても、予測値の使用目的によって異なってくる。

波浪の推算法については海域を格子に分割して計算を行なうものから、簡単な図表によって求めるものまである。ここで対象としているのは台風によって発生する波浪であるから、それに対応した予測法を用いればよいであろう。このようなものとして次のようなものが考えられる。

まず与えるべきものとして台風の進路、速度Ｖ、中心気圧P_0、大きさを表わす代表幅r_0を予報天気図などから読み取る。大きさを表わすr_0については平均気圧1,013 mbとPoの差ΔPの$1/2$だけの差を生じる地点から、台風中心までの距離rによって、次の関係を使用して求める。

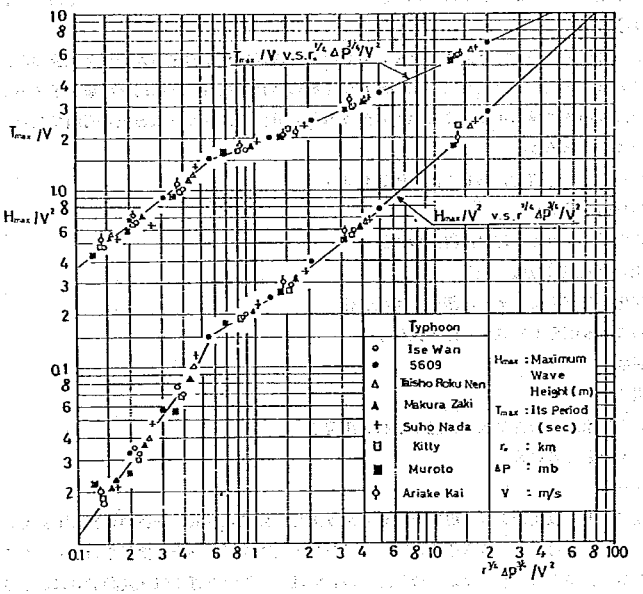
$$r_0 = \frac{r}{0.693} \quad (\mathrm{Km})$$

以上の数値と図－１によって台風によって発生する台風域内の最大有義波高Hmaxと周期Tmax　を求める。台風の中心からある距離まではこの波が到達すると考える。この距離については５０～１００Km程度をとればよいであろう。具体的にはＶ、P_0、rからHmax と Tmax を求めるための計算図表を作っておけばよいであろう。

〔参 考 文 献〕

1) 井島武士、副島 毅、松尾隆彦：“数値計算による台風域内の波の分布について”、第14回海岸工学講演会講演集土木学会，PP 29～38，1967

（海岸研究室）



図－1

分合流機構に関する大型模型実験について　（50. 中国）

（質　問）

斐伊川では，中流部より2級河川神戸川へ2000m^3/s放流する放水路計画があり，分流点の処理については模型実験により検討を加えようとしているが，実験開始までに，どのようなデーター（量，質）を整備すべきか御教示願いたい。　（出　雲）

（回　答）

斐伊川から神戸川への放水路計画があり，分合流点の水理機能に関する大型模型実験の準備がすすめられている。一般に，分流点では水の流れや土砂の運動は複雑な三次的な現象を呈するので，重要な問題については模型実験による検討が望まれる。分流点における水理上の問題で注目すべきことは次のようであろう。

a．流況のパターン（流線，らせん流，流速分布）
b．水位の縦横断分布
c．横越流のパターンと横越流計算法の検討
d．水理上の分流点の位置と検討
e．砂州変化と河床変動，それに基づく流況変化
f．粒径毎の流砂配分（掃流砂，浮遊流砂）
g．越流係数
h．減勢機能
i．沈砂池と放水路流頭部の水理機能（形状と流況）
j．流木の流況とその対策
k．スクリーン

模型実験により，以上のような現象を調査したうえで，分流点位置，分流堰の細部（高さ，長さ，幅，勾配，固定堰と可動堰）放水路流頭部，および護岸構造などの詳細な検討を行うわけである。模型実験の結果，得られた水位縦断や流砂配分の資料は，不等流計算や河床変動計算に反映されて，全体の予測精度の向上に資するはずである。また，局所的な流況や砂州の消長は，計画を立案するうえに，合理的なアイディアを引き出す源ともなりうるわけで，模型実験の別の効用についても期待を寄せることができるであろう。

以上は，分流点の問題について述べたが，合流点についても同様に多くの期待しうる問題が存在する。分流点の下流では，これまでとは異質の河道となるが，神戸川と放水路の合流点では，それ以上に，全く異質の河川が合流することになり，このことは特に留意されなければならないであろう。

模型実験はこのような複雑な三次元問題を考察するときには非常に効果的な検討手段となりうるものであり，これまでも数多くの実積が存在することは周知のとおりである。しかし，相似律やその他の実験技術上の問題が全て解決されているわけではないので，精度のよい結果をうるためには，

現地の実測資料が不可欠である。質問の主旨は，特にこの点についてのものである。

模型実験を行うにあたって，必要な現地資料は次のようである。

a．流域概要と河川のシステム

b．河道の平面図（大縮尺 $\frac{1}{2500}$ と小縮尺）

c．河道の縦横断図（１００m間隔）

d．河床変動変遷図（最深河床および平均河床の経年変化）

e．平均低水位経年変化

f．砂礫堆およびよお筋の経年変化

g．古地図および航空写真を蒐集

h．河床材料調査（よお筋部，砂州部

i．流砂量（浮遊流砂および掃流砂量とそれぞれの粒径）の実測値および計算値

j．構造物（形状，材料，および根入深さなど）

k．局所洗掘の詳細な形状とその変動

l．河道の粗度係数

m．計画流量とそのハイドログラフ，および異常洪水流量

n．１年．２年．５年および１０年流量，融雪洪水流量

o．流量マスカーブ（１０年～３０年くらいの実績）支配流量

p．H－Qカーブ（模型下流端）

q．不等流計算結果

r．洪水こん跡水位

s．洪水前後の河床変動状況，航空写真による表面流道分布の観測

t．災害記録

u．ダム堆砂資料，および山地荒廃状況調査およびそれに基づく流出土砂量の検討

v．砂利採取資料

w．地盤沈下資料（分流の場合は堰敷高は特に重要）

x．堤内地盤高と利用状況

y．地元状勢および社会環境等副次的影響調査

z．計画河道案（平面形および縦横断形）とそれの検討資料（不等流計算，河床変動計算，安定河床計算）ならびに年次施工計画や維持管理の方法等

以上は模型実験について，必ずしも全部が必要ではないが，一般に必要な項目である。斐伊川放水路の分合流模型実験では，このほかに地先に特有の問題，たとえば，地質やカット面勾配などの調査資料が必要となるであろう。しかし，大きい計画であれば一層のこと，河口から山岳部までを一貫した全体の計画の中での位置づけが不可欠で，それが十分に固まっていることが望まれる。

（河川研究室）

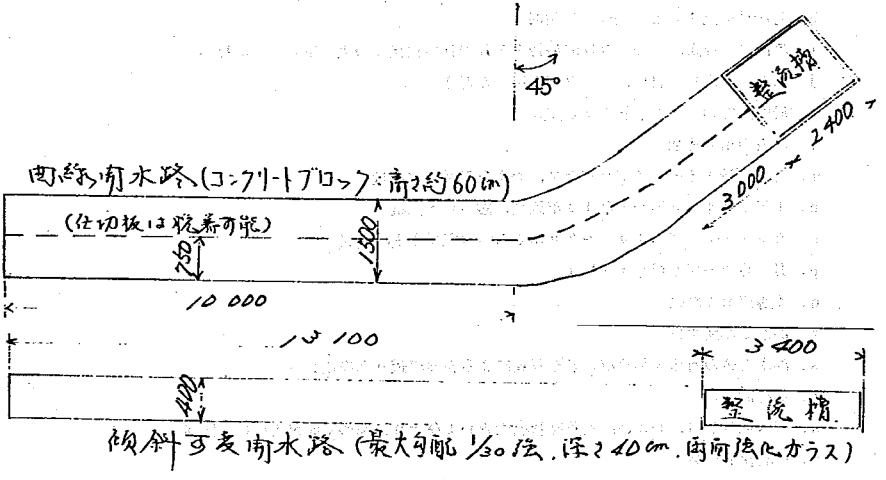
水理模型実験の活用について　（50. 中国）

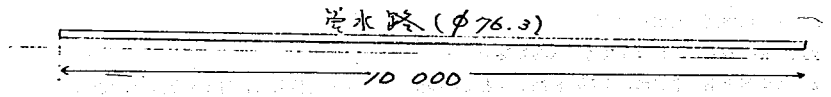
（質　問）

(1) 水理模型実験の役割，活用法，その問題点（現地調査との比較を中心として）及び模型実験における一般的留意事項について御教示願いたい。

(2) 水質の模型実験は可能であるか，現在の状況をお聞かせ願いたい。

〔中国技術事務所に新設した水理実験施設概要〕





（河川計画課）

（回　答）

中国技術事務所において，全国の地建に先がけて，水理実験施設が新設されたことは誠によろこばしいことである。関係各位の卓見と御協力に敬意を表するものである。

近年，大学および研究所等においては，電算処理によるシミュレーションが非常に活発に行われている。いっぽう，各現場においては，ソフト的な面が先に立ち，現象面の調査研究にまでは，なかなか十分に立ち入って行けないというのが現状のようである。現象をシミュレートする手法を研究したり，物を作る場合にソフト的な面を検討することは非常に重要であることは論をまたない。しかし，ハードである現象面の調査研究は，その基礎を与えるものであって，その重要度において

相違があるというものであろう。

中国技術事務所では，水理実験施設を当初，研修用に活用する考えのようである。実験を通じて，新しい現象を知り，現象の見方を修得することによって，実際の河川の現象に対するものの見方，考え方，および川を計画，施工，管理等に大きな期待が寄せられる。こうして培われる層の厚さ，河川の技術者のポテンシャルとの高揚は，必然的に研究的な発想に基づく実験を行い，また，手軽に模型実験を行うことによって納得のいくまで現象を調査し，その結果を河川事業に反映させてゆくという方向に発展するであろう。模型実験というものは，たとえ現象の数式化が不可能でも，現象のイメージを立体的に，かつ時間的に与えるので，それが判断の重要な示唆となるのである。

実験場を発展させるためには，担当の技術者と指導者，およびテーマと予算などに適性を期さなければならない。地道な努力の積み上げによって基礎づくりから始め，幅広い支持のもとに発展されることを切望する。

(1) 模型実験の特質と役割

実際の問題に関連して，対象とする現象を研究する方法としては，現地資料の解析，解析的方法，数値計算，アナログ量による実験，および水理模型実験などがある。これらの研究方法の相互関係は完全に異質のものではなく，相互に多少のオーバーラップがあり，それぞれの研究方法の，全体の系の中における位置づけが必要である。一般に広く認識されているように，水理模型実験の意義するところは，とくに三次元的な局所現象の解明であり，水理模型実験を行なえば，他の方法による研究を必要としないということではない。

水理模型実験の目的は，関係する基礎方程式を模型を用いて解くことであり，近似解であることに変わりはない。その結果，実物において起った，あるいは起るべき現象を必要な精度で詳細に知り，あるいは予知することである。この場合，その対象とするところは，河川，水文，発電水力，砂防，かんがい，海岸，港湾，海洋，船舶，流体機械，航空，気象，土質，上下水道など，およびその他の分野の流体に関する現象を全て包含する。本論においては，河川水理模型実験の範囲を，河道および河川構造物の水理機能に関するものに限定する。

模型実験の種類としては各種のものがあり，目的等に応じて使いわけが行なわれている。それらは，a．固定床実験と移動床実験，b．定流実験と不定流実験，c．歪模型と歪のない模型による実験，d．二次元実験と三次元実験，e．縮少模型，実物模型（現地試験－通常実測および航測など）と拡大模型による実験，f．水流，混層流（浮遊流，密度流および空気混入流など），空気流と油流などによる実験，などである。

つぎに，模型実験が他の研究方法に比して比較的得意とする二次元流と三次元流であり，具体的な水理現象としては，局部的な流況（流量，流速分布，水位，エネルギー損失，渦と剝離現象，および流線と水あたり）および局部的な土砂流送特性に基づく洗掘と堆積の現象である。過去の模型実験実施例から判断して，河川計画上模型実験から有力な設計指針の得られる具体例としては次のようなものが挙げられよう。すなわち，護岸と水利，導流堤，橋脚，床固，水門，せき，河口堰，大型仮締切，分流と合流，捷水路，わん曲，みお筋や州の消長，狭搾部，各種形状損失，河口砂州，河口処理工，波浪遡上，取排水（密度流）などであろう。

模型実験の特質としては，以上の考察に基づき，容易に次のような特徴を挙げることができよう。それらは

a　解析的あるいは数値的な解の得がたい場合でも実際的に解きうる。

b　模型においては複雑な境界条件でも比較的容易に作ることができる。

c　多数のケースを比較的容易に研究することができる。

d　流れによる境界の変化，さらにその変化による流れの変化を研究することができる。

e　研究の時間が少くなくて済み，費用も僅少ですむ。

などである。模型実験のその他の利点としては，実際に模型上の現象を眼で見られるということである。模型上においては，いろいろの現象が再現され，問題を検討するための素材が与えられる。場合によっては，模型は当該地域の住民にも開放され，その理解のたすけともなりうる。複雑な物理現象が容易に理解され，素人わかりするのがよい。そして問題を考える時間が与えられることにもなる。模型実験の依頼者は，しかるべき機関に実験を依頼すれば自然に解が得られると考えるべきではない。模型実験を実際に見，討議に参加することを怠っては，実際の意義は半減するというものであろう。模型上の三次元現象には，いろいろの見方がある。それによって新らたな問題点の発見にもつながり，改修上の有益なアイデアを生み出すことにもなり得るのである。

(2)　模型実験の問題点

模型実験は活用範囲も広いが，また問題点も多い。その詳細をここで記すことは避けるが，文献1）に次の各項目についての解説がある。すなわち

a　相似律

b　模型実験計画の基礎

c　模型実験法の推移と問題点

d　歪縮尺の影響

e　移動床実験の時間縮尺

f　検証方法

模型実験については，わかってきたこともかなり多いが，未解決なことも多い。また，定量的な内容が要請されるようになると，それによってまた新しい問題が発生するなど，実験技術の終着．最高峰は存在しないのであろう。このとき，実験技術の発展に最も功献するものは，現地の現象の詳細な精度よい観測資料であるといえる。

(3)　水質の模型実験

遊水池や河口など新しい模型実験もどんどん行われるようになった。また，扇状地などの混合粒径で，かつ縦断変化する移動床実験なども検討を始める気運にある。そして，水質の模型実験も可能である。湾や湖沼などについては計画され，検討が始められている。ただし，相似条件や精度にもまだ問題もあり，施設も一部を除いて十分とはいえない。主な問題点を列挙すれば次のようである。

a．移流はよいが，乱れの現象は相似にならない。（現地と模型の拡散係数がフルードの相似則に従わない）。

b．生物．化学変化を伴う現象の取扱い。

c．成層流はよいが，それ以外の混合状態はフルード則に従わない。

d．実験装置の問題（歪の程度，潮位変化，風，波，密度流，粗度など）

〔参 考 文 献〕

1）須賀堯三：“河川水理模型実験の最近の進歩”，土木学会水工シリーズ，S．49．

（河川研究室）

2－14

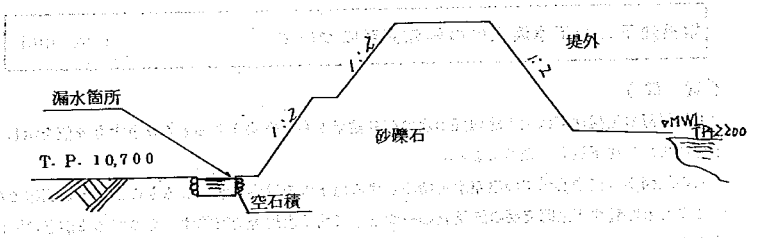
漏水の簡易的な調査方法と工法について （50．中国）

（質 問）

該当河川は，高梁川，吉井川だが，平水時において，部分的に漏水を生じている箇所がある。その対策として部分的に川表の低水護岸部にコンクリート張を施工したこともあるが，完全に防止できない。これ等の漏水箇所を発見する方法はいろいろあると思うが，簡単な調査で，適確に発見できる方法があったら御教示願いたい。

又，地質は砂礫層で矢板が打ちにくい状況だが応急対策工法も併せて教示願いたい。

（例）



（岡山河川）

（回 答）

河川からの漏水は砂質地盤のところに起こるが，そのような地盤のところでも全面的に漏水がみられるわけではなく漏水個所は限られている。つまり部分的に透水性の大きい個所や地表の不透水層（あるいは難透水層）の薄い個所，俗に言う「水みち」にあたるところなどに漏水が生じやすいと考えられるが，このような土質状況の不均一な個所を簡単に見出すことは困難であるから，漏水の可能性のある地域を推定することはできても，その地域内のどの地点から実際に水が出て来るか

を明らかにすることは不可能である。

したがって漏水個所は現地調査において発見する以外にその存在を知る方法はないわけであるが，これには詳細な視察を行なうのが最良であり，特に装置等を利用した発見法はないのが現状である。漏水個所を発見することあるいは湧水または水たまりの個所が河川からの漏水の結果であるかどうかを判定することが困難なのは，平水時においては漏水がみられないか，あったとしても顕著でないためであるが，現地の観測は河川水位の上昇した時に行なうのがよい。平水時における堤内池の水の浸出状態が出水の影響を受けて変化すれば漏水が生じていることが明白であるが，その変化があまり明らかでないときは河川漏水であるとの判定は簡単にはできない。トレーサを使った河川水の追跡，放射能測定による方法などがあるといわれているが，いずれも大がかりな調査となるため河川漏水調査での実施例は聞かない。

次に対策工法であるが，堤外地のみに施工するという条件で矢板が打設困難であれば，堤外のり尻における場所打ち止水壁が適切と考えられよう。セメント，ベントナイト等を利用してパイル状のものを連続して作る地中壁状のものと，トレンチ掘削をして同じような材料で埋めもどして不透水壁を作る方法が考えられるが，いずれも止水壁の下端が不透水層に到達していないので下部に厚い透水層が残ったり平面的にパイル相互の間があいていたりすると止水効果があまり期待できなくなる。止水壁の厚さはあまり厚くする必要はない。工事の簡単なのはトレンチ掘削（スラリートレンチ工法）であると思われるがこの工法ではあまり深い部分まで止水壁を作ることができないのが難点である。（土質研究室）

2－15

地盤沈下と地下水汲上げの関係究明について　（50. 中国）

（質　問）

鳥取平野の地盤沈下は国土地理院の水準測量結果から年平均３３㎜とかなり大きな値を示しており各所で地盤沈下現象が顕著である。

この原因が市街中心部での温泉水を始めとする地下水の過剰揚水によるものかどうか明確でない。

このため地盤沈下原因究明の諸調査の一つとして地下水調査を実施するものであるがどの様に調査を進めればより的確なデータが得られるがご指導願いたい。（鳥　取）

（回答－１）

地盤沈下で話題になっている川崎市，千葉県船橋市の例を見ても判るように，地下水の大量揚水地域では地下水位の低下現象が見られ，この地下水位の低下が地盤沈下の主原因であることは良く知られている。しかし，地下水位低下と地盤沈下との因果関係は定性的であって，定量的な解明はなされていないのが現状である。石川県七尾湾や千葉県市原市では地盤沈下に影響を与える諸因子を各種の調査によって決定し，その諸因子を用いて地盤沈下のシミュレーションを試みているが，まだ多くの問題点が残っている。また，同じ量の地下水を揚水しても取水帯水層を一層に限定した

場合と無作別にストレーナーを設けて多層から取水した場合では，後者の地盤沈下量が前者より大きくなるといわれている。

このように地下水（温泉水）汲上げを地盤沈下との因果関係を明確にすることは困難であるが，一般的には次のような調査が実施されている。

① 地盤沈下の動向（沈下速度，沈下区域）を確実に把握する。水準測量の結果の整理

② 精密水準測量による沈下量の調査（３年以上）

③ 資料調査，新規ボーリング等により地盤沈下地域の地質構造および土質常数の把握

④ 地下水（温泉水）の汲上げの現状すなわち汲上げの対象となっている地層の層準（どの帯水層から汲上げているか），汲上量とその経年変化を把握する。

⑤ 温泉水の温度変化……泉水の汲上げ量と温度変化の関係を求める。

⑥ 古井戸や新規ボーリングを利用しての地下水位と水質の調査

⑦ 地下水汲上げに伴なう地盤沈下シミュレーション

地下水観測井は既存井戸や，新規ボーリング等によるが，観測井の分布はできるだけ調査域内に平均的に分布し，かつ，各観測井を結んで得られる三角形は正三角形に近いことが望ましい。一般に地下水面図を作成するためには，観測井は１ km² に４点以上が必要だといわれている。また，新規ボーリングに当ってはボーリング孔の穴曲りに注意し，特に帯水層となっている砂礫層をボーリングする時は井戸の透水性をそこなわないようにしなければならない。

いずれにしても地下水の調査は長い年月と費用を要するが，根気よく調査を進めることが必要である。また質問の地域のように温泉揚水との関連を求めるには，温泉水の帯水層と普通の地下水帯水層とが区別できるかどうか，その相互の関係はどうか，また人工かん養の可能性があるかどうかなど，一段と複雑な問題があるように思われる。

〔参 考 文 献〕

1) “地下水調査観測要領（案）”河川局河川計画課

2) 椎 根 勇：“地下水資源の開発と保全”水理科学研究所

3) “地下水資源学”，水収支研究グループ，共立出版ＫＫ

等

（地質研究室）

（回答－２）

地盤沈下と地下水汲上の関係究明について

地盤沈下原因究明の諸調査の一つとして行う地下水調査は次のように２段階にわけて実施することが考えられる。

i 概略調査

a) 地下水位の分布（既調井戸による）

b) 地盤沈下量（観測値があれば）

c) 井戸調査（揚水量，井戸深さ）

d) 地質図（ボーリング資料，井戸資料等から）

以上によって，問題の大きさ，調査区域，調査内容等が決定される。この段階でも地盤沈下が

地下水の過剰揚水によるものかどうかは，ほぼ推定される。

ii　地下水，地盤沈下のシミュレーションの実施

a）帯水層の調査（揚水試験，試掘，物理試験，土質試験等）

b）揚水量の把握（過去にさかのぼって）

c）かん養量の把握（季節変化も加えて）

d）井戸による地下水位観測（既設井戸又は観測井による）

e）既往地下水位，地盤沈下量の資料収集

f）地下水，地盤沈下シミュレーションの実施

地下水シミュレーションは，b），f）項の既往資料の有無によってその精度を大きく支配される。資料がない時はまず観測体制を確立し，数年間程度の資料の蓄積をはかるべきであろう。

（水文研究室長）

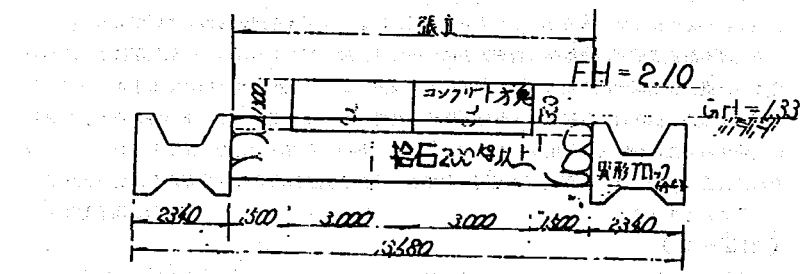
2－16

導流堤・離岸堤の堤体沈下と洗掘深の測定方法について　（50. 中国）

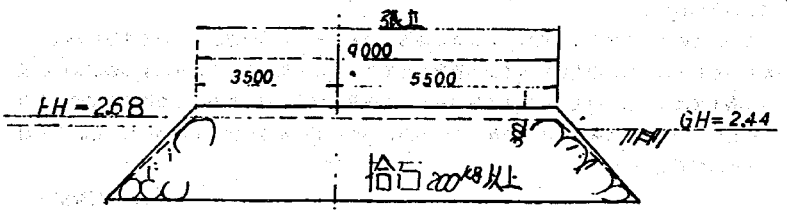
（質　問）

上記の一般的な堤体構造は，捨石（５００ Kg/ℓ 程度）でマウンドを作りブロックを被覆するがこの場合，捨石の沈下量（海底地盤からのメリ込み）が，設計変更時問題となる。又堤体設計上，波浪時における最大洗掘深を把握したいので観測器機，測定方法についてお聞きしたい。

（鳥　取）

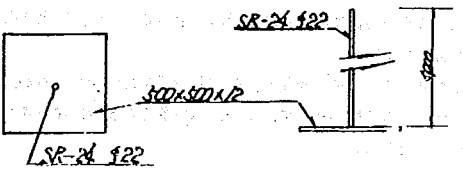


DL = −4.00



沈下板 S = 1/20

平面図　　側面図



（回答－1）

捨石の沈下量を測定する方法についてはあまり適当なものがないが，ここでの測定の目的は堤体の沈下を防止するための捨石が必要な幅，長さ，厚さを持っていることを確認することであろう。したがって最も簡単なのは捨石施工位置の海底の測量を行ない，高さおよび捨石の拡がっている範囲を調べるのがよいであろう。またそちらの図面にある沈下板を用いるのもよいであろう。

導流堤や離岸堤前面の洗掘深の調査方法については，最も簡単なのは台風や低気圧による波がおさまった直後に前面水深を測るものである。大きな波によって洗掘された場合でも小さな波が来ると回復するが，海底は1日程度であれば暴風時の洗掘深とあまり変化していないであろう。暴風時に測定する方法については皆生海岸でアイソトープを利用した方法で調査したことがある。設計のために調査するのであれば例えば1週間々隔で前面水深を測定し，その頻度分布から設計洗掘深さを決めることもできよう。

（海岸研究室）

（回答－2）

盛土による地盤の沈下量を観測するには質問にあるような沈下板を用いるのが最もよいが，この場合のように捨石がかなり大きい場合には，施工中に鉛直ロッド（鉄筋）が曲げられたりする可能性があり，また捨石の間の空げきが，5 mの鉛直ロッドが通るだけまっすぐにあいているかどうか疑問がある。この2点が解決されるならば，捨石のめり込みを測定するのには，質問の方法は非常によいと思われる。

なお，このような沈下は，相当ばらつきのあるものと考えておいた方がよいので沈下板の数はかなり多くしてのり肩，中央部にいくつか設置してそれぞれの平均値をとるようにするのがよい。通常の盛土ではのり肩と中央部では沈下量が異なるのが普通であるが，このような捨石堤では捨石のかみ合わせの程度によって，均一な沈下となるか，不等沈下となるか明確でないので一応，のり肩と中央部で測定をしておく。

（地質研究室）

2－17

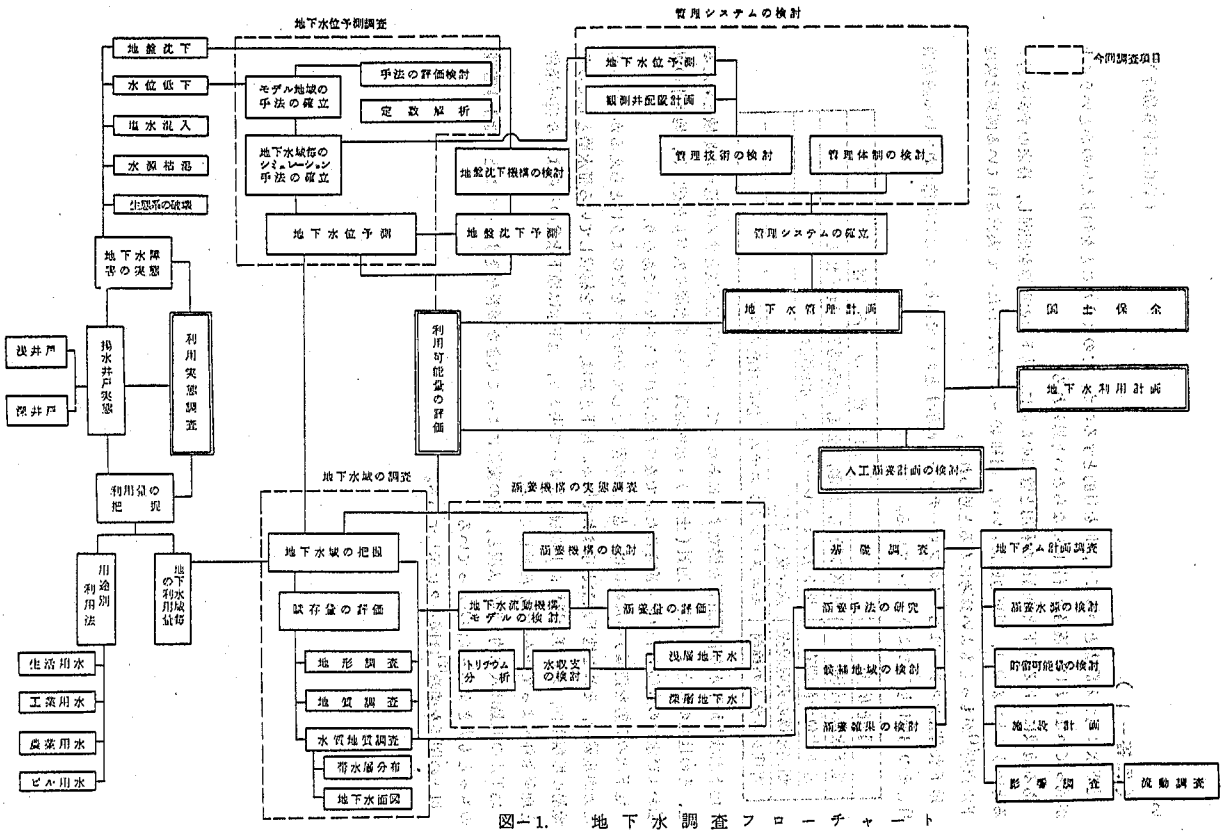
地下水に関する適格な調査方法について　（51. 北陸）

（質　問）

地下水資源の確保と管理のため地下水に関する調査手法の確立が急務となっている。現時点では，各現場において，個所にその特性に応じた調査手法を用いているが，結果は必ずしも満足出来るものではなく，それぞれ苦慮している。

例えば，調査範囲をせまくしてモデル化し，観測井設置を行い調査するか，あるいは広域的に調査するかについても，地下水の特性が複雑で，かつ，他の多くの要素に左右される地下水では，まったく選択しかねるのが実状である。

特に，河川との関連を集中的に調査する場合の適格な調査方法について，一つの方向を提示願いた



図—1. 地下水調査フローチャート

い。

（富山工事事務所）

（回答－1）

地下水に対する調査といっても，何を目的とするのか，どのようなことを知りたいのかということが判っていなければ，適格な解答にはならないと思われる。

ある地域における地下水の適正な利用と管理のために，地下水の実態を把握し，将来の予測を樹てるということであれば，関東地建において，昭和49～51年度にわたって実施されている関東地域地下水調査[1]がもっともよい参考になると思われる。

地下水調査システムは図－1のフローチャートに示すとおりであり，ここに実施されている調査項目とその内要は以下のようになっている。

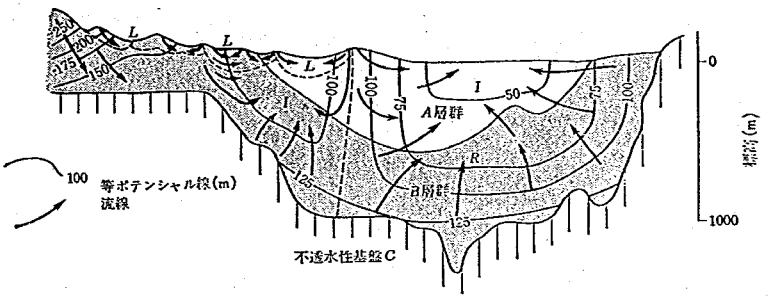
調査項目	調査の内容
地下水域の調査	地区の設定，地形，地質，水理地質，地下水位
地下水位予測調査	地下水シミュレーション，水理定数
涵養機構の実態調査	水収支（実例）
管理システムの検討	モニタリングシステム（観測井配置等）

地下水域を地下水の管理計画を樹立するにあたって，一つの管理区域とするに適当な地域と考えると，その地区の設定は，地形・地質（土質）・水理地質上から滞水層の広がりを把握し，地下水の流動および水位の変動も十分に考慮された上でなされなければならないであろう。

地下水の実態を把握するためには，地下水の容器としてのモデルをどのようにとらえるかという考え方が重要で，それを地下水盆と呼ばれている。地下水盆は，それを構成している帯水層としての各地層の堆積条件，および地質構造上の制約によって決まり，地下水は地下水盆のそのような境界条件と地形条件によってゆるやかに流動している。

地下水の流動は人為的な利用状況と，その変動によって大きな影響を受け，そのことが地下水管理のもっとも大きな必要条件となっている。

以上の関係を柴崎[2]は図－2に示している。



流動系としての区分
L： 局所的流動系
I： 中間的流動系
R： 広域的流動系

地下水盆としての区分
A亜地下水盆
——内部境界条件——
B亜地下水盆
～～外部境界条件～～
C不透水性基盤
AB地下水盆

堆積盆としての区分
A層群
～～？～～
B層群
～～不整合～～
C基盤
AB累層群

図－2. 堆積盆・地下水盆・地下水流動系の関係（柴崎 原図）

地下水盆あるいは地下水域における地下水の動態を予測するために，地下水収支シミュレーションが実施される例が多くなってきている。この場合，地下水盆の性状をどのようにとらえ，地下水域をどのようにして決定し，モデル化するかがもっとも大きな問題となっており，いわゆる地下水の調査といわれるものは，このモデル化をいかに現実に近いものにするかということのために実施されるものである。

地下水の動態を求めるためのパラメータは，基本的には，以下の７項目程度と考えられている。(3)

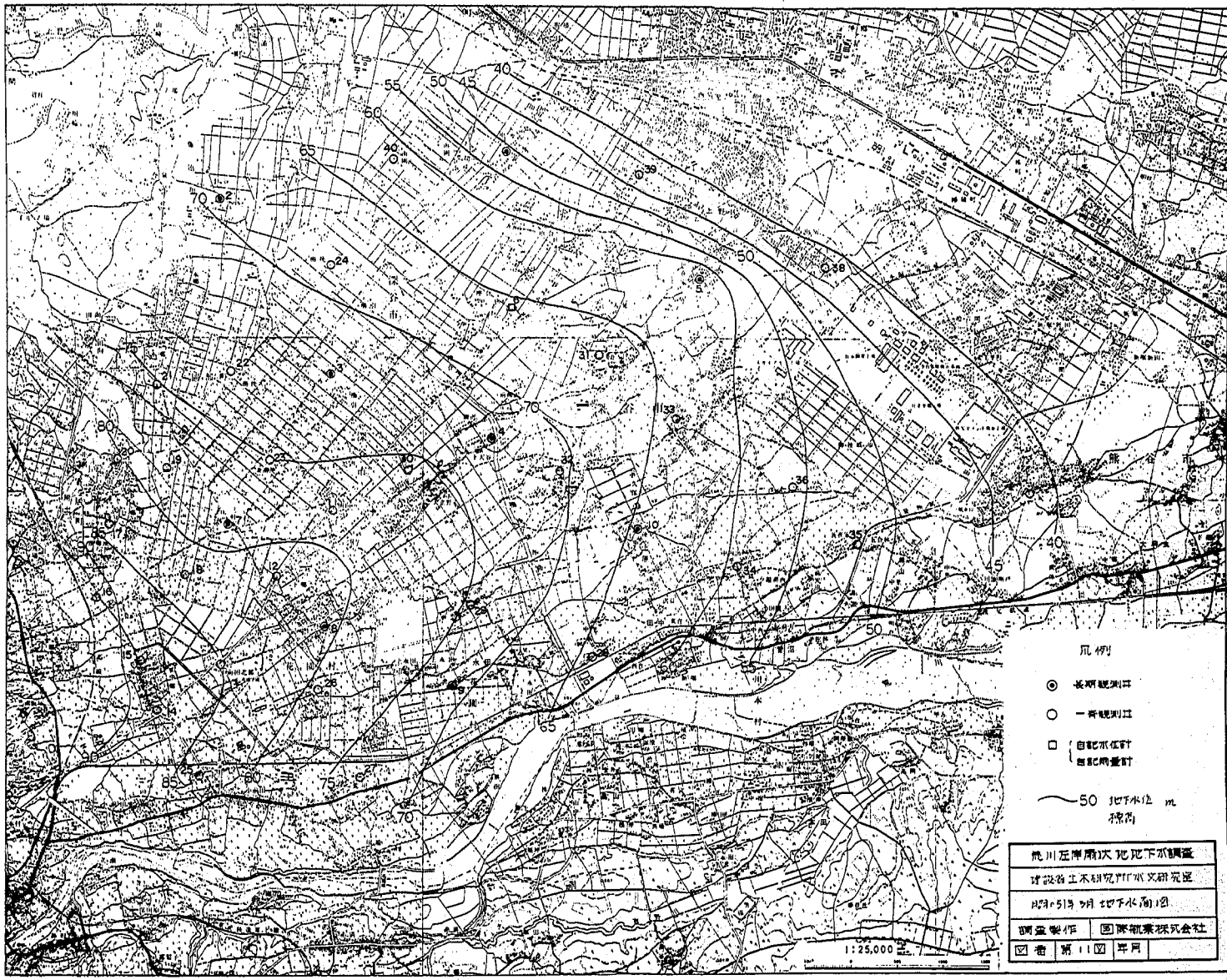
(1) 地下水盆の形状と区分 —（地下水域）
(2) 帯水層係数
(3) 境界条件
(4) 揚水量
(5) 初期水頭
(6) 水頭変動
(7) 地盤沈下量

これらのパラメータを決定するためには，とくに(1)～(3)では，ボーリングや土質試験を主とする地質調査の役割が大きいが，(4)～(7)では長期の観測資料が必要となる。

これらの資料が得られない場合には推定によるしか方法がないが，新規に調査孔や観測井が必要となる。

地質調査としては，下記の項目が考えられるが，地下水域の決定との関連において，既存資料の活用に負うところが大きい。

(1) 地形区分（空中写真，地形図，踏査）
(2) 地質概査（既存地質図，地表地質踏査）
(3) ボーリング資料（柱状図，コア，検層資料，土質常数，透水係数等）
(4) ボーリング調査（とくに(3)が少ない場合には必要）（土質常数，透水試験，検層等）
(5) 深・浅井戸資料（ストレーナ位置，揚水量，地下水位，径時変化，柱状図等）


凡例
長期観測井
一斉観測井
自記水位計
自記雨量計
50 地下水位 m
標高
荒川左岸扇状地地下水調査
建設省土木研究所水文研究室
昭和51年3月 地下水面図
調査製作
国際航業株式会社
図番
第11図
年月
1:25,000

図－1. 地 下 水 面 図

(6) 地質構造の決定（既存資料と新規調査によって，水理地質断面図を作成する）

河川との関連を求めるためには，図－２の堆積盆と，流動系の調査が重要であり，地質断面図を数多く作成するとともに，河川の低水流量観測結果との照合検討が必要になる。

（地質研究室）

（回答－２）

河川との関連において地下水を考える場合には，対象とする地下水は，おおむね浅層地下水や伏流水と考えてよい。

必要な調査項目は次のようなものである。

1. 地形学的考察

対象とする地域が河川流域のなかで，どのような位置にあるのかを判断することは，地下水と地表水との関係を求める上で重要な点である。台地・段丘，扇状地，自然堤防，谷底平野，三角州・海岸平野，旧河道，湿地，水草地，などの地形判読は，国土地理院で作成している土地条件図などを利用するのが便利であり，地質構造を知る上にも有力な手がかりを与えてくれる。

2. 地 質 調 査

地下水の流動を調べるためには，地質構造を知らねばならない。地質調査には，物理探査，磁力探査，重力探査，地震探査，電気探査など多くの方法があるが，ボーリング調査によりこれらの調査を補足することが精度を上げる上で重要である。従って，調査地域内あるいは近傍における土木工事等に着目して既往のボーリング資料を蒐集することは，経費の節減とともに，もっとも有効な手段である。これらの調査をもとに，地域全体の地盤構造図を作成する。

3. 地下水位の測定

地域全体にわたる地下水位を測定することにより，次のような情報を得ることができる。

① 地下水の流動方向と勾配を知る。
② 地下水量の変動を知る。
③ 降雨や河川からの供給を知る。
④ 蒸発や他の河川または地層中への流出を知る。
⑤ 人工的な揚水，かん養などの影響を知る。
⑥ 滞水層の水理学的特性を知る。

すなわち，河川との関係を，地域的にまた時間的に把握するためには，定期的に地下水面図を作成することが有効な手段である。図－１は荒川左岸扇状地で観測した井戸の水位から求めた地下水面図である。

測水調査では，観測井の配置と数が問題となるが，この例では，１点当り平均1.8 Km^2になっているが，精度と経費の点から考えると2Km^2に１点位がおおむね妥当なところである。

水位測定は，できるだけ既設の井戸を利用して自記水位計を設置するのが望ましいが，家庭用の井戸であれば１日１回の手動観測を委託して実施するのも経費の点から有効な方法である。

4. 河川の水位流量観測

河川水の伏没，還元を知るために，調査地域に沿って縦断的に流量の変化を把握する。手法とし

ては，H～Q曲線による方法，同時流量観測などがあるが，地下水との交換量は比較的少ないから，小支川からの流入量などを十分精度よく測定することが重要である。

地下水面との比較をする上で河川表流水の水位測定は重要である。基準点については，自記水位計を設けることが必要である。

5. 水質指標による調査

地下水水質による地下水の分類，追跡調査には各種の方法が提案されている。これまでに述べた調査方法と併用すれば更に調査精度を向上させる場合もある。水質指標としては，地下水流動に伴って増加する陰イオンHCO_3^-や陽イオンNa^+などの比較[2]ラドンやトリチウム濃度測定による滞流時間の推定法[3]があるが，これらの方法はかなり厄介な化学分析を必要とする欠点がある。

（河川部長）

〔参考文献〕

1) 山本荘毅：地下水探査法，地球出版

2) 橋本健，他：水質指標による地下水・伏流水調査，その1，その2
土木技術資料 Vol.16・№8（49年），Vol.17・№10（50年）

3) 樋根　勇：地下水資源の開発と保全，水利科学研究所

3. ダムに関する問題点

3－1

トンネル余水吐の安全性及び実用性について　（49. 中部）

（質　問）

フィルタイプダムの場合，余水吐の設置には，地形上の制約のため苦労するところであるが，トンネル余水吐が安全性かつ実用性が高ければ，かなり工事費が安くなり掘削面が少なくなるので，保護，維持が楽になると思われるので，トンネル余水吐の安全性及び実用性について説明を伺いたい。　（天龍川上流）

（回　答）

トンネル式余水吐の適用性（安全性および実用性）の問題は，高速流導水路としての構造的安定性（耐久性）の評価の問題に帰着する。

トンネル式余水吐に生ずる各種の水理現象については，空気と水との二相流に関する現象が大部分を占め，学問的にも未知の分野であるため，水理計算によって予測することが困難である。このために，合理的な設計を行うには知識が不足するが，諸外国における多くの実施例あるいは実験的検討の結果として設計基準が経験的に導かれているから（ダム設計基準第10および11条）最適な設計を行うことは困難であるが，実用上問題のない設計を行うことができる。

したがって，設計された形状が確実に施工されかつ維持管理されれば，トンネル余水吐であっても所定の機能を発揮するものと考えてよい。

流木などによる閉塞あるいは疎通能力の低下に対する危険についても，水路式などと同等の断面の余裕を確保することを前提とすれば，一般の平面線形が直線で断面の大きい余水吐トンネルの場合には問題が生じないものと考えられる。

このように機能設計上の問題については，すでに実用可能な段階にあるわけであるが，実際に適用するためには構造物の安定性（耐久性）に対する慎重な配慮が必要になる。

これは，(1)トンネル式余水吐では高速水流に接する面が非常に長くなり，コンクリートの摩耗やキャビテーションなどによる損傷を避けがたいこと。(2)余水吐がトンネル式となるダムサイトは地山の状態も悪いところが多く，トンネルの変形やクラックの発生する危険が大きいことなどのためである。

これらは，いずれもトンネル内の流れが非常に高速であってわずかな表面の不整でも大きな災害につながる危険があり，特に，トンネルの変形やクラックの発生あるいは処理の適切でない継目などは，過大な動水圧成分をコンクリート内面あるいは地山内に導き，決定的な破壊をまねく原因となるためである。

したがって，このような箇所を早期に発見し適切な補修を行うことが必要であり，これが確実に実施されることがトンネル式余水吐を適用するための前提条件である。

トンネル式余水吐を採用する場合には，あらかじめこのような点検補修の要領を明らかにし，補修の方法および時期などについても考えておくことが必要である。また主余水吐が補修のために使用不能の状態にある場合に利用できる非常用余水吐についても考えておかなければならない。

従来より余水吐の設計では，計画面あるいは機能面のみが重視される傾向にあり，コンクリート構造物はいづれも永久構造物であるかのような取扱いが支配的であるが，余水吐は他の機械設備などと同様に年々その機能が低下する設備であり，トンネル式やシュート式のようにコンクリート厚の薄い構造物では摩耗などによってその安全度が急激に低下する恐れがあるから，これを一定の水準に保つためには定期的な点検補修が特に重視されるわけである。

したがって，計画（特に設計流量）が適切であり，かつ経験的に導かれた各種の設計基準を満たすとともに，これらの諸点を考慮して万全の対策を施す場合には，トンネル式余水吐を採用しても何んら問題を生じないものと判断される。又他の導流形式と比較する場合にも，このような点に注意して，その安全性および実用性を検討しなければならない。

（篠崎試験所）

3－2

重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について（49. 中部）

（質　問）

せん断強度の異なる2～3種の岩盤が分布する場合における基礎岩盤設計値のとり方についてご教示願いたい。（蓮ダム）

（回　答）

せん断強度の異なる岩盤をダムの基盤に用いる場合には，ダムの安定性に問題となる範囲内での岩盤の強度，変形性を求めておくのが原則である。一般にこれらの岩盤を分級する方法としては，周知の様に，岩の固さ，割れ目の間隔，割れ目の状態に着目した岩盤の等級分類が行なわれており，その等級毎に，強度，変形性試験を行なって，等級別に岩盤の性質を把握しておく。ダムの安定性に問題となるような範囲内の岩盤が，2種類以上の岩質からなる場合には，岩質によって，強度，変形性は異なるものであるから，岩質別に岩盤の分級を行ない，強度，変形性を求めておく必要がある。さて，この様に，岩質，岩盤分級毎に，強度，変形性が求められた場合，各岩級の変形性に大きな差異がなければ，Henny の式による極限安全率は，岩盤の設計強度として岩質岩級毎の強度を用いて得た，加重平均強度を用いてよい。

しかしながら，変形性に大きな差異がある場合には，変形性の小さな部分に応力集中が起こり，上述の加重平均強度を用いる検討だけでは，妥当ではない。この様な場合には，実際のモデルにおいて，弾性論に基づく岩盤内の応力分布を算出して，局部的な破壊が起こるかどうかの検討を行なう必要がある。これが，点安全率の検討である。この様な検討を行なえば，変形性の大きな弱層が重力ダムの上流端にある場合と下流端にある場合とでは，加重平均強度を用いたHenny

の極限安全率では同じであっても，点安全率に着目した局部的な安全率では，大きな差異が出てくるのである。

この様な点安全率に着目した検討が必要か否かの変形性に対する判断は，ダム基盤として用いる岩盤の弾性係数によって行なうものとすれば，$\frac{E\,min}{E\,max}=\frac{1}{3}$程度と考えられ，これ以上大きければせん断強度の異なる岩盤が分布する場合においても，加重平均強度を用いてのHennyの式による安全率の検討のみで充分であろう。点安全率に着目した局部破壊の検討は，当研究室の保有する有限要素法のプログラムにより容易に可能である。むしろこの場合の問題点は，強度，変形性の異なる岩盤の分布状況を，いかに正確に地質図（岩級区分を勿論含む）に表わすかという点であろう。

その他，特に蓮ダムの問題点として注意すべきことは，基礎岩盤が片岩より成ることである。片岩は，強度，変形性の点で特に異方性の顕著な岩盤である。すなわち，片岩の片理面に対する荷重のかける方向によって，強度，変形性が大きく異なる。従がって，実際の現位置試験に際しては，実際のダムからの作用力の方向に基づいた試験を行なうべきである。

蓮ダムにおいては，H＝79mであるので，Cm級の岩盤まで当然基盤として用いるべきで，黒色片岩のCh，Cm，砂質片岩についてのCh，Cmに対して，せん断強度を求めるべきであり，変形性については，従来の試験では$\frac{E\,Cm}{E\,Ch}<\frac{1}{3}$となる様な例は少ないので，場合によっては変形試験を省略しても差し支えない。設計強度としては，加重平均による強度を用いて差し支えないと思われる。内部摩擦係数については，鉛直応力σを色々変えたケースについて測定値を得て，試験より得るのを原則とするが，実際にダムからの作用力σの近傍で測定値を多く得る様にすれば，内部摩擦角の推定による誤差は相殺できるので，この様な試験を行なって便宜上内部摩擦角を45°に取る場合もある。

（ダム構造研究室）

3－3

崖錐堆積物をフィルダムロック部分の基礎とすることについての調査方法及び判定基準について（49. 中部）

（質　問）

崖錐は左岸側の上流ロック部がのる位置にあり，一番厚いところで約30mぐらいある。この崖部を全部除去すると推定約3000,000m^3であり，これを残すか除去するかによって相当経費に影響すると思われる。また，この崖錐の下に薄く旧河床堆積物があり，これが水みちとなっている。

一般的な調査は現在実施中であり，その内容は，現場密度・粒度分析・液性・塑性試験・比重吸水量・突固め試験，一面せん断試験等を行ない，すべり及び液化現象を起さないかを検討し，この結果除去しなくてもいけそうであればブロックせん断試験等を行ない，精度を上げていこう

と考えている。その場合の判定基準として，すべりに対してはロック材と同等の強度であれば問題ないが，それより低い場合，計算上もてばよいか，又何らかの処理をしなければならないか，又崖錐が飽和した場合性質が変化しないか，それを調べる場合どのような調査方法があるか，又液化現象に対しては均等係数及び現場密度等によって判定したいと思うが，それだけでよいか等について御教示願いたい。（水資源公団）

（回　答）

フィルダムのロックゾーン下部に堆積層を残したまま盛立を行なうか否かは，フィルダムの有利性を生かす意味においてしばしば議論の対象となる。この場合の問題点としては，御指摘のように堆積層のセン断強さや地震時の液状化の問題があるが，この他に変形性，沈下また，堆積層の位置によっては水位低下時の排水性の問題などが考えられる。

基本的には堆積層がロックゾーンと同等か，それ以上の強度を有しておればよく，一般的には河床堆積層の場合にはシルト，砂などの均一層の層状堆積物の場合を除いては良好な粒度配合をしており密度も大きいために，強度もロック材料と同程度で残されることが多いが，崖錐堆積層の場合には自然含水比の高い細粒分が多く含まれており，特に崖錐層の下部においては細粒分の堆積がみられることが多く，また成因的にも全体的に密度が小さいために強度が小さく取除かれる例が多い。

したがって崖錐堆積物を残すためには，それなりの慎重な調査と安全性に対する検討が必要である。

崖錐に対する調査は本質的には提体材料に関するものと同様であるが，まず第一段階としてボーリングや物探，立坑，横坑などにより崖錐の分布の調査を行ない，次に現場密度，粒度分布，自然含水比などを知ることが必要である。現場密度は一般に下部において大きくなる傾向がありまた，堆積層下部においては自然含水比の大きい細粒の堆積層がみられることがあって，これは滑りの原因となるので，調査は広い範囲にわたり全体的な状況の把握につとめる必要がある。

崖錐堆積層が飽和した場合の強度低下がどの程度のものであるか統一的な見解は得られていない。むしろ崖錐層は，排水性が悪く，急水位低下時の残留間隙圧が問題になることが多い。したがって崖錐層の透水性についての調査が必要である。透水性の調査は現場の堆積状態を再現させたテストピースについて行なうこともあるが，ボーリング孔による方法や注水試験，揚水試験などの現地試験によるのが望ましい。

崖錐上に盛立を行なう場合には，ダム完成後の総体的な沈下や変形性についても配慮する必要がある。沈下や変形性は，材料の物性値を求める方法がないために，正確な推定は困難であるが一般には，地表または横坑において平板載荷試験やクリープ試験を実施し，これ等の結果から推定を行なうのが普通である。最近では，試験により得られた物性値により，提体と基礎を一体としたものについて有限要素法による解析も実施されている。定性的には，密度が小さい堆積層は，沈下，変形性も大きいのでダム下部に残すことについては問題が残るであろう。

堆積層の地震時の液状化現象は材料の粒度分布，拘束圧，相対密度，余裕間隙比（e－emin）などに影響するといわれている。この問題については Seed ；土田，谷本，石原，岸田等の研

究があるので，これ等の条件を参照して検討しておけば十分であろう。しかし，液状化の恐れがあるような堆積層は取除くことが望ましい。

崖錐のセン断特性の試験はブロックセン断試験によることは困難である。基本的には原位置試験，あるいは乱さない試料を採取して室内試験によることが必要だが，実際には軟質であること，粗粒材料が不規則に混入していることのために不可能と思われる。したがって試験は粒度，含水比を変えずに密度を現場密度と合せて，一面セン断試験や三軸圧縮試験による方法が用いられている。安定性の検討は円弧すべり面についてスライス法，ウェッジ法，複合すべり面法などにより実施するが設計数値の採用にあたっては，堆積状況の違いによるバラツキも考えられるので十分余裕のある値を採用するよう配慮すべきである。

質問の主旨から現場における崖錐の堆積状況，地形，ダム軸との関連が不明であり，一般的な条項を述べるに止まったが，この問題は，むしろ画一的に論ずべき性質のものではなく，現場の特性に応じた調査が必要であり，更に地質学的な観点からの調査をも加味し，これ等の結果に基づいて総合的な判断を要するものと考えられる。

（フィルダム研究室）

3－4

利水計算における基準年のとり方　（49. 中部）

（質　問）

ダムの計画規模決定に当たって一般には，一連の利水計算を行ないその1/10程度の安全度で規模決定がなされているが，1/10付近の必要容量差が大きい場合，基準年のとり方について，この場合1/10とは10年間の1位とか，20年間の2位とかいっているが，期間をどこに設定するかによって容量がまちまちとなる。水文統計でおこなっているような手法を適用できるようにできないものか。（水資源公団）

（回　答）

1. 資料のとりかたによって必要利水容量が違ってくることについて。

これは指摘のように対象とする確率安全度附近の必要容量差が大きい場合にはとくに目立つことになるが，このことは一般的には資料抽出のゆらぎに起因するものとみられ，この例のように比較的少ない資料を扱う場合には統計学的にも当然考えられることである。近年は資料の整備が進んできていることや降雨一流況変換手法も一般化してきているので，今後の利水計画ではより長期の流況資料によって計画の精度を高めるための補足検討，検証を行ってゆくことが望ましいと考える。

また上記に関連し，利水安全度について若干考えてみると，その基本的考え方として，計画を超えるような渇水に対しても需要または供給上の弾力性によって対処しうることが必要で，それをあらかじめ検証しておくべきであろう。そしてその見通しが立たない場合には維持流量

等をできるだけ大きくとって実質的安全度をあげておく必要があるのではないかと考える。

上の2つの点は，指摘のように安全度のわずかの差によって必要利水容量が大きく変るような場合に，検討された容量規模の妥当性と安全性を検証するための目安として有効であると考える。

2. 開発量によって対象年が変ることについて。

利水容量を求める場合，一連の利水計算を行って所要の安全度をもつ容量規模とそれに対応する流況対象年が選定されるが，開発水量が変化すると対象年も変ることがありうるのは当然考えられることである。これは流況系列を想定してマスカーブ法によって検討を行う場合の一般的な問題といえる。

このような対象年方式の不都合さを改善する方向として考えられるのは，大別して，

(1) 長年間の降雨または流入量系列による貯水池運用シミュレーションを行い，多くのマスカーブから確率的に必要容量を，および選定した代表パターンから運用行程を求める方法。

(2) 入力である降雨または流入量を確率量として与え，ＯＲ等の手法によって運用計算を行う方法。

があるだろう。

(1)の方法では数十年またはそれ以上のぼう大な系列資料にもとずいた計算を行い，一般化した対象年パターンをあてはめることが考えられるが，開発水量を変えるたびにやはり対象年が変り得ること，作業量が多いことは実用的に若干問題となる。また資料については，近傍地の降雨資料まで利用することを考慮すれば大抵の地域では５０年またはそれ以上の記録を求めることはできる。なお近年は実験的に種々の方法によって降雨または流況値系列を模擬的に発生させる試みがなされてはいるが，実用上ではなお研究が必要であろう。

(2)については推移確率行列を応用して貯水量の季節的変化を確率的に推定する方法が試みられており，利水計画検討の有効な方法の１になりうると考えられるが，流況の地域的，時間的相関性の取扱い，資料年数による流況度数分布の精度など実用化のためにはいくつかの問題が残されている。（「ダムによる低水管理の手法に関する調査」昭和４８年度河川総合開発事業調査費報告参照）

(2)についてはこのほかにも多段階的決定手法等いくつかの手法が提案されているが，わが国への適用について，今後検討を進めてゆく必要がある。

（水資源開発研究室）

3－5

岩盤せん断試験結果における純せん断強度と内部摩擦角の関係について

（49. 中部）

（質　問）

弥栄ダムで岩盤せん断試験を行い，岩級別グループの試験値を最少自乗法で整理した結果，内部摩擦角が４５度より大きくなった。しかし設計に用いる場合，他のダムの例に４５度より大きい値を採用した例がないと思う。このため４５度を目安として純せん断強度を大きくしてはいけないか。又ダムの安全性から考えて，５２度（試験結果）を４５度として用いる方が妥当なのか意見を聞かせていただきたい。　　（弥栄ダム）

（回　答）

岩盤の内部摩擦角が４５°以上になることは理論的にもあり得ることで，岩級区分原位置試験が正しく行われ，得られた試験結果が$\tau=\tau_0+\sigma\tan\phi$の直線関係を満足しているときは，当然それから得られた内部摩擦角を用いるべきである。

一般に中古生層の堆積岩，花崗岩などの硬岩の場合には内部摩擦角は45° 以上で，風化花崗岩や，新第三紀の堆積岩のように固結度の低い軟岩のときは 45° 以下である。

しかし，岩盤は場所によるバラツキが著しく，$\tau=\tau_0+\sigma\tan\phi$のきれいな関係が得られることは稀である。これは

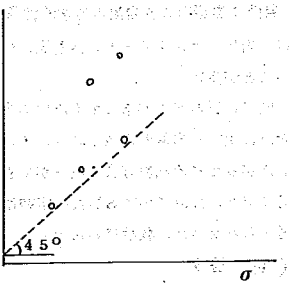
a）岩級区分は横坑の側壁で行われ試験は横坑の底面で行われることが多い。このために岩級区分と試験地点の状況とが一致しないことがある。これは試験地点で試験の前後に面の入念の観察を行えば或る程度避け得る。

b）現在行われている岩級区分方法は一般的に適用し得る規準を示しているので個々の地点では最も適当な区分方法でない場合がある。これは試験地点の入念な観察と，試験結果の入念な検討を行えば，試験結果に強い影響を与えている因子を見出すことは可能であり，その結果をもとに再区分を行えば解決可能なことが多い。

c）試験の巧拙

これは破壊面の観察，荷重―変位曲線を検討すれば判定可能である。

などによると考えられるが，ここに述べた検討を行えば解決出来ることが多い。しかしこれらの検討を行っても$\tau=\tau_0+\sigma\tan\phi$のきれいな関係が得られないことがある。このような場合に最小自乗法を用いて整理するのは危険側の推定をする可能性があるので，図－１に示すように，極端な値を除外し，内部摩擦角を45°に仮定し，測定値を下側に包絡するような直線を引き，せん断強度の設計値を得る方法を便宜的にとっている。



図－１

しかし基本的にはa）～c）に述べた検討により解決すべきものである。

前述した便宜的方法を用いたときに注意すべきことは，行われた試験の破壊時の垂直応力がダムと基盤との接触面上の平均鉛直応力がσ_mよりいづれも上回っているときは図－２に示すように

σ mのときの破壊強度を過大にとる結果になる。このため，せん断試験を実施するに当って，破壊時の垂直応力がσ mを下廻るものも含むように配慮する必要がある。

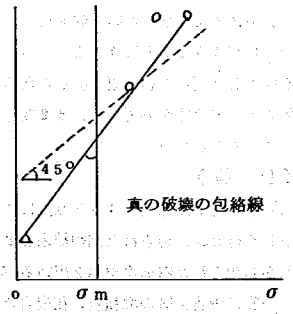
このσmは

ダムの高さ　H＝１５０m　σm≒１５㎏/㎠

H＝１００m　σm≒１０㎏/㎠

H＝　５０m　σm≒　５㎏/㎠

で，１００m以上のダムではこのような試験を行うのは容易であるが低いダムではσmが小さくなるのでせん断ジャッキを低角度で取付けなければならず，曲げ生じ易くなり難かしくなるので注意を要する。



図－２

弥栄ダムの場合，せん断試験結果をみるとＣＨおよびＣＭ級の岩盤については比較的正しい$\tau = \tau_0 + \sigma \tan\phi$の直線関係を得ている点，実際にダムに作用する垂直応力の範囲内での測定値を数多く得ている点からみて，$\phi = 52°$，および$\phi = 52°$として得られる純せん断強度を用いて設計するのが妥当な方法と考えらえる。

（ダム部）

3－6

岩盤試験方法の統一について　（50. 中国）

（質　問）

岩種や岩級により岩盤の力学的性質が異なるために，岩盤せん断試験等の岩盤試験方法については，岩盤とコンクリートの接着面，荷重速度，荷重の適用範囲等をダム毎に変えて試験を行っていることが多い。

同じ地質のダムがあっても試験方法に違いがあれば，試験結果をダム間で比較することができず，設計に用いる岩盤の定数（τ_0，f，E等）はダム毎に独自のものになってしまう。

したがって岩盤試験方法の統一ができれば，ダム毎の試験値の他に同じ地質の他ダムの試験値も参考にでき，設計に用いる岩盤の定数はより客観性を増したものとなるが，岩盤の試験方法の統一は考えられないか，教示願いたい。

（弥栄ダム）

（回　答）

原位置岩盤試験を行なう目的は主として２つに分けられる。

1　設計に用いる岩盤の変形係数，強度の値を知りたいため

2　岩盤試験等の岩盤の挙動を観察し，岩盤特有の弾性，粘性，塑性，破壊機構等を明らかにして，ひいては，安全なる構造物の製造に役立たせる。

このうち，２の目的で行なう岩盤試験はその着眼する点に応じて試験の細目が異なるのは当然で

あろう。

1の場合は，特定のサイトでの設計値を得るための試験であるから，そのサイトの実情（載荷方向，応力レベル等）に合った，ダム築造後の岩盤の強度，変形性の真値を得るに最も適当な方法が最良の方法ということになる。従がって，個々のサイトで設計技術者の思想に基いて様々な方法が取られるのはある程度は仕方がない。

しかしながら岩盤試験を行なう基本理念は上述のようなことであるにしても，同程度の岩盤を有する他ダムの岩盤試験の結果を試験方法が異なるために厳密な意味で比較し得ないことは，質問者が指摘するように由々しきことであるのは事実である。

そこで，土木学会岩盤力学委員会でも試験方法を統一できるものについては，統一することとし，各機関で殆ど同様の方法をとっている平板載荷による原位置変形試験について，取りあえず統一することとし，近くまとまったものが刊行される予定である。

せん断試験については，試験方法（ブロックせん断，ロックせん断，3軸試験），供試体のサイズ，荷重速度，直応力の範囲，τ，fの整理の仕方等について定説がなく，各機関で試行しているのが現状である。

このうち土木研究所においては，現在では略，次のような整理をしている。

- 試験方法　比較的良好な岩（CM以上）　ブロックせん断
  〃　不良な岩（Ce以下）　ロックせん断または3軸
- 供試体のサイズ　比較的良好な岩　60 cm×60 cm×40 cm
  〃　不良な岩　100 cm×100 cm×50 cm

いずれにしても，岩盤の種々の性質がはっきりすれば，前述したようなせん断試験の示様にしても統一した方法で行なわれるのが妥当であるので上記の岩盤力学委員会でも準備を初めている。

（ダム部）

3－7

岩盤における安全率の取り方について　（50. 中国）

（質　問）

ダムの安全率は岩盤とコンクリートの部分で4以上としているが，岩盤の断層部および尾根の安定解析を行う場合どの程度の安全率が必要なのか教示願いたい。

（弥栄ダム）

（回　答）

コンクリートの安全率は応力破壊の条件に照らし合わせて4であり，ダムの設計の場合の岩盤の安全率は極限の状態で4であり，コンクリートの安全率とは異なる。同様の応力破壊条件の安全率（いわゆる点安全率）では，通常の重力ダムの設計では，2～2.5の安全率になる部分が生ずることがすでに報告されている。

一方フィルダムの斜面の安定に対する安全率は通常１．２を用いており，これは極限状態における安全率である。ダムの安全性が社会に与える影響については同じであるから，これらの安全率が表面異なっていても，本質的な安全率については同等でなければならない。この点については，系統だった説明をすることは不可能であるが，現在のところ表面上の安全率の差異は材料としての性質の差で説明される。

すなわち，コンクリートは安全弾性体であり一部分の降伏が全体の降伏につながると考えられる。一方フィル材料は塑性体であるから応力の均等化が生じ極限状態まで，各部分は荷重を保持し得る。

岩盤については，一応現在のところ弾性体と考えているが，岩盤内の不連続面，粘性等によって，かなりの応力の均等化は期待できるので，応力破壊の安全率をコンクリートと同様に考える必要もないであろうと思われた。

このように安全率は材料の性質に応じて所要の値を決定すべきであることがわかる。

質問の断層部の安全率については，断層の性状による点も大きいが，いくつかの断層せん断試験において，塑性的な性質が確かめられている。従って極限安全率を岩盤なみに取る必要はないと考える。しかしフィル材料なみの１．2を取ることは断層強度の推定の不確かさ，解析方法の不確かさ，断層上部の岩盤のゆるみ等を考慮すると危険であろう。２～３がこの場合の目安となる。

自然地山の安定解析については，自乗の取り扱かい，解析方法等によって安全率を考察する必要があるが，一般的には，想定破壊面の材料の性質に応じて上記の値を基本にして考えるのが妥当である。

（ダム部長）

3－8

貯水池の水位降下速度と貯水池周辺地すべりについて　（50. 中国）

（質　問）

現在貯水池の水位降下速度は１m／dayが原則となっているが，弥栄ダムの場合サーチャージ水位が２２mあり，この原則によると降下に要する日数は２２日となり，次の洪水に対処することがかなり困難となる。したがって降下速度の増大についても検討する必要があるが，問題となるのは周辺の地すべりを発生しないかということである。現在周辺の地すべりについて調査を実施しているところであるが，降下速度と地すべりの検討を行うには水位の連続的な降下に際し，地山の間隙水圧がどのように変動するか知る必要がある。この検討方針について御教示願いたい。

（弥栄ダム）

（回　答）

貯水位の増減による貯水池周辺の地すべりの発生の事例が増加しつつあるが，特に洪水時における調節作用が誘因のひとつとしてあげられる場合がある。

その発生機構として考えられるもののなかで最も重要であるとされるものは，貯水位の急激な降下によって地すべり斜面内に発生する残留間隙水圧の影響である。

地すべり斜面が水没することによって，水没斜面地表からの浸透水が斜面内の透水層を通じて圧入されるほかこれまで河床付近で湧出していた地すべり地上部からの地下水が，湧水口を失なって，地すべり斜面内に保留され，透水層付近で異常な水圧を伴なって滞溜する。このため貯水位低下によって，地すべり斜面表の水圧が取り除かれた時，透水性の低い斜面内での地下水は水位低下速度に追随して低下することができないため，地すべり斜面内に間隙水圧がそのまゝ残ることになり，地すべりの安定が損なわれ，地すべりや崩壊を発生するに至る。

したがってこのような地すべり，崩壊を防止するためには，地すべり斜面内の地下水による残留間隙水圧を考慮した防止対策を行なうか，少なくとも残留間隙水圧の発生がないような速度で貯水位を調節することが必要である。

水位の連続的な降下に際して，地すべり斜面内に間隙水圧が発生するかどうかは，地すべり斜面地層の透水性によることになるが，通常，地すべり地内での地下水の移動速度は（1～2）×10^{-3} cm/sec 程度のものが多く，一般に水位降下を1 m/day とすれば地下水の低下はこれに追随でき，残留間隙水圧が発生しないと考えられている。しかし防止対策なしに，これ以上の貯水位変化を実施せざるを得ないとすれば，地すべり斜面がこれに見合った透水性をもっているかどうかを調査することが望ましく，このために次のような検討事項が考えられる。

① 地下水の分布……基盤の形，地下水の集まりやすい位置

② 透水層の位置と透水係数

③ 透水層における地下水位……降雨の影響，ピーク水位上昇，下降の時間特性

地すべりの安定に影響の大きい地下水透水層の位置を探査し，この地下水の動向が貯水に影響されるとすればその範囲，時間はどのようになるかを，透水係数，地下水位の降雨影響から推定しようとするものである。

尚，この他，貯水による地すべり発生の原因としては次のようなものが考えられる。

① 貯水圧力の斜面に対する急激な増減

② 水位の急激な低下による斜面下方の湧水点におけるパイピング現象による不安定化

③ 浸透水による斜面上層の劣化

（地すべり研究室）

3－9

貯水池における水質の面から見たコンジット，ゲートの呑口のあり方について

（50. 中国）

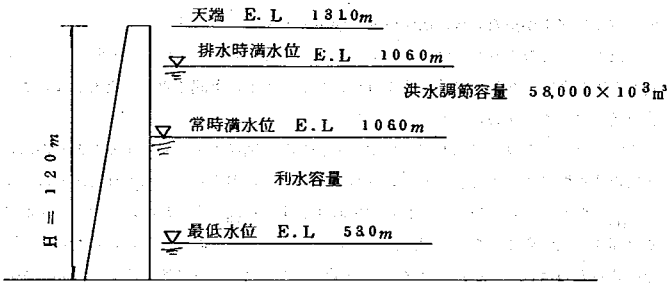
（質　問）

コンジット，ゲートの設計に当っては，水理的条件を満足することもさることながら，近年ダムの建設位置が市街部に近くなり，水質の問題が重要問題として提起されてきている。特に，洪水末期及び中小洪水の濁水対策については，濁水期間をできる限り短くする必要があると思われる。

1) 効果的な濁水対策として，コンジット，ゲートの呑口の中心標高によって，対処できないものかと考えているが，実例及び検討された事例があればお教え願いたい。

2) 1) の他で効果的な対策方法があれば教示願いたい。

なお，当ダムの基本的条件は下記の通りである。



（弥栄ダム）

（回 答）

濁水長期化現象は河水の貯留という利水目的を持った貯水池本来の機能に起因する現象であり，不可避の側面を持っている。この現象の原因として次の2種が挙げられる。

(1) 密度成層の強い貯水池で，中小洪水時に流入した濁水が洪水後，利水用常用放水工などにより徐々に引き出される。

(2) 受熱期後期の大洪水あるいは秋から冬にかけての放熱期に発生する循環流によって貯水池全体が濁り，懸濁粒子の沈降がほとんど起こらないまま常用放水工より引き出される。

このうち，(1)の現象では密度成層が維持あるいは短期間に再形成されるもので，表層取水機能を持つ選択取放水設備によって軽減することは可能であり現在多くの貯水池にこの種の放流設備が設置されている。

しかし，この種の放流設備は密度成層の存在を前提としたものであって(2)の現象に対しては効果が少なく，濁水長期化現象の根本的な解決策となりにくい。また，同時に，このような表層取水を行なうことによって貯水池内には従前以上に懸濁物質が残される恐れもあり，これを処理しなければ(2)の現象をより悪い方向に助長することが懸念される。表層取水を行ない常時の流水の濁度を改善すると同時に適当な時期にはこれらの懸濁物質を貯水池から放出することも考えなければならない。

一般に，洪水期は貯水池内に密度成層が形成される時期とほぼ一致するから，この時期には高濁水は貯水池底層に存在するものと考えてよい。したがって，この時期に底層取水を行なえば高濁水をある程度放流することが可能となるはずである。この場合，洪水時以外の流量調節等によってこのような高濁水を放流することはできないから，放流は洪水時に限定されることになり，この機能

のためには洪水時の放流に専ら使用される洪水調節用放流設備の呑口をできるかぎり貯水池底層の取水が可能な構造とすることが好ましいことになる。

しかし，洪水調節用放流設備を貯水池底部近傍に設置することについては，

(1) 貯水池堆砂による埋没の危険が大きい。

(2) 流砂の含有量が増し，摩耗による損傷を受けやすい。

(3) 現在よりさらに高圧放流設備となり耐久性の問題がある。

などの帯害をともなうものであり，すべての洪水調節用放流設備に対して濁水放流を優先する設計条件とすることには疑問がある。

よって，今後の洪水調節用放流設備計画を行なうにあたっては，貯水池底層取水のための放流設備が将来改良が重ねられ現行の洪水調節用放流設備と同等の機能を有するものと評価されるまでは，主となる放流設備は現行の設計方針を踏襲し，これに底層取水可能な放流設備を追加するような計画が望ましいものと言える。

現在，洪水調節用放流設備を貯水池水質の改善のために利用することについては，まだ初歩的な段階にあり，これを積極的に推進するためには研究すべき点が非常に多い。また，底層取水についても，その定量的評価をはじめとしてこれを効果的に行なうための放流設備の構造形式など今後の調査研究によらざるを得ない問題を含んでいる。

しかし，貯水池水質を制御する上で，呑口標高の異なる放流設備を数多く有することはすべてが同一である場合より有利になることは明らかであるので，設備計画上単に放流能力のみを満たすだけではなくその副次的な効果を含めて総合的な検討を行なって決定することが必要である。

（篠崎試験所）

3－10

ダムの水質問題について　（50. 中国）

（質　問）

(1) 貯水池の富栄養化についての調査方法及び事例を紹介していただきたい。

(2) 貯水池の水質改良（悪化防止）の方法について，どのような方法が考えられるか（その効果，適用範囲，問題点は何か）。又実例があれば紹介していただきたい。　（八田原ダム）

（回　答）

1. わが国の多目的ダムの富栄養化の状況

わが国の多目的貯水池（容量１００万㎥以上１３０ダムを対象）について，窒素，燐，透明度を主にしてそれぞれの富栄養化の程度を概略分類してみる

表－１　多目的貯水池の富栄養化程度

中栄養または富栄養にランクされるもの	２４ダム
弱栄養または貧栄養にランクされるもの	３７
測定値なし（大部分は弱または貧栄養とみられる）	６９
計	１３０ダム

と表－1のようになる。

対象ダムは，湖令２０年以下が大部分で，比較的若令であるにもかかわらず，約１８％にあたる２４貯水池では富栄養化が進んでいる傾向が見いだされる。

また同じ資料について，貯水池水質に関する直接的な問題発生の種類をみると，表－２のようになり，富栄養化およびそれがもとになる腐水臭気の問題が，全ダム数の 1／3 程度で発生していることがわかる。そして富栄養化による影響の内容は，上工水道，自然環境，レクリエーション，漁業，ダム管理，かんがいと広範囲におよんでいることが明らかになっている。すなわち，富栄養化の問題は，その発生のダムが決して局地的なものではなく，また影響も広範囲にわたるようになってきており，重視すべき問題であることが指摘できる。

表－２　水質問題の原因

種　類	問題ダム数／全ダム数
冷　水	７／１１７
濁　水	３２／１１８
富栄養化	２０／１１４
腐水・臭気	８／１１６
そ の 他	９／１１６

2　富栄養化についての調査方法および事例

富栄養化とは水中のリン，窒素などの栄養塩類の濃度が高くなることであり，その結果として植物性プランクトンその他の異常増殖といった問題が生じる。ダム貯水池や湖沼など比較的水の流れが緩やかな水域では植物性プランクトンが増殖し易く，富栄養化による障害が特に顕在化しがちである。したがって，富栄養化の調査は栄養塩類の調査と生物相に及ぼす影響の調査が主体となる。すなわち，栄養塩類の負荷源，貯水池内での栄養塩類の収支，濃度の季節および経年変化，濃度の水平および垂直分布，生物相の季節および経年変化，現存数の分布，生物生産量の変化，および生物活動に大きな影響を持つ気象条件などの調査が必要である。具体的な調査方法については，河川局開発課「ダム貯水池（湖）水質調査要領」昭和５０年５月を参照されたい。

ダム貯水池の富栄養化の調査事例はあまり多くはないが，小河内ダム，山口貯水池，天ケ瀬ダムなどでは比較的古くから調査が行なわれてきた。また，霞ケ浦，琵琶湖，諏訪湖など富栄養化した湖での調査は，類似の現象の調査であり，参考になろう。

3　貯水池富栄養化の改善（防止）法

貯水池富栄養化の改善（防止）法を，その対象場所によって分けると，汚濁水の排水処理，汚水流入の防止，貯水池での対策，および（用水処理）に大別され，それぞれについていくつかの方法があげられるが，それぞれの方法の選定は，流域や貯水池の特性，水質の汚濁程度，問題の発生因や発生場所，状況，そして対処側の体制などによって考慮されるべきものであるが，全体として云えることは，水質汚濁の状況を全体的に把握すべきこと，そして富栄養化防止の基本は，貯水池への汚水流入を防ぐことであることを十分念頭におく必要があるといえる。

ダム貯水池の例ではないが，湖沼の富栄養化を制御した有名な例として，米国のシャガワ湖，ワシントン湖があげられる。これらの場合も，湖への栄養塩類の流入を徹底的に少なくしたことによって成功している。

貯水池の水質改善または富栄養化防止法としては種々の方策が提示されているが，それらがわが国のダム湖で採られている例は実際には非常に少いため，わが国での適用例と実証的論証をすべての方法に対してあげることはできないが，諸外国の文献をおもに参考にして表－3に各種方法を示し，また文末にいくつかの文献をあげることとする。

なお，わが国において水質改善または水質汚濁防止策の適用例が少いのは，わが国のダム湖の年令がまだ若いことや，流れ状態のダムが比較的多いこと，流域が小さいため汚濁負荷量が相対的に少いことなどにより，富栄養化の進行が比較的ゆるかったことによるものと考えられるが，近年土地の利用開発や生活環境の発展によって急速に水質汚濁も拡がっており，問題も顕在化してきているとはいえ，今後はつよい行政指導のもとに積極的な水質汚濁防止対策を実施してゆく必要があると痛感される。

〔参 考 文 献〕

1) 柳瀬，石毛："曝気による貯水池の水質改善"，用水と廃水．17—1．（昭50.1）
2) 渡辺　徹："力丸貯水池の水質調査と取水管理"，水道協会雑誌．462号．（昭48.3）
3) 赤沢，橋本："相模湖富栄養化対策についての考察"，水道協会雑誌．481号．（昭49.10）
4) 津田　松苗："富栄養化は救えるか"，用水と廃水．15－1．（昭48.1）
5) 小島　貞男："プランクトンコントロールの原理と実際"，用水と廃水．15—1．（昭48.1）

（水資源開発研究室）

表－3　貯水池の富栄養化の改善（防止）対策

対処方法	方法内容	適用条件・効果等	適用例など
1.汚水源での汚水処理	○生活排水，工場排水，畜産排水の処理の3次処理	○1次処理のほか，3次処理によるN，Pの除去が必要 ○3次処理は実用化試用段階，費用大	○流域都市地域での普及促進の要 ○3次処理は米，スイスで実用
2.流入排水の流路変更	○流域の都市排水をバイパスにして下流に流す	○一般に都市排水に限られる ○下水処理も併用し下流の水質汚濁を防止する必要あり ○バイパスすることにより池への流入量が減ると利水上，水質上マイナス効果	○米欧に実施例あり，効果が大
3.貯水池の排水と再湛水	○排水管による排水と池内浚渫	○小規模の場合でかつ代替水源のある場合適用可能	
4.表層，下層水の混合促進	○パイプにより曝気（空気又は酸素）を行い成層破壊および溶存酸素の増加をはかる	○比較的小規模の貯水池に適用可能 ○池内に流れを作ることにより藻類発生抑制にも効果あり ○浮遊砂をまきあげ，濁度を助長するおそれがある	○白色貯水池（銚子市水道）[1]の例，一般に実用的
5.任意水深からの選択取水操作	○選択取水装置の設置と取水管理	○他の方法の併用で効果がより発揮される ○成層緩和効果は比較的小貯水池である	○力丸貯水池（福岡県）の例[2]一般に実用的
6.藻類の発生制御	a．流酸銅投入	○小貯水池では経済的，他への影響考慮の要	○上水専用池ではよく用いている

	b. 4の方法により表層に流れを作る c. 日光のしゃへい	○表層の流れを 1cm/秒 以上とすることにより有効 ○具体策はむずかしいが実験的には効果あり	 ○現状では現用性低い
7.栄養分の不活性化	○重金属塩，フライアッシュ，粘土投入により栄養分沈澱	○小貯水池で有効 ○濁度助長，二次汚染のおそれあり，また沈澱物除去を考える要あり	○二次汚染のため実用性低い
8.水性植物による窒素除去	○浮草などの大型植物を繁殖させそれを定期的に刈りとる	○新たに導入する場合は，植生環境への影響を検討の要あり ○定期的刈り取りが義務づけられる ○刈り取り植物の処分法，貯水池管理への影響のないよう予め検討	 ○比較的効果的
	○自生水生植物の除草剤による除去 ○自生水生植物のレーザーによる除去	○他への影響のない除草剤開発の要 ○枯死植物の回収，処分法の検討 ○開発中 ○水中への適用方法の研究要といわれる	○臨機的にはよく用いられる
9.底質，沈澱物の除去	○浚渫（水中ポンプ）	○流れダムでは水質汚染への影響はあまりない ○小貯水池での適用可能	○とまりダム，小貯水池の場合
10.底層水の排水	底層附設排水管による排水	○小貯水池の場合，底層水の排水，成層破壊に効果あり ○排水管の土砂による閉塞対策の検討要	

対処方法	方法内容	適用条件・効果等	適用例など
11.負荷源の対策	a. 農肥源として，農法改善により化学肥料を少なくする	○行政指導の強化	
	b. 人蓄し尿の農地還元	○向上	
	c. 合成洗剤のリンの転換	○開発研究，リン減少に効果大	○今後
12.政策的立法措置および環境保全行政の強化	○排水規制，土地利用規制 ○監視などの総合規制処置 ○保全方法，改善方法に対する行政指導，補助行政など	○強力に進める要あり	

フィルダムの貯水池水位計の適性配置と機構について　（51. 北陸）

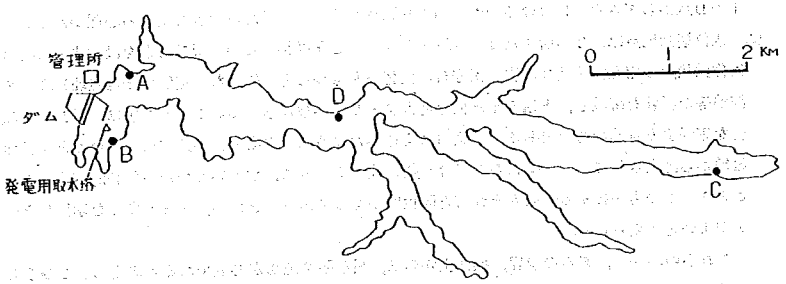
（質　問）

貯水池の運用すなわちゲート操作においては，貯水位測定は重要な位置を占めているが，従来より過酷な自然環境に加え，風波浪・地震・放流等の水位変化により，その適確な測定は困難視され，水位計設置については，その配置・機能・利用方法について十分検討するものとされてきた。

よって，当事務所で計画中のフィルダムの貯水池水位計設置の指針を得たいので，下記事項の考え方について，注意すべき点，検討すべき点があれば，御教示願いたい。

① 水位計の密度　貯水池末端部１カ所，堤体付近２カ所，計３カ所を計画。

② 水位計の配置



図－1. ダム管理のための水位計の配置検討
（D点からダム寄り及びA点が適当と考えられる）

③ 水位計機構の選定　測点AとC…… フロート・デジィタル方式（ex，拓和）
測点 B …… 電 波 式

④ 水位情報をゲート操作に使用する際の注意事項

なお，貯水池諸元の大要は下記のとおりです。

利用水深　60 m　貯水池幅　約1 Km（最大）　洪水吐は右岸
貯水池延長　約9 Km　貯水池面積　約5.3 Km^2

（金沢工事事務所）

（回　答）

貯水池の運用管理，ゲート操作に用いる貯水池水位はダム管理の基本情報であり，信頼度の高い測定が要求される。最近はさらに，この情報を自動処理して記録保管し，また，ゲート制御装置とオンラインで結んで用いる事が行われるようにもなっており，それによって情報としての信頼性（正確さ，安定な値，障害が少ない）がより強く求められているといえる。これに対して水位の測定条件や測定法，情報の処理について種々配慮すべき点が多い。以下に，これらについて知る範囲の事

を概説する。

なお，貯水池水位計の設置条件は，ダム堤体のごく近い位置附近を除いては，ダムの型式に対する違いはないと考えてよい。

1. 水位計測点の位置と密度

(1) 貯水位の取扱いは，通常，貯留水面は水平であるとの前提のもとに貯水位が管理され，また貯留量，流入量等の諸計算が行われているが，これらは実務的に簡便であり，また通常はこれで差し支えないとして用いられている。

しかし実際の貯水池では，洪水流入時に池の中流部から背水末端にかけて河道状態を呈して，貯水池内で水面勾配がつく事があり，又，風波浪や長周期変動（セイシュ）による水位変動が観測され，情報の処理にある程度影響を与えている。本題の目的の場合には，観測値がこれらの影響をできるだけ受けず，観測値の利用条件に適合するよう配慮する必要がある。

上記のうち，洪水流入時の水面勾配の影響を避けるためには，貯水池の平面形状からは，図－1のD点からダム寄りに設けるのが適当と判断される。図のC点は影響を受ける心配がある。

(2) 水位観測地点は，2ヵ所またはそれ以上設けることを推奨したい。複数台数を設置する目的は①作動状態の相互監視及び障害，保守時の代替系をもつこと。②複数測定値の平均処理によって波浪等の影響を軽減し，正確な平水位を把握することが挙げられる。このうち①は，計器の信頼性を確保する目的のものであるが，文頭にも述べたようにその必要性が非常に大きいことが管理経験から認識されている。②に対しては，後に述べるように，他のいくつかの代替的方法があることや，この方法による効果もそれらと同程度のものであることから，あまり多くを期待しない方がよいと考えられる。

これらの事から，ダムの管理，操作上からは，最小限2地点が必要であると考える。このうち1地点はダム管理の基準となる水位計として，ダムに近い位置（例えばA地点）とする必要がある。もう1地点は，(1)項や，施設としての条件等を考慮しながら，なるべく離れた地点（例えばD地点）が望ましいと考える。この場合，基準水位計の代替化が可能なように考慮しておくことが望ましい。なお，例えば，B地点はD地点と同様の機能をもっており，またC地点は，洪水時の水位監視や，平水時の水面挙動の把握を主目的とする場合に有効なものと考えられる。

2. 設置条件等

水位計地点の選定条件として，さらに次の諸点について配慮する必要がある。

(a) 堤体上流法面，地山法面等で緩斜面の所や，強風時の主風向に直角に面する斜面は，風浪が高くなるおそれがあるので避けた方がよい。

(b) 放流による貯水池内の接近流速の影響を避けるため，発電取水口，大容量放水管，越流型洪水吐から少なくとも30mまたはそれ以上離すこと。

(c) 越流型洪水吐の流入部導水路を長くとる必要がある場合（フィルダムで稀に見られる）には，放流制御用としてその導水路内にも別途，水位計を設ける必要がある。

3. 測水筒の設計及び水位計の選定

(1) 測水筒と水位計の構造形式は同時に検討する必要があるが，ダム管理の基準水位計は永年にわ

たって用いるので，その施設構造は堅牢であり，また維持保守が容易なものでなければならない。またダムでは，貯水池内の施設の補修，改善が非常に困難であるから，とくに測水筒（または測水塔）やその基礎構造の設計には十分の配慮が必要である。

(2) 河川関係で使われている水位計のおおよその機能構造として表－1のように分類できる。

これに対して，ダム管理での必要な条件として以下の諸点があげられる。水位計の選定はこれらを考慮して行う必要がある。

(a) 測定範囲が非常に大きい（一般に 20～100 m）

(b) 測定精度は，全範囲に対して，許容誤差± 0.5～0.1 *cm*を必要とする。

(c) アナログ記録されるとともに，デジタル量で取扱い，またそれを遠隔伝送（有線または無線）して用いる。

(d) データの自動処理またはゲート制御装置へのオンライン結合がなされること。

(e) 情報量の信頼度，機器の信頼度がともに高いものであること。

表－1 水位計の型式構造の分類

型式		精度	表示，記録方式	水位検出法	測水井等	適用特徴	ダムへの適用
フロート式	フロート・ウエイト式	±0.5～1 *cm*	アナログ デジタル	フロート，ワイヤー，直径25 *cm*以上	径50 *cm*以上	測水井設置費大，鉛直	○
	巻取式	±0.5～1 *cm*	アナログ デジタル	フロート，ワイヤー，直径12 *cm*程度	径15 *cm*以上	鉛直	○
	測水柱式	±1 *cm*	アナログ デジタル	フロート，リードスイッチ，測定管径16.5 *cm*	補助支柱	傾斜取付可	△
	触針式 電極式	±1 *cm*	アナログ デジタル	電極，ワイヤー	径10 *cm*以上，補助支柱	水位変化小のところ 傾斜取付可	△
フロートレス式	音波式	±1 *cm*	デジタル	音波反射	音波管，補助支柱	傾斜取付可	○
	圧力式	±1～2%	アナログ	水圧検出	リード線保護管	水位変化小のところ 傾斜取付可	×
	圧力（気泡）式	±1～2%	アナログ	水圧―気泡圧検出	気泡管保護管	水位変化小のところ 傾斜取付可	×
	静電容量式	±1～2%	アナログ	静電容量検出	電極棒保護管	水位変化小のところ 水質変化ないところ 傾斜取付可	×

(3) 測水筒の構造は，フロート式の場合には，外水面の波浪の影響を減少させるため，その導水口断面積を井筒断面積の1/400～1/500にする（導水口径が小さいほど消波効果は大きいが，孔詰まりや施工を勘案し，この値がよいとされている）。直径の小さい測水筒の場合でも，水面の安定を計るためにはやはり導水口はできる限り小さくする必要がある。

測水筒設計の一例を示すと，井筒内径60～100 *cm*のコンクリートフューム管とし（これは耐腐食性が高く，また施工後の内面整形が容易である），内面は突起や曲りがないように施工する。導水口は径10 *cm*程度のものを上下2段（低水位以下及び制限水位の上）に設け，それぞれの入口はステンレス鋼板で蓋をし，それに径1～1.5 *cm*の孔を数個づつあける。

(4) 水位計（検出部，変換部）の機構として，上記(2)に示したものの他，次の諸点があげられる。

(a) フロート式の場合，フロートは大きく，またダンパー機構等によって短周期の水面変動をできるだけ吸収する構造のものが望ましい。

(b) 基準水位計は有線遠隔型を原則とする。

(c) 検出値が経時的な精度の低下や，累積的な誤差の生じない機構であること。

(d) 観測値の遠隔伝送は並列のデジタル信号方式とし，雑音による誤差の導入のないようにすること。また伝送信号のチエックができる（パリティチエックなど）ことが望ましい。

4. 水位情報をゲート操作に使用する際の注意事項

ダム管理では水位情報は，①貯水位の監視・制御（水位），②流入量の推定（水位変化速度），③ゲートのオンライン制御の場合には制御情報として（水位，変化量，変化速度），の大別して3つの使い方がなされ，また情報量として3様の特性が利用される。すなわち，位置座標の情報とともにその位置変化の情報（時間要素を含む）として用いていることに大きい特徴がある。そのため情報の正確性，即時性，安定性が要求される。これらに対し，情報の利用上注意すべき諸点をあげる。

(1) 前にも触れたが，ダム管理室においては，水位のデジタル表示・記録とともにアナログ記録も行うこと。そして常時監視しやすいような機器配置，記録様式とする必要がある。これらは，水位変化状態をパターン認識する意味で重要である。また，複数水位計による観測を行う場合には，それらのアナログ記録はできれば同一記録紙上に，しかも連続的に記録させて相互監視がしやすいようにするとともに，貯水池の微少な水面挙動が解析できるようにしておくことが望ましい。

水位観測値のデータ処理を処理装置によって行う場合には，2つの観測値を自動監視して，相互間に大きい差が生じた場合や，急激な水位変動時（表－2参照）にアラーム警示を行うようにするなどの工夫も有効である。なお，これらの他に，従来から行われている堤体水位標の遠隔監視も行えるようにしておく必要がある。

(2) 貯水池では表－2に示すような種々の外乱的水位変動が起ることが経験されている。この水位変動は，風浪等による短周期（周期数10秒以下）；不規則なものから，セイシュ状の長周期（周期数分～数十分），規則性のものまでその特性範囲が広い。これまで述べた配置や構造に対する

表－2. 貯水位変動の特徴観測例

特徴分類	周　期	水位変動幅	持続時間	発生度数	推定原因等
規則性長周期					
(1)持続性変動	数分～数十分	最大 2～4 cm	数時間～数十時間	多発するダムと検知しないダムあり	洪水流入，ゲート操作，風，原因不明
(2)短時間変動	数分～数十分	最大 3～8 cm	1～5時間	発生ダム多い	ゲート操作，揚水発の下池
不規則短周期					
(3)持続性変動	数十秒以下	最大 3～20 cm	数時間～数十時間	ダムによって変動幅発生度数異なる	風浪が主因，水位計の位置，構造の影響大
(4)短時間変動	数十秒以下	最大 3～10 cm	0.3～1.5時間	発生が稀，突発性	土砂崩落，地震，初期変動大きく減衰早い
(5)複合性変動	長＋短	(1)と(3)，(2)と(3)の複合	数時間	発生少ない	(1)と(3)，(2)と(3)の原因が重なったとき
(6)特殊な変動	（約30秒）	（最大6cm）	（数時間）	（特定のダム）	水位計設置場所の特殊条件，風が強いとき発生

（1973 花篭）

配慮によっては，主に短周期の変動の軽減に有効であり，比較的長周期の変動はそのまま観測されることが多いからデータ処理に当ってはこの点に注意する必要がある。

データ処理でのこれらの対処法として以下のような方法が有効である。

(a) 観測値の自動平均化処理（１～２分間に10回程度水位をサンプリングし，平均処理してゆく）。これによって周期１～２分以下の変動はかなり軽減される。

(b) 流入量計算等に用いる水位変化量は，ダム操作管理上許容される範囲で，できるだけ大きい値を用いて，観測値に含まれる外乱の影響を小さくするように配慮する。すなわち，流入量規模，操作精度，操作安全度を考慮してサンプリング時間間隔または水位差を数段階変えるように工夫する。

(c) 水位の異常な急変動を検知し，アラーム警示させ，対応措置ができるだけ早く取れるようにする。

(d) 上流の流入河川水位を同時に監視する。これは洪水時の流入量把握に際して，貯水池情報とともに重要な情報となることが経験されている。

5. その他（貯水池水理特性解明のための水位観測）

以上，実務的な意味での貯水池水位観測上の注意事項について述べたが，近年，データ処理装置の導入やオンライン・ゲート制御の一般化に伴ない，正確で良質な観測値を得る事の要請が非常に強まっている。既設のダムでは，このために水位計の改善や増設が行われる例も多い。一方，これらの要請への対処法は，まだ十分解決されているとはいえない。その原因の一つとして貯水池水理現象がまだ十分把握，解析されていないことがあげられる。これには現地における周到な観測調査が必要であり，この目的のための計画的観測も現地の協力を得て行う必要があると考える。

（水資源開発研究室）

3－12

ティートンダムの事故について　（51. 北陸）

（質　問）

現地の破壊状況並びに被害状況について，簡単な説明をお願いします。（北陸地建・河川計画課）

（回　答）

本年６月５日，米国アイダホ州のティートンダムが決壊した（写真－１）。事故原因の解明のため，二つの調査団が組織され，現地調査，試験・解析および施工実績の検討などが精力的に行われているが，まだ最終的な結論は出されていない。また，わが国の建設省は８月29日より10日間の日程で現地調査団（団長―岡本舜三・埼玉大学学長）を派遣し，開拓局の担当者の説明を受け，現地を視察し，

写真－１

設計施工に関する詳しい資料を得て帰国した。

1. 被害の概要

約3億6千万トンの水が貯水池から流れ出たために，下流の町や農場に大きな被害を出した。

上流側から被害を追うと，ダム直下流のニューディルは典型的な農村で，河川とやや離れて家が散在しているために低地部のみわずかな被害を出した。その下流の村ティートンもほぼ同様であるが，より河川に近いため河川沿いの家・畑・道路の被害が大きい。その下流のシュガーシティは街が市街化しており，河川の近くであったため大きな被害を出した。更にその下流のレクスバーグは，この付近で最大の人口8,000人の町であるが，今回最大の被害を出し，下町一体が冠水した。スネーク河との合流点メヴァンでは河川沿いの低地部と道路・橋梁等の土木被害が目立つが，住宅の被害は少ない。これらの地域で死者10，負傷者1,000，浸水家屋7,000を数え，被害額は農業被害を除いて3,000億円にのぼった。また450の農場が被害を受け，冠水した農地は約150Km^2であった。（写真－2は被災家屋）

写真－2

2. ダムの概要

ティートンダムは，洪水調節・灌漑・発電・リクリエーションを目的とした多目的ダムである。ダムおよび貯水池の諸元は表－1に示す。1974年に着工され，今年はじめ盛立を完了したばかりであり，主放流管の工事はまだ終っていなかった。

ダムの標準断面を図－1に示す。堤体は開拓局特有の幅広いしゃ水ゾーンを持ち，リップラップとしてロック材が用いられているほかは，細粒な材料から成るアースダムである。

しゃ水ゾーン（ゾーン①）の粒度は，材料調査時の試験で

0.005㎜以下　10％

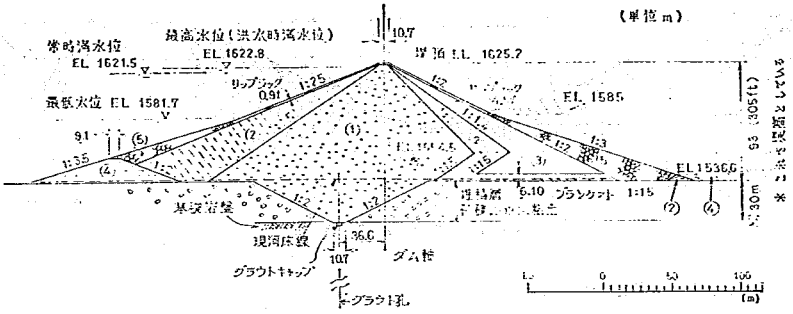
0.005～0.074㎜　74％

0.074～4.76㎜　16％

であり，米国統一土質分類でCLである。プロクターの突き固め試験で最大乾燥密度γd（g/cm³）は，1.33～1.67このときの最適含水比はそれぞれ32.5～17.9％であった。サンプリング材料を混合した試料

貯水池		ダム	
湛水面積	8.5Km^2	堤高	93m
有効貯水量	$246\times10^6m^3$	堤頂長	930m
総貯水量	$356\times10^6m^3$	堤体積	$7.6\times10^6m^3$
洪水吐		利用	
余水吐容量	$500m^3/s$	発電	20,000 kw
余水吐ゲート	6.3×4.7m 3門	灌漑（最大）	$8.2m^3/s$
放流管	2門合計$120m^3/s$	リクリエーション地区	0.5Km^2

表－1．ダム・貯水池諸元



(1) 粒度調整された (selected) 粘土，シルト，砂，　及び丸石よりなる堤体材料をタンピングローラーにより一層厚 15cm で締め固めた層
(2) 粒度調整された (selected) 砂，　及び丸石よりなる堤体材料をクローラータイプのトラクターにより一層厚 30cm で締め固めた層
(3) 粒度調整しないそのままの堤体材料をタイヤローラーにより一層厚 30cm で締め固めた層
(4) 粒度調整された (selected) シルト，砂，　及び丸石よりなる堤体材料をタイヤローラーにより一層厚 30cm で締め固めた層
(5) ロックを一層厚 90cm で積んだ層

図－1. 標　準　断　面

の平均としては，$\gamma d = 1.61$，このときの最適含水比は 19.7 % であった。この混合材料の透水係数は最適含水比で 2.4×10^{-6} cm/s，主軸試験によれば，$\phi = 32.6°$，$C = 0.79$ Kg/cm² であった。ゾーン①の施工基準はプロクター試験の98%の平均密度が締め固め密度とされ，含水比は平均 1.5 % 乾燥側で施工された。

ゾーン②に用いられた際の粒度は調査時において

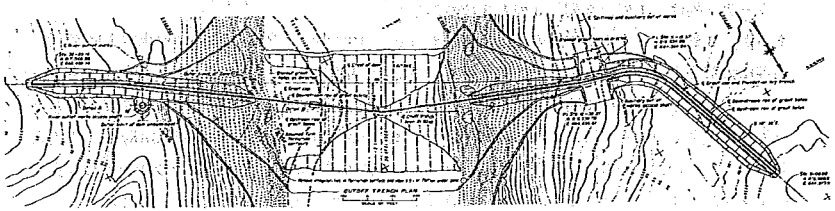
0.074 mm以下　　5 %

0.074 ～ 4.76 mm　40 %

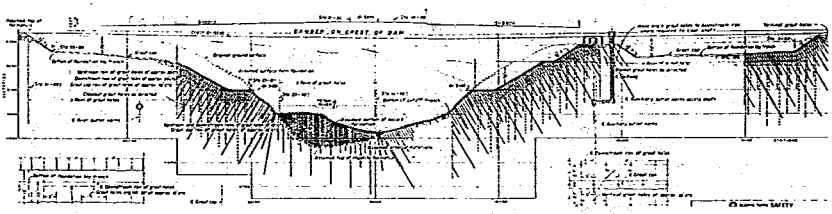
4.76 ～ 76.2 mm　55 %

で，統一土質分類によればＧＰである。ゾーン②は仕様では締め固め密度が最大となる含水比で，相対密度 70%以上と規定されていたが，実際の施工では大部分が相対密度 80%以上であった。

ダムサイトの地形は，図－2,3に示すように，両側のアバットが切り立っており，河床はかなり広く平らである。両岸は台地で流紋岩質の熔結凝灰岩を主体としており，河谷はこれが侵食されたものである。河床には，玄武岩が分布しこの下部には旧河床堆積層があり，この部分は他の部分より



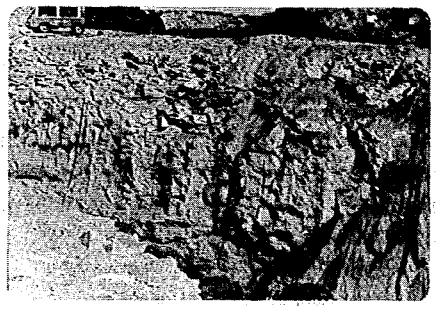
図－2. ダ ム 基 礎 平 面 図



図－3. ダム基礎縦断図

もグラウト孔の密度が高い（図－3）。ダムサイトの熔岩は洪積世初期のもので，強熔結であり，ジョイントの発達が著しく，透水性が極めて高い。

1969年に行なわれたグラウチングテストによれば，深部では注入量は少ないが，表層付近では漏洩が多く，とくに標高1530m以上（5100′）では表層から20mまではグラウチングよりも，キートレンチを設けた方が止水工法としては経済的と判明し，キートレンチを入れた。（図－4）



写真－3

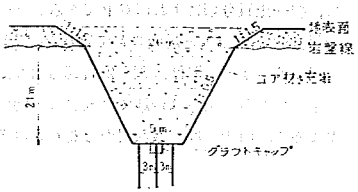
本工事におけるカーテングラウチングの注入圧は次のようなものである。

$P = 0.7(1+0.25D)$

ここに　P：注入圧（Kg/cm²）

D：深度m（パッカーの位置）

で定められた。



図－4. キーウェイ（アバットの止水トレンチ）

カーテン列は，1列，2列，3列と3種の部分があるが，3列といっても上下流列は補助的なもので内容は大部分が1列といってよい。グラウチングでは，積極的に塩化カリシウムを用いて，セメントミルクをできるだけ早く団結させミルクを遠くまで送らないようにしている。本工事におけるカーテングラウトの注入実績によれば，セメント量は，下流列998Kg/m，中央列158Kg/m，上流列301Kg/mであり，特に上・下流は相当のセメント注入量である。また，グラウチングの改良度の見授は表－2とされた。したがって，表層部のルジオン値は大きいまま残されている。

3. 事故原因の調査

事故原因を調査するために，二つの調査団が組織された。ひとつは内務省次官およびアイダホ州知事が米国学術会議等の推薦にもとづき任命したもので，連邦政府職員は含まれておらず，いわば独立の第三者による調査団である。もう一つの調査団は連邦政府職員により構成されたものである。

内務省の委員会は7月14日に，事故原因調査の中間報告を発表した。

中間報告は，まず調査活動，ダムの地質，堤体の概要を述べたあと事故原因として考えられる事項を洗い出し，今後の調査活動の方針を出している。以下これらのうち決壊原因に関する項のみ要約しよう。

── 内務省の中間報告の概要 ──

内務省のティートンダム決壊原因調査委員会は，現場検証，種々のデータ，報告書および写真から判断して，決壊が内部侵食の結果であることに間違いはないとしている。しかし内部侵食の原因が何かという点に関しては，現在のところ結論を下してはいない。

委員会は，ティートンダムの設計施工上の特徴の中で以下に列記した事項は，内部侵食を起させる可能性があると指摘している。

A．アバットの基礎岩盤，特に上位標高部の岩盤は著しくジョイントが発達しており，透水性が高い。

B．不透水ゾーンの堤体材料はシルトであり，浸透破壊に対する抵抗性が小さい。

C．キートレンチの底部の幅が9mで設計されているが，これはダム高に比して狭い。

D．不透水ゾーンの基礎となっている岩盤の全てのき裂を完全に塞ぐことは困難である。特にキートレンチの下流側にフィルターを入れておかなかったのでこのことは重大である。

E．不透水ゾーンの材料は，キートレンチおよびアバットの勾配がきつく，不陸の多い斜面ではよく締め固められない。

F．洪水吐の基礎は，キーウェイを設けるかわりにグラウトによる処理を行なっている。

G．急峻なアバットに，深く狭いキートレンチを入れている。

委員会は，内部侵食の原因は，以上の項目のどれか（1又は2以上）に関連していると信じているが，決壊の情況から破壊の原因として次の三項目の可能性を挙げている。

(1) 不透水ゾーンの材料のき裂あるいは浸透破壊

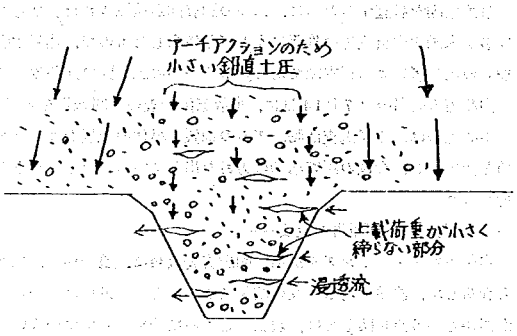
アバットが急傾斜であるために不透水ゾーンに不等沈下によるき裂が発生しうる。最初の大量の漏水の発見個所は，標高1560m付近であるが，この部分は地形上最もき裂を発生しやすい。破壊の時点でこの標高には30mの水圧が作用しているので，き裂を広げて下流側の材料から順次洗い流し，パイピングを起したことは十分考えられる。

岩盤にき裂が多いので，基礎の浸透流が原因となって堤体材料が洗い流されたのかもしれない。すなわちキートレンチの上流側の岩盤のき裂から水圧をもった水が浸透し，下流側の岩盤のき裂から材料が流出していったということも考えられる。

あるいは，アバットの地形上，キートレンチにアーチアクションが働いて，キートレンチ内に上載荷重が伝わっていなかった可能性がある。アーチアクションが強い場合には，水圧は水平方向の土圧よりも大きく，流速の大きな浸透流が発生する。（図－5）

(2) 不透水ゾーンと基礎の境界面の浸透流によるパイピング

不透水ゾーンの材料は，いわゆるコンタクトクレイは用いずに，直接岩盤と接触している。このダムの不透水材料は，浸透破壊に抵抗性の小さいシルト材であるので，岩盤と堤体材料の接触面に沿う流れがあり，かつ下流側に材料が流される出口があれば，浸透破壊が生じる。観測井の水位記録を調べると，キートレンチ直上流部には，ほぼ貯水池の水圧そのものが作用している。また，キートレンチの下流側の水圧は小さいので，この間に大きな動水勾配があった。従ってキートレンチ内の材料の締め固めが不十分であったり，キートレンチ下部の岩盤表面のき裂の処理が不完全であったりすれば，容易に浸透流路が形成される。キートレンチの下流側の岩盤のき裂は，材料中のシルト分を洗い流す可能性があり，浸透流路は除々に拡大しパイピングとなりうる。岩盤はジョイントが発達しているので，入念にき裂の充填処理をすることと，材料をよく締め固めることを前提としていた。現場の施工管理はこの点を理解し，工事記録によれば工事の監督をきちんと行なっていたことになっているが，急なアバットで不陸のある表面だけに，施工が完全ではなかったということもないとはいえない。



図－5. アーチアクション

(3) グラウトカーテン

グラウトの施工記録報告書によれば，工事は完全に実施されていた。しかし基礎岩盤は，もともと透水性が非常に高いものであるので，グラウトカーテンが破れていたことも十分考えられる。グラウトカーテンに穴が開いていれば，大量の浸透流が発生し，この浸透流はジョイントを流れて，グラウトカーテン下流の不透水ゾーンに達する。この浸透流が除々にシルト材料を洗い流し，パイピングを起したのかもしれない。このような浸透流によるパイピングの可能性は，グラウトカーテンの破れだけでなく，右岸アバットのカーテンの先を回る浸透流によってもあり得る。

4. 今後の課題

今回のティートンダムの事故をふり返り，今後のダムの建設，管理に当って注意すべき点について述べてみよう。一般に，ダムを建設し，管理するに当って重要な項目は

1) 設　計
2) 施　工
3) 安全管理

である。このうち，いままでに述べてきたように，設計については90mを越すダムであるに拘ず，

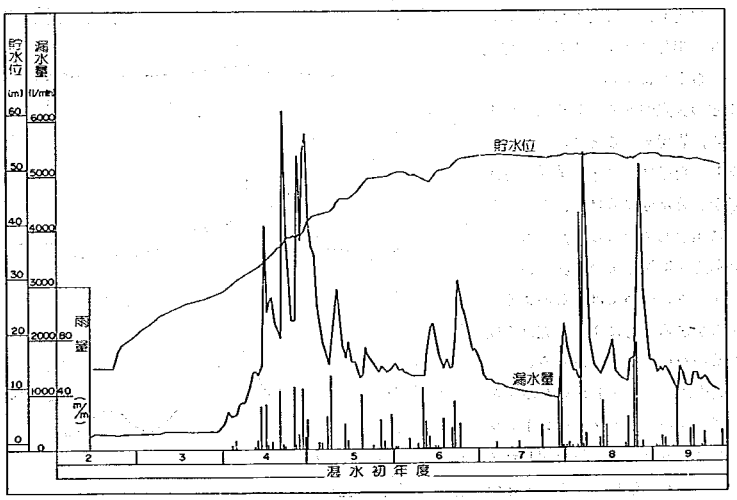
リプラップををのぞき，堤体材料としてはかなり細粒のものが用いられていたこと，岩盤の透水性が高いにも拘らず，不透水ゾーンの着岩巾が９ｍと極めて小さいこと，フィルターを着岩させていないこと，などがあげられ，施工面ではしゃ水材料がシルト質の材料で非常に侵触に弱いものであるにも拘らず，コンタクトクレイやフィルタなしで着岩させていること，グラウト終了時の基礎岩盤の透水性の判定基準（表－２）が甘く欠陥があるなどがあげられる。これらはいずれ，事故報告としてまとめられると考えられるが，今回のテートンダムの事故において，われわれに不可解なのは，このような大事故になる寸前まで，何らその徴候もとらえずに放置された点である。

表－２．深度別ルジオン値

鉛直深さ	0～6m	～12m	～18m	～24m	～30m	～45m	～60m	～75m
注入圧(Kg/cm²)	0.7	1.75	2.8	3.85	4.9	5.9	8.6	11.2
ルジオン値	26.6	10.5	6.6	4.8	3.8	3.1	1.4	1.1

われわれの今までに経験したダムでも漏水量が予想以上に多く，水位上昇を途中で止め，追加グラウトを行ったダムはいくつかある。しかし，これらのダムではいずれもかなり早い時期から漏水量の多いことをとらえており，充分に調査し，検討を加える余裕を持っていた。これらの事実はティートンダムにおいては，管理・観測体制にも重大な欠陥があったといわざるをえない。

元来，ダムは設計・施工・管理のいずれかに欠陥があっても多少のトラブルは起るものである。しかし，安全管理が充分に行われれば，補修工事の必要が生じたり，ある程度以上に水位が上げられないということは起っても，今回のような大事故にはならない筈である。その意味でも安全管理は，ダム建設の総決算となり重要な意味をもつ。



図－６

ティートンダムの場合には，底設ギャラリーが設けられていなかったこと，河床堆積層が厚く，下流でも漏水量が測定しにくかったという事情があるが，この点に関しては，少くとも設計面で補っておくべきであったと考えられる。

一般に，フィルダムは底設ギャラリを設けないことが多く，下流で漏水量を測定していることが多いが，このため

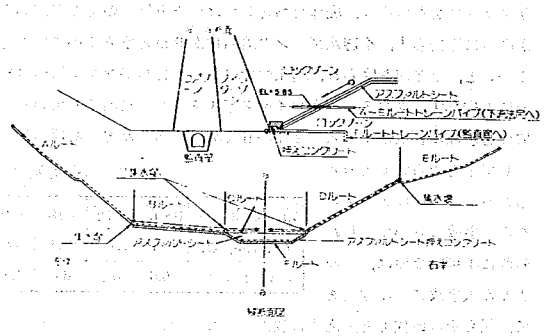
1）測定値が雨量の影響を受け，よい測定値が得られない（図－6）。

2）部分部分の漏水量が測定し得ないため，補修箇所を明確にとらえることができない。

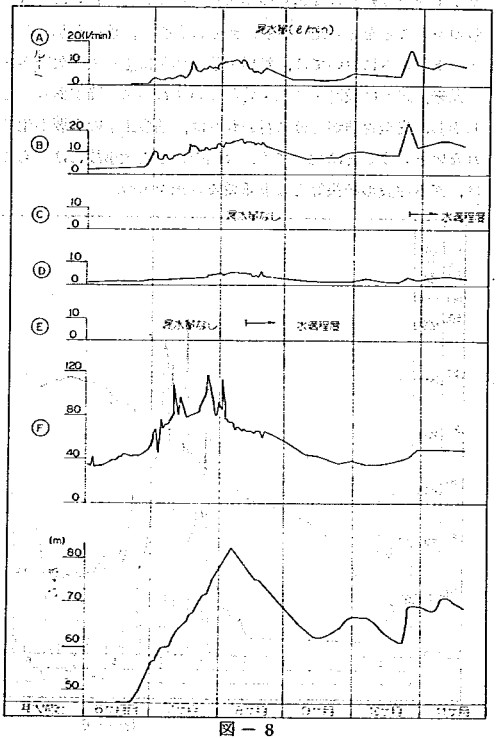
3）追加グラウトなどの補修工事がしにくい。

などの欠点がある。しかし，大雪ダム，岩屋ダムなどでは底設ギャラリーを設け，フィルターの漏水量を部分部分に分けて，ギャラリーに集水しているので，これらの問題点を解決している。今後，フィルダムについては，このような工夫をすることにより，充分な安全管理を行うべきであろう。

最後に，ティートンダムのみならず，マルパッセダムセントフランシスダムなど大事故を起したダムはいずれも最初の満水のときである。これから，ダムが完成し，



図－7



図－8

最初の満水を迎えるまでは，工事々務所の段階で行い，工事担当者の手で種々の測定を行い，測定値に対する判断と対策の検討を行うべきであろう。　　（フィルダム研究室）

3－13

砂防ダムの効果量算定について　　（51. 北陸）

（質　問）

砂防基本計画は，河川砂防技術基準（案）計画編Ｐ５０により，土砂生産抑制計画，流出土砂抑制計画，流出土砂調節計画より成立っており次式を定めているが，

$E=(Q+A-B)(1-\alpha)-C-D$

E：計画許容流砂量

Q：当該計画基準点の直上流の計画基準点（複数の場合もある）における洪水の計画流出土砂量

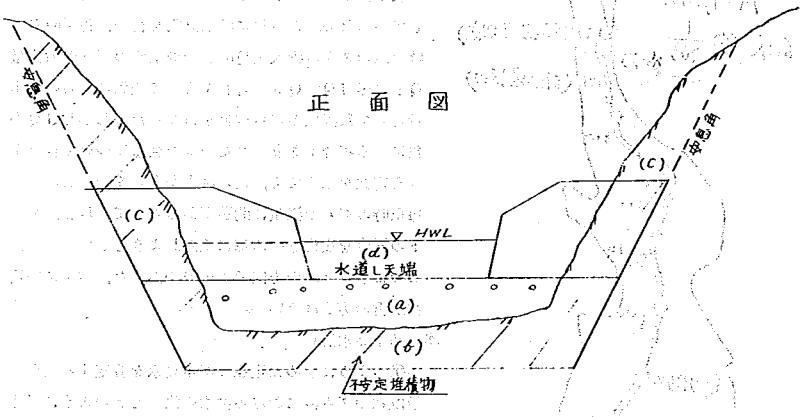
A：計画生産土砂量

B：計画生産抑制土砂量

α：河道調節土砂量の（$Q+A-B$）に対する割合

C：計画流出抑制土砂量

D：計画流出調節土砂量



1. 土砂生産抑制計画・流出土砂抑制計画，流出土砂調節計画の区分をどのようにして決定するのか，御教示願います。（特に平面的な区分）

2. 上図（横断面図）について，私見ですが，次のように考えてよいか。

○土砂生産抑制計画　(a)，(b)，(c)　　○流出土砂調節計画　(d)

○流出土砂抑制計画　(a)，(b)　　（河川計画課）

（回　答）

1）ここで言う砂防ダムの効果は，基本的には計画貯砂線を上流側に設定し，各断面で推砂面を水通し天端として，上図（横断面図）を考えればよい。個々のダムでは，渓流の湾曲等によって，斜面の崩落個所及び範囲は異なるので，現地の状況に応じて判断しなければならない。

2）○土砂生産抑制計画　(b)，(c)　　○流出土砂調節計画　(d)

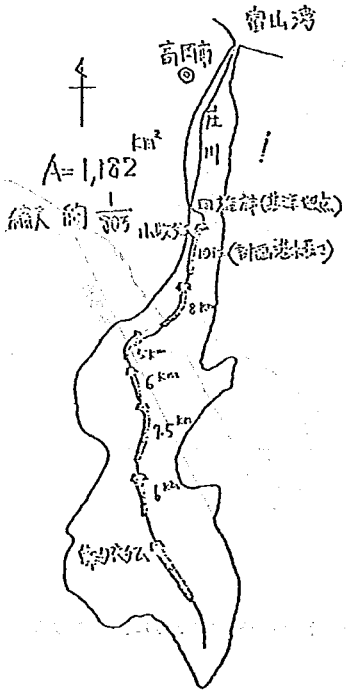
○流出土砂抑制計画　(a)　　（砂防研究室）

3 － 14

庄川流量改訂の流出解析に伴う上流利水ダム群の取り扱いについて

（51. 北陸）

（質　問）



現在，庄川は流量改訂の検討作業中であるが，本川河道に階段状に７つの利水ダムが築造されているため，流出解析（貯留関数法）において，次の問題が生じているのでお伺いしたい。

① 定数解析

実積洪水流量波形は上流ダム群により人為的に変化しているため，ダム毎に流域分割を行い，毎正時の当該地点のダムの流入量Q_0と一つ上流のダムの放流量Q_Iの差$\Delta Q = Q_0 - Q_I$をもって残流域からの流出量として残流域の定数解析を行なった。しかしΔQが負になる場合もあり，また一つの洪水について合うような定数を求めても，他の洪水が合わない。このため毎正時のダムの流量に問題があるとして，現在，ゲートの開度を変化させる毎に検討しようとしているが，このような検討の方向でよいのか，また，他によい定数解析の方法はないか。

② 基本高水計算

①のように求めた定数で基本高水を算定する場合，階段状のダム群における洪水の流下をどのように考えたらよいか。なお，基本高水が5000㎥/s以上になりそうなのに対して，流量資料のそろっている洪水は，1500㎥/s 程度となっている。（富山工事事務所）

（回　答）

1. 流出解析について

河川の流出解析を行う場合には，観測流量資料の性格や解析精度等を勘案して全体的にバランスのとれた解析を行う必要がある。

質問の，利水ダム群を含む河川の流出解析では，指摘事項も含め，いくつかの問題点がある。質問に対する具体的対応策については，別により詳細に検討する必要があるが，以下，一般的に注意すべき点について２，３述べる。

(1) 流量記録の精度

ダムにおける流量推算値には，一般に次のような誤差が含まれる。

① ダム放流量推算誤差

② 貯水池流入量の推算誤差

③ ゲート操作の影響

①のダム流入量推定値は，相対的に精度が高いものと考えられているが，それでも実際には，ダム余水吐の設計精度が高い場合（標準型越流頂を用いているか，または放流量推定のための水理実験を行っている場合）でも，数パーセントの誤差はあり得るし，さらに，余水吐の設計精度が必ずしも高くないと見られる場合（標準型以外の越流頂形状をもち，しかも特定の水理実験がなされていない場合。古いダムに多い）や，ダム越流頂が風化，浸食等をひどく受けている場合には１０％を越す推定誤差を持つ場合があることが認められている。

②の貯水池流入量を求める場合には，ふつう貯留量の時間変化をもとにして推算するが，その場合貯水量変化の観測誤差（貯水池面積の測定誤差および貯水位の誤差）および上記の放流量推算誤差が関連する。とくに，貯水位観測値には貯留増減による本来の水位変化量の他に，貯水池や測水筒構造の特性による特有の波浪を含み，それがかなり大きい誤差となる場合があることが経験されている。

③について，上流ダムのゲート操作に伴う放流量を短かい時間間隔で求める場合には，貯水池内の洪水伝播による到達おくれを考慮しなければならない場合もある（例えば平均水深が２５ｍ程度の貯水池内の洪水伝播速度は１分／Km程度である）。

(2) したがって，流出解析に当って以下のような配慮が必要である。

① 河川縦断方向のダム地点，河川の流量記録については，あらかじめ，各地点の流量時系列の連続性，縦断方向の各地点間の流量の連続性，本川と残流域との流量の配分について，全体的に平滑化等の調整を行う。

② 上述のような記録値の精度を勘案すると，流量計算等の単位時間間隔は細くしない方がよく，一般には0.5時間またはそれ以上とするのが適当と考えられる。また，貯留関数法における定数K，Pは，とくに根拠をもつ場合の他は，各ダムの残流域分に対してそれぞれ異なる値を適用する必要はないものと考えられる。　　（水資源開発研究室）

2. 基本高水計算

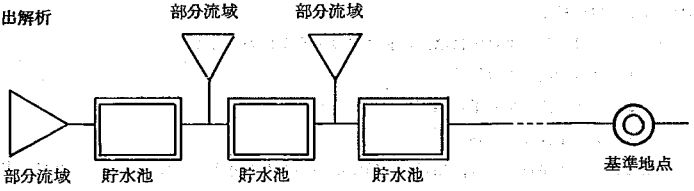
ダム群が利水ダムの場合には洪水調節の機能を期待することができない。すなわち洪水を迎える

にあたって各ダムの水位が満水面であることを前提にせざるを得ない。このときの洪水波の波速は $\sqrt{gh}$ m/s（$g=9.8$，hは水深(m)）であらわされる。従って，各河道区間の遅れ時間はかなり小さいものになる（庄川全体で1時間以内位であろう）。

また，河道における貯留による流量低減は一般にかなり大きなものであるが，河道が満水の貯水池群から構成されているときは貯留効果は期待できない。

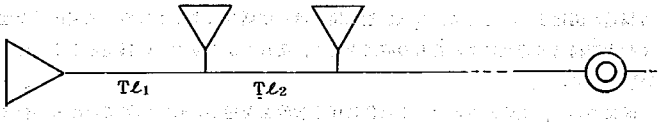
以上のような意味で，庄川の場合，流域が大きい割には比流量が小さくならないことが予想される。

① 流出解析



各部分流域の定数（K，P）は同一値または同一規範で定めた値とする。K，Pの値を仮定して，貯水池の貯水位変化による流量変化を計算した上で基準地点の流量曲線に一致するようにK，Pの値を調整する。

② 基本高水計算



$T\ell$は洪水波の伝播速度から求める。流域のK，Pの値は流出解析で調整された値を求める。

なお，予想される基本高水の位にくらべて，観測流量の値がかなり小さくなることは，しばしば予想されることであって止むを得ない。但し，この場合には流出モデルの非線型性について吟味しておくことが望ましい。*

* 簡単な方法としては，角屋氏の求めた到達時間の実用式によって検討できる。（土木学会年講 1976年）

（水文研究室）

砂防ハイダムの設計基準について　（51. 北陸）

（質　問）

現河川砂防技術基準では，フローティングダムは，高さ1.5m以下を原則とし，かつ支持力やパイピングなどに十分安全性を確保することを定めているが，具体的な設計基準もなく，ダムおよび河川構造基準等にも適用外となっていることから，今日まで建造された砂防ハイダムについて，きめ細い調査や検討およびそれに対する判断の基準が具体的に行なわれているものが少ないと思われる。砂防ハイダムの設計基準の策定が必要と思われるが，その作成準備はなされているのか。それまでの具体的な設計基準は何に準じるべきか等を伺いたい。（立山砂防）

（回　答）

現在のところ15m以上のいわゆる砂防ハイダムに関する設計基準はなく，河川砂防技術基準(案)設計編において設計基準を検討中である。

技術基準(案)設計編が出来るまでの間は当面次の事項に注意して設計施工にあたられること。

1. ダムに作用する外力

砂防ダムでは，一般に静水圧（もしくは静水圧を1.0とせず1.0～1.7として泥圧・土圧を考慮している）を用いているが，泥圧の及ぼす影響が予想以上に大きい場合が考えられるので，堆泥のみかけの単位重量，泥圧係数，堆泥の空隙率等の調査が必要である。

水平方向泥圧（P）は次式によって求まる。

$$P = c\,w\,d$$

ここに　P：水平方向泥圧（t/m^2）

c：泥圧係数（通常0.4～0.6）

w：堆泥の水中における単位重量（t/m^3）

d：堆泥の深さ

なお，$W = W_o - (1 - V)\,W_1$

ここに　W_o：堆泥のみかけの単位重量（t/m^3）（通常1.5～1.8）

V　：堆泥の空隙率（通常0.30～0.45）

W_1：水の単位重量（$1\ t/m^3$）

次に，揚圧力はかならず考慮すること，特に浮石除去やコンソリデーショングラウチング等，基礎処理が適切に実施されないと揚圧力は大きくなる。

地震力も堤体に水平に作用する外力として考慮すること。動水圧も考慮すべき外力の一つで，実際の設計では，地震時に対する安定計算は満水時と仮定した場合，全地震力としてよい。

2. 上流端の引張応力

水圧・堆砂圧およびダム自重の合力の作用点が，ダム底面の中央1/3にはいるようにする。

3. 滑動に対する安全度

Henny. によるせん断摩擦安全率を用いて計算する

$$n = \frac{\tau_0 \ell + fv}{H}$$

ここに　n：せん断摩擦安全率（4以上とする）

v：せん断面に垂直な力の合力

H：せん断面に水平な力の合力

ℓ：せん断面長

τ_0：せん断強さ（コンクリートもしくは岩盤の弱い方の値）

f：せん断面の摩擦係数

なお，実施設計にはいる前に，ダムでいう予備調査的なものが必要であることはいうまでもない。特にダムサイト及びたん水区域内の地質調査，地形調査等は欠くことができない。

地質調査の主な内容

- 断層や破砕帯の有無及び方向
- 基盤岩か被り層か
- 基盤岩の構造，種類と岩級区分
- 岩のわれ目
- 不整合，貫入等の関係
- 風　化　度

地形調査の主な内容

- ダムサイト及び貯砂機能が最大にとれる地形か
- 施工条件，特にプラント関係の可能な地形か
- 山腹斜面形と崖錐等の関係
- 地すべり地形の有無

実施調査にあたっては，これらの他，ボーリング，弾性波による上記調査の確認と透水係数等のチエックが必要となろう。時には横抗・縦抗によって調査する必要も生じる。

（砂防研究室）

3 — 16

砂防ダム堆砂地に設ける護岸工の設計について　（51. 北陸）

（質　問）

常願寺川本川において砂防ダム建設に伴う河床上昇のため堆砂地河岸に広がる集落での流木による危険性が増大し護岸工の必要性が生じてきた，そこで河床変動の大きい砂防ダム堆砂地での護岸工を設計する場合の計画水位余裕高，根入深等について伺いたい。

1. 計画水位

水理計算より計画水位を求めるには流路幅として，広い堆砂面全幅でなくある有効幅を取るべきと思われるが，この考え方でよろしいか，また，この有効幅はどう求めればよろしいか，また，他にどのような方法があるか。

2. 余裕高，根入深

ダム堆砂面は上流からの流入土砂量の多少によって河床の上下が大きい，余裕高，根入深はこの河床の上下差を考慮に入れる必要があると思われるが，それはいかに求めればよいか，また現在の河床はいかなる状態での河床（最高および最低河床か，またはそのどの附近の河床高なのか）なのか，その判別方法は何か，また他に考慮に入れる必要のあるものは何か，等。　（立山砂防）

（回　答）

1. 計画水位

計画水位に関しては，特に広い堆砂地を有する砂防ダム上流にあっては有効河幅を考慮するのがよいだろう。有効河幅に関しては芦田*らが

$B=(3.5\sim7)Q^{1/2}$　B：河幅　Q：流量　と発表しているが確立された式はない。なお，別の調査結果**では急流河川及び小流域面積の河川において

$B=(2\sim4)Q^{1/2}$　で表わされている。

係数は各河川の性質によって決定されるべきものであるが，小さくとる方が安全側にあることはいうまでもない。

2. 余裕高と根入深

余裕高については，河川砂防技術基準(案)計画編P176を参照されたい。なお，計画高水流量が200m^3/sec 以上の場合は河川の余裕高（同P98）に準ずるのが望ましい。

根入深については最低河床から考えるもので，原則的には最低河床より1.0mを根入深とするが，特に変動の大きい箇所ではその変動高を考慮して決定すること。

（砂防研究室）

3－17

フィルダム洪水吐の異常洪水時における設計流況について　（51. 北陸）

（質　問）

フィルダムの異常洪水流量は，河川砂防技術基準のクリーガー曲線より算出するが，流量は相当大きくなるので，洪水吐の流況は異常時であり，乱流になることはいたしかたないと思いますが，如何でしょう。　（富　山　県）

---

* 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

** 池谷　浩：昭和51年9月　台風17号集中豪雨災害現地調査結果　等

（回　答）

フィルダムの異常洪水流量すなわちダム構造令のダム設計洪水流量は，ダム地点の超過確率年200年の流量，既往最大の洪水流量，近傍類似流域に生じた既往最大の洪水観測記録より算出される流量｛この流量が，地域別既往最大比流量曲線によって求められる流量に相当する。なお，河川砂防技術基準(案)昭和51年に示される地域別比流量（設計標準値）は，今回の構造令の公布に伴い，若干修正される見通しである。｝のうち，最も大なる流量の1.2倍の流量とされている。

このフィルダムのダム設計洪水流量は，現行の大ダム会議の異常洪水流量と較べて数段大きい流量であり，洪水吐の設計における取扱いを明確にしないと著るしく過大かつ不経済な施設となる恐れがある。

さて，現行の洪水吐の設計における基本的な取扱いは，洪水吐の流入部および導流部に対しては，超過確率年100年の流量の1.2倍の流量｛現行ダム設計基準における設計洪水流量（フィルダム），現在作業中の改訂案では，この流量を標準洪水流量と呼び，1.2倍はしない方向で検討中である。｝流下時には，ダム本体，関連諸施設に支障を与えず安定した流況で安全に流下させうる構造とし，これを越える異常な出水時においてもダム設計洪水流量流下時まではダム本体の安全に支障なく流下させうる構造とすることとされている。

一方，減勢工については，貯水池使用計画上の最高水位（常時満水位もしくは洪水時満水位）もしくは100年に1回生ずる貯水池水位（標準洪水流量に対応する水位として，改訂案では標準洪水位と呼ばれる。）における放流可能流量（ゲートを有する場合は，ゲートを全開して放流できる流量）までは，ダムの築造によって生じた過剰なエネルギーを減勢できる構造とし，これ以上の放流に対してはダム自体の安全を脅やかす洗掘を防止できる構造とされる。この場合，ダム管理区域外に対しては，当該地点の計画高水流量までの流量についてダム築造前と同一の流況を呈するように特に注意する。また，放流可能流量を越える放流によって，貯水池欠壊に匹敵する被害が流水のエネルギー増加に起因して生ずる恐れのあるときには，その流量までも減勢できる構造とすることとされている。これが現在，最も標準的な取扱いである。

なお，設計流況については，次の点を考えなければならない。

洪水吐の設計では，機能面（水理設計）と構造面（構造設計）の設計を必要とし，水理設計では要求される機能を満たす外形寸法すなわち形状と寸法が定まり，構造設計ではこの機能を保つための強度と安定を与える構造が定まる。

この場合，水理設計では形状を改良して流況の安定化を図る試みがなされ，構造設計では規模を大きくし，かつ強度を増すことによって流況の不安定さを補う試みがなされる。すなわち，流況の不安定さは，構造物の規模を大きくして設計荷重を割増し十分な強度を有する構造物にすることによっても解決できることである。

したがって，設計では，この両者がその洪水吐に課せられた設計条件のもとで適当な調和を保つようにすることが重要であって，いずれかに過大な負担をかけることは好ましくない。とくに，異常洪水時の流況判断では，この点を十分配慮する必要がある。（篠崎試験所）

4. 砂防・地すべり等に関する問題点

4－1

土砂崩壊のシステムについて　（49. 中部）

（質　問）

土砂崩壊のシステムについては砂防の計画上非常に重要な問題である。特に雨と崩壊の関係が最も重要な事と思われる。

土研で実験をされていると思うが，その結果，並びにこの点についての考え方をお知らせ願いたい。　（多治見）

4－2

山腹崩壊と降雨及び植生との関係について　（49. 中部）

（質　問）

流量は降雨より推定できるようになってきたが，土砂量は推定できない。降雨より生産土砂量がわかれば，砂防計画等に使用できる。その意味で降雨と崩壊の間にどんな関係があるのか，また山復を植生がおおっている場合，植生の種類及び年令により崩壊との関係があるかどうか伺う。

（天龍川上流）

（回　答）

質問後者の前段質問事項が共通するので合せて回答する。ただし，現在の資料からは満足の行く回答を引き出していないことを予めお断わりしなければならない。

雨と崩壊との関係というと，

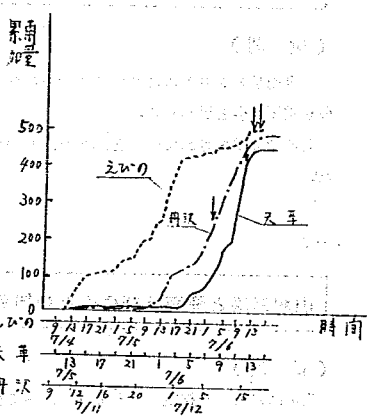
① 雨の量または強さと崩壊の発生する時期の関係

② 雨の量または強さと崩壊による生産土砂量との関係

の2項目について考えなければならない。①について従来から連続雨量が大であることや雨量強度の強いことが崩壊の誘因であると経験的にいわれて来ていたが，崩壊と対応した雨量資料が少なく経験論の域を出なかった。４７年７月豪雨災以後比較的資料が集まるようになっておおよそのことが知られるようになった。図は，４７年７月豪雨における一雨の累加雨量～時間関係を示すもので，時間スケールが異なるので見にくいかも知れない。矢印は土石流の発生した時刻を示すものである。ここには３種のパターンを記載したけれども，得られた資料の中では，図の天草のような強い雨の後部に崩壊が起こるようなパターンを示すものが多いようである。どれ位の累加雨量まで斜面が持ちこたえたかというと４７・７繁藤やえびののように累計雨量が５００㎜に達するものもあるが，資料を通覧して１５０㎜以下で崩壊するものは少ない。雨量強度についてもかなり

の開きがある。この間の関係について瀬尾・船崎は，累加雨量曲線が立ち上る変曲点から土砂害発生時刻までの雨量を有効雨量として，有効雨量強度が4㎜/hr以下では有効雨量が大であっても土砂害は起らず，有効雨量が40㎜以下では有効雨量強度が大でも同様である。そして，有効雨量と有効雨量強度の関係において軽微な土砂害の起った領域とかなり大きな土砂害の起った領域とを区分している。

②について，筆者も既往の資料の整理を試みたこともあるが，まとまらなかった。最近降雨資料は比較的容易に得られるようになったが，流出土砂量の資料取得は経費も掛る。研究サイドとして，土砂の流出現象のあった流域面積と測量区域の明示された流出土砂量資料の積み上げを期待したい。



砂防計画論に端を発する質問のようであるから，崩壊・土石流による流出土砂量を評価してみよう。大災害13例による流出土砂量を流域面積で除した平均深さに換算した値は，0.1m程度が大きい方で，大体，cmのオーダーである。川口によると山地土壌侵食の年平均流出表土深さは0.1㎜のオーダーである。山崩れは起ればその流出土砂量は土壌侵食量の１００年分にも相当して大きいが，その生起する確率は大きくなく，生起する面積率も流域面積の１０%止まり程度である。この事実は砂防計画に，崩壊による土砂量を取り入れるに当って一つの観点を与えるものと思う。

次に，森林と崩壊との関係についてであるが，土研の実績に全く無い事項であるので他の論文たとえば，難波宣士，豪雨による山地崩壊と森林の関係，施工技術Vol．5,No.11（日刊工業新聞社）などを参照されたい。要約すると，さまざまな立地条件において発生する崩壊に対して，きわめて雑多な内容を持つ森林状況がどのように関係するを明確に表現することは今後の問題であるとしながらも単位面積当りの崩壊個所数や崩壊面積，さらには崩壊土砂量はいずれも無林地の方が多くて，一般論としては森林が崩壊防止上有効であると推論している。また，根系の崩壊に対する抵抗力は林木の抜根抵抗力に比例すると考えて伐根および立木の経過年数と引根抵抗力を測り，両者を合計すると伐採後１０～２０年前後の時期に樹根による土壌緊縛力の衰える時期が表われ，林令別崩壊割合を調べた結果のなかには伐採後１５年頃の林地にもっとも崩壊が多発するという報告と符合するという事項は興味深い。結論として森林は有限機能であるがその範囲において山地を守り，その森林を工事で保護することを方向づけている。

（砂防研究室）

4－3

山腹崩壊の回復時間について　（49. 中部）

（質　問）

山腹崩壊が発生し，その後植生の侵入により回復がみられるが，その回復時間はどう推定したらよいか。地質及び気候等の影響はどうなのか伺う。　（天龍川上流）

（回　答）

この質問については土木研究所における研究成果を踏まえて回答することができないが，主として環境保全の見地から工事によって生じた裸地の森林化に関する研究を来年度以降のテーマに予算要望しているので，一部これと関係ある問題なので見解を述べるものである。

まず，質問者が崩壊跡地に植生が侵入することを回復といっている意味について考えてみたい。斜面にある誘因が作用して安定度を減少していった結果すべり面で破断が生じて崩壊となった訳で，もとの斜面と異なる形となったけれども停止した土塊は一応の安定を得たことになる。ただし，崩壊地の周囲の斜面では引張によって破壊されているから急角度となって元の状態より安定度が減少している。こういう状況にある崩壊地に植生が侵入しても崩落土塊および崩壊地周囲の崖の安定度，静力学的力の釣合いに関する安定度を増大したものとは見なされない。つぎに土壌侵食をみると，崩壊跡地から流出する土砂は年間流出深さにして数cmであるのに，草地・林地の年間流出深さは10^{-2} mmのオーダーであり，草地・林地の中では良好な原生林の流出土砂量が最も少ない。こういった点から植生による崩壊跡地の回復とは土壌侵食による流出土砂量が草地・林地なみとなったのだということと解釈する。そうするとお尋ねの回復時間というものは植生によって崩壊地周辺の植相と同様な地被状況（計量するのは疎密度，根量など，根量は植生個体の体積と相当するであろう）になるのには何年かかるかということになって，人工の手によって林地造成を行なおうとする限り，ある程度の推定が可能かと思われる。

（砂防研究室）

4－4

地すべり，地すべり性崩壊，崩壊の相違について　（49. 中部）

（質　問）

参考書等では地すべり，地すべり性崩壊，崩壊の相違点について詳しく書いてないため，現場での判定に苦労する。詳しく相違点を説明してほしい。　（天龍川上流）

（回　答）

斜面の現象を大別すると地すべりと崩壊に分類される。一般に我が国で最も多い地すべりの規模は垂直厚で１５～２０m，幅５０～１００m，奥行１００～５００mで土量にすると，小規模

なもので1万m^3，普通は１０万～１００万m^3で特に大きいものでは，１９６３年にイタリアのバイオントダムで発生した2億５０００m^3の地すべりがありました。

発生の誘因は，豪雨よりむしろ長期間の降雨（梅雨など）や融雪，積雪によるものが多く，又規模が大きいだけに発生直後に何らかの徴候（前駆現象），例えば地面の亀裂，道路の沈下や盛上り，家屋の変状などがはっきり現われる。

これに対して崩壊はその前駆現象が小さく，肉眼で見つけることができない程であるため，ある時突然崩落または滑落し，家屋などに被害を与える。前述の地すべりが滑動を防止するのに高い技術を必要とするのに対して崩壊はむしろ予知技術の困難性の問題がある。規模は厚さ０.５～２mのものが大部分で，幅は１０～２０m，奥行１５～２０mで土量に対して数百m^3～数千m^3のものが多い。

地すべり性崩壊というのは前２者の中間的なものをいい，はっきりした相違を定義するのはむずかしいと思われる。（地すべり研究室）

4－5

土石流，掃流について（49. 中部）

（質　問）

流送土砂量の計算を行なうに土石流，掃流の二つがあり，その使用限界がわからないので，土石流，掃流の相違点，流れの機構等説明してほしい。（天龍川上流）

（回　答）

いま流水中にある砂れきの粒を考えると，この粒には流水が衝突することによって動かそうとする力が作用する。この衝力に対して砂れき粒は河床面との摩擦抵抗力で抵抗しているわけであるが，流水の速度が大きくなってバランスを越えると砂れき粒は移動を始める。ここには１個の砂れき粒を考えたのであるが，実際の河床には無数の砂れき粒があって，相互の力学的干渉があるからその移動に関して衝力論の説くような力の働きかたとならず，考え方として河床全体に面的に作用する力を考える必要がある。流水によって流路の底面に働くせん断応力を掃流力とした。河床の砂れき群に限界を越える掃流力が作用すると砂れきは移動し始めるわけであって，この掃流力によって砂れきが流路床上を転動，滑動または床面に沿って跳躍して移動する形式の流砂を掃流砂という。流水によって移動する流砂の形式は粒に働く力の種類によって掃流砂，浮流砂，河床に見出される粒の規模によってベッドマテリアルロード，ウオッシュロードに区分される。

流水による（流水の流路底面に働くせん断力，流水の乱れによる拡散より生ずる力による）運搬に対して，多量の土砂と一緒になった水の流れの機構は流水による流砂のように解明されていない。さらに水量よりも土砂量の方が多いような状況となると，形の変化，質量の変化を伴なうもののむしろ塊（mass）に近いとみなして取扱う方がよいようになる。これが土石流であって我が国における土石流の成因として，

1. 谷頭崩壊がその直下に止ることなく渓流を流下する。

2. 急激な出水において，渓床の堆積土砂がその堆積勾配を保ち得ず一時に崩れ込む。または流水が堆積土砂を拾い上げる。

3. 天然ダムの欠壊。

があげられる。成因が多様であることからも見当がつくように土石流の物理的性質は非常にまちまちである。したがって土砂運搬の機構の上からいうと掃流砂形式でないものをすべて土石流ということにして，土石流の中を幾つかに整理区分した方がよいのかも知れない。

流れによる砂れきの運搬においては砂れきの径あるいは単位体積重量の小さいものは動き易いので粒径の分級作用の結果，河床の断面に層状構造が見られるのが掃流砂形式の特徴である。この特徴を用いて一つの河道を眺めて見ると，掃流砂の区間がずっと続いて，それが切れて掃流砂でない形式の区間がずっと続くというように明瞭に別れるのではなくて，両者の間に両者の形式を繰返えして表わす区間が存在する場合が多い。また，一回の出水の跡を見ても土石流の主体をなす部分が停止堆積したところから下流に向って掃流砂形式となる間に漸移的な流砂形式をはさんでいる。

質問事項に沿って機構と現象の面から説明をしたが，対策工法の面からの区分が実際上は必要である。

（砂防研究室）

4－6

基岩の風化について　（49. 中部）

（質　問）

風化の進み具合により自然界に与える影響が大であるが，風化の進行度を知ることにより，災害防止等利用価値が高い。風化の進行度の数値化は可能か，また山腹崩壊との関係の数値化は可能かどうか伺う。

（回答－1）

一般に観察できる風化現象は新鮮な岩盤から土壌までの間のいろいろな段階のものがある。岩石の示す物理的性質，たとえば比重，耐圧強度，弾性係数などは風化の進行につれてその値を減じ，吸水率は増加する傾向がある。したがって風化の程度を数値化して表現しようとするには風化の進行につれて変ってくる物理的性質を測り出せばよいわけで，調査法として原位置土質試験や物理探査がある。風化の進行度合を斜面崩壊と結びつけて関係を説明しようとすれば，崖崩れのような場合は微視的な扱いで原位置土質試験を採るとしても，山地の崩壊のように規模の大きなものはむしろ概括的に扱って調査法も物理探査法を採って解明へアプローチするのが妥当であろう。風化作用を受けた岩石や岩盤においては，その中を伝わる弾性波の速度は新鮮な岩石に比して小さい値をとる。風化の程度が進むほど速度の低下は著しい。また，波の減衰も著しいことが知られている。このような性質は岩石の風化の程度を推定するのに使われる。弾性波探査によ

って地盤の速度層が求められたとして，この数値をどのように判断するか，２つの判断があるように思う。１つは得られた測定値をその種の新鮮な岩石の既知の値と対比して風化の程度の，いわば絶対的な値の変化で風化の程度を判断しようとするものであり，もう１つは２時期の測定を行なって時間経過に対する速度の変化から風化のいわば相対的な変化で進行程度を求めようとするものである。Caloiがバイオントダム岩すべりの岩塊の劣化の深部への進行と弾性波探査について記しているところによれば，１年間で岩塊における弾性波速度約５０００～６０００m／secが２５００～３０００m／secに減少している。１９５９年から６０年の間に圧力の増加と岩石の降伏によって破壊の進行が深層におよび，この一年で破砕岩層の深さが１０～２０mであったのが５０～７０m，深い所では１５０mにさえなった。この事実は岩すべりが落ちる一年以上前に予知する方法の糸口を与えると，岩すべりが悲劇的な崩落をしたのは１９６３年である。

質問事項のように風化の進行度によって災害防止に貢献しようとする考え方は正しい。弾性波速度の短い期間の変化が我が国の，それも崩積土層において把握できるかどうか，それに弾性波速度の変化とすべり土塊の落ちる時期との関係がどうなっているのかについては将来の研究にゆだねるものとしても我が国の砂防河川の中には構造線との関係で貫入岩や新規火山噴出物からなるいわば地盤として瑕疵のある流域が多い。これらの中にはすでに地変というような大崩壊を起こして連年土砂流出を続けているものの流失量よりも包蔵量の方が多く，またこういう地質の所では地変的大崩壊の残土ばかりでなく，潜在性地すべりの幾つかを地形的に指摘できる場合が多い。その一方砂防計画の対象になるのは連年の堆積谷の侵食による土砂量とその他の生産源からの土砂量を加え，それに異常洪水時流出土砂量として地変的大崩壊の残土や潜在性地すべりの中から何がしかを見積った土砂量である筈である。こうした考え方で計画を進める以上自然の営みが見積った土砂量の範囲内にあることを常に確認する作業が必要であって，もし，これが範囲をこえる徴候があれば急速な工事の施工，あるいは時間的経済的に条件を満足しない場合には住民の避難で対処しなければならない。この意味において将来の砂防行政には土塊の安定状況を監視する業務が重要な仕事となるのを信じている。　　（砂防研究室）

（回答－２）

結論から先に申し上げると，全ての岩種，風化の段階，地域，あるいは気候等において風化の進行度を示し得るような数値化は未だ出来上っていない。岩石の風化という現象は，よく知られているように原岩の化学組成，岩種地史，雨量，気温，地形その他数々の要因の組合せによるもので，そのメカニズムについてもまだ解明されていないものが多い。とくに，長い地質年代を要して生じる自然現象であるから，野外でも室内でも実験として再現することが非常に困難で，数値的表現を得難い。しかし，風化の進行度を客観的に知ることは，防災上あるいは設計の安全性，経済性の面からも必要なことなので，土木応用地質および砂防の分野で，これまで内外の多くの人によって分類，数値化あるいは現象の解析が行われてきた。

この場合にも，特定の岩種たとえば花こう岩，石灰岩などについてのみ適用できるものや，ある狭い範囲の地域内で考察した例が多く，全体を総合的に説明できるものはみられない。また，風化の進行は新鮮な岩石（基岩）から土（表層）にいたるまでが必ずしも直線的でなく，むしろ

指数曲線的で，風化のごく初期はその進行がおそく，風化が進んだ段階では，局部的に地形や雨，気温差などの要因の影響を強く受け，急速に進行する傾向がある。この様なことが風化の数値をさらに困難にしているといえる。

数値化や区分の試みの例について，2～3を紹介する。

1. 風化の数値化

(1) 化学的風化度

岩石が風化していくにつれて化学成分の比率が変化することに着目し，成分比によって風化の度合を求めている。この方法の難点は岩石の厳密な化学分析を必要とし，時間経費がかかる割に地山全体の応用地質的性質を直接示し得ない点にある。

風化ポテンシャル指数

$$(\mathrm{WPI}) = \frac{(\mathrm{K_2O} + \mathrm{Na_2O} + \mathrm{CaO} + \mathrm{MgO} - \mathrm{H_2O}^{(+)}) \times 100}{(\mathrm{SiO_2} + \mathrm{Al_2O_3} + \mathrm{Fe_2O_3} + \mathrm{TiO_2} + \mathrm{FeO} + \mathrm{CaO} + \mathrm{MgO} + \mathrm{Na_2O} + \mathrm{K_2O})}$$

風化進行指数

$$(\mathrm{PI}) = \frac{\mathrm{SiO_2} \times 100}{\mathrm{SiO_2} + \mathrm{TiO_2} + \mathrm{Fe_2O_3} + \mathrm{FeO} + \mathrm{Al_2O_3}}$$

化学的新鮮度

$$(\mathrm{DF}) = \frac{\mathrm{FeO} + \mathrm{MnO} + \mathrm{MgO} + \mathrm{CaO} + \mathrm{Na_2O} + \mathrm{K_2O}}{\mathrm{Al_2O_3} + \mathrm{Fe_2O_3} + \mathrm{H_2O}^{(+)}}$$

絶対的化学的新鮮度（ADF）＝$\frac{\text{風化した岩石のDF}}{\text{新鮮な岩石のDF}}$

また，もっとも変化し難いアルミナに対するシルカのモル比，新鮮な岩石から風化岩への全成分損失量などで表わすこともある。図－1は花こう岩について示したものである。

(2) 経年的風化深度

建造年月の判明している墓石や石造建築物について，石材表面からの風化深度を実測し，風化の進行度を推定する方法が試みられたことがある。

ヨーロッパの石灰岩　　5～10mm／100年

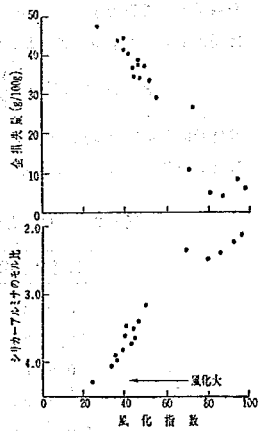
エジプトの花こう岩　　0.1～0.2mm／100年

ピラミッド（石灰質細粒砂岩）　20mm／100年

日本においても出所と建造年が分った墓石や城壁の石材の風化深と原地山の風化深とを比較検討することによりある程度の風化区分が可能かと考えられる。

(3) 弾性波速度

よく知られているように，風化が進むと岩盤に割れ目が多く発達するようになり，鉱物の結合状態も弱くなる。これが弾性波速度の低下をきたすので，弾性波速度およ



図－1　花こう岩の風化度の表示例
(B.P. Ruxton, 1968 による)

び，新鮮な試料と地山の速度の比などから風化を区分する方法が考えられている。弾性波速度による方法は，短時間に広域にわたって調査が出来ることや，非破壊試験であることなどから簡易で有用な方法であり，データも多いので他の地域との比較もできる。ただ弾性波探査法は地形や地下水の影響を強く受け，誤差の大きいものであるという点には留意する必要がある。

風化係数（K）　$K = \dfrac{V_0 - V}{V_0}$　　V_0：未風化の岩石のP波速度　　V：対象とする岩石のP波速度

イリエフはKによって風化度を表－1のように表現している。

表－1　風化係数（Iliev（1966））による風化度の表示

k	風化度
0	新鮮
$0 < k < 0.2$	わずかに風化した
$0.2 < k < 0.4$	風化した
$0.4 < k < 0.6$	強く風化した
$0.6 < k < 1.0$	きわめて強く風化した

この他S波速度による区分，垂直・水平方向の速度（V_{PV}，V_{PH}）差などによる区分も試みられている。

(4) ボーリング

風化によって割れ目が非常に多くなった状態をボーリングによって知ることが出来るが，それを数量化して表現する方法の一つにRQDがある。RQDとは，単位掘進長さ（例えば1m）中に長さ10cm以上のコアがどれ位あるかを示すものである。

$$R.Q.D(\%) = \frac{10cm以上のコアの累計長さ}{単位掘進長さ（例えば1m）} \times 100$$

RQDによる岩盤の表示には，表－2のような区分が提案されている。また掘進率計などを装着したボーリングによって掘進時間の変化から風化状況，岩質を区分する方法もある。

表－2　RQDと岩盤の良好度表示（Deere他，1967）

RQD(%)	状態
0～25	非常に悪い
25～50	悪い
50～75	普通
75～90	良好
99～100	非常に良好

(5) N値

風化が進んで土に近くなったものについてはN値によってある程度の区分が出来る。N値はバラツキが大きいので，1個所を時間をかけてていねいにやるより，多数点の測定値から統計的に推計する方が風化の区分には有効である。この点から，急傾斜地崩壊研究室による簡易貫入試験機はもっと活用されるべきであろうと思われる。

(6) 間隙率

間隙率は岩石の風化に対してかなり良好なインデックスになる。たとえば，

未風化の岩石の間隙率　　n＝0.3～1%程度

風化が進んだ岩石　　n＝30～40%

また，飽和状態の含水比を変質係数(i)として区分する方法も提案されている。

(7) 一軸圧縮強度（qu）

一軸圧縮強度は，風化による岩石の力学的性質の低下を端的に数字で表現できるので，よく用いられることがある。この場合もバラツキの統計的処理と地質学的判断が必要であるし，サンプリングや物理的性質との対比も必要である。また，破壊前の試料について，超音波速度を計測し照合することが普通行われている。

(8) 鉱物観察

岩石の風化がはじまる場合に，岩石の構成鉱物のうち黒雲母や長石のように特定の鉱物から変化をはじめ，顕微鏡によってその様子が識別され，さらに風化が進むと，露頭や試料について肉眼によっても識別することができるようになる。また，X線分析，示差熱分析を併用すると，風化現象に特有の粘土鉱物の増減もよく識別できる。しかし，これらはあく迄定性的なもので，数値化にまでには至っていない。

2. 山腹崩壊と風化の進行度の関係

風化岩山地において，山腹崩壊が多いのはよく知られた事実であるし，風化と崩壊には強い相関関係があることはよくいわれている通りである。しかし，風化が強い地域や場所でかならずしも崩壊が多いとは限らず，地形や降雨量などの要素に左右されることが多い。

現在，多くの人々が風化の進行度と崩壊との関係について調査，研究を行っているが，必ずしも数値的関係が説明されているとはいえない。現状では岩種に応じて，地形解析と弾性波速度との関連から風化区分を行い，降雨強度との相関を求めるという方法がもっとも現実的であると思われる。その線に沿った調査研究が建設省だけでなく，国鉄，大学，防災センターなどでも行われている。

（参考文献　（邦文のみ））

(1) 風化全般

松尾新一郎監訳：“風化 ── その理論と実態”ラティス社

2) 風化と崩壊

三浦清：“深成岩類の風化に関する研究（第一報）”，

応用地質，Vol.14 No.3（1973）

三浦清：“深成岩類の風化に関する研究（第二報）”，
応用地質，Vo1.15 №3（1974）
3）風化と工学的性質
山野隆康：“フィルダムに用いるロック材料と軟岩の使用”，
土と基礎，Vo1.21 №3（通巻181号）
吉中龍之進：“岩盤の工学的表示方法”，
土と基礎，Vo1.21 №3（通巻181号）
橋川邦武　他：“風化花こう岩類の構造とその工学的意義について（その1）”，
応用地質，Vo1.15 №2（1974）
4）調査法
大久保駿：“簡易貫入試験機による地盤調査（その1）”，
土木技術資料，Vo1.13 №2（1971）
大久保駿：“簡易貫入試験機による地盤調査（その2）”，
土木技術資料，Vo1.13 №8（1971）

その他，新砂防，防災科学技術総合研究報告および速報，災害科学総会講演論文集に関連する文献がある。

（地質研究室）

4－7

不測の土石流等に対処するための森林造成計画について　（49. 中部）

（質　問）

不測の土石流にそなえ，芝川水系，潤井川水系の分流に関して森林帯の造成を計画している。堤内側に設ける場合は，導流堤を溢流する不測の土石流にそなえることになるが，このような場合，不測の土石流とは，どの程度を考えればよいか，又，堤外に設ける場合，土砂扞止に効果を上げれば，扇状地の貯砂能力は落ちてくる。この点で他によい方法があるか。

（富士砂防）

（回　答）

富士山大沢扇状地の砂防工法に関する質問であるのでその線に沿って考察する。大沢扇状地砂防計画は一口で言うと，大沢から扇状地に年平均5万m^3の土砂が流入し，潤井川の許容流出土砂量が1万5千m^3であるから3万5千m^3を扇状地に貯える。さらに50年に一度生起する土石量の50万～150万m^3もこの扇状地に貯える。このため175万m^2の扇状地内に導流堤によって土砂を収容し，床固群によってうまく散らばせて堆積させるというものであると理解している。

かような訳で，土石流は導流堤に囲まれた堤外地で処理することになっているのであるから導流堤を越流する土石流を見積ってその減勢を堤外の森林帯で行なうという考え方には賛成しかねる。

森林帯は土石流の流入に対してそれなりの阻止効用はあるであろう。けれども力の釣合い関係で設計される構造物ではない。47・7災広島県下でマサ地盤の崩壊にもとずく土石流について森林帯の効果を観察することができた。土石流は扇状地に立地する部落背面のヒノキ林，竹林に直撃ではなくて，沢で溢れたものが突入して来た。林地の勾配は20°に満たず，ヒノキは20年に達するかどうかの樹令で立木間隔 1.5～2 m程度で仕立てられている。ヒノキ林ではごく一部の倒木が土砂をせきとめはしたが，土砂は立木の間を通って下方に達していた。一方，竹林ではヒノキ林のように一斉ではないのでかなりの個体が倒木となって互いにからみ合うことによって阻止効果を発揮していた。この現象からみて，流れ込み条件に差異はあろうが，森林帯は，土石流が流れ込んだ場合にくいが立っているような状況では阻止効果は少なく，立木の一部が倒れることによって土石流の抵抗を大きく受けるようになり，倒木から立木に力の伝達が行われ，土石流が倒木ならびに立木の弾性反発や破断に勢力を損失することによって減勢されると考えた。この観点からして森林帯はかなりのダメジを受けることによって土石流を減勢し得る。引き続き繰り返し効用の期待できない，電流回路にたとえるならば，定電圧放電素子ではなくてヒューズのようなものと解釈している。以上述べたように構造物的見方をすれば生長期間も含めて未解決な問題が多く，最適な姿を描くことはできないが，堤外地へ森林帯を造成することはいろいろな意味で効果があり，しかもマイナス効果は無いものと思われるので，実行に移そうとしさえすれば各分野の知識から青写真についてのコンセンサスを得るのは困難ではないと考える。

堤内に森林帯を置くことは現計画を定める資料を得た実験の条件外のことであったから，芝川に対するソフトなバリケードということで森林に似せたものを用いて局所的な配置実験を重ねた上で判断したい。（砂防研究室）

4－8

野溪の発達について（49. 中部）

（質　問）

富士山には，大沢川の他に数多くの野溪がある。これらは山腹の途中で発生しているもの，又，終っているもの等，それぞれの経過がある。ただこれらの野溪が将来大沢川のように発展していくかどうか。大沢川の防災上関連するので調査する必要があると思われる。これらの野溪の発達について有効な解析方法があるか。（富士砂防）

（回　答）

空中写真による河床変動調査の方法を山腹に押し広げて定期的調査を行なって見るとよい。

しかし，野溪の発達となるとタイムスケールの大きな問題であるから短い期間の変化を数回とらえて現象の全てを説明し得たとは考え難いであろう。侵食現象をモデル化して導いた式の適合性を検討した研究はある。こういう式に実測値を適用して検討されては如何。論文として，水谷武司，山地斜面の侵食過程に関する考察，新砂防80を紹介する。（砂防研究室）

4 － 9

砂防ダムの水抜き（暗渠）について　（49. 中部）

（質　問）

堆砂過程の水圧を軽減すること，堆砂の地下水を抜いて堰堤にかかる土圧を軽減するために水抜穴（暗渠）を設けるが，この暗渠の配置の決定方法，暗渠の断面のとり方について問う。

（中部技術）

（回　答）

砂防ダムに水抜きを設ける目的についてはよく質問事項のようなことがいわれている。ものの本には水抜きをその効果により，

① 施工上排水

② 堆砂の浸透水の排除

③ 常時，水や土砂を貯めない

という区分をしている。このうち，①と③については明快であるが，②の意図するところは甚だ不可解である。質問事項のように堤体にかかる水圧を軽減しようとするものと考えると大いに疑問がある。水抜きによって堆砂から間隙水が消失して土の実質部分のみが外力として堤体に作用するとは考えられないことであるし，堤体を設計するにあたってそういう効果を見積って外力を考慮してはいない筈である。考えられるのは砂防ダムは越流を許す形をとるから少しでも位置のエネルギーの小さい水を流して前庭部の保護にあたるということだろうか。筆をすべらせれば，将来砂防ダムを設ける目的に環境保全や利水が加わって来るとして，水抜きは堆砂中を浸透して水質浄化された水のアウトレットコンディットであるとか，常時に流水を堆砂表面上を流さず堆砂中への浸透をはかって流出遅延した水をとり出すためのものというような目的が唱えられるかも知れない。それから，水抜きの形，規模，配置については，池谷がオーストリーの文献を抄訳して砂防学会誌「新砂防」８０号と８１号に「砂防ダムの水抜き暗渠について」を紹介しているので参考にされたい。これには，目的ごとに水抜きの幾何学的配置，碟径と幅，形状ごとのオリフィス計算が記載されている。

（砂防研究室）

4 － 10

砂防ダムの下流法勾配について　（50. 中国）

（質　問）

一般に砂防ダムの下流法勾配は経験上１：０．２を用いているが，堤体断面の設計に当って，その安定性，経済性を考えると，下流法勾配は，１：０．２よりゆるくする方が好ましいと思われる。この下流法勾配をゆるくする許容範囲を教示願いたい。

（倉　吉）

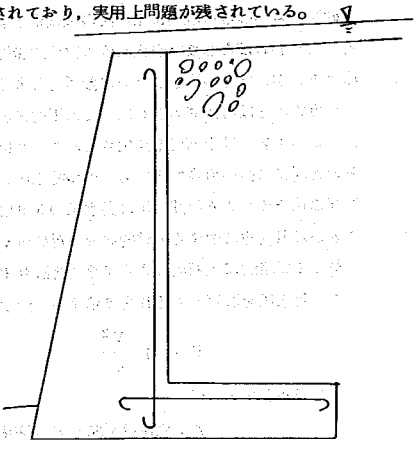
（回　答）

砂防堰堤の下流法勾配は，天端からの落石による衝撃破壊，流砂による摩耗損失等から堰堤下流面を保護するため，急勾配に設定され，建設省では一般に1：0.2を採用している。この1：0.2に設定される根拠は，あくまで経験的に定まって来たもので，明治初年頃淀川流域に設置した多数の空積砂防堰堤で下流法面を1割内外にした所，下流法面が1尺位も摩耗したとか，長野県犀川に高さ4mで下流法が2分と3分の2基のコンクリート堰堤を同時に築造した所，この渓流の流出土砂は粘土及び砂利に過ぎないにもかかわらず，わずか1年の経過で2分に施工した堰堤では少しも摩耗の跡を見ないのに，3分においては著しく摩耗したなど，その他多くの事例にもとづいて，現在では砂防堰堤の下流法勾配を1：0.2に設定されるようになっている。

この下流法勾配の決定式として次式が示されている。

$$Nmax = \sqrt{Vg \frac{2}{g \cdot h}}$$

ただし，h；堤高，Vg；下流面を損傷する石の中で最小の大きさのものの天端を離れる速度の水平方向成分，この式でVgを設定すればNは定められるが，実際の砂防堰堤において，落石が越流水脈から離れて天端から転げ落ちる状況が観察されており，実用上問題が残されている。



下流法勾配を急にすれば，当然，安定上堰堤の体積は大きくなること，また経験上1：0.2とされるようになった当時とくらべて，現在では堤高，堤体材料等砂防堰堤の構造に変化が見られるので，今後これについて再度検討されるべきであろう。

堤体積の減少のために下流法を緩くすれば，当然現状より堤体の下流法面は天端からの落石による衝撃と流砂による摩耗の危険にさらされる。経済的な断面形は，この落石，流砂に伴なう堤体の損傷に対する危険性と，断面節減量とを比較検討することによって見い出されよう。しかし，現在の処落石による衝撃破壊，流砂の摩耗機構，その頻度，程度等未解決な点が多く，現状では下流法勾配の許容範囲の設定は困難である。

下流法勾配を緩くするには現状では多くの問題点が残されているので，経済断面を得るには，より危険性を伴なわない点から検討される方が無難と思われる。たとえば，堤長に比べて水通し部が著しく短かい時，非越流部は落石，流砂の影響がほとんど無いので，この部分は一般の堰堤と同様下流法勾配を緩くして経済的な断面を得る事が考えられ，この方法は，数地建ですでに実施されている。その他特殊な形状では，L型タイプの砂防堰堤も考えられる。

〔参 考 文 献〕

1) 赤木正雄：“第2回砂防学会シンポジウム特集砂防ダムについて”，渓流及び砂防工学，S.14－5，アルス社新砂防№72，S.44－4

（砂防研究室）

4－11

砂防ダムの安定計算について

（50. 中国）

（質 問）

空虚時の土石流による衝撃力を考慮した計算方法はないか伺いたい。

（山 口 県）

（回 答）

砂防ダムの安定計算において，砂防ダムは満砂状態が常態であるとして，通常は土石流による衝撃力は考慮されていない。

砂防ダムへの堆砂以前に土石流の襲来が予想される場合は土石流による衝撃を考慮して安定計算をおこなわねばならないが土石流の物理的諸性質の知識不足のため，衝撃力を算定する確定的な方法はないが，外力の決定のために参考となりそうな事柄を次に紹介する。

高橋宏治らは治山ダムを利用して人工的に洪水段波を発生させ土石流による衝撃圧を知ろうとした。この実験では土石流を発生させることは出来なかったが洪水段波も土石流について言われているのと同様に強い直進性を持ち，かつ動水圧として計算される値の18倍の衝撃圧が発生し，また石礫の衝突のため瞬間的には動水圧の5.9倍の衝撃圧が生じた。（以上，土石流に対応する砂防ダムの設計荷重に関する実験的研究 新砂防 VOL. 24－2 より）

従って概略的に土石流による衝撃圧を計算するには次のような方法が考えられる。

① 動水圧を計算してそれを6倍する。動水圧Pは

$$P = \gamma \frac{V^2}{g}$$

で表わされる。但し

γ：流体の密度（清水の場合 $1\ g/cm^3$）

V：流体の流速

g：重力の加速度（$980\ cm/sec^2$ 又は $9.8\ m/sec^2$）

② 土石流を流体とみなし，流速，比重を仮定して上と同様の方法で動圧を計算しその値をさらに2倍にする。流速，比重の決定のための参考資料を表に示す。

上記の2つの方法は極めて限られた資料から考えたものであり，かつこのようにして設計された砂防ダムの例もなく，十分に安全なものではないかもしれず，また逆に必要以上に不経済なものであるかも知れない。

土石流の密度・速度

土石流例	速度	密度	含水率	流下勾配	分類
焼岳	5 m/sec	1.25～2.0			
Rio Reventada Costa Rica	1～10 〃	1.61	21.2～80%	16-15-8-4°	Madflood
Huascaran Peru	7.7～9.3 〃	2.16	17	9.0-22-5°	(地震) Mudflow
十勝岳	5.0 〃			22—9—5°	〃
Wrightwood Calif.	0.31～4.4 〃	2.4	15～30	30-20-9-1°	〃
Mayflower Gulch	15.3～16.3 〃	2.53	9.1	41-35-12-7.5°	〃
Beltinqe England	0.07—0.4 m/d	1.7	6.6	18—13—7°	Mudslide
Drynock Canada	0.9—2.4 m/y	2.0	2.6	8.9°	〃
Spitzbergen	0.0025 m/min	2.0	22—28	8.5 —12°	〃
Glendalough	2.4—14.3 m/s		15—40	28—22°	Debrs Slideflow
Tahoma Peak U.S.A	2.9～4.2 〃			9.0—5°	Flowslide
Aberfan	2.4～4.8 〃	1.9		36—12.5°	Liquefaction 〃
Orkdalsfjord	7—3 〃		3.3	9—4.5°	
Vaerdal	0.97～1.1 〃	1.7—1.8	40～50		Quick Cloy
Nicolet Canada	0.0.25 〃	1.7	4.1—6.8	4.0°	〃
Whites Road	0.01～0.1 m/d			2.5°	Slump-Earthflow

＊ 以外　After Hutchinson, J. N

＊　諏訪・奥田

砂防ダムの水叩厚の決定方法について　（50．中国）

（質　問）

砂防ダムの水叩厚を決定する要素としては落差水深，礫の大きさ等があげられると思うが，現在，利用している経験式（下記の通り）は水深の与える影響が大きすぎると思われるので，この点解説を願いたい。

又，ほかによい式はないか伺いたい。

柿徳市式　$d=\alpha(0.6H+3t-1.0)$

H：ダムの有効落差

t：ダムの水透（越流水深）

α：係数0.2

d：水叩厚　　（山口県）

（回　答）

水叩厚を決定する柿式は，水叩の厚さは，砂防ダム天端からの落下水によって生じる前庭部の洗掘深に比例するとして求められた。ここで前庭部の洗掘深Tは，次のRiediger の式にもとづいている。

$$T=\left(\frac{V^2_m}{g}+2H\right)\cdot\frac{\gamma_1}{3-2\gamma_1}$$

$$\gamma_1=\frac{T+10\gamma_0}{T+10},\qquad \gamma_0=\sqrt{\frac{ha}{he}}$$

$$ha=\frac{V^2_m}{2g}+t+a,\qquad he=\frac{V^2_m}{2g}+H$$

ただし，H；上下水面落差，t；越流水深，a；射流分散の始まる断面の中点と水通し天端面との落差（≒0），V_m；ダム天端を離れる時の流速，γ_0；空気を混入した射流の比重，

γ_1＝慣入深Tにおける流体の比重

この式は流体が完全流体の場合の理論式で前庭部の河床抵抗を考慮に入れていない。この式のV_mはMatakiewieczの流速式（$V_m=2.38t^{0.7}$）を代入して，$t=1\sim5\,m$，$H=1\sim10\,m$の範囲で試算すると，TのH，tに関する数値表が得られる。これを整理して次の簡易式を得た。

$$T=0.6H+3t-1.0$$

そして水叩厚は，Tに比例するものとして次式とした。

$$d=\alpha(0.6H+3t-1.0)$$

上式によると流水中の空気混入量が$H+\frac{V^2_m}{2g}$に比例して増加することによって流水の比重γ_0は減少する。そのため，下流水面に流入する時の運動量は一般に考えられるようにHとともに増加

しないので，この式にもとづいた柿式においてHに比べてtの与える影響が大きすぎる結果となったと考えられる。しかし，尾張等の砂礫層の前庭洗掘に関する模型実験によると，洗掘深さに影響ある因子は，流量，粒径，有効高の順であることが報告されているので，Hの効果に比べてtの影響が大きすぎるとは，必ずしもいえない。

なお，遠藤は柿と同様の方法により，H＝1～80m，t＝1～7mの範囲でRiediger式を試算し，その結果をもとに次式を得ている。

$$T = 0.0279\left(t^{\frac{1}{5}}\ H + 6.766 t^{-\frac{2}{3}}\right)^2$$

砂防堰堤の水叩厚さの決定に影響する要因として，天端からの落下水，落石，水叩底面の地盤支持条件，コンクリートの破壊強度などが考えられよう。水叩工は，落下水，落石による衝撃力，落下水に混じった砂礫による摩耗に耐えなければならず，かりに，水叩工は損耗するものとしても，経済的な厚さを決定するためには，落石砂礫によるコンクリートの破壊，摩耗機構が明らかにされ，さらに，落石，流水中の砂礫の水叩工表面に衝突する頻度等と水叩工の損耗速度との関係を知らねばならない。このうち落下水の水叩表面に及ぼす動水圧は，噴流理論を適用する試みが以前から数多くなされているが，砂防堰堤のように天端からの落石の影響を無視できない所では水叩工の厚さに関係する要素の解明は，ほとんどなされていない。そのため現状では実用上，水叩工の決定は，以前から用いられている経験によらざるを得ない。

〔参 考 文 献〕

1) 柿 徳市：「治水砂防工学」
2) 遠藤隆一：「砂防工学」
3) 尾張安治，霜島重雄，早川嘉一：“砂防ダムの下流洗掘”，新砂防，№72 （砂防研究室）

4－13

河口閉塞防止の導流堤の延長方向の決定方法について （50. 中国）

（質 問）

河幅の小さな（5m程度）砂防河川において河口閉塞防止の導流堤の延長方向を決定するための調査方法について教示願いたい。

（山 口 県）

（回 答）

河幅5m程度の小河川（砂防河川）における河口閉塞防止のための導流堤に関する問題で，その延長や方向を決定するための調査方法についての設問である。

河口閉塞の問題では，河川の規模の大小の差はあっても，海の現象に関するスケールは変らないので，調査内容を大きく縮少したり，省略することはできない。そればかりではなく，海の勢力に比し，川の勢力が弱いので，河口問題としては一層困難が伴うのが普通である。ただ，社会・環境

に与える影響が一般に小さいだけのことであって，本格的な調査を行うに際しては，大河川のそれと基本的には何ら変るところはない。建設省技術研究会（S．47～S．49）で蒐集した資料を中心に，得られた成果である河口処理対策指針（案）[1]や，その他二・三の報告[2)・3)]は，このような小河川の河口問題の検討に際しても参考となるであろう。

河口においては，海と川の現象が重なり，干渉し合って，複雑な非線型現象が現われ，個々の河川の社会環境も異るので，一般的な対処工法はないといってよい。そのため，個々の河川の特性に応じた考え方が要求される。この限りにおいて，海の現象や地形とその変動特性はもとより，河川の特性について全般的な調査が，その基本条件として要請される。それに加えて，個々の河川の特徴となる特性，例えば，河川の勾配と地盤高，洪水特性，流出土砂量，維持流量，および被害の状況などの調査を必須とする。隣接河口調査も重要な情報を提供するはずである。

河口処理対策については，処理的によっても異ることは当然である。小河川であるから，平常時および洪水時の内水および外水排除，あるいは河口位置の固定などの問題が多いであろう。このような場合の対処工法としては，人工開削，ポンプ排水，導流堤，および暗渠などが考えられ，多く実施されている。

導流堤工法はかなり一般的に採用されている。その長さや方向を決定するためには，a．それによって縮少される砂州規模の推定，b．河口の維持河積，c．洪水による砂州のフラッシュ，d．海岸侵食に与える影響，およびe．社会経済・環境などに関する調査・検討が必要である。このような事項の内容に関する記述は長くなるので省略するが，下記の参考文献などには，その説明がある。河口処理工は非常に費用のかかる事業であるから，専門技術者の助言を求めるとよいであろう。

〔参　考　文　献〕

1）治水　保：“河口処理対策指針（案）”，工研河川部S．50
2）須賀堯三：“河口問題と現地調査”土木学会水工シリーズ　S．47
3）須賀堯三：“河口閉塞の現状とその対策”，土木学会海溝シンポジウム，S．50

（河川研究室）

4－14

すべり面における間隙水圧の決定について　（50．中国）

（質　問）

岩すべりの安定解析を行うため，現在当該箇所の降雨（3ヵ月巻自記雨量計）と横坑内湧水量（バーシャルフリューム水位計）およびボーリング孔内水位（自記水位計）の測定を行っている。安定計算を行うにあたり，すべり面のせん断抵抗力と間隙水圧を決める必要があるが，特に間隙水圧の推定にあたって現位置での孔内水位等をどのように参考にしたらよいか教示願いたい。

（弥栄ダム）

（回　答）

地すべり安定解析の際に用いる間隙水圧値については，すべり面における実際の間隙水圧を実測することが困難であるため，すべり面に達した垂直ボーリング孔の孔内水位をもって代用することとしている。

孔内水位は降雨の影響を受けて上昇，下降するものであるから，安定解析に用いる値によっては安全率が変化して，その後の防止対策のための計画安全率を定めるのに支障がある。

しかし一般に地すべり活動が活発になるのは異常降雨時が多く，通常の降雨時にはなんとか安定を保っている状態にあるので，通常時の地すべりの安全率を1とし，この時の間隙水圧としては地下水位の平均値を用いることが多い。

したがって降雨時の地下水位の上昇はそれだけ安全率の低下となるわけで，防止対策による排水効果の目的は降雨時の地下水位上昇を平均水位以下に抑えることになる。

（地すべり研究室）

5. 下水道に関する問題点

5－1

河川と下水道の設計基準の相違について　（49. 中部）

（質　問）

当事務所では都市河川総合計画調査をはじめとして，都市部における総合排水路網計画の樹立を急いでいるが，多くの問題のうちで中小河川と下水道との計画面における調整は大きな課題である。計画の安全度の問題を別にしても，河川と下水道の施設設計基準には考え方には相異があるようである。

ここではとくに雨水流出解析に合理式を使う場合の流出係数，洪水到達時間内雨量強度について，現在河川と下水道でそれぞれ行われている考え方，相異点及び今後河川と下水道を含めた総合排水計画を策定していく場合に相異点を調整していくとすればどうすればよいかの考え方について御指導願いたい。　（庄内川）

（回　答）

御指摘の通り都市河川と下水道の設計基準ひいては計画規模に関しては，現在大きな相異点があり，この調整は大きな課題である。この問題に関しては，本省治水課都市河川対策室と下水道課，および土木研究所の三者により，１１月～１２月にかけて調整に関する打合せを行い，都市排水施設の計画標準（案）を作成する予定になっているので，少し時間をいただきたい。

なお問題の理解のために私見もまじえながら簡単に触れておくと，主たる相違点は，やはり計画確率年，流出係数，および粗度係数などであり，ほかに問題として，分担区分があろう。

まず両者の構造であるが，都市河川も掘込みを規定しており，動水勾配が地盤高上に出ないという意味では下水道と構造的にほぼ同じであるが，水面付近ほど流速が大きいという意味では，被害の面から異にする。わかりやすくいって河川が下水道同よう５年確率で計画されれば，１００年確率の洪水時の被害は想像するに難くない。一方下水道の方は確かではないが４０～５０㎜／ｈｒ程度を境に，雨水マス等からの流入は不可能になり，道路面等を伝って流れるが，その水深は，平均的には大きくない。ただし局所的に下水管がふいたり，湛水深が大きいところがでることはいうまでもない。ここらに計画確率年の差異の理由があろう。

流出係数については，下水道がアメリカの土木学会の標準等を参考にしていたこと，また上述の計画対象降雨および強度の差などもあって，一般に小さ目であり，河川の場合は在来の治水の全責任をもつという姿勢もあっていくぶん大き目がとられているが，この点については，これらの姿勢を確認しての上で，調整はとれるものと考えられる。同よう到達時間については，計画流量時の流速による流下時間プラス流入時間の線で合意に達せそうである。

粗度係数は，下水管と河川の３面張の際のちがいが問題となるが，やはり砂堆等の発生の可能性の有無等から適宜調整すべきなのであろう。また分担区分についても，流域面積２Km²程度で

検討が進められている。

私見とことわるべきであろうが，もう一つ都市排水計画の理念に関して，丁度下水道が生活環境の改善と水質の保全をうたっているように，都市河川にも都市景観の向上があり，いたずらに計画規模のみを大きくして，大U字溝を作ることは本意ではない。新規開発に関してはやはり雨水の一部をためて，流出係数を下げて下流への負担を大きくしない責任をもってもらうこと，その制度化等が必要なのであろう。（都市河川研究室）

5 −2

下水三次処理の現況と見通しについて（49. 中部）

（回　答）

A　現況

下水の3次処理は次の3点からその必要性が強調されている。

1. 水質環境基準の達成及び維持
2. 湖沼内海等閉鎖水域の富栄養化の防止
3. 水資源の有効利用としての下水の再利用

これらの必要性に対応して，除去すべき汚濁物質は異なり，物質に応じて3次処理の方法も異なる。それぞれの物質と現在考えられている処理方法は次の通りである。

1. BOD，SS等の有機物の除去を主体とするもの
   (1) 浮遊物性有機物の除去
   マイクロスクリーン，急速砂沪過（下向流式一層沪過，多層沪過，上向流式沪過），凝集沈殿，高速沈殿（チューブセトラ，ラメラセパレーター），超沪過
   (2) 溶解性有機物の除去
   粒状活性炭吸着（圧力式，重力式，下向流式，上向流式），粉末活性炭吸着，オゾン酸化，酸化池
2. 窒素及びリンの除去を主体とするもの
   (1) 窒素化合物の除去
   アンモニアストリッピング，不連続点塩素処理，選択的イオン交換（アンモニア性窒素，硝酸性窒素），生物学的硝化，脱窒
   (2) リンの除去
   石灰凝集沈殿，金属塩（アルミニウム，鉄等）による凝集沈殿
3. 無機塩類の除去（脱塩）
   逆浸透法，電気透析法，蒸留法，凍結融解法，イオン交換法

これらのユニットはそのほとんどが，過去10数年来米国で開発研究されて来たものである。一般に呼称されている三次処理プロセスとは，これらのユニットメニューから必要に応じて適

切なものを選び出しそれを組合わせたものである。したがって，2次処理における活性汚泥法のように特に，優占的なプロセスがないのが現状である。一方，米国では有望とされているユニットならびにプロセスでも，国情，風土の異なる我国で適したものかどうかは未知数であり，種々な方法でこれらのユニット，プロセスを実験的に体験し，問題点を把握確証しておく必要がある。

我国の下水道界において，実規模の三次処理施設が現在皆無であり，土木研究所が，横須賀ならびに京都市の下水処理場にパイロットプラントを設けて実験を続けているのは，こうした趣旨に基づくものである。また各地方公共団体においても，それぞれの目的に応じて，パイロットプラントと実験を実施し，計画しているのも同じ理由によるものとみられる。

B　将来見通し

建設省下水道部では，第4次下水道整備5ケ年計画の策定にあたって，環境基準の達成，富栄養化の防止上緊急を要する水域については，3次処理の実施を盛り込むことにしている。したがって，当面は公害防止計画策定地域などを中心に，有機物除去のための3次処理を，琵琶湖，霞ケ浦水域にあっては，栄養塩除去を中心とすることになろう。再利用のための下水の3次処理は，そのあとに来たるものとしてとらえておくべきであろう。これは，技術的な問題以外に費用負担等に係る複雑な問題の解決が伴なうからである。

以上のような前提で，技術的およびコスト的な問題点をまとめると，次の様になる。

C　技術的な課題

1. 3次処理プロセスは単一な方法でなく，ユニット組合せであるため，技術的な問題点の発生も一様ではない。
2. 一般に3次処理には多大な資源（薬品類）とエネルギーが必要であり，これらを如何に回収し，消費量を抑えるかが問題である。

資源回収の例　(1) 石灰凝集沈殿における，石灰，炭酸カルシウム汚泥の焼成による生石灰化と燐酸カルシウムの回収

(2) 金属塩凝集汚泥からの有効金属の回収（アルミなど）

(3) アンモニア除去装置からのアンモニアの回収

(4) 活性炭の再生

エネルギー回収の例　逆浸透法における高圧水利用による発電

3. 2次公害の発生しないような3次処理技術の開発が必要である。
4. コンパクト化による施設用地の縮小を図る必要がある。
5. 維持管理が容易な処理法を目指す必要がある。

これらの5項目は，現在及び将来とも念頭におくべき問題点であるが，現在までに土木研究所で経験してきたパイロット実験で問題となっている点は次の通りである。

1. 石灰凝集沈殿，アンモニアストリッピング系におけるスケールの付着
2. 石灰凝集沈殿における，マグネシウムイオンのリン除去防害
3. 無機凝集剤添加による発生汚泥の増加と処理処分
4. 省力化に必要なリン，アンモニア，濁度，残留塩素などの自動連続測定装置の開発の必要

性

5. 下水の特徴である流量，水質変動に対する対応策

6. 不連続点塩素処理により発生する塩素化合物の除去

7. 活性炭吸着における生物相の挙動（細菌，バクテリアの増殖）

8. 活性炭吸着における有機物吸着能力の明確な把握手法の確立

9. 急速戸過における最適戸材構成の把握

D 3次処理のコストについて

3次処理に必要なコストについては，建設に係るものと維持管理に係るものに分けられるが前述の様に，3次処理プロセスは単一でないため，そのコスト算定は難しい。現在，土木研究所が進めている一連のパイロットプラント実験に一応の区切りがついた時点では，3次処理プロセスのパターンを仮定することにより推定可能となろうが，目下のところは，米国における諸データーを参考にして推測するしかない。したがって，実態とは大分違った値となる可能性はありうる。処理量規模別に試算したものに東京湾汚濁対策調査報告書があるので参考にされたい。

〔参考文献〕

1)“下水の高度処理と再利用に関する調査報告書(1)”，
土木研究所資料，№769　昭和47年6月

2)“下水の高度処理と再利用に関する調査報告書(2)”，
土木研究所資料　№893　昭和48年10月

3)“東京湾汚濁防止調査報告書”，建設省下水道部，
昭和47年3月

4)“東京湾環境保全調査報告書”，建設省下水道部，
昭和49年3月　近日刊

5)“日米下水処理技術委員会議事録”，第1回～第3回，
日本下水道協会，昭和46年10月～昭和49年2月

6)“第3回日米下水処理技術委員会技術セミナテキストⅠ～Ⅳ”，
日本下水道協会，昭和49年2月

（三次処理研究室）

5－3

三次処理水の再利用の用途と問題点　（49. 中部）

（質　問）

(1) 三次処理実施年度の見通し

(2) 三次処理の処理水質について

(3) 再利用水として考えられる用途及び問題点　（庄内川）

（回　答）

(1)について

御承知の通り，下水道事業は市町村ならびに都道府県事務であり，建設省は，これを所管する官庁であるが直轄事業をもっていない。したがって，3次処理の実施についても，実際の意志決定は都道府県ならびに市町村に委せられているため，実施時期については，建設省として明言することはできない。しかしながら，来年度を初年度として，策定を進めている第4次下水道整備5ケ年計画において，建設省は下水の3次処理の実施を盛込む予定であり，計画が動きだせば遅くも昭和54年度には，一部で3次処理施設の着工，ないし運転開始が行なわれることとなろう。

この5ケ年計画において，3次処理は，環境基準の達成維持が第1義的に促えられており，場合によっては，富栄養化防止を目指すこともあるとされているが，直接再利用は考えられていない。当面は，公害防止計画地域となっている，東京，大阪，名古屋など大都市や琵琶湖，霞ケ浦周辺などが優先されることになるものと考えられる。なお，実験プラントではあるが，実規模施設（5万5千人分）の建設が，現在，多摩川流域下水道南多摩処理場において，東京都の手で進められており，遅くも昭和50年度中には一部開始が行なわれる予定である。

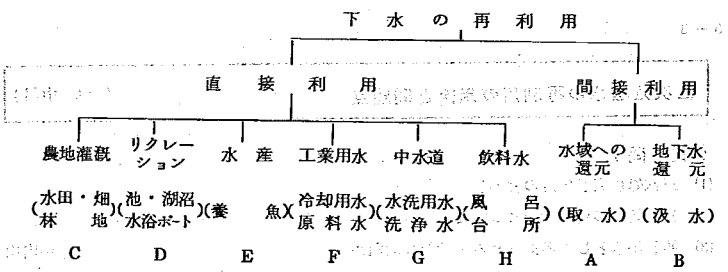
(2)について

3次処理の処理水質については，2つの側面から論議できる。一つは，3次処理に課せられた謂わば目標水質であり，もう一つは，3次処理プロセスで達成することが可能な水質である。経済性については前者はこれを，徹底的に追求するものであり，後者はこれを度外視して考える。

まず前者については，質問6－2の解答でも解かれた様に，環境基準の達成，富栄養化の防止再利用といった3つの必要性に基づく目的に対し，如何に経済的に処理を行なうかが，重要な論点となる。例えば，環境基準達成を目標とする場合には，流域別下水道整備総合計画の最適解として与えられるし，再利用においては，用途に応じて要求される水質以上の水質にする必要はないわけである。目的に応じた水質目標については後述する通りである。

後者の可能水質とも呼ぶべき水質は，技術的（ある程度の経済性は考慮するが）に到達しうる水質であり，技術の進歩に伴なって向上してゆくものである。また，プロセスによって対象とする汚濁物質も異なる。現在，技術的に可能と考えられる水質を表1に示す。

(3)について



御承知の通り，昨年，河川局が公表した広域利水調査第２報告書によれば，昭和６０年において，南関東など全国８地域で計４２億m^3の水が年間に不足すると推定されており，水の循環利用等，効率的な水資源の活用が必要だといわれている。水の循環利用の一つに下水の再利用が考えられているわけであるが，再利用の形態用途を模式的に整理すると次の通りである。

これらの利用形態のうち，A，C，D，E，Hについては法令等で一つの基準が定められているので，それらの名称を表２にまとめておく。Bについては地下水そのものの管理について論議

表－１　３次処理で達成可能な水質について

処理の方法	SS	BOD	COD (TOC)	P	TN	NH_4-N	NO_3-N	摘　要
１次処理　沈　殿　法	１５０	１２０						
２次処理	１２０	６０						
〃	７０	２０						
３次処理　急速戸過	７	８						
〃　粒状活性炭吸着		５	５					急速戸過のあと
〃　石灰凝集沈殿				0.1~03				急速戸過を含む
〃　Al,Fe凝集沈殿				0.1~10				
〃　アンモニアストリッピング						2.5~5.0		
〃　不連続点塩素処理						1.3		Cl_2 . NH_3-N ＝９７のとき
〃　選択的イオン交換						0.5~1.0		クリノプチロライト
〃　生物学的脱窒					1.9	0.3	0.9	Barthによる

がなされている段階なので，今後検討されるべき水質である。米国ロスアンゼルス衛生区では２次処理水の他の水と混合して浸透させているが，特に浸透のための水質基準は設けられていないという。Cについても，我国で全国的に共通して，オーソライズされた基準はないが，２，３の例を表３に示す。Gについては各種委員会で作成された試案を表４に示す。

下水を再利用するに当たり，各利用形態に共通して問題となるのは，水質と浄化コストである。水質については，一応基準があるものの，謂るWaste 水であるから，未知の有害物質の含まれている可能性があり，用途によっては厳重な，Technical Assesment が必要である。浄化コストについてもこれを誰が負担するかという大問題がある。水資源の不足から，循環利用が余儀なくされるとすれば，水利用者全体で平均的に負担しなければならないこともあり得る。これは水管理の抜本的な再検討につながる問題である。

この他の問題としては，Hにおける心理的な拒否反応の克服，ウィールス，発ガン物質等の除去，Gにおけるクロスコネクションの防止対策，二重配管の困難性などがある。

〔参考文献〕

1)“下水再利用の検討”，関東地建企画部，４６年３月

2次処理　生物学的硝化					12.8	0.6	11.5	Barthによる
〔参考値〕								
3次処理　戸過	3～12	3～7		PO_4として20～30		20～30		Weberによる
凝集沈殿	3～10	3～7		1～3		20～30		
凝沈・戸過	0～1	1～2		0.1～1		20～30		
凝沈・戸過・吸着	0～1	0～1		0.1～1		20～30		
凝沈ストリッピング戸過・吸着	0～1	0～1		0.1～1		1～10		

表－2　利用形態別の設定基準等名称

A	公共用水域への還元	水質環境基準（閣議決定） 排水基準（総理府令） 下水放流基準（下水道法施行令）
D	リクレーション	海水浴場の水質基準（厚生省通達） プール水の水質基準（同上） 公衆浴場水判定基準（同上）
E	水産	水産用水基準（水産資源保護協会）
H	飲料水	飲料水判定基準（厚生省令） WHO基準

表－3　かんがい用水の限界濃度（木村学而氏試案による）

項目	対象	
	畑作物（水稲）	農地（水田）
水温	20～25℃以上	（最適30～34℃）
pH	5.5～7.5	5.5～7.5
塩類濃度	500 ppm	200 ppm
硫酸イオン	50 ppm	30 ppm
塩素イオン	900 ppm	1,500 ppm
アンモニア性窒素	0.5 ppm	10 ppm
銅	0.8 ppm	0.5 ppm
亜鉛	40 ppm	30 ppm
ニッケル	2.0 ppm	1.0 ppm
コバルト	3.0 ppm	1.5 ppm
マンガン	100 ppm	100 ppm

表—4　業種別，用途別工業用水の要望標準水質

業種	用途別	濁度 (ppm)	PH (-log H)	アルカリ度 $CaCO_3$ (ppm)	硬度 $CaCO_3$ (ppm)	蒸発残留物(ppm)	塩素イオン Cl^- (ppm)	鉄 (ppm)	マンガン Mn (ppm)
食料用製造業	冷却用	10	7	35	50	75	30	0.1	0.1
	洗浄用	5	7	35	50	80	20	0.1	0.1
	原料用	1	7	60	60	80	20	0.1	0.1
	温湿調整用	10	7	50	50	80	30	0.1	0.1
	製品処理用	1	7	40	30	80	10	0.1	0.1
繊維工業（染色整理を除く）衣服，その他の繊維製品製造業	冷却用	20	7	60	50	200	30	0.1	0.1
	洗浄用	20	7	50	50	200	20	0.1	0.1
	原料用	–	–	–	–	–	–	–	–
	温湿調整用	20	7	60	60	150	20	0.1	0.1
	製品処理用	20	7	50	50	150	15	0.1	0.1
染色整理業	冷却用	20	7	50	50	100	100	0.1	0.1
	洗浄用	1	7	50	100	50	20	0.05	0.05
	原料用	1	7	50	10	50	10	0.01	0.01
	温湿調整用	1	7	50	20	50	10	0.05	0.05
	製品処理用	1	7	50	10	50	10	0.05	0.05
木，材，木製品製造業，家具，装飾品製造業	冷却用	20	7	60	50	200	30	0.1	0.1
	洗浄用	20	7	50	50	200	20	0.1	0.1
	原料用	–	–	–	–	–	–	–	–
	温湿調整用	20	7	60	60	150	20	0.1	0.1
	製品処理用	20	7	50	50	150	15	0.1	0.1
パルプ，紙，紙加工品製造業	冷却用	10	7.5	50	100	150	30	0.05	0.02
	洗浄用	5	7.5	30	30	100	10	0.05	0.02
	原料用	5	7	50	80	80	30	0.05	0.02
	温湿調整用	2	7	50	50	100	10	0.05	0.02
	製品処理用	5	7.5	40	50	100	50	0.05	0.02
出版，印刷同関連産業	冷却用	20	7	60	50	200	30	0.1	0.1
	洗浄用	20	7	50	50	200	20	0.1	0.1
	原料用	–	–	–	–	–	–	–	–
	温湿調整用	20	7	60	60	150	20	0.1	0.1
	製品処理用	20	7	50	50	150	15	0.1	0.1
化学工業	冷却用	20	7	50	50	200	80	0.1	0.05
	洗浄用	10	7	50	50	80	20	0.1	0.05
	原料用	10	7	40	40	70	10	0.1	0.05
	温湿調整用	15	7	70	60	130	20	0.1	0.05
	製品処理用	10	7	50	50	100	10	0.1	0.05
石油製品，石炭製品製造業	冷却用	30	7	40	50	200	10	0.1	0.05
	洗浄用	6	7	40	50	200	5	0.05	0.01
	原料用	6	7	40	50	150	5	0.05	0.01
	温湿調整用	6	7	90	80	200	5	0.1	0.01
	製品処理用	1	7	50	50	100	5	0.05	0.01
ゴム製品製造業，なめし皮同製品毛皮製造業	冷却用	20	7	60	50	200	30	0.1	0.1
	洗浄用	20	7	50	50	200	20	0.1	0.1
	原料用	–	–	–	–	–	–	–	–
	温湿調整用	20	7	60	60	150	20	0.1	0.1
	製品処理用	20	7	50	50	150	15	0.1	0.1
窯業，土石製品製造業	冷却用	15	7	100	70	200	30	0.1	0.1
	洗浄用	15	7	20	40	80	20	0.1	0.1
	原料用	10	7	30	30	50	10	0.1	0.1
	温湿調整用	10	7	100	70	200	30	0.1	0.1
	製品処理用	10	7	100	70	200	15	0.1	0.1
製鉄業	冷却用	30	7	100	200	300	100	–	–
	洗浄用	30	7	100	200	300	100	–	–
	原料用	–	–	–	–	–	–	–	–
	温湿調整用	20	7	100	100	200	50	–	–
	製品処理用	20	7	100	100	300	50	–	–
非鉄金属製造業，金属製品製造業	冷却用	20	7	40	60	300	20	0.1	0.1
	洗浄用	16	7	40	50	300	10	0.1	0.1
	原料用	20	7	40	60	200	10	0.1	0.1
	温湿調整用	20	7	40	60	200	10	0.1	0.1
	製品処理用	20	7	40	50	300	10	0.1	0.1

2)“水の循環利用適合性予備調査報告書”，東京都首都整備局，４８年３月
3)“水の循環利用実用化調査報告書”，東京都首都整備局，４８年３月
4)“生活用水消費合理化調査報告（昭和４８年度関東地建委託）”（財）日本建築センター
5)“中水道調査報告書”，日本河川協会，４８年３月
6)“ロスアンゼルス郡広域下水道庁における下水道事業”，下水道事業センター，１９７４・６

（三次処理研究室）

表－５　生活用水水質目標

水質項目 ＼ 用途概略分類	飲料水 厨房水 手洗水	風呂 洗濯	床洗・掃除 洗車散水 池噴水	便所	＊4 冷暖房 空調
濁度（mg／ℓ）	＜２	＜１０	＜２０	＜２０	工業用水水質規準に準ずる
色度（mg／ℓ）	5.8	＜10～15	＜10～15	＜３０	
pH —	5.8～8.6	5～９	5～９ ＊1	5～９ ＊1	〃
Fe，Mn（鉄，マンガン）（mg／ℓ）	各0.3以下	各 0.1～0.3 以下	各0.5以下	各0.5以下	〃
過マンガン酸カリ消費量（〃）	＜１０	＜２０	＜20～30 ＊2	—	〃
NH_3-N，NO_2-N（〃）	同時に検出されない	—	—	—	〃
NO_3-N		—	—	—	〃
蒸発残留物（全溶存塩類）＊3（〃）	＜５００	＜１０００	＜５００	—	〃

注記　＊１　いずれもこれ以上では色がつくので，低い方が望ましい。
＊２　とくに厳密である必要はない。
＊３　硬度については，日本の河川水では殆ど障害が生ずるほど高いことがないのでとくに規定しない。（但し下水処理水で硬度の高い水を循環使用すると，スケール発生等のトラブルをおこす可能性があるので，使用する原水について注意すること）
＊４　現在冷凍空調工業会が，冷却水，その補給水の水質基準をきめているが，将来の水事情を考慮すると，その水質規準は一部厳しすぎると思われるので，将来水質の悪化にも対応できるよう，機械の面でも検討し，水質規準をゆるめることが望ましい。（多少，悪い水でも使えることが望ましい）
＊５　この水質目標値は数値については，確定的厳密なものではない。又これらは用途を考慮したものであるが，施設，関連機器の面から考察必要な面もある。たとえば，鉄配管や金属部分を腐食させるほどｐＨが低かったり，貯水槽に沈でんが附着沈積するようなことは望ましくない。

5－4

水質分析データの精度について　（50. 中国）

（質　問）

水域における水質の評価はきわめて重要な事であるが，水質分析はＪＩＳで定められた試験方法によって分析しても分析過程における条件（保存状態，希釈水，測定個人差）等により，非常に差が大きく出てくる。これに対して現在までの水質分析精度の検討及び今後の取扱い方針について御指導願いたい。

また，湖沼のＣＯＤについては酸性法とアルカリ性法の２通りがあるがこの相関性および今後の処理方針についてもお伺いしたい。

なお，合理的な水質管理を行う上においても水質自動監視装置の精度アップ，テレメーターによる集中管理，ならびに現地における簡易な操作によって水質測定が可能な可搬式測定器等についても現状と将来性について教示いただきたい。

（出　雲）

（回　答）

水質分析データの誤差は，分析までの採水・試料の保存の過程から生じるものと，分析の過程で生じるものとがある。前者には，採水容器が清潔でなかったり，採水時に底泥を巻き上げた状態で採水することによるものなどの他，現場で行なう試料の前処理が不適切であったり，分析所に搬入する迄または分析所内における保存状態が悪いことによっても生じる。その他，誤差とはいえない性質かも知れないが，深さ方向や横断方向の水質が非常に変化している水域において，採水位置が不正確なために意図した位置の水質とは掛離れた分析結果が得られることも多い。

分析過程で生じる誤差は，錯誤による誤差，系統的な誤差，ランダムな誤差の３つに大別できる。錯誤による誤差は分析操作の誤り，データの書き間違いその他であり，他の種類の誤差に比べると発見するのも，なくすることも容易である。系統的な誤差とは正しい値よりも大きい方向または小さな方向のいづれか一方向に発生するものをいい，分析に対する妨害物質が除去できていない場合や，不正確な濃度の標準液で検量線を作成した場合などがその例である。この種の誤差は，同一の試料を他の分析者が分析するとか，他の分析方法で分析してみることなどによって発見できることがある。ランダムな誤差は正しい値を中心として大きい方向にも小さい方向にも無差別に起るものであり，これを少くするには同一の試料について数多くの繰返し分析を行ない，平均値を求めるしか方法はない。

各分析方法を用いた場合の分析精度はＪＩＳ，米国標準試験法などに示されているが，殆んどは標準液についての精度であり，上記の誤差の分類に従えばランダムな誤差に相当するものである。実際の試料については，測定された例は多いかも知れないが，公表されているものは非常に少ない。これは，実際試料の場合は真値が不明なこと，および妨害物質の存在状態が千差万別であり，誤差のあり方の一般化ができないことなどが主な理由である。したがって，実際試料についての精度の

調査は，１種類の試料に標準物質を種々の濃度に添加し，これを分取していくつかの分析所で繰返し分析を行なって誤差を調べるという方法になる。ただし，このようにして測定した誤差は，試料が異なれば違う筈であり，一般化することはできない。米国環境保護庁では上記のような方法でいくつかの水質項目について誤差を調べているが，その一例を表－１，２，３に示す。建設省でも次年度より５ケ年計画で各水質項目について同様な調査を行なう予定であり，現在，水質分析担当者会議において調査方法の検討が進められている。

また，試料の前処理方法，保存方法，保存期間も分析精度に大きな影響を持っており，河川砂防技術基準（案）の作成時に一応の標準が定められたが，調査・検討が不十分なものもあるので，水質分析担当者会議で今後更に検討される予定である。

酸性法とアルカリ性法のＣＯＤに関しては，湖沼および海域の環境基準が酸性法のＣＯＤで定まっていることから（ただし，海域Ｂ類型の工業用水および水産２級のうちノリ養殖の利水点における測定方法はアルカリ性法），原則的には酸性法のＣＯＤによるのがよい。特に，淡水の湖沼についてはアルカリ性法のＣＯＤを測定する必要性は全くないし，現在は殆んど用いられていない。しかし，海域や汽水性の湖沼にあっては，塩素イオンの影響により酸性法のＣＯＤでは測定値のバラツキが大きいので，特に農林水産関係ではアルカリ性法が広く用いられてきた。このように，塩素イオンが高濃度に含まれている水の分析を行なう場合，純技術的な見地からすればアルカリ性法の方が良いとも考えられるが，建設省が実施している水質調査の大きな目的の１つは，環境基準が遵守されているか否かを監視することであるので，原則的には酸性法のＣＯＤによるべきであろう。ただし，従来のデータがすべてアルカリ性法のＣＯＤである場合には，暫くの間両法で測定を行なって相関十分を検討しておくことが必要である。この場合，両者の間に良い相関があれば問題はないが，酸性法の方がアルカリ性法の１.５～５倍程度大きくて，一般には良い相関がないことが多い。従って，ある程度の期間両法を併用して測定した後に，その後も両法の併用でいくか，あるいは問題を残したままアルカリ法の測定をやめるか決断することになろう。

可搬式簡易水質測定器については，最近種々の形式の製品が市販され，また，実際に使用され始めている。これらの中でも比較的精度が良いと考えられるのは携帯用比色計を用いる方式のものであるが，この種のものも５種類以上の製品がある。現在，土木研究所において，この種の製品を下水の水質測定に応用した場合の測定精度を，主として重金属について調査しているが，妨害物質のマスキングが十分行なわれていない項目が多く，高々排水基準程度の濃度の測定しか満足に行なえない，或いは排水基準の濃度であっても測定が難しいというものが多い。河川水を対象とする場合にはもう少し低い濃度の測定が可能かもしれないが，いづれにしてもこれら簡便法による測定によって公定法による分析にかえるということはできない。しかし，今後の進歩によって，現場で簡便法によって試験し，疑わしい試料のみ分析所に持帰って公定法により分析するという形で利用できる可能性は大いにある。

水質自動監視装置の測定精度の向上については，河川局が水質調査担当者会議やモニター研究会を通じて今年度の重点目標として取組んでいる問題であるが，現段階では保守点検，機器の較正などを十分に行なう以外方法はないと考えられる。また，逆に云えば，水温，ｐＨ，導電率，溶存酸

素などの項目であれば，保守点検さえ十分に行なえば，ほゞ満足すべき測定結果が得られると考えられる。その他の項目，特に最も測定が必要とされる有害物質については，測定装置自体が更に改良されなければならない。また，テレメータ化については，テレメータ化すること自体には技術的な問題点はあまりないと考えられるので，テレメータによる集中管理を行なう価値のある測定ができるか否かにかかっていると思われる。

（水質研究室）

表－1　ケルダール窒素の分析精度――河川水を２０分析所で延３１回分析した結果

ケルダール窒素添加量 mg N/liter	標準偏差で表わした精度 mg N/liter	正確度 偏倚 %	正確度 偏倚 mg N/liter
0.20	0.197	+15.54	+.03
0.31	0.247	+5.45	+.02
4.10	1.056	+1.03	+.04
4.61	1.191	-1.67	-.08

表－2　硝酸性窒素の分析精度――河川水を１５分析所で延２７回分析した結果

硝酸性窒素添加量 mg N/liter	標準偏差で表わした精度 mg N/liter	正確度 偏倚 %	正確度 偏倚 mg N/liter
0.16	.092	-6.79	-.01
0.19	.083	+8.30	+.02
1.08	.245	+4.12	+.04
1.24	.214	+2.82	+.04

表－3　オルトリンの分析精度――４種類の河川水を９分析所で分析した結果

オルトリン添加量 mg P/liter	標準偏差で表わした精度 mg P/liter	正確度 偏倚 %	正確度 偏倚 mg P/liter
0.04	0.019	+16.7	+.007
0.04	0.014	-8.3	-.003
0.29	0.087	-15.5	-.05
0.30	0.066	-12.8	-.04

5－5

三次処理の現況と見通しについて　（50.4 中国）

（質　問）

近年下水道事業が各地で積極的に実施されるようになり，特に水質保全の立場から処理場における高級処理の研究および河川の維持流量確保のための河川への環元が要求されている。

処理水の目標水質によっては三次処理を必要とせぬ，効率のよい，下水再利用もあり得ると考えられるが，河川管理者として処理水を河川に環元させるためには，相当の処理設備が必要と考思される。下記の点につき，教示願いたい。

1）諸外国における三次処理の傾向

2）わが国における現況と見通し

イ）水質復元の技術的限界

ロ）実用化の見通し（m^3当りの処理費等）

ハ）N，Pの処理限界

ニ）汚泥の処理，処分，再利用

ホ）三次処理の問題点

（河川管理課）

（回　答）

1）諸外国における三次処理の傾向

次に示す，各国の三次処理に関する情報は，文献に現われた断片的な情報，我国の専門家の海外見聞録などから得たもので，比較的情報の多いアメリカの場合を除き，必ずしもその国の実態を代表するものとは云えない。

イ）アメリカ

アメリカはこの面での研究，開発が最も進んだ国であり，１９５８年から現在の環境保護庁（ＥＰＡ）：国立環境研究センター内の下水高度処理研究所を中心に精力的に研究が進められている。これらの研究の過程において，１００以上の単位プロセスが検討されてきているが，ある種のプロセスについてはその基礎研究はすでに終り，現在では表－１～表－４に示すように，実用規模での施設の運転あるいは計画がなされつつある。

１９６８年には高度処理を行う処理場数は１０カ所であったが，１９７２年には４５５カ所に増加した。高度処理が急速に普及していった理由は次のようなものである。

① 環境問題に対する社会的な目覚め。

② 地方都市の汚水対策の認識。

③ マスキー法に見られるような，さらに厳しい水質基準。

ロ）イギリス

イギリスにおける高度処理の研究は「水質汚濁研究所」が中心になって実施されており，すでに一部では実施されている。ロンドンの北方5.0 Kmにある人口１６万人のルートン市では，放流先の河川がロンドンの水道水源の一部となっているので，イーストハイド処理場では１９６８年より急速砂ろ過による三次処理を実施しており，チャールトン処理場では散水戸床法による処理水をグラスプロットと呼ばれる草地に導いて浄化している。

テームズ川河川局（Thames River Authority）のブラックバード処理場では，上向流式砂ろ過により三次処理を行っている。

ハ）ノルウェー

ノルウェーでは「国立水研究所」で下水の高度処理に関する研究，オスロフィヨルドの水質汚濁防止対策に関する総合的な調査研究を行っている。首都オスロでは，オスロフィヨルド（湾）の水質汚濁を防止するため，スカルプスノ処理場においてＩ９７１年より，ベッカラーグ処理場においてＩ９７３年より，二次処理の改善による処理水質の向上を目的として，凝集剤の添加による化学処理を併用している。

ニ）スウェーデン

スウェーデンでは，国が高度処理を奨励するため，処理場の建設についての補助率を前記５節に述べたように，処理効率によって変えている。

このためＩ９７２年からＩ９７３年にかけて沈殿法による処理場は１４ケ所，生物処理法は６５ケ所減少し，化学処理または生物化学処理法による処理場が１７５ケ所増加した。

ストックホルムの４つの処理場は，いずれも凝集剤の添加による化学処理を併用している。

ホ）西ドイツ

西ドイツでは，バイエルン生物研究所で高度処理の研究が行われている。オリンピックが開催されたミュンヘン市では，グロスラッペン処理場の処理水とイザール川（ドナウ川の支流）の河水を混合して養魚を行っている。また将来の増設および新処理場に純酸素曝気法を採用するための研究が行われている。

ヘ）オーストリア

オーストリアは，ウィーン市のブルーメンタール処理場において，ウィーン工科大学の研究指導により，生物学的硝化・脱窒が行われている。

ト）ナンビア

ウインドホーク市では雨量が少なく，蒸発量が多いため水資源に乏しい。そこでガンメンス処理場では，南アフリカ国立水研究所の研究に基づき，１９６８年１１月４，５００m³／日の能力を有する三次処理施設を完成させた。１９６９年１月からは正式に給水された。その後新貯水池が完成したので，現在では乾期の水不足時だけ給水されている。

チ）南アフリカ共和国

首都プレトリア市のDasport 処理場（散水戸床法）では，処理能力４，５００m³／日の三次処理プラントを設置し，１９７１年から運転をしている。種々の原水で物理化学処理を行い，その

組合わせの最適化，大規模処理施設の設計基準作成のための調査研究が行われている。

ヨハネスブルグ市では，北処理場の散水沪床による二次処理水を急速砂沪過によって処理し，その1／3を火力発電所の冷却用水として利用している。

ケープタウンでは，将来の水需要の増大に備えて，三次処理水を飲料水として再利用することが計画されている。

リ）シンガポール

シンガポールのUla Pandan処理場では，活性汚泥法によって二次処理をした後，沈殿，沪過，塩素滅菌を行い，1日約2万m^3を工場用水として再利用に供している。

ヌ）オーストラリア

オーストラリアの国立科学工業研究所は，メルボルンのLower Plenty処理場内に90m^3／日のパイロットプラントを設置し，メルボルン首都圏土木局との共同研究によって物理・化学処理の実験を行っている。

首都キャンベラ市のLower Molonglo処理場においても，生物学的硝化・脱窒を含む高度処理が研究されている。

（以上は「下水道年鑑」1976年版より抄録したものである。）

表－1　リン除去を実施または計画している施設

場所	規模 千t／日	状況
シカゴ（イリノイ州）	114	設計中
シアトル（ワシントン州）	76	〃
ポモフ（カリフォルニア州）	8	運転中
南タホ湖（カリフォルニア州）	28	〃
ピスカタウェイ（メリーランド州）	19	建設中
コロラドスプリングス（コロラド州）	8	運転中
リャードソン（テキサス州）	4	〃
ブルーブレインズ	1,140	〃
エルラゴ（テキサス州）	2	建設中
Hatfield Twp., Pa.	19	運転中

表－2　米国で生物学的硝化・脱窒システムを計画中の施設

場所	処理能力（百万ガロン／日）（m^3／日）
サルトクリーク（イリノイ州）	50 （190,000）
タンパ（フロリダ州）	90 （340,000）
エルラゴ（テキサス州）	0.5 （1,900）
クレモントカウンティ（オハイオ州）	2 （7,600）
ワシントン特別区	300 （1,140,000）

表－3　米国で物理・化学処理施設を計画じている施設

場所	規模（百万ガロン/日）（m³/日）	状況
ロッキーリバー（オハイオ州）	10（38,000）	契約終了
ベインズビル（オハイオ州）	5（19,000）	設計中
クリーブランド（オハイオ州）	10（38,000）	〃
フィッバーグ（マサチュセッツ州）	15（57,000）	〃
ウォーターフォード（ニューヨーク州）	2（7,600）	計画終了
コートランド（ニューヨーク州）	10（38,000）	〃
クレイ（ニューヨーク州）	10（38,000）	〃
ナイヤガラフォールス（ニューヨーク州）	60（227,000）	〃
ガーランド（テキサス州）	30（114,000）	設計中
ワッソー（ミシガン州）	6（23,000）	〃

表－4　三次処理としての活性炭処理

場所	活性炭	有機物（mg/ℓ）		除去率（%）	有機物指標
		流入水	流出水		
ポモナ	粒状	43	10	77	COD
コロラドスプリングス	〃	43	13	70	TOC
南タホ湖	〃	12	3	75	TOC
レバノン	砂状	20	4	80	TOC
トーソン	〃	27	7.5	72.5	COD

2）我国における現況と見通し

イ）水質復限の技術的限界

設問でいわれている「技術的限界」の「技術」という言葉の中に経済性というものを考えなければ，「限界」はないといっても良い。つまり，金に糸目をつけなければ，下水からでも望むままの水質を得ることは現在でも可能である。早い話が今の技術でも適当に前処理を行なった２次処理下水を逆浸透装置で処理することにより，水道水を凌ぐような水を作ることは簡単だからである。但しその為には，逆浸透処理は勿論，前処理であるリン除去，窒素除去，有機物除去などの前処理のために莫大な費用が必要である。この様に考えると技術の中にも経済性を加味し，その限界をとらえることが必要である。しかし，これは非常に難しい問題である。現在，各地でパイロットプラント実験が行なわれ，実規模実限が行なわれているのは，まさにこの限界をさぐるためである。

ロ）実用化の見通し

河川の水質管理の立場からすると，当面の水質目標は水質環境基準ではないかと思われる。河川の水質環境基準にはＢＯＤ，ＳＳ，ＤＯなど項目が定められているが，これらは，下水ないし

下水処理水では有機物を代表する指標としてとらえられている項目である。

したがって，環境基準達成の意味からは，河川に放流される下水処理水の有機物が重要である。有機物の除去を主体とする三次処理の手法には浮遊性有機物の除去を図るものと，溶解性有機物の除去を図るものの二つがある。前者では急速砂戸過，凝集沈殿などが有望であり，後者では活性炭吸着などが有望とされている。

一般に下水の二次処理水のＢＯＤは２０ｐｐｍで，これを急速砂戸過すると６０％が除去されて８ｐｐｍ前後となり，それ以上にＢＯＤを除去するためには活性炭吸着が必要であろうとされている。建設省下水道部が昭和４７，４８年度に推算した例によると三次処理のコストは表５のようになっている。

設問の「実用化の見通し」について申上げるならば，表１からも判るように単純な戸過のみ，または，リン除去を考慮して凝集沈殿＋急速戸過が一つの限界のように思われる。現在建設が進められている南多摩処理場（多摩川流域下水道）利根浄化センター（常南流域下水道）の実規模三次処理実験施設も，この線に沿うもので活性炭吸着は将来計画として取り入れられている。

ハ）　Ｎ．Ｐの処理限界

イ）の設問と同様，経済性を無視すれば，双方を零にすることは不可能ではない。しかし経済的な妥限度を考慮すると，Ｎの除去においては，①アンモニアストリッピング，②不連続点塩素処理，③選択的イオン交換，④生物学的硝化脱窒素法が※有望であるとされている。けれども①～③にあっては除去可能な物質はＮＨ$_4$－Ｎであり，他の形態のＮについてはほとんど無力である。従って二次処理で硝化が促進される夏季にはNO_2+NO_3－Ｎが主体となるため①～③の処理では意味がない。④では３段階式のプロセスを用いる※ことによって流入総窒素の９０％，残留濃度で２ｍｇ／ℓまで除去可能であるといわれている。又⑤についてはこれまでのパイロットプラントの実験で０．２～０．１ｍｇ／ℓ，⑥については０．５ｍｇ／ℓ程度までの除去は可能のようである。富栄養化を起生せしめる限界濃度はＮの場合０．３～０．５，Ｐの場合０．０１～０．０２とされているから，Ｎ．Ｐが零の水で十倍以上の希釈が必要ということになる。

※　Ｐの除去にあっては⑤石灰凝集沈殿，⑥金属塩（ＦｅやＡｌ）による凝集沈殿

ニ）　汚泥の処理，処分，再利用

三次処理を行なうことによって発生する汚泥には①凝集沈殿に伴なう薬品汚泥，②生物学的硝化脱窒素などからの生物汚泥，③脱塩処理からのブラインに大別される。急速戸過や活性炭吸着プロセスの逆流洗浄で生ずる濃厚浮遊物も沈降濃縮すれば汚泥となりうるが，通常この洗浄排水は一次処理プロセスに戻されるので省略する。又②の生物汚泥の処理処分再利用については現在の二次処理施設から発生する余剰汚泥と同様に扱うので，ここでは省略する。

そこで①の汚泥であるが，「灰汚泥」については汚泥の主体が$CaCO_3$（炭酸カルシウム）であり，これにＣａとＰの化合物$Ca_5(OH)(PO_4)_3$（カルシウムヒドロキシアパタイト）やＭｇ(OH)（水酸化マグネシウム）などが混合したものなので，比重の差を利用して遠心分離機によってまず$CaCO_3$を回収する。次に回転速度を高めてアパタイトなどを回収する。アパタイトは燐酸肥料として有効である。$CaCO_3$はこれを燃焼するとCaO（生石灰）とCO_2（炭酸ガ

ス）になるので前者は水を加えて消和しCa(OH)$_2$（消石灰）として再利用し，後者はCa(OH)$_2$注入で上昇した下水のpHを下げるために使用する。石灰の回収率は70%程度である。

硫酸アルミニウム汚泥等については現在の所，脱水して埋立にするより他はないがAlやPが貴重資源であるとの観点から両者の回収が考えられている。即ち，この汚泥は，Al(OH)$_3$やAl$_2$(PO$_4$)$_3$が主体なので硫酸を加えてpHを低下し，Alや(PO$_4$)を一度溶出させ，その後化学的に両者の分離を図ってAlとPを回収するわけである。まだ研究の緒についたばかりではあるが一つの方向を示すものであろう。

③のブラインは下水の脱塩処理がそれほど進んでいないので，差し当っての問題とはなっていないが，処理処分の困難さからすると将来大きな問題となる可能性がある。

塩類を濃厚に含んだ廃液であるから，有効成分の回収を図る方法が望ましいが，当面は濃縮した上コンクリートの中に混ぜるかなどの方法しかとれないようである。

なお，これらの汚泥の中には有害な重金属類も若干は含まれているので，それらに対する対策も考えなければならないが，これも今後の研究課題である。

ホ）三次処理の問題点

三次処理の問題点として考えられる事項は次の通りである。

(A) 三次処理費用の負担

三次処理を実施するには多額の初期投資と多額な維持管理費が必要である。第3次下水道財政研究委員会の報告「下水道財政のあり方について（提言）」によれば，「下水道はナショナル・ミニマムとして，また水管理システムの重要な構成要素として公共性の強い施設であるから，建設費については汚染原因者の負担を除き，公費で負担することを原則とし，維持管理費（雨水に関するものを除く）については使用料で回収するものとする。三次処理に要する費用は特定排水（工場排水等企業活動に伴なう下水で一定水量以上のもの）を除き公費で負担すべきである」としている。したがって方向としては公費負担が原則となろうが，三次処理の目的によってはこの原則はくずれる可能性もある。たとえば下水処理水を再利用する場合には，その受益者たる利用者に負担を求めることは当然であろう。公共用水域に排出する場合には下水道使用料で三次処理迄を，再利用する場合には二次処理迄の費用を下水道使用料で負担したらどうかといった意見もあるが，この負担限度をどこにおくべきかは未解決の問題である。

(B) 省資源，省エネルギー

三次処理を行なうためには，揚水のための電力や化学薬品などが新らたに必要である。即ち，単に金がかさむといった経済的な支出だけでなく，資源やエネルギーの消耗をも伴なうわけである。一般に三次処理ではその処理程度を高めるほど大量のエネルギーが必要である。南タホ湖での試算によると処理に直接利用されるエネルギーと薬品等を製造するために使用される間接的エネルギーを合わせて比較した場合，三次処理に必要なエネルギーは二次処理までの消費エネルギーの約1.6倍にもなっている。こうした観点からいかに省資源，省エネルギー型の処理技術を開発するかが重要な問題である。このためには，資源—エネルギーの回収を図ることを併せて考えなければならない。

(C) 汚泥の処理処分

下水道普及率の増加，汚濁負荷量の増加，処理水質の向上などにともなって，発生する汚泥量は増加してゆく傾向にある。下水処理場において三次処理を行なうことになれば発生汚泥量はさらに増大する。特に三次処理汚泥は化学薬品を含むため，使用する凝集剤によっては処理処分が非常に困難なものがある。したがって，発生量が少なく，処理処分が容易な処理方法を開発する必要がある。

(D) 環境への二次汚染の防止

三次処理の実施に伴なって，資源やエネルギーを消費することは既に述べた通りであるが，その結果として，別の汚染物質が環境中に放出される可能性がある。大気汚染，騒音，振動などのほか，heat pollution も生じる可能性がなしとは云えない。したがって，環境全体を考慮し調和のとれた処理手法を確立する必要がある。

(E) 技術開発上のその他の問題点

技術開発を行なう上で留意すべき問題点として

(a) 我国の国情から用地面積の小さなもの

(b) 維持管理が容易なもの

(c) 処理プロセス間に有機的連携がとれるものなどをあげることができる。

(F) 窒素リンに関する目標水質の設定

窒素及びリンは富栄養化の主要原因物質であり，現に瀬戸内海など各地で赤潮や青潮が生じているから三次処理して，下水放流水中の窒素やリンを除去すべきだという声は強い。しかし，それでは一体いくらの値にして放流したらよいのかというと，これに明解な回答を与える目標値がないのが現実である。藻類の異常発生現象とそのときの窒素やリンの濃度から環境基準を定めることは不可能ではなかろうが，それを維持達成するために最大限許容される負荷量を定め，排出源毎に割当てる手法が確立されていないためである。ゼロ排出思想に基づける事は簡単だが，資源エネルギーのロスを考えると単純な割切りは難しい。

（三次処理研究室）

三次処理の維持管理費比較（推算）　単位　円／m^3

	処理規模 ／ プロセス	50,000 m^3／日	100,000 m^3／日	500,000 m^3／日	備考
昭和47年度推算	粒状活性炭吸着法	4.52	3.45	2.10	
	急速沪過法	2.69	1.85	0.76	
	凝集沈殿法	5.90	4.95	3.76	硫酸バンド使用
	凝集沈殿・沪過処理法	8.35	6.59	4.38	
	凝集沈殿・沪過・活性炭処理法	12.64	9.84	6.35	
	急速沪過・活性炭処理法	6.97	5.09	2.71	
昭和48年度推算	硫酸バンド添加によるリン処理	7.74	6.51	4.98	沪過を含む
	石灰添加によるリンの処理	10.29	8.71	6.30	沪過及び石灰の再生を含む
	溶存酸素回復	0.43	0.23	0.10	
	急速沪過	0.92	0.77	0.46	
	活性汚泥型硝化処理	6.24	5.25	4.23	汚泥処理を含まず
	活性汚泥型脱窒素処理	11.05	10.55	9.90	
	アンモニアストリッピング	2.18	2.18	1.90	pH調整含まず
	不連続点塩素処理	22.08	21.88	21.68	
	石灰添加＋アンモニアストリッピング	12.59	10.96	8.29	
	石灰添加＋生物学的硝化脱窒	27.58	23.34	18.03	

建設省下水道部：東京湾汚濁防止調査報告書（47年版，48年版）より

5ヶ6

海域負荷量の推定について（50. 中国）

（質　問）

太田川工事事務所では，昭和49年度から太田川，広島湾の特定調査として，水質保全対策調査を行なっている。この中で広島湾域も含めた水質予測シミュレーションモデルを作成中であるが，予測計算を行なう場合に，負荷量，特に海域で生産される負荷量（内部生産量）を定める推定方法があればお伺いしたい。

また，外部からの負荷量は主に河川からの流入であるが河川からの負荷量も長期間にわたって影響あるものは洪水時の負荷量と思われるが，この洪水時のＢＯＤ負荷は流域内に溜っていたものをすべて運び出しているため，低水時のＢＯＤ負荷と区別されるべきものかお伺いしたい。

あわせて湖沼および海域における富栄養化の相違点ならびに両水域において水質管理上必要な分析項目と水質基準についても教示願いたい。

更に，閉鎖水域である広島湾の海水の交換率，浄化機構，浄化率（特にN，Pについて）について教示願いたい。　（太田川）

（回　答）

海域などの閉鎖水域において，COD，BOD，あるいはTOCなどで表わされる有機性汚濁を対象として水質シミュレーションを行なう場合，その水域が富栄養化しているときには，河川などを通じて岸から流入する負荷量のみを考えては不十分であり，水域内部で植物性プランクトンの一次生産によって生産される負荷量をも考慮しなければならない。内部生産が大きなウエイトを持っているということは，現象的には覆ケ浦や東京湾の水質（例えばCOD）が，夏季には冬季の2～3倍にもなることからも推定でき，河川等を通じて岸から流入する負荷量は，夏季と冬季とではそれ程違わず，むしろ冬季の方が大きいことも多いことを考えると，植物性プランクトンの一次生産が水中の有機物濃度に大きく関係していることが想定される。植物性プランクトンは水中の炭酸ガスと窒素やリン等の栄養塩類を利用して光合成によって増殖し，生成された植物性プランクトンがCODなどとして測定されるので，岸からの有機物負荷とは無関係に水域内部で有機物負荷が生産されることになる。内部生産量は場合によっては非常に大きく，例えば東京湾では低く見積って岸からの負荷量とほゞ同程度，恐らくは更に多いと推定されている。[1]

内部生産量の推定方法は以下に述べるようにいくつかあるが，いづれも満足な方法ではなく，現状では複数の方法で推定して確からしい値を求めるのが最もよいと考えられる。

(1)　COD等の年間変化から推定する方法

年間を通じてCOD等の観測を行ない，冬季には植物性プランクトンは存在しないとし，冬季に観測される年間の最低のCODとそれぞれの時期のCODとの差を植物性プランクトンによるCODとする方法である。中西[2]はこの方法によって，瀬戸内海における内部生産は流入負荷の約71％であると推定している。これと同様な方法として，沪過しない試料と沪過した試料の差をすべて植物性プランクトンによるCODと仮定して求める方法もある。

種々の水域での生産量をこのようにして求め，これらとその水域の冬季の栄養塩濃度との相関をとることができれば，栄養塩濃度が変化すると仮定する将来水質の予測にも応用できる可能性はあるが，あくまでマクロな予測に過ぎない。

(2)　水質シミュレーション計算による方法

太田川工事々務所の依頼により土木研究所が広島湾について行なった計算[3]がその一例であるが，内部生産項以外の項をすべて既知の値として与え，内部生産項を種々に変えてシミュレーション計算を行なって，実測の水質分布が再現できるような内部生産項の値を求める方法である。この方法で行なう場合には，計算方式が誤差の少ないものであり，また内部生産項以外の項を正しく与えることができれば正しい結果が得られようが，そうでなければすべての誤差が内部生産項に含まされてしまう。

(3)　一次生産の実測による方法

明暗ビン法などによって水域の一次生産量を直接測定する方法もあり，参考文献[1]の値はこの方法によっている。また，従来から生物学の分野では広く用いられている。しかし，この方法も精度良い測定を行なうのはかなり困難である。また，上記2法はある期間の平均的な値を与え

るのに反し，この方法では調査当日の値しか求まらず，一次生産量は天候などの気象条件に大きく左右されることを考えると，1日だけの測定値は必ずしも望ましいデータとは云えない。

(4) 一次生産を規定する因子から推算する方法

植物性プランクトンの増殖速度に関係する因子は，植物性プランクトンの現存量，水温，栄養塩類濃度，死亡率，高次の生物による補食率その他数多くあるが，これらの関数として一次生産量を表わそうとするものである。これは最も正統的な方法であり，我国でも多少試みられてはいるが[4]，未だ解明できていない点が多く実用化には程遠い。

海域など滞流時間の非常に長い水域について汚濁解析をする場合には，河川のように直ちに水が流下する水域の場合とは流入負荷量に関する考え方を多少変える必要がある。河川の場合にはある時点に流れている流量とその時点に流入している負荷量によって水質が定まるのに反し，海域などの場合には対象とする時点以前のある期間の間の平均的な負荷量によって定まる。したがって，海域への流入負荷量を検討する際には，例えば河川の低水時の負荷量というような特定の時点での負荷量ではなく，ある程度平均的な負荷量を求めることが望ましい。河川からの負荷量は河川の流量によって大きく変り，通常の河川では負荷量は一定ではなく，むしろ流量にほゞ比例するという形になっていることが多い。また，洪水の初期には流域あるいは河床に堆積している負荷量が一時に流出し，極めて水質が悪化することもある。したがって，海域への河川などからの負荷量を求める際には，小洪水時における負荷量の時間変化のパターンをある程度調べておく必要がある。

湖沼と海域における富栄養化の相違点としては，発生するプランクトンの種の違いなども勿論あるが，制限となる栄養塩が，一般的には淡水の湖沼などではリンであり，海域や感潮部では窒素であるということがあげられる。ただし，これは一般論であって，個々の水域ではそうなっていない場合もある。廃水を処理して栄養塩類が停滞水域に流入する量を少なくするという対策を考えた場合，リンの除去は薬品凝集沈殿によって比較的簡単に行なえるが，窒素の除去については実用上多くの問題が残っている。したがって，富栄養化の防止は海域の方が湖沼に比べてより困難といえるであろう。実際，廃水中のリン除去を行なうことによって湖沼の富栄養化を制御した例はいくつかあるが，窒素を除去して制御したという例は皆無である。

富栄養化した水域あるいは富栄養化する可能性のある水域において水質管理上必要な分析項目は，いわゆる生活環境項目や生物調査を除くと，概ね重要な順に透明度，総リン，総窒素，アンモニア性窒素，硝酸性窒素，オルトリン，ＴＯＣ，ＩＣ，溶解性リン，溶解性ＣＯＤ，溶解性ＴＯＣ，亜硝酸性窒素，溶解性窒素などである。これら富栄養化関連の水質項目に対しては我国では環境基準，排水基準とも未だ定まっていないが，近い将来順次定められるものと考えられる。米国においてはかなり多くの水域について定められており，参考文献5）にまとめられている。

なお，窒素，リンなどの栄養塩類は，ＢＯＤやＣＯＤで表わされるような有機物とは異なり，分解して消滅することはない。（ただし，窒素については，特殊な条件の下で硝酸イオンが窒素ガスに変り，空気中に逃げて行くことはある。）それ故，窒素，リンについては自浄作用という概念は

成り立たず，水中から除去されるとすれば浮遊物中に含まれている窒素，リンが沈澱して底泥になることしかない。底泥として堆積したものについては，底泥からの再溶出を防ぐことができれば浄化されたことになるが，窒素については再溶出を防ぐことは非常に困難である。しかし，リンについては水質を改善することによって再溶出を防げる可能性がある。

（参考文献）

1）"東京湾汚濁現象委員会報告書"，関東地建企画部 昭和４８年３月
2）中西　弘："水質汚濁の制御手法 — 富栄養化物質を中心として"，第８回水質汚濁に関するシンポジウム講演集，日本水質汚濁研究会，昭和４９年９月
3）"広島湾汚濁予測計算"，土木研究所水質研究室 昭和５０年３月
4）井上頼輝："琵琶湖富栄養化のモデルについて（Ⅱ）— 湖内の水質 —"，第１１回土木学会衛生工学研究討論会講演論文集，昭和５０年１月
5）USEPA, "Control of Nitrogen in Waste Water Effluents", Tech. Transfer Design Seminar, 1973

（水質研究室）

5－7

下水道におけるテクノロジーアセスメント手法について（50. 中国）

（質　問）

従来の浸水対策，水洗化の促進という目的から近年は水質汚濁防止が重要されている。これに伴ない，合流式下水道の雨天時初期の汚濁下水対策，三次処理，処理水再利用，汚泥の処理と再利用，処理場の自動化等の新技術の採用が求められるが，これらの技術上の問題をアセスメントする場合の手法と諸例について，指導いただきたい。（広島市）

（回　答）

これまで，わが国で広く採用されてきた下水処理技術は１８８４年に開発された活性汚泥法をはじめ，その多くは長い歴史を有するものであり，また，戦後長い間下水道事業の大半は下水管渠系統の整備に向けられていたため，新しい下水処理技術の開発や実用化はほとんど行なわれなかったが，１９７０年代の高度経済成長以降下水道をとりまく環境条件も大きく変化し，これに対応するための新技術が数多く開発された。

御指摘の通りこれら新技術の採用に当っては技術的な事前評価，テクノロジーアセスメントが必要である。技術評価の業務は，

1）技術のもたらす諸影響の調査
2）調査分析結果に基づく評価
3）評価結果に基づく措置（開発方向の修正）

の三つから成り立つとされているが[1)]，下水処理技術の評価に関する留意点は次のように要約されよう。

1）下水処理技術の多くは公共事業である下水道事業に採用されるものであり，経済性，耐久性，実用性等公共施設として必須の条件を備えているかの評価は不可欠である。

2）下水処理プロセスは次第に複雑化しており相互に関係しているため，ユニットプロセスのみの評価だけでなく，トータルシステムの一部としての観点からの評価を行なわなければならない。

3）公害防止のための下水道が二次公害等の発生源とならぬよう，効果の面のみならず外部（環境）に対するインパクトの面からの評価が必要である。テクノロジーアセスメントは，一義的にはその技術を開発し，あるいはそれを社会に適用する者が実施すべきものであるが，この点に関しては衛生工学に留まらず工学，農学，医学，理学など広い分野の専門家の協力が必要である。

4）ＢＯＤ，ＳＳ，大腸菌群数に代表される従来からの水質示標による評価から重金属類，難分解性物質，あるいはＮＯｘ，ＳＯｘなどの大気汚染物質等新しい項目も含めて検討しなければならない。

しかしながら，このようなテクノロジーアセスメントの必要性が認識されたのはこゝ数年のことであり，また下水処理技術の評価に関連する因子が多種多様にわたるため，画一的な評価手法は未だ確立されていない。これまでこの種の作業が建設省等の手で行なわれた事例として次のようなものがあるのでこれらを参照していただきたい。

1）下水汚泥の熱処理法に関する調査

2）下水汚泥の海洋処分に関する調査

3）下水汚泥の農村還元に関する調査

これらはいずれも土木学会内に土木工学，衛生工学，機械工学，金属工学，農学（土壌微生物，土壌肥料），水産学等々の学識経験者による専門委員会を組織し，それぞれの項目に関する評価を行なった。1），2）については４８年度に一応の結論を得[2)]，3）については調査を完了し，５０年度中に結果が報告される予定である。委員会の成果は毎年報告書の形で公表されているので詳細はこれを参考にされたい。

4）酸素活性汚泥法に関する評価

5）下水処理場の自動制御に関する評価

6）下水汚泥の処理処分に関する評価

これらはいずれも日本下水道事業団に組織された技術評価委員会が行なうものである。４９年が初年度であるため未だ中間報告の段階であるが，おゝむね３年程度で一応の結論を得たいとしている。成果の公表方法は未定である。

また，下水処理が環境に及ぼす影響という観点からの評価，いわゆる環境アセスメントとしては

7）流域別下水道整備総合計画調査

があり，また４９年度からは

8）下水処理場の環境保全に関する調査

が行なわれている。7）については建設省より指針が出されている。8)については国土開発技術研究センターに委託して調査が行なわれているが成果は未公表である。

（参考文献）

1）杉木:"下水道計画に関する環境アセスメント".
土木技術資料17－9，（1975）

2）下水汚泥の処理：処分および利用に関する研究報告書，昭和42～47年度，土木学会
（下水道研究室）

5－8

下水道における設計ハイエトグラフ，ハイドログラフの作成法について

（50. 中国）

（質　問）

下水道における管渠，ポンプ場の設計には5～10年確率の降雨強度式を用いて合理式で計算されるが，調整池，滞留池，ポンプ設備の検討には設計ハイエトグラフ，ハイドログラフが必要であるが，その作成方法について御教示願いたい。（広島市）

（回　答）

下水道における雨水への対応の仕方は次の諸点において河川の場合と思想を異にしている。

1）対象降雨を5～10年確率のものとし，例外的な降雨による浸水はある程度許容している。これは下水道においては効率的な雨水排除の面が重視されていることによるものである。

2）対象降雨の生起確率が低いものであるため，対象降雨と同程度の降雨の実測記録が数多く存在している。このため設計対象降雨が実測記録に基づいて求められる反面，数個に集約することが困難である。

3）流出係数は排水区域内の将来変化を予測して決められており，実測結果はあくまで参考にしかすぎない。

4）排水区域が河川に比べ，はるかに小さいため，各排水区域ごとにハイエトグラフを異にする必要性は少ない。

以上のことを勘案すると，下水道の場合はラショナル式を用いて，わが国では最も標準的な降雨パターンとされている中央集中型のハイドログラフを求め設計対象とし，必要に応じて実測記録により検証するのが適当ではないかと考えられる。（下水道研究室）

5－9

農業排水，家庭排水中の窒素の除去方法について

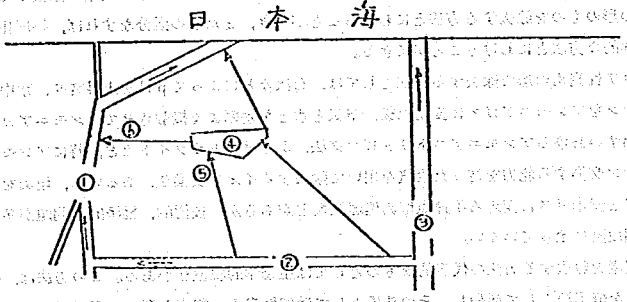
（質　問）

従来，支川等で農業用水は反復利用されてきたが，近年，富栄養化され（特に窒素分が多く），本川から取水するケースが多くなってきている。（例，鳥屋野潟から取水していたものを信濃川から取

水，貝喰川から取水していたものを信濃川から取水し，貝喰川を排水路に変更）

そこで，富栄養化の原因と考えられる農業用水，家庭用水でも，窒素分を減らすことができれば，少量で高濃度の窒素分が処理出来て本川口富栄養化されずにすむと思われるが，その方法についてご教示願いたい。（なお，新潟平野の農業排水は，ほとんど排水機場から排水されている。）

（河川管理課）



水質経年変化　（単位 ppm）

	信濃川 ①	小阿賀野川 ②	阿賀野川 ③	鳥屋野潟 ④	清玉部用水 ⑤	親松排水 ⑥
47. 8.25	1.188			2.341		2.448
11. 1	0.919		0.454	3.269		2.690
48.12.20	1.716	1.450	1.114	3.407	2.852	3.613
49. 2. 7	1.173	1.114	0.853	4.213	4.834	4.579
9.24	1.242	0.795	1.501	3.072	3.810	4.967
50. 2.12	1.530	1.185	0.901	3.955	5.316	4.001
8.22	1.762	1.118	0.326	1.848	1.574	2.928
51. 2.10	2.035	1.220	0.683	2.374	3.531	3.757

(注)
農業用水取水水質基準

PH	6.0～7.5
COD	6.0 以下
SS	100 以下
DO	5 以上
純窒素	1 以下
亜鉛	0.5 以下
ヒ素	0.05 以下
銅	0.02 以下

「水質障害対策事業の採択基準」

（回　答）

窒素は植物の生育に必須な栄養塩の１つである。それ故に水域，特に湖などの停滞水域に多量に存在すると，植物性プランクトンの大量発生の原因となり，水利用に多くの障害をもたらすことがある。また，窒素を多量に含有する水を灌漑用水として用いた場合は，窒素が不要な時期にも窒素が作物に供給され，いわゆる窒素過多の被害が起こることがある。窒素の排出源としては，工場廃水（特に有機性のもの），家庭下水，畜産廃水，農業排水などが主要なものである。農業は被害者になることがあると同時に加害者にもなる。

さて，窒素は水中においては有機性窒素，硝酸性窒素，亜硝酸性窒素，アンモニア性窒素のいずれかの形で存在しており，これらの合計が総窒素である。通常の家庭下水では総窒素として30 ppm程度含まれており，その大部分はアンモニア性窒素の形で存在している。農業排水（水田からの排水）

にも数ppmのオーダーで含まれており，特に基肥の施用直後の初期の排水では高く，十数ppmの値も観測されている。

下水中の窒素の除去は下水処理技術において残されている研究課題の中で最も大きなものの一つであり，実験室レベル，パイロットプラントレベルの研究は数多く行なわれているが，未だ実用には供されていない。従って，端的にいえば，窒素除去の簡便な方法は，現在の所は残念ながらないといわなければならない。窒素除去の方法は大別すると，アンモニア性窒素の形の窒素を除去する方法と硝酸性窒素の形のものを除去する方法とにわけることができ，また別の区分をすれば，物理化学的な方法と生物学的な方法とにわけることができる。

アンモニア性窒素の形で除去する方法としては，石灰などによってpHを上昇させ，水中のアンモニウムイオンをアンモニアガスに変えた後，空気と水とを効率よく接触させてアンモニアガスを空気中に追い出すいわゆるアンモニアストリッピング法，ある種のゼオライトなど，特にアンモニアを選択的にイオン交換する能力を持った物質を用いて除去するイオン交換法，あるいは，塩素を注入してアンモニアを窒素ガスに変える不連点塩素処理法などがあるが，技術的，経済的な問題が多く残っており，実用段階に至っていない。

硝酸性窒素を除去する方法の代表的なものとしては生物学的脱窒法がある。この方法は，硝酸性窒素内の酸素を酸素源として活動し，その結果として硝酸性窒素の酸素を奪って窒素ガスに変える脱窒菌と称される細菌を利用する方法である。この方法では，アンモニア性窒素を予め硝酸性窒素に変えておく必要があり，この過程，すなわち硝化を含めた全体的な処理法を生物学的硝化脱窒法と呼んでいる。硝化も硝化菌と一括して呼ばれる細菌によって行なわれるが，硝化が起るためには水中の有機物濃度が低くなければならない。一方，脱窒が起るためには有機物濃度が高くなければならないので，生物学的硝化脱窒を起させるためには，水中の有機物を一旦さげて硝化し，その後に人工的に再び高くしなければならない。このため，メタノールなどの有機物を加えて脱窒を行なうという方法が実験的に行なわれているが，いずれにしても，脱窒過程で再び有機物濃度を高める必要のあることが実用化における隘路となっている。

硝化脱窒は生物学的な過程であるため自然界でも起り得るが，一旦有機物濃度が低くなった後に有機物が高くなるという条件が必要であるから，有機物に富む水田の底土の中など非常に特殊な条件の下でしか起らないといわれている。

また，酸化池などによってアンモニア性窒素や硝酸性窒素を植物性プランクトンなどの植物にかえて除去するという方法を考えられるが，現在のところは発生したプランクトンを水中から除去する経済的な方法がなく，また，除去しなければ植物性プランクトンは容易に分解して再びアンモニア性窒素を放出するので，この方法も実用的ではない。

結論的にとりまとめると，排水中の窒素除去の方法には種々のものがあるが，農業排水や家庭下水に適用できるような簡便な方法はなく，現在の段階では比較的悪影響の少ない硝酸性窒素にまで処理させるという方法が現実的な対応策であると考えられる。（水質研究室）

6. 環境評価に関する問題

6－1

放水路開削に伴なう放水路河口（海域）部の自然環境変化予測手法及びそれに必要な基礎資料について （49. 中部）

（質　問）

狩野川においては昭和４０年，放水路を完成させ，最大2,０００m^3／secの洪水をカットして，下流部の保全を行なっているが，流域の開発等に原因する流量増に伴ない，将来４５００m^3/secの洪水をカットする放水路に改造する必要が生じ，現在放水路改造に必要な技術的検討を行なっている。しかし放水路出口の江ノ浦湾は天然の良港として，水産業の発達している地点であり，放水量増量による環境変化が及ぼす影響は多大なものとなると予想されるため，海域部環境変化の予測及びそれによる影響の計量化は重要な課題であると思料される。

そのため現時点で考えられる環境変化予測手法及びそれに係わる調査手法を御教示願いたい。

（沼　津）

（回　答）

人工的な自然改造にともなう自然環境の変化を予測する場合には，ほぼ次のような手順によればよいであろう。まず第１に必要なのは事業計画についての資料である。事業の目的やその詳細な内容がまず明らかになっている必要があり，各種の案があればそれぞれについての内容を把握しておく。次に影響を与える環境についての要因または要素を調べなければならない。これについてはどのようなものを要素として取り上げるかということを，計画の対象区域に合せて選定しなければならない。次に事業計画の内容と環境要素を対応させて影響の大きな項目を明らかにする必要があろう。これにもとづいて，現地調査，模型実験，数値計算などの手法によって個々にその影響を明らかにする。実際には単に影響を予測するのみでは不十分であって何らかの方法で評価する必要がある。また当然悪い影響が表われればその対策も考えられ，各種の事業計画の相互の比較も必要になってくるであろう。

予測のための手順の概要は以上のようなものであるが，問題になるのはどのような項目を環境を表わす要素として取り上げるかということと，事業にともなって生じる各環境の要素に与える影響を予測することである。予測手法も当然取り上げるべき環境の要素によって異なっており，またある場合には手法が確立していない場合もある。したがってまず取り上げるべき環境の要素について考えてみる。

環境要素についてはこれまで種々の提案がなされているが主要なものは三つ，または四つに分けられる。まず第１は生態学的なもので，人間の生活環境に関連するものである。これをさらに分けて，一つは生物的要因とし，他は物理，化学的要因とするものと，生態学的面と，環境汚染に分けるものがある。すなわち生物学的な面と，その他のものに分ける考え方である。第２は文

化的要因であり，第3は美的要因である。これらは自然環境というよりはむしろ人間の精神的な面から環境をとらえたものである。この中には人間の経済活動（漁業等），レクレーション，景感などが含まれている。どのような要素をとり上げるべきかは明確ではないが，狩野川放水路による海域環境を例にとって思いつくままにあげてみれば表－1のようになるであろう。これらの要因についてはいろいろの人の意見をまとめて，必要と考えられる項目をあげる必要があろう。

次にこれらの要因のそれぞれについて，事業にともなって生じる影響を予測する必要がある。定量的にすべての項目について予測をすることは一般的には非常に困難であって定性的な検討にならざるを得ない場合が多い。特に生態学の面においては十分ではない。予測に際しては表－1に示すような分類は必ずしも有効ではない。それぞれの項目が相互に関係し合っているために簡単なものから複雑なものに組立てる必要がある。影響を与えるものとしては工事中の諸活動によるもの，放水路完成後において放流した場合の影響，平常時の影響というように変化を与える要因をまず分けて考えるのがよい。ここでは一応洪水時の放流による影響について例をとって考えてみる。

まず放流にともなって大きく変化するのは河口付近の流況であろう。これは流れによって付近の構造物の安定がおびやかされたり，濁った水が広い海域をおおうような現象にも関連している。したがってまず河口付近の流況をとらえる必要があろう。放流時の流況の予測については模型実験や数値計算によって河口付近の流況を知ることが可能である。この場合に必要とするのは地形に関する資料と，放流量や潮位であり，地形や流量変化に対応した流況変化を知ることができる。

次に放流にともなう地形変化の予測が必要になってくる。放水口付近の局部的な洗堀，湾内における土砂の堆積，湾内の底質の変化などが他の構造物や湾内の生物に対する影響を知る場合に必要となろう。予測方法としては局部的な洗堀については移動床の模型実験で，また湾全域にわたる堆積については，次にのべる浮遊砂の拡散予測と併用することによってある程度可能であろう。ここで必要とする資料は流況および地形（初期の地形）などである。

洪水時には水とともに浮遊砂が出るがこれの影響についても明らかにしておく必要があろう。湾内に放出された浮遊砂は放流の停止とともにその濃度は減少する。これは一部は海底に沈殿し他は潮流などによって流れてしまう。海水が濁ることによって，湾内の植物や動物にも影響をおよぼす。この予測は一応数値計算などによって行なうことができるであろう。その際に必要とする資料は地形，流況，浮遊砂の粒度組成，境界における濃度分布などである。またこれに関連し河口付近に堆積する掃流砂についての解析も必要になろう。これは模型実験などによる検討によって調べられる。

洪水にともなって大量の淡水が放流されるために，湾内における水質（塩分，水温，溶存酸素，栄養塩等）が変化し，これが湾内生物の生活環境を大きく変えるために，その変化の状況と期間についての予測が必要になろう。この予測は現地調査や数値計算などの手法によってできよう。浮遊砂の拡散についても，また水質についても基本となる式は拡散方程式であり，一応数値計算によって解くことができる段階にある。しかし計算に際しては種々の係数，例えば拡散係数などの値が必要になってくるが，どのような値を使用すべきかは現地において類似の状況で観測を行

ない，それをもとに決めていかなければならない。

これまで述べたのは主として物理的要因であるが，生物的要因はこれらの変化に対応して影響をうける。生物的な要因は動植物プランクトン，海藻，底生動植物，魚類などに分けて，まずそれらに与える直接的な影響について検討し，次に生態学的にみた相互関係について検討を行なうのがよいであろう。注目すべき項目は，1.生物に与える直接的影響（死滅するかどうか等），2.回復の状況，3.致命的，不可逆的影響は与えないかなどであろう。なお影響を与えるのは物理的変化が主になるであろうが，放流にともなって有毒物質が出る状況にあればこれらについても検討しなければならない。

動植物プランクトンについては現況の把握と，放流にともなう環境，主として水質変化によってどう変化するか，またそれが回復するにはどの程度かかるかなどを知らなければならない。各種プランクトンの生存可能な環境条件，すなわち塩分，水温，日射，栄養塩などについて調べるとともに，これらの条件が放流によってどのように変化するかを明らかにし，影響を予測する。またその増殖の速さから回復に必要な期間などが求められる。

海藻や底生動植物についても検討すべき項目およびその手法は同様ではあるが，プランクトンなど浮遊しているものに比較して影響を受けやすいと考えられる。海底の状況が放水以前には岩盤であったものが，放水後には砂やシルトが堆積する状況になるとそこの生物相は大きく変化する。したがって各底生生物についての生育できる海底の状況を調べておき，放水による影響でそれがどのように変化するかを検討し，それぞれの生物への影響を予測すればよいであろう。

魚類については環境についての必要条件を生殖と生育に分けて考えるのがよいであろう。湾内で生殖，産卵を行なっている魚類があるか，またその際の環境条件はどのようなものであるかを明らかにし，それが放水によって影響を受けないかを検討する必要があろう。生育についても水温，溶存酸素，濁りなどの必要とする環境条件をまず明確にし，それが放水によってどう変化するかを調べその影響を推定する。また環境条件が洪水後に回復した後にどの程度で以前の状況にもどるかを知らなければならない。これについての十分な資料はないようであり，現地における調査を行なう必要があろう。回復についてはそこに生き残ったわずかな個体の生物が元となって増殖する場合（内生的）と他の場所から潮流などによって移動し定着する場合（外生的）に分けられる。底生動植物は前者，プランクトンや魚類など移動性のものは後者にそれぞれよる場合が多いであろう。

これまでのべたのは個々の生物群に対する直接的影響であるがそれぞれ互いにつながりがあるために間接的な影響についても予測する必要があろう。それぞれが食物連鎖の一環であり，一群の生物が死滅すればその影響は全体におよぶ。したがってまず湾内における各種生物の分布状況（個体の種類及数）を調べ，それらの相互関係を明らかにする必要があろう。これにもとずいて放流による個々の生物への影響がどのように全体に波及するかを調べなければならない。

生物的影響の予測については，まだ十分現象を表わしているモデルがないために定量的にはもちろん，定性的な把握においても困難がともなう。まず必要なことは現況の把握であり，また現在の放水路で放流した場合の状況を調べるなど類似の状況の調査であろう。初めは広い範囲にわ

たって考えられる影響を調べ，次にその中で重要と考えられるものを重点的に調査するのがよいであろう。その際には不可逆的，回復不可能な影響について特に調べる必要がある。

自然環境に与える影響について述べてきたが，これらの成果をもとに表－1に示した文化的要因についての検討も広い意味での環境であり，当然行なう必要が生じてくるであろう。なお影響を予測するモデルは現在確立したものがなく，今後それぞれの問題に対応して開発していく必要があろう。

表－1　環境要素

1. 生物要因	植物群	植物プランクトン
		海藻
		底生植物
	動物群	動物プランクトン
		底生動物
		魚類
		鳥類
	生態学的相互関係	生物分布状況
		食物連鎖
		栄養状況
		他の海域への影響
2. 物理・化学的要因	水の物理・化学的性質	濁度・堆砂量
		流況
		水温
		塩分濃度
		水質（BOD等）
		溶存酸素
3. 文化的要因	史跡	
	構造物	
	漁業	
	レクレーション（つり・海水浴）	
	景観・展望	
	保護すべき動植物	

（海岸研究室）

6－2

河川総合汚染度の評価方法について　（49. 中国）

（質　問）

河川の汚濁標示の指標として従来はＢＯＤによって大まかに分類されてきた。しかし，金属イオン等の有害物質，色，濁りなどはＢＯＤとは直接的な関係がない。この種の物質による汚染のある河川の汚染度はＢＯＤの値では判断できない。最近ＴＯＤ，ＴＯＣが採用されるようになったが，これを用いても前記物質による汚染のある場合には総合判断としては好ましくないと考えられる。

河川の汚染度を総合比較する場合にはＢＯＤのみでなく，金属イオン等の有害物質，濁り，細菌類，ＰＨ等を含め総合汚染度を表示するような評価標示方法について伺いたい。

（中部技術）

（回　答）

水質の汚染の程度を総合的に評価しようとする試みはかなり古くからある。例えば，下記の杉戸による清濁公式もその一例である。

$$S = 45 S_1 S_2 + 30 S_2 + S_2^{1/2} S_3 + 0.2 S_4$$

ここで，　Ｓ＝清濁標示数

$S_1 = (7 - \text{pH値})^2$

$S_2 = $ ＢＯＤ　（ppm）

$S_3 = $ ＳＳ　（ppm）

$S_4 = $ １ｃｃ中の遠藤赤変菌数

杉戸は，上式による示数が５０以下であれば清浄，２００以下はやや清浄，５００以下は疑問，１,０００以下はやや汚濁などと分類している。

このような汚濁の程度の表示方式が普及しないのは，水質汚濁の種類が多岐にわたっており，汚濁の種類毎に汚濁物質と被害との関係が定まってしまい，他の汚濁物質との関連が薄い場合が多いためと考えられる。また，個々の水質項目毎の比較が難かしいこと，例えばＢＯＤ１０ppmの河川と水銀１０ppbの河川とのどちらが汚染していると考えるか，すなわち各汚濁物質間のウェイトをつけるのが難かしく，もし，ウェイトづけを行なって総合的な汚濁示標を作成したとしても，その示標の利用価値が殆んどないことも一因であろう。

利用目的がはっきりしている場合，例えば下水道使用料金を水質に応じて徴収する場合などには，このような総合的な汚濁示標が有用であり，わが国においてもかなり利用されている。ただし，この場合においても，処理方式に応じて対象とする下水道区域で問題になる水質項目を選択して計算式を作成しており，一律に適用できる方式はあり得ない。なお，貧腐水性，中腐水性などの生物学的な分類や，貧栄養，中栄養などの栄養レベルによる分類は，広い意味で比較的総合

的な汚染度の評価法といえよう。

（水質研究室）

6－3

一般河川関係における改修計画を流域の開発及び支川の補助改修の進展により本川に与える影響評価を行うにあたり，どのような調査・検討が必要か　（51. 北陸）

（質　問）

関川は，その源を新潟県中頸城郡妙高山に発し，妙高山麓を東流し，野尻湖から発する。池尻川を合せ流路を北に転じ，新井市で山間部を離れ，平野部に入り，上越部に入って別所川，知穴川等を合流し，河口用地を保全川を合せて日本海に注いでいる。流域は1143.4 Km²，流路延長64 Kmの河川である。

昭和44年一級河川となり，昭和40年，同44年に大出水に見舞われ，計画高水流量の再検討が必要となり，昭和46年に流量改訂が行なわれ，基準地点高田で3,700 m³/sと決定した。これによる改修は現川で大きく拡幅しなければならない。特に河口付近の下流部は家屋連担部を控え，治水事業の早期解決が必要である。しかし，その進展に難行を示している。一方，流域は支川の改修，また開発計画が改修計画と相反し，急速に進んでおり，流域の開発度が本川にどのように影響を与えるか検討を行なううえで，この調査，検討の進め方について御教示をお願いするものである。

（高田工事事務所）

（回　答）

1. 「土地利用の変化」と「河道改修」が，洪水流出にどのような変化をもたらすかについては，土木研究所でも従来から調査を進めてきている。現段階での結論としては，在来の貯留関係法のような手法は，この問題を扱うのに適していないということである。その主たる理由は次の通りである。

① 流域の貯留関係

kやTℓなどは，流域のスケール（たとえば面積）や地被状態の関係であると考えられるが，その関係を明らかにするには，現状の実証データの蓄積度では全く不充分である。変化の予測は更に困難である。

② 河道の貯留関係

Tℓを一定とすると現象と予盾が起こる。Tℓを流量の関係とする方法は，実測の洪水資料がある場合には有効であるが，変化の予測には適していない。

2. そこで，土木研究所では現在，Kinematic wave の理論に基づいた解析法「準線形貯留型モデル」を提案し，その適用例を拡げつつある。このモデルは，流域については，角屋ら[3]によって公表された洪水到達時間公式をもとにしているが，比較的滑らかな流出波形が得られるように，吉野[4]の関係を用いて線形貯水池に変換している。また，河道については，いわゆるKinematic cha-

nnel を使っているので，物理モデルにほぼ近く，流量の差による洪水波伝播速度が，高水敷の効果なども含めて評価できる。

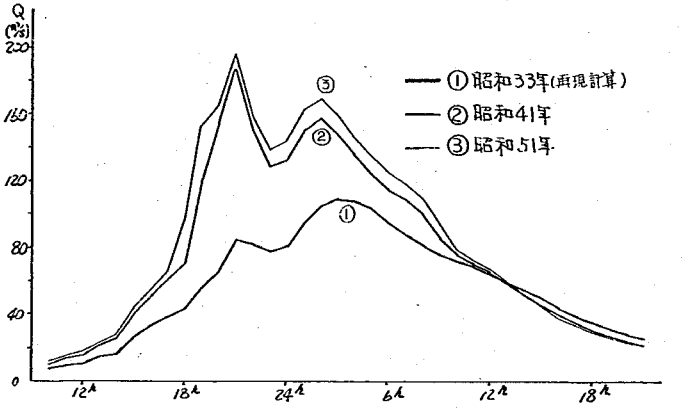
土地利用の変化は，損失機構（在来のものと同じ）の変化，流域勾配・等価粗度の変化，下水路の整備，排水区の変化など，いずれの形でも取り上げることができる。また，河道改修は，横断形・縦断勾配・河床粗度の変化として捉えられる。

3. モデルの詳細は文献[1.2]に譲るが，結果の一例を図にあげる。

〔参 考 文 献〕

1) 石橋・橋本：土地利用の変化を伴なう流出機構に関する調査．昭和５０年度河川事業調査費報告．土木研究所
2) 長谷川：都市化による流出機構の変化：昭和５１年度土木研究所所内発表会．土木研究所
3) 角屋・福島：中小河川の洪水到達時間：京大防災研年報，№19 B．京都大学防災研究所
4) Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas：IAHS Tokyo Symposium．

（水文研究室）



図－畑地の宅地化による流出の変化
（石神井川流出試験地，狩野川台風）

Ⅱ. 道 路 部 門

Ⅱ 道 路 部 門

1. 道路の計画・管理に関する問題点 …… 199
1－1 視線誘導標準設置の間隔について …… 198
1－2 大規模道路の交差点処理について …… 199
1－3 ブロークンバックカーブにおける最小直線長と設計速度の関係について
（平面線形，縦断線形別に） …… 201
1－4 圧雪時チェーン着装大型車の登坂可能縦断勾配とその長さについて …… 204
1－5 中央分離帯の植生面よりみた巾員決定について …… 211
2. 道路環境に関する問題点 …… 215
2－1 交通公害の予測手法と環境基準について …… 215
2－2 幹線道路沿線の自動車騒音及び大気汚染について …… 224
2－3 道路交通騒音の推定方法について …… 231
2－4 道路整備にかかる環境アセスメントの手法について …… 236
2－5 道路計画における環境保全要素の考え方について …… 237
2－6 道路計画における環境アセスメント手法の研究状況について …… 239
2－7 道路交通騒音の推定計算式について …… 241
2－8 自動車交通騒音について …… 243
2－9 トンネルにおける騒音，排気ガスの予測と対策について …… 246
2－10 トンネル換気と公害について …… 248
2－11 自動車交通による大気汚染について …… 249
2－12 日照および通風について …… 250
3. 舗装に関する問題点 …… 253
3－1 アスファルト舗装のわだち掘れ対策について …… 253
3－2 ワダチ掘れ防止に効果的な配合施工法について …… 256
3－3 アスファルト舗装要綱付録4－1の路盤材料の修正CBR試験方法について …… 258
3－4 アスファルト舗装の塑性流動防止のための工法と配合，施工法について …… 259
3－5 アスファルト舗装の設計における設計CBRの決定方法について …… 262
3－6 軟弱地盤上のアスファルト舗装設計について …… 263
3－7 重交通が特に多く予想された道路のアスファルト舗装の設計について …… 265
3－8 ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定およびその利用方法について …… 267
3－9 アスファルト舗装における路面補修の方法と事前切削の限界について …… 270
3－10 水滓および鉱滓のセメント安定処理を行なったものの問題点について …… 271
3－11 舗装構成について …… 273
3－12 オーバレイするアスファルト舗装表面の事前処理について …… 276

3－13　アスファルト舗装の耐摩耗性について …… 277
3－14　アスファルト舗装の流動防止方法と施工管理上の注意点について …… 281
3－15　積雪寒冷地域における舗装について …… 284
3－16　凍上抑制層について …… 290
3－17　特殊アスファルト合材（表層用）の現状と将来について …… 292
4. 土工に関する問題点 …… 298
4－1　軟弱地盤地帯に付設する横断構造物の背面処理について …… 298
4－2　粘性土（陶土）の安息角と土圧計算について …… 303
4－3　地すべり抑制工において、原位置試験結果を採用して計算する場合の安全率の割増しについて …… 306
4－4　急傾斜地に道路（防災を考慮した）を築造する場合の調査について …… 307
4－5　計画段階での法面（切土）工法選択の考え方について …… 313
4－6　山岳道路における環境面を考慮した道路の施工について …… 316
4－7　山腹切土のロックアンカー工法の評価について …… 317
4－8　モルタル吹付及びコンクリート吹付のσ_{28}強度について …… 318
4－9　トンネル掘削ズリによる盛土(路体)の敷均し厚さ，締固め度測定方法について …… 319
5. トンネルに関する問題点 …… 322
5－1　トンネル坑口付近の抱擁壁の計算方法について …… 322
5－2　土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論のとり方について …… 324
5－3　寒冷地トンネルの防水工の必要性の有無について …… 325
5－4　トンネルの上方送気型半横流式換気について …… 326
5－5　トンネル換気制御方式について …… 327
5－6　トンネル工事に伴う地下水の変動調査について …… 328
5－7　岩質の分類による鋼アーチ支保工とロックボルト工法の選択について …… 329
5－8　粘土層における土平の施工方法について …… 330
5－9　上半部の崩落による補強について（破砕帯） …… 331
5－10　既設トンネルに自転車歩行者道を設ける方法について …… 333
5－11　トンネル内の漏水対策の再検討について …… 334
6. 構造物に関する問題点 …… 336
6－1　既設橋梁の耐荷力判定について …… 336
6－2　土木構造物標準設計図集に対する意見 …… 338
6－3　軟弱地盤上に施工する地下道（ボックス）の基礎について …… 343
6－4　PCポステン連結合成桁について …… 344
6－5　道路橋下部構造における直接基礎の礫層地盤支持力の簡単な現場判定方法について …… 346
6－6　スノーシェッドの設計条件と構造詳細の問題ならびに補強工法について …… 347

6－7　斜面に打込んだ杭基礎の横方向支持力について …… 348
6－8　橋台の設計計算における土圧の考え方について …… 350
6－9　擁壁等の基礎杭の計算方法について …… 351
6－10　地震時における構造物の許容水平変位量 …… 352
6－11　伸縮装置に鋼フィンガージョイントを使用したときの伸縮装置の設計施工について …… 351
6－12　自然環境アセスメントに関する最近の研究事例の紹介 …… 354
6－13　斜面上深礎工法による基礎の水平安定計算法について …… 357
6－14　場所打ち杭の杭間隔について …… 357
6－15　地すべり地における鋼管杭抑止工法の設計について …… 358
6－16　土木標準設計（ボックスカルバート）使用上の問題点と考え方について …… 361
7. そ の 他 …… 363
7－1　コンクリート柵板による歩道設置について …… 363
7－2　法面防災工について …… 368
7－3　橋面凍結防止工法とその効果測定について …… 376
7－4　道路景観について …… 378
7－5　道路区画線の反射能力について …… 379

1. 道路の計画管理に関する問題点

1－1

視線誘導標設置の間隔について　（49. 中部）

（質　問）

視線誘導標の設置最大間隔は設置基準によると高速道路５０m、一般国道４０mとなっているが、設計速度で最大間隔を変えるべきではないか。

1：一般国道４０mの場合の設計速度は何ほどか。

2：設計速度４０Kmの場合には、最大間隔は何mにすべきか。

3：最大間隔を短かくした場合には道路曲線半径による視線誘導標間隔はどの扱にしたらよいか。

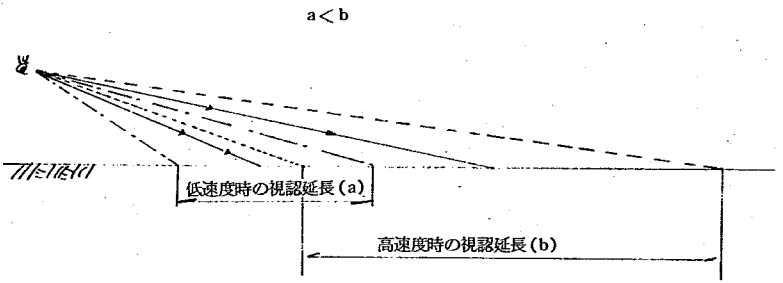
（高山国道）

（回　答）

視線誘導標の配置は、常に運転者の前方に道路の線形に沿った視線誘導標のいくつかが見えるよう配慮されるべきものであるが、道路、気象環境等の条件が同一の場合には、運転者の視覚でとらえ得る視線誘導標の範囲（すなわち本数）は、当該自動車の走行速度による運転者の目線位置の多少の変化によるものを除いては走行速度（又はその道路の設計速度）に必ずしも大きな影響を受けないと考えられる。

従って、走行速度（又は設計速度）により、視線誘導標の最大間隔を一義的に変化させる必要性は認めがたい。

しかしながら、一般に運転者の目線位置は、高速走行になれば（高速走行可能な条件の道路区間においては）より前方に移動することが知られている。（図－１参照）



図－１　目線位置と視認延長

従って、比較的低速で走行する場合において運転者が視認する道路延長（図－1ではａ）と、比較的高速走行の場合のそれ（図－1ではｂ）とでは、前者より後者の方が長く、それぞれその範囲において道路線形を視認させるに必要な視線誘導標の本数を同じに考えれば、その設置間隔は、高速の場合は低速の場合より長くてよいことになる。

現「視線誘導標設置基準」（以下設置基準という）における設置最大間隔はこの考え方に立って、高速道路で５０m、一般国道等の地方部で４０mと規定している。

従って、

1　一般国道４０mの場合の設計速度は、道路構造令における一般国道地方部の設計速度である３０～８０Km／hの区間を規定したものである。

2.　設計速度４０Km／hの場合でも一般には設置基準どおりで良いと考えられる。

ただし、濃に濃霧が多発する地域等特別な環境にある地域については、その地域の条件を十分考慮すべきであるが、例えば設計速度４０Km／h程度の低規格道路の地方部区間で、かつ直線又は曲率半径が1,９５１m以上の平面線形良好な区間にあって、視線誘導を「設置基準」より強化する必要性のあるような危険性の高い区間については、むしろ視線誘導標とともに視線誘導に役立つ他の方法（防護柵、路面標示、路肩反射道路鋲等）との組合せにより、総合的に視線誘導の強化を図ることがより効果的であろう。

なお、「設置基準」における設置間隔は、標準値であるから、設置箇所の特殊性に応じて、間隔を変更することが可能であることは言を待たない。

3.　最大間隔を短かくした場合の道路曲線半径による視線誘導標間隔のとりあつかいは、最大間隔を短かくしたその区間の特殊理由により異なる。設計速度が低いことが唯一の理由であれば、前項の回答のとおりである。

（交通安全研究室）

1－2

大規模道路の交差点処理について　（50. 中国）

（質　問）

鳥取工事事務所管内においても，近年大規模なバイパス建設が行なわれているが，既設の幹線道路との交差点の処理について路面標示，照明，信号機等の設置はそれぞれ設置基準，指針，マニュアル等により計画しているが，交差点の処理について関連する施設の一貫した設計要領がなく，苦慮している次第である。

交通工学的にみた場合の交差点の処理施設について計画設計にあたっての留意すべき点について御教示願いたい。また，このための資料として，失敗例は非常に参考となるのであわせて提示して載けれぱ幸いである。

（鳥　取）

（回　答）

交差点は，走行車両が一時停止，発進，進路変更等を繰返し，また，歩行者が車道を横断するなど，交通が複雑に錯綜する場所であるため，一般の単路部に比べて交通事故が発生する危険性も著しく高く，さらに，交通の円滑化も図りにくい特徴を有する。

したがって，交差点処理の計画設計にあたっては，単路部以上に諸施設に配慮を要することは当然である。現在，計画設計に用いられている参考資料としては，

① 平面交差点の計画設計　　交通工学研究会
② 路面標示の設置指針　　交通工学研究会
③ 道路標識ハンドブック　　全国道路標識業協会
④ 信号機設置運用マニュアル　　交通工学研究会
⑤ 道路照明施設設置基準解説　　日本道路協会
⑥ 防護柵設置要綱　　日本道路協会
⑦ 立体横断施設設置要領案　　日本道路協会

等があり，活用されているが，①については現在内容を充実すべく検討作業が行なわれている。

交差点は，それが立地している地理的条件，交通の特性等が各所ですべて異るため，その処理方法も一概に望ましい方策を策定することは極めて困難であるが，過去におけるいく多の経験から，交差点処理として有効と思われる基本的な事項もいくつか知られてきている。

交差点では，目的進路を異にする交通が交錯するが，可能な限り同目的を有する交通（車両のみではない）毎に区分し，それらの交通群相互間をなるべく空間的，時間的に分離することが望ましく，最も基本的な対策である。これは，交差点部の交通現象を単路部のそれに近づける努力とも言える。

交差点の計画設計にあたって，留意すべき事項は，おおむね次のとおりである。

① 交差点の性格づけ

供用直後のみならず将来を見こして当該交差点が立地する環境および交通の条件を十分考慮した構想を同時に立案し，用地等後日対策の施しにくいものについては当初に処置することが望ましい。

例えば，当該交差点付近が遠からず市街地化するか，あるいは，長トリップ大交通の地方部の交差点としての性格を持たせるか等々により歩道のあり方（構造，規模等），車道の構造（将来立体交差するか等）などの考え方が異なる。

② 進路および進行時限の明確化

歩行者，自転車，直進，左折，右折車両等交差点を通行するものの種類毎，進行方向毎にとくに交差点内における進路を明示する必要があると同時に交差する交通間の進行可能時限を調整する。

具体的には，歩行者等については横断歩道等の整備，必要に応じた右左折車線整備，導流島の設置，交差点内の路面標示の徹底，などがこれに当るが，この場合，大規模交差点においてはいわゆる交差部をしぼる必要性が大きい場合も多い，これは車両に進路を明確にすると同時に，歩行者の横断を容易にする効果がある。

また，横断禁止箇所における防護柵の設置等安全施設の整備を図ることは無論のこと，立体横断

施設等安全施設が利用しやすいよう，その設置箇所，構造等に配慮しなければならない。

③ 視距の確保

交差点部付近には種々の建築物，諸施設の設置状況または地勢等から，交差点を通行または接近する車両からの視距（見通し距離）が十分安全な程度に確保されにくい場合も少なくないが，設計速度に見合った視距（立体的に考えること）が現実に確保されるようにしなければならない。さらにスミ切り部分については，必要に応じて走行する大型車（とくにセミトレーラー車）を考慮した半径を確保することも肝要である。

④ 道路標識等の整備

交差点内またはその付近において運転者の進路選択を容易にすることは交通処理上重要なことで，このため案内標識，警戒標識等標識類が適切に設置されることが必要である。この場合，とくに交差点の予告，案内標識のうち予告標識の設置等，交差点手前から情報を提供することも効果的である。また，案内標識については，予告→指示誘導→確認の系統的な設置が望まれる。さらに，標識の設置にあたっては，その視認性を損なうおそれのある箇所に広告，看板，幕等が設置されないよう意を用いる必要がある。

⑤ 路面性状の適正保持

交差点は，車両の停止，発進，旋回が行なわれるため，路面の性状が変化しやすい。とくに，停止線付近，曲線部付近にわだち掘れが発生しやすく，これがひどい場合には，車両の操縦性，走行性に影響を与えるほか，排水性を損ない，また，湿潤時における路面のすべり抵抗性を損なうことも少くない。したがって路面の性状をなるべく良好に保つような舗装の構造，材料および施工法を選択することが望まれる。

また，とくに交差点流入部においては，追突事故の発生が他に比べて多く見られる場合があり，これまた，この区間の路面のすべり抵抗性に留意しなければならない。

最後に，交差点処理の失敗例については，従来からあまり公表されていないが，これはむしろ，処理結果についての追跡調査ならびに検討があまり行なわれていないためであると考えられる。

当研究室でまとめた土木研究所資料「交差点改良の交通安全効果」（その1）および（その2）には直轄国道で行なわれた交差点改良の事例の概略を記載してあり，その中には必ずしも良好な結果とはいえないものもあるので参考にされたい。

（交通安全研究室）

1－3

ブロークンバツクカーブにおける最小直線長と設計速度の関係について

（平面線形，縦断線形別に）　（51. 北陸）

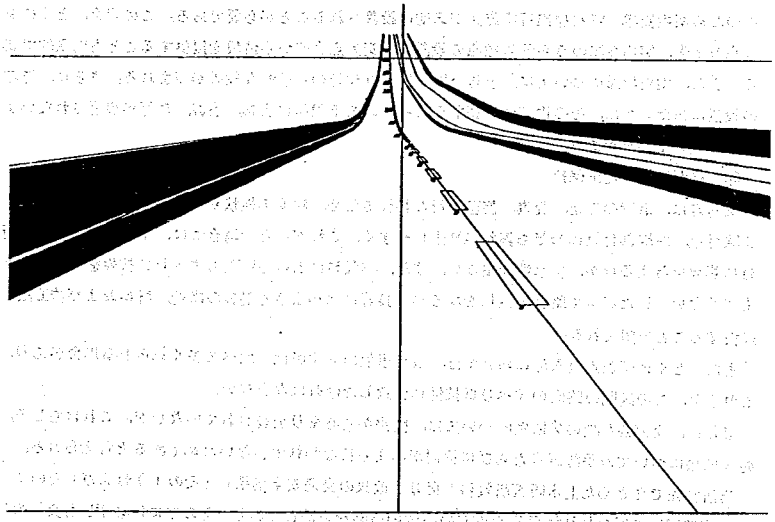
（質 問）

同方向に屈曲する曲線の間に短い直線を入れることは，避けるべきであるが（道路構造令の解説と運用，P168），具体的に何mとったらよいか伺いたい（平面線形，縦断線形別に）。

なお，ＲＡＬ－Ｌ－２（ドイツ道路学会小委員会：地方道路構造指針，１９６３）には平面線形の場合設計速度を６倍し，mになおした値（例えば設計速度 80Km/h のとき４８０m）としているが妥当なものでしょうか。（上越国道工事々務所）

（回　答）

ブロークンバックカーブとは同方向に屈曲する曲線の間に短い直線を入れたものをいう。ブロークンバックカーブが悪いとされる理由は，短い直線区間が錯覚によって平面曲線の場合は反対方向に曲っているように見え，縦断線形の場合は浮き上って見えて視覚的ななめらかさが害されることである。（図－１）



図－１　縦断線形のブロークンバックの例（都市高速道路線形設計便覧より）

従って，一般にブロークンバックカーブは避けるべきものとされているが，設計速度と関連づけて具体的に最少曲線長を定めた規定は，指摘されたＲＡＬ－Ｌ－２の規定（平面線形の場合，設計速度を６倍して，mになおした値）以外に残念ながら見当らない。

直線長の具体的な限界値を定めるためには，実際のブロークンカーブにおける事故統計，運転者の快適性に関する評価をデータとして解析を進めなければならないと思われるが，そのような研究例は未だ充分な成果をあげていないのが現状である。

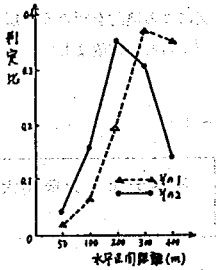
現段階で最も注目すべき研究資料は神戸大学の枝村教授が中心となって土木学会の第２９回，第３０回年次学術講演会に発表された論文である。これは透視図によるアンケート実験であり，ブロークンバックカーブが視覚的理由で悪いとされていることからすれば，理に叶った検討方法と思わ

れる。以下にその実験結果を記述する。

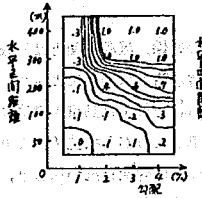
1. 縦断線形のブロークンバックカーブ

水平区間を５０，１００，２００，３００，４００ｍの５種，水平区間をはさむ縦断こうばいを１，２，３，４％の種に変化させ，全体が平面的に直線の場合と半径２,０００ｍの円になっている場合について検討している。縦断曲線長は７０ｍとして固定している。

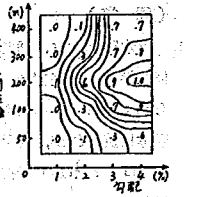
図－２はその実験の解析結果である。判定比が大きいほど浮き上がり感の大きいことを示しており，その１は平面線形が直線の場合，その２は曲線の場合である。これによれば，直線の場合は水平区間が３００ｍの場合，曲線の場合は水平区間が２００ｍの場合が最も浮き上がり感が大きいことがわかる。この実験結果から，縦断のブロークンバック現象を解消するには水平区間をなるべく短かく（１００ｍ以下）するか，または，ずっと長く（４００ｍ）以上とすればよいと云うことになる。水平区間が一定であれば前後の勾配のきつい程，浮き上がり感が大きいことも示されている。図－３，図－４は水平区間距離と勾配の関係による評価を等高線で示したものであるが，この図から平面線形を直線にすると曲線の場合よりも悪いと判定される範囲，すなわちブロークンバックの影響を受ける範囲が局部的になる。また１００ｍ以下の短い水平区間を設ける場合は平面線形にした方がよく，４００ｍ程度の長い水平区間を配置する場合は平面線形を曲線にした方が良いこととなる。



図－２　縦断のブロークンバック（その１）（その２）勾配を一定にした場合の解析結果



図－３　平面線形が直線の場合



図－４　平面曲線が曲線の場合

2. 平面線形のブロークンバックカーブ

同方向の曲線にはさまれる直線区間の距離を１０，２０，５０，１００，３００の５種，曲線半径を８８０ｍ（交角5°），６４０ｍ（７°），５００ｍ（９°），４００ｍ（１１°），３３０ｍ（１３°），２８０ｍ（１５°）の６種の組み合せについて検討している。

しかしながら，この実験結果は一致性が悪く（人によって評価が異なる），組み合せの良否を判断するには至らなかったとされており，ＲＡＬの基準に対応する結果は得られていない。

質問の主旨の設計速度ととるべき直線区間長の関係について答える資料は残念ながら現段階では見当らなかった。この関係について私見を述べると，設計速度と実際の走行速度の関係について，運転者は走行する地点の線形に見合った速度で走行しようとする傾向があるため，設計速度が低い場合でも曲線半径が大きい所では高い速度で走行し，設計速度の高い場合に類似すると思われる。従ってブロークンバックカーブにはさまれる直線区間長は，設計速度よりは前後の線形との相関で制約条件を定めた方が良いと思われる。ＲＡＬの規定は高速道路のような設計速度の高い道路に適

用されるものと思われ，設計速度の低い所で，たまたま線形的に曲線半径の大きい所に適用すると，直線区間長が短くなり過ぎる傾向があろう。設計速度の低い道路で走行速度も低くなるような線形の所では運転者の視点位置も近くなり，錯覚の可能性は少なくなると思われるが，なお今後の実験検討に待つ所が大きい。いずれにしても現段階では明確な基準は示し難いので，設計の実際面では，設計者が常にブロークンバックカーブによる錯覚の可能性を意識し，疑わしい線形について，透視図による検討を行なう，類似の線形の地点を探して，走行性，事故率等を参考にする，などして判断することが望ましい。（道路研究室）

1－4

圧雪チェーン着装大型車の登坂可能縦断勾配とその長さについて

（51. 北陸）

（質　問）

圧雪時チェーン着装の大型車が縦断勾配5～6％，延長5～6Km続く道路を走行するとき，登坂不能となり放置者がでてくる。

圧雪時チェーン着装大型車が登坂可能な縦断勾配と長さについて御指導願いたい。

（回　答）

1. 雪氷路面では，通常の乾燥，湿潤路面とは異なり，すべり摩擦抵抗は非常に小さく，運転者，車輌の性能，道路構造，雪氷路面状態等によって，すべり摩擦係数が幅広く変化することはすでに知られているところである。一般に自動車が発進するためには，自動車のタイヤが空転している時の摩擦抵抗係数が，自動車のころがり抵抗係数より大きな場合に発進可能であるが，縦断勾配部においては，ころがり抵抗の他に勾配抵抗が加わり，これら両者の抵抗係数の和よりも走行しながら空転しているときの摩擦抵抗係数が大きい場合，最初は一部空転があっても発進は可能である。

いま，登坂可能な縦断勾配の算定式は次の通りである。

$$t = \mu_r + i + (1+\varepsilon)\frac{\alpha}{g} + f + \frac{Ka\,A}{Wo}V^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに　t：牽引係数

μ_r：ころがり摩擦係数

i：縦断勾配

ε：加速抵抗比

α：加　速　度

f：制動抵抗係数

Ka：空気抵抗係数

A：進行方向に対する車輌の投影面積

Wo：車輌の重量

V：走行速度

上式において，空気抵抗と制動抵抗は考えず，牽引係数 t に駆動時の摩擦係数 $\beta \cdot \mu$ を代入すると次式となる。ここで，β は自動車の荷重配分係数，μ は駆動時又は走行時の摩擦係数である。

$$i+(1+\varepsilon)\alpha/g=\beta\cdot\mu-\mu_r \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

また，雪氷路面においては，駆動時の急激な発進はタイヤの空転を招き発進しにくくなるので非常に小さな加速度 α で発進することになる。そこで，(2)式左辺の第二項は一応無視すると，次式のようになる。

$$i=\beta\mu-\mu_r \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで，(3)式に必要な各条件を下記に示す。

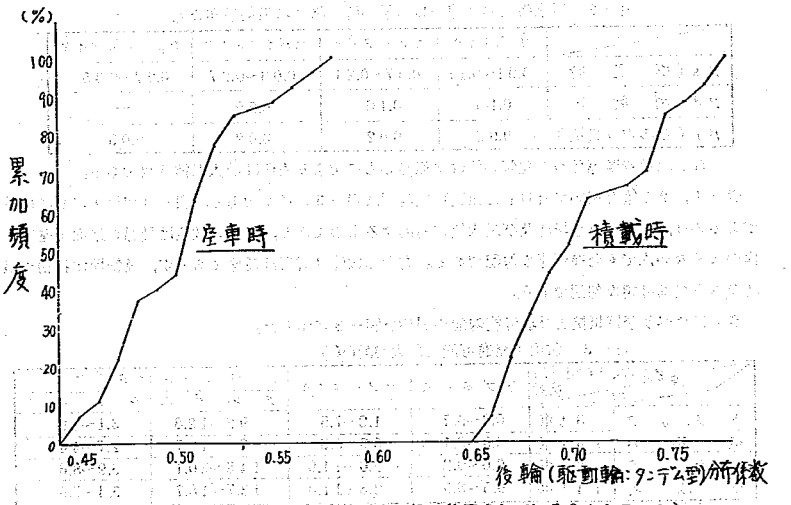
1）荷 重 配 分

現在，一般に用いられている基本型トラックの荷重配分は図－1，2の通りであり，またその基本型トラックの荷重配分係数を表－1に示す。

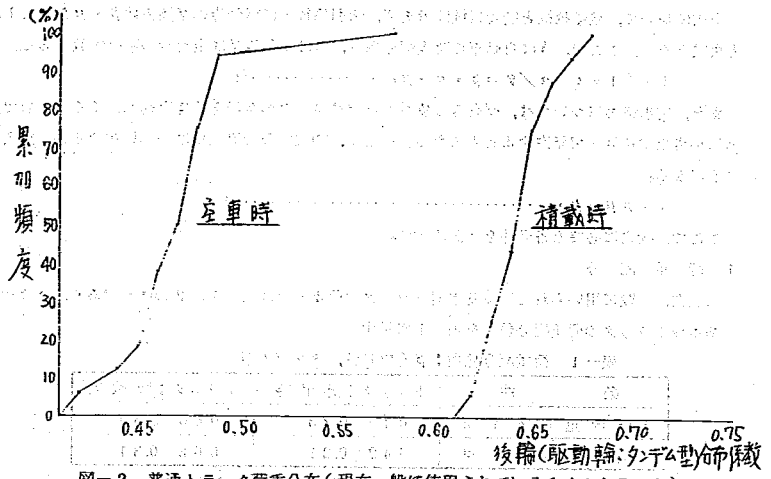
表－1 荷重配分係数：β（駆動輪，タンデム型）

条　　件	トラック：空 車 時	トラック：積 載 時
車輌総重量 8 t 車	0.45（0.23）	0.66（0.33）
車輌総重量 14 t 車	0.42（0.21）	0.62（0.31）

注）（ ）内は，タンデム型の配分係数である。



図－1 普通トラック荷重分布（現在一般に使用されている 8 t トラック）



図－２　普通トラック荷重分布（現在一般に使用されている１４ｔトラック）

２）すべり摩擦係数の最小値

過去に北陸自動車道において，雪氷路面のすべり摩擦係数を調査した結果を表－２に示す。

表－２　雪氷路面の摩擦係数の最小値（路面に薬剤散布なし）

	リブタイヤ	スノータイヤ	スパイクタイヤ	チェーン付タイヤ
μ s（駆　動　時）	0.04～0.17	0.07～0.21	0.08～0.27	0.27～0.35
μ d（制　動　時）	0.15	0.16	0.20	—
μ r（ころがり抵抗）	0.02	0.02	0.02	0.03

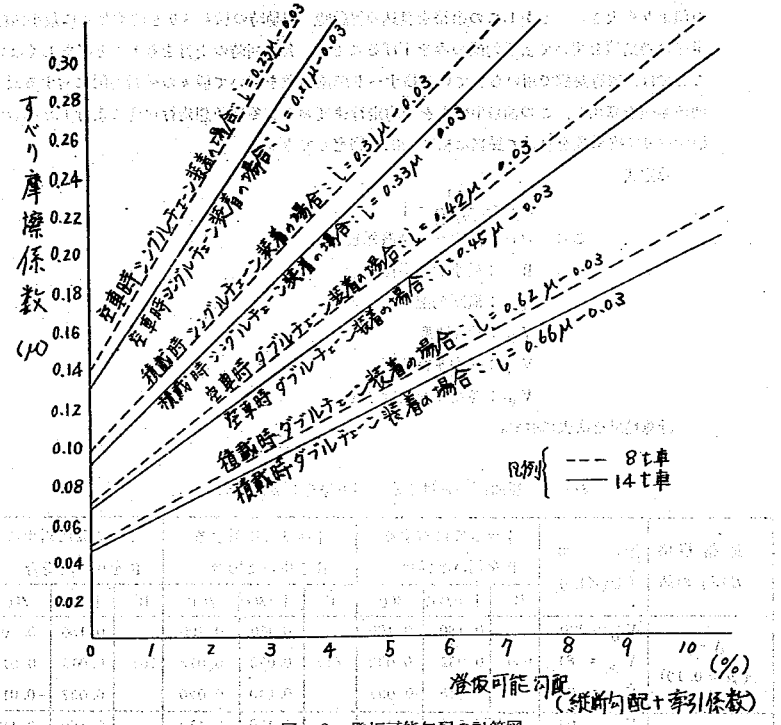
注）駆動時摩擦係数の左側の値は空転時のものであり右側は最大摩擦係数である。

表－１，２の値を用いて計算した発進可能勾配は表－３の通りである。表－３で最大勾配に範囲があるのは，それぞれ空転時及び最大値に対応するものであり，左側の数値は最悪の路面で運転操作のよくない人でも発進可能な勾配である。右側の数値は雪質は最悪であるが，運転操作技術が最高の人の発進可能な勾配である。

さらにすべり摩擦抵抗と登坂可能勾配の関係を図－３に示した。

表－３　雪面上発進可能な最大勾配(%)

車種 ＼ タイヤ及びすべり止め装置		リブタイヤ	スノータイヤ	チェーン付タイヤ	
				タンデム	シングル
トラック空車時	８ｔ車	0.0～5.7	1.2～7.5	9.2～12.8	3.1～4.9
	１４ｔ車	0.0～5.1	0.9～6.8	8.3～11.7	2.7～4.4
トラック積載時	８ｔ車	0.6～9.2	2.6～11.9	14.8～20.1	5.9～8.6
	１４ｔ車	0.5～8.5	2.3～11.0	13.7～18.7	5.4～7.9



図－3　登坂可能勾配の計算図

すなわち，大型車の駆動輪がタンデム型の場合には，表－1，3でも明らかなようにダブルチェーンを取り付けなければ，縦断勾配5～6%の坂路を登ることは無理なようである。

なお表－3の値は一応加速抵抗を計算に入れていないので，実際にはこの勾配値よりもやや小さくなると考えられる。

次に，登坂長については，最近の交通量から見て長い坂路の途中で自動車がなんらかの原因で停止せざるを得ない場合も少なくなく，再発進ができない縦断勾配では，登坂が困難であり，この場合，必ずしも登坂長には関係しないと考えられる。また，すべりながら登ることができた場合でも，雪氷路面では乾燥又は湿潤路面に比して走行速度が下がるため，その登坂距離は短いが，この場合の登坂長についての計算は，道路構造令を参照にされたい。

2. 横断勾配

実測結果から得られる横すべり摩擦係数は0.20で構造要綱で用いられている0.10～0.15

の値よりも大きい。しかしこの余裕を見込み駆動時，制動時の横すべりを防ぐために最小曲線半径の特別値を用いて横断勾配のみを下げることは，無水雪時の走行を考えると好ましくない。ここでは，構造要綱で用いられている横すべり摩擦係数を用いて種々の横断勾配に対する最小曲線半径を算出し，この曲線半径上を平均走行速度および冬期予想走行速度で走行した場合の，横すべり摩擦係数を求めて妥当な横断勾配を判定してみる。

算定式

$$\mu_C = \frac{V^2}{127\,R} - j$$

ここに　μ_C：横すべり摩擦係数

R　：最小曲率半径

j　：横断勾配

V_D：設計速度

V_A：平均走行速度

V_W：冬期予想走行速度

計算結果を次表に示す。

表－4　屈曲部における横すべり摩擦係数比較表

道路規格及びfの値	速度（Km／h）	j＝8％に対するRを用いた場合			j＝6％に対するRを用いた場合			j＝5％に対するRを用いた場合		
		R	j＋μ_C	μ_C	R	j＋μ_C	μ_C	R	j＋μ_C	μ_C
A－1（μ＝0.10）	V_D＝120	630	0.180	0.100	710	0.160	0.100	765	0.150	0.100
	V_A＝81		0.082	0.002		0.073	0.013		0.068	0.018
	V_W＝60		0.045	−0.035		0.040	−0.020		0.037	−0.013
A－2（μ＝0.20）	V_D＝100	410	0.190	0.110	460	0.170	0.110	490	0.160	0.110
	V_A＝74		0.110	0.030		0.094	0.034		0.088	0.038
	V_W＝60		0.069	−0.011		0.062	0.002		0.058	0.008
A－3（μ＝0.30）	V_D＝80	250	0.200	0.120	280	0.180	0.120	340	0.170	0.120
	V_A＝64		0.130	0.050		0.120	0.060		0.095	0.045
	V_W＝60		0.110	0.030		0.100	0.040		0.083	0.033
A－4（μ＝0.50）	V_D＝60	140	0.200	0.120	150	0.190	0.130	160	0.180	0.130
	V_A＝52		0.150	0.070		0.140	0.080		0.130	0.080
	V_W＝10		0.090	0.010		0.084	0.024		0.079	0.029

A－1　高速道路の規格，設計速度　120 Km／h

A－2　〃　〃　100 Km／h

A－3　〃　〃　80 Km／h

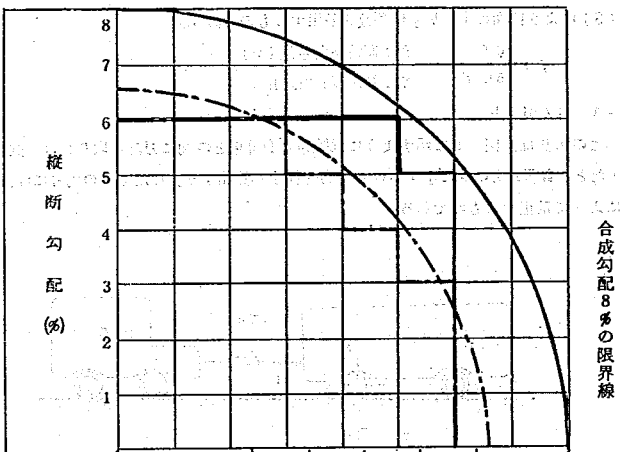
A－4　〃　〃　60 Km／h

3. 合成勾配

合成勾配（S）%はS＝ i^2+j^2 より求められる。

最急縦断勾配６％と最急横断勾配６％を組合せた場合最急合成勾配の８％を越えてしまう。このような場合には縦断勾配をゆるくするか，横断勾配をゆるく（実際には曲率半径を大きくすること）するか，又は両者を同時にゆるくしなければならない。すなわち，合成勾配は急勾配と急曲線の組合せを出来るだけ無くそうとすることを目的としているのであって，どちらか一方が最急の場合片一方が０でよいというのではない。排水勾配を考慮して決定すべきである。図－４に示す。

なお，でき得れば合成勾配 6.5％でおさえる方が望ましい。図－４に点線で示す。



横断勾配(%) / 道路の級	1	2	3	4	5	6	7	8
A－1	2400～	1700～2400	1300～1700	1050～1300	710～1050			
A－2	1800～	1250～1800	950～1250	750～550	460～280			
A－3	1300～	900～1300	700～900	550～700	280～150			
A－4	800～	550～800	440～550	340～440	150～340			

適用される半径(m)

図－４　積雪地域（北陸）の合成勾配

4. すべり摩擦係数の測定方法

現場において路面のすべり摩擦係数を測定する方法としてはいろいろあるが，ここでは最も簡単な方法を2･3述べることとする。

4－1 減 速 方 法

この方法は，自動車に加速度計を搭載し，一定速度で走行しているとき自動車に制動をかけ，タイヤをロックさせてすべるときの減速度を加速度計で測定するものである。

$f = \alpha$　　f：すべり摩擦係数

α：減速度（g）

4－2 制動停止距離法

この方法も任意の自動車を用い，自動車が制動を開始してから完全に停止するまでの距離（S）により路面のすべり摩擦係数を算出するものである。

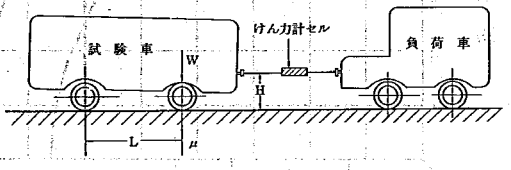
$$f = \frac{V^2}{254.\ S}$$

S：制動停止距離（m）

V：初速度（Km／h）

4－3 けん引力法

この方法は，図－5に示すように試験車と負荷車との間に力計を取り付け，試験車が駆動したとき負荷車との間に生ずるけん引力を検出し算出する。ただしこの場合には試験車の荷重によって補正するものである。



図－5

$$f = \frac{f_T \pm W_o \cdot i + W_o \cdot M_R}{W_T + \left(f_T \frac{H}{L} \right)}$$

ここに　f_T：測定されたけん引力

W_o：試験車全重量

W_T：駆動軸静荷重

i　：試験路面勾配

H　：けん引力着力点の地上高

L　：試験車ホイールベース

4－4　トルクメーター法（駆動力）

この方法は，事前に試験車を改造し駆動輪にトルクメーターを取り付け，発進時の駆動力を測定するものであるが，すべり摩擦係数算出の容易さに比べ，装置そのものの使用方法が非常に難しい。

〔参　考　文　献〕

1）道路構造令の解説と運用　〃　　日本道路協会

2）路面のすべり抵抗に関する研究(2)　－雪氷路面のすべりについて－　〃　土木研究所報告　1383　〃

3）雪氷地域における道路の合成勾配に関する調査研究　〃　　高速道路調査会

4）国産車の仕様諸元（７６年判）　〃　　自動車技術会

（交通安全研究室）

1－5

中央分離帯の植生面よりみた幅員決定について　（51. 北陸）

（質　問）

国道も最近は４車線化が進み，中央分離帯を設け植樹を行なうケースが増加しておりますが，道路構造令に基づく基本的な中央分離帯巾は３Ｍであり，植樹に利用されている巾は1.5Ｍ程度である。

この為，植樹されている植生に対する水分の供給が不充分となり，植生の育成に大きな支障の要因となっているようです。

そこで，中央分離帯の植生面からみた必要巾員の目安について御教示願いたい。

また対策として，側帯及び路肩部へ透水性舗装の採用は出来ないものであろうかどうか最近の研究動向をお教え願いたい。　（技術管理課）

（回答－1）

道路の巾員に関して，一般的技術的基準は，道路構造令に定められているが，環境施設帯の設置も含めた道路緑化の整備，巾員の定型化等を趣旨として，「道路の標準巾員に関する基準（案）」（昭和５０年７月１５日付，都市局都市計画課長道路局企画課長通達）が定められた。一方，道路の緑化については，道路緑化技術基準（昭和５１年７月２６日付都市局長，道路局長通達）があり，技術的な基準が示されている。

道路緑化技術基準は，道路を新設し，又は改築する際に適用するものであり，合理的な計画，設計，施工，管理に関し一般的技術的基準が定められている。

この基準（案）の中に示されている植栽の巾員は，特別な場合を除いての一般的なものであり，都市内の公園的な要素を持つ街路等については別と考えられる。

一般的には，道路緑化は交通量，沿道の土地利用，周辺の環境調和等を総合的に判断して定めら

れた巾員の中で，その植栽目的にあった植栽形態，樹種等が交通条件，土質等の与えられた条件下で選定され，施工されている。

中央分離帯に植えた樹木が成育不良である場合をよく見かける。成育不良の原因は多く考えられるが一般には下記のような原因が複合している。

① 樹木の種類が生態条件（日照条件，微気候など）等に合わない。

② 大気汚染による。

③ 植栽土壌としての条件を満していない。

などである。

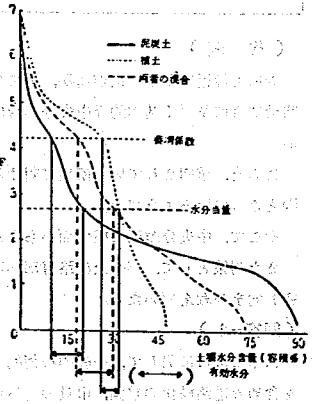
ここでは特に③の植栽土壌として具備すべき条件を述べる。

植栽土壌として備えていなければならない条件には，①土壌水分 ②土壌構造 ③土壌酸度 ④土壌養分がそれぞれ植物に適していることが必要である。これらのうち水分条件に関係するは①と②である。

土壌水分はＰＦ値*によって判定され，植物の利用する水分は，主としてＰＦ2.5～4.0の範囲水分である。（表－１）

この植物にとっての有効水分は，土壌構造，土性などにより異なり，異なった土性を持つ各種の土壌を混合してＰＦ値に基づく有効水分範囲を広め，さらに保水性，通水性，通気性の高い団粒構造の土壌であることが望ましい。（図－１）

このような構造の土壌であれば，保水性にも優れているため，我国のように降水量の多い地域では，降水日から次の降水日まで過乾燥になることはまれである。中央分離帯の植栽巾員は深さにも関係し，出来るだけ植栽土壌の深さを深くすることが望ましい。成育状態は巾よりもむしろ深さによる影響の方が大きいとされており，深さが十分（植種により異なる）であれば中木（1.5 m位）のものでは幅は50 cmもあれば，水分不足からは成育に大きな支障は生じない。



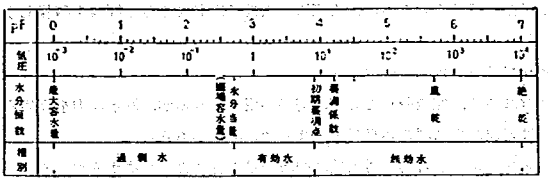
図－１ 組成の異なる土壌のＰＦ曲線と有効水分の範囲

表面に草本類を成育させることは，表面の硬化を防ぎ水分の吸収を良くすること，さらに養分の補給にも寄与するために大切なものである。

このように中央分離帯の植生面からの構造は，分離帯内の植生立地基盤として良い土壌条件を持つことが必要であり，良い土壌であれば，たとえ50cm位の巾員でも降雨時に十分に水分を吸収し，

＊ＰＦ値 一般に水分が土壌粒子に吸引保持されている強さを，その吸引圧に相当する水柱の高さ（cm）の対数で表したもの

表－1　土壌水分の特性一覧



長時間有効水分を保つことから，市員よりも体積を中心に良い土壌で客土を行ない，維持管理（主として表面硬化を防止する等）を行なうことが必要である。

〔参考文献〕

1)“道路緑化技術基準（案）”，日本道路協会 昭和50年3月

2)“道路の環境施設帯の植栽に関する研究”，日本道路公団，道路緑化保全協会，昭和51年3月

（回答－2）

① 透水性舗装の側帯，路肩部の適用について

現在の舗装の設計思想は，できるだけ路面からの水の浸透を防止して，舗装の耐久性を高めようとする考え方であり，透水性舗装の路面水をできるだけ地下へ還元しようとする思想とは対立する立場にある。

そこで，一般車両の走行部と連続して透水性のある舗装を設けようとする場合，次のような点を考慮する必要があろう。

(イ) できるだけ，耐久性，及び強度のある舗装にする。

(ロ) 路床，路盤に浸透した水が，一般舗装部の路床路盤に浸透して耐久性等を減じないような構造にする。

ここで，(イ)の条件をみたす混合物，あるいは路盤は一般に透水性は悪い。(ロ)の場合は，車道部と側帯部とを不透水性の壁で遮断するか，特別な舗装構成もしくは排水設備を必要となる。さらに，舗設後，塵埃のため，舗装表面が目詰まりする恐れが多いので，現状では車道での透水性舗装の施工は問題があろう。

② 透水性舗装に関する現在の研究の動向

現在，我国での透水性舗装の実施例は東京都を中心に昭和48年から約5万M^2が施工され主に歩道舗装で用いられているが，その目的は次のような点である。

(イ) 道路周辺の樹木の生育環境の改善（通気性，通水性の改善）

(ロ) 雨水の地下水への改善（公共下水道施設の負担の軽減，地下水の涵養）

(ハ) 歩道での歩行性の改善（水はけの改善）

透水性舗装の設計施工上留意する点として，次のような点があろう。

(イ) 構造設計について

路面に溢水させないために，路床の透水性に応じて十分な間隙を確保しうる厚さの設計とする。

(ロ) 舗装材料について

(i) 路盤は通常，粒調砕石もしくは切砕が用いられるが，貯水能力を高めるために，路盤の空隙は安定性を妨げない範囲で大きくする必要がある。

(ii) アスファルト混合物の透水性は空隙の量と質によって決まるが，その量と質は骨材粒度とバインダー量によって支配される。よって，粒度およびバインダー量の変化が，透水性に及ぼす影響とともに，力学的特性及び混合物の耐久性についても考慮する必要がある。

(ハ) 施工性について

アスファルト混合物は開粒度に近い混合物となるので，プラント及び舗設現場での温度管理に特に注意する必要がある。

諸外国では，アメリカでは日本と同様な目的から，歩道もしくは駐車場などで適用しており，英国や南アフリカではハイドロプレーニング現象などを防ぐことを目的として高速道路や空港での表層の舗装として使用されているようである。

〔参 考 文 献〕

1) 舗　　装　Vol　9－11
2) 道路建設　№342～№344

（舗装研究室）

2. 道路環境に関する問題点

2－1

交通公害の予測手法と環境基準について　（49. 中部）

（質　問）

1. 下記の項目については、未だ環境基準が定まっていないが各項目につき、基準化の見通しについて現状を御教示願いたい。

騒音関係　①いわゆる音のマスキー法
　　②中央値に対する最高値

大気汚染関係　①NO２の人体への影響と基準化
　　②ＨＣの基準化

交通振動関係　①基　準　化
　　②予測方法

（回　答）　（愛知国道）

騒　音　関　係

① 昭和４６年5月、「騒音に係る環境基準」の設定にともなって、特に道路交通騒音対策が重要な問題となった。このための対策の第一は、環境基準においても明示されているように、音源である自動車騒音の低減である。

昭和４８年４月１０日、環境庁長官は「自動車騒音の許容限度の長期的設定方策について」中央公害対策審議会会長あて諮問し、いわゆる音のマスキー法を制定するための検討に入った。

中央公害対策審議会では、騒音振動部会の中に、自動車騒音専門委員会（委員長　亘理厚東大教授）を設け、直ちに自動車騒音の許容限度についての審議に入った。

現在、同専門委員会は審議中であり、非公開が原則であるので、審議の途中経過、今後の見通しなどについては、明かにされいない。

しかし、低減目標時期をPhase-1（２～３年先）およびPhase－２（１０年位先）の２つに分けて、Phase－１における許容限度の事務局試案が５０年１月頃に提案されるようである。予想される試案では、現行の許容限度（表－１）について、２～３ホン程度の低減を考えているといわれている。

また、中公審における審議とは別に、現在の自動車騒音のうち、特に大型ディーゼル車の騒音が問題となっていることから、取り急ぎ大型車のみについて２～３ホン程度低減させた告示案を環境庁は検討しているといわれている。

また通商産業省では、重要技術研究開発費補助金（工業技術院）により、トラックメーカ

---

1)　外国における自動車騒音の規制に関する実態調査：アイ・アール・エムKK、昭和４８年3月

－4社（いすず、日産、日野、三菱）の共同研究である「大型トラックの騒音低減に関する研究試作」を補助している。この共同研究は、研究期間3ケ年、研究費総額8億円（うち補助金約4億円）であり、加速走行騒音を5 dB程度下げた実車を3年後に試作する計画であるといわれている。

一方、自動車騒音の低減は国際的にも、大きな問題となっており、環境庁がとりまとめた資料[1]によると、つぎのようである。

表－1　自動車騒音の大きさの許容限度

規制の時点	自動車の種別		自動車騒音の大きさの許容限度	
			定常走行騒音及び排気騒音	加速走行騒音
常時	普通自動車，小型自動車，軽自動車及び原動機付自転車		85ホン	
道路運送車両法（昭和26年法律第185号）第75条第3項の検査又は道路運送車両法施行規則（昭和26年運輸省令第74号）第62条の3第5項の検査の際	普通自動車，小型自動車及び軽自動車（もっぱら乗用の用に供する乗車定員十人以下の自動車及び二輪自動車（側車付二輪自動車を含む。以下同じ。）を除く。）	車両総重量が3.5トンをこえ，原動機の最高出力が200馬力をこえるもの	80ホン	92ホン
		車両総重量が3.5トンをこえ，原動機の最高出力が200馬力以下のもの	78ホン	89ホン
		車両総重量が3.5トン以下のもの	74ホン	85ホン
	もっぱら乗用の用に供する乗車定員十人以下の普通自動車，小型自動車及び軽自動車（二輪自動車を除く。）		70ホン	84ホン
	小型自動車（二輪自動車に限る。）		74ホン	86ホン
	軽自動車（二輪自動車に限る。）		74ホン	84ホン
	第1種原動機付自転車		70ホン	80ホン
	第2種原動機付自転車		70ホン	82ホン

備考

1　ホンとは，計量法（昭和26年法律第207号）第5条第44号に定める騒音の大きさの計量単位をいう。

2　騒音の測定は，日本工業規格C1502に定める指示騒音計又はC1503に定める簡易騒音計を用いて行なうものとする。この場合において聴感補正回路は，A特性を用いることとする。

3　定常走行騒音，排気騒音及び加速走行騒音は，道路運送車両の保安基準（昭和26年運輸省令第67号）別表第2に定める方法により測定したときの騒音をいう。

② 中央値に対する最高値

現在、騒音規制法あるいは環境基準では、道路交通騒音の評価は、原則として中央値によるものとされており、規制値あるいは基準は、中央値で示されている。

しかし、自動車単体の騒音が明瞭に分離されて聴こえるような交通状態（一般に、夜間など交通量が減少した場合）では、中央値よりも、むしろ最高値が問題となることがあるようである。

道路交通騒音の評価については、国際的にも統一されていないが、欧州では一般にLeqを用いようとしている傾向にあり、米国ではL_{10}による基準値が提案されている。

前述のように、わが国では中央値が原則とされているが、最高値（あるいはL_{10}）、時間的変動を考慮したTNI（$4(L_{10}-L_{90})+L_{90}-30$）、ある時間内の騒音のエネルギーの平均値に相当するLeqなどについて、どのような評価指標を用いるのが、最も妥当であるかを、今後検討すべきと思われる。

特に、航空気騒音、鉄道騒音の関連から、これらを含めた交通騒音の新しい評価指標を定める

必要があろう。

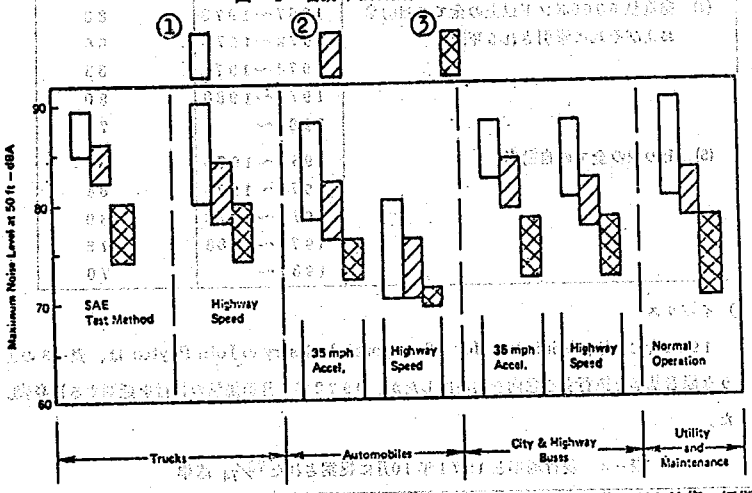
しかし、このためには、各種の評価指標と人間の生活反応との関係、騒音の変動値（L_{10}, L_{90}など）の予測手法について、今後の充分な調査研究が必要である。

1) USA

連邦政府では、1972年10月"Noise Control Act of 1972"が成立、発効したが、このActは騒音基準は定めておらず、具体的な基準、実施の方法等については、今後EPAによって推進されていくこととなっている。

「大統領および議会に対するEPAの報告書（1972年2月）」によると騒音減少の可能範囲として、図－1をあげている。

図－1　自動車騒音削減の見通し



この図において、①現在の騒音レベルの範囲、②既存の自動車概念を基に既存技術で短期的に達成可能と考えられる騒音削減目標　③一層の研究開発作業の結果達成されうると考えられる長期的目標　が示されている。

(注) SAE：Society of Automotive Engineers

2) カリフォルニア州

アメリカでは、カリフォルニア州の自動車に対する騒音規制が最も進んでおり、California Vehicle Codeによると、「規定の方法によって自動車の走行線のセンターラインから50ft離れた地点で測定された騒音レベルが表－2の許容レベルを越える新車については、何人もこ

れを販売しあるいは販売を申し出てはならない。」とされている。

表－2　新車に対する許容レベル

車種	生産時期(年)	許容レベルdB(A)
(1) 全ての自動二輪車	～1970	92
(2) 原動機付自転車を除く全ての自動二輪車	1969～1973	88
	1972～1975	86
	1974～1978	80
	1978～1988	75
	1987～	70
(3) 全てのスノーモービル	1972～	82
(4) 総重量6,000ポンド以上の全ての自動車およびそれに牽引される車両	1967～1973	88
	1972～1975	86
	1974～1978	83
	1977～1988	80
	1987～	70
(5) その他の全ての自動車	1967～1973	86
	1972～1975	84
	1974～1978	80
	1977～1988	75
	1987～	70

3) イギリス

1971年10月、Minister for Transport Industry のJohn Peyton は、表－3のような騒音基準を施行する意向を明かにしたが、1972年6月新規制の施行を延期する旨発表した。

表－3　現行基準と1971年10月に提案された 73/74 基準

車種	騒音レベル		発行年月日	
	現行	将来	製造	使用
125cc以上のモーターサイクル	86	検討中	—	—
乗用車	84	82	'73年4月1日	'73年10月1日
軽量貨物自動車	85	82	'74年4月1日	'74年10月1日
重量車 200hp以下	89	86	上に同じ	上に同じ
〃 200hp以上	92	89	上に同じ	上に同じ

現在のところ、最高値をもって基準としようとする動きはないが、評価指標に対する国際的な動向、わが国における中央値の問題点などから考えて、今後、道路交通騒音の評価指標をどのように考えるかは、一つの課題であろう。（交通環境研究室）

大気汚染関係

① NO_2の人体への影響について

NO_2は、深部呼吸道の刺激物質であり、高濃度では、気管支炎、肺水しゅの原因となるといわれている。また、NO_2により、呼吸気道の抵抗力が弱められ、肺炎、インフルエンザに感染したり、悪化していく傾向があるといわれている。

文　献）　鈴木武夫：自動車排出ガスの公衆衛生学的諸問題、日本機械学会誌、Vol. 76, No.653

② HCの環境基準化について

炭化水素は、その成分が無数にあり、さらに大気中におけるNO_x, SO_xとの反応により、2次汚染物質として形成、消滅する成分がある。これらのうち、光化学反応に関係する物質は、メタンを除いた部分であるといわれている。

現在、環境庁では、昭和49年度末を目途として、炭化水素に係る環境基準を作成中である。

作業は、非メタン濃度規制の方向で進んでいるが、非メタン濃度の安定した測定器が開発されていないので、この面から、環境基準作成のスケジュールは遅れ気味であるといわれている。（交通環境研究室）

交通振動関係

① 環境基準の作成に関する現在の動向

環境白書にも指摘されているように、現在のところ道路交通振動に関する統一された基準はない。各自治体が施行している規制方法（公害防止条令等）もその対象は工場より発生する振動であり、間欠的要素の強い道路交通振動にそのまま適用することには多くの疑問が残る。さらに、規制の根拠とする基準単位は加速度実効値のデシベル（dB）表示を用いる東京都型と振動速度（㎝／sec）表示を用いる大阪府型に分けられ、それらは測器の選定、測定結果の比較などに際して多くの困難を惹起している。このように多くの問題を残しながら早急に施行に踏み切らざるを得なかった背景には、工場振動等についての住民からの苦情の解決を迫られたことがあろうが、このような各都道府県による規制単位、測定器、測定方法の不統一の関係方面に招いた混乱は大きなものであった。

さて、このような現状にかんがみ、国としても環境庁の「中央公害対策審議会」に「振動専門委員会」（昭和49年4月発足）およびその下部組織である「振動公害調査委員会」（昭和49年8月発足）を設置してこの問題に関する調査を開始している。これら調査機関で調査を実施あるいは予定している課題は次の通りである。

(イ) 計測方法に関する事項

(ロ) 基準単位に関する事項

(ハ) 振動の生理的影響に関する事項

(ニ) 家屋の増幅度ならびに物的被害に関する事項
(ホ) 防振対策に関する事項
(ヘ) 工場振動の規制基準に関する事項
(ト) 新幹線振動の規制基準に関する事項
(チ) 建設振動の改善基準に関する事項
(リ) 道路交通振動の要請基準に関する事項

上に列挙したように現在実施されている調査はいづれも難解なものばかりであり、統一的な判断が定められるまでにはなお紆余曲折が予想されるが、現在のところ、各項目に関する検討は昭和50年度末までに完了する予定である。以上の成果は「振動規制法」(仮称)として法制化されるが、その体系図は別添資料の通りである。

規制基準の作成に関して現在進められている調査の動向は以上述べた通りであるが、これらのすう勢を踏まえて建設省としても既設道路における振動緩和対策および新設道路における振動防除対策の立案に向けて従前以上の強力な努力が求められよう。

なお、公害対策基本法第9条第1項によると、振動は環境基準を定める公害(大気の汚染、水性の汚濁、土壌の汚染および騒音)に含まれていない。

② 道路交通振動の予測方法

与えられた条件の下で発生する道路交通振動を的確に予測する方法は現在のところ確立されていない。従って、現状では条件の類似した地点での実測結果を参考にすることになる。

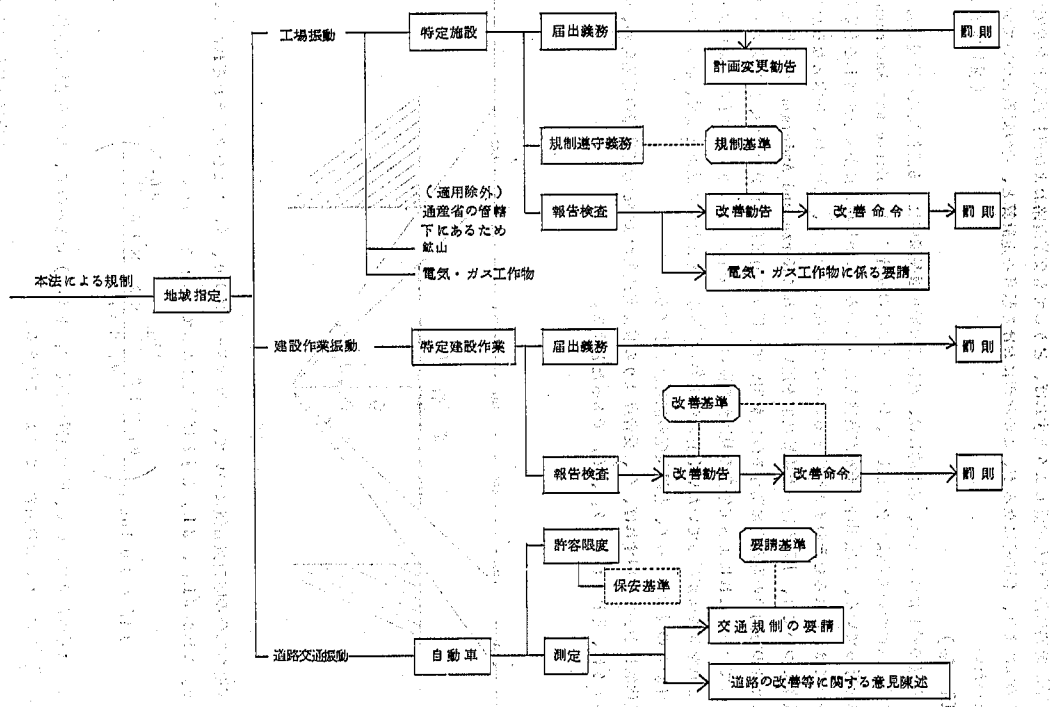
一般的にいえば、道路交通振動の発生に関すると考れられる項目は、(イ)交通量の特性、(ロ)路面の凹凸度、(ハ)道路の構造、(ニ)周辺の土質の特性、(ホ)家屋等建造物の増幅度、であろう。これらについては、例えば振動レベルの距離低減率はほぼ3～5 dB/倍距離 といった極く断片的な特性しか得られていないのが現状であろう。

このような事情から、すでに御承知のように、土木研究所では地方建設局の協力の下に全国的な調査を開始している。すなわち、道路交通振動の実態をより詳細に把握することを目的とした調査(A)およびいわゆる対策の有効性を把握することを目的とした調査(B)である。これらの調査はすでに地方建設局の下で実施されており、本年度までには第1次のとりまとめが完了する予定である。

上に述べたように道路交通振動の問題は情緒反応を含み、また、騒音などとの複合効果を含んだ難解なものである。したがって、それらをより合理的な基盤に立って解決するためになお資料の収集とその検討は日時が必要である。

(構造研究室)

振動規制法（仮称）体系図


本法による規制
地域指定
工場振動
特定施設
届出義務
罰則
計画変更勧告
規制遵守義務
規制基準
（適用除外）
通産省の管轄下にあるため
鉱山
電気・ガス工作物
報告検査
改善勧告
改善命令
罰則
電気・ガス工作物に係る要請
建設作業振動
特定建設作業
届出義務
罰則
改善基準
報告検査
改善勧告
改善命令
罰則
許容限度
保安基準
要請基準
道路交通振動
自動車
測定
交通規制の要請
道路の改善等に関する意見陳述

（質　問）

2. 平面街路に防音壁を設置しようとすれば、どうしても交差道路および直接乗入れを希望するもの等により、不連続になるが、この状態における騒音推定計算と、その対策について御教示願いたい。　（愛知国道）

（回　答）

遮音壁の効果については、基本的には、点音源の半無限長障壁による回折減衰の原理があり、この点音源についての減音を拡張して、無限長線音源の減音についてKurze and Andersonが計算を行っている。また、山下、子安が実験を行っている。しかし現実に多く予想される有限な壁については、これらをそのまま適用することはできない。そこで、土研では、基本となる点音源の減音については、土研が行った実験結果を用い、これにKurze and Andersonの計算で用いられた音の方向角の寄与度に関する仮定を用いて、種々の有限角で積分を行い、計算図表－1を提案している。これによって任意の見込角の壁の部分の減音値が求まり、次に音源見込角に対して、これを全部壁が覆っていない（見込角比$\frac{\theta_1+\theta_2}{\theta}$）ことに対する補正として、計算図表－2を示す。この両者によって、有限長壁の減音値が求まる。

具体的に手法を説明すれば、今、受音点よりの音源見込角および設置遮音壁の見込角が、図－1のように、それぞれθ、θ_1、θ_2であったとする。

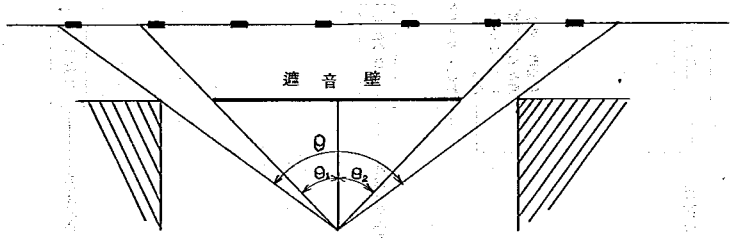


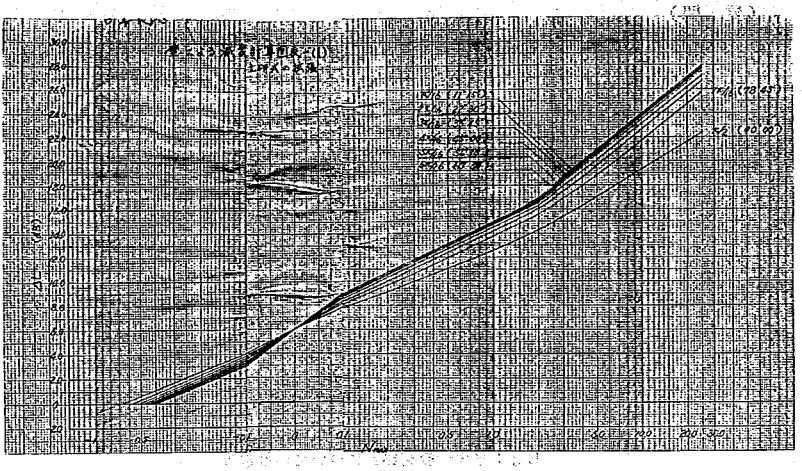
図　－　1

まず壁の部分の回折減音値について、計算図表－1により、θ_1およびθ_2それぞれについて求める。これがΔL_1、ΔL_2とすれば次式によってその和を求める。

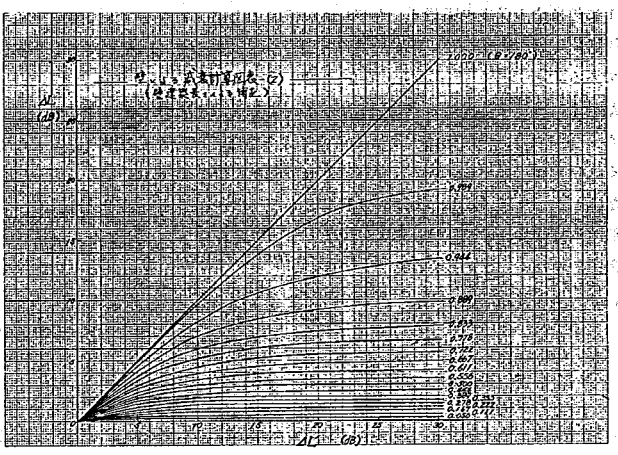
$$\Delta L' = 10 \log_{10}\left(\frac{\theta_1 \times 10^{\frac{\Delta L_1}{10}} \times \theta_2 \times 10^{\frac{\Delta L_2}{10}}}{\theta_1 + \theta_2}\right)$$

次に音源見込角θに対して、壁の設置角が（$\theta_1 + \theta_2$）であるので、求まる最終減音値ΔLは、$\frac{\theta_1+\theta_2}{\theta}$により、計算図表－2によって求まる。

（交通環境研究室）



計算図表－1



計算図表－2

（質　問）

3. 複断面構造（高架部と一般街路）の道路においては、高架部は定常走行、一般街路は信号処理による不連続走行となるが、上下の合成は現在使用されている式をそのまま用いればよいか、御教示願いたい。　（愛知国道）

（回　答）

高架部分よりの音の推定については、土研では、模型実験および多くの実測結果より、高架による減音を、一般の両側壁の場合には、障壁の回折より求まる減音値を0.7倍することを提案している。

また交差点における、不連続走行等の影響を加味した騒音については、石井らが行った実測結果では、定常走行部よりも中央値で1～5 dB(A) 大きいという結果を得ている。

次に高架部と平面部との合成であるが、最も基本的には、高架、平面それぞれ別個に計算し、求まったものを次式で単純にパワー合成する方法がある。

$$L_M = 10\log_{10}\left(10^{\frac{Lb}{10}} + 10^{\frac{Lg}{10}}\right)$$

Lb：高架部についての推定値

Lg：平面一般街路部についての推定値

他に合成法としては、音響学会で提案している換算交通量法がある。すなわち、ある一車線にすべての車をある補正をして集める方法で、今、すべてを車線1に集めて考えるとすれば、n車線のものについては、その交通量Nn、速度Vn から従来の方法で中央値L_{Mn} を計算し、次に車線1に相当する受音点距離 ℓ_1 を用いて、求めたL_{Mn} になるような換算交通量Nn を逆算する。同様に1以外のすべての車線の換算交通量を1に集めてこれをもって中央値L_M を推定するものである。

また、上に類似の考えで、パワー・レベルを換算する方法を土研が提案している。

しかし現実には、一般街路と高架道路の併設部では、単に合成の問題だけでなく、高架構造体による反響音が存在する。この反響は、ある調査例では5～6 dB とされており、無視しえない大きな値となっている。しかしこの反響音については、高架の高さ、材料、巾、構造型式、一般街路部の走行位置、車種等種々の条件により、大きく影響される。また、現状では、これに関する研究例も少なく、算定方法はほとんどない。したがって、個々の場合ごとに、模型実験、あるいは、多次の反射計算等によって推定することになろう。

（交通環境研究室）

2－2

幹線道路沿線の自動車騒音及び大気汚染について　（49. 中部）

（質　問）

(1) 騒音の推計計算法については、遮音建築物による減音、反射等いろいろむづかしい問題があ

り、計算方法によってかなり結果が異なるが、各方法の特徴について解説をお願いしたい。

（名古屋国道）

（回　答）

1. 土研式

○交通流を一列等間隔モデルと考える。

中央値 $L_M = PWL - 8 - 20 \log_{10} \ell + 10 \log_{10} \pi \frac{\ell}{d} \tanh 2\pi \frac{\ell}{d}$

（Johnson and Saunders による）

$\ell/d > \frac{1}{4}$ ならば $L_M = PWL - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{V} - 10 \log_{10} \ell$

$\ell/d < \frac{1}{10}$　$L_M = PWL - 55 + 20 \log_{10} \frac{N}{V}$

○平均パワー・レベルは次式による

$PWL = 0.2V + 84 + 10 \log_{10} (a_1 + 2a_2 + 10a_3)$

a_1, a_2, a_3：それぞれ、乗用車、小型貨物、大型車の混入率

$a_1 + a_2 + a_3 = 1.0$

すなわち、中央値の推定に関しては、交通流を一列等間隔と仮定し、平均パワー・レベルについては、速度に比例するものとして、$PWL = 0.2V + C$ とし、車種別の影響については、乗用車類に対して、小型貨物類はそのパワーを2倍、大型車類は10倍としてあつかっている。

2. 日本音響学会式

1と同様、交通流については、一列等間隔として、Jonhnson and Saunders による式を用いる。パワー・レベルについては、速度の4乗に比例するものとする。

すなわち

$PWL = 40 \log_{10} V + C$

速度 60 Km／h で乗用車の PWL (60) = 96 dB (A) として、次式を得る。

$PWL(v) - PWL(60) = 40 \log_{10} \frac{V}{60}$

また、車種別のパワーの違いによる影響については、大型車を乗用車の6倍のパワーであるとして、その混入率を考慮して、中央値を次式のごとく表わしている。

$L_M = 10 \log_{10} \frac{N}{\ell} + 30 \log_{10} \frac{V}{60} + 10 \log_{10} (1 + 0.05a) + 45$

ただし a：大型車混入率、$\frac{\ell}{d} \geq \frac{\ell}{4}$、

その他、主として交通量の関数とする経験予測モデル式としては、以下のようなものがある。

○北村音壱他

$L_M = 10 \log_{10} N + 34.8 - 20 \log_{10} \frac{r}{10} + 0.18 \times (V - 80)$

r：路肩端からの距離

○守田栄他：都市内街頭騒音レベルとして

$SL(A) = 18 \log N + 13$

ただし $N < 5,000$ 台／h

○山口道征他

$$L_{A50} = 13.0 \log_{10} n + 41.5 \log_{10}\left(1 + \frac{a}{100}\right) + 43.5$$

○交通工学研究会　東京都：環7道路端での実測より

$$L = 41 + 10 \log_{10} N*$$

$$N* = 6N_1 + N_2 = \text{等価交通量}$$

等がある。

またパワー・レベルに関する予測式としては、他に以下のような提案がある。

○首都高速道路公団

乗用車：$PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 100$

大型車：$PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 110$

○同志社大、京大他

乗用車　　：$PWL = 96.9 + 0.11V$（V：75～135Km／h）

大型トラック：$PWL = 97.7 + 0.21V$（V：55～ 95Km／h）

ただし名神高速道路による。

○京都市衛生研究所他

乗用車　：$PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 98$

中型トラック：$PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 103$

大型トラック：$PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 111$

大型バス：$PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 110$

オートバイ：$PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 110$

一般部について、交通流を一列等間隔モデルとして誘導したJohnson and Saunders の式を用いるには、対象とする道路がほぼ無限長で直線であるという前提が必要である。したがって現実の道路では、おのずと適用に制限があることに留意する必要がある。また、もちろん、一般部とするのは、伝播域が平坦であり、音響的にはほぼ半自由空間と考えられるような条件である必要がある。したがって、伝播域が相当に吸音性の地面であるとか、盛土・切土のように非平面の横断形状であるとか、伝播域に障害がある場合等、その都度、その要因ごとに補正するか、または、問題によっては、全く別の方法にて推定する必要がある。

3. シミュレーションモデル

その他にシミュレーションによる推定方式がある。例えば、庄司等は、交通流の車頭間隔を指数分布として、走行中の車両からの音は1，2と同様点音源の伝播性状としてモンテカルロ法によりシミュレーションを行って、距離減衰に関し、実測値とのかなり良い一致をみている。

4. そ の 他

高木は、3と同様、指数分布モデルとして、音圧レベルの分布の確率密度関数の近似解を求め、音圧レベルの期待値を導き、その結果がモンテカルロ法によるシミュレーション結果と良く一致することを示している。

5. 障壁のある場合の推定

盛土・切土・高架等の非平面道路における騒音の推定についても、一般には、この障壁による減

音の考えを適用している。

まず理論的には、Hoygense-Fresnelの波の回折に関する原理を拡張したKirchhoff の近似理論があり、これを実験的に確かめ、更に修正した前川の値が有名である。また、土研でも同種の実験を行い、独自の値を提案している。これらを図－1に示す。

すなわち音響学会では、前川の値から次式を提案している。

$$\triangle L = 10\log_{10} N + 13 \quad (N \geq 1)$$

$$\triangle L = 5\log_{10} N + 13 \quad (0.1 \leq N < 1)$$

$$\triangle L = 2\log_{10} N + 10 \quad (0.01 \leq N < 0.1)$$

$$\triangle L = 5 \quad (N \leq 0.01)$$

また、土研の実験結果もNの範囲ごとに次式で表わしている。

$$\triangle L = -5\log_{10} |N| - 2 \quad (-0.4 < N \leq -0.1)$$

$$\triangle L = 30N + 6 \quad (-0.1 < N \leq 0.1)$$

$$\triangle L = 6\log_{10} N + 15 \quad (0.1 < N \leq 1.5)$$

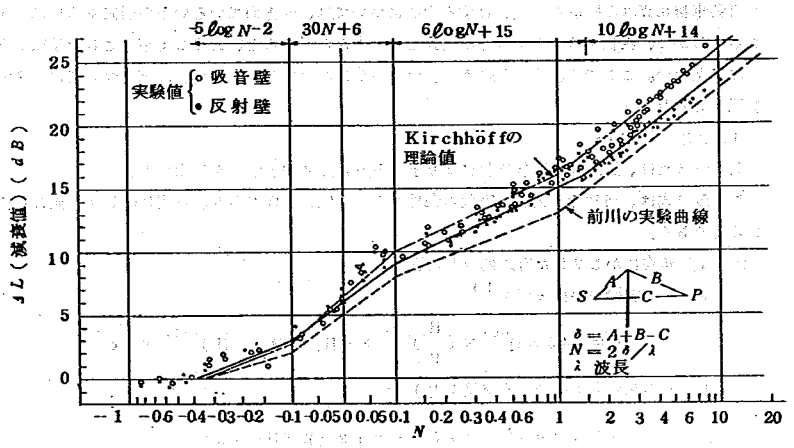
$$\triangle L = 10\log_{10} N + 14 \quad (1.5 \leq N \leq 10)$$

以上は点音源についての半無限長障壁による減音値であるが、交通騒音レベル、特に中央値については、線音源的減衰性状と考えられており、線音源の障壁による減音値については、Kurze and Anderson の計算があり、山下・子安の実験がある。これについては図－2に示す。また、土研の実験結果より、線音源修正と、地面反射の影響を考慮した次の簡略式が提案されている。

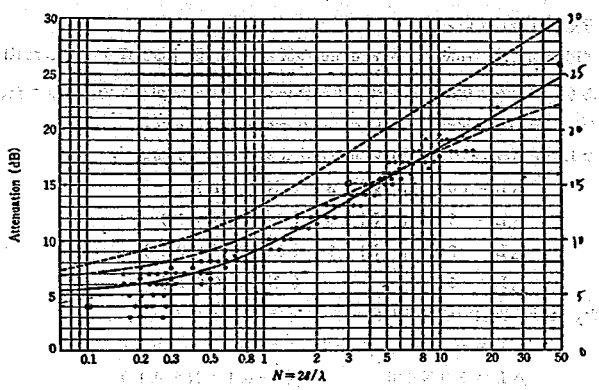
$$\triangle L = 10\log_{10}(0.2 + N) + 9$$

ただし、これらについても、あくまで無限長壁としての減衰であり、実際の条件での適用には制限があることはいうまでもない。

（交通環境研究室）



図－1　障壁による点音源の減衰



図－2 Attenuation by a acoustic barrier vs. Fresnel number N for incohent line source;
—— Experimental (line source)"
····· Maekawa's result (point source)"
···· Calculated by Kurze and Anderson (line source)"

（質　問）

(2)　自動車排出ガスの簡単な推計法について

（名古屋国道）

（回　答）

自動車排出ガスの拡散を推定計算する手法については、各方面でいろいろの研究あるいは提案がある。しかし、現状では、実測値との対比という点から考えると、必ずしも確立された手法があるとはいえない。ここでは、それらのうち、いくつかについて紹介するが、詳細については、文献を参照とされたい。

1）実験（経験）式

実測値または、風胴等の実験施設により求められた拡散の経験式を使用する。

これらの式は、当然その実験、実測の条件からくる制約条件があり、適用に際して、充分な検討が必要である。

例－1）建物にかこまれた道路内の平均濃度

a　都公害研の実測モデル[1)]

$$\overline{C} = 0.45 \times Q^{0.69} \times \left(\frac{H}{B}\right)^{0.29} \times \left(H_2 - H_1 + \overline{H}\right)^{-0.14} \times Vx^{-0.23}$$

b　石川県の実測モデル（交差点内）[2)]

$$C = 0.25N^2 - 0.75U - 0.12\ (B/H) + 6.3$$

例－2）交差点内の濃度

土研での解析例[3]

$$D_E = Bo + \Sigma B_i X_i \quad (\text{回 帰 式})$$

$$P_E = \overline{E} + \Sigma\Sigma \delta_{ij} X_{ij} \quad (\text{数量化理論工類})$$

2）乱流拡散式

大気の乱流構造の研究から、平坦な地形での拡散推定式が導かれており、工場排煙などの問題で広く利用されている。これらの式は、自動車排出ガスの広域汚染に使用された例もある。

ここでは、これらの、連続点汚染源に対する拡散式を示す。

a Bosanquet - Pearson式[4]

$$C_B = \frac{Q}{\sqrt{2\pi}\, pqu} \frac{1}{x^2} \exp\left(-\frac{y^2}{2q^2 x^2}\right) \exp\left(-\frac{H}{px}\right)$$

b 坂上の式[4]

$$C_{Sa} = \frac{Q}{u} \frac{1}{\sqrt{A\pi}} \frac{1}{B} \exp\left(-\frac{y^2}{A}\right) \exp\left(-\frac{(H+Z)}{B}\right) J_0\left(i\frac{2\sqrt{HZ}}{B}\right)$$

c 正規型の式[4]

$$C_N = \frac{Q}{2\pi\sigma_y\sigma_z u} \exp\left(-\frac{y^2}{2\sigma_y^2}\right) \left\{\exp\left(-\frac{(Z-H)^2}{2\sigma_z^2}\right) + \exp\left(-\frac{(Z-H)^2}{2\sigma_z^2}\right)\right\}$$

Suttonは、σ_y、σ_zを次式により与えている。

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{2} C_y^2 x^{2-n} \qquad \sigma_z^2 = \frac{1}{2} C_z^2 x^{2-n}$$

またPasquillは、σ_y、σ_zについて、線図として与えている。

さらに、坂上の条件を建物に'かこまれた道路内に適用した船研・渡辺氏の式もある。

これらの式はいずれも、式を導く上での仮定があり、また、大気安定度に関するパラメーターの取り方、計算濃度の示す平均濃度時間などが一定ではなく、適用に際して充分な注意が必要である。

3）数値計算モデル

拡散物質に関する連続の式を、差分法により、電子計算機により、収束解を求めるモデルが開発されている。

（連続の式）

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u\frac{\partial C}{\partial x} + v\frac{\partial C}{\partial y} + w\frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x}\left(Kx\frac{\partial C}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(Ky\frac{\partial C}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(Kz\frac{\partial C}{\partial z}\right) + Q$$

このモデルでは、地形条件は、境界条件として入力することにより、複雑な地形（前項と比較して）における拡散状況を計算することができる。

しかし、風速（μ、u、w）、拡散係数（K）をどのように与るか、確立されておらず、機械学会[6]、JARI[7]、土研、各コンサルタント[8]等でそれぞれの手法がとられており、どのように用いるべきかは、今後の問題として残されている。

4）排出量推計

前出の推定式は、2、3の例をのぞいて、汚染物質の排出量（Q）を与える構造となっている。排出量を推計する手法を3種に分け、概要を記す。

4－1）行動分類法

対象区域の自動車の行動を、加速、減速、定速、アイドリングに4分類し、それぞれの排出原単位を使用して推計する。したがって、交通流が複雑な交差点における排出量推計に適している。また単路部での推計に使用した例[9]もある。

4－2）平均速度法

平均走行速度別の排出原単位を求めておき、これと、対象道路の交通量との積を、排出量とする。したがって、交通流の単純な専用道路、一般道単路部での速度別の推計が可能である。

4－3）mode法

ある地域の代表的走行パターン（mode）を求め、この時の排出量を原単位として、一定区域内での交通量（台・Km）との積をその区域の総排出量とする。

これらは、いずれも排出原単位を試験車両を使用して求めなければならない。すでに、船研公害部[9]、都公害研[10]などでいくつかの測定値が公表されているが、推計における原単位の取り方には、これらの比較検討が必要である。

〔参考文献〕

1）大平、宇田川："交通公害の実態（2）"、交通工学、Vol. 7、№2（1972）。

2）泉　他："交差点における一酸化炭素濃度把握のための一考察"、大気汚染研究、Vol. 9、№2

（１９７４）。
3）池尻："道路交通による大気汚染調査結果の若干の解析"、土木技術資料、Vol.16、№8。
4）"大気汚染ハンドブック（３）"：気象編、コロナ社、
5）渡辺："排気ガスの大気乱流拡散Ⅰ～Ⅲ"、船舶技研報告Vol.4№6、Vol.5№3、Vol.6№5。
6）"自動車排出ガスによる大気汚染に関する研究"、日本機械学会、S46.5。
7）杉山："風速の影響を考慮した交差点付近の自動車排出ガスの拡散モデル"、日本自動車研究所研究速報、№14。
8）黒沼他："自動車排気ガスによる大気汚染推定のための三次元乱流拡散モデルについて（その１、その２）"、土木学会第２９回年次学術講演会概要集。
9）副島："自動車排気ガスの道路周辺における拡散現象の観測と考察"、公害、Vol.25、№3（１９７１）。
10）"東京スモッグ生成機序・植物被害に関する調査研究報告"、S49.3、東京都公害研究所。

（交通環境研究室）

2－3

道路交通騒音の推定方法について　（49. 中部）

（質　問）

1. 小さい曲線区間および立体交差周辺における騒音は、前者は住宅等がその曲線内に抱き込まれる位置関係になり、後者は縦断勾配の変化により減速、加速音等が大きなウェイトを占めることになる。

こういった箇所の騒音推定の方法について、下記の事を中心に御回答いただきたい。

1）点音源等間隔モデル式の適用限界について

2）線音源モデル式、シミュレーションによる推定等の信びょう性について。

3）他の推定方法の紹介とその評価について

（愛知県土木部）

（回　答）

1. 次に示す等間隔モデル式を適用するには、対象とする道路が直線区間であり、しかも音響的にほぼ無限長と考えられる必要がある。

$$L_M = PWL - 8 - 20\log_{10}\ell + 10\log_{10}\pi\frac{\ell}{d}\tanh 2\pi\frac{\ell}{d}$$

また、もちろん、伝播域も平坦で、音響的にほぼ半自由空間とみなしうる条件であることが必要である。

しかし上式の最右項は、無限級数として導びかれる周期関数であり、有限の場合には関数形は導びかれないが、L_Mは次式のまま有限範囲－K～Lで計算することも可能である。

$$L_M = PWL - 8 + 10\log_{n=-k}^{L}\sum\frac{1}{\ell^2+(vt+nd)^2}$$

また、等間隔モデル式にて理論的に中央値は算出でき、実測結果とも、かなりのよい対応がみられるが、これは、あくまで車頭間隔が一様であるとするものであり、実際の交通では、むしろポワソン分布に従うとされており、例えば、他の中央値以外の評価値や、変動量等を議論するには、当然、等間隔モデルの適用は限定されることを考慮する必要がある。

2. 線音源モデル式についても、等間隔モデル式と同様、自動車が一つの車線の中心線に沿って均一に分布していると仮定するものであり、さらには、線状とみなしうるほどのある量以上の交通量である必要がある。これについては、HRBでは、1,000台/hr以上になれば、L_{50}の算定には充分であるとしている。また、当然このモデルは、単位長さ当り一様な音響出力を有する1本の線とするものであり、騒音レベルの時間変動を表わすことはできない。

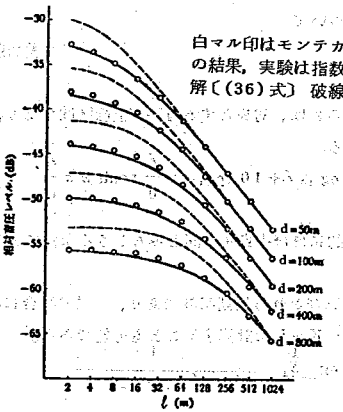
シミュレーションによる計算については、庄司、山本らが、車頭間隔をポワソン分布として、すなわち、車頭時間間隔を指数分布として検討を行っている。これによれば、l、d毎に等間隔モデルとの相違は図－1に示すごとくでありlの小さい所で、等間隔によるものより、かなり低い値となっている。また、その距離減衰についての実測値との比較は図－2のごとくであり、かなり良い一致をみている。ただしこれについては、車線から最も近い測点における実測値と、同じ点における計算値とを一致させたものである。

このシミュレーションについては、実態とのより厳密な対応のためには、さらにパワー・レベルの変動についても考慮したシミュレーションが必要であろう。

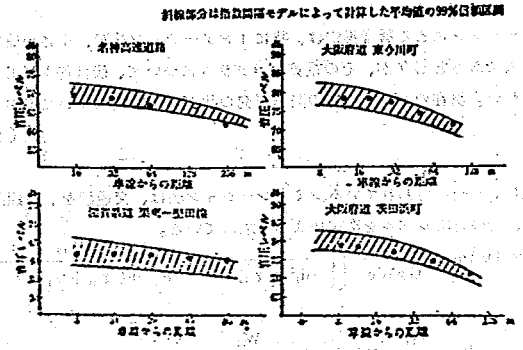
3. その他として、高木が、指数分布モデルについて、確率密度関数の近似解を求めて、これがモンテカルロ法によるシミュレーションの結果と非常に良い一致を得ているが、距離減衰についての実測値との適合は図－3のごとくである。導びかれた音圧レベルについての期待値は次式に示される。

$$m_x=\int_{-\infty}^{\infty} X\, f(x)\,dx=-\frac{10}{\log_e 10}\left\{\log_e 4dS-\exp\left(\frac{4\pi\alpha\, d}{S}\right)E_i\left(-\frac{4\pi\alpha\, d}{S}\right)\right\}$$

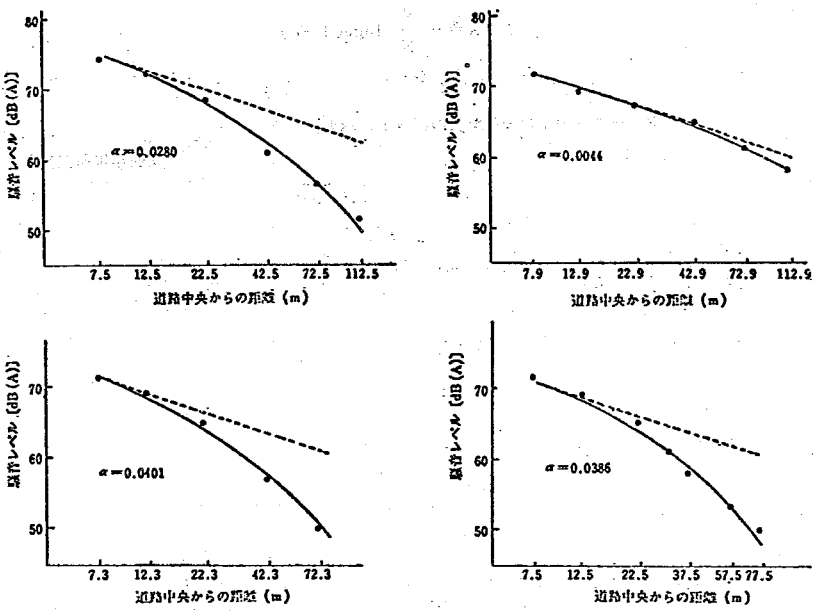
ただし$E_i(-4\pi\alpha\, d/S)$は積分指数関数である。



図－1 音圧レベル（PWL＝0dB）の平均値の距離による減衰



図－2　実測値と計算値との比較



図－3　幹線道路に垂直な道路の両側に建物がある場合の道路騒音の実測例
黒丸印は実測値（中央値），破線は等間隔モデルからの推定値，実線は（34）式による値，αは減衰係数

（質　問）

2. シミュレーションによる騒音推定は、特にインターチェンジ部、小さい曲線部等において最も有効な推定方法であると思うが、その電算プログラムについて、研修等を通じて各関係機関に教示していただきたい。現在のプログラムの開発研究の状況・適用例についてもお教え願いたい。

（愛知県土木部）

（回　答）

庄司らが発表し、一般に行われているシミュレーション法は、交通流を、車頭間隔が指数分布をなすものとして、その音圧レベルを次式によって求めている。

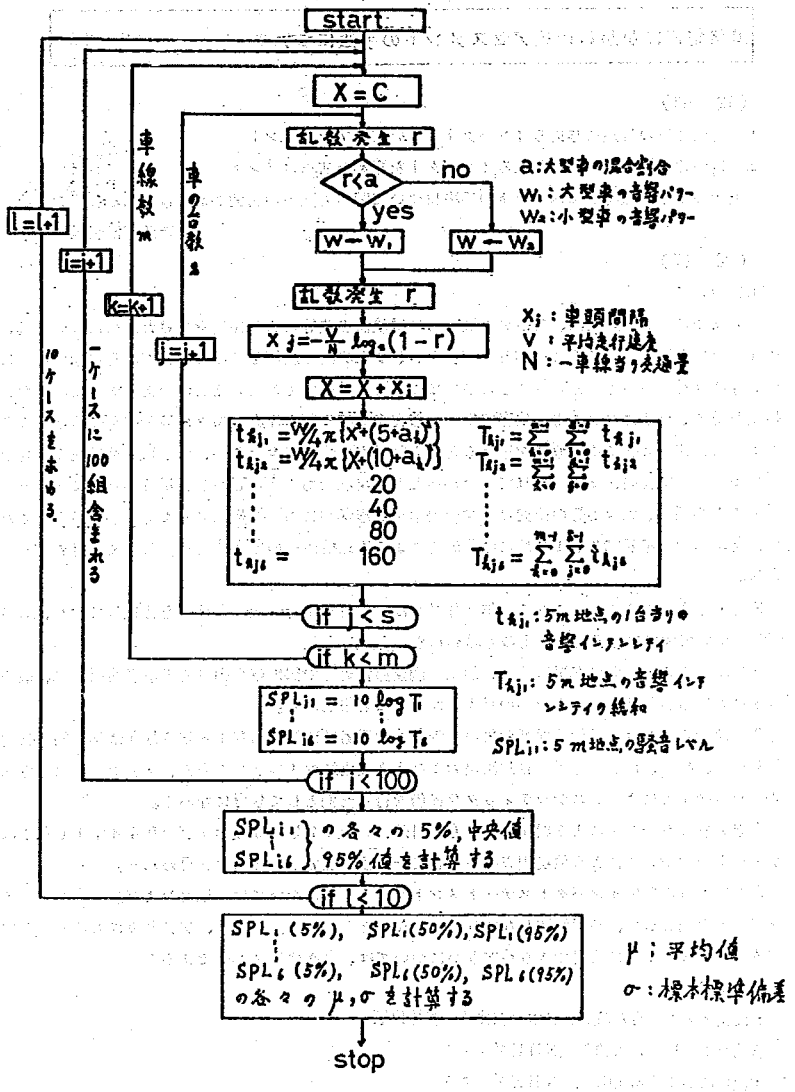
$$SPL = 10\log_{10}\frac{1}{G\pi W_0}\left[\left\{\frac{W_{11}}{d_1^2+\chi_{11}^2}+\frac{W_{12}}{d_1^2+(\chi_{11}+\chi_{12})^2}+\cdots\cdots\right\}+\left\{\frac{W_{21}}{d_2^2+\chi_{21}^2}+\frac{W_{22}}{d_2^2+(\chi_{21}+\chi_{22})^2}+\cdots\cdots\cdots\right\}+\cdots\cdots\cdots\right]$$

$$X=-\frac{V}{N}\log_e(1-r)$$

フローチャートの一例を次の図－1に示す。

（交通環境研究室）

図－1　フローチャート


start
X = C
乱数発生 r
r<a
no
yes
a:大型車の混合割合
W₁:大型車の音響パワー
W₂:小型車の音響パワー
W ← W₁
W ← W₂
乱数発生 r
Xj:車頭間隔
V:平均走行速度
N:一車線当り交通量
X = X + Xj
if j < s
if k < m
SPLj1 = 10 log T1
SPLj6 = 10 log T6
if i < 100
SPLi1, SPLi6 の各々の 5%, 中央値, 95% 値を計算する
if l < 10
SPL1 (5%), SPL1(50%), SPL1(95%)
SPL6 (5%), SPL6(50%), SPL6(95%)
の各々の μ, σ を計算する
stop
l=l+1
i=i+1
k=K+1
j=j+1
車線数 m
車の台数 s
一ケースに100組含まれる
10ケースまわる
Tkj1: 5m地点の1台当りの音響インテンシティ
Tkj1: 5m地点の音響インテンシティの総和
SPLi1: 5m地点の騒音レベル
μ：平均値
σ：標本標準偏差

道路整備にかかる環境アセスメントの手法について　（49. 中部）

（質　問）

1. 道路建設の自然に与えるインパクトについてのアセスメント
2. 道路建設が地域開発に与えるインパクトを含めたアセスメント

上記のような環境アセスメントの手法について国内外国等の判例があれば御教示願いたい。

（道路部計画調整課）

（回　答）

1.について

これまでの道路計画では、自然公園法、自然環境保全法等により指定を受けた地域においては、法律上自然環境を考慮することが義務づけられ、また法的な規制を受けてきたが、その他の地域においては自然環境の保全ということについては、あまり配慮されていたとはいえなかった。また、規制を受ける地域についても、現存植生図、潜在自然植生図を作成して立地診断図を作るということよりも、路線計画でその地域を避けるという計画が優先してきたため、事前に自然環境の変化を予測することは従来あまり行われていなかったのが現状であろう。しかし、現道が自然に与えるインパクトの種類、大きさ等の研究は大学の農学部、理学部において研究されたものが多数発表され信州大学農学部紀要'73年12月には"車道による周辺植生への影響"と題した論文も発表されている。

雑誌・「道路セミナー」1973年9月号では、"自然環境保全と道路"を特集しており、この問題について大いに参考になるものと思われる。

一般国道158号平湯安房地域・自然植生調査報告書（中部地建高山国道工事事務所）は、道路計画における自然環境調査の一つの見本となるものと思われる。

"道路計画における学術的保護対象の評価"（建設省道路局・昭和48年3月）は学術的保護対象を植物、動物、地形・地質・自然現象および人文文化財の4つとして考え、メッシュによる地図の重ね合せ手法によるシステマティックな評価を行った例として参考になろう。

"赤外線カラー写真による環境調査"（石川県、昭和47年10月および昭和48年10月）はリモートセンシングによる環境調査手法として一見する価値があるものと思われる。

米国における環境インパクトステートメント（ＥＩＳ）においては、植物および動物に与えるインパクトを調査して、必ず記述しなければならないとしている。しかし、アメリカにおける調査内容をそのままわが国に適用できるかどうかについては、今後検討すべきであろう。

（参考文献）

大政正隆著："自然保護と日本の森林"，農林出版
宮脇昭："植物と人間"，ＮＨＫブックス
木沢綏ほか："富士山"，ＮＨＫブックス

2.について

従来の道路計画においては、費用一便益効果を中心とするプラス効果が道路評価の基礎であったため、道路建設が地域開発に与えるインパクトは非常に大きなウエイトを持っているという解析が行われていた例が多かったようである。しかし、最近は環境問題が大きな問題となっており、環境特に生活環境に対する騒音、大気汚染、振動等の問題がクローズアップされ、これらの公害によるマイナス効果を計画時に評価することが重大となった。

本来環境とは経済社会環境、人間生活環境、自然環境に大別され、環境アセスメントではこれらの環境変化を事前に予測することであり、マイナス効果のみを予測するものではない。しかるにわが国においてはプラス効果の予測からマイナス効果の予測への変換が急で、そのためマイナス効果の予測を環境アセスメントと考えているものが多い。環境アセスメントとはプラス効果、マイナス効果を含めて環境の変化を予測することであり、地域開発に関する解析も当然含まれるものである。

米国におけるＥＩＳはプラス効果、マイナス効果のすべてを報告し、住民の意見を聞くシステムになっている。

当交通環境研究室にもＥＩＳの実例を多数所有しており、土木研究所資料第９５１号はその代表例の報告書である。ＥＩＳの書式は道路関係で2,０００件以上出されているが、いずれもＥＩＳ作成ガイドラインにしたがって書かれており、一例を読むことで米国の環境アセスメントの現状は把握できるものと思われる。

（交通環境研究室）

2－5

道路計画における環境保全要素の考え方について　（49. 中部）

（質　問）

最近環境問題が重視されてきているが、構造物等の経済性と環境保全の重要度の比重について問題になることが多い。

一事例として当事務所で"地方道路部高架橋についての一考察"１９７４・９"橋梁"掲載のような計画をしてみたがこの内、項目別点数配分のより合理的な手法、または国内、外国等における類似の事例等があればお教えいただきたい。

（名四国道工事事務所）

（回　答）

名四国道が試みた点数配分法は、経済性、環境保全、維持管理、走行性、美観、施工性の各要素について、本来同じ土俵に乗せることのむずかしい要素に評点を与えることにより無次元化を行い、それらの評点を加えることによって構造物の代替案評価を行ったものであり、その手法は注目に値するものと思われる。配点に関しては、計画者側が配分を行っているが、配分の客観性を保つためには広く専門家を集めて、例えばデルファイ法を含めたアンケート調査を行って、重み付けを行う

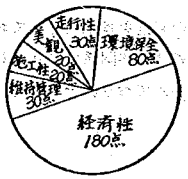
などの工夫が必要かと思われる。また、配点をいろいろ変えて合計点を算出し、その都度同一の代替案になれば、配点によらず特定の代替案が他より優れていると考えてもよいかと思われる。配点により違った代替案が選ばれるようであれば、これらの代替案はそれぞれの立場に置かれた人の見方によって優劣が異なり、絶対的な評価が得られないと考えられよう。

外国においては、アメリカのバテル研究所が生態学、環境汚染、審美性、人間的興味の4つのカテゴリーについて環境評価システムを開発している。この場合は1,000点満点で、各カテゴリー中の構成要素の中の各パラメーターに対してデルファイ法により配点している。これについては次の文献を参照されたい。

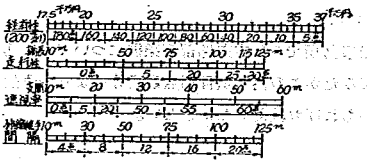
環境アセスメント手法について、昭和49年3月

財団法人　国土開発技術研究センター

（交通環境研究室）



図－1　項目別点数配分



図－2　各項目の評点配分

2－6

道路計画における環境アセスメント手法の研究状況について　（50. 中国）

（質　問）

道路計画における環境アセスメント手法の導入の現状と土研における研究態勢および研究状況について御伺いしたい。　（道路計画第二課）

（回　答）

(1) 環境アセスメント手法の導入状況

公共事業への環境アセスメント手法の導入のための検討は，昭和４７年６月に行われた「各種公共事業に係る環境保全対策について」の閣議了解を契機として始められており，環境庁のほか関係各省庁においても独自に検討が行われている。しかし，環境アセスメント手法は，事業の実施にともなう環境への影響を事前に予測，評価し，その対策を検討するという技術面だけにとどまらず，住民参加を含む行政手続上の問題をも含んでいるため，その実施にあたっては，技術面，手続面に及ぶ多くの検討課題が残されている。したがって現段階においては，まだ統一的な考え方にもとづく，総合的なアセスメント手法は，手法的にも，制度的にも確立されておらず，その導入例もない。しかし，アセスメント手法の研究開発を兼ねた実施例はいくつかある。また，こうした総合的なアセスメント手法ではないが，騒音，大気汚染等の個別の環境要素ごとの影響調査および予測に関しては，多くの実施例がある。

次下に参考として，環境庁及び建設省における環境アセスメント手法導入の検討状況を述べる。

- 環境庁における検討状況

昭和４８年６月－中央公害対策審議会防止計画部会に環境影響評価小委員会を設置し，環境アセスメントを実施し，これを審査するにあたっての運用上の問題点の検討を開始。

昭和４９年６月－前記小委員会は，防止計画部会に「環境影響評価の運用上の指針について」の中間報告を提出。

昭和49年12月－環境影響評価制度専門委員会を設置し，現行制度のもとにおける環境影響評価の運用の実態，技術手法の手続面へのとり込み方等が検討されている。

昭和50年12月－前記専門委員会は，防止計画部会に「環境影響評価制度のあり方について」の検討結果を提出。

- 建設省における検討状況

建設大臣の諮問機関である建設技術開発会議の中に環境アセスメント手法部会を設置し，手法の開発，導入のための検討を進め環境アセスメント手法（試案），道路環境アセスメント実施要領（案）を作成し，それをもとに，51年度内にケーススタディを行ない，実施案をまとめていくことになっている。

(2) 土木研究所における研究体制および研究状況

土木研究所においては，これまで，騒音，大気汚染，振動などの個別の環境要素についての予測を主体にした研究を実施しており，調査，予測手法等において多くの成果を上げている。そしてこれらに関しては，その精度をさらに上げるために，ひき続いて研究を進めている。

一方，近年環境アセスメント手法の開発がせまられており，これらに関する研究も緊急の課題となってきている。そのため，都市環境，自然環境全般にわたる種々の研究のほか，環境アセスメントにおける技術的な手法開発のための研究を実施している。

具体的には，自然環境に関しては，リモートセンシング手法を適用して，道路が植生に与える影響を調査，予測するための研究を行なっている。また，都市環境に関しては，道路による地域分断の影響評価や，道路環境対策としての沿道整備手法および自動車の総量規制等についての研究に着手した。

さらに環境アセスメント手法に関しては，アセスメントに関する基本的な研究のほか，特に，総合評価手法についての研究を進めている。

道路計画に関して，土木研究所における各部各研究室別の主な分担を示せば，以下のとおりである。

ア，道路計画全般および総合評価手法に関して

企画部システム課，道路部道路研究室，同交通環境研究室

イ，道路交通の安全・事故等に関して

道路部交通安全研究室

ウ，騒音に関して

建設騒音：機械施工部機械研究室

交通騒音：道路部交通環境研究室

エ，大気汚染に関して

一般道路：道路部交通環境研究室

トンネル：道路部トンネル研究室

オ，振動に関して

道路部交通環境研究室，機械施工部機械研究室，同動土質研究室，構造橋梁部構造研究室，地震防災部振動研究室

カ，自然環境に関して

道路部交通環境研究室，砂防部砂防研究室，新潟試験所

キ，都市環境に関して

道路部道路研究室，同交通安全研究室，同交通環境研究室

〔参 考 文 献〕

1) "環境アセスメント手法について"，国土開発技術研究センター，昭和４９年３月

2) "水資源計画のための環境評価システム"，国土開発技術センター，昭和４９年３月

3) "アメリカにおける環境インパクトステートメント". 土木研究所資料 第９５１号, 昭和４９年５月
4) "環境影響評価の運用上の指針について（中間報告）". 中央公害対策審議会防止計画部会環境影響評価小委員会, 昭和４９年６月２６日
5) "道路計画の事前評価手法に関する研究". 国土開発技術研究センター, 昭和５０年２月
6) "環境アセスメントと土木計画", 第８回「土木計画学講習会テキスト 土木学会土木計画学研究委員会, 昭和５０年９月

（交通環境研究室）

2－7

道路交通騒音の推定計算式について （50. 中国）

（質 問）

現在，道路交通騒音の推定計算式は音響学会の式，土木研究所の略算式が発表されており，道路交通騒音調査研究委員会でこれらの推定計算式について検討されているとのことだが，その結果従来のものと変るのかどうかお伺いしたい。又，この検討されているものは，自動車専用道路について検討されているようであるが，一般国道の場合は今後どのようになるのか，これも含めて，道路計画及び騒音対策の実施に当り，推定計算を行なう場合の注意点及び問題点等についてお伺いしたい。

（中国技術）

（回 答）

道路交通騒音の推定法については，未だ多くの予測し難い点，問題点があり，現在，その研究過程にあるといえよう。これまでにも，土木研究所，日本音響学会等が独自の調査，研究データに基づいて，可能な範囲での予測方法を提案してきた。しかしながら最近の道路交通騒音問題の社会的深刻化，音源である自動車の大型化，騒音対策を目的とした新たな道路構造の計画等にともなってこれまでの予測方法の見直しと画一化が要請されてきた。このような背景から，昭和４９年度に，道路関係三公団から日本音響学会へ道路交通騒音の予測計算方法に関する調査研究が委託された。この調査研究の成果は，昭和５０年２月に報告書としてとりまとめられており，その概要は以下のとおりである。

ここでの予測式の適用は，交通量1,０００台／ｈ以上，速度３０～１００Ｋｍ／ｈ，路側々方１００ｍまでの地上1.２ｍにおける騒音レベルの中央値の推定に関してであるとしている。また，対象としている道路は自転車などの軽車両，歩行者，路上駐車の車両などの影響がなく，通常の舗装状態で，近くに交通信号，交差点等のない自動車専用道路，またはこれに準ずる道路とされている。

推定のモデルは，従来から一般に用いられてきた一列等間隔モデルであり，パワー・レベル等も平均パワー・レベルとして扱っている。

平均パワー・レベルの算出方法は，従来土研で提案していた（０.２Ｖ＋Ｃ）の形であるが，その

絶対値を従来土研では乗用車類は６０Ｋｍ／ｈで９６ｄＢ（Ａ）としていたが，今回，他の調査結果をも考慮して，９７ｄＢ（Ａ）とし，さらに小型貨物車類，大型車類についても従来のものより大きくし，それぞれ１０２，１０９ｄＢ（Ａ）としている。すなわち，平均パワー・レベルは３車種分類の場合は，次式によるとしている。

$$L_w = 85 + 0.2V + 10\log_{10}(b_1 + 3.2b_2 + 16b_3)$$

また，２車種分類でも３車種分類で求まるものと差異が小さいとして

$$L_w = 87 + 0.2V + 10\log_{10}(a_1 + 10a_2)$$

によることとしている。

次に障壁による回折減衰については，中央値の予測に対するものであるので，線音源による実験結果から得られた減衰図表をあげており，これも，従来フレネルゾーン番号に対して与えていたものを，実際道路における周波数成分による差異は少ないとして，音響径路差のみにより得られる形としている。

切土，盛土，高架等非平面道路に対しては，従来どおり仮想障壁を想定して計算を行うが，のり面および舗装面が反射性の場合には２ｄＢ（Ａ）の補正を行うとしている。

以上，大略は従来の予測法と同様であるが，現実には仮定モデルの限界，沿道の地表面性状による影響等，現状での不確定要因があるために，このような方法で推計しても，実測値との間に差異があることが確かめられた。そこで，これまでの多くの実測データを用い，これと，今回の予測式より得られる値との差異を求め，これを不確定要因による補正値α_iとして用いることにした。これが，道路構造別にあげられている。

以上が日本音響学会から公団への報告の概要であるが，もちろん，そのなかにこれらは現状で実用を目的としてまとめ得る範囲のことであり，今後の調査・研究によらねばならない部分が多いことも指摘している。またこの報告は公団からの受託ということで，例えば実測値との対応より得られる上記補正値α_iは平面道路を除いては，自動車専用道におけるデータによっているので，それを交通形態，道路条件等の異なる一般国道へそのまゝ適用することはできない。そこで，昭和５１年３月に，日本道路協会でとりまとめた「道路環境整備のための手引き」では今回の日本音響学会の報告を基本としながら，補正値α_iについては，従来からの試験調査等の一般国道における数多くのデータによって，一般道路に対する補正値曲線をあげている。

このように，日本音響学会で報告されたものについても，現状では多くの不明確なことを残しているのであるから，それらについては，予測をする人が，それなりの裏付となり得るデータがある場合には，それを明らかにして使用することを，日本音響学会の報告では述べている。

（交通環境研究室）

2－8

自動車交通騒音について　（50. 中国）

（質　問）

① 騒音についても総量規制がなされるべきだとする意見があるが，その可能性と方法及びＩ．Ｃ．に於けるシミュレーションの手法の確立と対策。

② 地形，構造物等による反射音の影響について教示願いたい。

㋑ 道路が新幹線とオーバークロスする場合の反射音

㋺ 狭隘な谷間の地形などの交通騒音について

③ 逆Ｌ字型防音壁の回折減衰について御教示願いたい。

④ 各地建で採用している防音壁の厚さは種々あると思うが，これらについて実験データがあればお伺いしたい。　（岡山国道）

（回　答）

① 騒音の総量規制については，質問の主旨が良く判らないが，環境保全のための対策として，総量規制が制度として採用されるか否かということであれば，その点に関しては知らない。また，質問の主旨が総量規制の技術的可能性についてであれば，総量規制が他に与える影響――例えば輸送効率――を全く無視すれば，技術的には可能であろうが，程度には自ら限界があるであろう。また，その方法は，発生源対策であることは当然である。

インター・チェンジのみならず，電算の普及，汎用化により，道路交通騒音についても，その予測をシミュレーションにより行うことが可能である。すなわち，対象道路をモデル化し，これに交通工学的に把握されている交通流を発生させ，任意時間毎に各々の車の位置を判別し，受音点までの距離および伝搬条件を考慮して，エネルギー和として音圧を求めれば良いわけである。

しかしながら，インター・チェンジの場合には，その構造の複雑さから，受音点と，音源である自動車との位置関係を時間変動も考慮して把握することは非常に難解である。従ってある程度簡略化した条件設定でシミュレートすることもやむをえまい。

②，㋑，

これまでに，道路が新幹線鉄道をオーバークロスする場合の騒音に関しての研究例はほとんどないが，単に道路が新幹線高架構造体の下を通る場合（すなわち，道路が新幹線鉄道をアンダークロスする場合）のその反響音についてのみ着目するのであれば，都市内平面一般道上を自動車専用道が高架で併設される場合に，平面一般道からの音が高架構造体によりいかに影響されるか，さらに側方に家屋がある場合には，その反響がさらにどの程度増幅されるか，という研究例が２，３ある。

また，新幹線鉄道が道路の下を通る場合の反響音は如何とか，新幹線鉄道と道路の両方からの

音を，いかに評価するか，すなわちピークで評価されているものと，累積頻度中央値でとらえられているものをどのように評価するか等といったことについては，これまで研究例がなく，技術的予測のみならず，騒音の住民反応と対応ずけた評価方法からも今後検討されねばならぬ問題である。

平面一般道と高架専用道の併設部で側方に建物がある場合に，平面一般道からの音がどの程度増幅されるかについての実験例を図－1に示す。[1)]

②，③

条件のような場所では，これまでさほど騒音が問題になることがなかったために，ほとんど研究例がない。しかし今後は，計画の段階でこのような場所においてでも問題になることが当然予想される。

このような場所ののり面が，樹木等吸音性の場合にはほとんど問題となることはないと思われるが，岩肌が露出していたり，のり面保護等で反射性の場合には当然その反響の考慮が必要になる。反射面が片側だけの場合や，両側でも反射性のり面が道路幅に比してさほど高くない場合，勾配が急峻でない場合には，仮想音源を設定して，一次反射または二次反射程度を考慮すれば良いであろう。しかし道路幅員に比べて両側反射面が高く，急こう配となる場合には，多重反射が予想され，単純な仮想音源での反射計算等では無理となり，別途の推定方法が必要となる。

この種の問題の研究例としては，山下子安[2)]らが，切土道路での多重反射について扱っており（図－2），また，堀割道路での多重反射を面音源としてとらえた土研[3)]の実験例等がある。

1）山下・子安他：日本音響学会講演論文集（５０．５）

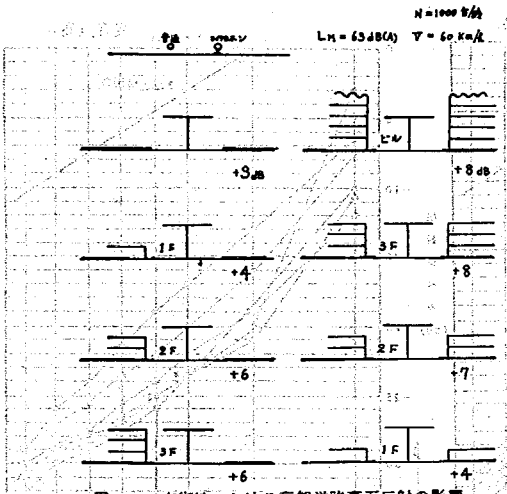
2）山下・子安他：切土構造道路における多重反射，日本音響学会講演論文集（４９．１０）

3）土木研究所資料第８０８号：堀割道路の騒音に関する模型実験（４８．９）

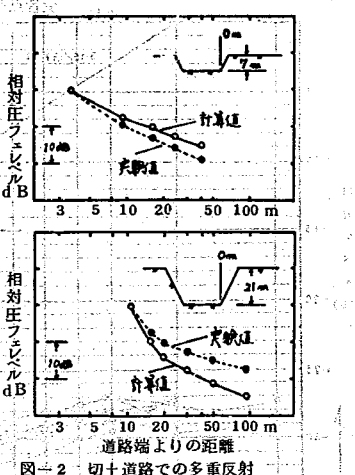
③ 逆Ｌ字型防音壁については，国鉄が新幹線鉄道の騒音対策の一つとして計画しているが，その実際の効果，推定方法，およびそれらの対応に関しての資料は知らない。

もちろん，道路騒音の場合，音源の広がり，指向特性等新幹線鉄道の場合とは全く異なるが，類似のものとして，完全な逆Ｌ字型ではないが，障壁の上部を内側へある角度で折曲げたタイプのものが実際に施工されており，その効果の特性についても模型実験がなされている。図－３に示すのがその一例である。この場合も従来の直立障壁における回折減衰の理論はそのまま適用できなく，その理論的予測の方法についての研究例はこれまでのところはない。

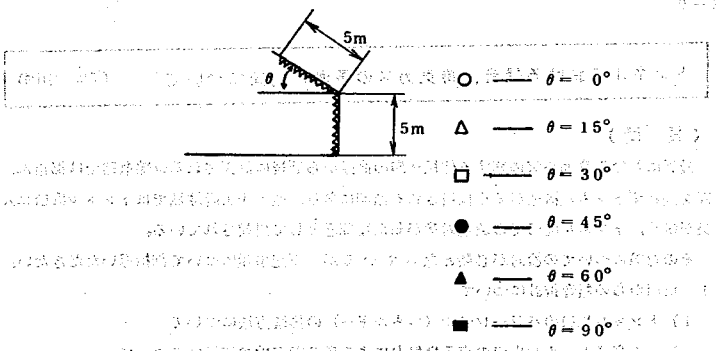
④ 一般に吸音型遮音壁は，壁前面にグラスウール，ロックウール等の繊維材を配して吸音効果をねらうが，構造的にも，透過損失確保の上からも，その背後に反射板が置かれる。このため，吸音材透過エネルギーは背面板で反射され再び吸音材に浸透する。このようにして得られる吸音性能を更に改良するために，吸音材と反射背面板の間に中間空気層が設けられる。この配置は，１，０００Ｈｚ以下の周波数領域の吸音率を特に改善する。なぜならば現在用いられている吸音材料の多くはこの周波数領域で低いのが一般である。このように遮音壁の厚さは主として，吸音材料をどのように配するか，中間空気層をいかにとるかによって音響上は決ってこよう。一般的に云えば，現在，市販されているものについては，室内実験データを検討すれば，その厚みの妥当性の判定は可能である。



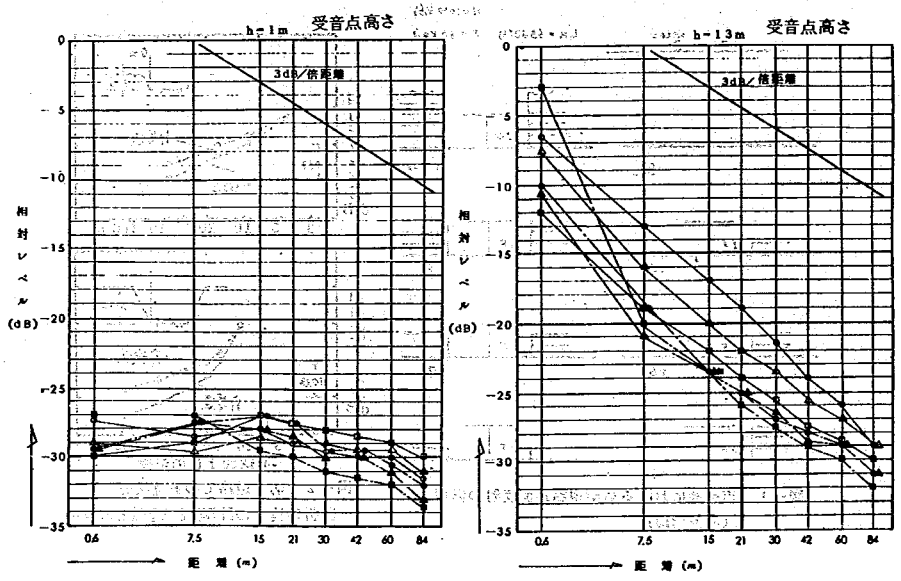
図—1　市街地における高架道路裏面反射の影響
（模形実験）



図—2　切土道路での多重反射
—回折理論での計算値と実験値との差—



図—3　吸音型遮音壁の先おれ角度による比較　（3車線）



（交通環境研究室）

2－9

トンネルにおける騒音、排気ガスの予測と対策について　（50. 中国）

（質　問）

最近における交通公害に関する住民意識の高揚から新規に計画される幹線道路では都市部，地方部を問わずトンネル構造が多く採用される傾向にあり，地形上山陽地域ではトンネル坑口に人家密集が多く，トンネル坑口での環境対策が新たな問題として提起されている。

その対策についての検討が必要となっているが，下記事項について御指導いただきたい。

1. 坑口からの騒音推計について
   1）トンネル坑口のパワーレベル（エネルギー）の推進方法について
   2）一方交通トンネル出口の交通換気力による音の指向性の取扱いについて
   3）坑口からの騒音推計法について
2. 排気ガスの拡散推計について
   1）三次元の拡散計算による推定値の信頼性はどの程度か
3. 対策について
   1）換気口附近における騒音，および排気ガス（粉塵を含）の対策について参考例等をお伺いし

たい。　（福　山）

（回　答）

次1－5の質問とも併せて回答する。

道路トンネルは自動車が原因となる騒音および大気汚染を防止する意味においても有効な構造であるが，一方では，坑口あるいは換気所に集中して騒音あるいは大気汚染の環境問題を起す可能性があり，各機関でその対策検討が進められている。[1)]

1）トンネル騒音

坑口の騒音レベルを推定する方法としてはイメージ音源による計算方法，実測による減衰曲線の波形を重ね合せる方法など各種のものが試みられているが，現在一般的に認められているものはない。これ等については下記文献2），3），4），5）を参照されたい。

2）トンネル換気による大気汚染

ここでいう大気汚染とは，トンネル坑口あるいは排気塔に近接した地域の局部汚染に限ることとする。なお，排気塔については，その位置，高さ，吐出風速，方向等を工夫することにより十分な拡散希釈をはかれば，着地濃度を限度以内に押えることは技術的には大きい問題がないので[6)]，坑口附近の問題について詳述する。

トンネル内空気中にはCO，NOx，SO2，Pb，煤煙などの有害成分が含まれているが，正常なトンネル換気運転のもとでは，その濃度はトンネル通行者に対して十分許容しうる値以下（例えば，CO：100ppm以下，煤煙：40～50%／100m，透過率（1mg／m^3程度）以下）となっている。これらの値は環境基準値（昭和48年5月環境庁告示第25号）と比較すると10倍程度の値であり，坑口に近接して居住地域等がある場合には，大気による十分な拡散が行なわれないため，局所的な大気汚染の問題が発生することである。実際に，坑口附近の生活環境に与える影響（生理的影響）に対する懸念から問題が各地で発生している。また，植物類に対する被害の事例もある（柑橘樹の果実，葉に煤煙が付着して問題を起した）。[7)]

坑口排気ガスの拡散現象については，現地調査，風洞模型実験などによるケーススタディの例が報告されており，その影響範囲は各種条件によっても異なるが，坑口から50～150m（道路沿い）程度である。[8)] なお，排気ガスの拡散について，3次元の拡散モデルによる推計法も開発されているが，拡散場としての風の流れの推定，拡散係数のとり方など現時点では多くの問題があり，現地調査および模型実験などの結果と照合しつつ進めなければならない。

トンネル排気ガスに対する対策としては，基本的には排気ガスを十分に拡散させる方法と排気ガス中の有害成分を除去する方法が考えられる。前者には，坑口から排気ガスを出さずに排気塔からまとめて排出する換気方式とする方法（例えば，集中排気式，排気半横流式等）があり，具体的に計画，設計が進められている例がある。

また，坑口附近に緩衝区域（広場）を設けて十分な拡散を行なわせる方法も有効であると考えられる。後者は，大気汚染防止の点から抜本的な方法である。空気浄化技術の現状は，浮遊粒子状物質（煤煙）について基礎技術が開発されており，実用機にスチールアップする検討の段階にある。[9)]

〔参 考 文 献〕

1）"第１２回日本道路会議特定課題論文集"
Ｐ７８～Ｐ１１２，日本道路協会 １９７５～１０
2）立石，水谷："道路トンネル騒音実態調査資料（その１）"．
土木研究所資料，第８０６号
3）花岡："トンネルの騒音現地実験"．
土木研究所資料，第９９６号
4）堀内："トンネル騒音の特性について"
土木研究所資料，第９６７号 Ｐ３９～４２
5）"トンネル坑口附近の内装施設における吸音効果の研究報告"，日本道路公団，昭和５０年３月
6）"道路トンネル便覧"Ｐ３２４～Ｐ３２８，日本道路協会，１９７５－１
7）"大気汚染研究"９－１ Ｐ２１～，大気汚染研究全国協議会，（１９７４）
8）今田，水谷："道路トンネル坑口附近における排気ガス拡散実験報告"
土木研究所資料，第９１９号
9）"トンネル内の空気の集じん技術に関する研究報告書"，
建設電気技術協会，１９７４－３，１９７５－２

（トンネル研究室）

2－10

トンネル換気と公害について（50.3 中国）

（質 問）

トンネル換気において，その発生煤煙の地域環境ならびに住民に対する影響が問題視されている現状である。

当所においてもジェットファンによる噴流式換気の計画があるが，公害発生要因のうち，特に換気処理中の煤煙が坑口附近の植物類（当所の場合，梨木が主となる）に与える影響について，過去の事例をまじえ教示いただきたい。

また，煤煙処理の新方法があれば，あわせて教示いただきたい。（鳥 取）

（回 答）

前項参照。

自動車交通による大気汚染について　(50. 中国)

（質　問）

(1) ＮＯｘについて，現環境基準ではNO_2についてのみ基準が設けられているが，将来はＮＯｘで規制される可能性があるというが，その見通し，NO_2についても現在基準値が守られていないが今後の対策についてお伺いしたい。

(2) Ｏｘの成因と対策

(3) ＨＣについて，基準化の見通し，不飽和炭化水素が動植物に特に有害と云われるがその含有量についてお伺いしたい。

(4) ＮＯｘ，ＨＣ，Ｏｘの家畜及植物に与える影響

(5) ＩＣ等予想高汚染地域に測定装置を設置する場合，その管理主体と管理の方法についてお伺いしたい。　(岡山国道)

1. 自動車排気ガス中の窒素酸化物（ＮＯｘ）は，その９０％以上が一酸化窒素（ＮＯ）として排出される。ＮＯは大気中で二酸化窒素（NO_2）となるといわれている。そのため自動車排出ガス規制は，ＮＯｘとして行われる。現在環境庁では，ＮＯｘの総量規制が検討中であるといわれている。これはＮＯｘの排出を規制しようとしているものである。環境基準として，ＮＯｘを指標するかどうかについては，不明である。

NO_2環境基準達成のためには，前出総量規制のほか，自動車排出ガス規制の強化，交通規制，換気のよい道路構造，効率的な道路網の建設などが対策として考えられる方法である。

2. 光化学オキシダントの生成は，現在のところ次のように考えられている。大気中のNO_2は，日光の照射により，

$$NO_2 + h\nu \rightarrow NO + O$$
$$O + O_2 \rightarrow O_3$$
$$O_3 + NO \rightarrow NO_2 + O_2$$

これらの反応により生じたＮＯ，NO_2，O_3などは，さらに，大気中の炭化水素などと複雑に反応しており，これらの過程については現在研究が進められている。

光化学オキシダントは，１０％ヨウ化カリウム溶液中のヨウ素を遊離させる酸化物として定義され，成分の大部分は，オゾンであるが，他にＰＡＮ，アクロレインなどの過酸化物も含まれている。

対策として，光化学オキシダント生成の原因物質である窒素酸化物，炭化水素の大気中への排

出規制が考えられ，一部実施されている。

3. 炭化水素の環境基準は，現在中央公害対策審議会で検討中で，結論はまだ出ていない。

環境大気で測定されている程度の濃度の炭化水素が，人体，植物に影響があるかは明確ではないといわれており，炭化水素の規制は，オキシダント生成の原因物質としての役割から行われている。炭化水素のうち，エチレンは，植物を枯らすといわれている。

4. NOの動植物に与える影響は，実験手法が難しく，明らかではない。NOは，血液中のヘモグロビンと結合しやすいといわれている。

NO_2は，動物の呼吸機能を低下させ，呼吸器の細菌感染への抵抗力を低下させる。

NO，NO_2による植物被害としては，急性の葉の黄変，落葉などが報告され，また慢性の光合性の低下などが観測されている。

光化学オキシダントの影響は，動物では目の刺激，慢性呼吸器疾患の悪化，運動能力の低下などが掲げられる。植物のオキシダントによる反応は敏感であり，オキシダントを植物によりモニターすることが研究されている。植物の被害の様子は，植物の種類，濃度などにより変化する。

大気汚染物質の動植物への影響は複雑であり詳しくは次の文献を参考とされたい。

（参考文献）

1) "窒素酸化物等に係る環境基準に関する資料"，大気汚染研究，Vol 7，No 3.
2) 鈴木武夫："自動車排出ガスの公衆衛生学的諸問題"，日本機械学会誌，Vol 76.
No 653.
3) "植物に関する大気汚染研究文献目録集"，大気汚染研究，Vol 9，No 1.
4) "大気汚染植物被害写真集"，日本公衆衛生協会

5. 大気汚染の測定装置の管理については，当研究室としては，特に意見はない。

（交通環境研究室）

2－12

日照および通風について　（50. 中国）

（質　問）

道路を建設する場合，特に，高架部分，あるいは高盛土区間において日照条件，通風条件が阻害され動植物への影響が考えられるので，この点について教示いただきたい。（岡山国道）

（回　答）

1. 日照阻害による植物への影響

緑色植物は光の存在により，CO_2を取り込み，有機物を合成（いわゆる光合成）する。機構的には，光条件により大きく左右される明反応と温度条件により大きく左右される暗反応に分け

られる。光合成の速度は，光の強さ，CO_2 濃度，通風，水分供給量等の要因にも依存している。これら要因のなかで日照阻害は，光の強さおよび温度に対して影響を与えるものと考えられている。

(1) 明反応

光の強さと光合成量は一般に次式のような曲線で示される（図－1参照）。

$$P = \frac{b \cdot I}{1 + aI}$$

P ： 光合成量

I ： 葉面照度

a，b ： 種類や性質（陽葉[注1]，陰葉[注2]）などによってきまる係数

aおよびbを決めることにより，葉面照度Iの計算は可能であり，これによって，日照の変化によるIの変化を評価することができるが，樹木全体についての光合成量の変化は難しい問題である。

(2) 暗反応

光条件を一定にして温度をかえて光合成量を測定すると山型の好適曲線が得られる（図－2参照）。

最適温度以下における光合成速度の低下は，光合成の暗反応が温度の低下とともに減少するからである。また，最適温度以上では，酵素系[注3]が高温によって不活性化するため光合成速度は低下すると考えられている。そのため高温が持続することによる害は，ときにより回復不可能になることがある。しかし，低温の場合の被害は一般に回復可能である。このように，日照阻害については，温度変化についても考慮に入れなければならない。

2. 通風による植物への影響

通風は一般に光合成速度に対して最適点を持っており，図－3のような曲線になるが，最適風速は植物の種類により，また葉の重なり等により異なり，実証データは少ない。また盛土が谷筋を横断する場合には，山からの冷気が盛土によりさえぎられ，いわゆる冷気公害と呼ばれる現象を生ずる。低温による作物の被害は数多く報告されているので，この点には注意を要する。高架構造ではこのような現象は見られない。

以上のように構造物が植物に与える影響は複雑であり，その予測は極めて困難である。そのため，事前事後の収穫量のデータを収集して検討することが一般に行われている方法である。

3. 日照，通風による動物への影響

現在のところ，日照，通風による動物被害は報告されていないが，自動車交通による騒音，大気汚染等により，にわとりが卵を生まなくなったり，豚が太らなくなったと思われるような現象はあるが，事前の収穫量が不正確であったりすることにより，正確なデータは見られない。

なお，これらの詳細については，以下の文献を参照とされたい。

注1）陽　葉：強光下で形成される葉

注2）陰　葉：樹冠内部や北側のような比較的弱い光下で形成される葉

注3）酵素系：化学作用の速度を調節する触媒作用のある物質系

〔参　考　文　献〕

1) 小田桂三郎他：＂耕地の生態学＂，築地書館

2) 依田恭二：＂森林の生態学＂

3) 北沢右三也：＂生態学講座＂，共立出版

4) ＂道路セミナー＂，全国加除法令出版，'73．9

（交通環境研究室）

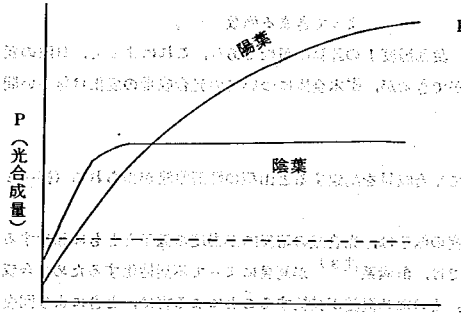


図　－　1

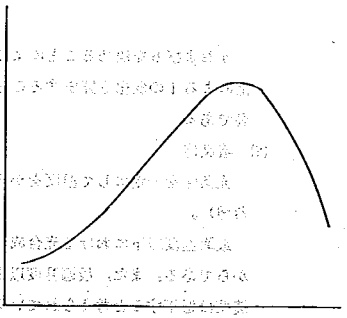


図　－　2

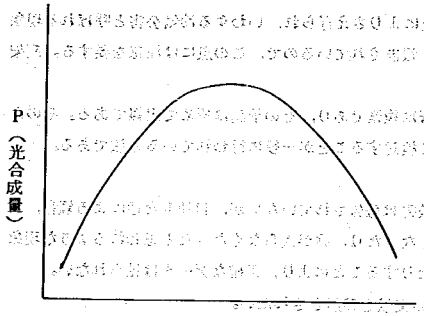


図　－　3

3. 舗装に関する問題点

3－1

アスファルト舗装のわだち掘れ対策について　（49.中部）

（質　問）

昨年の秋アスファルト舗装の表層混合物の流動防止対策として名四国道において各種の混合物について試験舗装を実施した。

混合物の種類は一般的な密粒度型のほか，ギャップグレード型，マーシャル試験の突固め回数を１００回にして，アスファルト量を少くしたもの，石灰を混入したもの，ポリファルトＳＳを使用したもの等についてそれぞれの代表的なものを選び試験施工した結果，ポリファルトＳＳを使用したものが，工事費は２割程高いが，最もよい結果となった。

そこで今後実施する重交通のある路線の交差点附近については，表層にポリファルトＳＳの使用を計画している。それに伴い，次の事項について伺いたい。

(1) ポリファルトＳＳ使用は適当か

(2) ポリファルトＳＳ使用時の施工上の注意点，オーバレーの場合既に流動している表層部分は除去すべきか

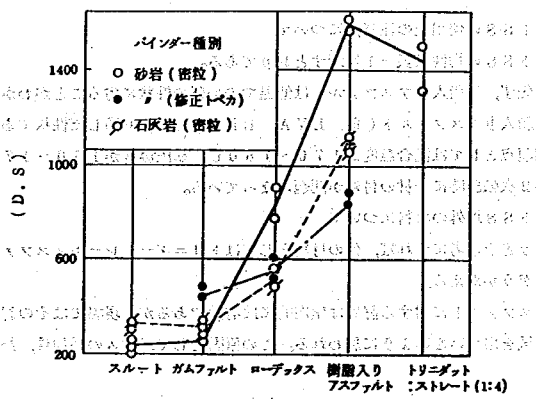
(3) ポリファルトＳＳ以外によい材料はないか（普通のゴム入り，セミブローンアスファルト等はどうか）

(4) その他よい対策について　（名古屋国道）

（回　答）

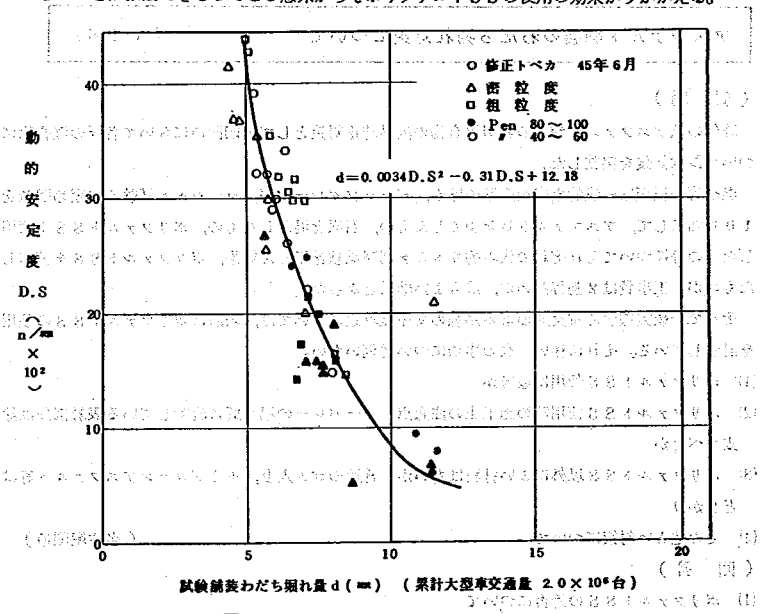
(1) ポリファルトＳＳの適否について

土研で実施したホイルトラッキングテストの結果を図－１に紹介する。



図－１　D.Sとバインダーの関係

これによればバインダー種類によってD．Sは大きく異なり，ポリファルトSSの効果がうかがえる。さらに暴張試験舗装でのわだち堀れ量（mm）とD．Sの関係（図2）によれば累計大型車数2.0×10^6台でわだち堀れを10mm以下におさえようとすればD．Sは1000以上必要であることが推論できるのでこの意味からもポリファルトSSの使用の効果がうかがえる。



図－2　D．Sとわだち堀れ量の関係

(2)　ポリファルトSSの使用上の注意点について

ポリファルトSSの物性は表－1に示すとおりである。

これにより先ず，樹脂入りアスファルトは低温での伸びの性状に劣ることがわかる。しかし，これは他の樹脂入りアスファルト（例，EVA，EEAなど）に共通した性状である。

施工上の問題点としては混合温度が170～180℃，転圧温度が160～170℃という条件であるため2次転圧時に合材の付着が問題になっている。

(3)　ポリファルトSS以外の材料について

先の図－1などを参考にすれば，他の材料としてはトリニダートレーキアスファルトを使用したものの効果がうかがえる。

ゴム入りアスファルトに対する評価は室内的には有効であるが，現場ではその評価はまちまちであるという域を出ていないように思われる。この原因として，ゴムの添加量，施工性などに問

表－1　ポリファルトＳＳの性状

	試　　験	性　　状	備　　考
バインダー	針　入　度	５０～７０	いずれの値も幅があるが，これはブレンドするストアスの性状の差
	軟　化　点	５４～６２	
	伸　度（25℃）	４０＋	低温での伸度特性は劣る
	蒸発量試験減量	0.1％－	
	薄膜加熱後の針入度比	６５＋	
合　材	ホイルトラッキングテスト（６０℃）	5 ton　D.S 800 10 ton　880	

題があるためと推定される。

セミブローンアスファルトに対する評価は，針入度グレードが４０～６０のものであれば，流動対策としての効果が認められている。

(4) わだち掘れ対策で材料以外の対策法について

幕張試験舗装の調査，ならびに室内でのホイールトラッキングテストの結果から，耐流動性混合物の配合設計には現行のマーシャル特性による要因のみで対処するには限界があり，ホイールトラッキングテストによる動的安定度（Ｄ．Ｓ）を増す要因を検討することが効果的であると指摘している。

Ｄ．Ｓを高める要因としては次のようなものがあげられる。

要　因	大←Ｄ．Ｓ→小	
アスファルト量	少　　多	ＯＡＣ－0.3％が有効
アスファルト針入度	小　　大	80／100より40／60が有効
粒　　度	粗　　細	開粒度，粗粒，密粒，修トペの順で有効
粗骨材量	多　　少	チッピングなどの処理が有効でチップは５号が良い
セメント・消石灰	多　　少	フィラーの一定量使用 消石灰は２５％以内で多い量
樹脂・ゴム	多　　少	ＮＲ．ＳＢＲ．ＥＶＡ．ＥＥＡをアスファルトに一定率使用
骨材加熱温度	高　　低	

これらの要因を考慮して配合設計をおこない，Ｄ．Ｓが８００以上の混合物を選ぶことが効果

的と思われる。幕張試験舗装の調査結果の一部を3－3の回答として紹介しているので同様に参考にしていただきたい。

（舗装研究室）

3－2

ワダチ掘れ防止に効果的な配合，施工法について　（49.中部）

（質　問）

(1) スチフネス指数（$\frac{安定度}{フロー値}$）とワダチ掘れとの間の関係について

(2) ワダチ掘れ部に1層のオーバレイを行なう場合，そのまゝ舗設してよいか，または削って施工すべきか。また2層のオーバーレイを行なう場合はどうか。その場合，中間層の配合で特に留意する点はあるか。（ワダチ掘れ部に直接舗設する場合のタックコートの量，質を特に留意すべきか）

(3) ゴム等の添加剤はワダチ掘れに有効か。

（静岡国道）

（回　答）

(1) スチフネスとわだち掘れの関係について

岡部試験舗装の結果ではマーシャルスチフネスと流動とは負の相関関係にあることを認めており，耐流動性舗装には30～50 Kg/cm^2 ×100を選ぶことが望ましいとしている。ヨーロッパにS／Fを25以上あるいは30以上としている規定がある。

(2) 流動に問題がある箇所でのオーバレイについて

流動現象を呈した舗装の合材の性状については十分明らかにされているとは言えないが，これまでの試験では

(a) 不適当な粒度による骨材のかみ合わせ抵抗の不足

(b) As量の過多，したがって合材のスチフネスはほとんどアスファルト自体のスチフネスに近似し，合材は粘性的挙動を示す。

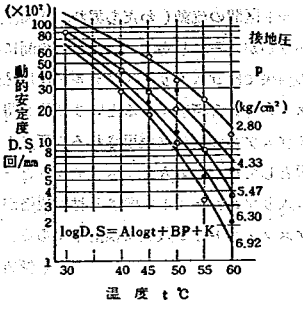
(c) 空隙率の低下（ほとんどの場合2％以下）

など，通常のアスファルト合材の性状より劣る傾向が認められている。このような，旧舗装面の劣性な性状に加え，オーバーレイ層が再度流動するという最大の原因としては，オーバーレイ層がかならずしも耐流動性を考慮した舗装ではなく，単なるオーバーレイであったケースが少なくないものと考えられる。したがってオーバーレイ層は耐流動性を考慮したものであることが重要であり，条件が許されるならば前述のわだち掘れ部分の切削除去がより効果をあげるものと思われる。

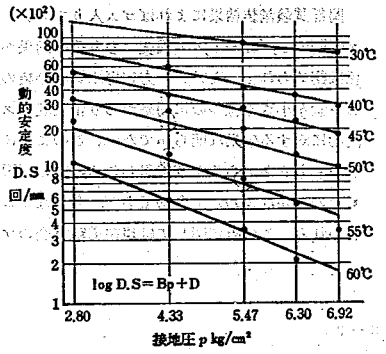
耐流動性を考慮した配合設計の説明は3－1，3－2を参考にしていただきたいが，結論としては累計大型車数 2.0×10^6 台でわだち掘れを10 mm 以下におさえようとすればD．Sは1000以上は必要であるということになる。

しかし，ここでD．Sは温度依存性が高くその1例を示すと図1．2のようになる。塑性変形

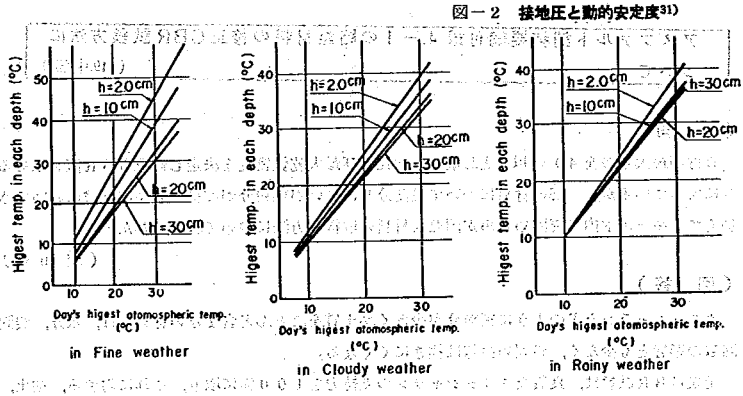
は，供用時最高温度において引き起こされる場合が多く，わが国の平均的な気温－舗装体温度の調査結果（図３参照）によれば最高温度は４０－５０℃に達することが明らかである。したがってD．Sの低下も当然予想されることであるがD．Sが１０００を下まわらなければ問題はないと一応考える。前述の図１，２にはD．Sの接地圧依存性のようすも同時に示してある。複輪の接地面積を（２０㎝×３０㎝×２＝１２００㎠）として，オーバーレイ層での荷重分散性が単純に４５°で低下するものとすれば，５㎝程度のオーバーレイでは下面の面積は接地面積の２倍，｛（２０＋５＋５）×（３０＋５＋５）×２＝２４００㎠｝となり接地圧は１／２になる。



図－１　温度と動的安定度[31]



図－２　接地圧と動的安定度[31]



図－３ Correlation between the atomospheric temperature and pavement temperature

接地圧が1／2になればわだち掘れを起こしている部分の舗装のD．Sは対数的に増大し耐流動性の効果を上げる結果になる。したがってオーバーレイ層は許される範囲で厚く施工すれば，下層が流動する危険はより低いといえる。

オーバーレイを2層仕上げにする場合の中間層は耐流動性を考慮して粗粒度アスコンを用いることが効果的である。タックコートの量はできるだけ少量の使用が望ましい。しかしその質については特に塑性流動が層間の接着力不足とか，せん断抵抗力不足で発生したというケースが余り認められていないので在来から使用されている材料で十分と思われる。

(3) ゴムアスの効果

岡部試験舗装結果によればゴム入りアスファルト区間の流動（わだち掘れ，平面流れはストアス区間の1／2～1／3程度でありその効果がうかがえる。しかし，ゴム量との間には有意な関係は認められていない。一方宮野木試験舗装の結果ではゴム入りアスファルト使用区間は路面たわみ量を小さく保つのに効果があり密粒度アスコンの場合顕著であるという結論を得ているが，流動に対する効果は明らかでない。このようにゴムアスの効果は使用される場所によってその評価がまちまちであるように思われる。この原因としては，ゴム入りアスファルトと一口に述べてもその種類はきわめて多様であり，今後はゴム入りアスファルトに関する材料規格がまず必要と思われる。この点に関しては現在道路協会のアスファルト小委員会で検討中である。

（舗装研究室）

3－3

アスファルト舗装要綱付録4－1の路盤材料の修正CBR試験方法について（49.中部）

（質　問）

骨材の最大寸法を40㎜以下とし最適含水比及び最大乾燥密度を決定し修正CBR値を求めるようになっているが，一部の材料において粒度分布はよいが細粒分が非粘性で室内試験において水を加えてもモールド内で締固める事が困難な材料の取扱い方法について教示されたい。

（愛知県）

（回　答）

クラッシャランなどのように細粒分が少なく粘土質をほとんど含まない材料では，水分，突固め回数の影響とも少なく，締固め曲線は描きにくくなる。

元来CBR試験は，良質なクラッシャランの支持力を100％に取り，これに対する，粘土，シルト分を含む土，あるいは砂など水分の影響を受けやすく，締固め度によって支持力が大きく異る材料について，路盤材として用いた時の支持能力を推定するものである。従がってクラッシャランのように，水分の影響が少なく，比較的締固めやすい材料についてはCBR試験の必要性が薄いと言える。またこのような材料では，骨材のかみ合せのみによって支持力を発揮するものであり，水

を加えても表面張力により粒子間の付着性が高まらない。したがって突固めた後でもモールドを取外せばくずれてしまう場合も多い。

このように細粒分の少ない材料では，粒度試験により骨材相互のかみ合せ能力が確認されているならばＣＢＲ試験のチェックを要しない場合もあり得る。　（舗装研究室）

3－4

アスファルト舗装の塑性流動防止のための工法と配合設計について
（49.中部）

（質　問）

1. 昭和４８年頃からアスファルト舗装の塑性流動対策の問題が浮上してきた。この流動の原因としてアスファルト混合率，骨材の粒度，フイラー，アスファルトそのもの，配合設計の方法等がそれぞれ関連し，施工時点での転圧不足等がわだち掘れ・流動へと影響しているものと考えられるが，塑性流動防止のためにＴｏｐｓｉｚｅを大きくするとか，粒度をギャップ型にするとか，配合設計の締固め回数を増し，最適アスファルト量から若干減じたアスファルトコンテントを使用する等の方法をとったり，安定性を増すための特殊混合機を使用したりしているが，塑性流動対策としてどんな方法が最良なのか施工例等も含めて御教示願いたい。
2. 塑性流動対策として基準密度のとり方にも問題があろうかと考えられる。現場施工ではマーシャル突固め７５回の９５％を採用しているが，これをどの程度までアップすることが好ましいかお示し願いたい。　（中部技術）

（回　答）

1. わだち掘れ対策について

舗張試験舗装の結果（土研資料９２３号参照）によれば，流動抵抗係数

（ $P_{fr} = \frac{\text{累計大型車交通量}}{\text{塑性わだち掘れ量}}$ ）に対する諸要因の効果は次のように認められた。

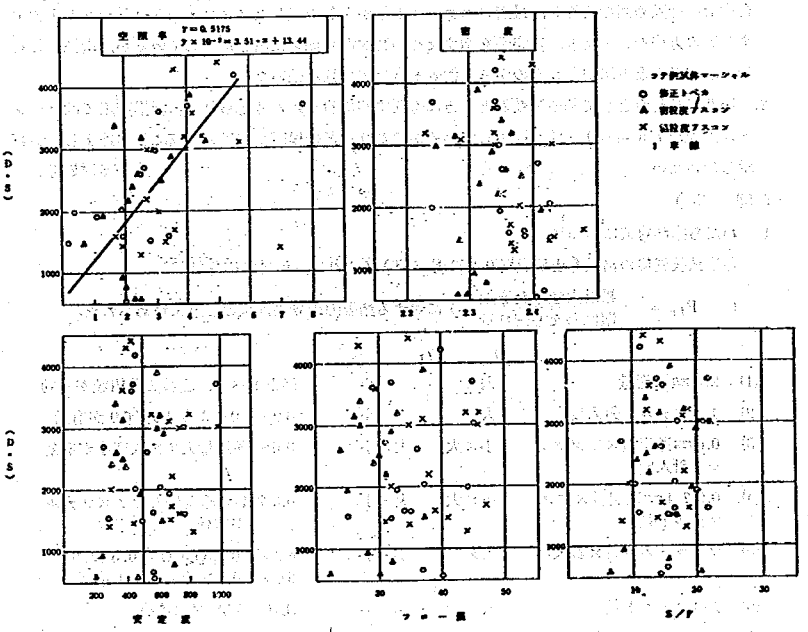
		小 P_{fr} 大		
(1)	2.5㎜通過量	大	小	修正トベカ，密粒より粗粒が有効
(2)	アスファルト針入度	大	小	80／100より40／60が有効
(3)	0.6㎜通過量×アスファルト針入度	小×大	大×小	0.6㎜通過量大で針入度小が有効
(4)	0.074㎜通過量×アスファルト量	小×大	大×小	0.074㎜通過量大でアスファルト量小が有効
(5)	アスファルト量×針入度	大×大	小×小	40／60でＯＡＣ－0.3％が80／100でＯＡＣより有効
(6)	アスファルト量	大	小	OAC－0.3%程度が有効
(7)	2.5㎜通過量×骨材の種類	砂岩×小		砂岩で粗粒が有効

(8)	0.6㎜Pass×アス量×アスファルト針入度	アス量小で0.6㎜通過量大で低針入度が有効

これらの諸要因を考慮して配合設計を行ない施工することが有効と思われる。

また現要綱での配合設計法ではアスファルト量の共通範囲はフロー値によって上限値を，飽和度によって下限値を規制されやすい。しかし流動に問題のある箇所では空隙率２～３％の範囲で飽和度が９０～８５％の範囲に達しているなどの事実から，飽和度は要綱より５％低い基準で判断し，下限値を空隙率によって規制すべきであるという提案もあるので考慮すべきと思われる。ここでは，密粒でわだち掘れの限界を２０㎜とすれば，限界空隙率は２％であるという値が示されている。

倘転圧の問題に関連するが，舗装の供用開始後比較的初期にあらわれる圧密＋塑性変形による流動は空隙率と密接な関連があり，初期空隙率が高い混合物は流動抵抗性に劣る関係が認められている。しかしここで初期空隙率が高いことはただちに転圧不足に結びつくかどうかは明らかでないが，締固めによって骨材のかみ合わせを高度に発現させることは流動防止の基本原則であろう。さらに耐流動性舗装に関する施工例は現在貴管内で実施中の試験舗装の供用性状に大いに期待するところである。



図－１　D．Sとマーシャル特性値の関係

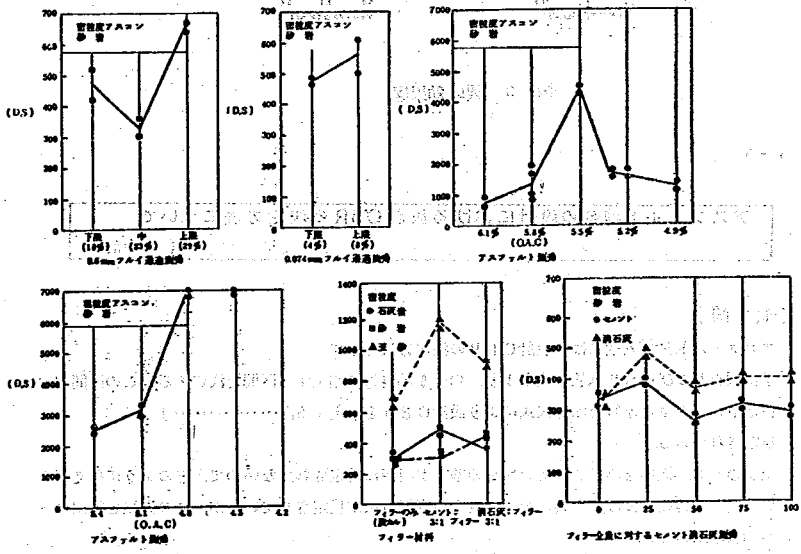
2. マーシャル突固め回数７５での基準のとり方に関して

マーシャル試験での５０回と７５回の対比はこれまでの経験では後者が前者に対してＯＡＣ－0.3～0.5％程度Ａｓ量を減ずる効果が認められている。

耐流動混合物ではＡｓ量が重要な要因であることはこれまで述べた通りであり，この意味から耐流動性を考慮した舗装の配合設計には７５回突きでの判断がより適確と思われる。ただ基準に関しては空隙率基準値と直接関係があり，基準値を単純に上げることは適当でないものと思われる。すなわち空隙率基準値の主目的はフラッシュやブリージングを生じる舗装設計を防ぐことにあり，任意の舗装体がフラッシュやブリージングを生じるかどうかはアスファルトで被覆した骨材粒子間の空隙率に関係し，アスファルトで充満していない骨材粒子内の毛管状の空隙に関係しないとされている。

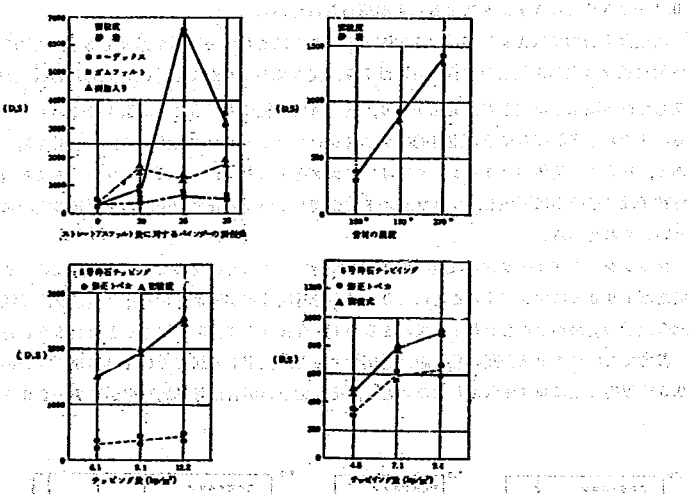
フラッシュやブリージングは空隙率０～１％時におこるものなので７５回突き固めで９５％を例えば１００％にアップすることにより，最小骨材間隙率が満足されなくなると耐流動混合物の配合設計の効果がそこなわれる結果になるので，今後さらに検討すべきことであろうと思われる。

参考までに日本道路公団の配合設計を紹介すると，先ず７５回でのＯＡＣが５０回の場合より0.5％以内の差におさまれば問題ないとし，そうでない場合は骨材間隙率が１７～２０％範囲内



図－２　要因効果図

になるよう粒度調整する。さらにＯＡＣで５０回，７５回，１００回，１５０回により空隙率の減少状態を検討するとしている。　　（舗装研究室）



図－３　要因効果図

3－5

アスファルト舗装の設計における設計CBRの決定方法について

（49.中部）

（質　問）

アスファルト舗装要綱には，設計ＣＢＲの決定方法として

「予備調査およびＣＢＲ試験の成果より，均一な舗装厚で施工する区間を決定する。この区間内の各地点のうち極端な値を除き次式により設計ＣＢＲを決定する。……」

と規定されている。

上記のうち，極端な値についての判断の基準が明確に規定されてないので，どのように扱えばよいか，簡易舗装要綱には，極端に少ない場合の棄却方法が規定されているが，この方法を準用すべきか御教示願いたい。

なお，簡易舗装要綱による設計ＣＢＲの決定方法は

「予備調査により，路床上が均一と見なされる区間のいくつかの地点におけるＣＢＲのうち最小値

をその区間の設計ＣＢＲとする」

と規定され，アスファルト舗装要綱による規定と多少ニュアンスがちがうが，この間の考え方と理解のしかたについて併せて御教示願いたい。

（名阪国道）

（回　答）

はじめの質問は，ＣＢＲ試験値の極端な値の棄却方法である。ＣＢＲ測定の際，何らかの異常原因により，測定値が影響されたと考えられる場合は，除去されねばならない。この棄却の方法として，いくつかあるうちの一つの方法が，簡易舗装要綱に示されているもので，この棄却検定の方法を通常の舗装の場合も使うのは，一向差支えない。なお簡易舗装要綱に示す値は有意水準５％に相当するものである。

あとの質問は，設計ＣＢＲの決定方法に関するものであるが，簡易舗装要綱の「予備調査により路床土が均一と見なされる区間のいくつかの地点におけるＣＢＲのうち最小値をその区間の設計ＣＢＲとする」という規定は最小値は（$\bar{x} - \sigma$）の値に近く，また，設計ＣＢＲを求めるのが面倒でないことから規定されたものである。またアスファルト舗装要綱の

$$\text{設計CBR} = \text{CBRの平均} - \frac{(\text{CBR最大値} - \text{CBR最小値})}{d_2}$$

の規定も，同じ設計ＣＢＲ＝$\bar{x} - \sigma$ の思想であり，両者の間には本質的に差はなく，精粗の問題だけである。

（舗装研究室）

3－6

軟弱地盤上のアスファルト舗装設計について　（49.中部）

（質　問）

最近軟弱地盤における低盛土上の舗装の実例が多く出ている。「例」沼津浮島ヶ原，浜松，島田ＢＰ，岐阜２５８号，紀勢・南勢ＢＰ中間部，等

設計方針等は「土工指針」「アスファルト舗装要綱」等に述べられているが，内容の主旨はいずれも路床部（路床のＥＨから約１ｍの部分）の処理方法のみと解せられる。

従って，路床さえ健康であれば，その下の路体部分（在来軟弱地盤）は如何に軟弱であっても，開通後の舗装への影響は，一般の場合と同様と見なされるのか，悪影響があるのか，あるとすればどのようなもので，舗装設計をどうしておくべきか具体的に御教示願いたい。

また，路床が道路の計画高等の関係で約１ｍの良質土（購入土，搬入土等）の盛土が不能な場合，例えば，路床の内５０㎝が良質土（ＣＢＲ２０～３０とする），５０㎝が在来軟弱地盤（CBR 0.1～1.5とする）の場合の設計ＣＢＲは「アスファルト舗装要綱」を素直に運用し，合成計算で求めてよいのか，又は，路床相当分約１ｍは全部良質土とすべきか御教示願いたい。（道路工事課）

（回答－1）

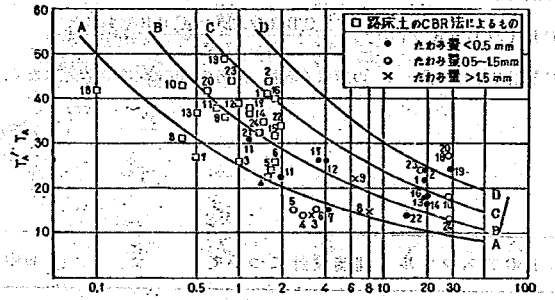
(1) 路体部が軟弱な場合の路床の取扱いについて

路床が健康であるという条件であれば，一般の場合と同様にみなせると思われる。ただし，路床の施工後の残留沈下量を計算し経済性を考慮して処置することが要求される。

詳細は土質研究室より回答がある。

(2) 合成計算の適否の問題に関して

軟弱路床土舗装の実態調査結果より，置換工法を対象に平均ＣＢＲとT_Aの関係を路面たわみ量別に整理して図３の結果を得ている。同図には置換材料の等値換算係数と施工厚から計算されるT_Aと舗装のT_Aの和をT_A'であらわし，これを路床上のＣＢＲと対応してプロットしている。これより路面たわみが比較的大きい（1.5㎜以上）範囲では合成計算の適用に問題のないことがわかる。しかし，路面たわみ量が小さい範囲（0.5㎜以下）では合成計算法と路床土のＣＢＲ法によるものとの差は明らかで交通区分が１ランク近く変化している様子がわかる。従がって合成計算法によるＣＢＲはもっと大きく評価されてよいように思われる。



注） $T_A'=T_A$＋置換層の T_A　数字の数字は対応をあらわす

図-3 路床土の CBR と平均 CBR 法との関係

(3) 合成計算法の適否について

前述の軟弱路床土舗装の実態調査によれば，置換または盛土工法に使用されている材料と施工厚には次の関係がある。山砂（使用頻度３３.３％），６８$\pm$１２㎝（$\pm t_{\phi\alpha}\sqrt{\frac{V}{n}}$），良質土（ＣＢＲ１０以上）１７.８％，７０$\pm$２０㎝，ズリ９０$\pm$１５㎝，切込砕石７４$\pm$２１㎝，このように路床相当分全てを厳密に１ｍ近く置換えているとは限らないのが実態であって，現地の条件にマッチした材料，工法を選択して施工する方法で十分であると思われる。

その他特殊工法として，安定処理（石灰による路床の安定処理）コンクリート版，鋼版の施工等が検討されるが，これら工法別による路面たわみ量との関係で図４の結果が得られている。これによれば特殊工法はT_Aを高める効果は認められるがたわみ量を小さくする効果は低く，確実な方法としては置換工法が最良であるといえる。

（舗装研究室）

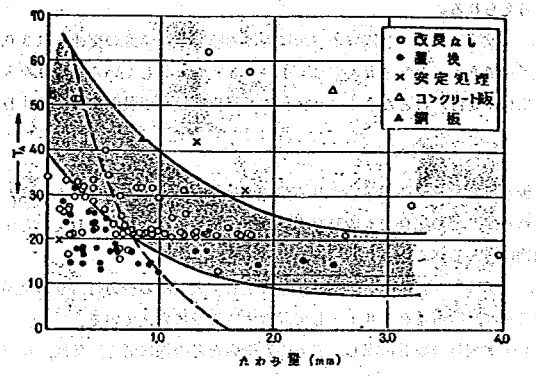


図-4 T_A とたわみ量の関係（輪荷重 5t 換算たわみ量）

（回答－２）

軟弱地盤はたとえ短い区間内であってもその性質が均一であるとは考え難いので，その上の路床が完全に均等な沈下をするとは考えられない。沈下の初期の時点では沈下の不均一性はあまり大きくないので路床内部でこれが吸収されてその上の舗装に悪影響をおよぼさないが，交通荷重のくり返しによって，路体各部の沈下の不均一性は拡大されて，路床内部の局所的な変形（沈下）とそれによる舗装の悪化が進行していくことが予想される。舗装と路床の合計厚２ｍ弱の下部に軟弱層がある場合には，軟弱層に悪影響をおよぼす交通荷重が，この軟弱層に伝達されることは避けられないと思われるので，軟弱層の上部約１ｍ程度はなんらかの改良工を施工して，交通荷重による変形を軽減ないしは防止するようにすべきである。舗装部を含めて，この改良された部分の層厚がどの程度あればよいかを示すことはむつかしいが，概略３ｍぐらいの部分が改良されていれば（改良路体部と路床部および舗装の合計厚で３ｍ）軟弱地盤上の舗装としてはあまり問題を残さないのではないかと推定される。

これに関しては，このような条件の実例についての観測・調査の集積が望まれる。

（土質研究室）

3－7

重交通が特に多く予想される道路のアスファルト舗装の設計について（49.中部）

（質　問）

近年における自動車の交通情勢の変化は著しく，国道１号等の主要路線は量的，質的にも苛酷な

条件にあると考えられる。

こころみに，一般国道１号，名四バイパスにおける昭和４８年度の交通量は３０,４００台／日～７９,５００台／日であり，大型車混入率は３１～５５％を実測している。これを大型車一方行に換算すれば約１２,０００台／日となり「アスファルト舗装要綱」の設計交通区分「Ｄ交通」に対し４倍となる。

従って，今後こうした重交通が予想される路線の舗装設計には，それをふまえた設計がなされるべきと考えられるが，この場合でも設計交通区分を「舗装要綱」によるＤ交通とすべきか，又は設計輪荷重を別途に考えるべきかを御教示願いたい。

当地建では，「舗装要綱」の設計輪荷重から推定して大型車の一方行当りの交通量が１０,０００台／日以上の場合は，輪荷重を１８ｔとして設計するように考えている。

尚，アスファルト舗装の設計に際し，設計の安全率をどの様に考え，又は，理解すべきかを併せて御教示願いたい。

（道路工事課）

（回　答）

舗装要綱に示されたＴａおよび総厚の設計表は次の式に基づいて作成されている。(1)式はAASHO試験道路の結果に路床ＣＢＲ値の影響を組合せたものであり，(3)式は国道の車両重両調査の結果である。

$$Ta = \frac{125P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$H = \frac{585P^{0.4}}{CBR^{0.6}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$$P = 1.17x^{0.269} \quad (x：大型車日交通量昭和) \cdots\cdots\cdots (3)$$

これらの式に基づいて，大型車交通量が１０００，３０００，５０００，１００００台（いずれも５年後推定）について計算すると表－１のようになる（ＣＢＲ＝４.０％とする）この表から明らかなように，Ｄ交通区分では平均的な交通量を５０００～６０００台と想定しているため，１０,０００台の交通量をＤ交通として取扱った場合にもそれほど大きな誤差にならない。なお交通区分１ランクはＴａにして３０～４０％の違いに相当する。また１０,０００台を超す大型車交通量の場合は交通容量から考えて通常片側２車線以上の道路であり走行車線を走る大型車の割合も低下する。このため１車線を実際に１０,０００台以上の大型車の通る可能性は少ないと考えられる。さらに産業道路等では，ひびわれなど舗装体の構造的な破損よりワダチ堀れが重要でありワダチ堀れの進展により舗装寿命が決る場合が多く，途中でオーバーレイする方が有効な場合もある。

以上の検討により特にＤ交通の上のランクを設ける必要性はあまりないように考えられるが走行車両の実測により必要性が認められれば別途考慮してもよい。

次に舗装の設計では橋梁の設計等にみられる安全率の思想は含まれていない。舗装においては，仮に予想外に早期に破損したとしても橋梁等のように致命的な欠陥にはならず，補修すれば十分で

あること，鋼構造物等と異なり路床土，気象等不確定因子が多いことのために破損確率の小さい安全性の高い設計をすることはきわめて不経済になる。実際１０年または予定した交通量に達した時点で破損している割合は３０～５０％に達している。

（舗装研究室）

表－１

5年後推定大型車交通量	1000	(1300)	3000	5000	(5700)	10000 万台
交通区分	C 交通		D 交通			
P（計算値）	7.5	(8)	10.1	11.6	(12)	13.9
Ta（計算値）	30	(31)	36	40	(42)	45
Ta（設計表）	31		42			

※ CBR = 4.0％とする

3－8

ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定およびその利用方法について （49.中部）

（質　問）

(1) ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定は５ton 輪荷重を用いて実施している。道路にはそれぞれ横断勾配が付されているため，道路中心寄りの車輪と反対側の車輪では荷重強度が異なる筈であるが，この勾配による沈下量の補正をする必要はないか，また，補正の必要があるとすればどのような方がよいか。

(2) ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定は一般交通の支障になることが多く，測定者も危険にさらされた状態での観測をしなければならない。このような障害を除くために断続測定できる装置を開発し，Ｓ４１～４２年と使用したが記録の追随性等の問題で中断している。最近新東京国際空港公団で動的たわみ測定車を使用したようであるがその精度および将来展望はどうか。

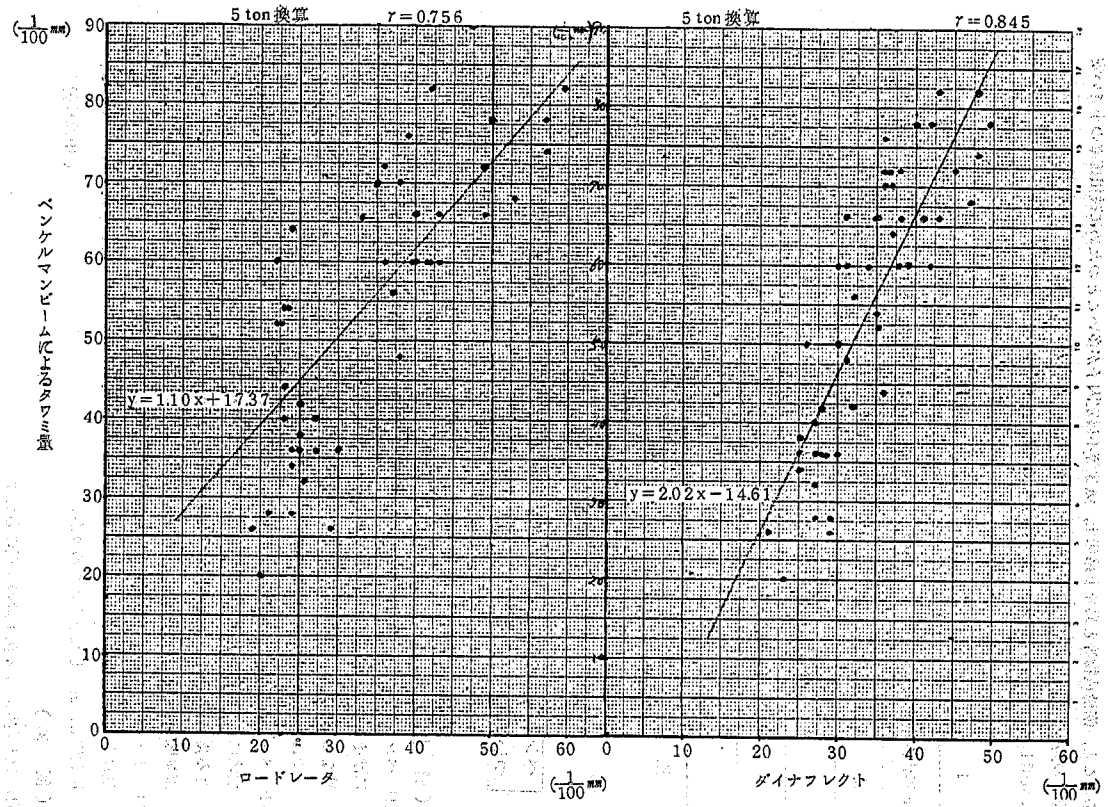
(3) オーバレイの設計に路面のたわみ量を利用しようとするときのアスファルト舗装の限界たわみ量はどのような値を採用したらよいであろうか。また，オーバーレイ厚の支持力効果はどのように設定し，評価したらよいだろうか。

（中部技術）

（回　答）

(1) 横断勾配による沈下量の補正の必要性

横断勾配1.5％，荷重車の重心位置が地上1.5ｍ位であるとすると，左右両輪の荷重は約４％



図－1　動的たわみと静的たわみの相関
動的たわみ測定機（ロードレータ620 kg/20Hz，ダイナフレクト450 kg/8Hz）

違ってくる。この程度の誤差であれば使用目的上支障ないものと考えられる。

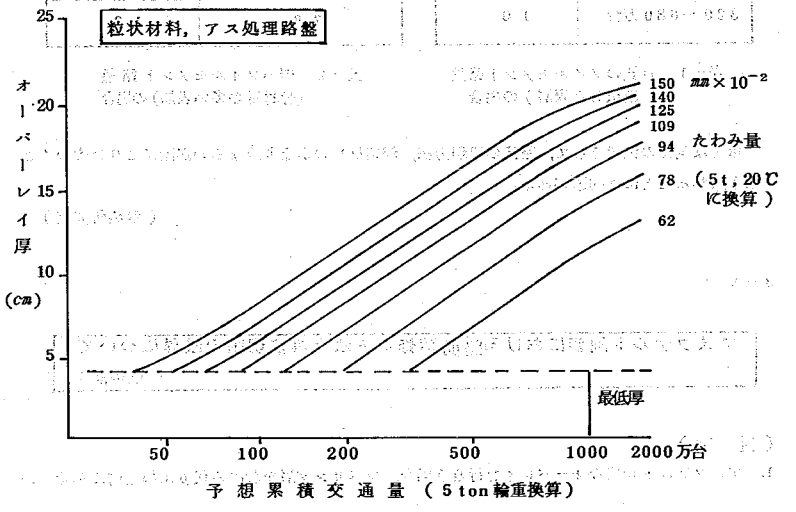
(2) 動的たわみ測定車によるたわみ測定

動的たわみ測定法はベンケルマンビームによる静的たわみ測定法と異なり路面にくり返し荷重を加え，路面の変位量を電気的に取り出す方法で測定速度，精度ともに高い。この測定法の最大の利点は，自動化されているために，1～2名の人員で測定ができ，人が路面に立つ必要がないため安全面で優れていることである。土研で測定したベンケルマンビームとの比較試験では1時間あたり40点程度の測定が可能であり，図－1に示すようにベンケルマンビームによるたわみ量に対し0.8以上の高い相関性を示し，ベンケルマンビームによるたわみ量と同様な取扱ができることを示す。

また荷重載荷点の他に近くの数点のたわみ量も同時測定できるため，たわみ曲率を求めることができ，舗装強度を調査する上で有用である。さらにコンクリート版に用いれば目地部の応力伝達能力調査，版下の空隙調査に有効である。

動的たわみ測定法は以上のように数々の利点があり，舗装体の支持力調査，舗装厚の設計，施工管理等の面で有力な調査法になり得る。ただし測定機械が高価である上，測定したデータをどのように使ってゆくか研究を要するため土研では本年度，さらに改良した測定機を製作し研究を進める。

図－2　オーバーレイ厚の設計曲線



(3) たわみ量を利用したオーバーレイ厚の設計

たわみ量により，オーバーレイ厚を設計する場合，交通量，舗装寿命により必要なたわみ量（限界たわみ量）を決定し，オーバーレイ前の路面のたわみ量を測定し，たわみ差に相当するオーバーレイ厚を求める方法がとられる。たわみ量による設計法は力学的に最も優れているが，限界たわみ量推定方法，オーバーレイ前のたわみ量において，ひびわれ部と非破損部とのばらつきの取扱など解決しなければならない問題が残っており，十分に信頼できる設計法として確立されていないのが現状である。過去１５年余にわたり多くの試験舗装を行ない膨大なたわみに関するデータを持っているイギリスでは，図－２に示すように要求されるオーバーレイの寿命，すなわち予想累積交通量と路面のたわみからオーバーレイ厚を算出している。ただし図－２で設計できるものは，路面破損の程度が限界状態かあるいは，それに近い状態の粒状材料とアス処理路盤を持つ舗装に限られる。

なお英国で言う限界とは，ひびわれなし，またはわずかなひびわれとワダチ掘れ１０～２０㎜程度で，わが国でオーバーレイされる破損状態よりはるかに良好なものである。

また，ソイルセメントの路盤については表－１，表－２に示すオーバーレイ厚を推奨している。

予想累積交通量（5ton 輪重換算）	オーバーレイ厚 （cm）
９０万台 未満	4
９０～３２０万台	7
３２０～６８０万台	１０

表－１ 良質のソイルセメント路盤（破損した表層）の場合

たわみ量（5ton・mm×10^{-2}）	オーバーレイ厚 （cm）
２５	4
３１	5
５８	１０
７８	１３

表－２ 弱いソイルセメント路盤（骨材量の多い表層）の場合

以上は英国の例であって，路床の処理方法，舗装材料のかなり異なるわが国にこれをそのまま取り入れることには問題がある。

（舗装研究室）

3－9

アスファルト舗装における路面補修の方法と事前切削の限界について

（49.中部）

（質 問）

1. アスファルト舗装のオーバレイを行なう場合，レベリング層を設ける代りに施工前に不陸，わ

だち堀れ部分の整正を実施する方法が採用されるようになった。この整正には機械による常温，加熱切削方法があるが，常温切削の場合でも施工能率をあげるために加熱法を併用することが多い。切削のための加熱はアスファルトの変状を招き易いと云われているが，変状層を残さない切削深は最少限度どの程度必要なのか。また，加熱度と切削速度を定めた場合これらの関係はどうか。

2. 常温切削は騒音を発生し，人家連担部では生活環境を損うとして附近住民から苦情のでることが多い。騒音対策の現状と見とおしについてお聞かせ願いたい。

（中部技術）

（回　答）

常温切削の場合，路面温度４０°以上が望ましく２０℃以下になると切削能力が低下しヒーター併用が望ましい。さらに１５℃以下ではビットの摩耗，破損がはげしく，ヒーターによる加熱が必須となる。

ヒーターによる加熱によって表面では１００℃以上に上昇するが，表面より３～４cm下面の切削面では４０℃程度である。また低温時には加熱能力が切削能力より下回るのが通例であるから，切削面での合材温度を高温にする危険性は少ない。

アスファルトの熱による劣化の程度は１６０～１７０℃で１２時間まで大きな変化の認められない加熱混合物の貯蔵例から推測されるように混合物が直接空気に触れる場合を除けばほとんど問題ないものと考えられる。したがって直接燃焼された表面部分を取り除けば，切削深さは不陸を整正するのに必要な厚さでよい。

次に常温切削時の騒音は５mの地点で９５ホン，３０mの地点で８３ホン程度発生する。通常環境基準の目安とされる３０m離れた地点での騒音７０ホンを上回っている。そこでエンジンルームをおおう等の発生源の対策をすれば５m地点で８０ホン，３０m地点で６０ホン程度に下げることができる。しかしそれ以下に下げることは困難であるので，夜間騒音が特に問題になる箇所では，合材の熱変性を多少犠牲にしても加熱切削にするか，切削そのものをあきらめざるを得ないであろう。

（舗装研究室）

3－10

水洗及び鉱滓のセメント安定処理を行ったものの問題点について

（49.中部）

（質　問）

本県に於ては東海市所在の新日本製鉄㈱名古屋製鉄所から産出される鉱滓を一部地区で下層路盤工に使用しているが，硫黄分の流出，亜硫酸ガス（SO_2），硫化水素（H_2S）の発生及び水素イオン濃度（ＰＨ値）が高く（生成時９～１１程度），田畑，井戸水などに流入し，そのため農作物，人体等に悪影響ありと認め，これらの心配のない地区，区間にしか使用を認めていない。水洗

（砂とほゞ同じ粒度分布で遮断層に使用）と称せられるものは，生成に際し均一性があり，上記公害はほとんどないし，また，上記鉱滓もセメントを2,4又は6％程度混入，安定処理すれば，混入しないものに比して約1／1000の透水係数になり公害は少ないとのデーターが業界より出され，本県に於ても別途試験中ではあるが透水係数，一軸圧縮強度試験等により，公害の面は心配ないと判断してよいか。貴所で研究されたデーターがあればお示し願いたいし，その他の試験方法，判定規準的なものがあればお教えいただきたい。

（愛知県）

（回　答）

鉱滓を路盤に使用した個所では往々にしてアルカリ性の黄濁水が流出し，公害問題として指摘される事例が報告されている。

そこで，鉱滓を使用する際には次の各項に留意することが提案された。

(1) 道路に接近して飲料用井戸がある場合

(2) 道路に沿って養魚池等がある場合

(3) 道路に上水道管が埋設してある場合などは使用を取止める。

(4) 盛土道路の両側が水田等で雨水が路盤を浸透して流入するような場合

(5) 片切道路で山側の雨水，地下水が路盤を浸透，山側の水田等に流入するような場合は路側排水，路盤排水，遮水壁等を検討し，あるいは鉱滓の使用を取止める等，現場に応じた適宜の措置をとる。

しかし，過去に非常に軽微なものも含め若干の問題を生じた個所はこれまでの5年間に1.7件で，そのうち13件は40㎜～0の切込スラグを使用した例であるという調査結果がある。

いずれの場合も分離しやすく，かつ空隙の多い切込スラグ路盤にいったん浸透した雨水等が黄濁して流出したもので，これに対し，流調スラグ路盤ではこのようなケースはきわめて稀であるといわれる。

黄濁水の発生を防ぐもう少し具体的な対策に次のような提案がある。

(1) 路盤に雨水，地下水等が浸透しないように計画，設計する。

(2) 路盤には次のような粒度範囲の粒調スラグを用いる。

最大粒径：25㎜　2.5㎜フルイ通過量：25～45％　0.74㎜フルイ通過量：3～10％

(3) 敷きならしに際しては材料の分離を生じないよう特に注意する。

(4) 締固めは規定の密度が得られるよう十分に行ない，できるだけ透水性の低いものにする。

(5) 表面の仕上げが終れば直ちに十分量のプライムコートを施し，雨水等の浸透を防止する。このような意味では雨季の施工は望ましくない。

質問にあるように，スラグにセメントを添加することは，スラグ粒子の表面が被覆されて成分の溶出が妨げられ，しかも締固められた路盤では空隙がセメントで填充されるというような効果によって黄濁水の問題は生じにくくなるといえる。その効果の大きさは出来上ったものの透水性などによって一概に言えず，また定量的なデータも持ち合わせていないが，一軸圧縮強度よりむしろ透水係数で判断すべきものと思われる。

しかし，セメント添加によって黄濁水の問題は少なくなろうが，それだけ，スラグ本来の潜在水硬性が阻害され，長期強度の発現，自癒性などスラグの特長が失なわれることになる。

（舗装研究室）

3－11

舗装構成について　（50.中国）

（質　問）

舗装厚の設計はＡＳ舗装要綱より設計ＣＢＲと５年後の推定交通量から決定しているが，現実は供用開始後５～１０年後で破壊している個所（幹線道路）もある。

現在の設計手法は，妥当か，ＡＡＳＨＯを日本風土に適用出来るものなのか，また，ＡＳ舗装要綱が改訂される方向にあるように聞いているが，改訂の主な要点について御教示願いたい。

（山　口）

（回　答）

舗装の耐久性を評価する指標として，路面が破損に至るまでの大型車累積交通量を用いることができる。

直技第２７回の調査によれば，路床土のＣＢＲ値によって分類した後，ひびわれ率の程度に応じて，ＴＡと累積大型車交通量の関係を求め図１～４の結果を得ている。これによれば，設計ＣＢＲ２％および５％の設計曲線はともにひびわれ率が２０％を超える確率が，２０％未満である曲線に近接している。したがって，現在の要綱に示された設計法で設計すれば，予想される交通量を通過させた時にひびわれ率が２０％を超えるものは全体の２０％程度であろうことが推定できる。しかし，実態は，舗設より７～９年を経過してオーバレイ時にひびわれ率が２０％を超えるものの比率は５０％以上を占めており，オーバレイまでの時期と舗装寿命１０年とには若干の喰い違いがある。

この原因としては，計画交通量と実際交通量とにずれのあることが指摘され，予想を上まわる交通量の増加によって１０年を経ないで，設計大型車累積交通量をはるかに超えてしまった結果によるものと思われる。

オーバレイ時の大型車交通量と設計ＣＢＲによって必要とするＴＡと，在来の舗装構成における実際のＴＡ（ＴＡ′とする）との比ＴＡ′／ＴＡは0.5～0.8附近のものが多い事実からもこのことはうなづけよう。

アスファルト舗装要綱の次の改訂については道路協会アスファルト舗装要綱改訂小委員会で検討されることになっているが，構造設計分科会でこれまでに取りまとめた検討事項は次のとおりである。

○構造設計分科会での検討事項（案）

(1) 構造設計法について

○現行のＣＢＲによる設計方法の見なおし

- 各種の設計方法について，その長短の検討
- 舗装設計法の簡明化の検討

(2) 舗装寿命について

- 寿命の定義と設計法への適用の方法

(3) 舗装体系について

- 舗装要綱の適用範囲について
- ステージ施工，修繕を考慮したときの設計法

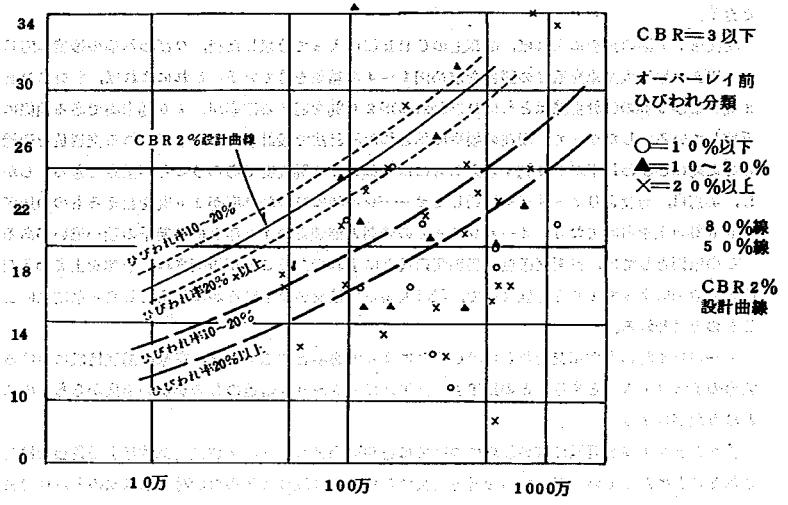
(4) 設計条件と施工時の品質との対応について

- 路床，路盤の施工後の評価と設計条件と差があるときの処置について

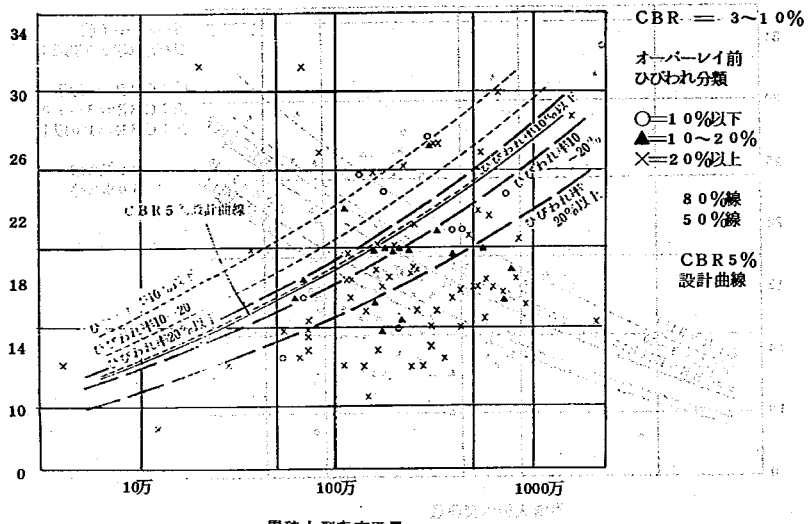
(5) 路床の評価方法と安全率

- 現在の設計ＣＢＲのとり方について（ＣＢＲ試験法，路床ＣＢＲの適用範囲など）
- 路線の重要度，設計ＣＢＲなどに応じた安全率をとった設計法
- 軟弱路床の場合の設計法について

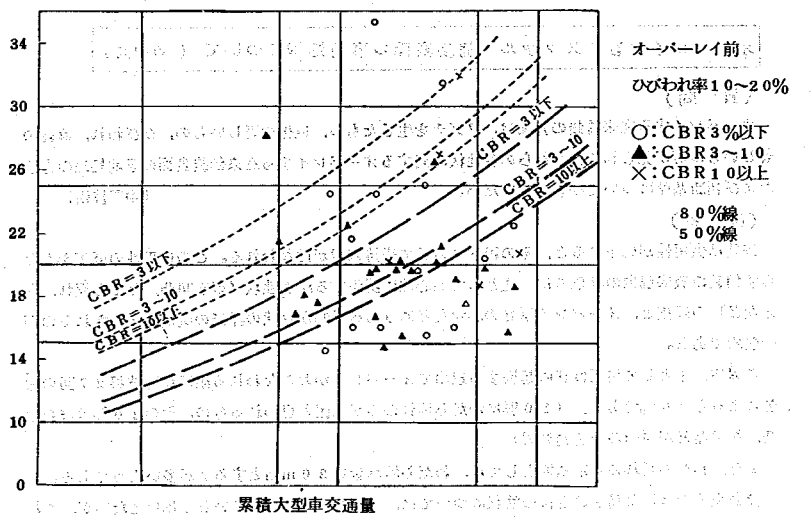
(6) その他構造設計に関するものの検討　　（舗装研究室長）



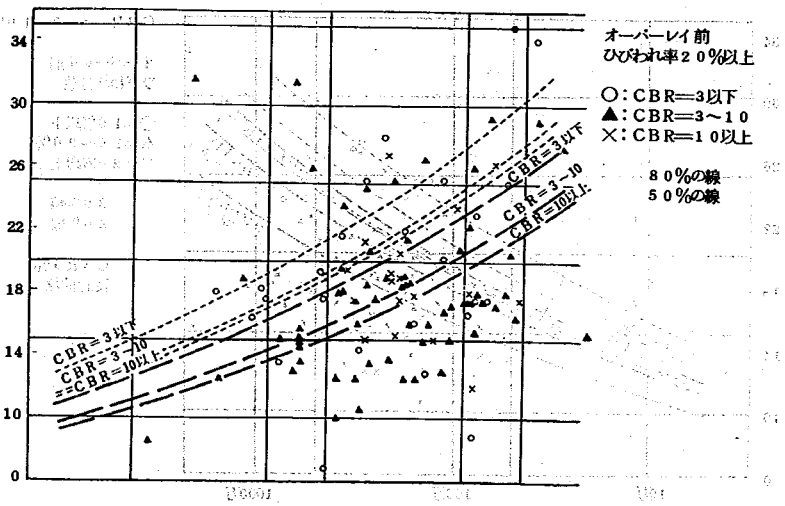
図－1　ＴＡと累積大型車交通量（ＣＢＲ：３%以下）



図－2　TAと累積大型車交通量（CBR：3～10%）



図－3　TAと累積大型車交通量（オーバーレイ前ひびわれ率10～20%）



図―4　TAと累積大型車交通量（オーバーレイ前ひびわれ率２０%以上）

オーバレイするアスファルト舗装表面の事前処理について（50.中国）

（質　問）

オーバレイする在来舗装の表面は，ワダチを生じたもの，軟化の著しいもの，ひびわれ，摩耗の著じいもの等が見られる。これらの各性状に対するオーバレイする在来舗装表面の事前処理の方法および判断基準について御教示願いたい。　（中国技術）

（回　答）

舗装は供用性が低下すると，その程度に応じて維持修繕が行なわれる。この供用性の低下をもたらす舗装の破壊現象の評価には，主として乗心地に関係する路面性状（縦断凹凸，わだち堀れ，段差など）の評価と，オーバレイ厚さの決定などにみる構造的な性状の評価の両面からなされるのが一般的である。

この内，主として路面性状に起因する理由でオーバレイがおこなわれる頻度は直技第２７回の報告によると２０%である。（１０%はわだち堀れのみが原因と思われるもの，他の１０%は縦断凹凸，振動などが原因の予防的処置）

また，わだち堀れの判断基準としては，わだち堀れ量を２０mmとする例が多いようである。

流動現象を呈した舗装の合材の性状については，十分明らかにされているとはいえないが，これまでの試験調査によれば次のようである。

(1) 不適当な粒度による骨材のかみ合わせ抵抗の不足

(2) ＡＳ量の過多，したがって合材のスチフネスはほとんどアスファルト自体のスチフネスに近似している。

(3) 空隙率の低下（ほとんどの場合２％以下）　（図－１，２）

このような旧舗装の性状に加え，オーバレイ層が再流動する最大の原因として，オーバレイ層がかならずしも耐流動性を考慮した混合物ではなく，単なるオーバレイとしたケースが少なくないものと考えられる。

従って，このような場合はわだち部分の切削除去がまず必要になってくる。耐流動性を考慮した配合の決定の目安として，ホイールトラッキング試験による動的安定度（Ｄ．Ｓ）の利用が効果的であり，一つの判断基準としてＤＳは２，０００以上を必要とする。（図－３，４）しかし，このＤＳは温度および接地圧に依存するので，（図－５，６）旧舗装にオーバレイする層の厚さに応じた荷重分散効果を考慮して，その接地圧によるＤＳを図から推定して，その大小を判断し，旧舗装の切削の要不要の判定をつけることが将来必要と思われるオーバレイの根拠のもうひとつの破壊指標に舗装のひびわれ率がある。先の直技の報告では，ひびわれ率１０％以上の割合は全体の８０％を占めているので破壊指標としてのウエートは高いといえる。

オーバレイ後のひびわれの発生は，当然オーバレイ厚にもよるが，オーバレイ前の路面のひびわれ率に影響される。（図－７）また一般にひびわれの発生は，路面のたわみ量によって大きく左右されるので，交通の状況に応じた路面の目標たわみ量を設定し，オーバレイ厚をきめることが合理的である。そのような意味では，在来路面のたわみ量分布はできるだけ一様であることが望ましく，たわみの過大な個所は事前に部分的打換えをほどこすなどの処置が必要である。これまでの調査では，無ひびわれ個所と，ひびわれ個所のたわみ量の差は約0.5ｍｍ（５ｔ）で，かりに１０cmのオーバレイを施工しても，この差の影響を無視することはできない。

（舗装研究室）

3－13

アスファルト舗装の耐摩耗性について　（50.中国）

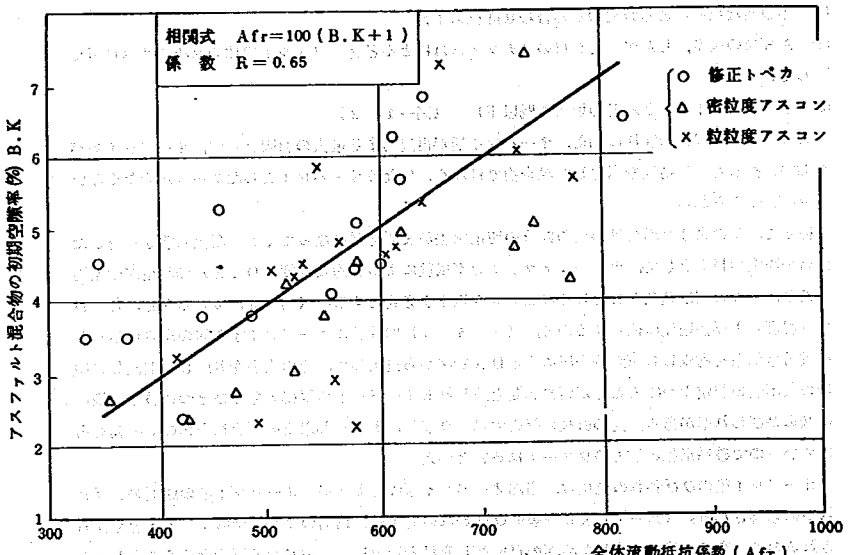
（質　問）

アスファルト舗装の耐摩耗性と摩擦係数の調和を図るうえに設計アスファルト量を，どの程度まで下げることが出来るか。

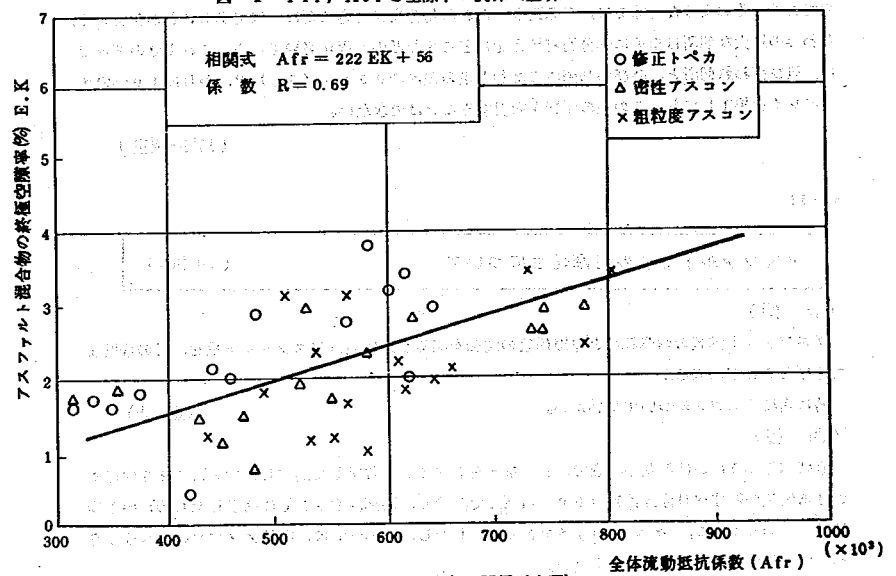
特に密粒アスコンについて伺いたい。　（倉　吉）

（回　答）

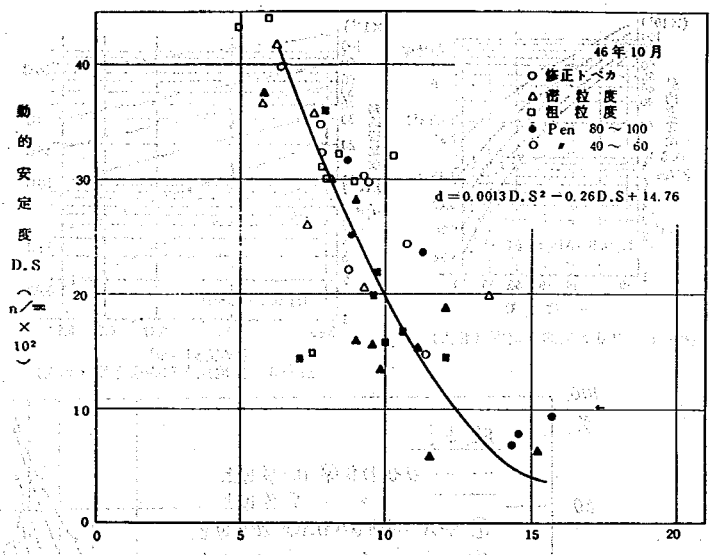
直轄国道調査における基準調査で，交通量と舗装タイプを考慮して選定した総個数２２３地点における舗装の縦すべり摩擦係数（６０ｋｍ／ｈｒで測定し，路面温度３５℃に補正したもの）の平均値は $\mu = 0.405$，$\sigma = 0.078$ であった。しかし，この値では，密粒アスコンのすべりまさつ係数に特に問題があるとはいえない。



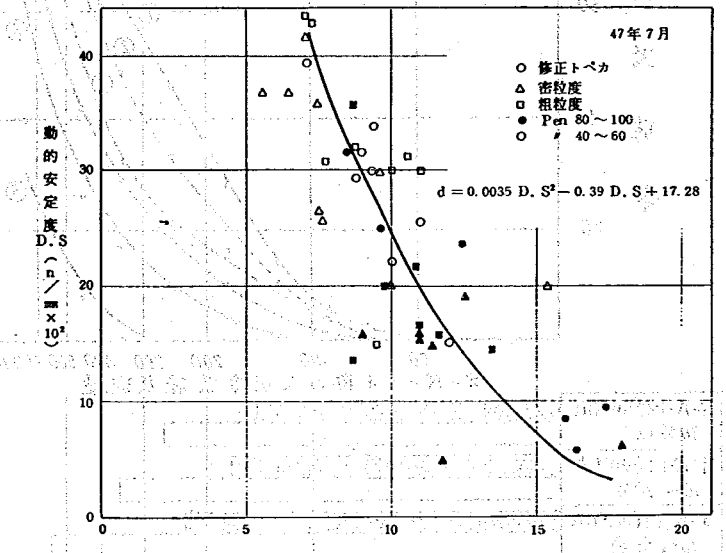
図—1　Pfr，Afrと空隙率の関係（土研）



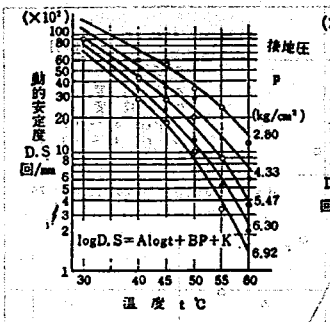
図—2　Pfr，Afrと空隙率の関係（土研）



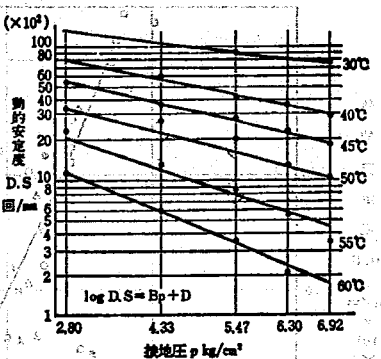
図－3　D．Sとわだち掘れ量の関係（土研）



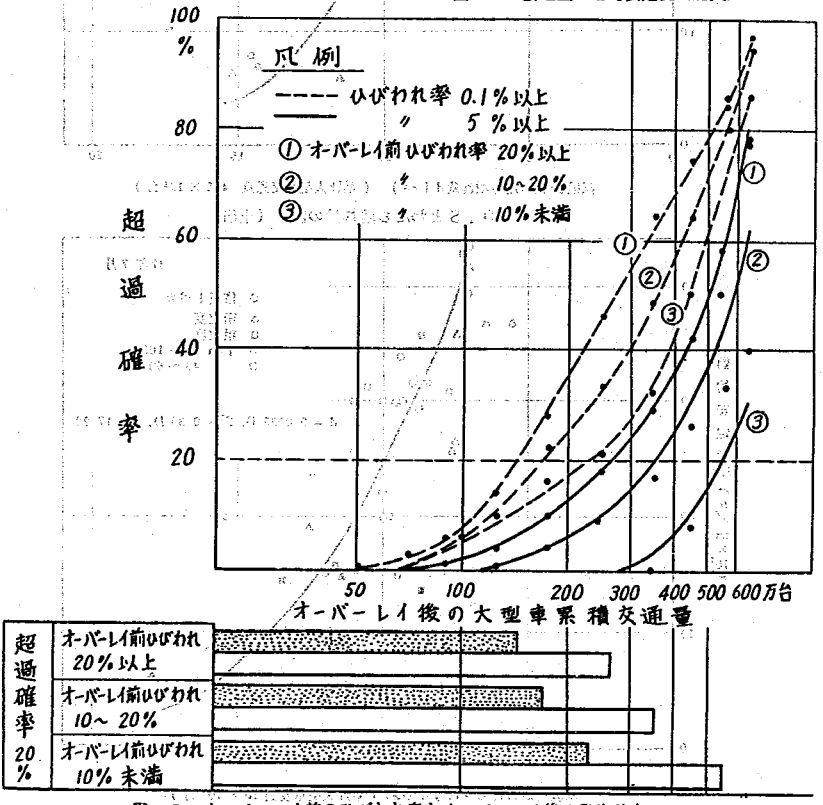
図－4　D．Sとわだち掘れ量の関係



図—5　温度と動的安定度（北大）



図—6　接地圧と動的安定度（北大）



図—7　オーバーレイ前のひびわれ率とオーバーレイ後の発生確率

アスファルト混合物の耐摩耗性とすべり抵抗性は，一般に相反する性状のもので，この両者を十分満足させる混合物の配合をきめることは，通常の舗装材料を用いている限りほとんど不可能に近いものと思われる。

東北地建では，過去の試験舗装の観測結果などをもとに，図－1に示すような耐摩耗，耐すべり用の混合物の配合図を作成した。ここでの思想は，耐摩耗性を考慮する必要のある場合は，すべり抵抗性のレベルを下げ，すべり抵抗性を重視する場合はある程度の摩耗は許容しようとするもので，両者のいずれも高いレベルで満足させようとはしていない。

北陸地建では，積雪寒冷地における耐摩耗すべり止めアスファルト舗装の検討として，表1に示す材料を用い，連続粒度（S）タイプとギャップ粒度（G）タイプの混合物をそれぞれ8種類ずつ作成して摩耗およびすべりに対して検討を加えている。

この混合物の２５mm通過量と最適アスファルト量の関係は図２，２５mm通過量とすべり抵抗の関係を図３，２５mm通過量と摩耗量の関係を図－４にそれぞれ示す。これによればSタイプは２５mm通過量が増加するに伴ないすべり抵抗は直線的に減少し，連続粒度シートアスファルトあるいはトペカタイプの混合物程すべりやすいという経験的事実を示している。一方Gタイプは２５mm通過量が３５％のG－1から通過量が増加するに伴ないすべり抵抗も増大し，５０％（G４）前後の通過量ですべりが最高を示し，その後は減少している。

また，摩耗との関係では両タイプとも２５mm通過量の増加にともない，摩耗量が増大する傾向にあり，細骨材を多量に使用する混合物ほど摩耗量が多くなることがわかる。

現実には，すべり抵抗が大きく同時に摩耗量が少ない混合物が望まれることから，個々の特性値が許容できる範囲で最適な配合を決めることとなり，Ｓ４，Ｇ４を見い出している。

（舗装研究室）

（参考文献）

1）“寒地道路の耐摩耗すべり工法調査報告書”，
仙台技術事務所，昭和46年３月

2）“積雪地における耐摩耗すべり止めアスファルト舗装について”
北陸地方建設局北陸技術事務所，№9昭和43年６月

3－14

アスファルト舗装の流動防止法と施工管理上の注意点について

（50.中国）

（質　問）

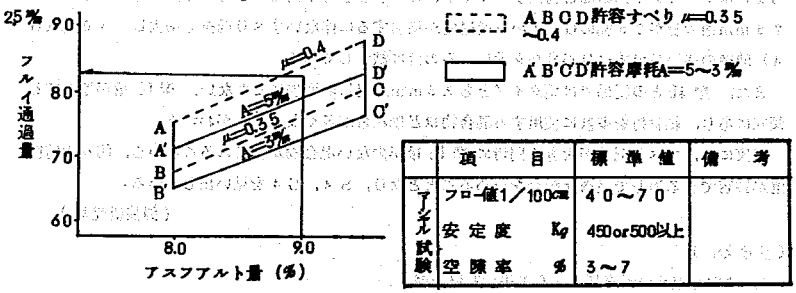
中国地建管内の交通量の多い路線で重交通による流動，ワダチ掘れが各所に見られる。この原因，対策，施工管理上の注意点ならびに次の事項について御教示願いたい。

(1)　交通開放時の路面温度の影響について

表－1　混合物の種類

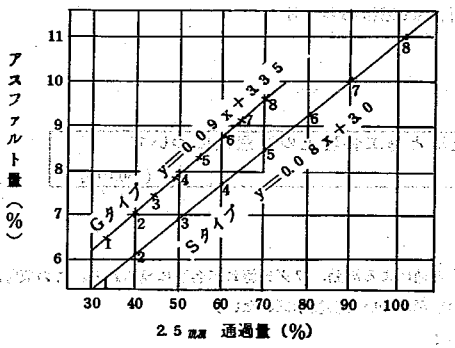
種類	連続粒度（Smooth Grad Type）								不連続粒度（Gap Grad Type）							
粒径	S－1	S－2	S－3	S－4	S－5	S－6	S－7	S－8	G－1	G－2	G－3	G－4	G－5	G－6	G－7	G－8
13 mm	100	100	100						100	100	100	100	100	100		
10	80	90	95	100	100				70	75	80	85	90	95	100	
5	50	60	70	80	90	100	100		40	45	50	60	70	80	90	100
2.5	30	40	50	60	70	80	90	100	35	40	45	50	55	60	65	70
0.3	15	20	25	30	35	40	45	50	29	32	35	38	41	44	47	50
0.074	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

図－1　耐摩耗すべりを考慮した混合物の配合線

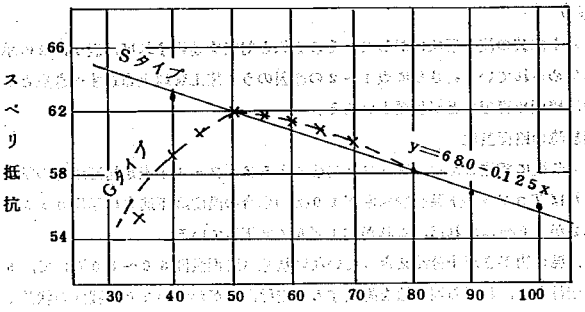


	項目	標準値	備考
マーシャル試験	フロー値1／100cm	40～70	
	安定度 Kg	450or500以上	
	空隙率 %	3～7	

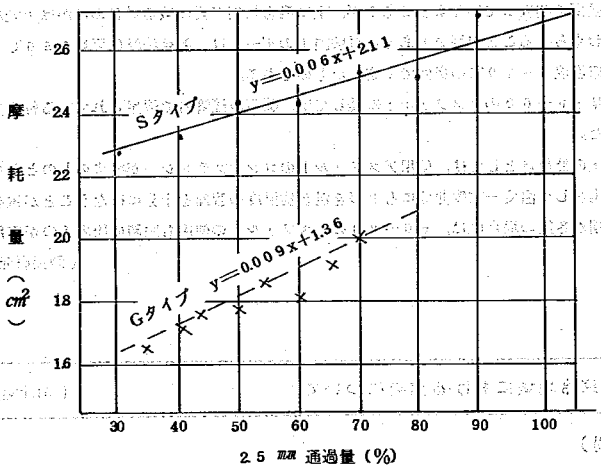
図－2　2.5 mm 通過量とアスファルト量



図－3　2.5 mm 通過量とスベリ抵抗



図－4　2.5 mm 通過量と摩耗量



(2) 針入度の低いアスファルトは対策上よいと言われているが，アスファルトおよび混合物の品質，施工上の注意点について　（中国技術）

（回　答）

アスファルト舗装の流動現象に対して，その原因と対策を要約すれば，表１，２に示すような関係が一般に認められている。さらに表１～２の原因のうち施工管理上留意すべき点としては，合材粒度の管理，締固め管理などが重要といえる。

(1) 交通開放時の路面温度

昭和４８年度に実施したシックリフト工法によるアスファルト安定処理路盤の試験施工の調査結果によればアスファルト混合物層厚が１０cmの場合の温度降下速さは平均０.６５℃／ｍｉｎであり，厚さが３０cmになれば，これが約１／６に低下している。

さらに，混合物がまだ十分冷えきっていない状態（路面温度６０～８０℃）で，５ｔｏｎ輪荷重の車を走行させ，わだち掘れ量を測定すると走行回数がわずか２０回程度の状態でわだち掘れ量が１２～２６mmに達した。このような関係から類推すれば，表層のアスファルトコンクリートの場合において路面温度が十分さがっていない状態では，塑性流動が発生することは十分予想されるので，重車両の固定法わだち跡の走行は厳しく制限しなければならない。経験的には６０℃以下の温度で開放しているようであるが，上に混合物層が更に載る場合のほかは可能な限り交通開放をおくらせることが肝要である。試験施工のデータは，混合物温度平均１５６℃，気温１３℃，路床温度６～１０℃の条件で測定したものである。

(2) 針入度４０～６０のアスファルトに関しては，関東地建管内で適用されている暫定規程を表３に示した。

施工上の問題点としては，使用アスファルトのコンシステンシーが従来のものとかなり異なるので，実測した温度－粘度曲線にもとづき混合物温度の管理を十分に行なうことが重要である。施工時期が冬期の場合には，６０～８０のアスファルトの使用も同時に認めるのが実用的であろう。

（舗装研究室）

3－15

積雪寒冷地域における舗装について　（51.北陸）

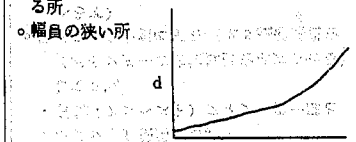
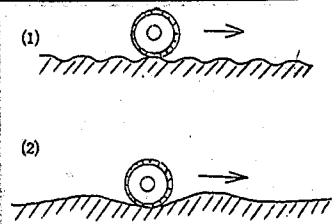
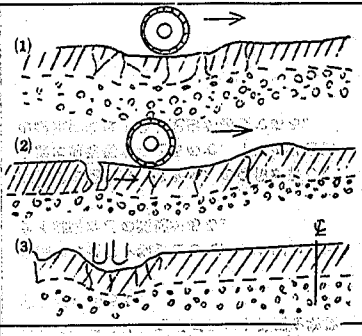
（質　問）

当地域は，夏は太平洋側に劣らぬ暑さが続き，舗装の老令化と近時の重車輌も相埃って路面の平担性が失なわれ，わだち掘れが激しく沿道環境上，走行上，交通安全上も問題が生じて来ている。

又，冬は，雪と寒さのため，車はスノータイヤ，チェーンを装備し，路面を摩耗している。特に消雪パイプ設置個所や融雪期には，摩耗の進行も激しく沿道環境（騒音），走行性，安全上からも問題がある。

こうした地域に適した舗装については種々の研究が進められているが，これらの修繕の方法，合理的修繕工法の決定法等も含め現状とその見通しを伺いたい。　（北陸地建・道路部）

表—1　アスファルト舗装の流動現象とその原因（九州技術事務所）

現象	 ○交差点および踏切附近，特に流入部 ○登坂車線，バス停，交通渋滞が頻繁に起る所 ○幅員の狭い所 	 ○バス停や急カーブの手前	
原因	○交通荷重による主として表層アスファルト混合物の塑性変形 ○載荷時間の長い所→停止頻度走行速度 ○載荷位置が固定される所 ○アスファルト混合物の材料や配合が不適合 ○アスファルト量過多 ○不当な骨材粒度 ○アスファルト軟質 ○転圧不足 ○アスファルト混合物のはく離	○特異な交通荷重による表層アスファルト混合物の塑性変形 ○車の制動，発進 ○アスファルト量過多 ○表層（特に薄い場合）と下層との接着不足	○過重な交通荷重による舗装全体のせん断変形 ○舗装構造の不足→載荷時の変形量過大 ○地下排水の不足→路盤支持力の低下 ○ポンピングを発生しやすい細粒なし（粘土，シルト）路床土→路盤支持力の低下 ○アスファルト混合物のたわみ性不足→アスファルト量不足 (2)○表層と下層との接着不足 ○アスファルト混合物のはく離

表－2　アスファルト舗装の流動防止対策

	対策工法	対象箇所	問題点
対策	＜塑性変形＞ ○コンクリート舗装 （載荷時間－変形の関係なし）	急な縦断勾配（登坂車線），バス停，交差点および踏切附近（特に流入部）	養生期間を必要とし現道に不向き バイパスなど新設の舗装
	○特殊なバインダーを用いる。 ・樹脂を添加したアスファルト ・ゴムを添加したアスファルト ・針入度の小さいアスファルト（40～60） ・触媒アスファルト	同上ほか，交通渋滞が頻繁な箇所 既でに，わだち掘れや波など現象が著しい箇所 対象層は表層のみ	
	○特殊なフィラーを用いる。 ・消石灰 ・セメント　フィラー全量の1／2程度使用する。 ・石綿（アスベスト）フィラーの一部として3％ （バインダーの粘性抵抗を増大させる）	〃	フィラーのサイロなどプラント設備を増設する必要がある。 米国では発ガン物質として，また国内ではケイ肺病などの問題がある。
	○骨材の粒度を粗にする。（25㍉通過量をへらす） （骨材粒子間の摩擦抵抗にたよる載荷時間－変形の関係減少） （粘骨材料を多くする）	〃	間粒度の場合水（路面水）の滞留が著しく，下層に悪影響を与えるので，下層の混合物の耐水性には十分な配慮が必要である。
	＜せん断変形＞ ○舗装構造の強化 ・路盤支持力を増大させる。 ・排水処理を十分に行なう。	せん断変形の発生が多くみられる所	舗装の打換え，排水処理など大規模な修繕となる。

表－3　舗装用石油アスファルトの規格改訂

（暫　定　規　格）

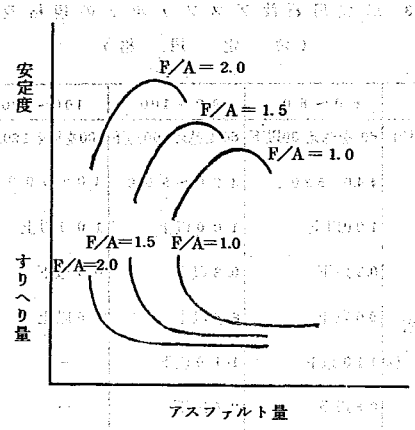
種　　類	60～80	80～100	100～120	120～150
針入度（25℃,100g,5秒）	60を越え80以下	80を越え100以下	100を越え120以下	120を越え150以下
軟　化　点　℃	44.0～52.0	42.0～50.0	40.～50.0	38.0～48.0
伸　度（15℃）cm	100以上	100以上	100以上	100以上
蒸発減量　%　(1)	0.3以下	0.3以下	0.5以下	0.5以下
蒸発後の針入度（原針入度に対して）%	80以上	80以上	75以上	70以上
蒸発後の針入度比　%　(2)	110以下	110以下	—	—
薄膜加熱減量　%　(1)	0.6以下	0.6以下	—	—
薄膜加熱後の針入度　%	55以上	50以上	—	—
四塩化炭素可溶分　%	99.5以上	99.5以上	99.5以上	99.5以上
引　火　点　℃	260以上	260以上	210以上	210以上
比　重（25℃ 125℃）	1,000以上	1,000以上	—	—

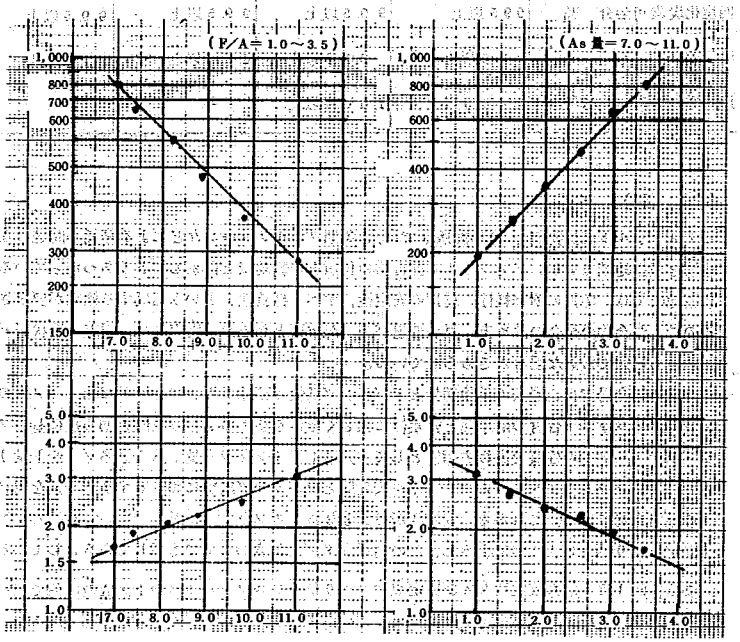
（回　答）

アスファルト舗装要綱（50年度版）では，冬期タイヤチェーンなどによる摩耗が問題になる地域を積雪地域といい，アスファルト混合物の種類を一般地域と区別してとりあつかっている。積雪地域では，冬期の耐摩耗性，夏期の安定性，すべり抵抗性，という相反する性状が要求されるので，混合物の配合のきめ方，材料の選び方，が重要となるが，現実には，両方の性状がバランスする範囲で最適な配合がきめられている。

北海道開発局では，過去の試験舗装とラベリング試験の結果から，フィラービチューメンの質と量がアスファルト合材の耐摩耗と安定性に大きく影響を与えるという傾向を明らかにし，フィラービチューメンの性質を表わす指標としてF／A（F：フィラー量，A：アスファルト量）をとり，アスファルトモルタルのマーシャル安定度とラベリング試験におけるすりへり量を調べ図1の傾向を得ている。これから，安定度が最大となるアスファルト量が，すりへり量の変曲点（固定点すりへり量）に相応するし，この関係はF／Aが変わってでも同じであるとしている。

さらに図1を，最大安定度および固定点すりへり量とアスファルト量やF／Aの関係で調べ直して，図2および図3の結果を示している。これによれば，モルタルの場合はできるだけF／A


安定度
F/A＝2.0
F/A＝1.5
F/A＝1.0
すりへり量
F/A=1.5
F/A=1.0
F/A=2.0
アスファルト量


(F/A＝1.0～3.5)
(As 量＝7.0～11.0)
1,000
800
700
600
500
400
300
200
150
7.0
8.0
9.0
10.0
11.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.5
1.0
1.0
2.0
3.0
4.0

を大きくとり，安定度が最大になるような配合を決めれば，同時にすりへり抵抗の大きなものが得る様子がわかる。しかし，F／Aを大きくすれば施工しにくくなる問題があるため，実用的にはF／A＝1.7程度を使用している。この他同局では，次のような配合の混合物を採択している。

(イ) アスファルトモルタル

F／Aを大きくとり安定度が最大となる配合

実用上　F／A 1.7　砂量＝100－アスファルト量－フィラー量

アス量＝11.0～12.5（％）

(ロ) 細粒度アスコン（13.F）

F／A＝1.7　アス量＝8.0～9.5（％）

骨材量＝100－アスファルト量－フィラー量（％）

(ハ) 細粒度ギャップアスコン（BF）

F／A＝1.7　アス量＝6.5～7.5（％）

骨材量＝100－アスファルト量－フィラー量（％）

また，砂の供給量と経済性の検討から，特殊アスファルト（ゴム入り，触媒系，樹脂入り）などを必要に応じて使用することにより，砂の質的低下を補なうなどの処置がとられている。東北

東北地建でも，過去の試験舗装の調査結果をもとに耐まもう，耐すべり用の混合物の配合図を作成し，両方の性状のうち，いずれか優先する性状に応じて配合を決めている。この配合図は50年11月に中国地建で開催された一日土研の舗装に関連する問題点2－3の部分に紹介しているで参考にされたい。

同地建では，細粒度アスコン（BF），細粒度ギャップアスコン（BF）を採択するケースが多いようである。

北陸地建では，連続粒度(S)タイプとギャップ粒度(G)タイプの混合物について摩耗およびすべり性状を検討して，ギャップタイプは2.5％通過量とすべり抵抗値の関係は，極大を有する関係があり，G4（2.5％通過量50％）が良いとしている。また摩耗量は2.5％通過量と正相関があり，細骨材を多量に用いると混合物の摩耗性状が劣ることを示している。耐まもう，耐すべりの両性状をバランスさせたG4，S4（2.5％通過量50％）の混合物を見い出している。これらの関係は50年11月の中国地建における一日土研資料の2－3に報告しているので参照されたい。同地建ではこのような検討結果からギャップを重視し0.6％と2.5％通過量には5％以下の差になる配合とすべきであるという指示事項を加えて，細粒度ギャップアスコン（BF）を採択している。なお，この場合のアス量は6.0～7.0（％），砂量は10～13（％）を標準としている。

凍上抑制層について　（51.北陸）

（質　問）

① 凍上抑制の材料について

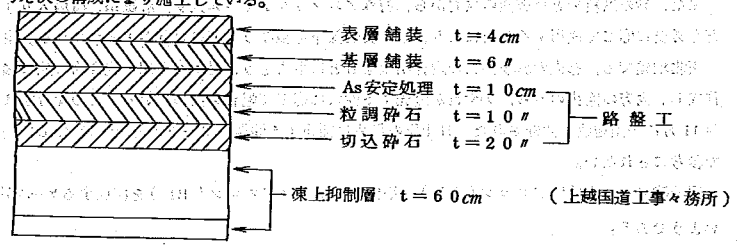
・河川土砂（最大粒径３０cm程度）を使うときその厚さの決め方はどうすればよいか。

② 一般国道１７号の場合，六日町，湯沢，浅貝に分かれているが，凍結指数が違うので，その変化点の決め方はどうすればよいか。

③ 凍結深さを決めるとき $z = c\sqrt{F}$ の式があるが，c（３～５）の決め方をもっと細分化する必要があるのではないだろうか。

〔参　考〕

当事務所では現在浅貝の凍結指数５１７により国道１７号神立地先より群馬県境までを抑制層を考え次の構成により施工している。



（上越国道工事々務所）

（回　答）

①，③の凍上抑制層について

舗装要綱４２年版では凍結深さは $z = c\sqrt{F}$ の式を用いて，その深さだけ置き換えすることになっていたが，現在の要綱（５０年版）では道路排水工指針の内容に合せて，実際の測定や経験から定められないときは，過去１０年間のうち最大の凍結指数を用いて，図２・２のB曲線の値から，理論最大凍結深さを求め，この理論最大凍結深さの７０％までを非凍上性材料によって置きかえることにしている。従って凍上抑制層の厚さは，所要の置換え厚から，設計ＣＢＲと交通量とから定まる舗装厚（Ｈ）を差引いた厚さであり，現地盤の土のｃの値とは無関係である。

即ち，凍結深さは現地盤の凍結深さでなく，非凍上性材料で置き換えたとき（すなわち，舗装したとき）の凍結深さを考えているので，通常の場合，舗装の設計にはB曲線のみを用い，A曲線を用いることはほとんどないと考えられる。なお，図から逆算して求めたCの値はB曲線の場合，４～５の値をとっており，凍結指数が大きいほど，Cの値も大きくなっている。

っている。

また上越国道管内での凍上抑制層の厚さは浅貝ではF＝５１７であるので理論最大凍結深さは図２・２のB曲線から１１０cmとなり，所要の置換厚はその７０%の７７cmとなる。

従って，設計ＣＢＲから定まる舗装厚が５０cmであるならば凍上抑制層の厚さは７７－５０＝２７cmとなる。

但し，従来の経験から所要の置換厚がわかっているときはそれを用いることになっている。

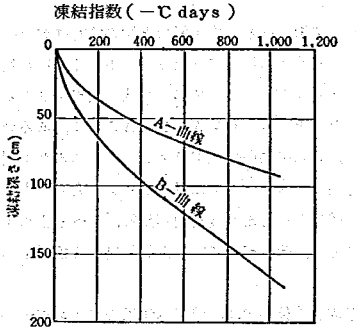
なお，凍上抑制層として用いることのできる材料は排水工指針の基準では次のようである。

(イ) 粒調砕石，切砂の場合：4,７６０μフルイを通過するもののうち，７４μフルイを通過するものは１５%以下

(ロ) 切込砂利：4,７６０μフルイを通過するもののうち，７４μフルイを通過するものが９%以下

(ハ) 砂：７４μフルイを通過するものが６%以下

また，凍上抑制層は路床土の基準を満足させることを当然要求されるので，その最大粒径は 200 mm以下が望ましい。



備考　A曲線は凍上を起こしやすい均一な細粒材料の場合
B曲線は凍上を起こしにくい粗粒材料の場合

図－２・２．凍結指数と凍結深さとの関係

②の指数の変化点について

原則的には，凍結指数が同一路線でも地区によって著しく異なる場合は，それから置換え厚さを計算して，設計過大にならぬよう，その置換え厚を用いる路線区間を定めるべきであろう。参考に北海道での例では，置換え厚が１０cm異なる毎に適用区間を決めており，また，同一市町村では同じ値を適用している。

（参考文献）

1) As舗装要綱（50年版）
2) 道路排水工指針
3) 舗装，№１９－４（河野：舗装の凍上被害と対策）

（舗装研究室）

3－17

特殊アスファルト合材（表層用）の現状と将来について　（51.北陸）

（質　問）

特殊アスファルト舗装は現在まで種々の研究調査が行われ，各種のアスファルト合材が発表されておりますが，経済，施工性の面から一般的なものとなっていないのが実態であります。近年の自動車の大型化，性能の向上，又消雪パイプの設置，加えて沿道住民の振動，騒音，水はねに対する苦情に対処するには，耐摩耗耐流動性を高め，路面の平担性を保持して行く必要があります。

アスファルト合材を組成している中で，骨材の粒度によって改良するには限度があり，最終的にはアスファルトの改良・改質ということに帰するものと思われます。従来の添加物のない合材より1～1.5割程度のコストアップによる新材料の開発は望めないでしょうか。その現状と将来について伺いたい。　（羽越国道工事々務所）

（回　答）

舗装技術に関連した問題点の解決には，材料の選択，配合，施工面などでの検討は欠かせない。特に材料に関連して特殊アスファルトの採択により問題の解決にあたる例は少なくない。現在市販されている特殊アスファルトはストレートアスファルトの主として感温性状の改善をはかるために，ゴム（ＮＲ，ＳＢＲ，ＢＲなど），熱可塑性プラスチック（ＥＶＡ，ＥＥＡなど），あるいは無機系の触媒を加えているものなどが代表的である。さらに熱硬化性プラスチック（エポキシ樹脂など）を加えることによって樹脂がもつバインダー特性をアスファルトに付加させようとしたものがある。これらの特殊アスファルトは対象とする舗装の種類（たとえば重交通用舗装，すべり止め舗装，橋面舗装など），経済性などを考慮して使い分けられ，それぞれに応じた材料規格の検討も進められているのが現状といえる。

日本道路協会の本州四国連絡橋舗装基準調査特別委員会では，舗装本体用のバインダーの検討として，ＣＲ（クロロプレンラバー），ＥＶＡ（エチレン酢酸ビニル共重合樹脂），ＥＥＡ（エチレンエチルアクリレート樹脂）を用いて，アスファルトとの複合バインダーを試作しその物理性状や混合物の力学試験を行ない（図１～４参照）改質アスファルトの規格，改質硬化性樹脂の規格，あるいはそれらを用いた混合物の基準値の検討を行なっている。しかしいずれのバインダーもコスト面ではかなりアップ（４～２０倍）になることが予想されている。

北海道開発局では冬期の耐まもう性，夏期の安定性ならびにすべり抵抗性のすぐれた表層用アスコンを見出すために昭和４９年９月に一般国道１２号線美唄市で延長９００ｍにわたって試験舗装を実施した。ここに取り上げられたものは前述したようなゴム入り，樹脂入り，触媒系，アスベスト入りなどのアスファルトを用いた細粒ギャップアスコンで，昭和５１年８月までの調査では特に顕著な差異は見出されていないようである。

本四舗装の調査で検討の対象となったバインダーの中で熱硬化性のエポキシアスファルトはまだ試験施工さえほとんどなされていない特殊材料であるが，耐まもう，耐流動にすぐれた性質をもつ

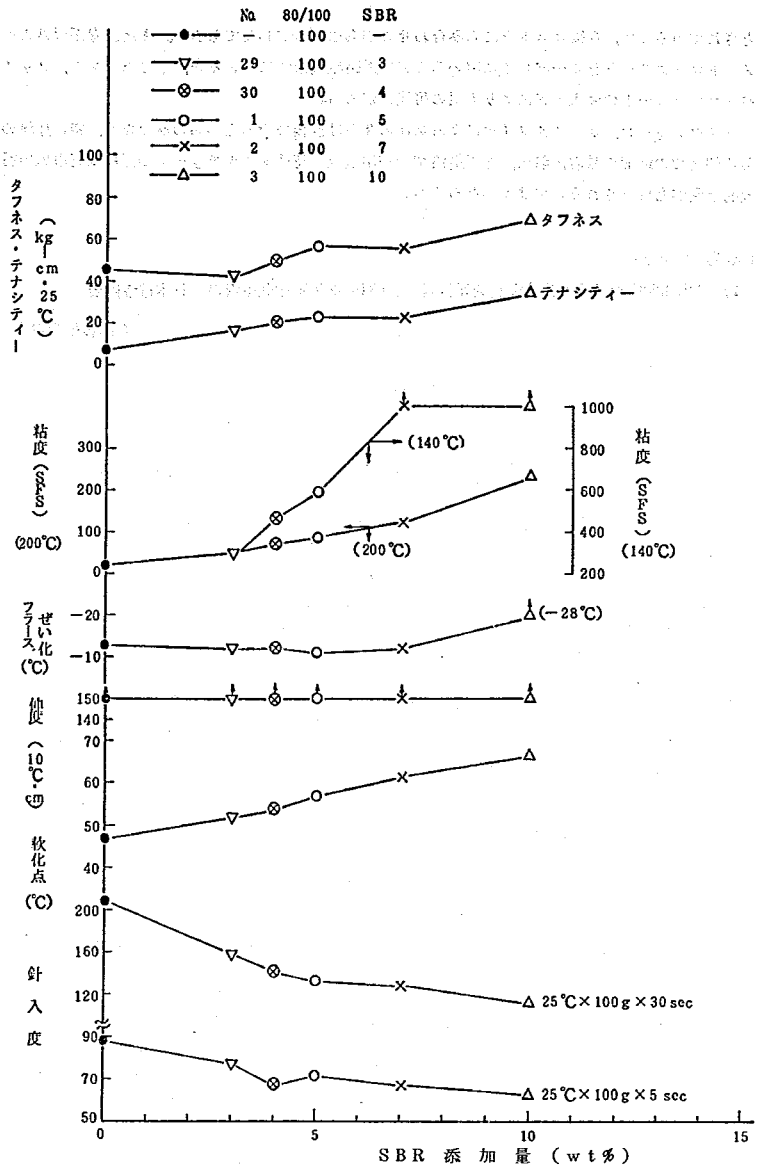
とされているので，今後コストとにらみ合わせながらの検討が必要であろう。また濃青系以外のセメントコンクリートをオーバレイに用いるなどは道路環境条件にもよるが，早強セメント，ファイバーコンクリートの導入などにより実現の可能性がある。

タイヤチェーン，スパイクタイヤによる摩耗の問題は舗装技術の面からのみでなく，特に危険のある個所での路面の融雪，融氷，無雪道路での使用制限，特殊タイヤチェーンの採用など巾広い行政的措置が必要とされるのではないだろうか。

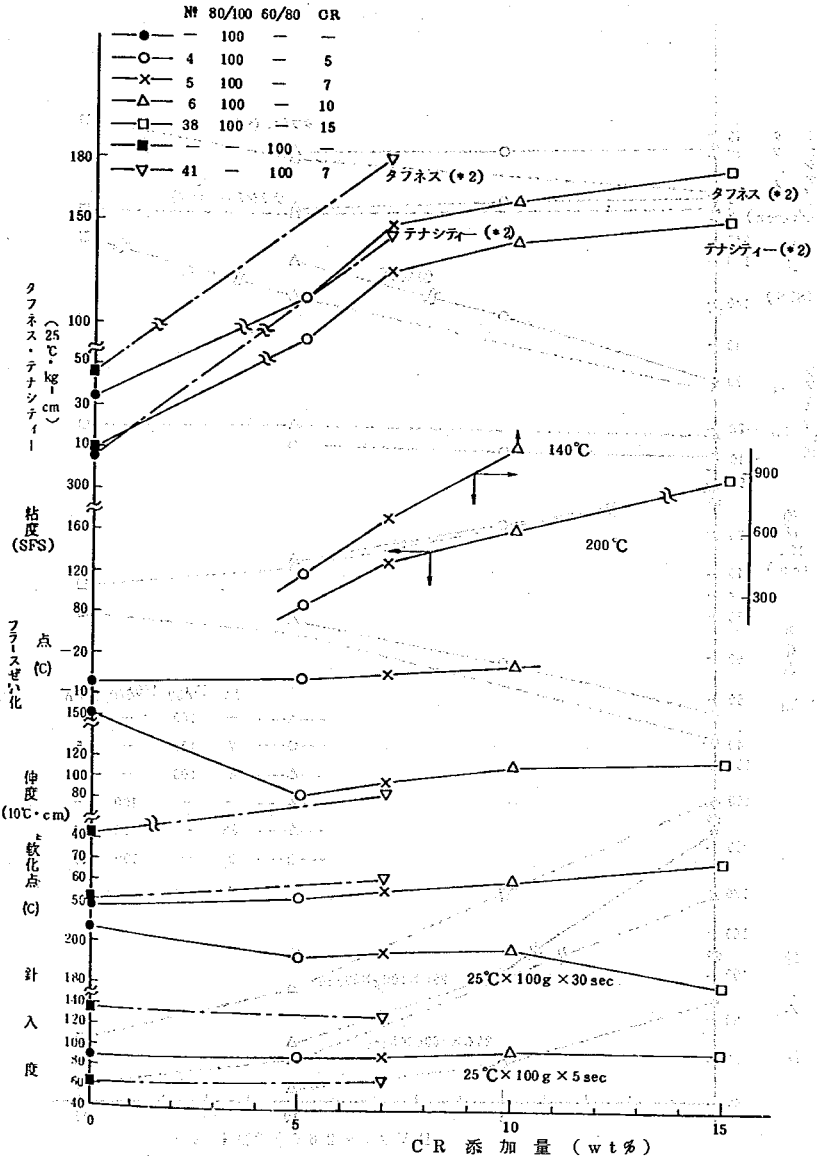
〔参考文献〕

1）“本州四国連絡橋舗装基準調査報告書”，昭和49年度中間報告書，日本道路協会

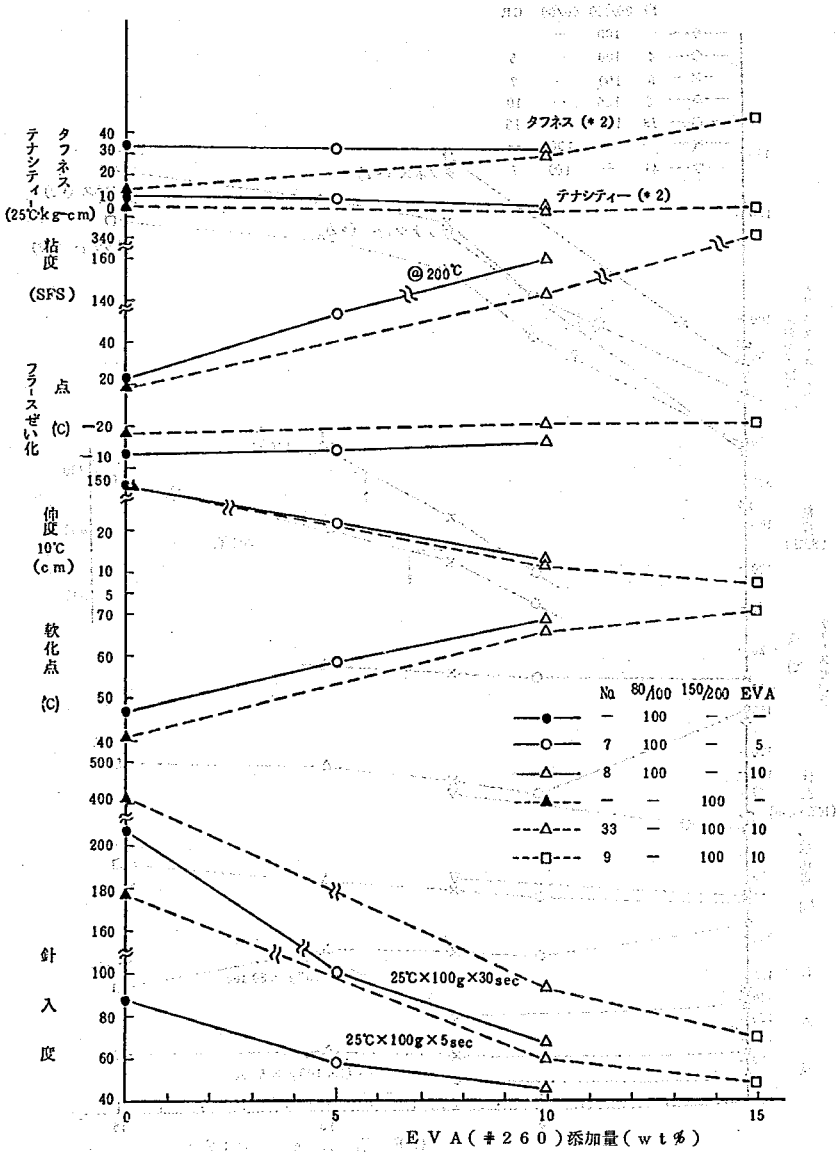
（舗装研究室）


No 80/100 SBR
— 100 —
29 100 3
30 100 4
1 100 5
2 100 7
3 100 10
タフネス・テナシティー (kg/cm・25℃)
△タフネス
△テナシティー
粘度 (SFS) (200℃)
(140℃)
(200℃)
粘度 (SFS) (140℃)
フラース ぜい化 (℃)
(−28℃)
伸度 (10℃・cm)
軟化点 (℃)
針入度
△ 25℃×100g×30sec
△ 25℃×100g×5sec
SBR 添加量 (wt%)

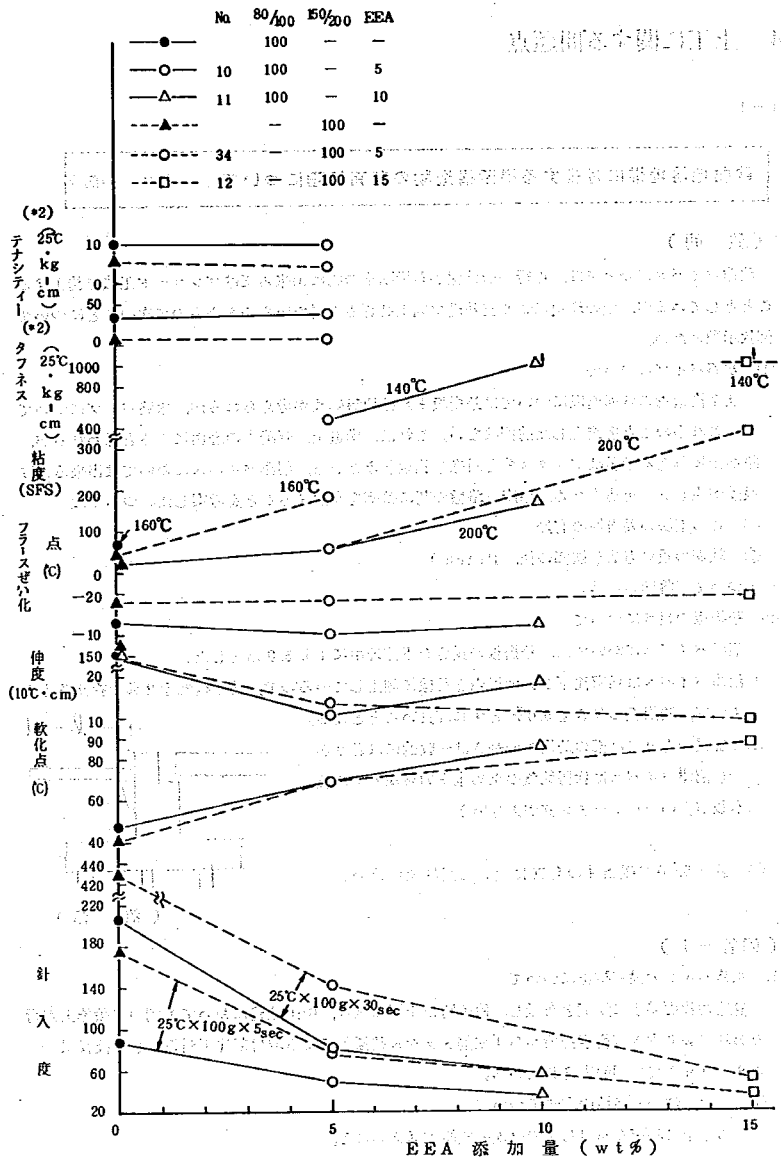
図−1 SBR 添加効果


№ 80/100 60/80 CR
— 100 — —
4 100 — 5
5 100 — 7
6 100 — 10
38 100 — 15
— — 100 —
41 — 100 7
タフネス (*2)
テナシティー (*2)
タフネス・テナシティー (25℃・kg-cm)
粘度 (SFS)
140℃
200℃
フラースぜい化点 (℃)
伸度 (10℃・cm)
軟化点 (℃)
針入度
25℃×100g×30sec
25℃×100g×5sec
CR 添加量 (wt%)

図－2 CR 添加効果


タフネス (*2)
テナシティー (*2)
@200℃
25℃×100g×30sec
25℃×100g×5sec
No 80/100 150/200 EVA
— 100 — —
7 100 — 5
8 100 — 10
— — 100 —
33 — 100 10
9 — 100 10
EVA(#260)添加量(wt%)

図－3　ＥＶＡ 添 加 効 果


No.
80/100
150/200
EEA
100 — —
10 100 — 5
11 100 — 10
— 100 —
34 — 100 5
12 — 100 15
(*2)
テナシティー (25℃・kg・cm)
(*2)
タフネス (25℃・kg・cm)
粘度 (SFS)
フラースぜい化点 (℃)
伸度 (10℃・cm)
軟化点 (℃)
針入度
140℃
160℃
200℃
25℃×100g×30sec
25℃×100g×5sec
EEA 添加量 (wt%)

図－4　ＥＥＡ 添 加 効 果

4　土工に関する問題点

4－1

軟弱地盤地帯に付設する横断構造物の背面処理について　（49. 中部）

（質　問）

沼津バイパスにおいては，走行性の確保から横断構造物は出来るだけプレロード工法で施工することとしているが，他の理由により杭基礎で施工せざるを得ないものもあるので次のことについて御教示願いたい。

(1) 水路パイプについて

通常構造物の背面処理については踏掛板または地盤処理が考えられるが，水路パイプについては，これらのことを施工した前例はない。これは，構造上，経済上の理由によると思われるが，路面上に与える影響はボックス等と同様（札幌）などから，沼津バイパスにおいては出来るだけ段差が生じるのを防ぐため，路床，路盤の間に鉄網を布設することを考案した。ついては

① この工法の妥当性の有無

② 鉄網の設計方法（鉄網の径，Pitch）

について回答願いたい。

(2) 踏掛板の長さについて

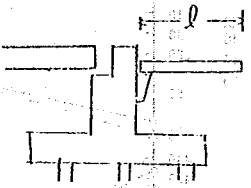
沼津バイパスにおいては，踏掛板の長さを下記理由により5.0ｍとした。

（沼津バイパスは残留沈下10㎝以内を目標に施工しているので，沈下勾配を２％で押えるものとすれば，踏掛板の長さを5.0ｍとすれば良いこととなる。）

① 橋梁のとりつけ部の踏掛板の長さは一般的にはどうか

（沼津バイパスは軟弱地盤のため水平力確保のため杭本数が多い → フーチングが大きい）

② $\ell = 5.0$ｍの妥当性の有無について回答願いたい。



（沼　津）

（回答－１）

1. 水路パイプの段差防止について

構造物背面盛土に鉄網を布設し，段差防止を図る試は，中国地建において１例の試験施工が行なわれており中国技術事務所から「鉄筋メッシュ踏掛版による取付部沈下対策」（中技管報 －４８－０９）で中間報告されている。

(1) この工法の妥当性の有無について

盛土中に鉄網を布設した場合次の機能が考えられる。

① 鉄網で補強された土層による荷重分散効果の増大

② 鉄網の一端を構造物に固定することにより，鉄網に引張力が働き鉄網上の土砂の沈下を抑止する。したがって，構造物背面に鉄網を布設することにより，背面盛土の沈下を抑制し，構造部と盛土間と段差をすりつけることが期待できる。

実際に前の報告によれば３０％程度の沈下抑止効果が得られており，現在までのところ，交通量は極めて少ないが鉄網を入れた路面には有害な段差やひびわれ等は生じていない。

しかし，この工法には次のような点に問題があると思われる。

(イ) 路面の供用性について

一端を固定した鉄網による段差防止では，沈下量が大きくなった時，鉄網の沈下形状は放物線となる。したがって鉄網布設部と盛土部とは極めてスムーズなすり付けとなるが，逆に橋梁部とは剛な踏掛版よりすりつけ勾配が大きくなり，路面の供用性を低下させるおそれがある。

(ロ) 鉄網の土砂の拘束性について

盛土基礎地盤の圧密沈下及び盛土自体の圧縮沈下により盛土が大きく沈下した場合，鉄網下に空洞が生じる可能性がある。このような場合，交通荷重の衝撃あるいは振動により鉄網による土砂の拘束がくずれて，路面の局部的な沈下や舗装の破壊を生ずるおそれがある。

(2) 鉄網の設計方法について

鉄網のピッチは，前の報告書では室内試験の結果から10cmに定めているが，前項の(ロ)に述べたような問題もあり，あるいは土質の相違もあり，実験等により検討しなければならない。

また鉄筋径等については，鉄筋に作用する引張力，鉄網と土の摩擦力あるいは鉄網の沈下形状等が明らかでないので具体的な解答はできない。

2. 踏掛版の長さについて

(1) 橋梁とりつけ部の踏掛版の長さ

現在施工されている踏掛版の長さは次のとおり

(イ) 日本道路公団の場合

「踏掛版設置基準」により地盤の良否，盛土高さ，設計速度等により５ｍと８ｍに分けられている。

(ロ) 地方建設局の場合

ある程度統一的に実施されている地建をあげると次のとおり

(a) 関 東 地 建

「セメントコンクリート舗装要綱」に示されている踏掛版をアスファルト舗装にも準用している。

(b) 近 畿 地 建

踏掛版の長さは５ｍに統一。

(c) 四 国 地 建

盛土高さに応じ次のようにしている。

盛土高さ　3～9m　踏掛版長さ　3m

〃　10～14m　〃　4m

盛土高さ　15～19m　踏掛版長さ　5m

その他の地建（中部地建を除く）では個々の現場の判断で実施されているようである。

(2) 踏掛版の長さ5mの妥当性について

踏掛版の長さを規定する要因としては

① 道路の供用性すなわち，自動車の乗り心地

② 踏掛版の工事費と段差の補修費

③ 踏掛版の支承の構造

などを考えなければならないが，ここでは①について検討する。

土木研究所では，すりつけ勾配と乗り心地に関する研究として，「土木研究所資料第190号」（一部抜すいを土木技術資料8－7）に発表している。これは，図－1に示すように段差1～3cmのすりつけ勾配1～10%についてJ aneway の乗り心地係数との関係を調べたものである。

今，これをもって，10cmの段差について検討することは問題があるが，あえて外挿により推定すれば，2%の勾配でもって10cmの段差を乗用車が60Km／hの速度で昇る場合の乗り心地係数は10程度と考えられる。

これに対して，乗り心地係数と路面の供用性についての評価基準（案）が表－1のように提案されている。（土木技術資料8－8）

これらによって判断すれば10cmの段差に対する2%のすりつけ勾配は必ずしも好ましいものではないと思われる。

その際すりつけ勾配を緩和する方法としては，

① 踏掛版を5mより長くする

② 沈下量が大きくなった段階で舗装のオーバレイ等を行ないすりつけ勾配を緩和する。（補修回数の減少）

③ 路面の沈下量が高い確度で推定できるならば，盛土部の路面を沈下量の1／2～2／3程度上げ越しておく。

などが考えられる。

これらのことを考慮して，踏掛版の長さを決定するためには，

① すりつけ勾配の許容値

② 沈下量と沈下継続時間及び舗装の耐用年数

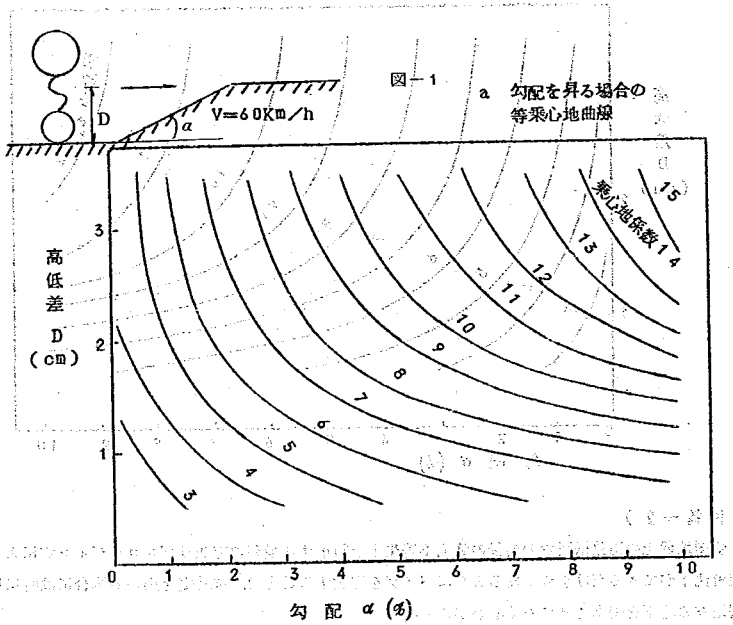
③ 段差の維持修繕の体制と経費

などを明確にする必要があり，現状では，踏掛板の長さ5mの妥当性を述べることができない。

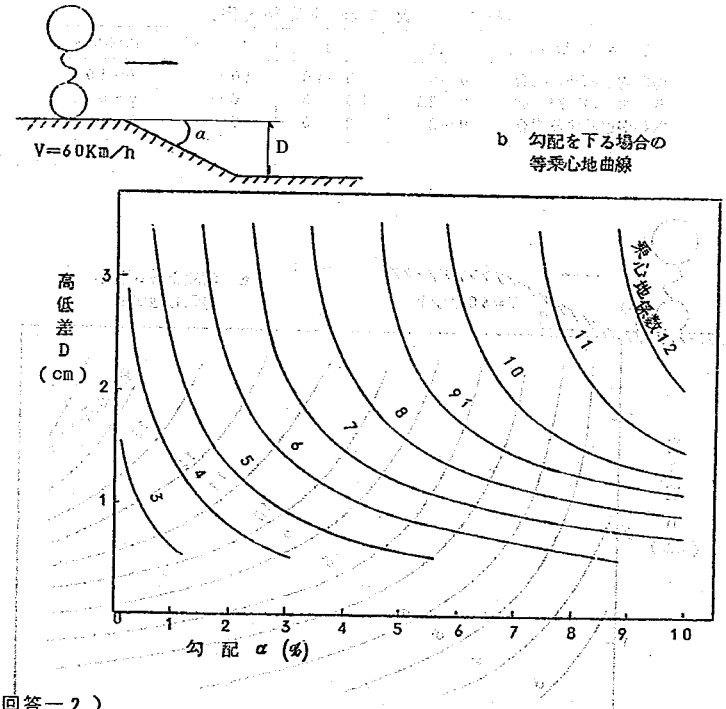
表－1　道路の評価基準（案）

道路の状態	良	可	不　可	補修限界
局部的な凹凸の場合	0～5	5～10	10～	7～10
普通の路面	0～3.5	3.5～ 6	6～	6～8
振動が連続する場合	0～2	2～ 5	5～	5～6

（施工研究室）



図－1　a　勾配を昇る場合の等乗心地曲線



（回答－２）

軟弱地盤上の道路横断管の前後の路面不等沈下を防止する最善の方法はプレローディングにより残留沈下ができるだけ小さくなるようにパイプを埋設することで，杭基礎を用いる場合には特に周辺地盤の沈下を促進させておく必要がある。

管の上部と側方で沈下通が異なるために，管上部の土塊と側方の土塊の間にせん断力が沈下の進行とともに生じてくるものと考えられるので，このせん断に抵抗するものとして路床上部に鉄網を敷く工法が検討されていると思われる。しかしこの鉄網はあまり大きなせん断には抵抗できないし，もちろん鉄網自体が土を補強して鉄筋コンクリートのような働らきをするとも思われないので，橋台背面などで用いられるような本格的な踏掛板のような効果は期待できないであろう。ただ，鉄筋が切断するということも考え難いので管上部と側面埋めもどし部の境界で鉄網が折れ曲がっても，この部分での段差はなんら対策を講じない場合にくらべると小さく，かつ路面の凹凸が緩和される効果はあるといえる。つまり管上部の土と管側面の土が完全に分離してしまうのを抑制し，管上部とその周辺の路盤・舗装をある程度一体化する働らきは認めることができるが，鉄網自体は構造体として荷重を受ける板とみなすことはできないので，管側面の土の沈下が大きい場合にはこのよう

な鉄網を敷く工法は適当とはいえない。（極端な場合として鉄網の下の土が沈下してここに空洞ができるようなことになれば，鉄網のないときより事態は悪くなるのではないかと思われる。）

次にこの鉄網工の設計の問題であるが，管上部と側方部の土塊の間のせん断力を算定することができないうえに，この境界において鉄網が折れ曲がることは避けられないと思われるので，鋼棒（鉄筋）の径を計算で求めることは無理である。ただメッシュの寸法については，鉄網を路盤の下に設置するなら路盤材料がこのメッシュから抜け落ちないようになるのが望ましいと考えられるのでその点から，間隔を選定するのがよい。

また鉄網を敷く範囲であるが，管の両側にある程度広く施工するのがよい。プレロードの盛土を開削して管きょを施工する場合には，開削部全体を鉄網でおおい，さらにその端部を非開削部にくい込ませるようにするのがよい。

実例がないので試験的に施工して観測してみるのが望ましい。

（土質研究室）

4－2

粘性土（陶土）の安息角と土圧計算について　（49. 中部）

（質　問）

陶土が一旦含水すると非常に流動性を増して法面はもとより構造物を破壊し地辷り現象をしばしば起す。法面崩壊ならびに地上対策上C（粘着力）ϕ（内部摩擦角）をどの程度に決定するのがよいか。

（多治見）

（回　答）

土のせん断強度C，ϕを求める方法として一般に多く用いられている方法に，直接せん断試験ならびに三軸圧縮試験などの土質試験によって求める方法がある。すべり面が地下水面よりも下にある場合には，乱さない資料を採取して，この試料を飽和させた三軸圧縮試験を行ない，有効応力にもとづくせん断強度定数C′，ϕ'を求めればよいと考えられる。この場合，側圧はすべり面上の有好土かぶり圧を考えた応力状態に近い値のものを選び試験する必要がある。

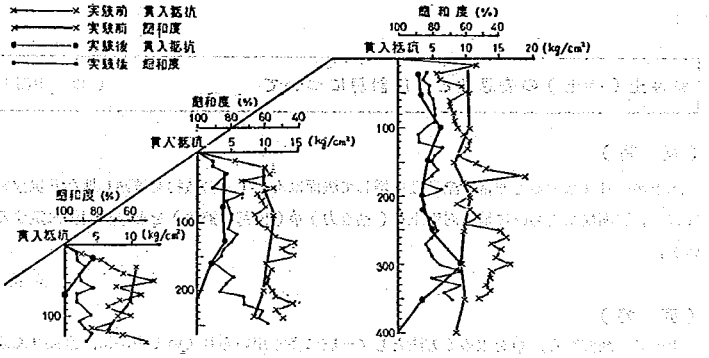
しかし，法面崩壊および地辷り現象は一般にすべり面がすべて地下水面以下にあることは稀であり，のり面および地山が飽和していない状態ですべりが生ずることが多い。したがって，降雨などによるすべりの検討を行なう際には不飽和の土のせん断強度を求めることが必要である。不飽和土のせん断強度定数は飽和土の場合と同様の三軸圧縮試験を行ない，試験中に供試体に生ずる間げき水圧ならびに間げき空気圧を測定して，つぎの式から有効応力を求めて，不飽和土のせん断強度定数C′，ϕ'を求めることが提案されている。

$$\left.\begin{aligned} u &= u_a - \chi(u_a - u_w) \\ \sigma' &= \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに，u：間げき圧，σ'：有効応力，σ：全応力，u_w：間げき水圧，u_a：間げき空気圧，χ：飽和度の関数

(1)式から不飽和土の有効応力を求める際に問題になることは，供試体内に生ずる間げき水圧ならびに間げき空気圧を別々にいかにして測定するかということである。その測定方法ならびに不飽和土の強度定数のとり方について現在，我が国においては研究段階にあり，確立されたものはない。

図－1は土木研究所構内で実物大に近い盛土を築造し，これに人工降雨を加えてのすべりを生じさせる降雨実験を行なった結果を示したものである。図中には実験前と実験後に測定した飽和度とコーンペネトロメータによる貫入抵抗の関係を示したものである。図から飽和度と貫入抵抗との間に相関関係が成り立つことがわかる。すなわち，降雨の浸透にともない飽和度が増加し，それにともなって貫入抵抗も低下している。図－2は貫入抵抗の値から粘着力を計算し，粘着力と飽和度の関係を示したものである。飽和度が高くなるにしたがって粘着力が著しく減少することがわかる。



図－1 飽和度と貫入抵抗の関係

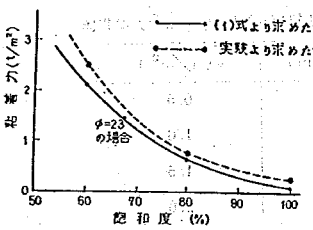
なお，図－2の粘着力は含水比の増大によるせん断抵抗角の低下は粘着力に比較して小さいとして，$\phi = 23°$ の場合について各飽和度における粘着力を求めたものである。

$$\frac{2q_c \tan\phi}{3(e^{2\pi\tan\phi}-1)} - P\tan\phi = \left(\frac{1+\sqrt{\frac{1}{st}}}{2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

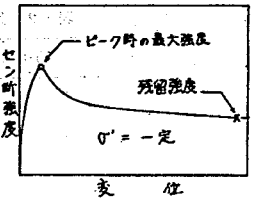
ここで　qc ；コーン貫入抵抗値（kg/cm^2）
　　ϕ ；土のせん断抵抗角（°）
　　c ；土の粘着力（kg/cm^2）
　　p ；コーン貫入試験を実施した点での土かぶり圧（kg/cm^2）
　　st ；鋭敏比

一般に斜面の安定性など検討する際に，土のせん断強度は図－3に示すようなピーク時のせん断強度を用いて検討する場合が多い。しかし，Skemptonらはこのピーク時のせん断強度を用いた安定解析の結果と実際のすべりとが一致しないことから，図－3のヒズミの大きくなった時の強度，すなわち残留強度を用いた安定解析の必要なことをのべている。実際にスベリを生ずる時のせん断強度は，ピーク時のせん断強度と残留強度の間にあると考えられている。そこで残留率というものを用いて，すべり面に占めるピーク時のせん断強度と残留強度との関係を表わし，安定解析を行なった結果，実際のすべりとよく一致することをのべている。このような安定解析方法により斜面の安定性を検討された例はわが国ではないが，今後このような研究が進められ，我が国においてものり面崩壊などにも適用されるものと考えられる。なお，粘土および粘性土の残留強度においてはC＝0近くになるといわれている。

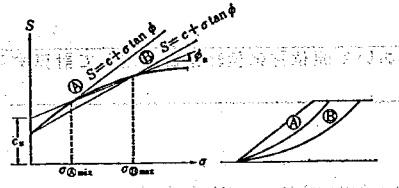
以上，不飽和土の強度定数についてはむずかしい問題が多く含まれており，一概にC，φを決めることはたいへん困難である。しかしながら，不飽和土のせん断強度は指摘のように斜面の安定などを検討する際には，必ず必要となる強度定数である。したがって，「のり面工と斜面安定工指針」（日本道路協会）では，つぎのようにして不飽和土の強度定数を求めている。すなわち，含水比および密度などを現地の条件に適合した状態で試験を行ない全応力で整理すると，図－4のように一般にモールの円の包絡線は曲線となるが，この場合，強度安定C，φは計算の対象となる応力の範囲で包絡線に近い直線を描いて求めることにしている。



図－2　飽和度と粘着力の関係



図－3



図－4　不飽和粘質土の三軸非排水試験

また，崩壊を起こしたのり面などで，試料を採取して土質試験を行なうことが困難な場合や，復旧までの時間的余裕がない場合には，崩壊のり面を推定し，崩壊時の地山のすべりに対する安全率

が1であるとして(3)式からC，φを逆算して求める方法が行なわれている。

$$Fs = \frac{\Sigma \{ c\ell + (W\cos\theta - u\ell) \tan\phi \}}{\Sigma W \sin\theta} = 1.0 \quad \cdots\cdots (3)$$

のり面などのすべり面が比較的浅い場合には，表－1，に示すようなφを仮定して，平時粘着力 $\bar{c}$ を求めている。

表－1　土の内部まさつ角 φ

統一分類法の記号	土　　質	内部まさつ角(　°)
MH，CH，OH	粘　　土	15～20
ML，CL，OL	粘　質　土	20～25
SM，SC	砂　質　土	25～30
SW，SP，GW，GC	砂，砂利まじり砂	30～35

表－2　地すべりの垂直層厚(m)とc(t／m²)の関係

地すべりの垂直層厚(m)	c(t／m²)
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

地すべりなどのようにすべり面が深い場合は，逆に表－2に示すようなCを仮定して，平時せん断抵抗角φを求める方法が行なわれている。

（土質研究室）

4－3

地すべり抑制工において原位置試験結果を採用して計算する場合の安全率の割増しについて　（49. 中部）

（質　問）

地辷り抑制工における安全率(F)については，各種の基準によるとF＝1.1～1.5となっている。亦，地辷りの場合に「高速自動車国道設計要領」によると

1：原位置試験によってセン断強さを求めた場合にはF≧1.7

2：一軸，三軸圧縮試験によって求めた場合にはF≧1.5

となっているが，盛土基礎（地山）において，Ｉ．Ｓ．Ｔ 試験により求めた場合の安全率はどの程度の割増しを考慮すべきか。

（高山国道）

（回　答）

「高速自動車国道設計要領」（現行のものは単に「設計要領」となっている）の安全率に差異をつけた考えかたは1.の原位置試験とは標準貫入試験などのサウンディング試験のことであって，これによって直接せん断強さを求め得るものではなく，サウンディング結果からせん断強さを推定することになるので，その推定精度に問題があるとの理由で安全率を割増ししているものである。

質問のＩ．Ｓ．Ｔ 試験については詳細がわからないがボーリング孔を利用した一種のサウンディングと考えられるので，上記の思想によれば1.の原位置試験による場合と同じ安全率（1.7）とするのが適当と思われる。

（土質研究室）

4－4

急傾斜地に道路（災災を考慮した）を築造する場合の調査について

（50. 中国）

（質　問）

山間部，特に河川の狭谷沿いに築造する道路では，急傾斜地の切取りが問題となる。こうした所の施工はほとんどの場合，自然地山の法先の切取りが原因で大規模な斜面崩壊を生ずるケースが多々ある。

急傾斜地域に道路を築造する場合，地質調査を含めた調査上の主要な留意点について御教示願いたい。

（中国技術）

（回答－１）

斜面崩壊に関する調査上の留意点はいろいろあるが，ルート選定時と工法検討時に分けて，主なものをあげる。

(1) ルート選定時の調査

Ⓐ 切取りによる大規模な斜面崩壊発生の危険度の高い場所をさける。

Ⓑ 自然斜面および切土斜面の崩壊の密度（道路延長に対する予想される崩壊斜面の箇数）が高い場所をさける。

Ⓒ 施工後ノリ面安定工の変状，あるいは上部の自然斜面からの落石等により維持管理上困難が予想される場所をさけること。

である。

まずⒶに関して説明する。

道路の斜面崩壊の形態は表－１のように分類されるが，このうち大規模な崩壊はⅡ型及びⅢ型である。

斜面崩壊の形態分類と地質との対応は，表－2にまとめられるが，次の地質（地山）の所で，切土をすると大規模な崩壊を誘発させる危険度が一般に高く，特に３０m以上の切土は避けるのが一般的には望ましい。

① 断層や破砕帯が多く存在し，全体的に岩盤に割れ目（節理，キ裂）などの不連続面が多く，しかもゆるんでいる場合。特にこの不連続面が流れ盤になっている所は危険度が高い。

Ⅱ型，及びⅠ型のうち切土量が多くてⅡ型になったもの。（表－1中の道路計画上の留意点参照）

② 崩積土層（崖錐層）が分布する場合。特に崖錐層が岩盤上にあり，しかもその境界面が流れ盤になっている場合は危険度が高い。

Ⅱ型

③ 周辺で多数の崩壊が起っている場合

自然地山の状態で，安全率が1に近いことを意味しており，切土すれば不安定になる。

Ⅱ型，及びⅡ型

次にⒷに関して説明する。

この場合自然斜面については，Ⅰ－1，Ⅰ－2型の形態の崩壊が切土斜面については，Ⅰ－2型，Ⅱ型の形態の崩壊が多い。

次の地質（地山）では自然斜面やわずかの切土により斜面崩壊が頻発することが多い。

① 過去崩壊した形跡がずい所にある場所

② 落石や小崩壊が降雨のたびに発生している場所

③ 勾配の急な崖錐やルーズな表土層が厚く存在する所

このような場所がいたる所に分布していたり，特に基盤石との境界の勾配が急であったりすると非常に不都合である。

④ 地下水位が高く，湧水が多い箇所

Ⓑのケースで切土量が多くなるとⒶになることが多い。

最後にⒸに関して説明する。

ノリ面施工直後は一応安定しているが，時間経過とともに斜面安定工に変状をきたし，維持管理にてこずることがある。これには，次のようなケースが多い。

① じゃ紋岩，緑色岩（片岩，凝灰岩），第三紀以後の凝灰岩，温泉変質した岩（第三紀の堆積岩に多い）などでは，切土による応力解放（ゆるみ），風化の進行により，漸次強度低下や吸水膨張，乾燥収縮による体積変化を生じ，これに伴って斜面安定工に変状をきたす。

② 割れ目の多い岩盤，特にそれが風化を伴う場合は，切土による応力解放（ゆるみ）が時間経過とともに進行し，斜面安定工に変状をきたす。

③ マサ，シラス，あるいは比較的ルーズな砂質地山では，パイピングにより地山が局部的に少しづつ洗い出され，斜面安定工の変状につながる。地下水位が高かったり，量が多いような所では特にこのようなことが起きやすい。

上部の斜面より落石等があり，施工後の維持管理に困難な場合があるが，このようなケースは施

工前より，もともと落石が多い場合に起ることが多い。

(2) 工法検討時の調査

これは，斜面の設計，施工段階の調査であり，必要な道路の幅員を得るために切取りを行なう斜面に対して，それが安定する工法を検討するためのものである。

斜面自体は全体的に見て安定であるようにし，その後表面浸食，風化，部分的崩落の防止を行なうのが工法検討の一般的流れであり，これに従って調査の留意点も次のようなものになる。

① 最小限除去する必要のある不安定土塊（岩塊）の分布。——地表精査により調査する。

② 斜面全体の安定のためのり面の形状を決めるための調査

(イ) 岩盤，地盤の状態の調査 —— 踏査，ボーリング，物採により地山の全体的な評価を決め，のり勾配，のり高，小段の位置を決める。（道路土工指針，のり面工と斜面安定工指針などを参考にする。）

(ロ) 不連続面（断層，シーム，割れ目，地層の境界）の方向，状態の調査 —— 踏査，ボーリング，サウンデング，物採により調査する。特に流れ盤になっているものに留意する。

③ 崩壊形態の予測 ——①，②の作業により概略の斜面形状が決まった場合。この斜面がもし崩壊すればどんな形態で崩壊するかを予測するが，これは滑り面の位置をサウンデング等で想定するとともに，これと崩壊要因を合せて検討する。この際の資料はこれまで述べたものと同じであり，これを見直しするということになる。

④ 対策工の基礎地盤までの深さ及びその強度の調査 ——ノリ面勾配をゆるくしたり，小段をつけたりする以外に擁壁，くいなどの抑止施設が必要になれば，これの基礎につき調べる。

⑤ 抑制工の設計のための調査 —— 地下水が多量あり，前述の力のバランス以外にこれを重視する必要がある時は，地下水脈の分布，水量を調べる。

⑥ のり表面の保護工のための調査 —— 表面流の流路，水量及びモルタル吹付工で，良いかどうかなど，堀削表面の被覆法につき調査する。

以上述べたことは，斜面崩壊だけを対象としたが，これ以外に，土石流及び土工時に盛土が生ずる場合はこれに対する安定性の調査検討が必要である。

（急傾斜地崩壊研究室）

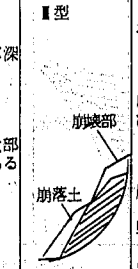
表－2　道路の斜面崩壊の形態分類と地質の対照表

地質	(表　土)	粘質土 粘　土 ローム	崩積土 崖　錐 (段丘レキ)	シラス マ　サ 山　砂	岩 (特殊岩) 蛇紋岩 強風化岩 温泉変質 第三紀 (特殊)	岩 (硬) 結晶片岩 破砕帯 断　層 (割れ目)	岩 (軟) 第三紀 (吸水膨張 表面剥離)
分類	Ⅰ－2	Ⅰ－3 Ⅰ－1	Ⅱ Ⅲ (不透水層がある場合)	Ⅰ－3 Ⅲ－1 (不透水層がある場合)	Ⅲ Ⅰ－2 Ⅱ	Ⅲ Ⅰ－1 Ⅱ	Ⅰ－1 Ⅰ－3

表—1　道路の斜面崩壊の形態分類表（切土ノリ面，自然斜面）　（案）※

斜面崩壊の形態分類		崩壊の原因と機構	崩壊個所の地山の特徴	道路計画上の留意点	対策工・その他
Ⅰ型 （浅い表層崩壊） 斜面の表層あるいは，その1部が滑落するもの。	Ⅰ—1型 	切取りあるいは風化，乾燥・収縮又は凍上により表面附近の層理，割れ目（節理，キ裂）がゆるみ，これらに沿って剝離脱落する崩壊である。	①層理面，節理面の傾斜が流れ盤になっている個所 ②断層等で破砕されている個所 ③風化の進んでいる個所で崩壊している例が多い。キレツの入った硬質粘土を切取った場合にもこの型の崩壊を起こすことがある。	崩壊は岩の目（層理，割れ目）の最もゆるい部分の局部的剝落から始まり漸次側方，あるいは上方へ波及して行く場合があるので，目の発達した長大斜面ではこの型に注意。 斜面の末端部の切土量が多い場合はⅡ型の崩壊になることがあり，特に層理面，断層面が流れ盤になっている所ではこの傾向が強い。	斜面長の短かい場合や長大斜面でも少し深くなると堅岩である場合は対策工は比較的容易。長大斜面の切取りでは区間を小わけするなど，ゆるみをなるたけ少くすることが大切である。 対策工 ○切土工 ○ロックボルト工 ○モルタル吹付工 ○ノリ枠工 ○コンクリート張工 ○コンクリートブロック張工 （落石防止フェンス） （ナイロンネット）
	Ⅰ—2型 	自然斜面では，主に表土層が表面流の浸食等により滑落する。この場合のすべり面は地表面に平行していることが多い。 切土斜面では，表面近傍の地盤が応力解放によるゆるみ浸透水による脆弱化によりノリ面或部が崩壊するもので，法面が比較的軟かい土，岩からなる場合にこの型の崩壊になりやすい。すべり面は円弧に近い形状をしている。	自然斜面では，表土層と基盤との境界がはっきりしていることが多い。 切土斜面では泥岩（第三紀層），キ裂の入った硬質粘土，粘土状に風化した緑色片岩にこの型の崩壊をみる。	この型の崩壊は，規模はそれほど大きくないが，斜面崩壊中最も数が多い。 表面流の流入量が多い斜面，切取りにより表面が落しく脆弱化する斜面ではこの型に注意。	切土では，相当時間が経過した後に崩壊する場合があるので，規模は小さいが，その時の復旧工事は面倒である。小段の幅に余裕があれば，崩壊後の復旧工事も容易になる。 対策工 ○切土工　○置換工（崩落土を除去し良質材で埋戻す） ○ノリ枠工　○排水工

※　この分類は設計要領（道路公団）の切土ノリ面崩壊の形態分類表に若干の修正を土研で加えたものである。

斜面崩壊の形態分類		崩壊の原因と機構	崩壊個所の地山の特徴	道路計画上の留意点	対策工・その他
	Ⅰ－3型 	透水性や侵食に対する抵抗が異なる層がある場合，強い層が局部的にオーバーハングする形になり，それが崩落する。	新第三紀層などでは，泥岩と砂岩が互層になっていることがあるが，砂層は透水性が高く，固結度は低いので，わき水によって洗い出されてえぐられている場合がある。	工事は比較的容易だが施工後の維持管理が当初の予想より面倒なことがある。	吹付け工ができないので当初の予定より工費がかさむことがある。 対策工 ○不安定土塊除去 ○ノリ枠工 ○排水工
Ⅱ型 （基盤におよばない深い崩壊 基盤を覆っている風化土や崩積土が滑落するもの	Ⅱ型 	基盤を覆っている風化土や崩積土（崖錐層）が主として雨水や地下水などの浸透圧の原因となり，ほぼ基盤面に沿って崩落するものである。崩落する際には基盤の一部をまきこむ場合がある。この崩壊は切土深さや勾配にあまり関係がない。	風化土あるいは崩積土（崖錐層）が堆積している沢（とくに湧水の多い沢）やアン部を切取ったときに生じやすい。 なお，土質および地形条件によって地すべりを起す場合がある。	崩積土層（崖錐層）の規模が大きい場合は切取りをさけること。 またどうしても切取が必要な時は，なるたけその上部を切取る様に計画すること。	地形条件や湧水量によって復旧工事が困難な場合がある。 対策工 ○排土工（落ちそうな部分を落す） ○石積工 ○ノリ枠工 ○排水工
Ⅲ型 （基盤におよぶ深い崩壊 すべり面が大部分基盤中にあるもの	Ⅲ型  	断層，風化土と岩盤との境界面あるいは極度に弱い「目」等の不連続面をスベリ面として，ノリ面のかなり深い部分からノリ面を構成する地塊が一体となって滑落するものである。滑落した地塊は比較的原形を保っており，崩壊斜面の上部には，ほとんど垂直な滑落崖が形成される。スベリ面は急で，滑落した地塊は移動することが少ない。 切取によって発生するものがこの型の大部分を占める。	粘板岩，風化石英斑岩の個所で崩壊の例がある。 この型の崩壊はノリ面が岩からなる場合で，とくに①破砕帯，②ノリ面背後に断層がある個所を切取ったとき等におこりやすい。 地形は尾根形（凸形）でも，基盤中の弱層が沢状（凹型）に分布している場合，とくに，ここに地下水が多量に集まっている個所にこの型の崩壊が多い。	尾根形の地形で，地山の状態も比較的良好であり，切取り時に一見問題がなさそうでも，近くに断層があったり，深部に流れ盤になっている不連続（地層の境界，断層）があれば，斜面末端を大規模に切取るのはさけるべきである。不連続面が密着していても，目が通っている場合は，これを見のがしがちである。	長大斜面の切取りでは，区間を小わけするなど，ゆるみをなるたけ少くすることが大切である。 滑落土量が多いため，復旧工事には時間がかかる。しかし，滑落土は移動することが少ないので対策は比較的容易である。 対策工 ○切土工 ○排土工 ○ノリ枠工（崩壊頭部）

（回答－2）

質問にあるような地形においては，一般に崖錐たい積物や土石流たい積物あるいは地すべり土塊などがたい積して，かろうじて安定な斜面を形成しており，わき水や地下水の水位の高いところが多いと考えられる。したがって，このような個所で切土を行なうと，斜面の安定性が失われて大規模な斜面崩壊が生ずる危険性が高いといえる。したがって，このような個所における調査としてはつぎに示すような項目について特に注意して調査する必要がある。

(1) 周辺近隣の既設の切土の実態調査ならびに類似条件での施工例などの関連資料の収集を行ない，安定なのり面および危険なのり面の区分わけをする。

(2) 地表踏査を行ない，つぎに示す地質的項目について調査する。

(イ) 地形 —— 水の集まりやすい地形に注意を要する。

(ロ) 崖錐，段丘，強風化帯，軽石などの分布状況

(ハ) 岩石の種類および岩質

(ニ) 地層の走向と傾斜

軟らかい層が硬い岩盤上にあり，しかもその境界面の傾斜の方向とのり面の傾斜の方向が同じ場合，または透水層と不透水層とが互層をなしており，その境界面がのり面の傾斜方向と同一方向になっている場合は注意を要する。

(ホ) 岩石の変質，風化の程度および状態

(ヘ) 断層，破砕帯の規模，状態および走向，傾斜

(ト) 岩石の割れ目，層理，片理，節理の状態

(チ) 透水層の位置と性質

(3) (1)，(2)の調査結果にもとづき，危険と思われる個所が判明した場合には，弾性波探査などの物理探査およびボーリング，サウンディングなどの試験を行ない，のり面の安定性の検討を行なう。

一般には，(3)までの調査によりのり面の安定性の検討を行なうが，特に必要な場合には土質あるいは岩石試験を実施する場合がある。

以上，切土のり面の調査方法についてその概略をのべたが，詳しいことは「のり面工と斜面安定工指針」（日本道路協会）を参照するとよい。

（土質研究室長）

4－5

計画段階での法面（切土）工法選択の考え方について （50. 中国）

（質　問）

山岳道路における切土箇所の法面保護工について，土質及び切土面の状態における工法選択上の留意点について御教示願いたい。

（例えば）

1. 地下水が高く切取り法面から湧水の恐れのある場合
2. 透水性の層（例えば砂層）と不透水性の層（例えば粘土層）が互層になっており，その境界面の傾斜が切取面の傾斜と同一方向となっている場合。
3. 透水性の土層の下に岩盤があり，その境界面の傾斜が法面の傾斜と同一方向になっている場合。
4. 水成岩の傾斜層において，その傾斜が切取面の傾斜と同一方向になっている場合
5. 蛇紋岩，頁岩，粘板岩等の変質岩の場合
6. 断層の場合
7. 水を含んだ細粒分の多い砂層，特に真砂状に風化の進んだ花崗岩類及び退化した段丘砂礫層の場合
8. 軟かい粘土の場合
9. 毛状の亀裂をもった硬い粘土の場合

（浜　田）

（回　答）

質問事項が多岐にわたっており，しかも問題のあるのり面についての質問なので，それぞれの項目について詳しくのべることはできないが，まとめると次のようになる。

1～9までののり面は切土のり面の標準こう配で設計すると崩壊する危険性のあるのり面であるといえる。したがって，十分な土質調査，地質調査を行ない，のり面の安定を検討する必要がある。切土のり面の場合，自然の地盤は一般に構成が複雑で不均一な成層または性質をもつ場合が多いため，通常の円弧すべりなどによる安定解析が困難である。このため，過去の実例（例えば同一条件地域における施工例，崩壊事例）を検討したうえで，のりこう配や有効なのり面保護工を決める必要がある。

質問の2，3，4の個所は，一般に不連続面にそって浸透水が集まり，この面が弱点となって崩壊したり，また流れ盤にそって崩壊する例が多い。したがって，のり面保護工としては，不安定と思われる領域が広く，大きな崩壊を起こすおそれのある場合には，擁壁などの堅固な構造物によるのり面保護工を選定する必要があるし，2の場合のような砂層の土砂の流出にとどまるような場合には栗石石張りとしたコンクリートわく工などによるのり面保護工が適切であると考えられる。のり面保護工と合せて，このような個所においては不連続面における浸透水を排除するための地下水排除工（横ボーリングなど）や図－1に示すような排水層を設けてのり面の安定を保つことが必要である。流水盤のような場合には，のりこう配は流水盤の傾斜角と等しいこう配にし，のり面の安定を保つことが望ましい。

質問の1の湧水のあるおそれのあるのり面では，コンクリートわく工または必要に応じて現場打ちのしっかりとしたコンクリートわく工にし，わく内は石詰めにするのが適切な工法であると考えられる。わき水がとくに多い場合は，のり面をじやかご，ふとんかごなどで被覆して土砂の流出を阻止する工法が用いられる。

質問の4および7のような切土後，そのまま放置すれば風化がすすみやすい岩の場合は，わき水のおそれのないところにかぎりモルタル吹付工またはコンクリート吹付工を行なうのがよい。なお，

わき水個所では内側が洗掘されて空洞化したり，冬季の凍結によってひびわれしたりするので，モルタル吹付工の施工はさけるべきである。風化した花崗岩のように軟岩に近い状態，もしくはレキまじり土になっている場合は，種子吹付工などによる植生工を併用して，浮石押えとして落石防止網をかけたり，路面への落石を阻止する落石防止柵工を行なうのがよい。さらに風化がすすみマサ状になっているものでは，客土を行ない，全面被覆の植生工，もとは良質土で埋戻したコンクリート枠工に植生工を施したり，ブロック張工などしてガリ浸食を防止する必要がある。

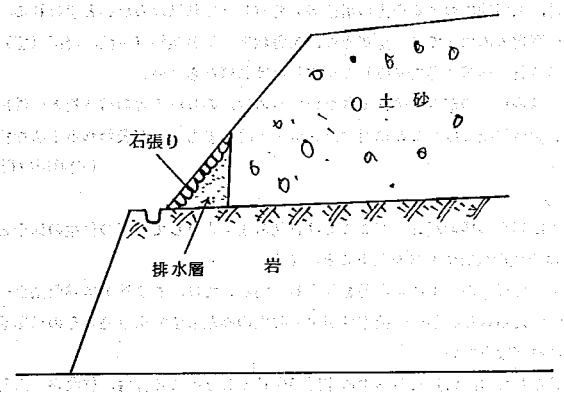
質問の7の断層の場合は，切取りにより地山が不安定になり大きな崩壊を起こす危険があるので擁壁などの堅固な構造物によるのり面保護工が必要である。

8の軟らかい粘土で比較的地山が均一の場合は，土質試験などを行ない，安定解析によりのりこう配を決定し，植生工を行なう。植生に不適な粘土の場合には客土して植生を行なうか，ブロック張工もしくは石張工を行なうのがよい。

9の毛状の亀裂をもった硬い粘土の場合は，そのままの状態では植生しても枯れるおそれがあるので，8の粘土の場合と同様に客土するが，もしくはブロック張工，石張工を行なうとよい。

質問5にあげられた岩ののり面破壊は，割れ目が発達していて，これに沿った崩壊の起こる場合，風化のため表層の崩落する場合，局部的に軟弱化した部分（破砕帯）からすべる場合などが考えられ，すべりは一般には浅い位置に生ずるが，破砕帯のある場合や，風化が表層から漸次深い部分に進行していったときには深部にわたる崩壊となることもある。いずれにしろ，亀裂や風化の認められるものについては表面処理のみで崩壊を防止することは不可能と考えられるので，小規模崩落に対しては落石防止網あるいは柵工，大規模なものには擁壁などを施工するのがよい。

（土質研究室）



図—1　わき水のある岩盤境界面での処置

4－6

山岳道路における環境面を考慮した道路施工について　（50. 中国）

（質　問）

太田川上流に建設予定の温井ダムは，ダム軸及びダム高（H＝１４０～１６０m）決定のための地質調査を実施中である。本地域の地質は中粗粒花崗岩によって被覆されており，段丘堆積層，崖錐堆積層が分布している。ダム周辺の道路ルートは現在国道１８６号が浜田市へ抜けている。この道路の付替を施工する予定であるが，付替予定の道路付近の地形は，山腹傾斜が３５～４０度と急峻で道路ルートもこの山腹を経由して，ダムサイトまで取付けるため，カットの法長が非常に長くなる。またこの地域は各所に法崩壊をおこしている所があり，この様な地形における道路の環境対策を考慮した施工方法について御教示願いたい。

なお，道路ルートの地質調査はまだ実施していない。　（太　田　川）

（回答－１）

山岳道路における植生破壊は切土面における植生の剝ぎ取りと捨土面における植生の埋没が大きな原因である。そのため切土面は短く，緩やかに切ること，捨土は避けることが原植生を守るために施工上大切なことである。

しかし，現実には路線の決定段階で土工工事は大概決定しており，改善の余地は少ないことが多い。そのため環境対策としてのり面緑化を行うことになる。

この地域の場合，山腹傾斜は３５～４０度であるので，切土面を緑化するためには，やや急峻であり，しかものり面が長いことは非常に緑化が困難な条件となっている。気候条件が不明であるが，霜くずれ，積雪，融雪期における表土の滑落等も考慮しなければならないと思われる。そのためのり面緑化工法の選定にあたっては，土壌条件，栄養状態，気象条件（気温，降雨（雪）量，その他），周辺植生，地形地質，経済性等を考慮して決定しなければならない。

植生工のみではのり面の安定が確保できない場合には，のり枠工等の構造物との併用が考えられるが，のり全面を構造物で覆うことは避け，スポット的にでも土壌が表われる工法を検討する必要があろう。　（交通環境研究室）

（回答－２）

道路の環境には無数の要素があるがここでは質問の主旨よりして周辺の植生の保全と植生の破壊された法面への植生の復旧に問題を限ることにする。

道路建設によって周辺の植生に悪影響を与える原因としては，まず第１に谷側法面への捨土による植生の破壊が考えられる。谷への捨土は植生の破壊のみならず河川荒廃等その悪影響が甚大であるので極力避けねばならない。

その他の問題としては閉鎖した森林中に空間が生じることによる凍害，乾燥害，入射光量の変化による影響等が考えられるが，凍害は現場の位置よりして恐らく問題にならず，乾燥害，入射光量の変化に対しては決定的な対策は考えられないので，自然植生が変化に対応してくれることを期待

するしかない。

道路完成後の問題として通行車両による土ぼこり，排気ガスによる害が考えられるが，道路が舗装され，交通量が極端に多くさえなければそれほど大きな悪影響はないであろう。

法面の緑化に関しては，とりあえず芝の吹き付け等によって早期緑化と表面侵食を防止し，後に在来植生の導入によって安定した植生相への移行を図るのが通常の方法である。

酸性土壌等特殊な土地でなければ，通常植生導入の阻外要因となるのは，表土の侵食・移動，気温条件，土壌中の水分・養分の不足である場合が多い。

表土の侵食・移動を防止するには法面のこう配を緩くすればよいのであるが，これが困難な場合には何らかの土木的方法によらねばならない。法面を合成樹脂の網でおおう方法は場合によっては効果的であろう。マサ化した花崗岩の地帯であれば困難も予想される。

花崗岩質の土壌は粗孔隙に富み透水性，通気性は良好であるが細孔隙が少ないので水分の保持には不利である。花崗岩地帯である滋賀県田上山の山腹工事では有機物の補給もかねてワラ束の埋設もおこなわれている。

養分の不足は土工によって有機物に富む表土が失なわれるのであるから当然予想される。土工に先立って表土を剝ぎとって別の場所に保存しておき，土工終了後これで表面を再びおおうのが良い方法である。これが困難な場合は将来継続的な施肥も考慮せねばならない。

前述の田上山は昔の寺院建築等に使用した木材の伐採が荒廃の原因となったといわれているが，明治以来営々と緑化の努力が続けられているが完全に成功しているとは言い難い。

慎重な工事の実施を期待する。　　（砂防研究室）

4－7

山腹切土のロックアンカー工法の評価について　　（50. 中国）

（質　問）

山腹勾配約45度の山地部で，道路改築のため山腹切土の必要が生じた。山体の地層は，1）表土に崖錐層厚3～7m（弾性波速度0.4～0.8km／S），2）中間層の花崗岩厚15～20m（弾性波速度2.2km／S），3）基岩の花崗岩（弾性波速度5.0km／S）の地質構成となっている。

この地質の安定勾配で切土を計画すると，長大な法面となること，切土法面の減少を考えて切土勾配を7～8分で断面を考えると，切土法面長さは30m以上となり，また切土の上部分には崖錐層が残る施工断面となる。この場合，法面の安定処理工法として，法枠工にロックアンカーを採用したいと考えて，中間層又は基岩にアンカーを期待しているが，鋼棒の腐蝕や岩盤の変形を考えた場合，国道の永久法面保護工として安全な工法であるか評価していただきたい。　（三　次）

（回　答）

ロックアンカー工は，定着部を堅硬な岩盤に固定し，これに引張力をもたせようとするものであるから，次のような制約がある。

(1)　アンカーの緊張部が長すぎるとこの部分の変位が大きくなるので長さの制限を受ける。

(2) アンカー定着部周辺の岩盤は引張り力を受ける。見かけは堅硬であっても，岩盤は一般的に潜在的な割れ目を有するものであり，マスとしての引張り強度は，せん断強度に比べ著しく小さい。従って長期的に見た場合その耐荷力はかなり低く評価する必要がある。

このような観点から，現地の施工計画断面を検討すると，常時において必要な安全率が確保されており，地震時の安全率の不足をアンカーで補うものであれば，妥当であるが，常時においてもアンカーの耐力を期待するものであれば，不適当だと考えられる。

常時の斜面安定の検討をする時，現地のような自然地山では計算に必要な地盤の強度値を求めることは困難であり，このような場合，安全側であることから，実用上，現状あるいは過去の最悪時の安全率を1.0として，その強度を逆算する方法がとられることがある。この考えからすると，土砂中あるいは土砂と軟岩の境界にあると想定される滑り面に沿う崩壊の安全率を切土後，1.20以上にするには，かなりの抑止力が必要であり，これを総て，アンカーに期待することはできないと考えられる。

（急傾斜地崩壊研究室）

4－8

モルタル吹付及びコンクリート吹付の σ_{28} 強度について （50. 中国）

（質　問）

モルタル吹付及びコンクリート吹付を施工する場合，目的が岩の風化防止のため，σ_{28} 強度は特に定めていないが，σ_{28} 強度はどれ位に定めるべきか，またその場合の試験法について御教示願いたい。

（山　口）

（回　答）

法面保護のためのモルタル吹付けまたはコンクリート吹付けは，法面に湧水がなく，さし当り崩壊の危険性はないが風化しやすい岩，風化して剝離崩壊する恐れのある岩などに用いられている。

このような立場から，モルタルおよびコンクリートの品質は強度から定まるものでなく，耐久性または水密性，あるいは施工法といった観点から定めることが適当と考えられ，実状ではモルタルの場合水セメント比45～50%，単位セメント量420Kg／m³程度のものが，またコンクリートの場合水セメント比40～45%，単位セメント量350Kg／m³程度のものが用いられている。[1)]

法面保護に用いる吹付けモルタルまたはコンクリートの適切な品質についてはまだ十分な根拠は得られていないが，第25回建設省技術研究会における「のり面の効果ならびに選択基準に関する研究」の調査結果[2)]によれば，吹付け工の問題点は吹付け厚さ，地盤との付着の程度および湧水処理の適否にあって，施工管理の重点も従ってこれらに置くべきと考える。

吹付け厚さは，地山の状況や気象条件を考慮して定めるが，鋼材（メッシュ）の防錆や透水の面からみて7～10cm，寒冷地や気象条件のきびしい地域では10cm以上とする必要があろう。前述の調査結果でも，3～5cm程度の薄いものはほとんど破損していることが報告されている。

モルタルまたはコンクリートの品質の試験は，耐久性または水密性をもとに定めた水セメント比に対し，実際の水セメント比を直接求めるか，あるいは圧縮強度試験を行なって間接的に水セメン

ト比を求めるかすればよい。まだ固まらないコンクリートを分析して水セメント比を求めるのには，洗い分析による方法，比重計による方法，塩酸を用いる方法などがあり[3]，とくに比重計による方法および塩酸を用いる方法は試験方法が簡易で試験時間も短く（３０分程度），現場における試験法として実用的である。

強度試験方法としては，試験パネルにモルタルまたはコンクリート吹き付け，硬化後に供試体をカッターで切り出して試験する方法などがある。[4]

〔参　考　文　献〕

1）吉井，ほか：モルタルおよびコンクリート吹付けによる法面保護工の設計基準例，月刊建設，昭和４６年１２月

2）桑原，久楽：道路のり面保護工の実態調査，道路，昭和４７年８月

3）コンクリート・ライブラリー　第３８号，土木学会，昭和４９年

4）村田二郎：吹付けコンクリートの基礎的研究，セメント技術年報ＸＸⅡ，１９６８年

（コンクリート研究室）

4－9

トンネル掘削ズリによる盛土（路体）の敷均し厚さ，締固め度測定方法について

（51．北陸）

（質　問）

本トンネルは新潟県と山形県の県境に近い南西１Kmの間，内地内で標高７０～１００mの山塊が海岸まで延びているため，現在の国道は海岸線を迂回している。今回の計画線は現国道より山側に30mで並行して計画している。

地質はすべて新第三紀中新統に属する粗粒玄武岩で弾性波探査の結果は3.1～4.6Km／S となっており全体には比較的良好な岩盤であるので掘削上部半断面方式として施工した。

1.1）路体盛土敷均し厚について

路体盛土の敷均し厚は共通仕様書では最凹部より各層水平に締め固めながら逐次所定の高さまで盛り上げ，一層の仕上り厚は３０cm程度を標準としている。

本工事のトンネル掘削土を盛土利用土とし施工したために上半土平，インバート掘削土の敷均し厚については共通仕様書の３０cm施工は可能でありますが，大背掘削土の敷均し厚は弾性波探査で3.1～4.6Km／Sと全体に比較的良好の為掘削が大割になり敷均し厚は５０～６０cmと考えられるので上記については３０cm，下記については，５０～６０cmの敷均し厚として施工したい。

2）締固め度測定方法

共通仕様書では締固め度$\overline{X}$ｏ８５％以上で規定されているが，盛土材は粗粒玄式岩の為締固め度測定は不可能と思われるが，どのような測定方法があるか。　（羽越工事々務所）

（回　答）

1. 岩砕の締固め管理

岩砕の盛土については一般的な管理基準はないので，個々の現場において，試験転圧を行ない管理基準を定める必要がある。この場合にどの程度まで締固めるべきかを判断する目安としては，十分な能力を持つ締固め機械で転圧して，盛土層の沈下がほぼ安定した状態あるいは，平板載荷試験等により十分な強度が得られる状態とすべきであろう。

この状態を定量的に把握して，品質管理を行う方法として次のものが考えられる。

(1) 密度管理── 最大粒径の大きい場合には，最大粒径よりも十分に大きい穴を掘って，水置換法で，密度を求める。最大粒径が15cm程度以下であれば突き砂置換法も利用できる。また，東京電力の高瀬ダムにおいては透過距離50cmのＲＩ密度計によって，大径のレキを含む透水ゾーンの締固め管理を行ない，水置換法よりも精度の高い測定結果を得ている。（土と基礎23－5（土質工学会）「ＲＩ法のフィルダム盛立管理への適用性」）

(2) 強度管理── 平板載荷試験，衝撃地耐力試験などの力学的試験によって強度あるいは変形特性を求める。

(3) 施工法管理── 基準状態を得るための転圧方法，すなわち，締固め機械，敷均し厚さ，転圧回数等を規定し，その実施を確認する。

この3つの方法のうち，(1)及び(2)は盛土材の粒径によっては測定に多大な労力を必要とするとともに，その測定精度は低く，これにより締固め度の管理を行なうことは困難な場合が多い。

したがって，岩砕の盛土については，締固め機械を指定し，敷均し厚さを写真，ＶＴＲ等により，記録し，更に締固め機械の作業時間をタスクメーター等により記録するなどの方法で施工法管理を行うのが望ましく，（道路建設№243「レキ層土による道路土工の一例」）．品質に問題がありそうな箇所に対してのみチェックとして密度管理あるいは強度管理を併用すれば十分に盛土の品質は確保できるであろう。

2. 路体盛土敷均し厚さについて

当該現場の岩質は硬岩であり，大背の掘削ズリが大割となることが避けられなければ，路体の下部に50～60cmの敷均し厚で施工することは止むを得ないであろう。しかし，この場合には将来，盛土の安定に支障を与えるような空げきは残さないように細粗粒をよく混合して施工することが必要である。

しかし，路体上部は路床材料の安定を損うような空げきを残さないためにも敷均し厚さを30cm程度とし，入念に施工しなければならない。

幸い当現場では，上半，土平，インバート等の掘削ズリは比較的小径のものが得られる可能性があるので，大径の大背の掘削ズリとあわせて盛土断面の各部において有効に使いわけることが望ましい。

3. 締固め方法について

硬岩の岩砕の締固めは自走式あるいは被けん引式の大形の振動ローラ（6～15ｔ級）で行なうのが望ましい。また，岩砕が砕き易いものであればタンピングローラの使用も有効であろう。

また，フィルダムにおけるロック材の締固めでは大形のブルドーザ（３２t級）が使用されている例もある。しかし，施工法管理によって締固めの管理を行なうのであれば，敷均しと締固めの作業を明確に分離するために振動ローラ等の締固め専用機械を使用するのが望ましい。

（施工研究室）

5. トンネルに関する問題点

5－1

トンネル坑口付近の抱擁壁の計算方法について　　（49. 中部）

（質　問）

地形が傾斜した土かぶりの少ない坑口付近に抱きコンクリート擁壁を設置し、押え盛土等の処置を行う場合、擁壁の計算方法

① 抱きコンクリート擁壁計算方法

② 抱きコンクリート擁壁の妥当性

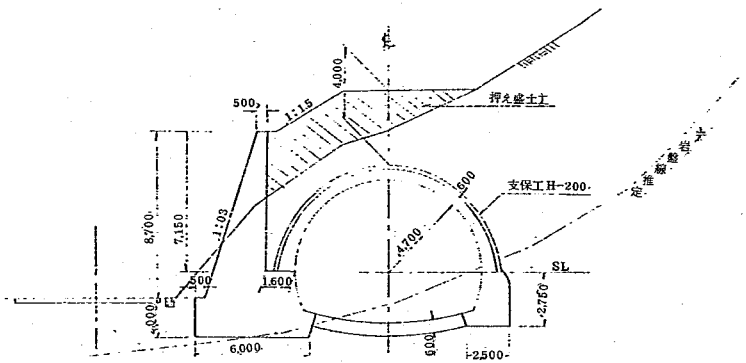
③ 参考事項……イ、土質　　表土（礫、がいすいの堆積）

岩　（チャート）

ロ、施工順序例

抱き擁壁→押え盛土→側壁導坑

上部半断面掘削（リング掘）→覆工（アーチコンクリート）



（岐阜国道）

（回　答）

一般にトンネルは、このような、土かぶりが薄く偏圧を受けるような地形の区間あるいは、トンネル断面内に岩盤と表土の境界面が入る区間は、できるだけ避けるか、区間を短かくするのが原則である。

しかし、線形設計上避け得ないのであれば詳細な地形、地質がわからないので、一概には言えないが、次の諸点に留意する必要がある。

(1) 崖錐層が不安定な場合

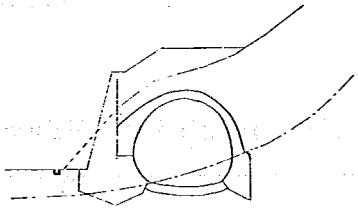
大規模な崖錐層では、応々にして、地すべりを起すおそれがあるので、専門家による詳細な調査検討が必要である。

その結果

(イ) 地すべりの可能性があり、その荷重が大きければ、トンネルの計画を再検討するか、トンネルより、上側の斜面に十分な地すべり対策を行なう必要がある。

(ロ) 地すべりの可能性は小さく、起っても、その荷重が小さいのであれば、トンネルの断面と抱き擁壁を、その荷重に耐えるように設計することも考えられる。

このような場合には、トンネルの設計荷重の方向を鉛直方向にとるのではなく、崖錐層の方に傾けた方向にとり、下図のようにした施工例もある。



(2) 崖錐層が安定な場合

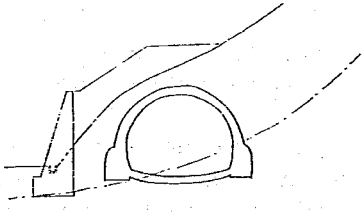
崖錐層が安定して、すべり崩壊等を起すおそれがなければ質問で、提案された断面でも構造的には、問題ないと思われるが、抱き擁壁と、トンネル本体の力学的な不確定な要素もあり、その施工にも、次のような問題がある。

① 抱き擁壁施工時に崖錐層は安定しているか否か、また崖錐層はどの程度の勾配で、掘削可能か。

② 抱き擁壁背面の埋戻し土の中で、側壁導坑及びアーチ部（リングカット）を掘削可能か。

このような問題が、解決困難であれば、抱き擁壁をトンネル本体から切りはなし、崖錐層の掘削量が小さくなるよう、できるだけ擁壁を前方に出して、押え盛土を施工する。

（下図参照）



(3) 質問に示された抱き擁壁の設計計算法

崖錐層が安定な場合の抱き擁壁の荷重状態としては、次の3つが考えられる。

① 押え盛土完成時

② 側壁導坑掘進時

③ アーチ掘進からトンネル完成後

これらのうち、②及び③の荷重状態は①の場合の安定状態を大巾に超えるものではないと考えられる。したがって、抱き擁壁の設計計算は①の場合について、一般の擁壁と同じ計算方法（「道路橋下部構造設計指針」等を参考）で行なってよいと思われる。

以上、質問に対する解答を一般論として述べたがこのようなような現場では一旦トラブルを起すと回復困難な場合も多いので、事前に地すべり及びトンネルの専門家による充分な検討が必要と思われる。（トンネル研究室施工研究室）

5－2

土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論のとり方について

（49. 中部）

（質　問）

土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論の取り方により土圧が大巾に違い経済性、施工性、地上補償に影響があるのでどの土圧式を採用すべきか。

（注：原位置せん断試験によりC・φを求める予定である）（高山国道）

（回　答）

土圧の大きさを決めることは、最もむずかしい問題であり、このむずかしさの原因は、不均質な岩の応力状態を予測することのむずかしさの他に、岩の強度特性や、さらには掘削した空洞のまわりに生ずる二次応力の大きさが、空洞の大きさとか、掘削工法とか、支保工の剛度とか、無普請で放っておいた期間などによっていろいろとばらつくからである。

また、トンネル上部の地質構造は、トンネルの縦断方向について、相当に変化するものであり、その変化にいちいち対応する設計をすることは、設計上からも、施工上からも、得策でないのは、いうまでもない。

よって、トンネルの設計は、最も危険な状態に、さらに安全率をみこんで設計するのが普通であり、この過程においては、土圧理論により計算された土被り高や土圧はほとんど無視されることとなる。

すなわち、ある仮定のもとに組立てられた土圧公式をそのままトンネルの設計に適用するのは問題であり、1つの判断の材料と考えるべきで、どの土圧公式を採用すべきかというような議論をするのは適当でない。このような問題を一般的に扱うことができる程の知識は得られていないのが現状である。

問題の土かぶりの少ない土砂トンネルの場合は、土かぶりが掘削巾の１～1.５倍程度までは、土のアーチアクションを考慮しないのが一般的であり、相当大きな荷重を予想しなければならないが、通常の覆工厚さ（６０～８０㎝程度）が確保されれば、必要な耐荷力は得られると考えることができる。ただし、覆工の持つ耐力を十分に発揮させるため、覆工の基礎、覆工と地山との密着に十分な配慮を行なうことが必要であり、必要に応じてインバートの設置、裏込め注入を行なわなければならない。なお、支保工の段階では、できるだけ地山をゆるめない施工法をとるとともに覆工を早期に行なうなどの処置により、支保工に作用する荷重をできるだけ軽減させるよう配慮する必要がある。

土砂トンネルに作用する荷重には未知の面が多いので、適切な測定計画をたて、施工管理を実施することが望ましい。　　（トンネル研究室）

5－3

寒冷地トンネルの防水工の必要性の有無について　　（49. 中部）

（質　問）

寒冷地におけるトンネルに発生する微細なクラックに滲透した水による凍結融解作用を防止する対策の必要性について

必要とすれば

1. 防水工法にはどんなものが適当か。
2. 防水工法を適用する区間（坑口より何mか）はどの程度か。

注：

気象条件　最低気温 ……{年平均最低　－１０.４℃ / 既往最低　－２８.０℃

０℃以下となる日数　１４９日　　（高山国道）

（回　答）

トンネル覆工からの漏水は、トンネル内の環境を良好に保ち、通行者の安全、トンネルの各種設備、構造を維持するため、積極的に防止するのが望ましい。特に寒冷地においては、漏水が結氷し、つらら、あるいは側氷となり直接交通に支障を与えたり、また、換気ダクトにおいては通風断面の減少を招く結果となるので防水は特に重要となる。

防水工法としては、従来からトンネル覆工背面の排水あるいは防水膜の施工、注入、覆工表面の排水あるいは防水層の施工といった工法がとられてきた。これ等の基本的考え方は、覆工あるいは地山を完全に水密にすることは困難であり、排水と防水を組合せて漏水防止の目的を達しようとするものである。すなわち、地山から出て来る水はできるだけ早く排除し、排除しきれないものを防水工で遮断することが根本である。

防水工法には、防水層を設ける位置によって、覆工背面防水、覆工中間防水、覆工背工内面防水に分けることができるが、結氷を防止するためには、覆工背面あるいは覆工中間防水が必要である。覆工背面防水

工法とは、覆工コンクリートの打設前に不透水性の膜を設けておく方法で、外側からの水圧によって膜が緊張して破れる恐れがないので機械的に最も合理的な方法である。防水膜の形成方法としては吹付けとシート貼付の2方法が行なわれている。吹付けの場合は、アスファルト系あるいは合成樹脂系のものが、シート防水には1～3㎜の厚さのプラスティックシートが用いられる場合が多い。わが国では施工法の関係から吹付けによる防水の例はないが、アーチ支保工のフランジ間にビニールシートを貼付する方法は一種の覆工背面防水工である。覆工中間防水工法は覆工を2回に分けて打設する場合などに1次覆工と2次覆工の間に防水層を施工するもので、1次覆工の平滑な面に防水層を施工できるので、覆工外面防水工よりもより完全な防水層の施工が可能である。

防水工を施工する位置は、湧水のある位置は勿論であるが、湧水位置は変化するものであるから、湧水の可能性のある場合はあらかじめ防水工を施工しておく必要がある。

結氷防止を主目的に考えて防水工を施工する場合の坑口からの施工区間長は、気温、地温、漏水量、通風量などと関係するものと考えられるが、これを決めるための手法は確立されていない。従って、在来の実績を参考とせざるを得ないが、わが国においてはあまり事例がないので外国の例をあげると次のとおりである。

BARGIAS, SAN BERNARDINO トンネル等	坑口より 300m（中間防水）
TAUERN トンネル等	坑口より 1,000m（〃）
GRANCIA, LOPPER トンネル等	東坑口より 50m（背面防水）

このように実施例には、相当の差があり、画一的に決めることは困難であるが、一般に坑口部は地質の悪い場合が多く、クラックが発生しやすいので、この恐れの大きい部分は少なくとも十分な防水工が必要であると考えられる。通常トンネルの内外で温度差が生ずるが、その値はわずかであり、また坑口からの距離に対しての温度上昇は少ないものと予想されるので、完全な結氷防止のためには相当距離の防水工が必要となるものと考えられる。今後、トンネル坑内、覆工、地山の温度分布の観測などを実施して検討する必要がある。　（トンネル研究室）

5－4

トンネルの上方送気型半横流式換気について　（49. 中部）

（質　問）

従来一般に用いられている下方送気型に比し、火災発生時に排気運転に切換えなくても、人命の安全上より有効と考えられる上方送気型を採用するにあたり特に問題点があれば教示願いたい。

（飯田国道）

（回　答）

通常の山岳トンネルにおける半横流換気ではダクトが天井アーチ部分に設けられる関係から、天井板に送気スロットを設け天井部より送気を行なう下方向送気半横流換気が用いられる。これは

構造が簡単であり、圧損も少ないためである。この方式の半横流式換気のトンネルで火災が発生した場合は、送風機を逆転して排気運転を行ない、煙をダクトに吸い込んで煙をコントロールし安全をはかろうとする考え方が基本であった。しかし、このような方式によるとダクト末端近くなどの火災発生地点によっては排煙効果を期待することが無理な場所があることが明らかになってきており、集中排気口の併用などの検討が進められている。

上方向送気半横流式の場合は、送転運転を実施してもフェリーの抵抗のために排煙効果はさらに悪くなることが予想される。従って、上方向送気半横流の場合は集中排気口の併用などの対策を考慮したうえで排煙を考える必要がある。

一方、上方向送気半横流の場合は、送気フリューが低い位置に設けられることから、火災時においても送気を続けることによって、トンネル断面の下部に熱気流と分離された部分が形成されることを期待し、少なくとも人間の高さの位置において、新鮮な空気を直接供給することが可能であり、最悪の場合の安全弁になり得るものであるという考え方ができよう。しかし、模型実験の結果では、熱気流と分離された部分の形成はなかったことが報告されており、この効果を期待するにはさらに検討が必要と思われる。

道路トンネルにおける火災ではまず人の避難が優先されなければならないが、そのためには煙をコントロールし、避難しやすい環境を作り出すことと適切な誘導とが必要である。これを実現するためには、火災発生時の体制を含めた総合的検討が必要である。通常の半横流換気では火災発生位置により換気の運転方法を変える必要があるなどの複雑さがあるが、上方向送気半横流で排気を行なわない場合はこれがなく、かつ最悪の場合の安全弁があるという点ですぐれていると考えられる。しかし、積極的な意味での煙のコントロールという面ではその効果を期待することが適当でないと考えられるので、期待する効果を十分検討する必要がある。

（トンネル研究室）

5－5

トンネル換気制御方式について　（49. 中部）

（質　問）

将来はCO濃度、VI、交通量等の計測値あるいは予測値を入力とする全自動制御に進むことも考えられるが、現段では主として交通量の季節的時間的変化（既往の実測値）に基づいたプログラム制御を行ない、CO、VI等の実測値により修正していく方法が実際的であると思われる。

換気制御方式の現状と将来の見通しについて承りたい。　（飯田国道）

（回　答）

トンネル換気の経済的運転を行なうためには、有害成分発生量の変化に対応して換気風量を調節する必要がある。有害成分発生量は主に交通量とその車種構成によって左右される。従って、交通の季節的時間的変化のパターンがきまれば、有害成分発生量はある変動範囲をもって予測す

ることができる。通常この変動の範囲は相当巾があり（特にディーゼル車からの煤煙の場合）、この巾を見込んで換気の運転を行なうと、余裕のありすぎる運転をすることにもなりかねない場合がある。また、縦流式などの自然換気の影響を受けやすい換気方式では、換気風量自体をあらかじめ定められた一定値に保つことが困難な場合がある。このようなことから、トンネル内のVI値、CO値を監視して、その結果を用いて換気風量を制御するという方法が一般的に使用される傾向にあった。しかしこのようにするためには、VI値、CO値を正確にモニターする必要があるが、これ等の測定器の管理には相当の努力が必要であり、また、制御段階をあまり細かくとっても実際的でないことなどがあり、必ずしもこの方式が満足な結果を得ていないというのが実情であり、必要な維持管理体制がとれない場合は実績にもとづくプログラム制御が広く行なわれている。

しかし、最近ではサイリスタ等を用いた無段階制御が可能となってきており、よりきめの細かい制御を行なって経済運転をすることができる条件がととのいつつある。
問題のVI計も改善のための努力が続けられており、将来は、アプローチ部分の交通状況を入力とする予測制御をも含めた全自動制御が行なわれるものと考えたい。また、トンネルには換気設備の他にも、照明、防災、交通管理などの諸設備が設けられるが、これ等の設備は有機的に運営される必要があり、換気設備はこれ等設備を制御する全システムの中心として総合的に制御されるようになるであろう。

5－6

トンネル工事に伴う地下水の変動調査について　（50. 中国）

（質　問）

トンネル工事に伴う地下水の変動調査について下記事項を御教示いただきたい。

(1) 井戸水，溜池等，影響範囲を把握するための有効的な調査方法

(2) トンネル湧水量推定値と実際の湧水量との関係について　（福　山）

（回　答）

(1) トンネル工事に伴う地下水の流失の影響範囲は，透水層の構造，厚さ，分布範囲，透水係数，有効間隙率，流失時間等によって決まるとされているが，定説はない。透水層の構造が簡単な場合には揚水試験を行なって直接調べることができるが（各種の水理公式において観測井までの距離と水位降下量から外挿法によって求める），構造が複雑な場合は困難である。また構造を単純化し電子計算機を用いてFEM法による解析が試みられている。[1]

概念的には５００～１,０００m特に透水性の小さい場合には１５０mとされているが，地形や地質構造（谷，尾根，断層等）によって影響範囲がせばめられることが多い。

実際の施工に当っては現段階では予測が困難であり，むしろ湧水問題が生じてからそれに対処するという方法がとられることが多い。その場合，事前の状況を十分調べておく必要があることは勿

論である。事前の調査は少くとも3ケ年以上とし，池や湧泉の分布，水位，湧出量や汲上げ量とを確認しておかなければならない。

(2) トンネルの湧水には恒常的なものと突出的なものがある。

(a) 恒常的なもの……地質があまり変化せず広い範囲で同じような透水係数（見かけの透水係数でもよい）をもつ地山の場合には，ほぼダルシーの法則がなりたつ。この場合は湧水量の予測が可能で，実測値ともかなり合う。[2) 3)]

(b) 突出的なもの……地質が著しく異なり，背面に大きな滞水層がある場合には湧水は突出的なものとなる。その存在性は地質調査によって知ることができるが量を推定することは困難である。

〔参考文献〕

1) "長等トンネル調査資料"：滋賀国道工事事務所

2) 高橋彦治："湧水と地圧"、山海堂（ 1963 ）

3) 菅原　捷："トンネルの湧水調査法に関する研究"、土研資料 1020 号、（ 1975 ）

（地質研究室）

5－7

岩質の分類による鋼アーチ支保工とロックボルト工法の選択について

（ 50. 中国 ）

（質　問）

山陽新幹線では，ロックボルト工法が多く採用されているが，当所でも道路トンネルに採用したいと思っているので，下記の項目について御考示願いたい。

1. 岩の分類と弾性波速度で判定できるか。
2. ロックボルト工法を採用する場合，掘削方法，手順（施工機械設備を含む）
3. ロックボルトの埋込長，間隔，径及び定着方法
4. ロックボルト工法の場合の覆工について

（山　口）

（回　答）

ロックボルトの適用できる地質条件に関しては明確な範囲はないが，ロックボルトを適用する条件としては，切端の自立性があること，ロックボルトの十分な定着力が得られることが基本である。機械的定着機構を用いたロックボルトでは比較的地質条件が良いこと（地山分類A，B程度）が条件となるが，セメント系の接着型ボルト（SNアンカー，パーホボルトなど）を用いると切端の自立できる程度の地質であれば，必要な定着力を得ることが不可能ではない。従って，ロックボルトは相当広い地質の範囲で使用することが可能である。使用の要点は地質条件にあったボルトの種類の選択であるということができる。

ロックボルトの埋込み長さ，間隔は経験的に定められるが，通常次の目安が用いられる。

ボルトの長さ：L　　$L > 2P$

又　は　　$L > \frac{W}{3} \sim \frac{W}{5}$

ただし　P：ボルトの間隔

ロックボルド工の詳細については〝ロックボルト設計・施工指針〟高速道路調査会を参照されたい。　　（トンネル研究室）

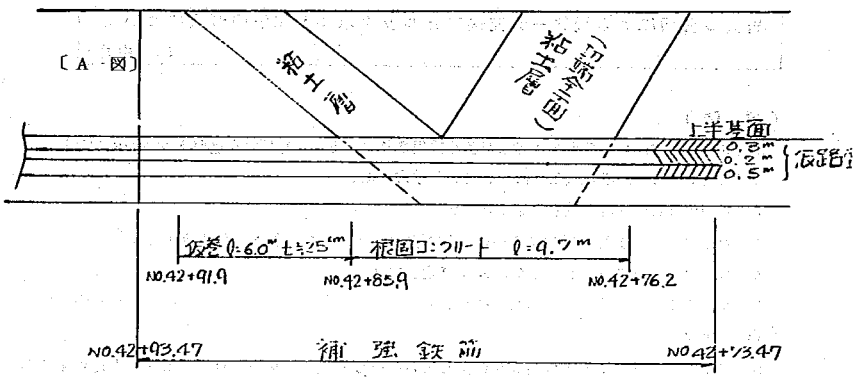
5－8

粘土層における土平の施工方法について　　（50. 中国）

（質　問）

下図のように粘土層の補強を行ない支保工の沈下は防止（現在落ちついている）したが，下部半断面施工掘削に伴ない，アーチの沈下及び側壁掘削による側圧の影響が発生する恐れがある。これの対策工法及び側圧影響の測定方法等を御指導願いたい。

（注）　弾性波探査結果に現われていない，湧水はない。

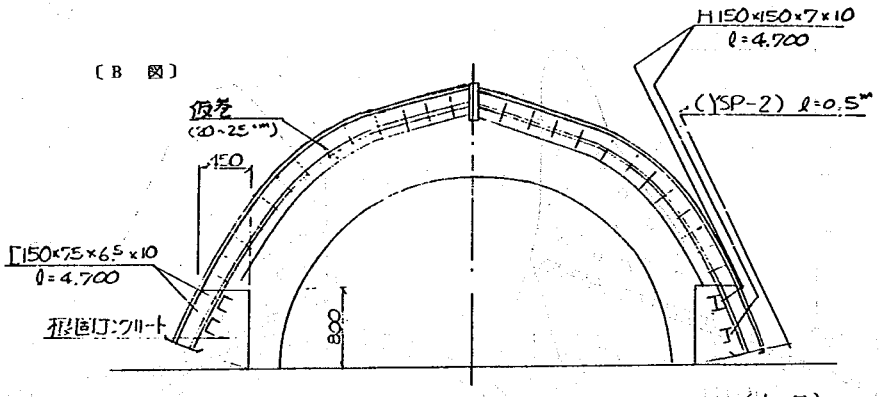


（回　答）

粘土地盤の掘削工法は，基本的には側壁導坑先進工法とすべきであるが，本例のように短かい区間（約２０ｍ）に挟在する粘土層の突破のために工法を変更することは得策でないので，上半先進工法のまま進めることはやむをえないと考える。

上部半断面逆巻き工法において局部的に支持力の不足する地質ができた場合の処置は施工性の良い確実な工法がなく苦労するところである。この場合の処置としては，仮巻きまでの状態であれば，覆工打設前に側壁部にくいをあらかじめ建込んでおくなどの方法が考えられる。覆工後であれば抜き掘りの間隔を細かくしてていねいに側壁を施工することになる。地質によっては注入により側壁

〔B　図〕



（山　口）

部地山の補強を行なうこともある。この場合は試験注入によって注入の効果を確認して実施する必要がある。

側圧の影響については支保工の変形変状を観察してその有無を確認する必要があるが，盤ぶくれを伴なう本格的な側圧に対してはストラットを設けるなど断面を閉合するようにする必要がある。

（トンネル研究室）

5－9

上半部の崩落による補強について（破砕帯）　（50. 中国）

（質　問）

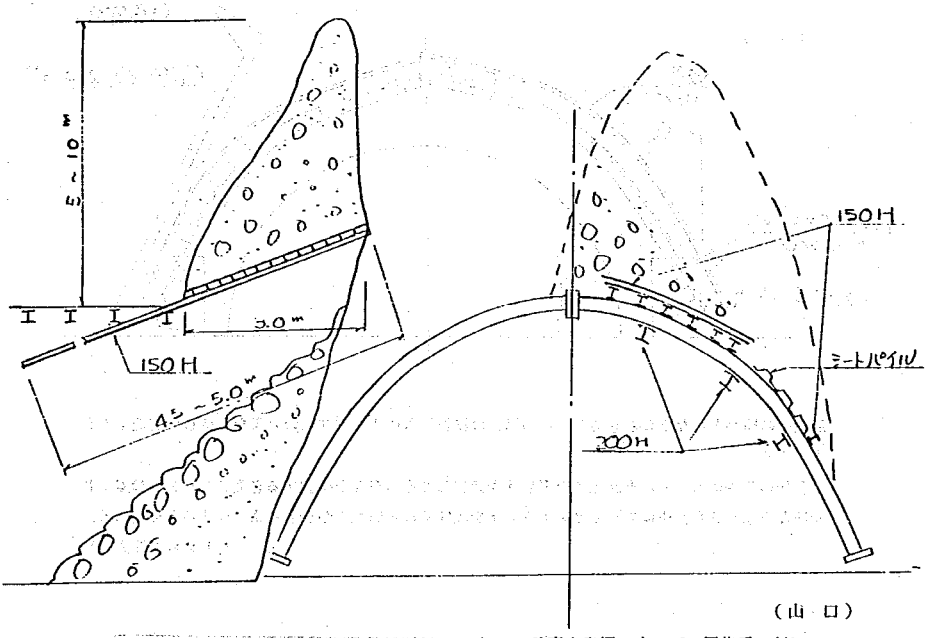
次図のような崩落が延長１００ｍのうち大小２０箇所程度発生し，大きく崩落した箇所は，次図のようにH－１５０又はＡＳＰⅡ型矢板等の加工による差し込みをチェンブロック等にて行なったが，施工困難で平均１基／日（２方）の支保工建込みで進行した。（支保ピッチ６０cm）

1. このような場合の応急的対策工法は如何に
2. グラウトを施工する場合の使用材料及び配合

以上について御教示願いたい。

（回　答）

破砕帯の発達している区間を上半工法で掘削する場合には，リングカットまたはさらに小断面の掘削となるよう施工し，あるいは，注入等により地盤を改良するなどして，崩落の発生を未然に防ぐことが原則である。しかし，万一崩落が発生した場合には，質問で述べられているように縫地などによって地山を押さえながら安全を確保しつつ掘削せざるを得ず，掘削の進行が遅れるのは止む



（山　口）

を得ない。なお，支保工は左右対象荷重に対しては相当の強度を発揮できるが，偏荷重に対しては非常に弱いので，崩落により空洞ができた場合には，サンドルを組むなどして地山による受働荷重を十分とれるようにしなければならない。

グラウトの使用材料および配合は，注入する地盤の性状（土の粒径・透水性，地下水流の有無，など）を考慮して決めなければならない。注入材料としては，通常，セメントミルクおよびLWが使用される例が多い。注入材の配合は注入試験の結果から決める。崩落の空洞填充にはエヤーモルタルなども用いられる。

このような地質では覆工をできるだけ早く施工することが肝要である。

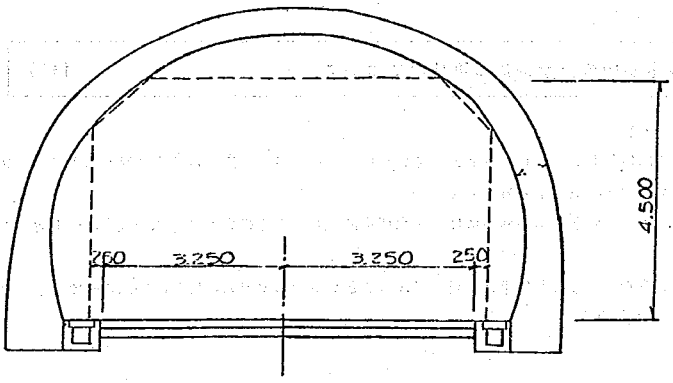
（トンネル研究室）

5－10

既設トンネルに自転車歩行者道を設ける方法について　（50. 中国）

（質　問）

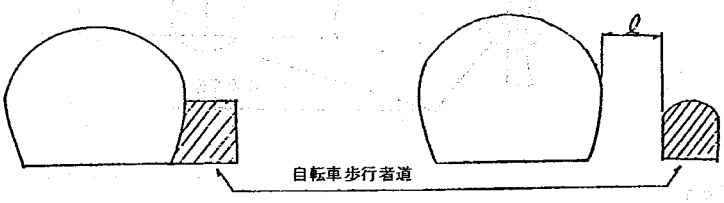
下図の既設トンネルに自転車歩行者道（W＝3.0 m）を設けたいが，次の事項について御教示願いたい。



設置方法と質問内容

(1)　現在トンネル拡幅案

(2)　隣接して別線で設ける案



a）　(1)の場合，力学的に構造は成立するかどうか（在来壁を等間隔に間抜する）

b）　(2)の場合，接近量ℓはどの程度か。

c）　環境，公害等の関係はどうか。

d）　(1)(2)各々について工法，施工性，経済性について　（松江国道）

（回　答）

提案の“現在トンネル拡幅案”は，応力が最も集中しているところを掘削することになり，応力の再配分の結果覆工に偏圧を作用させることになるのでさけるのが望ましい。従って，“隣接して別線で設ける案”によることが推奨される。この場合の離間距離Lは地質条件により異なるが，本線トンネルの幅あるいは歩道トンネルの幅の2倍以上取れば一応問題ないであろう。施工による発破振動の既設トンネルに与える影響については別途検討が必要である。

隣接して別線で設ける案は換気のうえからも望ましいが，防犯対策などに対する配慮が必要である。

（トンネル研究室）

5－11

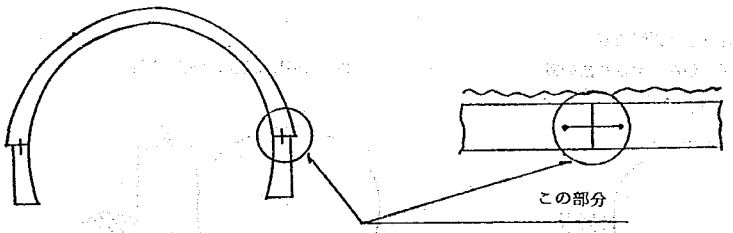
トンネル内の漏水対策の再検討について　（50．中国）

（質　問）

トンネル内の漏水は，１００％と云っていい程見受けられ，冬期には路面凍結によるスリップ事故の原因や美観上，走行上も好ましくない。

一般的に，アーチ部と土平の継目には，止水板を挿入し，土平の裏には排水施設（シート等）を設けている。

この様な処置を行なっても数年後に漏水が起ることが多いので継目の構造，施工段階での留意点等について御教示願いたい。



（鳥　取）

（回　答）

逆巻きのアーチと側壁の打ち継目は漏水防止対策上の弱点となっており，現在の施工法では漏水を完全に防止することは非常に困難である。トンネルの漏水の防止は止水工と排水工を組合せて行なうのが基本であり，本例の場合は，側壁背面排水を十分に行なうとともに，アーチ部にシート防水を行なう場合は，シートをアーチ脚部で切断せず少し長めにしておきシートが一部側壁にかかる

ようにすることが考えられる。勿論，アーチと側壁の迫めは十分ていねいに行なう必要がある。

より完全に防水が必要な場合は覆工を2重巻きにし中間防水層を施工したり，内装により漏水をカバーするなどの対策が必要である。詳細については第11回道路会議（昭和48年）特定課題論文集「トンネル工事における湧水の処理と防水工」を参照されたい。　（トンネル研究室）

6. 構造物に関する問題点

6－1

既設橋梁の耐荷力判定について　　（49. 中部）

（質　問）

1. 上部工（R.C構造）

(i) 耐荷力判定の調査および解析方法（弾性 or 塑性）

(ii) 載荷試験

- 載荷方法
- 測定器の種類および設置個所

(iii) コンクリート弾性係数の推定

(iv) 経年変化による老朽度

- 気象その他の環境条件による影響
- 活荷重による材質の疲労
- 交通動態の変化による影響

（三　重）

（回　答）

1. 上部工（R.C構造）

(i) 橋梁の耐荷力判定という言葉は非常に抽象的であるが、ここでは、対象としている橋が、現行設計荷重体系すなわちTL－荷重に換算した場合には、どのような位置づけにあるかを判定する方法について述べる。

このような橋梁の耐荷力判定法としては、鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針（案）が道路協会、橋梁委員会示方書小委員会耐荷力分科会によって発表されている。（道路 1970－1 に掲載されている。）

RC橋の場合でもその耐荷力判定の基本的な考え方については、鋼橋の場合と同じである。まず、基本耐荷力Pを次式によって求める。

$$P = 20 \times \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_{20}}$$

ここで、σ_{20}：現行道路橋示方書に規定された一等橋の活荷重ならびに衝撃によって生ずる応力度

σ_d：死荷重応力度

σ_a：材料の許容応力度

しかしながら古い橋梁では設計図書が保存されていないものが多い。このような場合コンクリート橋では、鋼橋と異なる外形調査によるだけで応力計算に必要な断面諸値を求めることができない。

したがって、設計図書のない場合は断面力を基として、基本耐荷力Pを次式により求める。

$$P = 20 \times \frac{M_0}{M_{20}} \times \frac{\sigma_a}{\sigma_a'}, \quad P = 20 \times \frac{S_0}{S_{20}} \times \frac{\sigma_a}{\sigma_a'} \quad \text{の小さい方}$$

ここで、M_{20}、S_{20}：現行道路橋示方書に規定された一等橋の活荷重ならびに衝撃によって生ずる断面力

M_0、S_0：対象とする橋梁が設計された活荷重ならびに衝撃によって生ずる断面力

σ_a/σ_a'：現行道路橋示方書に基づく、材料の許容応力度（σ_a）と対象とする橋梁の設計に用いられた示方書に規定されている材料の許容応力度（σ_a'）の比でコンクリートおよび鋼材のうちの小さい方。

によって求めるものとする。

以上のようにして求めた基本耐荷力Pに乗ずるべき補正係数としては、前記の鋼道路橋に対するものと同様に、1）応力度に関する係数　2）その他の条件に関する係数　3）交通状況に関する係数　4）その他の条件に関する係数などが考えられる。コンクリート橋に対しては、1)の応力度に関する係数については、現在のところ具体的な値を提案できるまでにはいたっていない。これは、質問(i)の回答で述べるように載荷試験の困難さによるものであるが、実際の古い橋の実態等から考えて鋼橋に比べると剛な構造であるコンクリート橋においても何らかの応力の余裕はあると考えられるので今後の研究により明らかにしていきたい。

2)～4)についての補正係数については鋼橋の場合と同じように考えてよい。

また、コンクリート橋では、過度なひび割れ発生による鉄筋断面の腐食による欠損、せん断耐力の低下等が考えられる場合はこれらの敵響を反映していた補正係数も定めるべきであろうが、これらについても未解決の点が多い。

橋梁を構成する各部材（たとえば床版、横げた、主げた）ごとに基本耐荷力を求めこれに上述したような補正係数を乗じる。このようにして求めた各部材についての値のうちの最小値がその橋の供用荷重（ここでいう橋の耐荷力）となる。

(ii)　載荷試験

鉄筋コンクリート部材は、ひびわれが発生すると残留変形、残留応力に生じるものがあるが現在のところこれからの残留変形、残留応力が生じた後の鉄筋コンクリート部材の挙動に関する計算式はない。したがって、すでにひびわれが発生し、残留変形、残留応力が生じている古いＲＣ橋について載荷試験を行って、たわみ、応力等を測定しても、それらの測定結果をもとに橋の耐荷力を推定することはかなり困難である。

しかし、今後、載荷試験によりＲＣ橋の挙動に関する基礎的な資料を蓄積すれば載荷試験による耐荷力の推定も可能となると考えられる。

(ii)　コンクリートの弾性係数の推定

現在のところ、直接既存構造物のコンクリートの弾性係数を求める非破壊試験はなく、コンクリートの強度を推定し、コンクリートの強度をもとに間接的に弾性係数を求めざるを得

ない。コンクリートの強度を求める。

非破壊試験方法としては、一般によく用いられているシュミットハンマー法の他、バネ式ハンマー法、落下式ハンマー法等があるがいずれもかなりのばらつきがあり、たわみ、応力度の測定結果の評価に用いるためのヤング係数として用いることは無理である。コアーを抜いて載荷試験によりひずみを測定するのが最も確実である。コアーは少なくとも直径10 cm、長さ20 cm以上がよい。ひずみ測定はゲージ長6 cm以上のストレンゲージによるのがよい。

(iv) 経年変化による老朽度

(i)で述べた基本耐荷力に乗ずる補正係数の決定の際に考慮しなければならない要因であるが、現在のところは定量的に評価するのは困難である。

一般のコンクリート橋では疲労の影響は考慮する必要はない。

（橋梁研究室）

（質　問）

2. 下　部　工

主として基礎構造について

（三　重）

（回　答）

基礎構造の耐荷力は、設計図、現状の地盤の状況、力学的性質などに基いて、現行の設計法により判定することができる。しかし、ここで問われているのは古い設計に基づく既設の橋梁であるので、現在の示方書、指針に示す設計条件のもとでは、一般に耐荷力が不足すると思われる。

耐荷力を改善するために考えられる方法に、基礎構造の取替、基礎構造の補強、基礎地盤の改良があるが、どの方法をとるか、橋梁の建設年度、上部構造との関係、架替計画の有無など考慮して、ケースバイケースで処理すべきものと考える。古い設計に基づく既設の橋梁は、地盤などに特に変状がなくても現行の耐震設計を適用すれば、一般には安全が足りない結果がでる。このような基礎の耐震性を確保するための一つの方法に、耐震的ではなく、落橋防止構造等を適用した免震的な構造に補強するのが有利であると考えられる。

いずれにしても、橋梁の構造全体と将来の架替計画等とを踏まえて、個別に検討する必要がある。

（基礎研究室）

6－2

土木構造物標準設計図集に対する意見	（49. 中部）

（質　問）

① 土砂の単位重量の１８００kg／m³ → １９００kg／m³にする

② 鉄筋の許容応力の１６００kg／cm² → １８００kg／cm²にする

（水中構造物以外）

③　ボックスカルバートの土かぶりを１０ｍぐらいまでとする

④　重力式擁壁の構造をコンクリート打設が1回で出来るようにする（フーチングをとる）

⑤　プレテンション単純Ｔ型の本線巾員が最大９ｍとなっているが国道ではもっと広い幅員が多いので適用範囲を拡げてほしい。なお、歩道併設したものを取り入れてほしい。

（三　重）

（回　答）

①　標準設計の基本条件として、土の単位体積重量は1.8ｔ／㎥としている。しかし、各標準設計により、色々使われ方が異なっているので、その解説、手引等に従って使用していただきたい。なお土に接する標準設計対象の下記三構造物について、その適用の概要を付記した。

(i)　ボックスカルバート

単位体積重量は、1.8ｔ／㎥であるが、土被り厚の算定において現場の実単位体積重量を使用し換算土被り厚（解説および手引の適用例参照）を算出して標準設計を使用する。

(ii)　擁　壁

土圧の考え方は、テルツアーギーの土圧を用いており、原典は、次式で示されている。

$$P = \frac{1}{2} K \cdot H$$

ここにKは土の種類、背面形状により図表になっている。

したがって、標準設計では、土圧係数としてとらえているため、土の単位体積重量を1.8ｔ／㎥として使用しているにすぎない。しかし、現在改訂中であり、土の種類により単位体積重量も変化するようにする予定である。

(iii)　橋　台

裏込土については1.8ｔ／㎥・$\phi = 30°$としているが、現状とあわない点も多いので改訂作業中である。

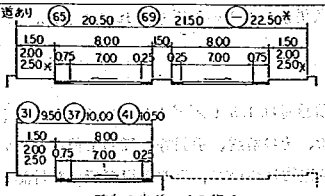
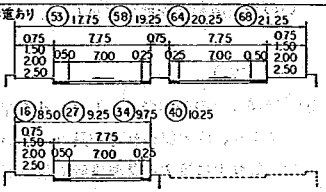
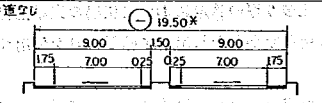
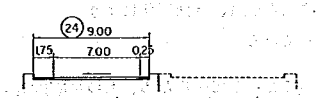
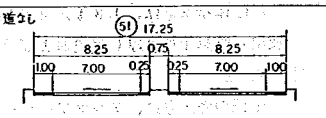
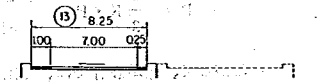
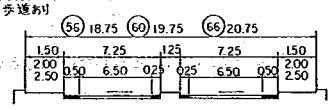
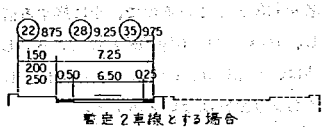
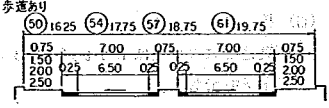
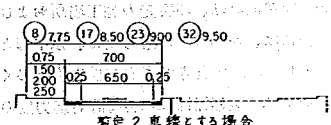
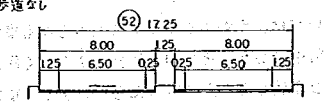
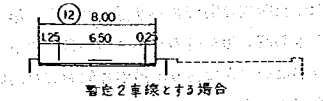
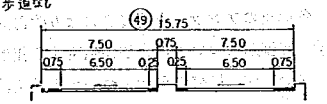
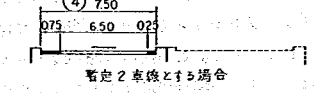
②　標準設計は、不特定の施工場所および施工者を対象としているので、土に接する構造物の場合には、鉄筋の許容応力度は、水中部とみなし、$\sigma sa = 1600 kg/cm^2$としている。しかし設計としては、地震時できまる構造物が多く地震時は、ともに$\sigma sa = 2700 kg/cm^2$としているために実際の設計計算では常時許容応力度の大小はあまり影響はないと考える。

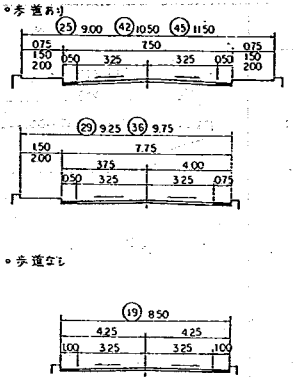
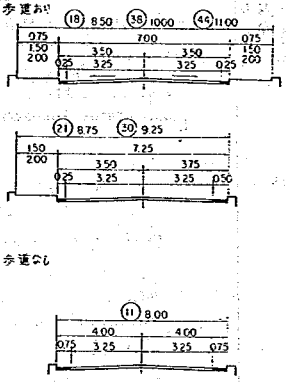
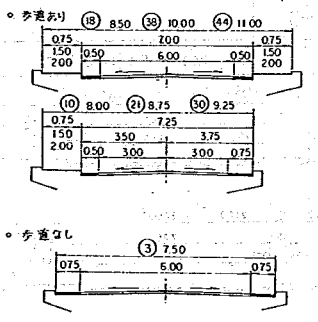
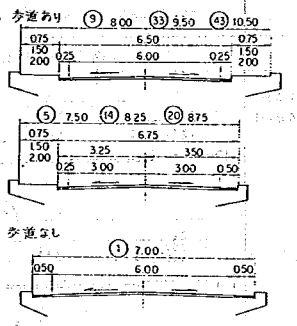
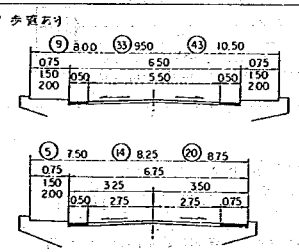
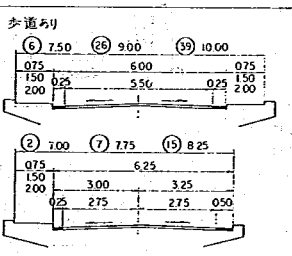
③　現在のボックスカルバート標準設計の土かぶりは０～５ｍであるが、現在、改訂中であり、各地建のアンケート調査等により改訂版においては、土かぶり１０ｍ以上のものも集録した。

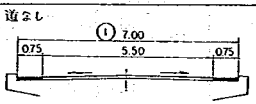
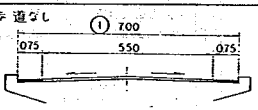
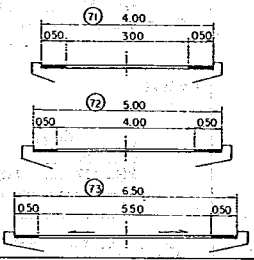
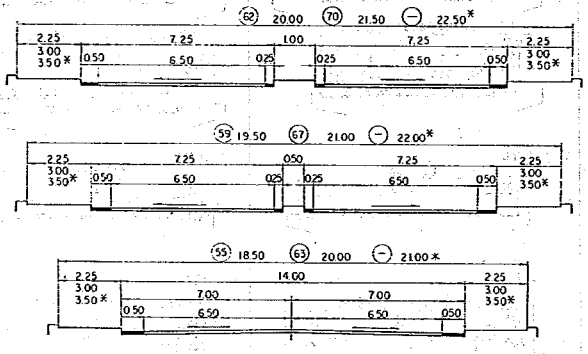
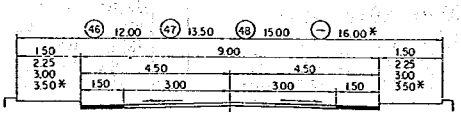
④　擁壁類については、現在道路土工指針が改訂中であり、その内容に合わせるべく作業を進めているが、擁壁の形状についても施工性および経済性を十分考慮したものにする。重力式は施工性からフーチングをなくす方針で、現在、作業中であり来年度早々に出版の予定である。

⑤　標準設計の制定に当り本省道路局と協議した幅員構成は別図に示す通りであり、第１９巻（プレテンション方式単純Ｔ桁橋）では、このうち第３種規格のすべての幅員に対処できるようにしてある。ご指摘の本線巾最大９ｍは歩道がない場合であり歩道が片側および両側につけば、２車線の場合で最大１１.５ｍ４車線の場合で最大２２.５ｍ（この場合、横断こう配の関係

図－1 橋 梁 標 準 幅 員

橋長 / 規格	橋長 50m 以下の場合	橋長 50m 以上の場合
3種1級（4車線）	○歩道あり  暫定2車線とする場合	○歩道あり  暫定2車線とする場合
	○歩道なし   暫定2車線とする場合	○歩道なし   暫定2車線とする場合
3種2級（4車線）	○歩道あり   暫定2車線とする場合	○歩道あり   暫定2車線とする場合
	○歩道なし   暫定2車線とする場合	○歩道なし   暫定2車線とする場合

橋長 / 規格	橋長 50m 以下の場合	橋長 50m 以上の場合
3種2級 (2車線)	・歩道あり 	・歩道あり 
3種3級 (2車線)	・歩道あり 	・歩道あり 
3種4級 (2車線)	・歩道あり 	・歩道あり 

橋長 / 規格	橋長 50m 以下の場合	橋長 50m 以上の場合
3種4級（2車線）	・歩道なし 	・歩道なし 
3種5級		一般部と同じ
	橋長 50m 以下 および 50m 以上の両方に適用する	
4種1級（4車線）		
4種2級 4種3級（2車線）		

上、横締めを中央分離の部分で切る施工方法をとればよいので別図内幅員番号の㊶を２橋適用すればよい。なお、一般図は別途作製する必要がある）までの幅員に適用できる。なお、該当標準設計では、本線幅＝車道部幅（車線幅＋側帯幅）で表わしている。

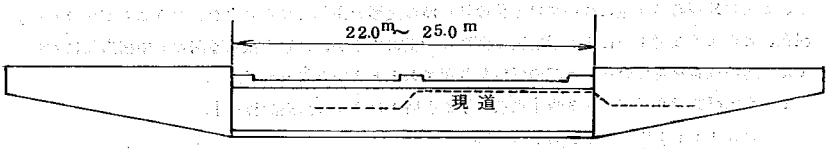
また、第１９巻に使用している主げたはＪＩＳだけであり、標準設計に集録されていない幅員については、主げた間隔を 1.0 5 m以下とすれば、殆んどの幅員に対して適用できる。つまり「ＪＩＳＡ５３１６けた橋用けた」の制定時に土木研究所（システム課）で幅員５０m以上のものまで全スパンについて応力チェックしてあり、充分許容し得るものであることは、前記ＪＩＳ解説に示したとおりである。

6－3

軟弱地盤上に施工する地下道（ボックス）の基礎について （49. 中部）

（質　問）

国道横断地下道（Ｂ4.0 Ｈ＝3.0）を施工する場合、基礎地盤は、Ｎ値５～１.０程度で、地下水位が高く（付近住民は、井戸水で生活している。）基礎地盤から７m位にＮ値３０の地層がある。



1. 支持層までＲ．Ｃ杭を施工する。
2. 施工継手に、枕梁を施工する。この場合は、単に補強であるので、杭を支持層まで打ち込まない。
3. 地耐力が不足する分のみ杭施工とする。
4. 道路と同じ様に沈下させた方が好ましいから、直接基礎とし、目地は、タイバー等で補強する。
5. そ の 他

以上の工法について、構造・施工・維持管理上妥当な工法について、御指導いただきたい。

（三　重）

（回答－１）

ボックス底面に接する地盤は、現道と拡幅の部分とに分けられる。現道の部分はプレロードの影響で強度は大きく沈下は小さいものと考えられる。拡幅の部分は柱状図より判断すると若干の沈下は考えられる。

1.の工法

支持層までＲＣ杭を施工するとボックスは完全支持となるので路面の沈下によりボックスの部分

がふくれ上がる事になる。これは道路軸直角方向であるので道路管理上、走行上問題が生じる。

2.の工法

施工継手に枕梁を施工し枕梁は単に補強であるので杭は支持層まで打ち込まなくても杭はかなりの支持力があると思われるので(1)の工法と同じようになると考えられる。それと枕梁が支点となってボックス自体に曲げを受ける可能性がある。

3.の工法

地耐力の不足の分を杭施工とすると、この地耐力の判断がむずかしい。

4.の工法

このボックスは道路と同じように沈下させるのが好ましいので直接基礎として不等沈下に対してタイバー等で補強する。

以上の工法の中で、4の直接基礎が走行上、維持管理上最もよく経済的であると考えられる。この柱状図を見た限りではどの位置にボックスの底面がくるのか分からないが、地盤と沈下より判断し直接基礎が良いと考えられる。また構造、施工上は大した問題はないと思われる。

（基礎研究室）

（回答－2）

鉛直荷重の支持についてはすでに基礎研究室から回答が出されていると思います。水平方向の安定、ことに地震時の安定については地盤の地震時の変形を主体とする計算を行なうことが望ましい。現在、このような考え方による設計法は開発の途上にあるが、東京湾環状道路の地中構造物に対しては一応の成案を得ている。下記の資料を参照されるとよいと思われる。

1. 土木研究所資料第９５３号「東京湾横断道路トンネルの耐震計算…」
   昭和４９年４月　建設省土木研究所
2. 東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準案　第６章耐震設計
   日本道路協会、東京湾横断道路技術調査委員会、昭和４９年１０月

（振動研究室）

（回答－3）

土かぶりはないものと考えられるが、そうだとすると地下道部分基礎にかかる荷重は現在の土かぶり圧より小さくなるので支持力の点ではなんら問題はない。

柱状図からみても軟弱地盤とはいい難いので直接基礎としてさしつかえなく、沈下の可能性はないと思われる。

（土質研究室）

6－4

ＰＣポステン連結合成桁について　（49. 中部）

（質　問）

1. ポステン合成桁の床版のコンクリートの安定率は3.5にしているがこの妥当性について

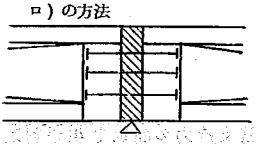
2. (1) P.Cポステン連結合成桁（支間3@30.000＝90.000）の中間支点を2支点方式を採用した方が施工性、経済性等に勝れている様に思われるが構造上及び計算仮定上に何らか問題があるか。

(2) PCポステン連結合成桁を1支点とした場合、連結部に主桁方向にプレストレスを与えせん断力に対応させたがプレストレスの与え方として

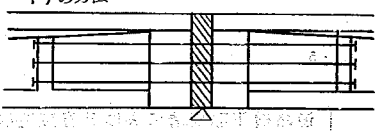
イ) 支点部から最も近い中間横桁付近の主桁に定着する方法

ロ) 主桁の端横桁を設け定着する方法

ロ）の方法



イ）の方法



上記の2案の内ロ) 方式の方が経済的であり採用したいと思うが、ただ、PC鋼材の1本当りの長さが1.5～20m程度となり、定着における変形、またはセットの影響までプレストレスが有効に与えられるかが問題である様に思われるがどうか。

（飯田国道）

（回　答）

1. ポステンPC合成桁のコンクリート床版の許容応力度は、「鉄筋コンクリート道路橋設計示方書」3－2条（「プレストレストコンクリート道路橋示方書」12－2）によればよい。これによると $\sigma ca = \sigma ck / 3.0$ である。

質問にある床版コンクリートの安全率3.5というのは鋼合成げたの値をもとにしているものと考えられるが、ポストテンションPC合成げたでは、鋼合成げたに比べ、支持げたの剛性が大きい、床版コンクリートの乾燥収縮の影響が小さい等の点で床版の安全性は大きいと考えられるので、$\sigma ca = \sigma ck / 3.0$ という値をとってよい。

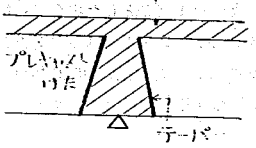
2－(1) 中間支点を2支点方式にした場合　たとえば3径間連結構造の場合は、構造的には5径間連続げたとなり、鋼製支承による剛支承とした場合は、いずれの支承も一支点方式相当の反力に対して設計しなければならない上、中間支点には負の反力が発生するため通常の鋼製支承を用いることは困難である。

ゴムシューを用いれば、バネ支承となるため上記のような問題は生じないが、ポステン合成げたのように大きな反力を受ける支承にゴムシューが用いられた実績が少ないため現在のところは一般に一支点方式が用いられている。

2－(2)　(ロ)の方法を用いても、ネジ定着方式の鋼棒工法を用いれば定着具のセット量の影響はわずかである。

また、一支点方式を用いる場合は、一般にプレキャスト桁端面に、下図に示すようにテーパーをつけるのがよい。

場合打ちコンクリート　　（橋梁研究室）



6－5

道路橋下部構造における直接基礎の礫層地盤支持力の簡易な現場判定方法について　（49. 中部）

（質　問）

子生沢橋下部構造設計条件（許容支持力）と現地と比較確認するのに平板載荷試験により求めようとしたが床堀はタコツボ状で適当な荷重が用いにくいのと地質は転石が（粒径２０cm～６０cm）多いため信頼のおける支持力が求めにくいので何か良い方法を教示願いたい。

（飯田国道）

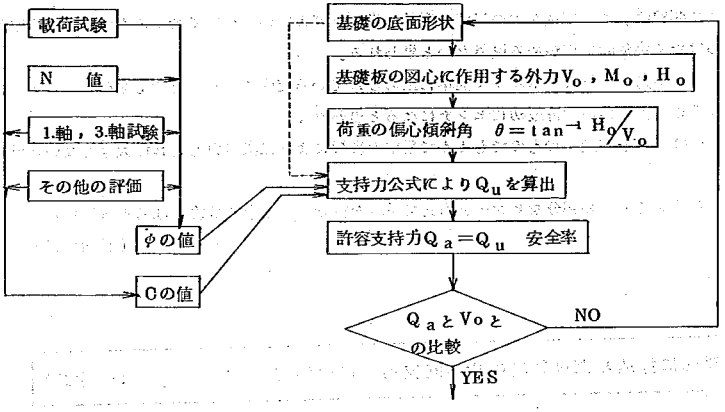
（回　答）

直接基礎の支持力に対する安定を検討する場合、現行指針では支持力を単位面積当りの力としてではなく、荷重の偏心傾斜を考慮した合力として扱かっている。この場合支持地盤の土の内部摩擦角を評価することが重要であり、載荷試験も土の内部摩擦角ϕを検討する一手段として用いられる。従って直接基礎の場合、載荷試験結果は許容支持力を直接与えるものではなく支持力公式におけるϕを与え、それにより荷重の偏心傾斜に従って合力としての許容支持力を与えるものと理解されたい。以下に許容支持力を求める手順を示す。

質問にある大きな礫を含んだ砂礫層の場合、その層厚が十分あれば通常の橋梁基礎に対しては十分の支持力があるものと考えられる。むしろ問題となるのは砂礫層自身の層厚、又はその下層に弱い土層がないかどうかといった判断が重要である。

従ってボーリングによる支持層の層厚の確認、および支持層の下部の土質の判定を行なうことが質問に対する答えとなろう。

（基礎研究室）



6－6

スノーシェッドの設計条件と構造詳細の問題ならびに補強工法について
（49. 中部）

（質　問）

ヒンヂ構造で設計したスノーシェッドのヒンヂ部の構造詳細において

イ．剛接構造ではなく、ヒンヂと見做してよいかどうか

ロ．ヒンヂと見做したとしても二次応力のチェックが必要かどうか、必要とする場合の計算方法について

ハ．剛接構造になっているとした場合には、どのような補強方法が適当か

補強方法 ┌ 二次応力に対する補強方法
　　　　└ 剛接構造に対する補強方法

S.494．東北におけるスノーシェッドの破壊例から考えて設計ではヒンヂ構造計算を行っているが施工は必らずしもヒンヂ構造とはなっていないと思考される、今後既設スノーシェッドの補強をする場合それぞれの構造条件に合せて補強工法が考えられるが、この点について御教示願いたい。

（高山国道）

（回　答）

スノーシェッドのヒンヂ部の構造詳細について

構造物の設計に際してはその構造物の境界条件が正確になるよう設計するのが基本であり、本来なら完全にヒンヂまたは剛結と考えられるような構造にするのが望ましい（橋梁などではこのようになっている）。しかしながらこのような構造については設計計算簡便のため従来からヒンヂと考えられて設計されてきたようである。

そこで問題は、この構造をどの程度の剛結と考えればよいかについてであるが今のところ定量的なものはなく実験的に確かめる以外ないと思われる。

柱下端の構造はアンカーボルトで簡単に止められているだけであり常時でも剛結とは言えず、また、荷重の増大に伴い一番最初にヒンヂになると思われる。

また柱はℓ / rが最小のものでも44で剛結の影響による二次応力もそれ程大きくないと思われる。

以上を考えるとこの部分をヒンヂと考えて設計を行なっても余り危険とは考えられない。

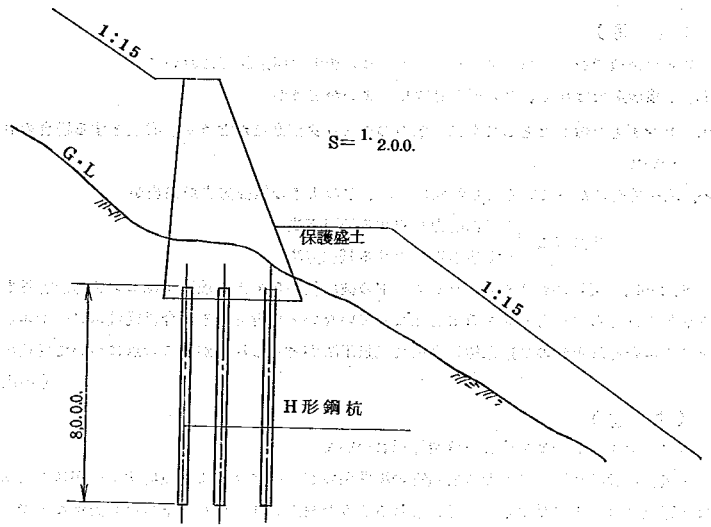
（橋梁研究室）

6－7

斜面に打込んだ杭基礎の横方向支持力について　（49. 中部）

（質　問）

一般的に水平な地盤におけるK値は地中深くなるに従って大きな値となっているが図のように急斜面に基礎杭を打つ場合におけるK値は割引きを考慮する必要があるかどうか。



（高山国道）

（回　答）

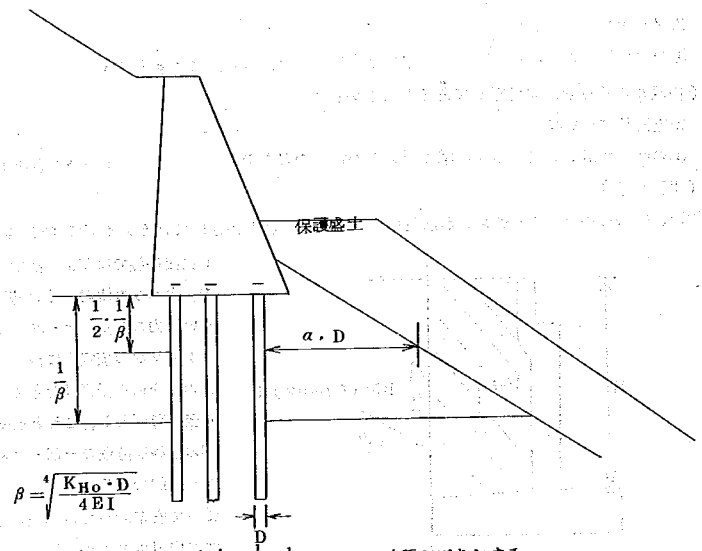
斜面の場合の水平地盤反力係数の評価法については、今後検討しなければならない問題である。一般的にいって斜面に打ち込まれた杭の水平地盤反力係数は水平地盤の場合に比べて割引く必要がある。どの程度低減すればよいかはまだ一般化されていない。「基礎構造に関する調査研究・昭和47年度報告書」[1]ではこの問題についてFEM解析結果から斜面影響を次のように考慮している。いま水平地盤としての水平地盤反力係数をK_{HO}(kg/cm^3)とすると斜面を考慮したK_Hは次の表のようになる。

$\alpha \cdot D$（水平かぶり）	K_H	$\alpha \cdot D$	K_H
0 ～0.5 D	0	3 D～ 5 D	0.85 K_{HO}
0.5 D～ D	0.6 K_{HO}	5 D～ 7 D	0.9 K_{HO}
D～ 2 D	0.7 K_{HO}	7 D～10 D	0.95 K_{HO}
2 D～ 3 D	0.8 K_{HO}	10 D以上	K_{HO}

本問題について上表のような割引きを考慮して設計計算することが望ましい。何も割引きをしないのは危険側となり好ましくないと思われる。

1）財団法人高速道路調査会、基礎構造研究委員会、基礎構造設計研究班

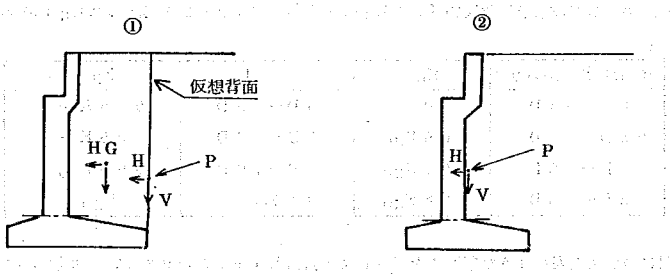
（基礎研究室）



(注)　$\alpha \cdot D$のとり方は$\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{\beta}$点の深さの水平かぶりとする。
ただし保護盛土は考慮しない。

橋台の設計計算における土圧の考え方について　（49. 中部）

（質　問）



1. 上記について現在の設計計算では①の仮定で計算をしているが、壁の計算において地震時の場合「フーチング上の土の水平分力＋仮想背面の土圧」とするが②のように「壁に直接土圧が作用する」と考えるかどちらか。
2. 後フーチングについて

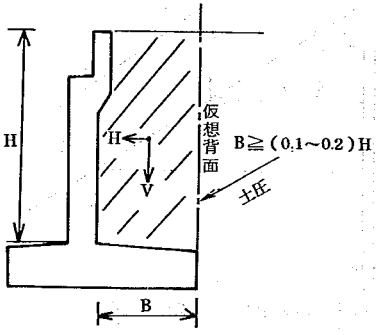
   ①の仮想背面に於ける土圧鉛直分力Vを後フーチングの設計に考慮すべきかどうか。

   （尚現在の標準設計に考慮してあるかどうか。）
3. 安定計算について

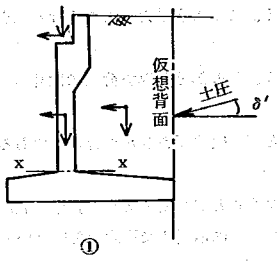
   ①の仮定で計算しているが、②の考え方があるかどうか。　（道路工事課）

（回　答）

擁壁、橋台の中で後フーチングが前壁高さの１～２割以上突き出ているタイプでは安定計算時（直接基礎では転倒、滑動、支持力、すべりの検討、くい基礎ではくい反力の計算、ケーソン基礎ではケーソンの安定）に後フーチングの端を通る鉛直線を考え、これを仮想背面とし、これと前壁との間の土砂は擁壁の一部と考えるのが一般的である。



従って安定計算では土圧は仮想背面に作用させており質問３の②のような考え方はしない。



次に前壁の断面を検討する場合は質問1にあるような考え方も含めていくつかの考えがあるが道路橋下部構造設計指針では①の考え方をとっているものと理解されたい。又標準設計でも①の考え方で断面が検討されている。

しかし①の考え方ではフーチング巾が大きくなったり、背面土砂に単位体積重量の大きい良質材を使用すればする程、X－X断面が大きくなり背の高いものを設計する時不合理な要素もでてくるので今後この点について検討してみたい。

次に後フーチングの断面を検討する場合は土圧の鉛直分力は道路橋関係では普通考えていないし、標準設計においても考慮していない。

土圧の鉛直分力自身が断面を大きく左右するとは考えられないし、又これを考慮しないと危険側を与えるということも一概にはいえないので、断面算定時は現行どおり無視しておいて良いと考える。

（基礎研究室）

6－9

擁壁等の基礎杭の計算方法について　（49. 中部）

（質　問）

省力化に伴い極力標準設計を活用したいが、地震時の考え方に統一を欠くきらいがあるので、土研の統一見解をお聞きしたい。

現在の運用は各地建バラバラであるが、大別すると次の3ケースに分れる。

① 本体は標準設計のまま、杭のみ地震時計算

② 重要部分は、本体を含め地震時で再計算等、其の他は常時

③ 杭を必要とするものは、本体、杭共総じて地震時で再計算

（道路工事課）

（回　答）

御承知のように擁壁の標準設計は道路土工指針を基に作成されており、同指針では特に重要な擁壁以外は、地震時を考慮しなくても良いことになっている。従ってこの規定からゆけば、直接基礎である標準設計をくい基礎に修正使用する場合も地震時の検討はいらないことになり常時で設計すれば良いということになるが、くい基礎に着目すれば次のような点を考慮する必要がある。

1）一般にくい基礎は地震時でくいの本数、配置、くい体の設計がなされることが多い。

2) くい基礎は直接基礎と異なり、フーチング底面、側面で水平力を分担させることは通常行なわず、くいの水平抵抗力で全水平力を吸収するように設計する。従って水平力の大きくなる地震時を想定することが一般的である。

3) くいとフーチングの結合部はくい基礎では重要な部分であり、この部分を地震荷重で設計しておけば有力な耐震対策となる。

以上のようなことから、くい基礎では地震荷重を考慮することが一般的でありかつ合理的であると考える。

従って擁壁といえどもくい基礎の場合は、地震時の検討を行なうことが必要であろう。標準設計をくい基礎に修正使用する場合はくい基礎（くい本体とフーチング）は地震時で再設計を行ない前壁等の本体は標準設計のままで良いと考える。

（基礎研究室）

6－10

地震時における構造物の許容水平変位量　（49. 中部）

（質　問）

一般には許容水平変位量は上部構造からの制限か又は、支持地盤の降伏点の変位量からの制限をすることとされているが、いずれも明確な決め方が定められていない、しかしながら水平変位量で構造物を規制すると一般に工費がかなり増大するので許容水平変位量の定め方をどの様な根拠にもとづき定量的に定めたら良いかおたずねしたい。

（愛知県）

（回　答）

許容変位、許容耐力に関する一般理念はつぎのように定義づけられております。

$$R+\Delta R<S-\Delta S \qquad (1)$$

ここに

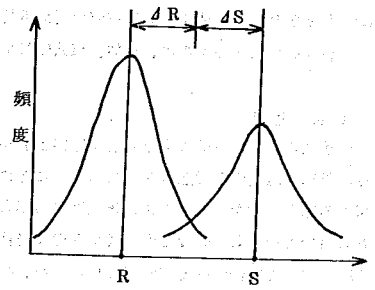
R　：　荷重による影響

ΔR：　上記のバラツキ

S　：　許　容　値

ΔS：　上記のバラツキ

また、(1)式は図－1のようにも表わすことができる。



御質問の主旨は、許容変位Sを定める具体的な根拠を求めておられるものと思われる。

すでに御承知のように、設計震度が定まっていても、地盤反力係数K値の採り方によって、変位（R

に相当する）は変わります。一方、許容変位は構造物の機能に応じて定まるべきものであるが、RとSは独立した事柄と考えるのが妥当と思われる。

当面の行政の運用では、一般には道路橋下部構造設計指針の例示に従うと共に、通常の規模を越える構造物では、地震時の挙動をよく調べてみて決定を下していくことが必要である。参考まで申しそえると、地震時の変位は１５００m級吊橋で２m、霞関ビルで７２cm、橋脚の高さが５０m級の橋で５０cm程度となる。

（振動研究室）

（回答－２）

現在のくい基礎の水平力に対する設計法は、地盤のバネを仮定した弾性法によっているので、習慣的に水平方向の変位を押さえて設計を纏めている。水平方向の変位としては、一般に常時1.0cm地震時1.5cmがよく用いられるが、くい頭部の曲げ応力から考えて水平変位をこの程度で設計するのが妥当であると考えられるからである。また、くい基礎が地震荷重を受けたさい、有害な残留変位を残さないためにも、水平変位を弾性的な範囲にとどめているためであるといえる。

（基礎研究室）

6－11

伸縮装置に鋼フィンガージョイントを使用したときの伸縮装置の設計施工について（49. 中部）

（質　問）

床板の支間方向が車両進行方向に直角の一般的な鉄筋コンクリート床版では、「道路橋示方書6.1.11けた端部の床版」により十分補強した構造として設計施工すれば問題はないものと思いますが、鉄筋コンクリート床版の平面形状が菱形となる斜橋の鉄筋コンクリート床版の場合には、上記の設計に斜に対する補強鉄筋を単純に加えた設計が多くあり工事施工上コンクリート打設、締固めの確実さに疑問を生じる様なケースが見受けられる。　これは伸縮装置を鉄筋コンクリート床版に定着する上での弱点になるものと思われるが、斜め床版端部の最良と思われる設計施工例などを御教示願いたい。

（静岡国道）

（回　答）

道示6.1.11に示したごとく床版端部は横げたで支持されるのが原則である。質問は斜橋で、床版の主鉄筋を桁に直角方向に配置した場合のことをいっているものと思われるが、このような場合には端横げたがあっても桁端部付近には、桁に直角方向の鉄筋のほかに、支承線に平行の補強筋を入れるのが普通である。このような鉄筋は、当然コンクリートの施工上問題を生じないように配置すべきであって、コンクリートの施工の完全を期しがたい場合には床版を厚くすることが必要である。

鉄筋の太さも考慮した詳細図を書くことは施工に無理な配筋を防ぐのに有効である。配筋状態については斜角、床版、スパン、床版厚などによって異なるので、実例を示すことがむずかしい。

（橋梁研究室）

6－12

自然環境アセスメントに関する最近の研究事例の紹介　（51. 北陸）

（質　問）

当地建では一般国道２９１号線の自然環境調査を$\frac{1}{10,000}$図面で比較線が描ける範囲内で行なっている。当該地域は国立公園および県立自然公園区域に掛るため今後自然環境アセスメントを行なう必要が生じるが，自然環境アセスメントの調査を行なうため参考となる御意見およびこれに関する研究又は調査事例の内容を紹介して下さい。　（道路計画課）

（回　答）

環境アセスメントを行なう場合の流れは，一般に図－１のようである。自然環境アセスメントの場合も同様であろう。以下流れに沿って述べる。

ⅰ）調　査　項　目

調査項目についていろいろな機関で検討されており，下記の文献1.2.3.4.5.等が参考になろう。ここで大きな比重を占めるのは植物と動物である。他にも地形，文化財，自然景観について地域によっては必要な項目である。

ⅱ）調　査　方　法

植物，動物については学問的に統一された手法があり文献3.5.に詳述されている。

しかし，道路計画に学問的手法を取り入れることは，時間的，空間的に限度があり，例えば$\frac{1}{10,000}$の図面に植物社会学的群落調査に基づく植生図を作成することは非常に困難である。そのため空中写真により植生図を作成することは現在研究中であり，土研から国土開発技術研究センターに〝空中写真による植生調査への応用研究〟を委託し委員会を組織して現在作業を取りまとめ中である。今後道路計画の各段階と植生図の必要精度については，さらに研究が必要である。

なお非常に広範囲な動物調査は現状では不可能であり，天然記念物的な動物の保存について検討するに留める。他の動物は，食物連鎖網の中で生産者である植物に依存しており，道路計画においては，自然環境を植生で代表させることが望ましい。

ⅲ）現　況　把　握

現況調査による成果を植生図，動物図に収め，さらに地形，地質，気象条件等を調査し，計画域の現況を把握する段階であり，文献1.3.4.5.6.7.等が参考になろう。

ⅳ）予　測

予測には短期的（物理的）なものと長期的（生態学的）な将来予測があり，文献5.8.9.11.等

が参考になろう。

いずれにしても自然環境項目を将来予測するには，この分野における事後研究等の蓄積も少なく，予測も難しいため類似地域の類似植生域での結果から類推するのが確かな方法であろう。

(V) 評　価

将来予測を参考に，自然環境項目に問題があるかどうかを決定する段階である。評価の目安としては参考文献1.4.に示される水準があるが，一般には公園法による地域指定等の違いによって全国的レベル，地方的レベル等の保全水準が提案されており，最終段階では環境庁長官や知事が評価を行なう場合が多い。従って，道路計画者は予測まで行なうのが普通であり，評価するに耐えうる調査資料を用意することが必要である。

(VI) 研究，調査事例

我国における自然環境アセスメントの事例としては，本州四国連絡橋の大三島橋，大鳴門橋の環境影響調査報告書があり，よくまとめられている。その他環境庁の自然環境保全審議会で論議されている山岳道路の提出資料が参考になる。

一般国道では158号平湯安房地域，自然植生調査報告書が48，49年に中部地建高山国道工事々務所から出されている。

過去の例でも自然環境の主要な要素は植生であり，道路計画の精度に準じた精度を持つ植生図の用意が必要であり，市販されているものは文献6.7.に基づく$^{1}/_{200,000}$のものがあり，環境庁には文献6.の作業図として1/50,000の植生図が用意されているが，実際には1/200,000の植生図をもとに作成されているため1/50,000の植生図でも精度は1/200,000の植生図と考えた方が無難である。

道路計画では特に地図的な標定の精度が要求されることを鑑みて空中写真等により相観植生図を作成することは，予測，評価を行なうのに有効な調査であり，相観植生図の作成の整備を望みたい。

アメリカでは1970年から環境影響報告書（ＥＩＳ）を事業に先立って公表することが国家環境政策法（ＮＥＰＡ）で決められている。その中の環境項目に自然環境に関するものが含まれている。

自然環境に関するものを抜粋すると以下の通りである。

1. 周辺地域の概要

イ）土地利用　ロ）地形学的特徴　ハ）地質学的特徴　ニ）気候に関する特徴　ホ）植物，動物に関する特徴　ヘ）歴史的考古学的な特徴　等の現況把握のための章である。

2. 事業実施により引き起される影響

上記1.に示した項目について事業を実施することによって発生すると思われる影響の予測を記述する。

3. 避けることの出来ない悪影響評価および軽減措置

上記1.の項目について上記2.の予測に基づいて社会的に認められるか否かを軽減措置も考慮に入れて判断する図－1でいう評価の部分である。

4. 提案計画に対する代替案

提案した計画を選び出す過程において考慮した代替案を記述する部分で，路線代替案，設計代替案さらに作らないという代替案も含んでおり，それぞれの影響を比較している。ある項目に片寄ることなく総合的視野から計画案は選ばれる。

5. 短期の影響と長期の影響

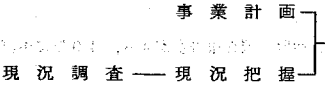
この章においては，工事による直接的変化，人為的にまた時間による回復を考慮して，長期的影響が考察されている。

6. 不可逆的かつ回復不能な資源の消費

道路計画により道路がつくられると，植物と動物の生活の場が永久に失なわれることがある。

これら一連のＥＩＳは文献１２.に示されており，その中で植物の調査では，計画により影響を受ける樹種，さらにそれらの樹種毎に樹木数，伐採数，移植数，保存数を調査している。

なお調査，研究の事例は参考文献を見られたい。



図－1　環境アセスメント流れ図

〔参考文献〕

1) "道路計路における学術保護対象の評価 1.2.3."，道路計画と自然環境保全に関する調査，建設省道路局，昭和48，49，50年3月

2) "道路計画の事前評価手法に関する研究 1.2"，国土開発技術研究センター，昭和49，50年2月

3) "自然環境アセスメント小委員会報告書"，日本道路協会（建設省道路局委託），昭和50.3

4) "環境アセスメント手法について"，建設省大臣官房技術調査室，昭和51年6月

5) "道路環境アセスメント実施要領（案）"，昭和51年3月

6) "緑の国勢調査 ── 自然環境保全調査報告書"，環境庁編，昭和51年3月

7) 天然記念物緊急調査，植生図の主要動植物地図，文化庁編，（財）国土地図協会

8) "特集 ── 自然環境保全と道路"，道路セミナー，全国加除法令出版，'73.9

9) "特集みどり"，土木学会誌，1974年9月号

10) "環境影響調査報告書（大三島，大鳴門橋分），本州四国連絡橋公団

11) "道路の自然環境調査報告書"，土木技術資料第1163号，建設省土木研究所，昭和51年9月

12) "アメリカにおける環境インパクトステーメント"，土木研究所資料第951号，昭和49年5月

6 －13

斜面上深礎工法による基礎の水平安定計算法について　（51. 北陸）

（質　問）

標記については，「財団法人高速道路調査会」「基礎構造研究委員会」「基礎構造設計研究班」で昭和４８年２月に出された「基礎構造に関する調査研究昭和４７年度・報告書」に基づいて設計しているが今後共これを使用して設計してよろしいか否か。　（大町ダム工事々務所）

（回　答）

道路橋下部構設計指針・くい基礎の設計篇では，斜面上に設けられるくい基礎について以下のように述べている。一般に，山岳地帯の斜面上に基礎を設ける場合，背面土による荷重，前面地盤の抵抗土圧などを勘案して，適当なｋ値を定め，根入れ長についても十分検討を要する。上記のように有限な抵抗面をもつ地盤のｋ値を低減して考える必要がある。具体的には，現在道路公団で研究した調査報告しかないので，質問者のいう「基礎構造に関する調査研究報告」でやって良いと考えられる。

（基礎研究室）

6 －14

場所打ち杭の杭間隔について　（51. 北陸）

（質　問）

道路橋下部構造設計指針（杭基礎設計篇）に於て杭の最小間隔は杭径の２.５倍に規定し場所打杭については杭間隔を２.５Ｄ以下にすることもできるように解説で説明されているがどの程度まで縮小できるか御指導願いたい。

当地建でのこれまでの例としては２.０Ｄまで縮小した例がある。　（道　路　部）

（回　答）

くいの最小中心間隔が，くい径の２.５倍より小さくなると群ぐいとしての影響が著しくなる。場所打ちぐいの場合は施工によって隣接ぐいに影響を与えることが少ないのでくい径の２.０倍程度までくい間隔を縮めた例はある。このようにくいの最小中心間隔は，２.５Ｄより小さくとることも可能であるが，この場合群ぐい効果を考慮して支持力の低減を行なう必要がある。軸直角方向の場合は，横方向地盤反力係数に次の補正係数を乗じればよい。

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right)$$　ただし　Ｌ＜２.５Ｄ

Ｌ：くい中心間隔（m）

Ｄ：くい径　（m）

既製ぐいの打撃工法の場合は，打込み時の振動により隣接ぐいに悪影響を及ぼすので，２.５Ｄよ

り小さくくい間隔をとることは望ましくない。　（基礎研究室）

6－15

地すべり地における鋼管杭抑止工法の設計について　（51. 北陸）

（質　問）

一般国道157号線のうち堂ノ森谷地先は崩積土，地上り移動層の強風化砂岩，強風化頁岩等があって地上り活動の多い地先であります。

この地形に一部新設道路が計画され，将来の地上り活動に対し安定を計る必要があって，種々検討した結果直接抑止力を付加するために鋼管杭工を採用していますが下記事項について御教示下さい。

1）安全率（Fs）のとり方について

安全率は2　又はその地点の経済効果と密接な関係を考慮して決定しなければならないのですが，当所ではFs 1.2として安定計算していますが色々と問題はあると思いますが，一般的にFsをどのように決定採用されているか。

2）鋼管杭の腐蝕防止工について

鋼管杭の腐蝕防止工とで鋼管杭の中埋材として砕石を入れ鋼管杭の外側と内側を同時にブラウドを行っていますが他に経済的な腐蝕防止工及び考え方がないか。

3）鋼管杭の中埋コンクリートを計算上剪断力を考慮してよいか。

当所では抑止力を鋼管の許容剪断力のみで応力チェックをしているが中埋材を多少考慮しなくてもよいか。　（金沢工事々務所）

（回答－1）

1）安全率（Fs）のとり方について

地すべり防止工事を施工した後に期待される地すべりの計画安全率は，斜面の安定度を高め，保全対象物の安全をはかるための目標値であり，その決定にあたっては地すべりの現象と規模，保全対象の重要度，地域社会の経済性，地すべりによって生ずることが想定される被害の程度等を総合的に考慮して決められるものである。

地すべりの急激な動きが予想され，多数の人命・家屋・道路・鉄道・河川，その他公共施設等に重大な影響を及ぼす恐れのある地すべり（平均的なもの　長さ200m，巾150～200m，厚さ20m程度）については計画安全率を1.10～1.20（局部的には1.20以上）にとるようにしている。しかし規模の広大なもので，人家，公共施設等に影響の少ないもので，応急対策として当面の安全確保を目的とするものについては，計画安全率を1.05～1.10とするのが一般的である。又ダム貯水池周辺の地すべりの場合には貯水面の影響等を具体的に検討するものとする。

一般的に道路が地すべり災害をうけている場合には，たとえ移動量が小さくとも，道路交通の支障がただちに広範囲の地域社会生活に影響を与える場合が多いので，計画安全率は1.20以上とす

ることが通常である。

しかし押え盛土工，切土工など抑制工を中心とした場合には計画安全率は1.10～1.20でもよいが，通常はこの工法をとる余地のないことが多く，杭工，シャフト工のような抑止工をとらざるを得ず，このときは計画安全率を1.20～1.30としているのが一般である。

（地すべり研究室）

（回答－2）

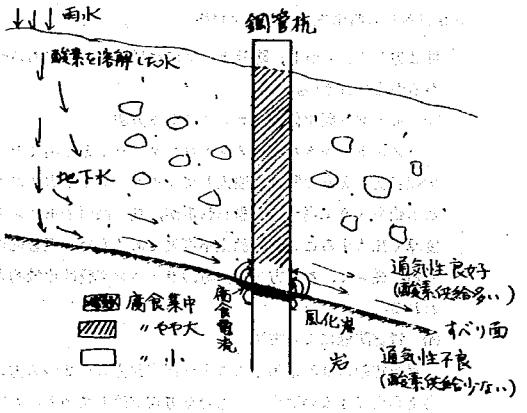
地すべり防止ぐいの設計法は，まだ基準化されていない。従って質問者のいう極限地盤反力法で計算される場合は，安全率1.2程度は必要ではなかろうか。また，線形弾性地盤反力法のChangの方法などによって計算する場合は材料の許容応力度を使用できる。（基礎研究室）

2）鋼管杭の腐蝕防止について

鋼管杭の土中における自然腐蝕は，一般に土の比抵抗が小さいほど，また通気性がよいほど大きいが，比抵抗の違う土層や透水性の違う土層が互層を形成している場合には，鋼材が接している環境差に基づくマクロセル形成により，特定個所に腐蝕が集中することがある。

山間部の土は，一般に比抵抗が大きく，従って，腐蝕性は小さい傾向があるが，地すべり地では，崩壊や攪乱作用を受けて表層土の通気性は良好であり，雨水などの酸素を溶解した水が土中を浸透してすべり面に達し，地下水となってたえず酸素を供給するため，表層土中では平均して酸素の供給量は大きいのに対して，すべり面以下では酸素の供給量は極めて少ないと考えられる。以上のことから，表層土中での鋼材の腐蝕速度はかなり大きい反面，すべり面以下では腐蝕速度は小さいものと推定され，その境界すなわちすべり面の近くの強風化岩層付近にマクロセルの形成による腐蝕の集中が予想される（図参照）。

以上の理由から，鋼管杭の防蝕方法を選定する前に，まず，地すべり地内の代表的な個所において，土の腐蝕性調査を実施してその実態を把握し，防蝕の必要性を判断するのが適当と考えられる。



鋼管杭の腐蝕電池モデル

2. 土の腐蝕性調査

ノルウェーのRosenqvistが開発したコロージョン・サウンド測定器を用いて，ボーリング調

査時に土層別の比抵抗，復極率及び鉄電極の自然電位を詳細に測定する方法が最も適していると考えられる。この測定により，深度別，地層別の年間腐蝕率（mm／year）の概略値と腐蝕が集中する可能性の有無が判断できるので，調査場所の土中における鋼杭の防蝕の必要性を判断する場合や防蝕方法を選定する場合に参考となる。

3. 鋼管杭の防蝕

(1) 腐蝕代による方法

表層土中での腐蝕に対しては，道路橋下部構造設計指針，くい基礎の設計編（日本道路協会）に定められている2mmの腐蝕代をとればよいと考えられるが，腐蝕が集中する可能性の大きい個所が確認された場合は，定量的な調査法がないため，腐蝕代の決定は困難であり，他の防蝕方法を採用した方がよいと考えられる。

(2) 塗装による方法

サンドブラストによりＳＩＳ05.5900* のSd 2以上のさび落しをした後，タールエポキシ樹脂塗料を乾燥膜厚３００μ程度になるよう塗装する（超厚膜型塗料を用いれば，エアレス塗装１回塗りでよいから塗装費を軽減できる）。

(3) 防蝕テープ巻きによる方法

ビニル系，合成ゴム系，ペトロラタム含浸繊維質テープなどの防蝕テープを巻いて防蝕する方法で，地下埋設管や化学プラント配管の防蝕に用いられている。通常は高度の素地調整をせずにサンダーがけ程度で施工されるが，ペトロラタム含浸繊維質テープの場合は，多少のさび層が残存していても防蝕性能はあまり影響を受けない利点がある（ただし，外力に対する抵抗性は劣る）。しかし，防蝕テープには種々のものがあるから，使用目的に適合するものが見つかるかも知れない。

*さび落しに関するスエーデン規格

(4) セメント硬化体ライニングによる方法

セメントモルタルやセメントコンクリートを工場でライニングした鋼管杭を用いるか，現地で鋼管杭の周りの間隙に注入してライニングする方法により防蝕する。計画されている方法もこの範ちゅうに属すると思われるが，良い品質のセメント硬化体を連続性を損なわずにある程度厚く注入することが防蝕上不可欠であるため，鋼管杭の径よりかなり大きく削孔する必要がある。従って，この方法は，防蝕ライニング費は比較的安価であるが，削孔費が高くなると思われる。

(4) 電気防蝕による方法

電気防蝕には流電陽極方式と外部電源方式の２つの方式があり，規模が小さい場合や商用電力を利用できない場合は流電陽極方式が適している。流電陽極方式の場合は，通常はマグネシウム合金陽極を鋼管杭に分散して溶接する方法で防蝕するが，陽極材の所要量の決定には，陰分極試験による土の腐蝕性調査が必要である。

4. まとめ

(1) 防蝕をおこなうことが前提であれば，土の腐蝕性調査は不要である。ただし，腐蝕代による場合及び電気防蝕の場合は調査が必要である。

(2) 削孔費の点では，腐蝕代による方法，塗装による方法，防蝕テープによる方法が有利であり，防蝕施工費も比較的低いが，信頼性や耐久性にやや難点がある。

(3) セメント硬化体ライニングを効果的に施工するには，かなり大きめの削孔が必要であるが，防蝕効果に対する信頼性及び耐久性の点では最も優れており，防蝕施工費も比較的低い。

(4) 土の腐蝕性が小さく，かつ，特定の地層に腐蝕が集中するおそれがなければ，腐蝕代による方法が最も経済的である。

（化学研究室）

3. 鋼管杭の中埋コンクリートを計算上剪断を考慮してよいか

（回答－1）

鋼管杭の中埋めコンクリートは通常鋼管内に附加される鉄骨材と鋼管との空隙を填充して，両者が一体となって剛体化させることを目的としている。

しかし深度２０ｍ～３０ｍの細い鋼管内のコンクリート打ちは，附加鋼材の障害もあって必ずしも所要強度に達しているとは限らない。あくまで諸材の一体化を目的とし，附加的なコンクリート剪断力は計算に加えないで，安全側にあるという程度とすべきであろう。

（地すべり研究室）

（回答－2）

鋼管と中詰コンクリート間のせん断力の伝達方法が明確でない場合は，せん断抵抗を考慮しない方がよい。中詰コンクリートは，鋼管ぐいの変形防止としてかなり有効であるし，通常の場合せん断力のみで鋼管が破壊することは考えられない。

（基礎研究室）

6－16

土木標準設計（ボックスカルバート）使用上の問題点と考え方について

（51. 北陸）

（質　問）

1. 対象土かぶり厚１０ｍ以上の場合における設計上の考え方について
2. 標準設計と業務委託設計との経済性について

過大な安全性（配力鉄筋等）ではないか，設計の省力化については非常に省力化されているが，会計検査等経済性の議論になると賛成できない面もあり，今後もっと設計条件を細かく分けて標準化する必要がある。

（金沢工事々務所）

（回　答）

1. 共通１－１「土被り厚１０ｍ程度超える場合のＢＯＸの応力計算について」参照のこと。

（土質研究室）

2. 標準設計はある設計条件の範囲に対して構造諸元を指定するものであるから，その範囲における下限の設計条件に対しては，一般に材料が不経済となる面があり，安全性についても大きくなる。これは標準設計作成上，つまり一定枚数に集録するために避けることができない点である。そこで，このような1枚の集録範囲（ピッチ）の決定はできる限り経済性を考慮するようにしており，標準設計では当該総事業費等を勘案して決定し，トータル的にさほど差のないピッチとしている。

ご指摘のボックスカルバートの場合は，特に条件の区分および標準設計の枚数制約による差はないはずであり，あるとすればそれは設計法の差であろうと思われる。つまり，ボックスカルバートの標準設計では，施工性等を勘案して部材厚の増加量は5cmピッチとし，鉄筋のピッチについても1mの間に割り切れる本数としていることから逆に集録範囲が設定されたものである。

従って，部材厚の変化を例えば1cm単位，鉄筋の配置も1cm単位とすれば材料費は標準設計を適用した場合より減少するであろう。しかし，標準化は利用者が自分に都合のよい寸法を設定することが不経済になるとの反省から生れており，この場合も条件を細かくして集録巻数を増やすことが必ずしも得策とは思われない。

なお，現場の条件からどうしても標準設計を適用できない（数計条件が合致しない）場合は，別途設計となるが，このような場合は，標準設計との設計方針が基本的に異なるのであるから標準設計との整合はとれなくても良いと思われる。この点については会計検査院にも説明はしてあり，心配はいらない。

また配力鉄筋については，コンクリート標準示方書に準拠しているので過大となっているとは思われない。

（システム課）

7. その他

7－1

コンクリート柵板による歩道設置について　（49. 中部）

（質　問）

コンクリート柵板を使用した歩道設置工は、ブロック積工あるいはコンクリート擁壁に比べて工事費も非常に安く施工も簡単であり、また道路からの外観もよく路肩の維持も楽なため、かなり普及している。しかるに今年の夏の集中豪雨で、ある事務所において盛土法面の途中の柵板がかなりの長い延長にわたり倒壊があった。そこで柵板工法の再検討ということになったが、名古屋国道工事事務所管内では柵板工全延長約３０Kmのうち５０mしか倒れたところがなく、それも杭の根入れが極端に短いものであった。それで今後も従来通り柵板工法を採用してゆきたいと考えているが、次の事項について質問したい。

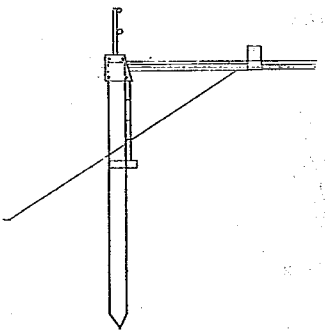
(1) 土質によって異るであろうが、一般的にいって、この工法に問題がないか。

(2) 一般的汎用性はどうか。

(3) 土圧の計算法はどんな方法がよいか。

(4) 標準設計は作れないか。

（名古屋国道採用型）



（設計方針）

(1) コンクリート杭長は土中に少くとも$\frac{1}{2}$以上は入るように設計する。

(2) 杭頭は笠木コンクリートで連絡する。

(3) 笠木コンクリート上面は、歩道面より１０cm程度上げ、路面水のオーバーフローによる柵板前面の法面崩壊を防ぐ。

(4) 盛土法面の不安定な箇所は歩道工の如何にかかわらず保護工を実施する。

(5) コンクリート柵板の沈下を防止するため簡単な基礎を考える。

(6) 雨水による土圧の増大をなくすため歩道法面がないように計画する。　（名古屋国道）

（回答－１）

道路の法面を利用して歩道および自転車専用道を作る方法は、法面の幅、歩道の幅員、沿道利用形態、景観、地盤による安定性、経済性、施工性、維持管理等から数多くの方法があろうが、ご質問にある方法も施工性、経済性から考えて代表的な工法の一つといえよう。

この工法における安定性を検討する場合、くいの支持力や沈下もある程度問題となるが、最終的にはくいの横方向の抵抗性が問題となると考えられる。

検討する事項としては次のものが考えられる。

(1) 土圧

(2) くいの横方向安定

○(1)について

くいに作用させる土圧は、一般的な盛土道路においては、法面勾配が土の内部摩擦角に近く、主働土圧のすべり面が歩道盛土の内側にくることから、クーロン土圧を採用すれば十分であるが、(図－1)、図－2に示すように切土の場合や、ブロック積等で急な法面勾配を有している場合は、クーロン土圧よりは図－3に示すような考え方で土圧を算定する方が合理的であると考える。

○(2)について

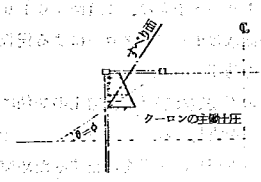
くいの横抵抗力については、くいが法尻近くに設けられる場合は、地表面は水平とみられるので、一般の横抵抗計算をとれるが、くいが斜面上にある場合は斜面によるK値の低減等を考慮する必要があると思われる。

K値の低減法としては、図－4に示すように斜面の部分について直線で変化させるのも一方法と考えられるが、設計計算が煩雑となり実用的とは思れない。

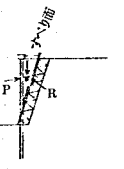
次に斜ぐいに関するK値についてその増減を実験的に求めたものがある。(図－5)

以上によりK値を評価して一般的に行われている弾性床上の梁として、くい体のたわみ、曲げモーメント、セン断力等を求めればよい。この場合、くいは比較的短いので、短ぐいとして計算する必要があるが、小林の固定表等が参考となろう。

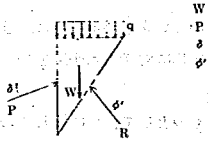
その他、くい体を剛体とみなしてエンゲルの式で根入れを検討することも考えられるが、根入れ長が比較的長くなるので実際の設計には不経済と考える。



図－1



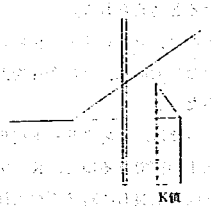
図－2



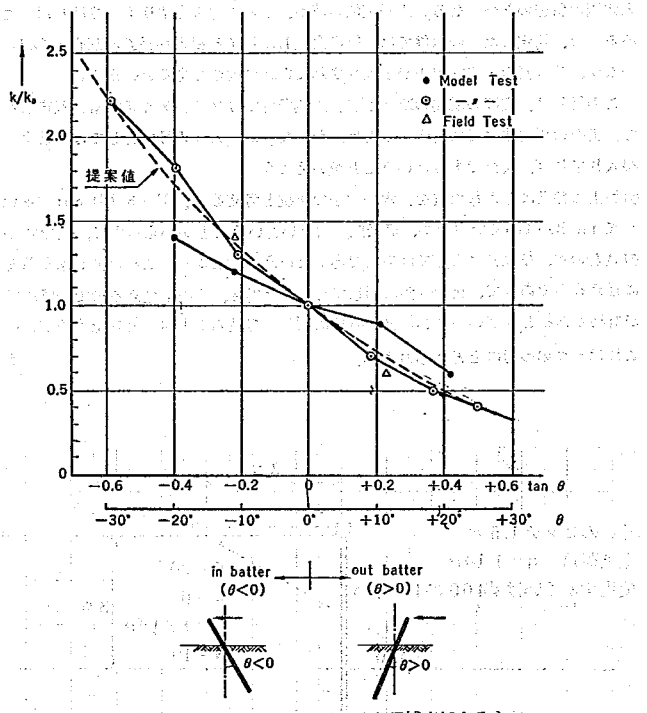
W：土楔の重量（サーチャージqを含む）
P：土　圧
δ：擁壁と土とのマサツ角（$\delta=\frac{\phi}{3}$）
φ'：土と土又は土とブロック等とのマサツ角

$$P=\frac{W}{\cot(\theta-\phi')\cos\delta+\sin\delta}$$

図－3



図－4



図－5　斜ぐいの横方向地盤反力係数（久保博士による）

この工法では、コンクリート杭は、支持杭としての支持力や沈下などより、むしろ、土圧等の水平荷重による杭の水平方向変位、そしてそれに伴なう地盤のセン断破壊、杭の転倒の方が問題

となると考えられる。

それで、コンクリート杭の根入れ長の差による水平方向変位の違いを求めるために、図－６のような断面形状、土質条件を仮定して、いろいろな根入れ長の変化に対する水平変位の値を求めてみた。

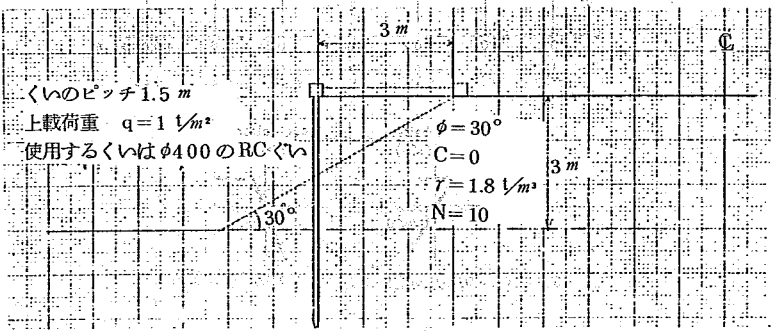
計算では、コンクリート矢板は土圧に十分に耐え破壊しないものとして、杭に関してのみ行う。斜面上の杭であるので、K値をある程度低減させ、有限長の杭の式を用いて計算した。コンクリート杭の全長Lに対する根入れ長ℓの割合と、地表面における水平変位の関係をグラフにしたものが図－７である。

地盤のセン断破壊ひずみを３～５%、安全率を３と仮定すると、その時の地表面の水平変位は大体図の斜線の部分になる。水平変位の値が、この斜線部分よりも小さければ、この杭は安全である。今、仮定したこの地盤では、杭の全長Lに対する根入れ長ℓの割合、ℓ/L が0.5以上、つまり、杭全長の1／2 以上が根入れされていれば安全であるといえる。

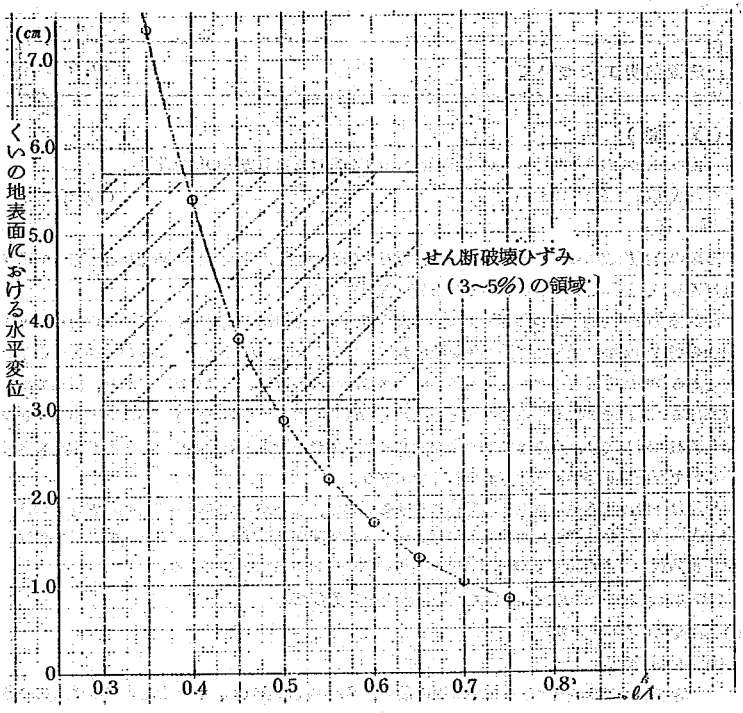
この計算は、実際の現場の断面形状、土質条件ではなく、あくまでも、仮定したものであるので、実際の現場すべてに適応するとは思われないが、大体の目安としては、杭全長の1／2 以上根入れすれば、安全であるということがいえよう。

斜面上の鉛直に打たれた杭を、水平面上の斜杭と考えると、図－５よりout Batter くいに比べてin Batterくいの方が、横抵抗が大きいということがいえるので、杭を少し外側に倒して打込むのが、横抵抗に関しては有利であるといえる。しかし、これは同じ水平荷重が作用する時に言えるのであって、杭を外側に倒して打込んだ場合、土圧も増えるので一概に倒して打込む方が有利であるとは言いがたい。又、外側に倒して打込むことは、外観上も不安定に見えるので、これは一つの参考にとどめられたい。

（基礎研究室）



図－６



図－7

（回答－２）

盛土のり面の安定性の点からいえば、雨水処理を完全にすることと施工時にのり面に害を与えないよう配慮されるならば、特に問題はないと思われる。

のり長、勾配等が標準（のり面工と斜面安定工指針に規定されたもの）の場合以外の盛土については、のり面の安定性を確かめたうえで施工することと、杭の設計には降雨によるのり面強度の低下を考慮する点の配慮が必要であると考えられる。　（土質研究室）

法面防災工について　（49. 中部）

（質　問）

① 自然斜面における崩壊について防災施設の使い分けと計算方法の標準化

② 防災工法の妥当性について　（岐阜国道）

（回　答）

道路の防災施設には、モルタル吹付工、浮石・転石のコンクリート根固め工なども広く解釈すれば入るが、質問内容からいわゆる待ち受け施設に限る。

防災施設の一般的な特徴は表－1に示すようで、これと道路の重要度（一日の車の台数など）、過去の崩壊の頻度、豪雨などの異常気象の頻度、地形、地質、建設及びその後の維持管理の予算などから現場に応じて、ケース・バイ・ケースで防災施設の使い分けを行っており、標準的な例は挙げることはできても工事の基準といったものは現在のところまだできていない。昭和49年2月落石に対しては、高速道路調査会が中心となって資料をまとめており、施工例も増えてきているので今後少しづつ基準化されて行くであろう。

施設は一般に落石や小崩落，小滑落に対するもので、したがって防災上最も問題となるのは、施設を計画する時、想定した崩壊の形態と異なった崩壊が発生するケースであって、崩壊形態、規模崩壊後の動きを正しくつかむことが実際の施工では重要になってくる。

質問書にある4つの施設について、若干説明を補足したい。

① 防護柵（ストン・ガード）

(1) 工法の概要

落石や小崩壊が発生しやすい斜面の最下部又は中段に設置し、これを阻止する構造物である。

日本道路公団設計要領では、「硬石、軟石、軟岩又はレキ混り土砂等の切土ノリ面において、切土高が14m以上であって、（落石）防止網だけでは剝落又は落石のおそれのある場合は（落石）防止柵を設置することが望ましい」となっている。

ケーブル金網式の一般的な構造は、金網、ワイヤロープならびにワイヤロープを支える中間支柱と端末支柱からなる。

(2) 特　徴

(イ) 基礎は他の構造物に比較して小さい。

(ロ) 大がかりな重機が不要で設置が容易。

(ハ) 維持補修が容易

(ニ) 排土口を設けると堆積土砂の除去が容易

(ホ) 柔構造物のため動荷重に適する。

表－1　法面防災施設の特徴

		崩壊の形態				斜面勾配		耐久性	維持管理のしやすさ	施工性	経済性	耐力
		落石（転石型）	落石（浮石型）	薄い表層滑落	小規模の部分的崩壊	緩傾斜	急傾斜					
防止網（ロックネット）	合成繊維製	○	○	－	－	ケースバイケースで一概にはいえない。		－	△	○	○	小
	金網製	△	○	－	－			○	△	○	○	中
ポケット式ロックネット		（△）	○	－	－			○	△	○	○	中
防止柵（ストン・ガード）		（○）	（○）	（○）	（○）	○	－	○	△	○	○	中
多段式防止柵	立木利用	（△）	（△）	（△）	（△）	△	－	△	－	○	○	小
	ロープ金網製	（○）	（○）	（△）	（△）	○	△	○	－	△	△	中
防止壁		（○）	（○）	（△）	（△）	○	△	○	◎	△	△	中
洞門工		（◎）	（◎）	（◎）	（◎）	△	○	◎	◎	－	－	大

（）はケースバイケースであったり、有効であるが実際はあまり用いられないもの。

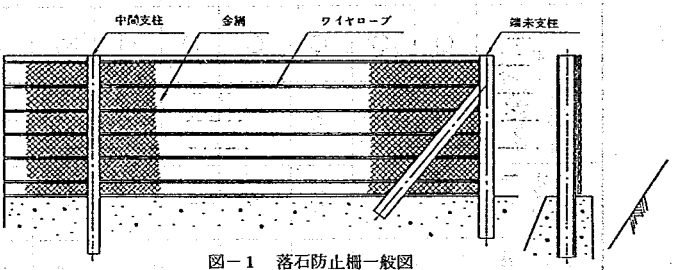
(3) 設　置

(イ) 柵高は落石の軌跡を推定して充分な高さをとる。

(ロ) 設置延長は地形地質等による落石のちらばりを考慮して充分な長さをとる。

(4) 仕　様

一般図を図－1に示す。



図－1　落石防止柵一般図

(5) 施工の条件

動いている石や土塊を止めるのであるから、一度に止める量が少ないこと、岩塊であれば小さいこと、速度が遅いことが条件になる。

(イ) 斜面こう配がゆるい（一般には8分以下）

(ロ) 柵設置個所の斜面側に緩衝用の緩斜面（平場）を場所の許すかぎり設ける。

(ハ) ワイヤーロープ間隔は35 m以下が望ましい。

(6) 設　計.

(イ) 計算式は提案されているが[1]、実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

(ロ) 衝突時の各部材のエネルギー分担は、衝突位置、落石条件により異なるが、経験的に表－2が提案されている。

表－2　部材のエネルギー分担比率

エネルギー吸収部材，項目	エネルギー分担比率
ワイヤーロープ伸び	$\alpha_R = 0.1 \sim 0.3$
支柱の変形，移動	$\alpha_P = 0.3 \sim 0.6$
金網の変形，落石の破損他	$\alpha_n = 0.1 \sim 0.2$
落石の反撥	$\alpha_s = 0 \sim 0.3$

(ハ) 両方の固定端の間が短かい時は、長い所に比べて、ワイヤーロープの伸びによるエネルギー吸収が少ないと考えられるが、低下割合の実測例はないようである。

(7) その他

急傾斜地対策工事例では、中間支柱のH形鋼は切断せず、コンクリート部分で切断した。端末の固定支柱の変形によるエネルギー吸収が大きかった。

② 防止網（ロックネット）

(1) 工法の概要

金網製（落石）防止網は、落石やレキ片等の危険性のある斜面を覆う工法であり、金網とワイヤーロープで構成されている。ワイヤーロープは斜面の上部および周辺部のアンカーで固定される。また、（落石）防止網は、落石やレキ片等の発生を未然に防ぐとともに落石やレキ片等となったものを、斜面と金網の間を通じて跳石とならないように法尻に導くことを目的としている。

(2) 特　徴

(イ) 設置作業が容易で、迅速に施工できる。

(ロ) 補修が比較的容易

(ハ) 斜面に密着して、自然感をそこなわない。

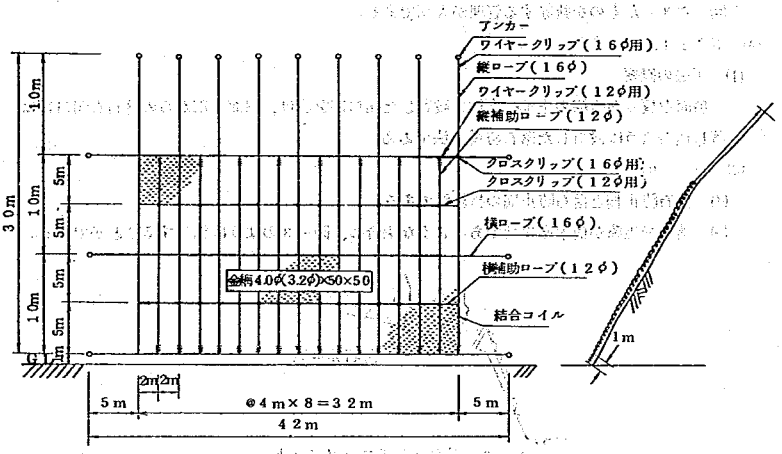
(3) 設　置

(イ) 斜面展開図を作成する。

(ロ) アンカー設置位置の土質を調べ、アンカーの種類を決める。

(4) 仕　様

一般図を図－2に示す。



図－2　金網製落石防止網一般図（1,000kg型）

(5) 施工の条件

動こうとする石やレキ片をおさえたり、あるいは動きをネットと地山のすき間にとじこめるものであるから、一度に止める量が少ないこと、岩塊であれば個数が少ないことが条件になる。この時、ネットをささえるアンカーに力がかかるので、アンカーに十分な耐力をもたすよう特に注意が必要である。

(イ) 防止網はノリ面の浮石等を取り除いた後に被覆するものとする。

(ロ) 土砂部用アンカーの場合は、安定こう配の斜面に設置すると同時に、水平力に抗するように前面土圧が十分に期待できる位置を選定すること。

岩盤用アンカーボルトを使用する場合は、安定岩盤に設置し、下部クサビを岩盤に締着させた後、掘削孔にモルタルミルク等の充填をすること。

(ハ) アンカーの設置位置については、特に注意をはらい、アンカー前面の土砂が降雨等による侵食を受けて、コンクリートブロックが露出することのないように注意すること。

(ニ) ノリ長が比較的短かい斜面に適する。

(6) 設　計

(イ) 計算式は提案されているが[1]、実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

(ロ) 一般的には、対象とする石等の重量は40 m^2 について1500 Kg以下、最大斜面長は70 m（1,500 Kgは50 m）である。

(7) その他

(イ) 植生工と併用する工法が最近開発されつつある。

(ロ) たまったものを排除する管理が大切である。

③ ポケット式ロックネット

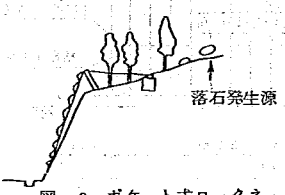
(1) 工法の概要

斜面を覆った金網の上部に支柱を設置した開口部を設け、斜面上部からの落石を開口部に落し込むように設計した落石防護工法である。

(2) 特　徴

(イ) 落石防止柵と落石防止網の折衷型である。

(ロ) 落石発生源が樹木密生地であるような場合に、図－3のように施工することができる。



図－3　ポケット式ロックネット
説　明　図

(3) 設　置

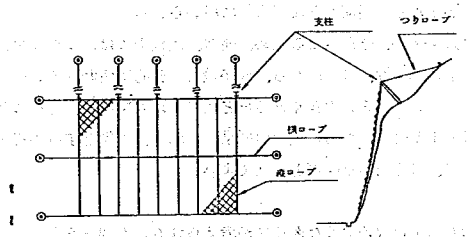
(イ) 斜面形状および地盤を考慮して支柱位置を決める。

(ロ) 一般図に準じた展開図を作る。

(ハ) 金網およびロープのサイズの決定にあたっては、斜面長、想定落石重量等を考慮して決定すること。

(4) 仕　様

一般図を図－4に示す。



(注) 支柱間隔は3.0m以下とする。

図－4　一　般　図

(5) 施工の条件

動いて来るものをネットに補捉するのであるから、石やレキ片が小さく、またネットの上を飛びはねないことが条件になる。

(イ) 対象とする石やレキ片の重量は一般に1,000kg以下。

(ロ) 最大斜面長は一般に支柱設置位置より最高で40m以下。

(ハ) 斜面こう配は、特に制限はないが、支柱設置部より上方は60°以下であることが望ましい。

(ニ) アンカーの耐力、支柱の支持状態には特に入念な検討をする必要がある。

(6) 設　計

(イ) 計算式は提案されているが[1]、実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

(7) そ の 他

(イ) ロックネットに比べて、法長が長い場所でも使用できる反面、斜面形状に制限がある。

(ロ) たまったものを排除する管理が大切である。

④ 洞　門

(1) 工法の概要

道路上に屋根を設けて落石を屋根上に受止め、あるいは、谷側に転落させ、道路上に被害を及ぼさないための構造物をいう。

通常、コンクリート製の覆工を洞門と称し、鋼製の覆工を落石シェッド・ロックシェッドなどと称している。

(2) 特　徴

(イ) 落石防護工の中でも、地形で制約を受けず、最も効果的な工法である。

(3) 設置及び施工条件

(イ) 落石などの規模が大きくて（落石）防止柵などでは防げない場合、また落下高が高くて柵などではそれらの上を落石が飛びこすおそれのある場合、落石の径が大きかったり、土量が比較的多かったり、斜面が急な場合等に用いられる。

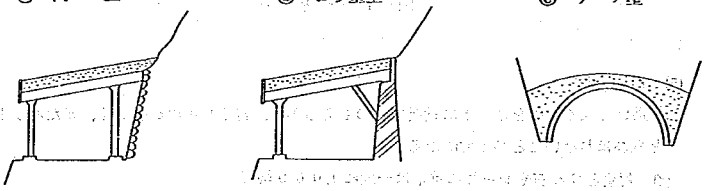
(ロ) 落石の衝撃力を緩和、分散させるため、通常、屋根上にはクッション材を置く。クッション材には、その施工性、経済性から、砂が最も一般的に使われている。

サンドクッションの厚みは大きくとるほど効果が増大するが、それにともなって死荷量が増加し、設計上不経済になる。実験の結果によれば、対象とする落石が球体である場合、その直径の値が、最も適当な砂厚と考えてよい。

(4) 仕　様

構造別の種類としては次のようなタイプが考えられる。（図－５）

ⓐ 門　型　　ⓑ よう壁型　　ⓒ アーチ型



(5) 設　計

(イ) 設計の対象とする落石の大きさ、および落下高さについては、設置場所ごとに地形、および落石状況が異なるので。現地調査により設計条件を決めなければならない。

屋上に土砂の堆積が予想される場合には、堆積予想量を荷重として考慮する必要がある。

(ロ) 計算式は、落石の形状を球体と仮定した場合について土木学会「振動便覧」による理論式と鋼材倶楽部実験式が提案されており、一般にはこれらによって、検討されているが施工後現地実測と比較した例は少なく、基準とするまでには至っていない。

a）土木学会「振動便覧」による理論式

$$P = 2.455\,W\frac{2}{3} \cdot \lambda\frac{2}{5} \cdot H\frac{3}{5}$$

P：衝撃力(t)

W：落石の重量(t)

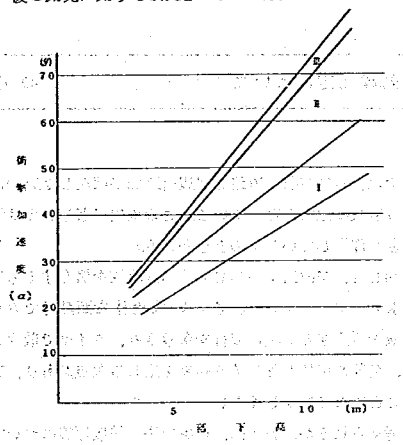
λ：砂のラーメ定数（t/m^2）

H：落下高さ(m)

ここでラーメ定数の値として、砂の固さにより100～1000の値が用いられるが、実験によれば、自然乾燥状態の砂を30cm均一に敷いた状態で$\lambda \fallingdotseq 50$であり、屋外実験に於ける砂厚50cmのデータによれば$\lambda \fallingdotseq 100$であった。従って、クッション材として良質の砂を使えば、$\lambda = 100 \sim 300$で考えてよいと思われる。但し、前記の値は鋼製の場合であり、コンクリート製の場合は、λの値が大きくなると想定される。

b）鋼材倶楽部実験式

昭和47年度建設省建設研究補助金による鋼材倶楽部の実験研究報告書「新しい落石覆の開発に関する研究」に次の計算式が提案されている。



I：屋根版上に落下した場合
II：梁上に落下した場合
III：柱上に落下した場合

図 － 6

$$P = W\frac{\alpha}{g}$$

P：衝撃力(t)
W：落石の重量(t)
α：衝撃加速度（cm／sec²）
g：重力の加速度（cm／sec²）

衝撃加速度αの値は、設計落下高さによりグラフから求める。

実用に当たっては砂の締固まり、および含水の影響を考慮する必要があるが、実験の結果によれば、40％程度の割増が必要である。なおこのαの値は鋼材シェッドの場合に限定されるものでコンクリート製の場合には更に割増を考慮せねばならない。

衝撃力Pはサンドクッション上に作用し、サンドクッション中を45度に分布するものと仮定して設計計算を行なう。柱、梁、版などの部材断面の算定に当たっては、それぞれの最も不利な位置に荷重を作用させるものとする。

(6) その他

(イ) 対象とする落石荷重は、一般的に、石の重量(t)×落下高(m)で表わし最大で２０ｔｍまでとしている。それ以上の数値となる場合は、他の工法との併用、あるいは不安定土塊、岩塊の処理を行なう必要がある。

参考文献

(1) 高速道路調査会、“落石防護施設の設置に関する調査研究報告書” 昭和４９年２月

（急傾斜地崩壊研究室）

7－3

橋面凍結防止工法とその効課測定について （49. 中部）

（質　問）

寒冷地との境界区域にある橋梁では、厳寒時取付道路等周辺道路面が凍結しないのに橋梁路面のみが凍結する現象がみられ、交通事故の原因となっている。この現象が著しいのは鋼床版橋梁であって、熱容量と熱伝導率が大きく作用しているものと思われる。

1）凍結防止方法として凍結を予知して、$MgCl$，$CaCl$ 等の水溶液を撒布する方法、電熱を利用したロードヒーテング、温水ロードヒーテング、あるいは橋体を断熱材でカバーして放熱を防止する方法がある。水溶液を撒水する方法は鋼材を腐蝕させ、タイヤで散水を取付道路に持ちこみ、その端部で凍結し、危険な場所が移動する結果を生じる欠点があり、加熱法はエネルギー節約の時代に逆行することになり好ましくない。

第３の断熱材での橋体被覆が考えられるが、施工例、被覆方法、被覆厚等について御教示願いたい。

2）断熱材による被覆厚とその効果の計算方法、測定方法について御教示願いたい。

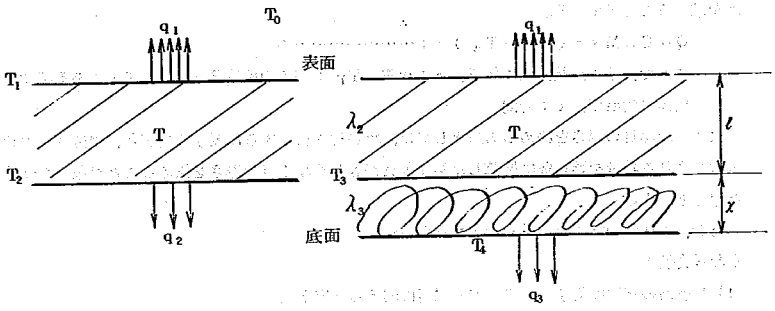
（中部技術）

（回　答）

橋体に断熱材を被覆し放熱を防止しようとする方法は太陽熱等によって蓄熱された橋体が気温の低下、風等によって橋の低面から熱放出を防止し蓄積効果によって路面の凍結を減少しようとするものである。

現在、この種の工法についての検討は実施されつゝあるが、実際の道路橋で実施された例はほとんどなく歩道橋等のロードヒーテングの有効的な熱利用方法として用いられている例はある。また、試験的には、新潟試験所で、巾員４m、長さ１０mの実物橋を設置しこの種の工法、効果等について現在検討中である。このため、こゝではその効果の計算、測定、断熱材の被覆厚等に関する考え方について、以下述べる。

図に示すような橋体に太陽熱等によって蓄積された熱は気温低下等によって表面、低面から放熱される。



ⓐ 断熱材なし　　ⓑ 断熱材あり

図　橋の断面

したがって、図(b)のように低面に断熱材を設けた場合には、熱伝導の差で低面からの放熱は減少される。この時の放熱式、あるいは、熱効率は、外気温をT_0、断熱材の厚さをX、熱伝導率：λとすると断熱材が無い場合の単位面積当りの全放熱量（Q_1）は、

$$Q_1 = q_1 + q_2 \quad \cdots\cdots(1)$$

$$q_1 = k_1 (T_1 - T_0) t_1$$

$$q_2 = k_2 (T_2 - T_0) t_1$$

こゝで、q_1＝表面からの放熱量、q_2＝低面からの放熱量、T_1、T_2：表面、低面の温度、t：冷却されるに要した時間、k_1、k_2：コンクリート面から外気温への伝導係数（路面状態、あるいは、風等によって変化する係数）

断熱材がある場合の単位面積当りの全放熱量（Q_2）は

$$Q_2 = q_1 + q_3 \quad \cdots\cdots(2)$$

$$q_3 = D (T_3 - T_0) t_2$$

$$D = \frac{1}{\frac{1}{K_3} + \frac{X}{\lambda}}$$

こゝで、q_3：断熱材表面からの放熱量、D：断熱材がある場合の伝熱係数、K_3：断熱面から外気への伝達係数

で表わされ断熱効率(μ)は

$$\mu = (Q_1 - Q_2) / Q_1 \quad \cdots\cdots(3)$$

で求められる。また、時間的な効果を求める場合には、(1)、(2)式から冷却されるに要した時間を求めその差から比較することも考えられる。

一方、(1)式、(2)式のK_1、K_2、K_3の値は表面状態によって左右され非常にとらえにくいものであるため、これを実験的に求める場合には、橋体内部（数ケ所）あるいは表面に温度計を設け、橋体に蓄積されている熱量(Q)、あるいは時間当りの放出される熱量を次式から求め、その効

果を求めることができる。

$$Q = C \times M \times r \left(T_F - T_R \right) / t \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

こゝで、C：比熱、M：体積、r：比重、T_F：初めの橋体平均温度、T_R：ある時間の橋体平均温度、t：時間

次に、断熱材の厚さを決める方法としては、断熱材を被覆するに要する施工費、維持費等の和と放熱される熱量を燃料費に換算した熱損失費が等しくなる時の厚さを決めることが最も有効的な厚さと言える。

なお、これについては文献を参照されたい。

（参考文献）

1）“道路の防雪に関する研究（橋面融雪に関する研究）”，
建設省土木研究所道路事業調査費報告，昭和４７年度

（新潟試験所）

7－4

道路景観について　（50. 中国）

（質　問）

道路景観の向上という観点から道路における多色化についての考え方についてお伺いしたい。
（歩道部，自転車部，横断歩道部，バス停）　（山　口）

（回　答）

道路景観は大きく分けると道路内景観と道路外景観とに分けられる。

道路内景観とは運転者にとっての景観であり，快適性，安全性等の要因で決められる。この場合には歩道部，自転車道部，横断歩道，バス停等は運転者からはっきり区別されることが必要であり，快適性を損なわない限りにおいて多色化は肯定されるであろう。ガードレール，防護柵等を白等の目立つ色とすることは設置要綱等にも示されている。

道路外観とは，都市景観，自然景観の一部として，道路を外部から見た場合の景観であり，周辺環境との調和が最も大切なことである。ハーモニー（同色系）を重んずる景観を好むか，コントラスト（多色系）を重んずる景観を好むかにより結論は異なるものと思われる。

道路の多色化については，これら道路の内景観および道路外景観を考慮して検討することが必要であるが，これらに関して，道路設計上，特に指針となるべきものは作成されていないのが現状であり，今後の研究課題であろう。　（交通環境研究室）

7－5

道路区画線の反射能力について（50. 中国）

（質　問）

区画線のうち，白線についてはビーズを混入撒布することにより，夜間における反射能力を増加させているが，黄線にはビーズを入れても効果が少なく，白っぽく見え白線と色別しがたい状態である。

ペイント，ビーズの改良，又は添加剤等により，反射能力を上げ鮮明に色別出来る方法があれば御教示願いたい。（松江国道）

（回　答）

夜間における黄線の反射能力を上げ、鮮明に白線と色別する方法については、次の様な対策が考えられる。

1）着色顔料の濃度を高くする。

現在、一般に設置されている区画線は、その材料全体に占める着色顔料の量が少ない為、黄線は白線と色別しがたい。そのため、区画線の材料中に占める着色顔料の量を増加させれば、より鮮明に色別出来るであろう。

しかし、区画線材料において、着色顔料の単価は、他の材料に比較して極めて高く、これを区画線に多料に混入する事は、区画線の単価アップに、直ちに結びつくものと思われる。

また、着色顔料自身についてみると、ある製造業者においては、全て有機質顔料を使用しているところもあるが、別の業者においては、無機質顔料を使用しているところもある。有機質顔料と無機質顔料の相異をみると、黄色の色別判断の容易さは無機質顔料の方が有機質顔料に比較すると判断しやすいようである。

また、無機質顔料の方が有機質顔料に比較して価格も安い、しかし、無機質顔料は有害物質を含んでおり、人体に悪影響を及ぼし、公害の発生源になる恐れがある。

2）色番号（日本塗料工業会発行標準色見本帳）をより赤味がかった番号にする。

黄線にも、赤味がかった黄線、白味がかった黄線と種々認められるが、より鮮明に黄線を白線と色別するには赤味がかった色番号の黄線を用いるのが有効であろう。

3）ガラスビーズ散布量を多くする。

夜間自動車運転者は、黄線に散布されたガラスビーズを透過してきた光によって、黄線を判別するのであり、ガラスビーズの量が多い程、黄線の判別が容易となる。しかしある値以上になれば、マイナスの効果が表われる恐れがあり、注意を要する。

また、黄色に着色したガラスビーズを散布した区画線は、ビーズが黄色に着色されているため、光が吸収されて反射率が小さくビーズがとれた場合は、効果がかなり薄れる恐れがある。そのため現在では、ほとんど粒径を大きくする。

4）実験によると、粒径の大きいガラスビーズの方が、より黄色く色別し易い傾向が認められる。

これについては、今後の研究課題であろう。

尚、黄線の視認性実験については、交通工学研究会「路面標示および、道路灯火に関する研究報告書」（昭和51年10月）に、詳細が記載されている。

（交通安全研究室）

Ⅲ. 共 通 部 門

Ⅲ 共 通 部 門

1. コンクリートに関する問題点 …… 383
1－1 寒冷地におけるコンクリート表面の破壊の原因と今後の対策について …… 383
1－2 現場打設コンクリートの強度について …… 385
1－3 砂防ダムコンクリートの耐久性について …… 388
1－4 ダムコンクリートの配合設計について …… 390
1－5 標準粒度の範囲を外れた骨材粒度を使用したコンクリートの強度および耐久性について …… 391
1－6 コンクリート圧縮試験における短期材令による判定基準等について …… 394
1－7 砂防ダムコンクリートのセメント使用量について …… 397
1－8 スラッジ（微細砂）使用によるコンクリートの性質に及ぼす影響について …… 401
1－9 ダムコンクリートの使用骨材について …… 407
1－10 コンクリートの品質管理について …… 409
1－11 コンクリートの施工継目について …… 417
2. 構造物に関する問題点 …… 419
2－1 寒冷地における鋼橋の鋼材選定について …… 419
2－2 一門当りの必要放流量の大きいダムゲートの製作可能限度について …… 423
2－3 コンジットパイプの腐蝕について …… 424
2－4 高圧ラジアルゲートの水密構造について …… 426
2－5 河口堰ゲート等の鋼材について …… 429
2－6 河川構造物としての樋門，樋管等について標準化の現況と取まとめの見通しについて …… 431
2－7 地盤沈下地域に設ける河川構造物の基礎杭の設計 …… 432
2－8 法杭工の設計施工について …… 433
2－9 標準設計の運用について …… 434
2－10 ＰＣプレテン連結桁の設計について …… 436
2－11 鋼杭の腐蝕対策および継手について …… 437
2－12 陸上鋼構物塗装の層間剝離について …… 450
2－13 基礎栗石（砕石），裏込栗石（砕石）の効用について …… 453
2－14 隣接基礎杭（１期，２期施工）のＴＡＩＰ工法の問題点 …… 455
2－15 土被り厚 10 m程度超える場合のＢＯＸの応力計算について …… 456
2－16 膨張性無収縮材入りコンクリートに発生した亀裂の原因について …… 459
2－17 スランプのコンクリート構造物に与える影響，及びコンクリートの圧縮強度について …… 462

3. 土に関する問題点 …… 464
3－1 設計ＣＢＲおよび修正ＣＢＲについて …… 464
3－2 土質試験方法のうち液性限界および塑性限界試験方法について …… 465
3－3 地辷り地帯における土塊を盛土材に利用した場合の工法について …… 467
3－4 岩質の判定法について …… 469
3－5 構造物の背面盛土の沈下について …… 482
3－6 盛土施工における締固め度の管理について …… 484
3－7 軟弱地盤上の築堤盛土の安全について …… 486
3－8 軟弱地盤（腐蝕土層）地帯における小径管布設に伴なう圧密沈下の防止対策について …… 488
4. 環境に関する問題点 …… 490
4－1 建設工事及び，道路交通による振動について …… 490
4－2 高炉鉱さいの品質と安全性について …… 499
4－3 ヘドロ処理について …… 504
4－4 マルチスペクトル写真を利用したリモートセンシング調査手法による自然環境調査について …… 512
4－5 外来種子吹付の緑化後の在来植生の侵入状況について …… 515
5. その他 …… 524
5－1 建設工事におけるような間欠的振動測定上の問題点について …… 524
5－2 水質試験での使用廃水の処理方法について …… 525
5－3 濁水処理に用いる薬品について …… 525
5－4 公害測定について …… 526
5－5 小流域（2 Km²以下）の流出水の到達時間の算定（考え方）について …… 530
5－6 アンケート調査実施上の留意点について …… 533
5－7 技術文献の管理，検索，提供について …… 536
5－8 地すべり対策工事における横ボーリング工，及び集水井内における集水ボーリングの孔径について …… 539
5－9 地下水の還元方法について …… 540

1. コンクリートに関する問題点

1－1

寒冷地におけるコンクリート表面の破壊の原因と今後の対策について

（49. 中部）

（質　問）

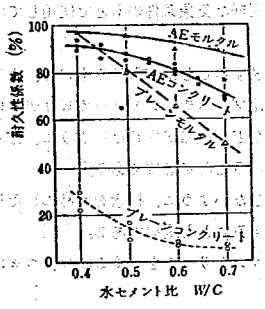
特に１９号の鳥居峠以北の気温－２０℃程度のコンクリートにこの様な現象がみられるが、これはコンクリート表面の空隙にしみる水分が凍結により体積が増大し表面破壊の原因になっているかと推察される。もしそうだとすれば、配合等により対処出来るものか、あるいは、除雪時の薬品散布に関係するものとも推察されるが、この点について教示願いたい。

（飯田国道）

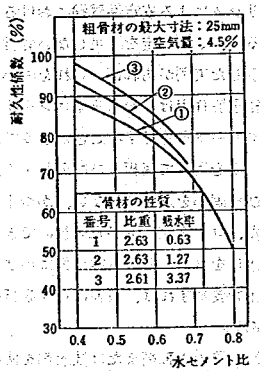
（回　答）

寒冷地特有のコンクリート破壊現象として、凍結融解の繰返しによる破壊がある。凍結融解による劣化は、セメント硬化体中の毛細管水の凍結による体積増加がコンクリート内部に高い圧力を生じさせ、これがコンクリート内部に微細なひびわれを生じさせて、凍結融解の繰返しとともにこのひびわれが発達し、劣化してゆくものである。

良質のＡＥ剤または減水剤を用いたＡＥコンクリートは、凍結融解に対してきわめて大きな抵抗性をもつ（図－１）ので、気象作用が激しい場合にはＡＥコンクリートを用いるのが原則である。



図－１　コンクリートおよびモルタルの水セメント比と凍結抵抗性との関係（永倉）



（注）耐久性係数 $DF = P \cdot N/M$ (%)
P: N サイクルにおける動弾性係数比 (%)
N: 試験を終了した所定サイクル数または P が60% 以下に低下したときのサイクル数
M: 所定サイクル数、通常300サイクル

図－２　水セメント比と耐久性係数（土研）

コンクリートの水セメント比を小さくするほど凍結融解抵抗性は向上する（図－１、図－２）。標準示方書で、耐久性をもとに水セメント比を定める場合のＡＥコンクリーの水セメント比を、表－１のように定めている。

表－１　コンクリートの耐久性をともに水セメント比を定める場合の、ＡＥコンクリートの最大水セメント比（無筋および鉄筋コンクリート標準示方書）

気象条件 / 構築物の露出状態 / 断面	気象作用が激しい場合、または凍結融解がしばしば繰返される場合			気象作用が激しくない場合、または氷点下以下の気温となることがまれな場合		
	薄い場合	普通の場合	厚い場合	薄い場合	普通の場合	厚い場合
(1) 連続して、あるいはしばしば水で飽和される部分	５５	６０	６０	５５	６５	６５
(2) 普通の露出状態にあり、(1)に属さない場合	６０	６５	６５	６０	７０	７０

コンクリートの凍結融解抵抗性には、骨材の性質も大きな影響をもつ。一般に、比重が小さいものほど、また吸水量が大きいものほど気象作用に対する耐久性が劣る。標準示方書では、硫酸ナトリウムによる安定性試験における損失重量の限度を細骨材で１０％、粗骨材で１２％と定めているが、この規定を満足しない骨材でも、過去に同様な気象条件のもとで使用して満足な耐久性を示した実例があれば、これを用いてよい。

凍結融解作用は、そもそもコンクリートに水が滲透することに起因するもので、水密性のよいコンクリートを施工することが重要で、そのためにはプラスチックでワーカビリチーのよいコンクリートを用いて豆板・ひびわれ・不完全な打継目などの欠陥が生じないように、とくに打込みおよび締固めを入念に行ない、かつ十分な養生を行なうことが必要である。

また、コンクリートが完成後にできるだけ水に接しないように、排水を容易にしたり、排水孔の流水口をコンクリート露出面に出さないなど配慮することも重要である。

以上を要約すれば、凍害に対する抵抗性の大きいコンクリートをつくるには、つぎのことが必要である。

１）良質のＡＥ剤または減水剤を使用してＡＥコンクリートとする。

２）耐久的な骨材を選択する。

３）水セメント比の小さいコンクリートを用いて、打ちこみ・養生を適切に行なう。

４）コンクリートをできるだけ水に接しないような配慮をする。止むを得ないときは事前に補修のことを考えておく。

なお、凍害により損傷を生じたコンクリートの修復はきわめて困難であるが、軽度の損傷であれば、劣化した部分をはつり取ってセメントモルタル、樹脂混入モルタルなどで修復することができる。

凍結防止のために塩化カルシウムなどの薬剤を散布した場合のコンクリートへの影響については、ＡＥ剤を用いないコンクリートの場合にはひびわれや崩壊を起す原因となるが、ＡＥコンクリートはこれらに対しても十分な耐久性を有するものである。　（コンクリート研究室）

1－2

現場打設コンクリートの強度について　（49. 中部）

（質　問）

現在護岸工事に使用されているコンクリートは40−3−210（S＝２４０Kg/m³60％以下）の品質のものを使用している。

標準養生に於ける σ28 は240～250Kg/cm² の強度があるが現場で打設されたコンクリートの品質について４８年度施工工事の実体を調査した処、下記のような結果が判明した。

対象工事件数	６７件
コーアー採取個数	１６９個
210Kg/cm² を下廻る率	５０.３％
コーアー圧縮強度の最低	１２２Kg/cm²
〃　　最高	３１３Kg/cm²
ヒストグラフに於ける最大件数と強度	２９件　２１０Kg/cm²

護岸構造は次図に示す通り、縦枠コンクリート張、および格子枠コンクリート張を採用している。

施工方法として法面コンクリート打設については２割勾配もあり型枠を使用せず３cmの硬練コンクリートを使用した工法に適したバイブレーターのつき固を行っており、コンクリートのたれるのを防ぐため十分なバイブレーターによるつき固は行われていないのが現状である。

以上のような状況を考えると河川工作物としての護岸の場合、又木曾川上流管内の河状から考えた場合打設されたコンクリート強度がどれだけを必要とするのか、又、耐久性から判断した場合にはどのような配合のコンクリートであればよいのか御教示願いたい。

（木曾川上流）

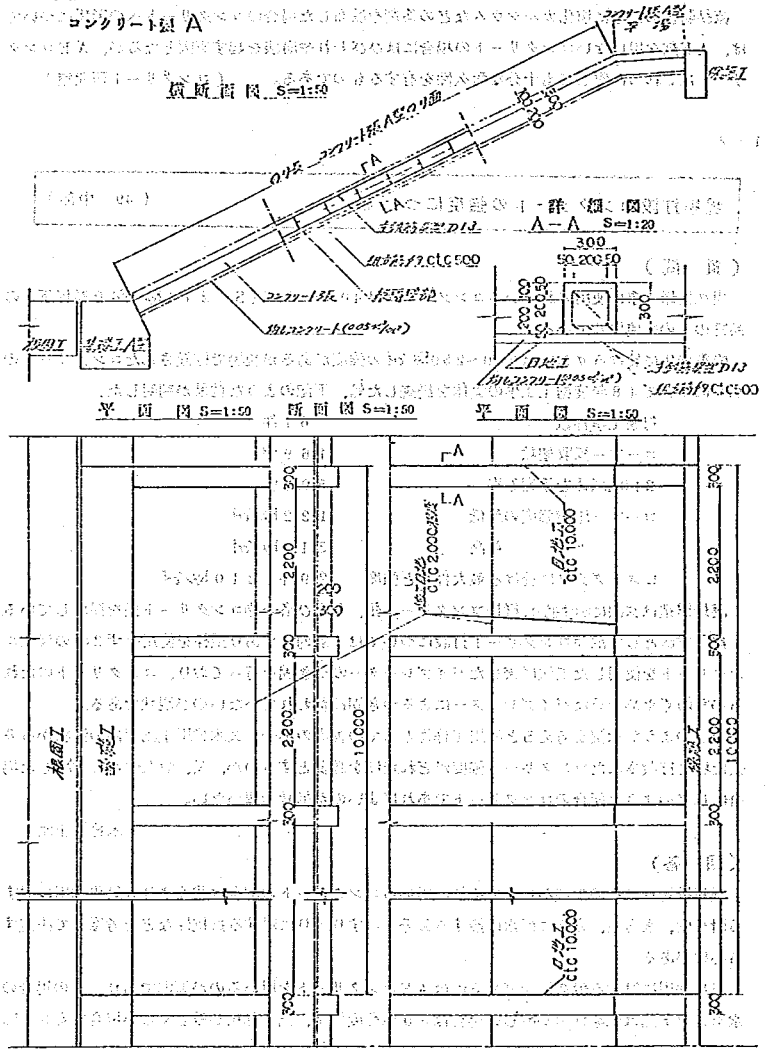
（回　答）

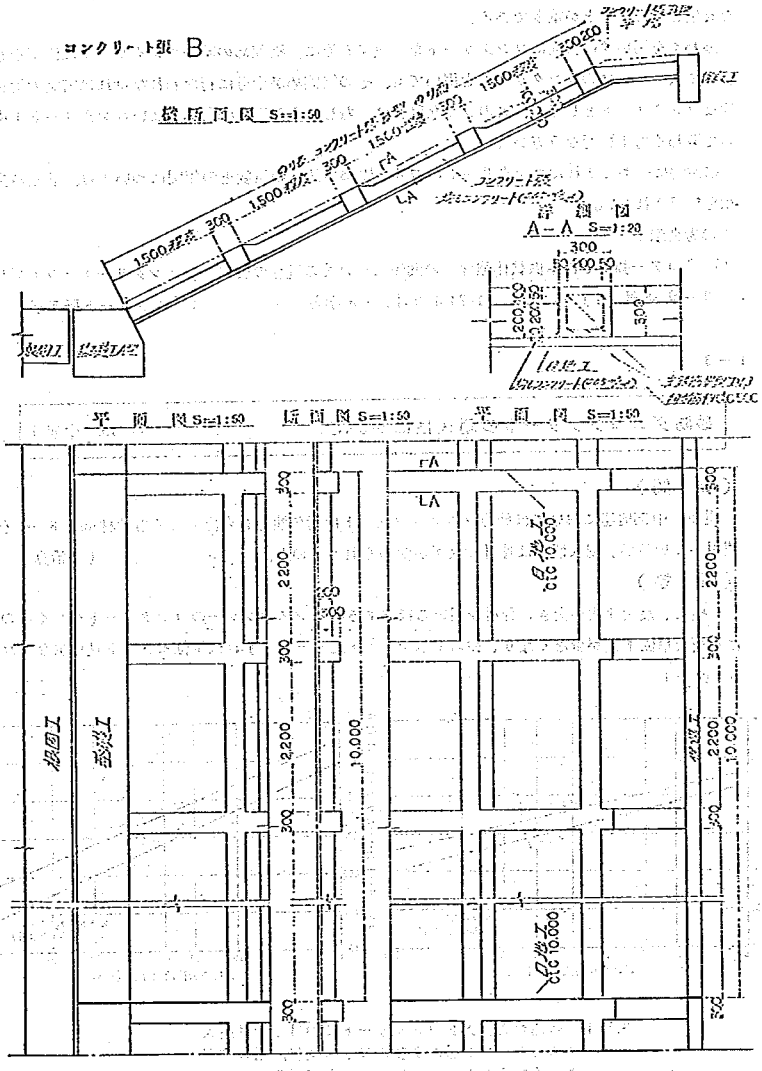
護岸構造物はその機能からみてそれに用いるコンクリートの配合は強度よりも気象作用に対する耐久性、水密性、さらに流水に接する部分ではすりへりに対する抵抗性などを考慮して決定する必要がある。

気象作用に対する耐久性を高めるにはＡＥコンクリートを用いるのが原則であり、その場合の水セメント比は気象作用が激しい場合は６０％程度以下、気象作用が激しくない場合でも６５％

程度以下とするのがよい。水密性およびすりへり抵抗の面からは、水セメント比は５５％程度以下とするのがよい。

耐久性・水密性のよいコンクリートとするためには、ワーカビリチーのよいコンクリートを用




コンクリート張 B
横断面図 S=1:50
詳細図
A－A S=1:20
平面図 S=1:50
断面図 S=1:50
平面図 S=1:50
1500
300
200
10,000
2200

いて取扱中の材料分離をできるだけ少なくし、入念な打ちこみ・締固めを行なうとともに、十分な養生を行なうことが重要である。

型わくを用いずに斜面にコンクリートを打設する際に、締固めの時のコンクリートの流下をきらって低スランプのコンクリートを用いても、その締固めが十分に行なわれなければ密実で耐久的なコンクリートとし難く、このような場合は、むしろある程度流動性のよいコンクリートを用いて型わく施工を行なう方がよい。

構造物に打ちこまれたコンクリートの強度と標準供試体の強度との相関については、下記の文献を参照されたい。

〔参考文献〕

1) "コアー強度と標準供試体強度との関係についての既往の資料"、コンクリート・ライブラリー第38号、PP 75～83、1974年9月、土木学会　　（コンクリート研究室）

1－3

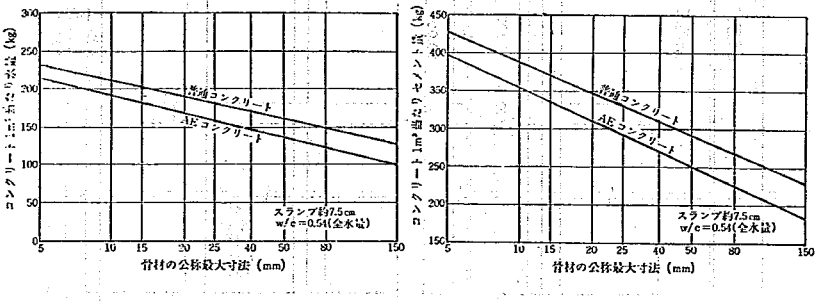
砂防ダムコンクリートの耐久性について　　（49. 中部）

（質　問）

現在、中部地建においては砂防ダムコンクリートは耐久性等を考慮し、使用骨材max 80 mm を使用しているが、耐久性とは骨材で大半が決められるものか。　　（多治見）

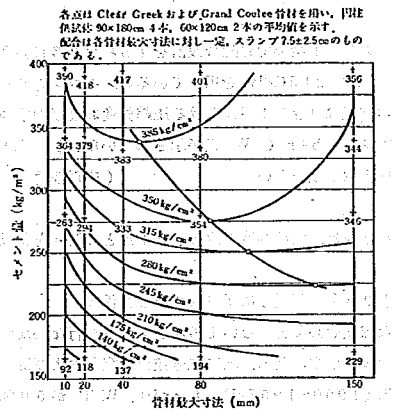
（回　答）

一般に、最大寸法の大きい骨材を用いるほどあるコンシステンシーのコンクリートをつくるのに必要な単位水量が少なくなり、従って水セメント比を一定とすれば単位セメント量も少なくなる（図－1）。

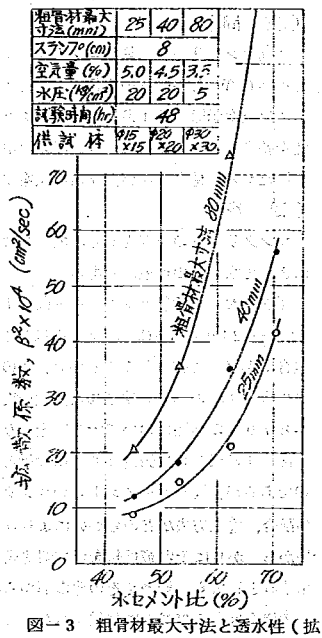


図－1　普通およびＡＥコンクリートにおける骨材最大寸法とセメント量および水量との関係。粗骨材が大きくなるとセメント量と水量とが減る。

従って、施工に支障をきたさない範囲内でできるだけ大きな最大寸法の粗骨材を選ぶのが得策であると考えられてきたが、最近の研究によって、図－２に示すように、高強度コンクリートと低強度コンクリートとでは粗骨材の最大寸法が単位セメント量およびコンクリートの強度におよ



図－２　種々の圧縮強度に対する骨材最大寸法とセメント量との関係，セメント量の最小に対する圧縮強度は骨材最大寸法と逆に変化する。



図－３　粗骨材最大寸法と透水性（拡散係数）との関係（村田）

ぼす影響が異なることが明らかにされている。すなわち、２５０Kg/cm² 程度以下の強度範囲では所定の強度を得るのに必要な単位セメント量は粗骨材最大寸法の増大につれて減少するが、350 Kg/cm² をこえるような高強度範囲では単位セメント量はある程度以上に骨材寸法が大きくなると増加する傾向を示す。

マスコンクリートなどで一般に用いられる比較的低強度のコンクリートの場合は、最大寸法のできるだけ大きい骨材を用いるのが有利であるが、図－３に示すように、最大寸法を大きくするとコンクリートの水密性が低下するので、とくに水密性が要求される場合はその面から最大寸法をおさえる必要があろう。

（コンクリート研究室）

ダムコンクリートの配合設計について　（49. 中部）

（質　問）

無筋コンクリート、鉄筋コンクリート、コンクリート舗装では配合設計をする場合２８日強度を用いC／W と　σ28の関係式として σ28＝－210＋215C／W を用いている。ダムコンクリートでは標準示様書第４条強度にコンクリートの強度は材令９１日における圧縮強度および引張強度を基準とすると定めており、配合設計のため σ91＝b＋n C／W 式が示されていないし、発表されたものも見当らない。土研の試案があれば御教示願いたい。　（中部技術）

（回　答）

コンクリートの強度をもとに配合を決定するときは、圧縮強度と水セメント比との関係を試験によって求めるのが原則である。

「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」９５条〔解説〕に示されている関係式、σ28＝－210＋215C／W は、小規模で大きな強度を必要としない工事などで試験を行なわない場合にかぎって適用しうるもので、この式は建設省土木研究所、国鉄鉄道技術研究所および電力中央研究所において試験された多数の実験結果（１９５０～１９５５年）にもとづき、W／C が５０％から７０％の範囲において十分安全となるように定められたものである。

図－１は既設の代表的なダムにおける施工実績から圧縮強度と水セメント比の関係を求めたものであるが、同一水セメント比のコンクリートでもダムの型式・規模、使用材料、コンクリートの配合、施工方法などのちがいによりコンクリートの強度は大幅に異なっている。このような結果から、かりにその最低線を示す関係式 $\sigma 91 = -a + b\frac{C}{W}$ を求めて一般のダムコンクリートに適用するとしても、経済性その他の面から決して合理的とはいえず、ダムのような規模の大きい工事の場合は、工事ごとに試験を行なって配合を決定すべきである。

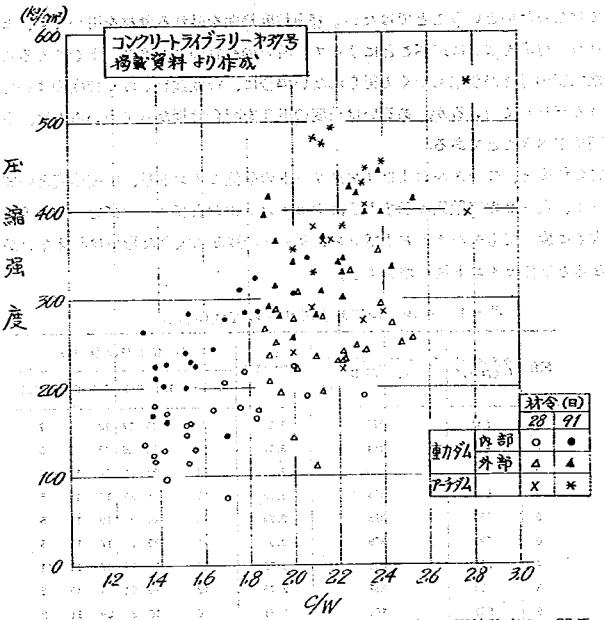
重力ダムの外部コンクリートなどのように、強度よりも耐久性や水密性から水セメント比を決める必要があるものについては、水セメント比は「ダムコンクリート標準示方書」３０条に準じて選定すればよい。

工事規模があまり大きくなく、また所要強度が比較的小さい場合には、経済的な配合を求めるためにくり返し試し練りを行なうことよりは、既存の資料や過去の経験をもとにあらかじめややゆとりのある配合を定めておき、現場の状況に応じてこれを補正して用いることの方が工事の遂行全体からみて経済的となる場合が多いと考えられる。このような趣旨から、小規模ダム・床固め等に対する標準配合表（案）*が土木研究所コンクリート研究室により作成されている。

〔参考文献〕

"砂防ダムコンクリート標準配合表"、土木技術資料、土木研究所コンクリート研究室、Vol.11, No.5

（コンクリート研究室）



図－1　既設のダムに用いられたコンクリートのC／Wと圧縮強度との関係

1－5

標準粒度の範囲を外れた骨材粒度を使用したコンクリートの強度および耐久性について　（49. 中部）

（質　問）

最近の骨材不足は深刻な問題となっている。今後、コンクリートの配合設計において標準粒度の範囲から外れた骨材を使用する場合がでてくる。又、施工現場でも往々にこのような状態が現われる可能性があるものと思われる。範囲から外れる程度の問題もあると思うが、このような骨材を使用した場合、強度、耐久性にどのような影響があるのか、この点について試験結果等があればあわせて御示し願いたい。　（中部技術）

（回　答）

標準示方書に示された骨材の粒度範囲は、この程度のものを用いれば、通常、所要のコンクリートを経済的につくることができるということを示したものであって、それを外れた粒度のもの

を用いてはならないということではない。標準粒度範囲を外れる骨材を用いても、セメント量を増したり細骨材率を適当に選ぶことによって、所要の品質のコンクリートをつくることができる。

適当な粒度の骨材が現場ちかくで得られない場合に、粒度調整したり粒度のよい骨材を他の産地から運んだりして用いるか、あるいは粒度の不良を配合で補なって用いるかは、主として経済性から判断すべきことである。

細骨材の粒度と、モルタルおよびコンクリートの単位セメント量、圧縮強度との関係については、表－1、表－2の実験例に示すように水セメント比およびスランプを一定とすれば細骨材の粒度が大幅に変ってもモルタルおよびコンクリートの強度に大きな影響は与えないが、粗粒率が小さくなると単位セメント量が増加する。

表－1　モルタルにおよぼす砂の粒度の影響

配合	セメント量 (kg/m³)*	圧縮強度 (kg/cm²) 材令 28 日*	砂の粗粒率	砂の粒度（残留量，%）					
				2.5mm	1.2	0.6	0.3	0.15	受皿
1	502	395	3.29	30	23	17	13	10	7
2	493	384	3.18	21	23	26	18	9	3
3	504	376	3.14	24	20	21	21	12	2
4	504	375	3.03	22	21	20	17	15	5
5	520	373	2.94	15	20	30	19	11	5
6	520	379	2.91	21	20	19	17	15	8
7	531	381	2.79	20	19	18	17	15	11
8	524	387	2.75	12	20	24	24	15	5
9	528	368	2.71	6	16	36	29	11	2
10	540	363	2.70	17	11	15	42	12	3
11	551	366	2.55	4	4	46	38	6	2
12	546	392	2.54	17	17	17	17	16	16

* おのおのの値は W/C=0.50，スランプ=5.7 cm で一定とし，Hoover, Grand Coulee および Friant 各ダムで行なった試験の平均である．
強度は 3 種の砂のおのおのでつくった 5×10 cm の円柱体 3 個からえたものである．

表－2　コンクリートにおよぼす砂の粒度の影響

配合*	セメント量 (kg/m³)	圧縮強度 (kg/cm²) 材令 7 日	砂の粗粒率	砂の粒度（残留量，%）					
				2.5mm	1.2	0.6	0.3	0.15	受皿
1	283	194	3.10	27	20	17	15	14	7
2	285	189	2.93	21	19	22	22	14	5
3	290	200	2.91	21	20	19	17	15	8
4	292	190	2.89	16	12	30	31	9	2
5	285	197	2.74	15	15	25	24	16	5
6	299	192	2.70	10	10	34	34	10	2

* 配合はつぎの標準による：W/C=0.57，スランプ=10 cm，砂=37%，粗骨材最大は 5～10 mm 20 %，10～20 mm 30 %，20～40 mm 50 %，強度は 15×30 cm 円柱体で試験したものである．

粗骨材の粒度と単位セメント量との関係については、表－３の実験例に示すように、粗骨材最

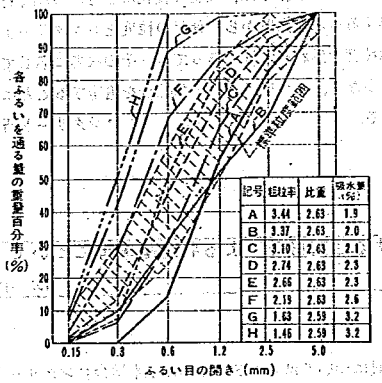
表－３　粗骨材の粒度による単位セメント量の変化

(Design and Control of Concrete Mixtures より)

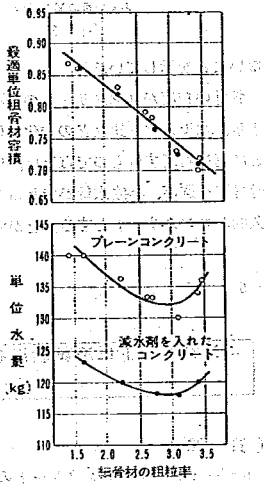
粗骨材の粒度（通過百分率）			粗粒率	最も適した細骨材率 (%)	単位セメント量 (kg)	
5～10 mm	10～20 mm	20～40 mm			最も適した細骨材率のとき	細骨材率35%のとき
35	0	65	7.35	40	300	320
30	17.5	52.5	7.23	41	300	325
25	30	45	7.20	41	300	315
20	48	52	7.12	41	300	335
0	40	60	7.60	46	300	390

大寸法、水セメント比、スランプを一定とすれば、粗骨材の粒度が相当変っても細骨材率を適当に選べば単位セメント量はほとんど変化しない。すなわち、粗骨材の粒度の適性範囲はかなり広いといえる。

図－２は舗装用コンクリートを対象として細骨材の粒度が最適単位粗骨材量および単位水量に



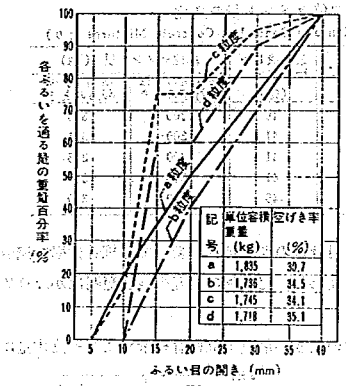
図－１



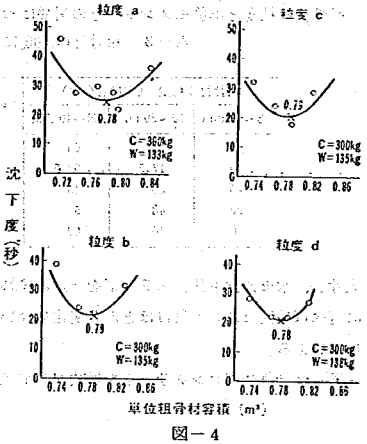
図－２

およぼす影響を調べたもので、図－１に示すような各種粒度の細骨材を用い、粗骨材の最大寸法４０㎜、単位セメント量３００㎏、沈下度２５秒としたときの結果である。これは、細骨材の粒度の影響がかなり大きいことを示している。

図－４は粗骨材の粒度の影響について試験した結果で、図－３のように粗骨材の粒度が大幅に変っても、細骨材を同一（粗粒率２.７４）、単位セメント量一定（C＝３００㎏）、沈下度一定（２０～２５秒）とした場合、最適単位粗骨材容積および単位水量にはほとんど影響をおよぼさ



図－3



図－4

ないことを示している。

骨材の粒度がコンクリートの耐久性におよぼす影響は、粒度の変化にともなう細骨材率、単位水量、水セメント比などの変化に依存するものであるから、骨材の粒度とコンクリートの耐久性とは直接対応するものではない。標準粒度を外れる骨材であっても、その状態に応じて適切な細骨材率を選び、単位水量ができるだけ少なく、かつワーカブルな配合を選定することによって耐久的なコンクリートとすることができる。

（コンクリート研究室）

1－6

コンクリート圧縮試験における短期材令による判定基準等について

（49. 中部）

（質　問）

レデーミクスト・コンクリートの品質についてはＪＩＳあるいは土木学会コンクリート標準示方書によれば材令２８日を基準として強度がきめられているが短かい工期、あるいはコンクリート使用量の多い工事などにおいて早急（３～５日程度）に強度確認が必要な場合があり、短期材令の基準について教示されたい。

（愛知県土木部）

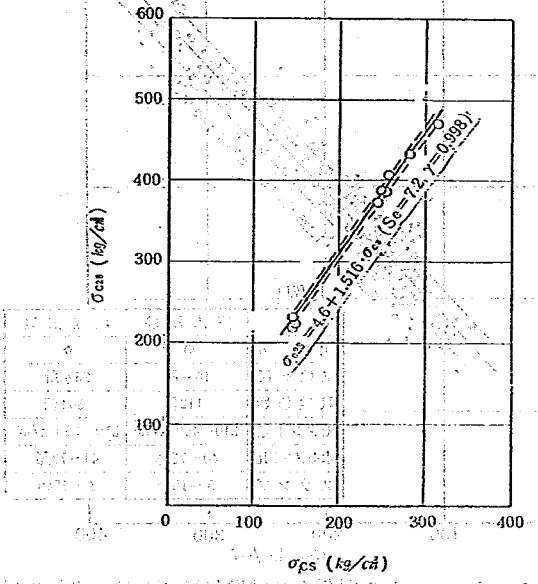
（回　答）

コンクリートの品質検査は、一般の場合材令２８日の圧縮強度に基いて行なうが、コンクリートの品質管理の目的からはできるだけ早期に判断を下して処置することが好ましいので、材令２８日強度以外にも早期材令（３日、７日など）における圧縮強度によって品質を管理すること

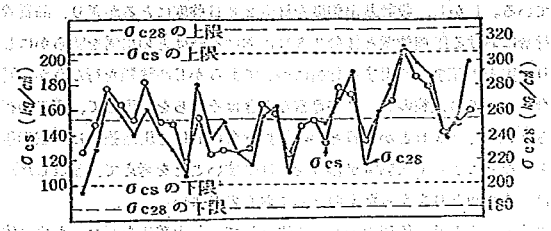
が行なわれている。しかし、設計基準強度を材令２８日強度にとるかぎり、品質管理に用いようとする早期材令における圧縮強度と材令２８日における強度との相関を明らかにしておくことは不可欠であり、実際の工事に使用する材料についてあらかじめ試験を行なうか、同種の材料または類似の配合についての既往のデータが豊富なときはそれらを整理して、両者の相関を得ておかなければならない。材令３日とか７日とかの早期材令における圧縮強度は、成形後の供試体温度、養生温度の変動などによって試験値が影響をうけやすいことを考えて、整理した結果から相関式を得るときは、ややゆとりをもったものとしておくのがよい。

早期材令の強度による品質管理の一つの方法として、温水養生を行なった供試体を用いる方法があるが、温水養生を行なうと早期に比較的大きな強度が得られ、試験誤差も小さくし得るので、一つの有効な方法であろうと考えられる。

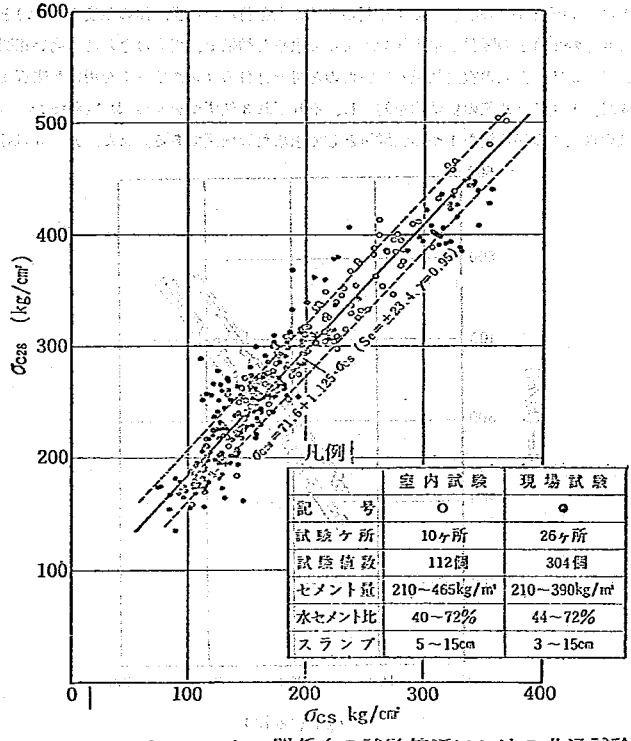
図－１は、70°±3°C の温水で２４時間の促進養生を行なった供試体の強度（σ_{cs}）と材令２８日強度（σ_{c28}）との関係を室内試験によって求めた結果で、両者はきわめて高い相関を示している。図－２は、上記の室内試験で用いたのと同一材料のコンクリートを用いた床版工事現場で１日４回、１回当り６個の供試体を製作し、それぞれ３個ずつを σ_{cs} および σ_{c28} 試験用として３個の供試体の平均値を１つの試験値として求めた管理図である。また、図－３は建設省の



図－１　室内試験による σ_{cs} と σ_{c28} との関係



図－2　コンクリートの品質管理図



図－3　σcs と σc28 との関係（7試験箇所における共通試験）

表－1　使用材料と配合の範囲

使用材料の品質	セメント	普通ポルトランドセメント	9社の製品
	細骨材	表乾比重	2.53～2.64
		吸水量	1.00～3.20%
	粗骨材	表乾比重	2.53～2.71
		吸水量	0.42～3.67%
	混和材	AE剤	13ケ所
		減水剤	10ケ所
配合条件	単位セメント量の範囲		210～465kg
	水セメント比の範囲		40～72%
	スランプの範囲		3～15cm
	空気量の範囲		4%程度が多い

7技術事務所で実施された室内試験および現場試験結果で、現場試験における使用材料およびコンクリートの配合は表－1のとおりかなり広範囲にわたり、かつ試験者・試験場所が異なっていたにもかかわらず、総計416個のデータにより σcs から $\sigma c28$ を推定する際の推定値の標準誤差は23Kg/cm程度、σcs と $\sigma c28$ との相関係数は約0.95で、かなり高い相関が得られた。これは、従来実施されてきた $\sigma c7$ と $\sigma c28$ の場合の相関関係とほぼ同程度か、やや上まわる程度のものといえよう。　（コンクリート研究室）

1－7

砂防ダムコンクリートのセメント使用量について　（49. 中部）

（質　問）

砂防ダムコンクリートのセメント使用量について当地建としては、コンクリート標準示方書のダムコンクリートにならって200Kg/m³を採用して施工している、しかし他地建では下表の通り強度指定（生コンの場合）等により当地建と異った採用の方法で行なっている。このことから砂防ダムの必要最少限度のセメント使用量はどのように考えるべきか御教示願いたい。

地建別基準配合

地建名	粗骨機 max mm	スランプ cm	空気量 %	W／C %	セメント量 Kg	混和機	セメントの種類	σck Kg/cm²	備考
東北	80	5	3	砂利58 砕石64	200	石	普通ポルト		
関東	80	4	3	65	195	〃	高炉B	160	
北陸	80	5	3.5	60以下	砂利185 砕石210	〃	〃		
中部	生コン80	3 4	3	55以下	200	〃	〃		
近畿	生コン40	5	—	70	212	〃	普通ポルト	160	
中国	80 生コン40	5±2.5 5±1	3.5±1 3±1	55以下	220 258	〃 〃	高炉B	160	
四国	80	5±1	3±1	60	200	〃	〃	229	
九州	生コン100	4±1	3～4	60以下	180	〃	〃	160	

（河川工事課）

（回　答）

ダムコンクリート標準示方書によれば、ダムの外部コンクリートの単位セメント量は単位水量と所要の水セメント比とから求めることとなっており、水セメント比は所要の強度、耐久性、水密性をもとに定めることとなっているが、砂防ダムの場合にはさらにすりへり抵抗性をも考慮して単位セメント量を決定する必要がある。

砂防ダムは一般に設計基準強度が小さいので、所要の水セメント比は耐久性、水密性、すりへり抵抗性などからきまる場合が多いと考えられるが、気象条件やすりへり作用の程度などは地域、箇所によって異なるものであるから、それに見合った水セメント比も異なり、従って単位セメント量もこれらの条件によって変ることは当然で、いかなる砂防ダムに対しても一律に単位セメント量を決定しうるものではない。

以下に、砂防ダムコンクリートの単位セメント量を求める際の一つの考え方として、土木研究所コンクリート研究室が作成した「砂防ダムコンクリート標準配合表[1)]」の場合を例示する。

(1) 単位水量

使用材料の品質その他によって所定のスランプをもつコンクリートをつくるのに必要な水量は異なるので、単位水量は一定とし難いが、従来から用いられている参考表、建設省技術研究会による共同試験結果、現場における実績等をもとに、ある程度の余裕をみて単位水量を設定すると、表－1のようになる。

表－1　単位水量（Kg）

スランプ(cm) ／ 粗骨材最大寸法(mm) ／ 粗骨材	普通コンクリート		AE剤を用いたAEコンクリート*		減水剤を用いたAEコンクリート**	
	5		5		5	
	50	80	50	80	50	80
砂利	148	136	133	122	126	115
砕石	163	150	147	135	139	127

＊良質のAE剤を用いた場合で、単位水量は普通コンクリートの場合の９０％とした。

＊＊良質の減水剤　〃　〃　８５％　〃

(2) 水セメント比

1) 強度より必要とされる水セメント比：堤高15 m程度のものでも内部応力は最大10Kg/cm程度で、設計基準強度σckとしては50Kg/cm程度にとれば十分と考えられる。変動係数を18％と仮定すれば割増係数は1.14となり、配合強度σr は、σr=1.14×50=57Kg/cm となる。従って、強度より必要とされる水セメント比は100％程度となる。

2) 水密性より必要とされる水セメント比：砂防ダムのコンクリートはダムの機能上よりみれば必ずしも水密的なものでなくてもよい。しかし、コンクリート中に水の流路ができ、常に水が流れる状態になるとコンクリートは溶解作用をうけて徐々に劣化するので、ある程度の水密性を要することは勿論であるが、一般の場合特に留意しなければならない程要求度が高いわけではない。一般に漏水を生じているのは、豆板、ひびわれ、不完全な打継面等の欠陥部であり、コンクリートの配合決定上考慮すべきことは水セメント比をある値以下にすることよりは、ワーカビリチーのよいコンクリートを得るように注意することであろう。

3) 耐久性より必要とされる水セメント比：気象作用に対する耐久性より必要とされる水セメント比は、使用材料の性質、コンクリートの養生条件等多くの要因に影響されるので、これを一律に定めることは困難である。しかし、ダムコンクリート標準示方書では、耐久性をもとに水セメント比を定める場合のAEコンクリートの最大水セメント比を、気象作用が激しい場合に対して60％、気象作用が激しくない場合に対して65％を標準としているのでこれを一つの目標と考え、既往の実験結果や経験による判断をも併せて、耐久性より必要とされる水セメント比を表－2のように設定する。

表－2. 耐久性より必要とされる水セメント比

区分 / 粗骨材	気象作用が激しい場合	気象作用が激しくない場合
砂　利	57	62
砕　石	63	68

4) すりへり抵抗より必要とされる水セメント比：砂防ダムの天端、水通し、水叩き、下流法面などは出水時ごとに流送砂礫によってすりへり作用と衝撃作用をうける。すりへり作用は、表層に平行に作用するみがきの要素と、表層に直角に作用する突き砕きの要素とからなるが、砂防ダム等のうけるすりへり作用は設置場所あるいは時期により流送土砂の質が異なるので、どれが主要素であるということはできない。

すりへり試験はいろいろな方法が提案されているが、実際の作用を再現する方法は開発されておらず、従ってすりへり作用に対する耐久性に関しては今後に問題が残されている。すりへりに関する既往の実験結果としては、a) コンクリートのすりへり減量は水セメント比が小さいほどほぼ直線的に小さくなること、b) 砂の吹きつけによるすりへり減量としては、空気量6％程度のAEコンクリートと普通コンクリートとで殆ど差がないこと、c) 同じく砂の吹きつけによるすりへり減量は、空気量、水セメント比の如何にかかわらずセメント空隙比（v／c）の関数で表わされ、

v／c が2.5をこえるとすりへり減量の増加の度合いが大きくなること、などが報告されている。

上記の実験結果 c)を参考にすると、v／c=2.5 に対応する水セメント比は６０～７０％程度となるので、すりへり抵抗より必要とされる水セメント比としては安全をみて５５％前後を最大値と考えておくのが妥当と思われる。

(3) 単位セメント量

(2)－３）の耐久性および(2)－４）のすりへり抵抗より必要とされる水セメントをもとに、粗骨材の種類に応じて多少の加減を行なって水セメント比を設定し、その水セメント比と(1)の単位水量

表－3. 水セメント比および単位セメント量

条件 ＼ スランプ(cm)・粗骨材最大寸法(mm)・粗骨材		普通コンクリート 5				AE剤を用いたAEコンクリート 5				減水剤を用いたAEコンクリート 5			
		50		80		50		80		50		80	
		W/C (%)	C (Kg)	W/C (%)	C (Kg)	W/C (%)	C (Kg)	W/C (%)	C (Kg)	W/C (%)	C (Kg)	W/C (%)	C (Kg)
すりへり作用がはげしい部分	砂利	52	285	52	260	52	255	52	235	53	240	52	220
	砕石	57		58		58		58		58		58	
気象作用が激しい場合	砂利	—	—			57	235	57	215	57	220	58	200
	砕石	—				63		63		63		64	
気象作用が激しくない場合	砂利	62	240	62	220	62	215	63	195	62	205	62	185
	砕石	68		68		68		69		68		69	

とから単位セメント量を求めると、表－３のようになる。

なお、最近、大型の砂防ダムも施工されつつあるが、このような場合は使用材料に応じてそれぞれ配合設計をすべきである。

〔参考文献〕

1) "砂防ダムコンクリート標準配合表"，土木技術資料．土木研究所コンクリート研究室、Vol.11，No.5.

（コンクリート研究室）

この問題は研究成果にもとづく判断でなく、むしろ地建サイドの技術判断ではないかと考える。

砂防ダムのコンクリートの配合設計を行なうのに地建では通常の場合、砂防ダム各部位の内部応力や耐摩耗性から決まるコンクリートの所要強度をもとにしてコンクリートの圧縮強度から水セメント比を定めるという手続きで行なわずに、耐久性コンクリートは強度上の問題も含めて砂防ダムコンクリートとして充分であるという理念のもとに、コンクリート標準示方書の無筋コンクリートの耐久性をもととして水セメント比を定める場合の最大の水セメント比の表から水セメント比を求め、単位水量を作業ができる範囲内でできるだけ少なくなるように試験して定めて、水セメント比と単位水量から単位セメント量を決定しているのではないだろうか。ということで、耐久性をもととして水セメント比の最大値を求める表において気象条件と構造物の種類または位置のうちどのランクを採用するかは地建の判断であると申し上げる。（砂防研究室）

1－8

スラッジ（微細砂）使用によるコンクリートの性質に及ぼす影響について（50. 中国）

（質　問）

ダムコンクリート用骨材の生産過程において，洗鉱又はスクリュー，クラッシュファイヤ等より発生するスラッジ（微細砂）を本体コンクリートに使用した場合について，下記事項について，教示願いたい。

1. スラッジに関する必要試験項目
2. 混入度合によるコンクリートの性質に及ぼす影響
3. コンクリートの強度，耐久性に及ぼす影響　（中国技術）

（回　答）

一般に，混和材がコンクリートの品質におよぼす影響を明らかにするためには，ワーカビリチー，強度，乾燥収縮，耐久性，熱的性質などについて試験することが必要で，微細砂や岩石粉末などの場合は，ワーカビリチー，強度および乾燥収縮はとくに重要な試験項目となる。

鉱物質微粒物質がコンクリートの品質におよぼす影響について，つぎに2，3の試験結果を参考までに示す。

(1) 岩石微粉末の影響について[1)]

表－1 比較に用いた鉱物質粉末

記　号	種　別	ブレーン比表面積（cm^2/g）
L	石灰石粉末	3430
K	硬砂岩粉末	3640
S	スラグ粉末	3880
A	フライアッシュ	3600

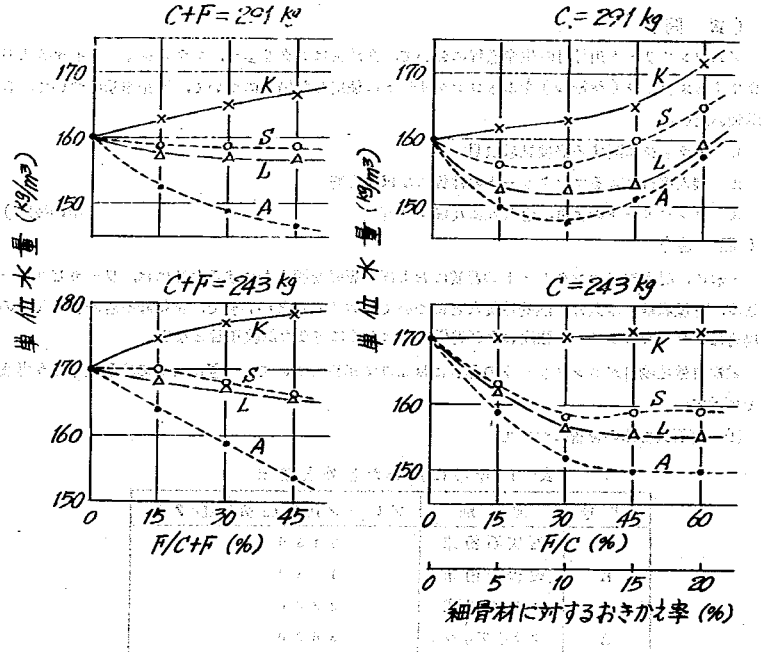
表－1に示すような鉱物質微粉末がコンクリートの品質におよぼす影響は，概略つぎのようである。

1） ワーカビリチー

コンクリートのワーカビリチーにおよぼす微粉末の影響は，コンクリートの配合，微粉末の量，微粉末の粒形・表面状態および粉末度などによって相違するが，粒形および表面状態の影響がとくに著しい。図－1は微粉末量と単位水量との関係を示すが，なめらかな球状粒子からなるフライアッシュとくらべて，角ばった粒子からなる硬砂岩粉末は一定のスランプを得るための単位水量はかなり増加する。

単位水量が増加しない範囲で岩石粉末を骨材の一部とおきかえて用いると，ブリージン率は大

幅に減少し（図－２），この傾向は貧配合のコンクリートにおいて顕著となる。
粉末度については，２５００～６０００cm²／g の範囲内では，粉末度が高いほど単位水量はわずかながら減少する。



(a) セメントの一部を微粉末でおきかえた場合

(b) 骨材の一部を微粉末でおきかえた場合

図-1. 鉱物質微粉末のおきかえ率と単位水量との関係（スランプ 7.5cm）

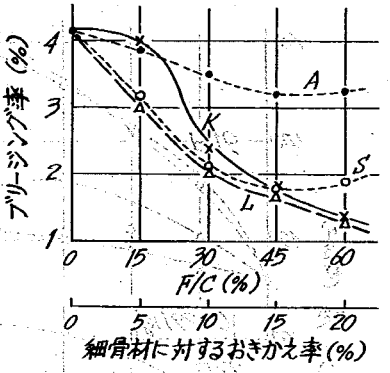


図-2. 骨材の一部を鉱物質微粉末でおきかえたコンクリートのブリージング率

2） 強　度

岩石粉末をセメントの一部におきかえた場合，圧縮強度はおきかえ率の増加にともないほぼ直線的に低下する。（図—3）

単位セメント量を一定とし，岩石粉末を骨材の一部とおきかえた場合，一定のスランプを得るに必要な単位水量が著しく増加しない範囲において，圧縮強度は単位細骨材量の15％程度までは粉末の使用量が増すに従って増加する。セメントペースト中で化学反応を起さないと考えられる微粉末でも，これを骨材の一部とおきかえて用いるとコンクリートの強度は増加し，その増加の割合は材令の初期ほど著しい。

骨材の粒度が適当でない場合の貧配合のコンクリートにおいて，骨材の一部を適当な品質の適当量の岩石粉末でおきかえて用いると，コンクリートのワーカビリチーが改善されるとともにコンクリート強度も大きくなる。

3） 熱的性質

単位セメント量一定として，骨材の一部を岩石粉末でおきかえた場合の断熱温度上昇は，セメントペースト中で安定と考えられる岩石粉末でもこれを用いたものの方が用いないものよりも幾分大きくなる。

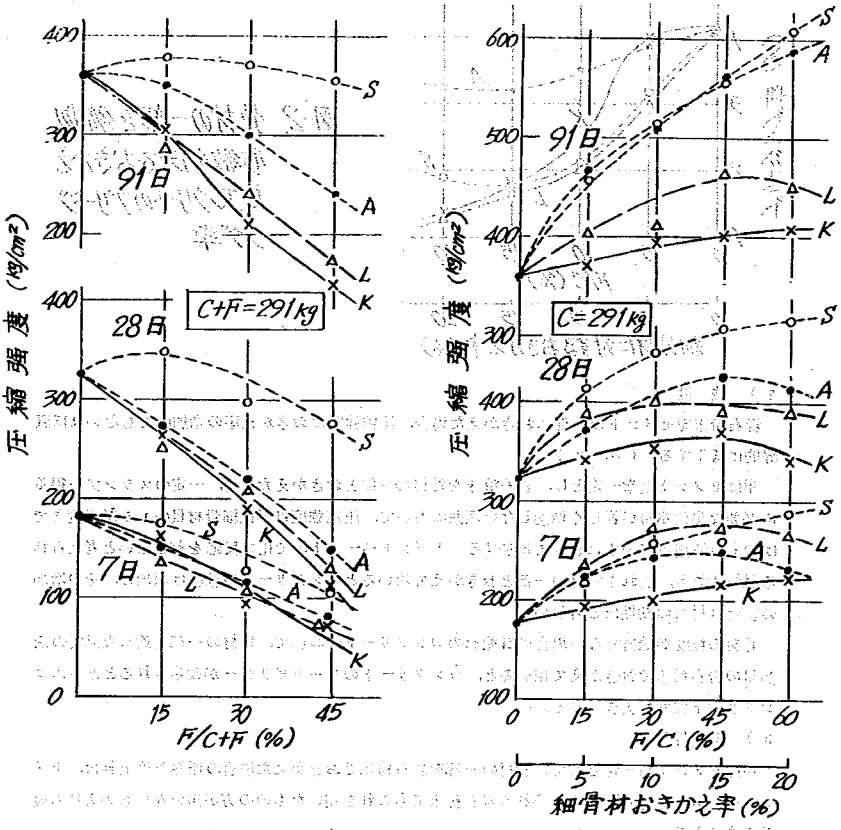
(2)生コン排水のスラッジの影響について[2)]

セメント協会等における試験の結果について概略をのべるとつぎのとおりである。

1） 配　合

単位水量は，セメント重量に対するスラッジ添加率1％の増加につき1～1.3％増加する（図—4）。細骨材率は，スラッジ添加率1％の増加につき，約0.5％減少する。

一定の空気量（4±0.5％）を得るためのAE剤量は，スラッジ添加率1％の増に対し，8～12％増となる。



(a). セメントの一部を微粉末でおきかえた場合

(b). 骨材の一部を微粉末でおきかえた場合

図-3 鉱物質微粉末のおきかえ率とコンクリートの圧縮強度との関係
(水セメント比 55%)

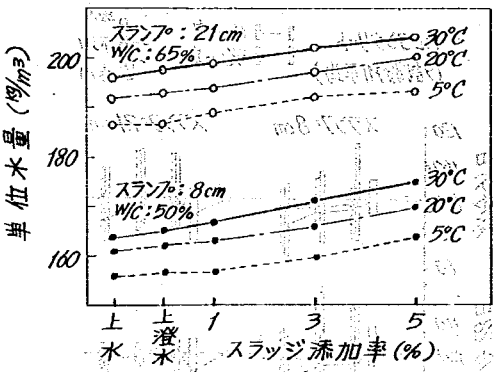


図-4. スラッジ添加率と単位水量との関係

2） 凝結，ブリーディング

凝結時間は，スラッジ添加率3％において30分程度早くなる。

ブリーディング率は，スラッジ添加率の増加とともに幾分低下する（添加率3％で1～1.5％減）

3） 強　度

単位セメント量を一定とした場合は，スラッジ添加量の増加とともに同一コンシステンシーを得るための単位水量が増え，圧縮強度は低下するが，スラッジ3％以下では大きな変動はない（図－5）。

曲げ強度，引張強度なども，圧縮強度と同様の傾向を示す。

4） 乾燥収縮

乾燥収縮量は，スラッジ添加率の増加とともにやや増加する（図－6）。

5） 耐久性

凍結融解に対する抵抗性は，空気量4％程度のＡＥコンクリートとした場合，スラッジを5％程度まで添加しても無添加の場合とほとんど差はない。

中性化の程度についても，ほぼ同様である。

〔参考文献〕

1） 山崎寛司：“鉱物質微粉末がコンクリートのウォーカビリティーにおよぼす効果に関する基礎研究”，土木学会論文集，第84号（昭・37．8）および第85号（昭・37．9）

2） “セメント協会コンクリート専門委員会：レデーミクストコンクリート工場の回収水の利用に関する研究”，セメント・コンクリート，№336，№337，№338，1975。

（コンクリート研究室）

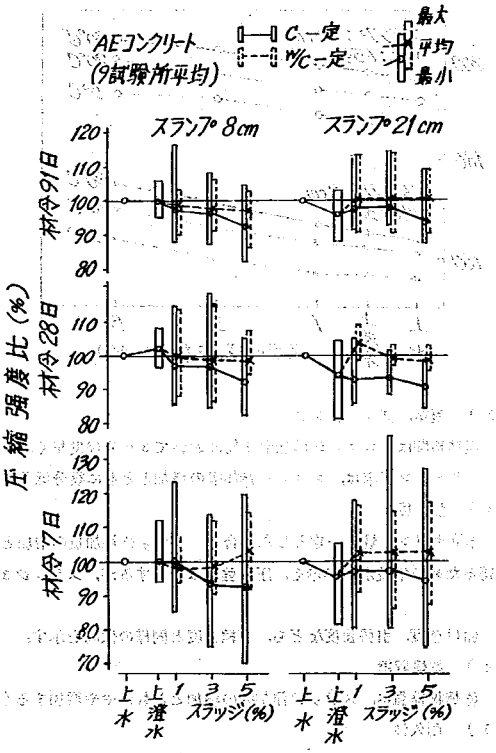


図-5
スラッジ添加率と
圧縮強度との関係

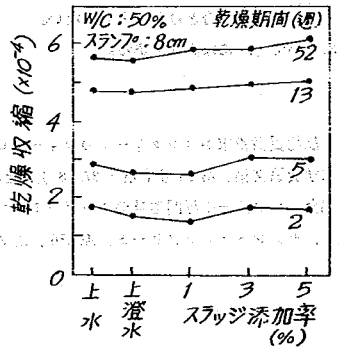


図-6 乾燥収縮の一例
(AEコンクリート, 20°C)

ダムコンクリートの使用骨材について　（50. 中国）

（質　問）

島地川ダムに使用する骨材の原石山は，砂質片岩及び黒色片岩の互層であって，一般に結晶片岩は片理に沿って剥離する性質が強く，分離した岩片は板状，葉片状になる欠点がある。

試験的に砕石を製造してみると，粒径に細長いものや偏平なものがかなり混入しているが，重力式ダムのコンクリートとしては使用可能と考えられ，コンクリートの配合設計や施工上特に考慮する点があれば，御教示願いたい。

なお，骨材の物理試験結果は下表のとおり。

骨材物理試験

項目 ＼ 岩質・粒径		黒色片岩 150～70mm	黒色片岩 70～30mm	黒色片岩 30～5mm	黒色片岩 砂	砂質片岩 150～70mm	砂質片岩 70～30mm	砂質片岩 30～5mm	砂質片岩 砂
比重		2.69	2.64	2.64	2.63	2.71	2.70	2.70	2.70
吸水率 %		0.94	2.01	2.02	1.75	0.26	0.77	0.78	0.70
摩耗率 %		37.0	32.2	32.2	19.0	24.12	20.0	20.0	18.40
単位容積重量	標準 Kg/m³	15.07	14.15	15.27	15.30	14.72	14.03	14.76	16.40
	標準 空隙 %	43.98	46.41	42.16	41.83	45.69	48.04	45.34	39.26
	経済 Kg/m³	14.11	12.35	13.70	14.30	13.50	13.10	13.02	14.90
	経済 空隙 %	47.55	53.22	48.11	46.63	50.19	51.49	51.78	44.82
洗い %		0.10	0.14	0.18	0.56	0.12	0.18	0.20	0.31
耐久性 %		異状なし	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃

（島地川ダム）

（回　答）

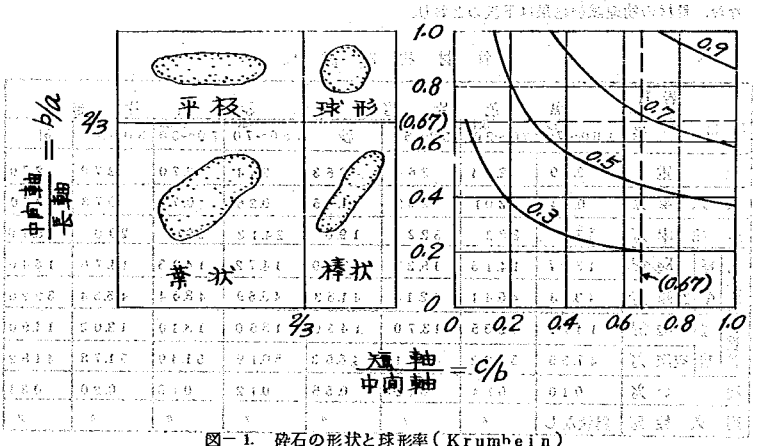
砕石の中に細長いものや偏平なものが多く含まれるほど空げき率が大きくなり，所要のワーカビリチーのコンクリートをつくるのに多量のモルタルを必要とするようになる。

粒形を表わすのに，Zinggは骨材粒を偏平だ円体と考え，その長軸をa，中間軸をb，短軸をcとしてb/aおよびc/bの値により表－1のように分類している。Waddellは骨材の全体的な形状を表わす指数として球形率（骨材粒の表面と同体積の球との比）を，かどばりを表わす指数として円摩度（粒子のもっともとがっている部分に内接する球の半径と粒子に内接する最大球の半径との比）を提案している。KrumbeinはZinggの方法を参考にして，図－1より球形率を簡単に求める方法を考案している。

表－1.　骨材の形状（Zingg）

呼び方	b/a	c/b
うすっぺら（平板）	＞2/3	＜2/3
うすっぺらでもなく細長くもない（球形）	＞2/3	＞2/3
うすっぺらで細長い（葉状）	＜2/3	＜2/3
細長い（棒状）	＜2/3	＞2/3

a：長軸　b：中間軸　c：短軸



図－1.　砕石の形状と球形率（Krumbein）

表－2に例示するように，砕石と砂利とでは一般に球形率では大差がないが，円摩度は砕石では著しく小さな値となり，これが砕石の空げき率を大きくするおもな原因と考えられる。

表－2　球形率と円摩度についての測定例

骨材の種類	球形率	円摩度
花こう岩砂利	0.756	0.662
石英安山岩砕石	0.736	0.072
安山岩砕石	0.712	0.055
花こう閃緑岩砕石	0.722	0.036

砕石の粒形に関する規定としては，JISA5005「コンクリート用砕石」に実積率の規定があり最大寸法20㎜の砕石に対して実積率55％以上を使用上の判定基準としており，40㎜の場合は

建設省の共同試験の結果から６０％程度以上が望ましいとされているが，最大寸法のさらに大きな砕石に対する実積率の標準は示されていない。

一方，経験的には，偏平な石片が１０～１５％含まれていてもワーカビリチー，フィニシャビリチーに影響なしとする見方や，偏平な石片はコンクリート中で水平となった場合に下部に水げきができて耐久性上好ましくないとする見方等あって，粒形についての使用上の判断基準については今後さらに研究する必要がある。

このように，粒形に関する使用基準は現在明確にはされていないが，重力ダムに用いる砕石の粒度・粒形として，ダムコンクリート標準示方書の精神からは，所要のワーカビリチー，強度，および耐久性をもつコンクリートをつくるための単位水量が１２０kg/m^3程度以下で，かつ単位容積重量２３０t/m^3程度以上のコンクリートが得られる範囲のものが望ましい。

偏平な石片が含まれると，ブリーシングにより浮き上った水がその下面に溜って空げきをつくり，耐久性・水密性を低下させるので，混和材料の活用をはかってできるだけ材料分離の少ないコンクリートとするよう努力する必要がある。

（参考文献）

1) 伊東茂富，柳田力：“砕石コンクリート”，土木学会誌，Vol.52，№5，1967年５月

（コンクリート研究室）

1－10

コンクリートの品質管理について　（50. 中国）

（質　問）

コンクリートの品質管理についてはそれぞれの特性値により管理されているところであるが，これらについて，下記事項を教示願いたい。

1. 促進養生による早期強度判定法の現状と今後の管理手法への反映について
2. 標準供試体強度と抜取りコアー強度との関係とその問題点
3. スランプの時間変化について

（中国技術）

（回　答）

(1) 促進養生による早期強度判定法の現状と，今後の管理手法への反映について

コンクリート供試体を温水または沸騰水に浸して促進養生を行ない，早期強度試験を行なう試みは１９３０年頃より各国で行なわれてきたが，最近これを品質管理に適用する試みがさかんに行なわれ，すでに米国（ASTM）やカナダ（CSA）では規格化されている。わが国でも，昭和４９年度の標準示方書の改訂を機に促進強度試験を含む早期材令の強度試験が品質管理にとり入れられるところとなった。

比較的最近発表された促進強度試験方法をまとめると表－１のようで[1]，セメント水和反応の促進

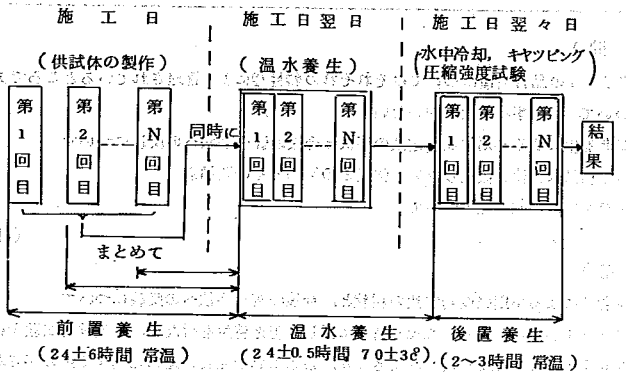
手段により，煮沸法，温水法および自己水和熱法に分けられる。煮沸法では，供試体内の気泡の膨張による強度低下を生じさせないような特別の配慮を要するほか，火傷に対する注意，供試体の出し入れ時の水温の変化に対する処理や沸騰に伴なって減少する水面の維持など，管理面に煩雑さがある。自己水和熱法は，水槽を必要としない代りに保温槽が必要となるし，促進強度と２８日強度との関係はセメントの種類・混和剤・配合・コンクリート温度などによって変化するので，あらかじめ相関を求めておくことが煩雑なものとなる。

温水法は，温度調節水槽を必要とするが，煮沸法におけるような火傷の心配や管理の煩雑さはなく，また試験サイクルの設定を工夫すれば試験作業時間を通常の勤務時間と合せることも容易で，実用上便利な方法と思われる。

図－１は土木研究所提案の方法（表－１の⑤の方法）の作業工程を示したもので，試験値を得るまでの時間は約２日間である。この方法は，試験のための作業を現場工事の作業時間に合せて行なえるように，施工日に何度かにわたって採取した供試体を翌日以降一括して扱うことにしているところに特徴がある。

図－２は，この方法を用いて建設省の２６現場において共通試験を行なった結果[2]で，使用材料および配合はかなり広範囲にわたるものであるが，促進強度から２８日強度を推定する場合の標準誤差は２０％程度で，かなり良好な相関を示しているといえる。

圧縮強度による品質管理には従来材令２８日強度が一般に用いられてきたが，これは試験値を得るまでに時間がかかりすぎて，試験結果をすみやかに工程の管理に反映させることができないため，品質管理の目的からは，できるだけ早期強度によるのがよい。早期強度試験としては従来から７日



図－１．土研提案の促進強度試験の工程

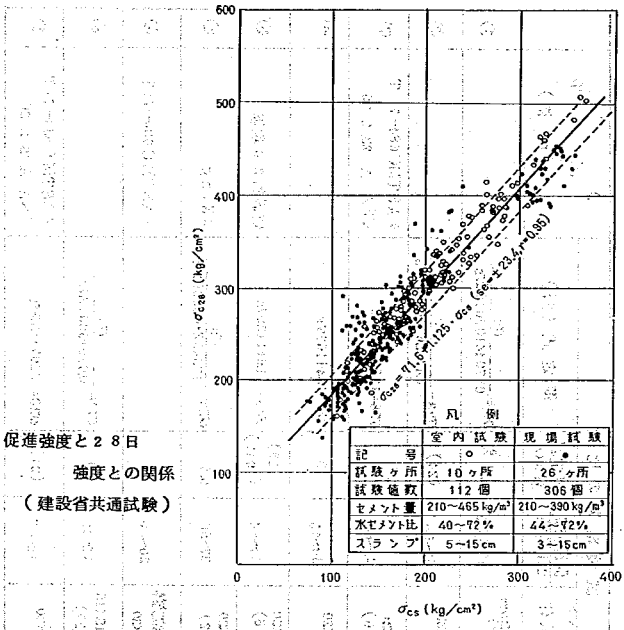
表－1　各種の促進強度試験方法

分類	試験方法 研究者	試験サイクル＊	試験結果の比較 ＊＊供試体	促進強度/28日強度	推定誤差＊＊＊	推定式（％）	記事（規格）	
煮沸法	十代田	1+3(100℃)+1→〔5〕	ϕ10×20cm (62)	17~32%	9.3 %	$\sigma_{28}=\frac{\sigma_s}{0.17044+0.00105\sigma_s}$		①
	Smith	～+16(100℃)+1→〔24〕	ϕ15×30	50~68	(24)	$\sigma_{28}=\frac{\sigma_s}{0.44426+0.00054\sigma_s}$		②
	Malhotra	24+35(100℃)+1→〔285〕 23＊ 2＊	ϕ15×30 (396)	25~50	15	$\sigma_{28}=126+1.28\sigma_s$	＊ASTMC684-71 T CSA A 23.2.26	③
温水法	河野	24+25(20→80℃)+3(80℃)+15 →〔30〕	ϕ10×20	30~45	9	$\sigma_{28}=124+1.65\sigma_s$		④
	柳田・上野	16~24+24(70℃)+2→〔50〕	ϕ10×20 (416)	54~74	(23) (16~18)	$\sigma_{28}=71.6+1.125\sigma_s$	建設省２６現場	⑤
	十代田 King	05+23(55℃)+05→〔24〕 24＊ →〔25〕＊	ϕ10×20 (62)	37~66	5.7	$\sigma_{28}=\frac{\sigma_s}{0.35458+0.00091\sigma_s}$	＊King	⑥
	Thompson	24(35℃) →〔24〕 235(35°±3℃)+05＊	10cm立方体 ϕ15×30	20~50	—		＊ASTMC684-71T	⑦
自己水和熱法	十代田	1/4+231/4(水和熱)+1/2 →〔24〕	15×15×15 (29)	13~35	7.0	$\sigma_{28}=\frac{\sigma_s}{0.095+0.0012\sigma_s}$		⑧
	Smith	64(水和熱) 1/2+48(水和熱)+1→〔49〕	ϕ15×30	46~67	(21)	$\sigma_{28}=8297+135\sigma_s$	＊ASTMC684-71T CSA A 23.2.26	⑨

＊ 試験サイクルは，前置時間＋養生時間（養生温度）＋後置時間 →〔合計時間〕

＊＊（ ）内の数字は供試体個数

＊＊＊（ ）内の数字は標準誤差（％），柳田・上野における上段は試験値全体，下段は各現場ごとの推定式を用いた場合。



図－2　促進強度と２８日強度との関係（建設省共通試験）

強度や３日強度も用いられてきたが，これら早期強度は(とくに3日強度は）コンクリートの打込み温度や養生温度の影響を受けやすく，試験値のばらつきが大きくなりがちなのが欠点であり，この点，表－１および図－２にもみられるように温水養生による促進強度は試験値の安定性も良好なうえに試験時間も短く，今後の品質管理における有力な一手段となり得るものと考えられる。

今後，現場での試用を経て，漸次管理基準に取り入れる方向で検討されることが望まれる。

(2)　標準供試体強度と抜取コアー強度との関係とその問題点

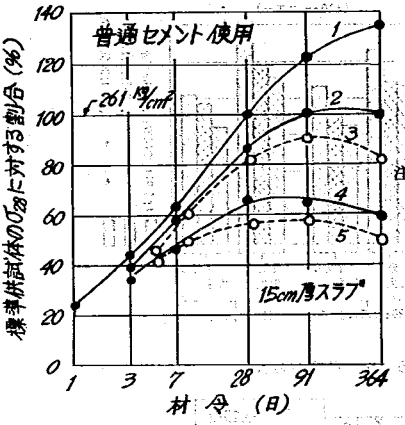
標準供試体と抜取コアーとでは一般に強度は一致しないが，その程度は部材の形状・寸法，養生条件，その他によって異なる。[3] つぎに２，３の実例を示す。

１）　図－３は１５cm厚スラブの場合で，標準供試体にくらべコアーの強度は十分養生したスラブの場合でも８０％程度，養生不良の場合には５０～６０％程度となる。

２）　図－４は現場養生供試体とスラブのコアーの強度との関係で，十分な養生を行なった場合で約１０％，養生不良の場合は約２０％コアー強度の方が小さくなっている。

３）　図－５は養生条件が同じでも部材寸法によって強度が異なることを示す例で，養生が良い場合，薄いスラブ（１０cm厚）の方が厚いスラブ（２０cm厚）より１０％程度強度が高くなっている。

４）　図－６は柱における強度分布を示すもので，一回の打込み高さにおいて下方ほど強度が大



コンクリートの配合

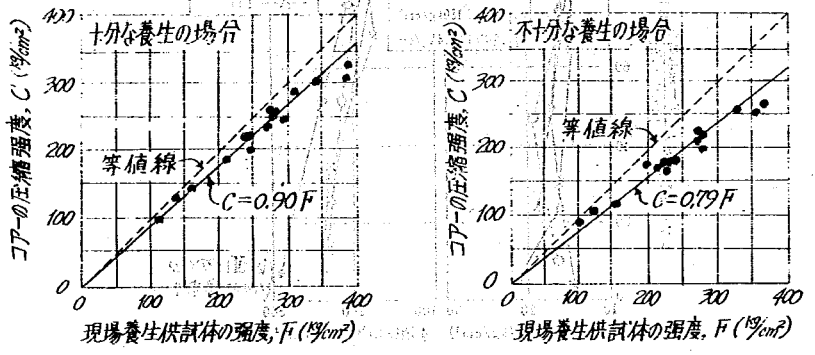
C (kg/m³)	W (kg/m³)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位重量 (kg/m³)
283	197	69.5	17.3	7.2	2256

注.1) 使用骨材は石灰石の砕石，砕砂。

2) 図中の曲線に付した番号は，下記を表わす：

1. 標準供試体（Ø15×30cm）
2. 十分な養生を行なったスラブのコアー，乾燥状態
3. 〃 〃 ，湿潤状態
4. 不十分な養生を行なったスラブのコアー，乾燥状態
5. 〃 〃 ，湿潤状態

図－3 標準供試体強度とコアー強度との関係の一例

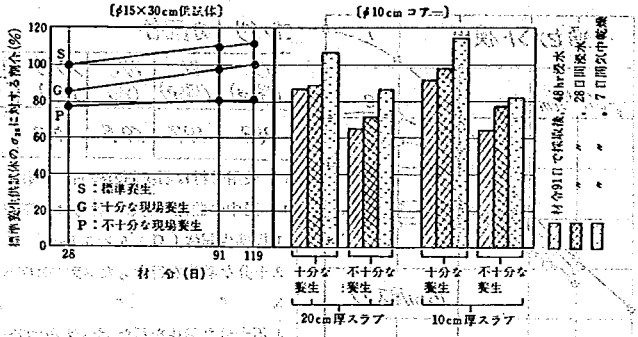


図－4 現場養生供試体強度とコアー強度との関係（15cm厚スラブ）

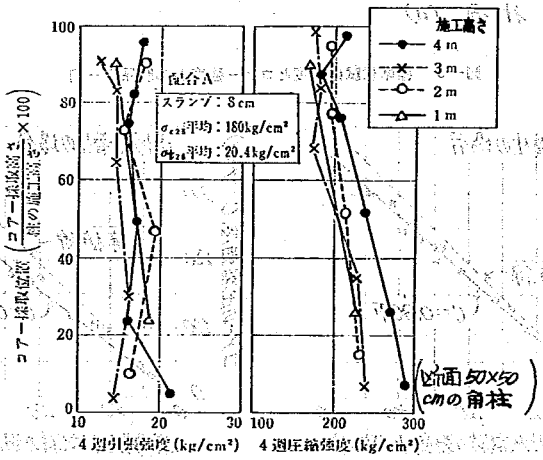
きくなる。

5) 表－2は標準供試体とコアーとの供試体の状態のちがいによる影響を比較したもので，コアーにくらべて標準供試体は見掛け強度が大きく出る要因をそなえている。

以上のようなさまざまな要因の影響の程度と要因の組合され方により，コアー強度は標準供試体強度に対しかなりの幅をもつことになるので，厳密に云えばコアーをコンクリートの品質判定の手段として用いることは適当でないが，要因を考慮することによりコンクリートの品質の大よそを判断したり，施工の適否を知ることはできる。



図－5　スラブの厚さによるコアー強度のちがい



図－6　材料分離の影響による，柱の高さ方向の強度の変化

表－2　供試体の状態のちがいによる影響

	モルタルリングのたが作業による強化	表面の炭酸化による強化	骨材切断の影響による低下(とくに軽コン)＊
標準供試体	有	有	無
コアー	無	無	有

＊骨材切断による実質上の断面減少

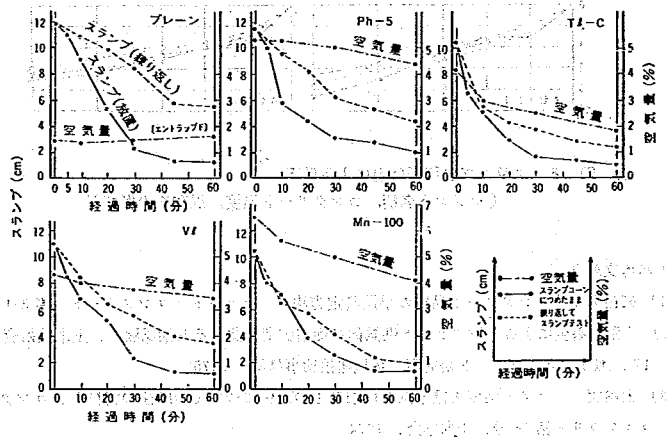
(3) スランプの時間変化について

スランプは，主としてセメントの水和による粘性の変化のために，運搬時間の経過とともに低下する。スランプ低下の程度は，コンクリートのコンシスシー，温度，セメントおよび混和剤の種類単位セメント量などによって変化する。一般に温度が高いほど，スランプ低下の程度は大きくなる。

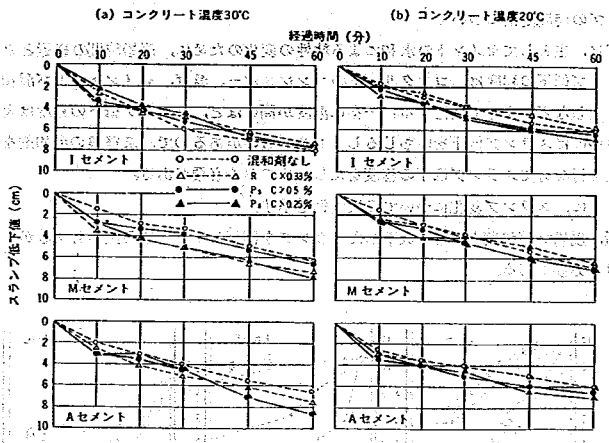
混和剤の中にはスランプ低下をいちじるしくさせるものがあるので，未経験の混和剤を用いる場合には試験を行なってスランプ低下の程度をたしかめておく必要がある。

図－7，8に，スランプ変化についての実測例を示す。[4]

なお，最近，現場で混和剤を加えて低下したスランプを回復しようとする試みもあるが，今後まだ十分な検討が必要である。



図－7. 経過時間とスランプおよび空気量の変化[4]



図－8. スランプの時間経過による低下
（セメント名柄，コンクリート温度，混和剤の影響）

4)

〔参考文献〕

1) 柳田力："コンクリート品質の早期判定方法"，セメント・コンクリート，№341，1975

2) "温水養生によるコンクリート供試体の促進強度に関する共通試験"，土木技術資料，Vol．17，№5，コンクリート研究室，各地建技術事務所，1975

3) 太田実："コアー強度と標準供試体強度との関係についての既往の資料"，コンクリート・ライブラリー第38号，土木学会，1974

4) 明石外世樹："コンクリートのリテンパリングについて"セメント・コンクリート，№334，1975

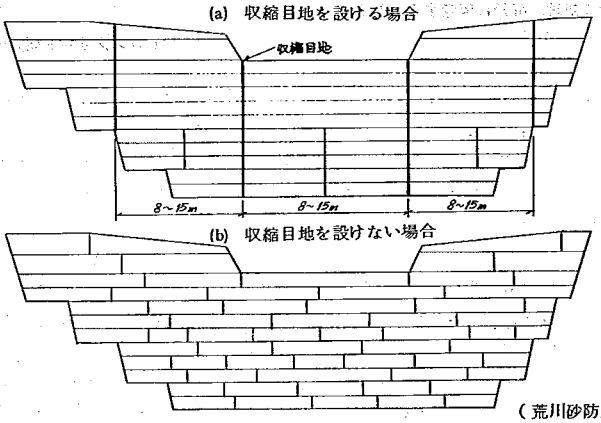
（コンクリート研究室）

1－11

コンクリートの施工継目について　（51. 北陸）

（質　問）　（回　答）

砂防ダムの施工は，現在，収縮目地を設ける方向にあるが，従来の1体とした施工に対する変化の背景，目地の構造の考え方について知りたい。



（荒川砂防工事々務所）

（回　答）

継目は，構造物の1体性といった点から考えた方が好ましい。したがって，従来は打設能力など施工上の都合から止むを得ず継目を設ける場合も，構造物を1体化するように考えて，接着性を高めるように構造的に歯型を設けたり，打継面のレイタンスを取り除いてモルタルを敷くなど付着を良くするように配慮されてきた。

一方，コンクリート構造物には種々の要因によりひびわれが生ずるので，適当な間隔に収縮目地を配置する必要が生ずる。マスコンクリートの場合は，とくに硬化熱により高められたコンクリート温度の変化によるひびわれが多い。

砂防ダムの場合，以前は施工機械の規模や材料の入手の都合などから施工速度は比較的ゆっくりしており，1つのダムを仕上げるのにかなり時間がかかって，熱放散の上からはかえって都合がよく，温度ひびわれも少なかったように思われる。しかし，今日では施工速度が速くなり，ときにはレデーミクストコンクリートの使用を考慮するような時代であり，セメント使用量も多くなってきているので，ひびわれを防ぐためには，人工冷却でも考えないかぎり，収縮目地を配置する必要性が高まっている。

収縮目地の構造は，ダムに三次元効果を期待するときは継目の接着効果を高めて外力の伝達を完

全にするのがよいが，通常の砂防ダムのように土砂の流出阻止と河床勾配の改善が主目的である場合，目地の止水性をどう考えるかによって目地構造は異なってくる。ダムの収縮継目は最終的にある程度は開くので，十分な止水効果を期待するならば貯水ダムで行なわれているように継目に歯型を設けて透水距離を長くし，目地には止水板を入れ，さらにグラウチングを行なったり，場合によれば特殊な止水工法を工夫したりする必要があろうが，砂防ダムの場合，ごく一般には止水板を用いる程度のことが行なわれている。

なお，水平継目についても，コンクリートの打上り面の新旧コンクリートの付着をよくするために，打ち継ぎ時の処理，清掃に留意することが大切である。

（コンクリート研究室）

2. 構造物に関する問題点

2－1

寒冷地における鋼材選定について　　（49. 中部）

（質　問）

飯田国道工事々務所管内での最低気温は下表の通り－２０℃程度であるが、低温脆性による鋼材の使い分けを道路橋示方書以外に特別考慮する必要があるか。

① 飯田国道管内の気温

昭和４９年１月（近年例を見ない寒さ）

地　名	最低気温	月平均最低気温	年平均最低気温	過去最低気温
飯　田	－12.0	－7.7	－4.7	－16.5
清内路	－12.4	－8.4	－4.1	
飯　島	－13.0	－8.0	－6.5	
伊　那	－15.7	－9.7		
奈良井	－15.0	－6.7		
木曾福島	－14.7	－9.6		
南木曾	－12.0	－7.4		

② 特別な鋼材使い分けしている地方（事務所調べ）

1. 北海道開発庁　　2. 東北地建（一部地域）　　3. 国鉄（北海道内のみ）

（飯田国道）

（回　答）

改訂前の溶道示では、

「気温がいちじるしく低下する地方に架設される橋は、とくに低温ぜい性に注意して鋼材の選定を行なわなければならない。この場合引張を受ける重要な溶接継手を構成する部材に使用する鋼材は、その地方における最低気温においてVノッチシャルピー値 2.8 Kg・mのじん性を確保することが望ましい。」となっていたが、改訂後の道示鋼橋編では、

「気温がいちじるしく低下する地方では特別な考慮を払わなければならない。」

と最低気温におけるVノッチシャルピー値の試験を強制するような表現をさけている。

これは、必らずしも使用鋼材についてシャルピー衝撃試験を行なわなくても、従来の鋼材の衝撃試験の結果からその地方で考えられる最低気温での衝撃値を保証できるという考え方に基づいて変更されたものである。

貴工事々務所内での最低気温－16.5℃に対し、シャルピー衝撃試験での吸収エネルギー2.8 Kg・mが保証できればよいと考えられる。すなわち vTr15 が、この温度以下であれば脆性破壊

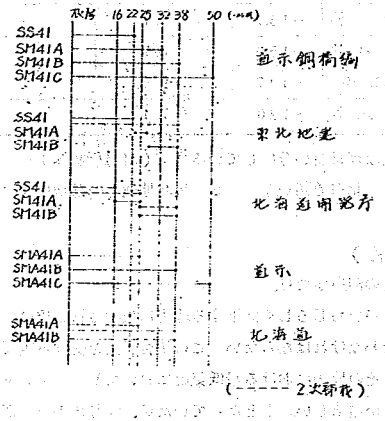
に対し安全であると考えられる。北海道開発庁土木試験所での実験結果（表－1参照）および、「北海道開発局における溶接鋼道路橋の鋼材使用基準」、東北地建の「設計マニュアル（案）」（図－1及2参照）を参考にし、－18℃程度での脆性破壊に安全なように鋼材を選定すると図－3のようになる。

〔参考文献〕

1）“橋梁関供設計要領”　北海道開発局建設部，昭和46年4月

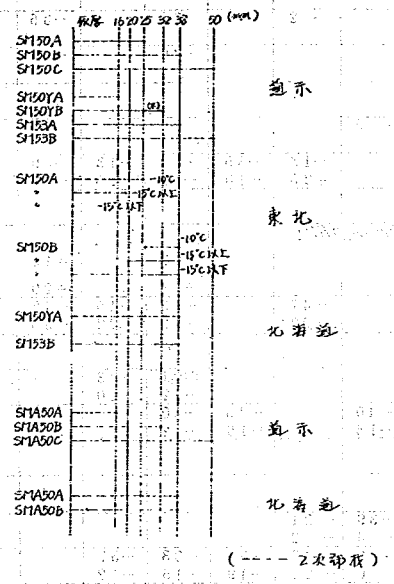
2）“設計マニュアル（案）”東北地方建設局，昭和46年4月

3）大島久“寒冷地における溶接構造用鋼材
——北海道開発局における溶接鋼道路橋鋼材の選定について——”，
第28回土木学会年次学述講演会講演概要集　（橋梁研究室）



図－1　41 kg/mm² 級鋼材の選定例

図－２　50kg/mm² 級鋼材の選定例


板厚 16 20 25 32 38 50 (mm)
SM50A
SM50B
SM50C
SM50YA
SM50YB
SM53A
SM53B
SM50A
SM50B
SM50YA
SM53B
SMA50A
SMA50B
SMA50C
SMA50A
SMA50B
-10℃
-15℃以上
-15℃以下
-10℃
-15℃以上
-15℃以下
(02)
(02)
(02)

板厚(mm) 鋼種	14	16	19	22	25	28	32	34	38	40
SM41A	−3		−2		−35		−35			
SM41B					−40		−23			
SM41C										
SM50A	−4	−6								
SM50B			−18 +25	−35 −10	−42 −10	−13 −15	−59 −12			
SM50C										
SM50YA	JIS規格判定前の鋼材									
SM50YB	−36 +6				−27 −13		+10 +20			
SM53B			−47 −22		−43 −23	−45 −22	−42 −33			
SM53C										
SM58	−60 −57				−60以下 −42	−33 −10				
SMA41A		−40 −15		−35 −19	−30 −2					
SMA41B										
SMA41C										
SMA50A	−32 +2	−39 −4	−21 −2							
SMA50B		+2 0	−47 −22	−63 −19	−38 −15	−37 −12				
SMA50C										
SMA58						−60以下 −45	−60以下 −60以下			
STK41	板厚12.7mm +16 +16									

表−1　土木試験所シャルピー衝撃試験結果

注：上段数字：vTr15(℃)

　　下段数字：vTrf (℃)

　　数字は母材、溶着部および熱影部のうちから最も高温のものを記した。

一門当りの必要放流量の大きいダムゲートの製作可能限度について

（49. 中部）

（質　問）

長島ダムは堤高１１３m、集水面積５３４.３km²、総貯水容量78,000×10³m³の重力式コンクリートダムである。

大井川の基準点神座に於ける基本高水11,500m³／S の内の調節量2,000m³／S の一部を調節すべく、長島ダムではダム地点の無害流量を９００m³／Sとし、計画洪水流量6,６００m³／Sを最大1,６００m³／S調節して最大放流量5,０００m³／Sとなる一定率一定量放流による洪水調節を行なう。

最大放流量5,０００m³／Sを放流する場合、コンジットゲート５門を配置したと仮定すると（ダムサイトの地形上の制約で１ブロック１門とすると、５門以上の設備は不能）、放水管ゲートの寸法は　6.8m×6.8m×５門（水深３２m）となり、既設の大渡ダムのコンジットゲート（5.0m×5.6m　水深６1.1m）に比べてもかなり大きな寸法である。

圧着、あるいは摺動方式による止水の型式によって相違はあると思うが、各々の型式によるゲートは将来どの程度の大きさまで技術的に製作が可能となるものであろうか伺いたい。

（長島ダム）

（回　答）

高圧ゲート大型化の限界は、ゲート単独の問題としてではなく、減勢工を含めた放流設備全体の問題として考えなければならない。

ゲート単独の問題としては、製作技術上限界はなくどのように大きなものであっても製作可能である。しかし、ゲートの大型化により生ずる問題の中には予測できないものも数多く含まれるものと考えなければならないから、技術発展の流れから逸脱した大型化は好ましくない。現在、長島ダムで計画中のゲートと同種の高圧ラジアルゲートの最大は大渡ダムで建設中のものであるから、この操作実績が明らかになるまではこれと同程度の規模にとどめることが適正な技術判断と考えられる。

一方、放流設備全体の問題の中でゲートの大型化に直接制約条件となる事項としては、応力集中の問題がある。これは堤体内放流管開口部周辺の応力集中の影響が１ブロック内の局所的現象として処理できるためには、開口部の幅を１ブロック幅の１／3以下にすることが必要とされるためである。

したがって、この条件を満たすためには、１ブロックを１５mとする通常の施工法では放流管の最大幅は５m程度におさえられることになり、これ以上の開口幅を必要とする場合には重力ダム全体の問題として別途検討しなければならない。

また、単に計画諸数値を満たすために高圧大型ゲートを設置しても、通常の洪水調節操作では

これを小開度で使用する場合の方が多くなり、その効果が生かされないばかりでなく、大型ゲートとして好ましくないのが普通であるから、実際の操作に適した規模となるように高圧ゲートの放流分を最小限にとどめ、低圧放流設備の負担分をできるだけ大きくする方が好ましいと言える。

洪水調節用放流設備の設計では、洪水調節計画を再検討し、計画と操作管理との間には差があることを認識して、実際上使いやすい設備となるように配慮することが必要であって、単に計画上の最大洪水に対してのみ適合するような放流設備があるだけでは不十分である。

このように高圧ゲートの大型化に関しては、ゲート自体の製作上の問題よりも、むしろその影響の方が大きいので、総合的な検討を行ってその必然性を確かめることが最も重要なことと言える。

（篠崎試験所）

2－3

コンジットパイプの腐蝕について　（49. 中部）

（質　問）

最近コンジットパイプの腐蝕についての報告がいくつか聞かれる。この中にはＳＵＳを使用しているための電池作用であることをのべているものである。このような場合、電気防蝕を行うことになるがコンジットパイプの性質上より陽極の取付場所が問題となる。

戸当りにはその用途より従来からＳＵＳ材が用いられているがコンジットパイプの防蝕についてよい対策はないか御教示願いたい。

（中部技術）

（回　答）

コンジットパイプの吐口部およびゲートにステンレスクラッド鋼が使用されているため、ステンレスと普通鋼との間に電位差が生じ普通鋼部が陽極となって腐食する現象が最近よく知られるようになった。

この種の腐食は、ゲートとパイプとの角度など設計条件により腐食状況が多少異なるが、コンジットパイプ内面に塗装が施されているかどうかが腐食の形を決める大きな要因のようである。すなわち、無塗装の場合はステンレス部のごく近傍以外は、面積比（影響を受ける普通鋼の面積／ステンレス部の面積）が大きいため、一般の腐食と大差はないが、塗装されている場合は塗膜の欠かん部分に腐食が集中し、深い腐食孔を多数生じる傾向が認められる。

コンジットパイプ内面の腐食防止は、上記の電池作用腐食の防止と高速流水による腐食の防止の２点について考えねばならない。

実用可能は防食方法としては、塗装と電気防食の２種類の方法が考えられるが、それぞれ性能上ならびに施工上長所ばかりでなく欠点もあり、採用するに当ってはそれらの点を十分考慮する必要がある。

なお、天ケ瀬ダムで実施した試験塗装の結果が土木技術資料（今年１１月号）に発表されているので参照されたい。また、東北地建の釜房ダム、湯田ダムにおいても塗装を実施中であり、電

気防食も釜房ダムにおいて試験中である。

防食方法の特徴

塗装	1. 漏水、高湿などにより、良好な塗装環境をつくることがむずかしい。 2. 足場架設や塗装作業がやり難く、危険を伴なう。 3. 適性のある塗料の選定と膜厚の確保が必要である。また、かなり高度な素地調整を要する。 4. 塗膜欠かん部の拡大および欠かん部からの腐食を防止するため、定期点検と補修塗りが必要である。これを怠ると比較的早い時期に全面塗り替えが必要となるおそれがある。
電気防食	1. 流速がないか、あっても小さい場合に有効で、12m/sec 以上になると効果が減少し、20m/sec 以上では効果がないといわれる。 2. 外部電源法は適用できず、流電陽極法に限られる（Mg 陽極使用） 3. パイプ内面に突起物をつくるため、キャビテーションの危険性を増す。また、有効断面を減じる。 4. 多数の陽極を全面にとりつける必要がある。 5. 定期点検と陽極のとりかえが必要である。
塗装）併用電防	1. 塗装と電気防食の短所をそれぞれ相補って最もよい結果が期待できる。 （塗膜欠かんの発生を防止し寿命を延長させる。陽極の消耗が少なくなる。また、陽極数を減少させる。） ただし、耐アルカリ性の優れた塗料の選定が必要

塗装仕様の1例

1. 素地調整　サンドブラストまたはウオーターブラストにより Sa 2.5（SIS 055900-1967.）まで除錆する。

2. タールエポキシ樹脂系塗料を膜厚500μ以上に塗装（10℃以下のときはタールウレタン樹脂系塗料）エアレススプレー塗り、ただし、ステンレスとの電池作用腐食により腐食孔が生じているときは、タールエポキシ系のパテを腐食孔に充てんしてから塗装する。（10℃以下のときはタールウレタン系パテ）

パテ充てん ——（24時間）——→ 塗装

なお、腐食孔の生じている部分（吐口部のステンレスに近い部分）は乾燥膜厚として500

μよりかなり厚く塗装するようにしたい。

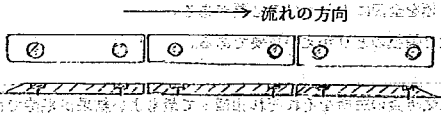
（注１） サンドブラストの場合はブラスト後にさび発生が早いのでパテ充てん後２４時間乾燥してから塗装するという工程はとれないと予想される。その点、ウォーターブラストは防錆剤入りの水を使用するため、２～３日間はさびの発生がないので適用が可能である。

（注２） 塗装は乾燥膜厚として５００μ以上となるよう１回または２～３回に分けておこなうが、パイプの構造、規模、設置条件によっては、足場架設や撤去がむずかしく２～３回塗りが困難または不可能なことがある。その場合は、超厚塗り型の塗料を用いて１回塗りで所定膜厚に仕上げることも可能である。（ただし、実績の多い塗装業者の選定が必要）。なお、この種の塗装の実績の多い業者であれば、２～３回塗りが可能な場合でも１回塗りの仕様を適用しても問題はないと考える。

電気防食について

パイプ内面の所定位置にマグネシウム陽極を取付けるための鋼製ボルトを溶接し、陽極をナットで固定する。ナットの部分にエポキシパテを充てんする。

陽極の形状は下図のとおりで、その配置は事前に通電試験をおこなってきめることが望ましく防食会社に調査、設計を依頼するのが無難である。



一般には、ステンレス部に近い底面部は密に、次いで横面、上面の順に陽極数を減じる。塗装と併用すれば陽極数は更にすくなくできる。（化学研究室）

2－4

高圧ラジアルゲートの水密構造について （49. 中部）

（質 問）

(1) 水密構造はどのように決めればよいか

水密構造にはじゅう動式、扉体圧着式等があるが構造の決定はどのようにすればよいか、また、設計水圧と水密構造との関連はどうか。

(2) ゴム圧着式の採用について

ローラーゲートにはゴム圧着式を採用した例がある。ラジアルゲートへの採用についてはあるメーカーで公開実験を行なっている。ラジアルゲートへ採用するについての土研の意見を伺いたい。

(3) しゅう動式の底部水密構造について

当地建の横山ダムではしゅう動式を採用している。使用開始後10年になるが底部の水密ゴムには特に変化は見られない。

しゅう動式ゲートの底部水密構造には段付にしたものと、そうでないものの2通りがあるが、選定についての考え方はどのようにしたらよいか土研の意見を伺いたい。（中部技術）

（回　答）

(1) 高圧ラジアルゲートの水密方式として、現在採用されているものを大別すると下記の如くになる。（図－1参照）

A　圧着式

B　しゅう動式

B1　戸当り側ゴム連続式

B2　扉体側ゴム連続式

B3　ゴム不連続式

圧着式とするか、しゅう動式とするか、または、しゅう動式とする場合、B1、B2、B3のいずれを採用するかについては、確たる決定条件はないが型式選定上の要因となる次の基本事項について検討を加えて決定される。

1）水密性

2）水理特性

3）振動防止

4）圧着機構

5）開閉動力

6）経済性

7）保守管理

次に、各水密方式とゲート規模、水深を調査してみると、

圧着式：中水深（40～50m）の大型ゲート

しゅう動式

B1：中水深（25～50m）の大型ゲート

門扉のたわみ量の小さい高水深の小型ゲート

B2：低水深（25m以下）の大型ゲート

B3：低水深大型ゲート、中水深中型ゲート

として使用されている例が多い。特に大型ゲートの場合は、途中開度放流時の振動、水脈、中小型ゲートの場合は主として経済性が全体とのバランスに留意されている。

(2) ゴム内部に送られる圧力水によって圧着するケーソンタイプは、ラジアルゲートの場合、まだ実績がないが、現在、この方式についても研究されている。また、寒冷地では、冬期に圧力

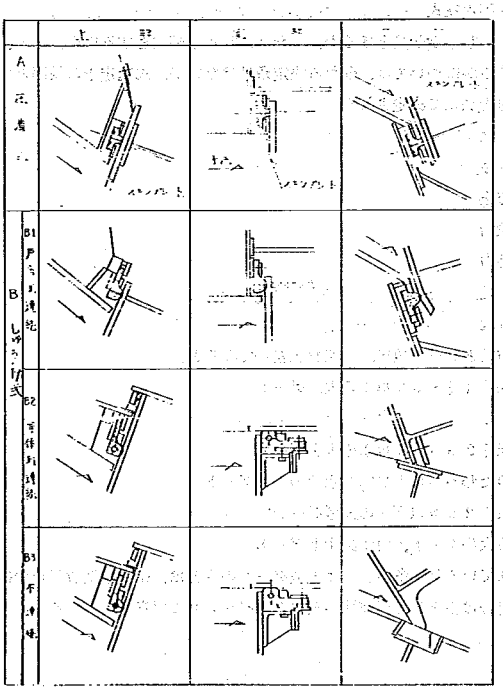
液体に水を使用すると凍結する恐れがあり、注意を要する。

(3) 図－1に示している様に、しゅう動式のB1タイプでは段付となり、B2およびB3タイプでは底部が滑らかとなる。

段付けの場合、キャビテーションによる潰食が生じ易いので十分な空気を供給する必要から空気箱を設けるのが普通である。

B2およびB3タイプでは、ゲートリップがナイフエッジではないので放流時に振動が生じ易い欠点がある。また、B2タイプでは、ゴムの取換を必要とし、B3タイプでは、下部水密材に相当量の永久変形が必ず生ずるので、キャビテーション発生には注意を要する。

（ダム構造研究室）



図－1　高圧ラジアルゲート水密方式

2－5

河口堰ゲート等の鋼材について　（49. 中部）

（質　問）

(1) 河口堰ゲートの海側はたえず海水に接し、又、水理的理由で扉体内へ海水を入れる場合もあるため、河川のゲートと異なり海水による腐食が大きいと想像される。鋼材には最近耐海水性鋼材が開発され，海洋開発に利用されているがゲートへ採用された例はないようである、資料によれば溶接性にも特に問題ないようであるが、この種の鋼材を採用するかどうかについての土研の意見を伺いたい。

(2) 鋼管抗

〔マリーナ（新日本、川鉄）　コロージョン 7㎜／１００年〕

河口堰の基礎抗には耐海水性鋼材（マリーナー）を使用している例がある。この場合腐食代は２㎜（他の場合６～７㎜とる必要があった）としている。この種鋼材の採用についての土研の意見を伺いたい。

(3) 海中生物付着の対策について

矢作川河口堰では調査の結果海中生物（フジツボ、カキ）が非常に多く付着することがわかったが、戸当り及び二段ゲートのスライド面に対する対策はどのようにしたらよいか。

（中部技術）

（回　答）

河口堰ゲート等の鋼材について

(1)(2)

耐海水鋼とは鋼に少量の元素を添加して、海水に対する耐食性を付加した一種の低合金鋼である。この鋼は普通鋼の耐食性を数倍程度、改善することをめざしているが、現時点ではいかなる海水環境においても、すぐれているわけではない。

現在、市販されている耐海水鋼の多くは、最も腐食の厳しい飛沫帯部に利用することを目的として開発されたものである。

代表的な耐海水鋼の耐久性を知るために、化学研究室では東京湾（川崎沖）、本州公団においては、瀬戸内海（明石沖）において、ばくろ調査をおこなってきた。

結果を表１、表２に示す。いずれも海中、飛沫帯、大気中各部でつぎのようなきわだった傾向を示している。

表1. 東京湾における腐食による厚さ減（1年4ヶ月後、単位mm）

鋼種 / 測定部位（水面から…cm）	SS41	SM50A	耐海水性鋼 A	B	C	D	E	3%クロム鋼	5%クロム鋼	SS41（電防）
上部（+50～+100）	0.42	0.53	0.48	0.51	0.43	0.56	0.47	0.43	0.20	0.34
中部（0～+50）	0.30	0.30	0.29	0.27	0.31	0.30	0.24	0.21	0.06	0.19
下部（0～−50）	0.29	0.28	0.16	0.21	0.28	0.28	0.18	0.11	0.08	0.02

表2 瀬戸内海における腐食による厚さ減（単位mm／year）

材料	大気中 1号 +5.0M	大気中 2号 +3.0	海水中 3号 ±0.0	海水中 4号 −5.0	海水中 5号 −10.0
SS41	0.055	0.278	0.297	0.267	0.236
耐海水鋼A	0.044	0.253	0.251	0.242	0.216
〃 B	0.049	0.333	0.302	0.170	0.155
〃 C	0.049	0.303	0.302	0.225	0.225
〃 D	0.054	0.264	0.252	0.235	0.211
〃 E	0.050	0.269	0.252	0.229	0.212
〃 F	0.051	0.279	0.309	0.241	0.221

(1) 耐海水鋼の耐食性は、銘柄による差が大きい。

(2) そのいくつかは、海水中でよい耐食性能をもつが、いまのところ飛沫帯にすぐれた銘柄はみあたらないようである。

このため、使用する環境にもっとも適する鋼種を選ぶという、事前調査が必要である。

基礎杭に用いる場合の耐食性については、海底土中など、塩分の影響を受ける土中でのデータがないので、確実なことはいえないが、海水中でのデータから見て、普通鋼よりやや耐食的な銘柄があると推定される。したがって、実験的に性能を確認できれば耐海水鋼の利用は有効と考えられる。

しかし、塩分の影響を受ける環境では、鋼は局部的な腐食をする傾向の著しいことが知られており、腐食代を見込む考え方だけで設計するのは危険である。その点、電気防食をおこなえば、腐食を軽減できるばかりでなく、局部腐食の防止に有効なので、より安全である。

この場合、予想耐用年数のある期間を電気防食し、残りの期間を杭の余裕厚（打込みの衝撃を考慮した肉厚−設計荷重に対する肉厚）を腐食代と考えて設計すれば、腐食代だけを見込んで設計するより、経済的であるといわれている。この方法は、環境の腐食性が大きい程、また耐用年数が大きい程有利になる。

河口堰ゲートの場合も、基礎杭の場合と同様に、その環境で耐食的な銘柄の耐海水鋼を選定できれば、没水部には有効と考えられる。さらに、ゲート部はきびしい腐食環境下にあるため、塗装部においては、重防食塗装が採用される傾向が強いだけに、耐海水鋼を使うことの効果はあまりないのではないかと考えられる。

(3) 河口堰ゲート等への生物付着の防止対策について

土木サイドでのこの分野の研究は、ほとんどないようである。国内においては主として、船舶の防汚対策として、造船工業会がとりあげ調査している。

同会によると、おもな生物付着防止方法には、次のものがある。

	(長　所)	(短　所)
1. 防汚塗料による	すでに実用化されている	塗料であるため、すりあう部分には効果がうすい。有効期間が短く1年程度である。毒物を用いるため、環境を汚染するおそれがある。
2. ワックス・グリースを塗る	厚く塗れば、疎水性、撥水性をもつため、生物の足がかりができにくい。すべりがよくなる。	手間がかかる。
3. 塩素を利用する	電気分解によって塩素を発生させる方法は自動化も可能	鋼の腐食を進行させるおそれがある。最適条件を求める、予備試験が必要
4. 超音波を利用する	幼虫を殺し、生物をはくりさせる。	最適条件を求める、予備試験が必要

いずれの方法も一長一短があるようで、河口堰ゲートの防汚対策に利用できるかどうかについては、現時点では判断がむずかしく、実験により確認する必要があると考えられる。

- 防汚塗料に関する参考資料「防汚塗料の使用劇物について」　日本造船工業会
- 超音波利用に関する参考資料「超音波による船底防汚に関する研究」　日本造船研究協会

尚、付着生物の概要については資料「海底付着生物に関する調査」〔石川島播磨重工業株式会社〕がある。

(化学研究室)

2－6

河川構造物としての樋門、樋管等について標準化の現況と取りまとめの見通しについて　(49. 中部)

(質　問)

樋管等の計画設計について標準化を図る方向で全国河川工事課長会議(S45、46)に提案され土研、本省を中心にして各地建の協力の下に策定作業が進められていると思うが、現在まで

のとりまとめ状況と問題点、また成果の時期について伺いたい。　（庄内川）

（回　答）

樋門、樋管の標準化作業は、昭和４５年度から実態調査、資料集取、解析等の基本的な作業を進めているが、他方、本省河川局を中心に当時から樋門・樋管設計指針の作成が行なわれており標準設計としては、その完成まで具体的な設計手法の検討を見合わせてきた。

昨年４月河川局治水課から樋門、樋管設計指針（案）が出されたのを機に本格的な設計作業にとりかかり、現在までに樋門本体（ボックスカルバート）、門柱、翼壁部分の自動設計プログラム（図化を含む）の開発を行っている。また、標準設計１、２巻の改訂作業も実施しており、本体は、１巻集録のボックスカルバートを、翼壁は、２巻集録の擁壁を適用できるよう、本省道路局、河川局との協議を行っている。

従って、本年度末には第一次案としての図面をとりまとめ、各地建に回送し意見を聞く予定にしている。なお、図面としては本体、門柱、翼壁、胸壁、止水壁（うなぎ止め）管理橋をパーツ分けして集録し、適用に当っては、これらをセットにできるよう検討中であり、標準設計としては、第３、４巻に門柱、止水壁、管理橋を集録し、昭和５０年度中頃に発刊を予定している。

（システム課）

2－7

地盤汚下地域における河川構造物の基礎杭の設計　（49. 中部）

（質　問）

上記のような地域で樋管を設置するとき、現在鋼管杭を約５０ｍ下の支持層まで打込むよう設計をしているが、最近の実験結果から鋼管杭φ８００㎜で５００ｔのネガテイブフリクションが作用している事が明らかとなった。

上記のような状況から止水矢板が地盤と共に下り、底版下に空隙が生じ、止水矢板の効果が発揮できない事が推定される。

また鋼管杭の座屈も考えられる。

1. したがって、このような地盤地域に設置する樋管の止水矢板の設計
2. 〃　〃　基礎杭の　〃
3. 基礎杭を用いない樋管の設計

以上について御意見を承りたい。　（木曾川下流）

（回　答）

1. 地盤沈下には、支持層以下の深い層の沈下と、根入れ層の沈下の両方の沈下がある。支持層以下の沈下は、基礎ぐいにネガテイブスキンフリクションを生ぜしめず、構造物と地盤との間に隙間が発生することもないので、このような場合には問題がないと言ってよい。

一方、根入れ層が沈下を起す場合、ご指摘のような現象が生じるので、問題となる。

今日ではこのような地盤沈下地域に長尺の支持ぐいを使用することに問題が多いとされるよ

うになってきた。重要な構造物が沈下を避ける必要がある場合に、支持ぐいを施工することは妥当であるが、樋管のような軽い構造物に殊更に支持ぐいを施工することは、理に適うと思われない。できれば、まわりの堤防と一緒に自然に沈下させる構造を選ぶのがのぞましいと考える。支持ぐいを施工したために、くいが座屈し、構造物が倒壊した例がある。

くいを用いない方法としてつぎの3通りの案が考えられる。

(1) 樋管の剛性でもたせる。

(2) 樋管をたわみ性にする。

(3) プレロード工法を用いる。

堤防の横断面に施工される樋管は、堤防の盛土荷重のアンバランスにより、中央部において大きく撓み、大きな曲げ応力を受ける。

(1)の案は、これを剛性で支持する案であり、(2)の案は、たわみ性で逃げる案である。これらの点は、構造物の重要度、規模、軟弱地盤の性質などによって異なるので一概にはいえないと考える。

軟弱地盤における工法として最ものぞましいのは、やはり、プレロード工法であろう。樋管の設置位置付近に事前にプレロード工法を施工し、樋管の施工時までに、沈下をある程度終らせておくのである。このようにして堤防をカットし、樋管の施工を行なえば、樋管の重量が軽いため、のぞましい結果が得られると考えられる。

軟弱地盤の施工には、自然に逆らわないで、時間をかける方法に限ると考える。

たゞし、このような工法は実施例を通じて研究改良すべきで、今後の課題であろう。

構造物の底版に空隙が発生する問題は、事後にグラウト孔を施工するなどの方法で対処できると考える。

（基礎研究室）

2－8

法枠工の設計施工について　（50. 中国）

（質　問）

切取り法面に施工する法枠工は従来より経験的に設計施工されて来ているが、これらの設計施工にあたっての留意点を教示願いたい。

また、安定計算法があれば合せて教示願いたい。　（広島国道）

（回　答）

法枠工は一般に長大のり面や標準こう配より急な盛土のり面などで，植生が適さない個所あるいは植生を行なっても表面が崩落するおそれのある場合に用いられ，1：0.8 より緩やかなこう配ののり面に適用される。また，わき水をともなう風化岩や長大のり面などでのり面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる個所，あるいはコンクリートブロックわく工などでは崩壊のおそれがある場合には現場打ちのしっかりしたコンクリートわく工が用いられる。このように，のりわく工は普

通ののり面に比べて条件の悪いのり面安定工として用いられるため，その設計，施工にあたっては十分な検討を必要とする。しかし，質問事項にもあるようにのりわく工については，従来の経験によって設計施工される場合が多く，したがって安定計算法も未だ確立されていないのが現状である。

のりわく工は，先にのべたように表層の崩落を防止することを主目的としているため，通常の円弧すべりのような崩壊に対しては抵抗力をもっていない。したがって，まず切土のり面全体の安定性を考慮して，のり勾配を決定し，のり面全体の安定性を確認したのちに表層の崩落防止のために，のりわく工を施工する。わくは長さ1.0～1.5 m，厚さ10～25 cmの長方形ブロックのものが多く使用され，これを格子状に組立て，わくの交点部分にはすべり止めのための長さ50 cm～100 cmの杭，または鉄筋のアンカーが設置される。そして枠内は良質土で埋戻し，植生で保護する。ただし，こう配が1：1.2より急な場合，かなりのわき水がある場合，良質土の得られない場合，植生では流出するおそれのある場合には栗石やコンクリートブロックなどで空張りまたは練張りを行なう。

施工するにあたっては，のり面を平担に仕上げたのちに，わくをのり面に定着し，滑動しないように積み上げなければならない。わくはわくの交点に打ちこまれたくいまたは鉄筋に鉄線で緊結し，モルタルを充てんし固定する必要がある。わく内に埋戻す土砂は，施工後の降雨などでずり落ちないように十分締固めなければならない。また，粘着性のない砂やわき水のあるのり面に中詰を栗石空張りにしたわく工を施工する場合は，のり面にそって枝状に盲みぞを設けるか，透水性のマットを敷くなどして，のり面の土砂流出を押えたのちに，わく工を設置するのがよい。

過去の枠工の崩壊例を調査してみると，わき水処理の不備によるわくの裏の土砂流出，埋戻し材の締固め不足による土砂流出，および現物打ちコンクリートなどのしっかりした枠工を施工する必要のある個所に通常のコンクリート枠工を施工したために崩壊した例が多く，これらの点に特に注意して設計施工する必要がある。

これらの点に注意して施工したコンクリートわく工は表層の崩落に対してかなりの抵抗力をもっているといえる。土木研究所構内で行なったのり枠工の効果を調べる同一条件の降雨実験においても，のり枠工のないのり面では降雨により崩壊を生じたのに対して，のり枠工を施した面では崩壊は起こらず，安定性のよいことが確かめられている。（土質研究室）

2－9

標準設計の運用について

（50. 中国）

（質問）

土木構造物標準設計について，下記事項を教示願いたい。

1. BOXカルバートを杭基礎で施工する場合で，補強鉄筋（縦方向）を入れない場合の許容杭間隔。

2. BOXカルバートの断手の構造において，あげこし基礎の場合，底板の補強筋の必要性と必

要量。

3. ＢＯＸカルバートの土かぶり厚1.0ｍ以上の取扱い。

4. 石積，ブロック積抄壁の裏込栗厚を等厚で施工した場合の問題点。

5. ＰＬ1型～３型において，自動車荷重又は施工時の転圧機等によるヒビ割れが発生するが，これらの設計条件は如何。

（山口）

（回答）

1. ボックスカルバートを杭基礎とする場合，縦方向筋はいかにすべきかという問題に対する設計方法は確固たるものがないが，一般的には側壁下にくいを配置しているものが多く，内空幅程度がくい間隔として用いられている。また，カルバートの縦方向を杭によって完全に支持されたビームと考えるような場合には，カルバート縦方向の配筋量によって，そのスパンは決ってこよう。

なお，標準設計を使用して杭基礎とする場合には，支持条件の差異によって土かぶりが変化するので，解説の使用例を参照されたい。また，杭の一般的な配置については"標準設計第1巻の手引き（Ｐ－８２，８３）"に示してあるので参考とされたい。

2. 継手の構造によっても異なるが，杭を設けるような場合には特に考慮する必要はないと思われる。

3. 自動設計プログラムが利用できる。申込みはシステム課に連絡されたい。なお，利用料金は現在下記のとおりであるが，地建からの依頼があった場合に限っている。

計算のみの場合　無料

計算，図化までの場合　１件当り図化費用として３～４万円，ただし，契約は日本電子計算㈱と依頼者が直接行なうものとする。

4. 裏込栗厚は背面の土質，擁壁高および前面勾配等に関係があり，一概に等厚にするのは問題があろう。特に盛土個所では注意する必要がある。なお，切土個所の覆工として施工するような場合では等厚としてもさしつかえがないと思われる。裏込栗石の効用は土圧力の分散と排水が目的であり，その効用を損なわないような施工法とすることが望ましい。現在，擁壁の標準設計を改訂中であり，これらの点については検討の上，記述の予定である。

5. ＰＬ１～ＰＬ２型はＪＩＳ規格によるものであり，ひびわれ荷重としてＰＬ１型が２６～３３ｔ，ＰＬ２型が1.5～1.9ｔである。また，ＰＬ３型は緑石と場所打ちコンクリートを組み合せたものであり，コンクリート厚は施行性を考え最少８㎝とし，ひびわれ荷重等の試験は行なっていない。したがってＰＬ１～ＰＬ３型を使用するに際しては，基礎が堅固に施工されていることが前提条件となり，このような施工を行なえば，輪荷重が載っても損傷することは少ない。なお，施工時に転圧機等が載るとコンクリートの端部がかけたりするので，注意する必要がある。

（システム課長）

PCプレテン連結桁の設計について　（50. 中国）

（質　問）

PCプレテン連結桁の設計は「PCプレテンション桁の連結構造に関する研究報告書」S・47・1 高速道路調査会によっているが，下記事項について教示願いたい。

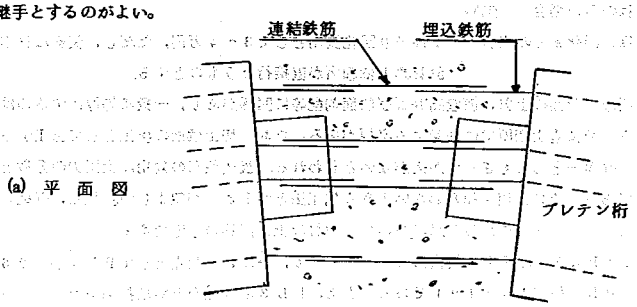
1. 曲線橋への適用範囲
2. 曲線橋へ適用する場合橋脚上で橋軸線を折り曲げて桁配置をした時の連結部の構造
3. 設計要領（案）では，桁端部の過大な圧縮力に備えて桁の腹部を拡巾している。桁端部の鋼線をボンドコントロールすることにより腹部の拡幅を要しない方法が提案されているが，これの妥当性

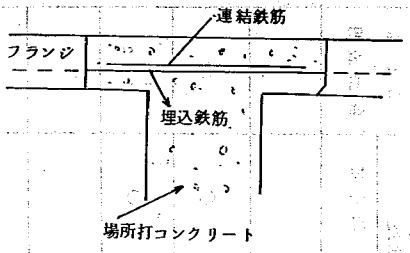
（山　口）

（回　答）

(1) 「PCプレテンション桁の連結構造に関する研究報告書」で対象としているのは直線橋であり，曲線橋は対象としていない。したがって，曲線橋に対する適用範囲を一般的に示すのは難しい。ただ曲線部に使用できないということではなく，多少の曲線部には使用してもさしつかえないと考える。

(2) 図に示すようにプレテン桁の桁端に埋込まれた鉄筋を折り曲げて，連結鉄筋をこれに沿わせて重ね継手とするのがよい。





(b) 側 面 図

(3) 理論的には可能であるが，実際に理論どおりボンドがコントロールされているかどうか確認することがむずかしいのであまり推奨できる工法ではない。 （橋梁研究室）

2－11

鋼杭の腐蝕対策および継手について （50. 中国）

（質 問）

1. 鋼管杭等基礎杭の設計には腐蝕代を標準的に2㍉程度見込んでいるが，腐蝕の性状は場所，土質，外部条件によりかなり異なり，海岸工事の基礎矢板においては10～15年で8㍉も腐蝕摩耗した事例もある。この様な事より 短基調査で腐蝕の程度を有効に予測する調査方法及び防蝕杭の開発状況について教示願いたい。

2. 厚さの異なる鋼管の継手は工場継手部と現場継手部を$20 \times t_2$以上離すこととなっている。一般的にt_2は9㎜程度であるが，これで計算すると$20 \times 9 = 180$ mとなる。熱影響等を考慮してもう少し長くとるべきと思われるが，$20 \times t_2$に決められた根拠を教示願いたい。

（倉 吉）

（回 答）

1. 鋼板の腐食調査法と腐食の原因

鋼杭の腐食量を推定する方法には大別して，2通りの方法がある。①試験杭を現地にうちこみ観測する方法②試験杭を用いないでその土壌の性質から換算する方法。前者はもっとも確実ではあるが試験が長期間になりがちであり，後者は短期間ではあるが確実性に疑問があった。
最近になって鋼の腐食が電気化学的現象であることを利用していくつかの調査法が開発されているのでそれらを含めて短期間でしかもある程度信頼がおける方法を紹介したい。

土壌はその組成，その中に含まれる成分，含水量など地域によって異なるので鋼の腐食におよぼす影響因子のうち塩分の有無によって地域を内陸部および海岸部と分けて説明する。一般的な傾向として内陸部では鋼杭は腐食しにくく鋼杭に腐食しろを見込む方法で耐久性があることが多い。それでこのような地域での腐食性調査の目的は，腐食しろ以外の防食法が必要か否かの“ふるいわけ”

表－1.

調査内容	腐食原因の推定		調査に必要な期間			調査適用地域		第2章各論説明
	ミクロセル腐食	マクロセル腐食	数日	数ケ月	半年以上	内陸部	海岸部	
試験杭のうちこみによる腐食量測定								
腐食厚さ減測定	○	○			○		○	略
電気化学的調査	○	○		○			○	1－1 1－2
土壌の腐食性を調査								
ボーリングによる地層調査	○	△	○			○	○	略
コロージョンサウンド法	○	△	○			○	○	2－1
土壌の物理の化学分析	○		○				○	2－1

であろう。それには鋼杭の腐食量の大まかな目安を得ることができればよいので試験杭を用いなくとも土壌の腐食性を調査すればよいであろう。

一方海岸部（内陸部でも沼沢地などの極端に悪い地質部を含めて）では，腐食は自明のこととして防食対策のためにも鋼杭のどのような部位にどの程度のはげしさで腐食が生じるかを知る必要がある。そのためには簡便さよりも測定値の確実さが重要なのでできれば試験杭を用いた調査をおこないたい。この際電気化学的手法を用いれば短期間の観測でも信頼性のある推定が可能である。表1に調査方法を示した。

ここで鋼杭の腐食原因を簡単にふりかえると，鋼杭の腐食原因として下記のものがある。（表－2）

表－2

地質そのものに含まれる因子（ミクロセル腐食の原因）	地層のくみあわせによる因子（マクロセル腐食の原因）
土壌の比抵抗 〃の含水量 〃の透水性 地下水の比抵抗 〃　の水素イオン濃度（PH） 〃　の溶　酸素量 〃　の塩分量	地層間の地質（左欄）の差異や不均一

(註) 大気中で生ずるような均一な腐食はミクロセル腐食であるが，土壌に特有なマクロセル腐食とは鋼杭が異なった地層を貫いたその上下の地質（含水量など）が異なるためにこの境界部にはげしい腐食が生ずることである。概して土壌調査のみによるとミクロセル腐食はとらえてもマクロセル腐食は見すごしがちであるから，土壌を構成する地質分布（柱状図），土の分析結果などをよく考えあわせて評価する必要がある。

2　腐食調査法各論

1　試験杭を用いた電気化学的調査法

1－1　鋼杭の鉛直方向の電位測定

鋼杭のどの部位が腐食するか（同時にマクロセル腐食の発生の有無を含めて）知ることができる。図のように高抵抗電圧計を用いて照合電極と鋼杭間の電圧を測るがこの時照合電極を上下させると鋼杭の打ちこみ方向の電位分布を測ることができる。

1－2　鋼杭の分極試験

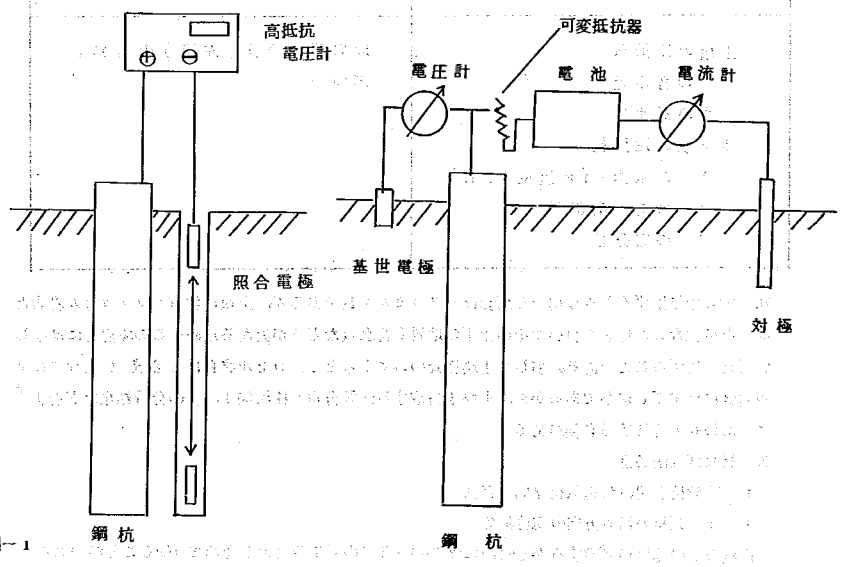
鋼杭の平均的（打ちこみ方向の）腐食速度をほぼ定量的に知ることができ同時にこの観測結果から電気防食設計に必要な防食電流（密度）値をよみとることができる。図のような装置を用い鋼杭に外部から電流を流すと鋼杭の電位がかわるので両者の関係をグラフにすると次のようになる。

鋼杭AよりもBの方が腐食量が大きいことがわかり電流i_A，i_Bを読みとれば単位面積あたりの腐食電流，防食電流年間の腐食量を知ることができる。

2　土壌の腐食性を調査する

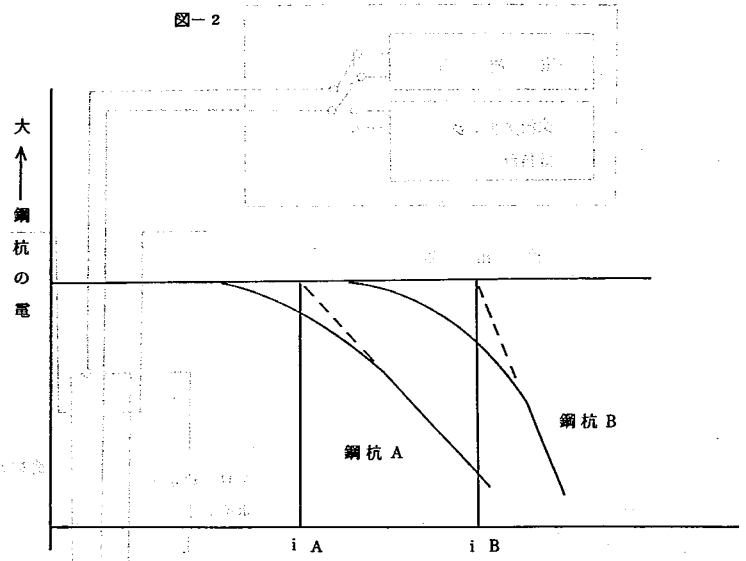
2－1　コロージョンサウンド法

鋼杭をとりまく土壌の電気化学的性質（比抵抗および復極率）から土壌の腐食性を判断する方法である。土壌比抵抗が大きい程鋼の腐食度は小さく土の復極の程度（土壌中に含まれる電解質などの性質にもとづく値）が大きい程腐食性も大であるとされている。ただし，表－3はノルウェーでの地盤での計測結果であるのでこのままわが国の場合にあてはめることはできないけれども鋼杭腐食の目安にすることはできる。この方法はボーリングと同時に行えるのが利点であり図のような装置を用いて土壌比抵抗と復極率をよみ次に示すようなすでに得られているグラフを用いて鋼杭の腐食傾向を知る。（図－5，6）



図－1

図－2

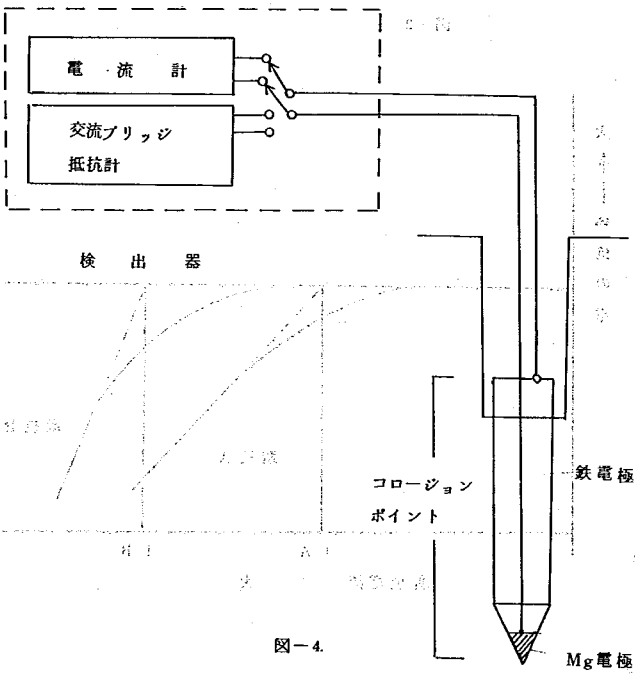


図－3

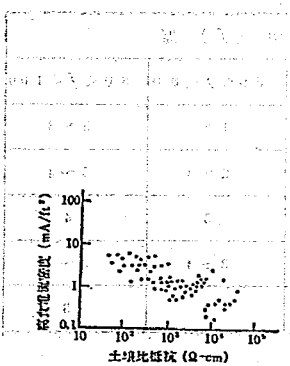
表－3

		復極率（f）%			
		$0<f<40$	$40<f<60$	$60<f<80$	$80<f<100$
比抵抗（R）Ωcm	＞12500	1	1	1～2	2～3
	12500＞R＞2500	1	2	2～3	3～4
	2500＞R＞500	2	2	3	4
	500＞R＞100	2	3	3～4	4～5
	100＞	2	3	4	5

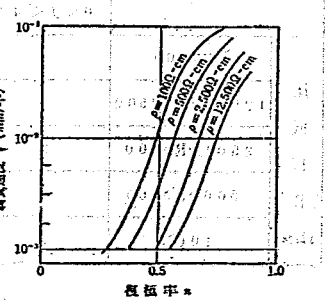
1. 腐食なし　2. 有害でない　3. 悪悪い条件下で有害
4. 有害（0.02㎜／年）　5. 非常に有害（ほぼ0.13㎜／年）防食法が必要



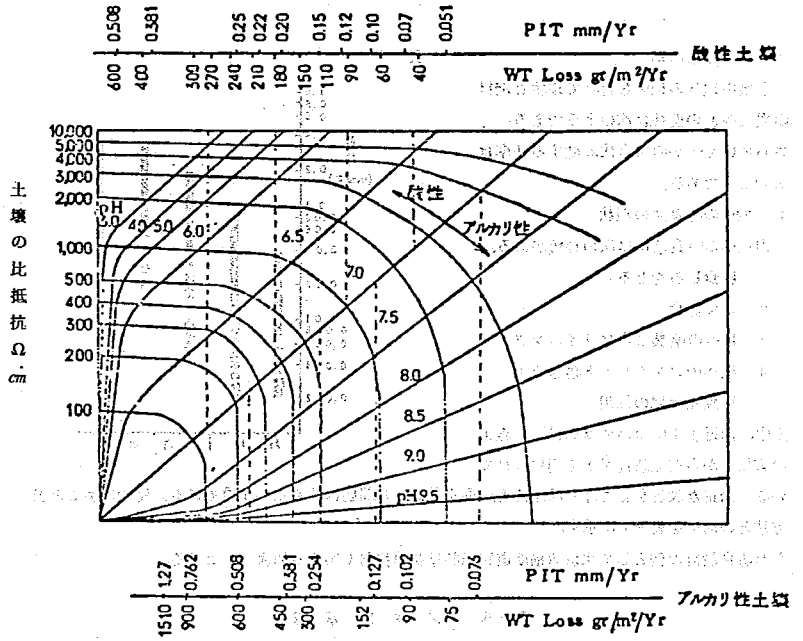
図－4.



図－5　土壌比抵抗と腐食電流密度との関係



図－6　ノルウェーの土壌比抵抗（ρ）をパラメーターとしたときの有効率（n）と腐食速度 V との関係



図－7. ＰＨ－比抵抗による腐食率換算表

この時すでに土壌の化学分析からＰＨ（水素イオン濃度）が知られていれば換算表から腐食率を知ることができる。（図７）

なお最近化学研究室が関東地建と共同でおこなった橋脚基礎杭（八間堀川）の調査案は次のようであった。

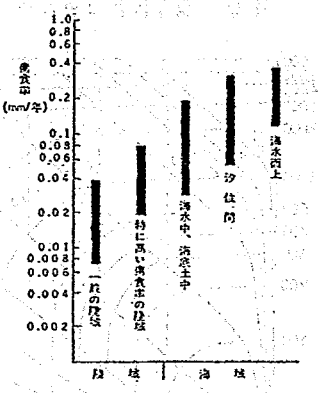
表－４

	測定内容	計測項目	使用機器	測定場所
ボーリングによって得た垂直方向の（コア）サンプルの計測	土の化学分析	ＰＨ SO_4^{2-}　ＣＬ－	ＰＨ　ｘ－ｙ－ 化学分析	現地 室内
	土の物理分析	含水率		室内
	土の腐食性調査	酸化環元電位 試験セル中の鋼腐食速度	Ｒｅｄｏｘ　ｘ－ｙ－ 腐食率計	現地 室内
ボーリング作業と同時におこなう計測	土の腐食性調査	たて方向の自然電位分布 コロージョンサウンド	電圧計 コロージョン計	現地 現地
ボーリング孔に埋設した試験杭による計測	土の腐食性調査	試験杭の腐食速度 〃　の自然電位	腐食率計 電圧計	現地（2ケ月にわたって） 現地（　〃　）
	マクロ腐食電流調査	マクロ腐食電流	電抵抗電流計	現地（　〃　）
鋼杭群の計測	杭群の腐食調査	分極試験 杭の厚み計測	分極試験装置	現地 室内

3. 調査結果の例

土壌中以外の環境も含めて環境と鋼材の腐食率との関係は次のようである。さらにいくへかの腐食代に関する基準は次のようである。

表－5



4. 鋼杭の防食法の現状

鋼杭への防食法には次の種類がある。

1 腐食しろをとる。
2 電気防食
3 杭への塗装またはライニング
4 杭へのコンクリート巻き立て
5 耐食性金属の採用

土中，海近土中においては経済性，施工の容易さから電気防食が多く用いられている。適正な設計をおこなえば維持管理面を除いては問題はすくないようである。腐食環境と防食方法との功果を表－7に示す。

なお防食設計の例として東京湾横断道路橋防錆防食指針（案）を附表－1とする。

表－6. 腐 食 代 基 準

港湾構造物設計基準（日本港湾協会）	海中 0.05～0.3mm/yr，土中 0.03～0.05mm/yr，（両面について）
道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計編（日本道路協会）	海水，工場排水などの影響を受けない場合，腐食調査を行なわず防食処理も施さないとき，常時水中および土中にある部分（地下水中部も含む）に対して2 mmの減厚を考える。
土構造物の設計施工指針（案）（日本国有鉄道）	土に接する表面2 mm，内側の表面0.5mm，6cm以上の厚さのコンクリートに接する表面0 mm，これらの値は中程度の腐食性の地盤では80年程度の腐食減厚に相当する。
高速自動車国道設計要領（日本道路公団）	2 mm（良好な土質および水質の場合）
建築基礎杭設計基準同解説（日本建築学会）	通常 0.02mm/yr，0.04mm/yr と考えておけばかなり安全側である。
建築基礎構造設計基準同解説（日本建築学会）	土に接する部分 2 mm

5. 耐食鋼管杭の開発について

陸土中および水中，底土中においては新設時より防食設計および施工をおこなえばほぼ実用上腐食に関しては問題がないようである。耐食鋼管杭の開発を必要とする腐食環境は鋼杭の海面上飛沫帯部であり流速流砂のはげしい海中部である

表－7

環境 / 防食法	内陸部		海底土中		海水中		海上	飛沫帯部	大気中	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
腐食しろ	○		○						○	
電気防食	○	○	○	○	○	○				
塗装またはライニング							○	○	○	○
コンクリート巻き立て							○			
耐食金属被覆					○					
耐海水鋼					○					

A　新設時施工　　B　既設部施工　　○　施工可能で効果あり

このような部分での鋼杭の耐食性を向上させるために　　を中心として昭和４８年度より「海域で用いるための防食杭」の開発をすすめておりその耐食性の評価のため各種鋼杭群の実物大ばくろ試験を東京湾および茨城県太平洋岸でおこなおうとしている。まだ打設直後であるため結果が判明するまでしばらく時間がかかるが内外にこのような実施例が少ないこともあってその成果を期待している。

附表－２に昭和４９年度（東京湾にて実施）昭和５０年度（太平洋岸につ実施）において打設した鋼管杭の種類と本数を示した。

〔参考文献〕

1）“構造材料の防食技術の開発”　国土開発技術センター，（昭和４９・５０年）

2）“東京湾横断道路技術調査”　日本道路協会報告書

（化学研究室）

附表－1

東京湾横断道路橋防錆防食指針（案）

1　適用範囲

この指針は，東京湾横断道路橋の防錆防食設計に適用する。

2　下部構造の防食

2.1　飛沫帯および干満帯に適用する防食方法の選定

下部構造の飛沫帯および干満帯に適用する防食方法はつぎのなかから選定する。

塗装，金属溶射＋塗装，有機質ライニング，無機質ライニング，犠牲鉄板被覆，耐食性金属被覆

解　説

下部構造の飛沫帯および干満帯は鋼材の腐食が最も著しいにもかかわらず，防食被膜の補修が著しく困難または不可能な部分であるから，新設時から耐久性の大きい防食被覆を施しておかねばならない。

上記防食方法には表－1に示したような種類がありそれぞれ特徴を有している。

表－1　防食方法の種類と特徴

防食方法	種類	特徴
塗装	厚膜型無機質ジンクリッチペイント＋厚膜型タールエポキシ 厚膜型無機質ジンクリッチペイント＋厚膜型エポキシ 厚膜型無機質ジンクリッチペイント＋厚膜型ビニル	厚膜に塗装することにより，かなりの耐久性が期待できる。比較的施工費が安い。補修や塗り替えが容易である。干満帯についても水中硬化型エポキシ，水中硬化型タールエポキシ，湿潤面用タールエポキシ等の利用により塗り替え可能である。現在のところ厚膜無機ジンク＋タールエポキシ系が色相は黒系に限られるが防食性は最も優れている。
金属溶射＋塗装	亜鉛またはアルミニウムの溶射＋厚膜型タールエポキシ 〃溶射＋〃エポキシ 〃溶射＋〃ビニル	金属溶射を防食下地に施した違いはあるが，特徴的には塗装と同じである。塗膜に損傷を受けた場合の耐久性はアルミニウム溶射を施したものの方が若干優れている。
有機質ライニング	タールエポキシライニング エポキシ〃 ポリエステル〃	ガラス繊維やポリエステル繊維などで補強したものは耐衝撃性が優れている。厚膜無機ジンクやアルミニウム溶射を防食下地に併用すれば

	ポリエチレンライニング ネオプレンゴムシートライニング	防食性は更に向上する。ネオプレンゴムシートライニングは接着剤が適当でないと耐久性は低下する。
無機質ライニング	セメントモルタルライニング セメントコングリート ライニング	乾燥収縮や外力によるひびわれ，打ち込みの際の耐衝撃性などに問題があり，現場打設となるのが欠点である。ポリマー材や繊維の混入，鉄筋補強あるいはセメントの代りに合成樹脂を使用するなどの改善策も考えられる。均一性と厚みの確保が重要である。
犠牲鉄板被覆		孔食を考慮しなければならぬので，ライニングなど他の防食法と併用する必要がある。
耐食性金属被覆	モネル，ステンレス，チタンなどの巻きつけまたはクラッド鋼としての利用	耐食性が特に優れているが，ステンレスでは孔食を生じ易い。一般に加工や溶接に問題があり，普通鋼との接続部等に電池作用腐食を生じ易いので，その部分の保護が必要である。極めて高価で経済性に問題がある。

上記の方法のうち，海上構造物の飛沫帯および干満帯の防食に現在最も多く利用されているのは塗装で，次いでセメント硬化体ライニング，タールエポキシライニング，エポキシライニングなどで，主にシーバース，その他港湾構造物や灯標等に使用実績がある。また，最近では，犠牲鉄板被覆とライニングを組合わせた形の2重管方式による防食法が海上長大橋の脚部に採用され始めている。しかし，各防食法とも表－1に示したような問題点があり，長期にわたる耐久性等の不明なものが多いため，実物大の防食杭を用いた現地実験が現在おこなわれており，その成果が期待されている。

2.2　海中および海底土中における防食方法の選定

下部構造の海中部分および海底土中部分に適する防食方法はつぎのなかから選定する
電気防食，　電気防食と塗装との併用，　セメントコンクリート被覆

解　説

電気防食は海中および海底土中における防食方法としては最も信頼性のある方法の1つである。電気防食は防食電流を供給する方式により，外部電源方式と流電陽極方式とに分かれる。防食効果はいずれの方式でも同じであるが，表－2に示したような利点，欠点を有している。

外部電源方式は，商用電力等を電源とし，これを降圧，整流して防食電流に利用するものである。流電陽極方式は，Mg，Zn，Alをそれぞれベースとする合金を陽極に用い，その犠牲陽極作用に

表－2　外部電源法式と流電陽極法式の比較

	外部電源法	流電陽極法
利点	(1) 適用電圧計を大幅に調節することができるから，あらゆる環境に適用できる。 (2) 腐食性の特に強い環境や，大きな防食電流を必要とする施設には本法が経済的 (3) 不溶性電極を使用する場合には装置の寿命は長い。 (4) 電極設置容積が小さいから狭隘な場所にも電極を装備することができる。	(1) 電源の利用できない場所や移動する対象物に適用できる。 (2) 小規模で分散した対象物や塗装された対象物の場合小電流の施設の防食には経済的 (3) 施工が簡単で保守管理が容易 (4) 維持電力費が不用
欠点	(1) 電力費が必要 (2) 時々装置の監視，保守点検が必要 (3) 他の金属構造物に対する電流干渉に注意を要する。	(1) 電流の調節が比較的困難 (2) 小型の陽極では，消耗により時々補充を要する。 (3) 有効電圧が小さいので，高比抵抗環境では，多数の陽極を要し，比較的高価となる。

より鋼の腐食を防止するもので，海水中では一般にAℓ合金陽極が使用されている。

どちらの方式を採用するかは，構造物の規模，構造，環境，初期施設費，維持管理費などを総合して，年間経費の低い方を選定するのが普通である。

電気防食を塗装などの有機質被覆による防食方法と併用すれば，塗膜の劣化を防止し寿命を延ばす効果がある。また所要防食電流を減じ，電位分布を平均化する効果もある。しかし，長期的には塗膜の耐久性には限度があるので，あらかじめその劣化を考慮して設計する必要がある。

電気防食の効果は海中，海底土中だけでなく，干満帯に対しても没水時間の比率とほぼ等しい防食率が期待できるので，海中部や海底土中部に電気防食を適用すれば，干満帯にもかなりの効果が及ぶことになる。

コンクリート被覆による防食方法は，海中および海底土中において信頼性が高く，密実なコンクリートを均一かつ十分な厚みとなるよう被覆すれば確実な防食効果が期待できる。しかし，材料分離や打ちつぎ目の存在などにより均一性が失われれば，海水が浸入して腐食を促進するおそれがあるので，特にかぶりが大きい場合を除き，電気防食を併用するのが望ましい。

附表－2

No.	被覆の種類	数量
1・1'	無処理	2
2・2'	ステンレス（YUS－170）	2
3・3'	耐海水鋼（APS 20C）	2
4・4'	アルミ溶射（100μ）＋厚膜型タールエポキシ	2
5・5'	アルミ溶射（100μ）＋ビニロンクロス補強厚膜型タールエポキシ	2
6・6'	アルミ溶射（200μ）（封孔処理）	2
7・7'	亜鉛溶射（200μ）＋厚膜型タールエポキシ	2
8・8'	厚膜型無機質ジンクリッチペイント（75μ）＋厚膜型タールエポキシ（3回）	2
9・9'	厚膜型無機質ジンクリッチペイント（75μ）＋エポキシ（3回）＋ガラスクロス	2
10・10'	プラスチックライニング（ポリエチレン系4㎜）	2
11・11'	レジン硬化体（4～6㎜）	2
12・12'	ファイバーコンクリート	2
	計	24

杭No.	被覆の種類	数量
1	無処理	1本
1'	耐海水鋼巻き	1
2・2'	無機ジンク＋タールエポキシ塗装	2
3・3'	Aℓ溶射＋タールポキシ塗装（ガラスクロス）	2
4・4'	無機ジンク＋エポキシ塗装（ガラスクロス）	2
5・5'	レジンコンクリート	2
6・6'	ウレタンマスチックライニング（骨材入り）	2
7・7'	セメントモルタル＋ポリエステルFRP	2
8・8'	ポリウレタンライニング	2
9・9'	ポリエチレン押出（PLP）	2

陸上鋼構造物塗装の層間剝離について　（50. 中国）

（質　問）

ショププライマーとして，ジンクリッチ塗料が使用されたものにおいて，その上塗り塗料との間に層間剝離が，使用塗料の種類によっては発生する事が判明している。このことについて，下記事項を教示願いたい。

1. 原因と対策
2. 塗替作業における，ケレンの度合と塗料系の経済性から見た組合せ。　（技術管理課）

（回　答）

1. ジンクリッチプライマー塗膜と上塗塗膜との層間剝離の原因と対策

(1) 層間剝離現象

ショッププライマーとしてジンクリッチプライマーを用いた場合，ジンクリッチ塗膜面から塗膜が剝離する現象は，鉛丹などの鉛系防錆顔料を含む油性さび止め塗料を上塗りした場合に多いことが種々の調査により確認されている。しかし，油性さび止め塗料を上塗りすれば必ず剝離する訳ではなく，剝離していない例もある。また，剝離した場合でも部分的には良く付着しているなど必然性がないのは，ショップコートされた鋼板や加工を終った部材の保管，仮置きされる条件，環境あるいは，塗装前のケレンの仕方などの違いにより，ジンクリッチ塗膜表面の物理的，化学的性状が異なるためと考えられる。

実構造物では，構造的に乾燥し易いとか，海岸ならば雨により付着塩分が除去され易い部分の塗膜では，剝離傾向は小さく，湿潤になり易い構造部分の塗膜では，剝離傾向が著しいことが認められており，上塗塗膜を透過してジンクリッチ塗膜面に達した水（種々の溶解物を含む）が剝離を生じさせる主因と推定される。

ジンクリッチ塗膜からの上塗塗膜の剝離原因は一般に次のようであるといわれている。

イ）ジンクリッチ塗膜中の主要成分である亜鉛末（金属亜鉛）は，両性金属と呼ばれ酸にもアルカリにも溶ける性質を持つ（酸性側でより溶解し易い……図－１参照）ので，上塗塗膜を透過して来た水分にこれらの成分が含まれていれば反応して付着性を低下させる原因となる。鉛丹さび止め塗料に含まれている鉛丹の抽出水は酸性なので金属亜鉛を溶解する作用がある。

ロ）塗膜を透過して来た水が鋼材面と金属亜鉛末が接触しているジンクリッチ塗膜内部に達すると，局部電池を構成し，アルカリ性物質を生じるが，このアルカリ性物質は上塗塗膜と反応する。油性さび止め塗料の展色剤は乾性油であるから，アルカリと反応してケン化され最終的には亜鉛石ケンを生じる。亜鉛石ケンはもろく親水性が大きいので，塗膜をぜい弱化すると同時に付着力を低下させる。

ハ）上塗りする前のジンクリッチ塗膜は，イ）の性質を持つため種々の酸性物質や塩類と反応して酸化亜鉛，水酸化亜鉛，炭酸亜鉛，硫酸亜鉛，塩化亜鉛などを種々の割合で含む塩基性

塩を生じている。これらの生成物の性状は環境によって著しく異なっているといわれ，体積変化し易く，やや水溶性でもあるので，上塗塗膜を透過した水分の影響を受けて付着性が低下し易い。

その他，上塗塗膜に含まれている顔料の種類によっては，ジンクリッチの亜鉛との間に局部電池を形成してふくれ，はがれの原因になるともいわれている。上塗塗料にアミンなどが含まれている場合もふくれやはがれを生じることがあるといわれている。

(2) 対　策

イ）大気中に一定期間ばくろして活性なジンクリッチ面に塩基性塩を生成させて安定化した後塗装する。

この方法は層間剥離を生じる時期を若干ずらせる効果はあるが，良い対策とはいえない。原板ブラスト方式の場合のジンクリッチ塗膜はかなり安定化した状態にある場合も多いのではないかと思われる。

ロ）エッチングプライマー（ＪＩＳＫ５６３３　１種）を塗装した後さび止塗料を塗装する。新しいジンクリッチ塗膜に塗付した場合に有効であるが，大気中にばくろされたジンクリッチには有効でないので，原板ブラスト方式には有効とは考えられない。

ハ）鉛酸カルシウム塗料をさび止め塗料に用いる。

鉛酸カルシウム顔料は抽出水が亜鉛を最も溶かさない弱アルカリ性なので付着性を低下させない。また，有害な亜鉛石ケンを生じない，水の存在下で亜鉛と反応して鉛酸亜鉛などを生じ安定化させる。

ニ）耐水性，耐アルカリ性の優れた塗料を用いる。

油性塗料や長油性フタル酸樹脂系塗料などより耐水性や耐アルカリ性の優れたフェノール系，塩化ゴム系，エポキシ系，などの塗料を用いる方法は，ジンクリッチ塗膜の状態にあまり影響を受けずによい結果が得られる。

原板ブラスト方式の場合は，ハ），ニ）が最も適していると考えられるが，ハ）においてフタル酸樹脂系の鉛酸カルシウム塗料の採用は比較的おだやかな環境に適しており，海岸などでは中塗，上塗に耐水性の良い塗料（例えば，中塗にフエノールＭＩＯ，上塗に塩化ゴム系塗料）を選定する必要がある。

また，ニ）に塩化ゴム系，エポキシ系を採用する場合は，熱影響部や発錆部のケレンを入念におこなったのちジンクリッチプライマーをタッチアップすることが必要である。

2　塗替作業におけるケレンの度合と塗料系の経済性から見た組合せ

最近になって，この種塗装系の塗り替えが問題となり種々の考え方により塗り替えが各地でおこなわれているが，現在のところでは，経済性との関連において評価できるほどのデータは得られていないようである。

その原因としては，架設環境，新設時の塗装系，塗膜の劣化状態がそれぞれ異なるほか，塗り替え時及び塗り替え後の調査記録の不十分さなどが考えられ，塗り替えに関する系統的な調査の必要性が痛感される。

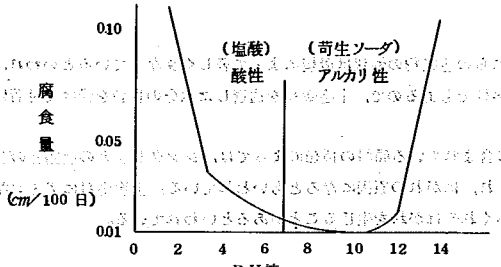


図 — 1

以上の理由により回答にはなり得ないが，土木研究所が関東技術事務所，横浜国道工事事務所，首都国道工事事務所と共同で実施した実橋における塗り替え試験の結果や塗装試験片の大気ばくろ試験等から得られたデータをもとに作成した塗り替え仕様案を提案したい。

仕様案を表－1に示す。

〔参考資料〕

1) 土木技術資料　第11巻8月号　32頁～

2) 〃　第13巻8月号　25頁～

3) 〃　第16巻8月号　39頁～

4) 鋼橋塗装に関する調査研究（昭和49年度報告書）　財団法人高速道路調査会（日本道路公団委員会）

表－1　塗り替え仕様（案）

塗膜劣化状態		田園地域など腐食性の小さな環境		海岸など厳しい環境	
ジンクリッチ	上塗旧塗膜				
健全	付着性低下し，はくり傾向大	手工具，動力工具により，上塗塗膜をできる限りよく除く（塗装便覧2種クレン相当）	フタル酸系鉛酸カルシウム塗料×2＋フタル酸系中，上	塗装便覧2種クレン相当	塩化ゴム系下塗×2＋塩化ゴム系中，上
			フェノール系さび止め(鉛系)×2＋フタル酸系中，上		エポキシ系下塗×2＋塩化ゴム系中，上
やや劣化し素地からのさび発生あり	付着性低下し，はくり傾向大	同上	同上	同上	フタル酸系鉛酸カルシウム塗料×2（またはフェノール系さび止め）＋フェノール系MIO塗料×1＋塩化ゴム系中，上
	付着性良好で活膜利用できる	活膜残し，劣化塗膜，さびを除く（3種相当）	同上	3種クレン相当	エポキシ系下塗×2＋塩化ゴム系中，上
					フタル酸系鉛酸カルシウム塗料×2（またはフェノール系さび止め）＋フェノール系MIO塗料＋塩化ゴム系中，上
劣化著しくさび発生大	劣化著しく活膜利用度低い	同上	油性さび止め JISK 5621 種×2（亜酸化鉛）＋フタル酸系中，上	同上	油性さび止め JISK 5621 種×2＋フェノール系MIO塗料×1＋塩化ゴム系中上
					着色不用部分：タールエポキシ×3

表－1における考え方の要点

1. ブラスト工法は採用せず，手工具及び動力工具など広く利用されているケレン法に限定した。ブラスト工法が採用できる場合は全く違った観点から考える必要がある。
2. 採用する塗料の種類は，できるだけ塗装業者になじみのあるものをえらんだ。
3. さびの発生が著しい場合は，防さび性を，ジンクリッチ塗膜が健全な場合はジンクリッチに対する付着性をそれぞれ主眼として塗料の種類を選定した。
4. 活膜はできる限り利用する。その際，活膜に悪影響のすくない塗料を選んだ。
5. 塗装の施工に当っては，ケレン後できる限り速かに塗装する。シンナーによる塗料の希釈は必要最小限に止め，できる限り厚塗りするよう留意する。
6. 構造部分により塗膜劣化状態が著しく異なる場合は，施工上また，塗料の性質上不具合でなければ違った塗装系を適用することもある。
7. 美観上の問題がない場合は，防さび性を主眼とした塗装系を選定した。（化学研究室）

2－13

基礎栗石（砕石），裏込栗石（砕石）の効用について　（50. 中国）

（質　問）

基礎栗石（砕石），裏込栗石（砕石）についての必要性及びその効用について不明確な点がある。特に，河川構造物においては透水性，堤体材料等の関係を考慮した必要性を教示願いたい。

（技術管理課）

（回　答）

基礎および裏込の栗石（砕石）の目的は次のようなことと考えられている。

1. 荷重の分散をはかる。地盤あるいは地山とコンクリートなどの剛な構造物が直接接触するのを避け，構造物の荷重あるいは地山の土圧が局部的に集中することのないよう，荷重をできるだけ均等に分布させる作用をする。
2. 地山強度を補なう。擁壁では強度の大きい材料で構造物背面の一部が置き換えられているので土圧が軽減されることになり，護岸の場合では締固めの十分でない堤体の護岸表面に作用する水圧，波圧，浮遊物の衝撃などの外力に抵抗する。
3. 排水を容易にする。構造物背後の水を迅速に排水させることにより構造物に働らく水圧を軽減させるとともに背面の土が含水比の上昇により強度が低下し土圧が増大することを防止する。
4. フィルターの作用をする。護岸の裏込めは，堤体の浸透流により堤体材料の細粒分が流出するのを防止するが，湧水個所の擁壁などについても同様の効果を期待できる。
5. 凍上を防止する。

以上のような栗石の目的および機能から考えて，基礎あるいは裏込め栗石（砕石）に要求される条件としては次のような点があげられる。

1. 安定性のある材料であること。

破壊しやすいもの，水により流失のおそれのあるもの，劣化のおそれのあるものは望ましくない。

2. 強度が大きくかつ透水性のよいこと。

3. 粒度分布がよいこと。

単一粒度のものは締固めが十分行なえないこと，フィルタの機能が十分果せず目づまりや流失が起こる可能性があるなどの点で好ましくなく，大きい砕石の間をやや小さい砕石および土粒子が十分空げきを埋めるようなものが望ましい。

河川構造物の基礎および裏込め栗石について述べると護岸の場合では，フィルタとしての必要性が重要であるから，透水性を確保するとともに，目づまりおよびフィルタ材料の流失を防ぐような粒度配合をえらぶ必要がある。すなわち裏込め材料のうちの土質材料（75㎜以下の材料）について，通常のフィルタに要求される粒度条件[1)]を満足するように選定する。樋管の基礎の場合には透水性のよい栗石基礎が堤体下を横断することは好ましいことではないので，基礎支持力を損なわない範囲内で細粒分を増し砕石の空げきを埋める（目つぶしを行なう）ようにして透水係数を下げるのがよい。一般には土質材料のうち細粒分（74μ以下）が10%程度以上あるとかなり不透水性になるといわれている。

栗石の役目から考えて，地盤および地山（堤体）が砂レキなどからできている場合を除き，基礎および裏込め栗石は構造物の安定上必要なものといえる。

なお裏込め厚の標準は次のようになっている。

表－1　盛土部の石積等の裏込厚さ（「河川土工指針（案）」「擁壁工指針（案）」）

直高 (m)		0～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
厚さ (cm)	上部	20～40	20～40	20～40	20～40
	下部	30～60	45～75	60～100	80～120

(注) 1. 土質のよいときは，下限値を悪いときは上限値を用いる。

2. 切土のときは，よく締まった地山では上下部等厚で30～40cm．ゆるいときおよび背面埋めもどしの多いときは盛土の場合（上表）による。

1）たとえば日本道路協会（道路排水工指針）

表－2　石張工の裏込の厚さ（「河川土工指針（案）」）

種別 / 土質 / 控長（cm）	空張		練張	
	砂礫質土	粘質土	砂礫質土	粘質土
25	20 cm	25 cm	15 cm	20 cm
35	30	35	15	20
45	40	45	20	25

(注) 裏込材の厚さは上，下部とも等厚とする。

（土質研究室）

2－14

隣接基礎杭（1期，2期施工）のTAIP工法の問題点　（50. 中国）

（質　問）

鳥取市内，国道29号の袋川に架設されている面影橋の老朽化に伴ない架替拡幅工事を計画している。

新橋は，都市計画決定幅員20 mに合わせる関係上，現橋は従来どおり交通の用に供し，新橋を現橋の上，下流に施工完成後（1期工事）現橋を取壊し，新設（2期工事）するもので，全体完成時にW＝20 mとなるものである。

そこで，1期施工基礎杭と2期施工基礎杭が隣接するため，従来の杭打ちでなく，TAIP工法により施工を安定しているものであるが，1，2期施工に伴ない下部工に与える影響の問題点並びに施工留意点を教示願いたい。　（鳥　取）

（回　答）

本工法は，ジェット水流とオーガスクリュー併用工法であるが，次の事項について注意されたい。

1）　オーガの先端が杭先端より先行しているので，砂地盤ではボイリングによる地盤破壊をまねき易い。したがって，計画河床より4 m～7 mにある中間砂層，先端地盤を掘削する場合には，鋼管内の水位が下がらないよう注意すること。

2）　オーガの先端が，鋼管径よりも大きいことにより周面摩擦をきりながら施工するようになっているが，この場合，設計上は周面摩擦の減少，施工は周面地面の沈下をまねき易い。したがって，現橋の支持地盤になっている中間砂層を掘削するまでは十分な注意が必要である。

3）　ジェット工法は，杭周面地盤を必要以上に破壊する場合があるので，中間砂層，先端支持層付近の施工には，ジェット水流の圧力管理を注意しなければならない。

4 ） 先端支持は，モルタル注入による球根を形成することにより処理することになっているが，一旦乱した地盤の全領域をモルタルによって硬化させ得るかどうかは疑問である。したがって，モルタル注入圧力，量，硬化後の確認など配慮する必要あろう。

5 ） 1期施工と2期施工間の期間がどのぐらいであるか不明であるが，1～2年以上間隔がある場合には，基礎の沈下差が問題になる恐れがある。また，コンクリートの乾燥収縮などによっても新旧接続した部分にクラックの生ずる危険がある。したがって，橋脚頂部の梁部分，床版には縦目地も考慮する必要があるのではなかろうか。 （基礎研究室）

2－15

土被り厚10ｍ程度超える場合のBOXの応力計算について

（51. 北陸）

（質　問）

土木構造物標準設計では，ＢＯＸ上の盛土高さを10ｍ程度を目安として設計されているが山岳道路では，盛土の高さが10ｍを越えることがあるので，その場合，盛土の鉛直荷重の計算方法をどの様に考えたらよいのか，御指導願いたい。

（道路部）

（回　答）

1. カルバートの土圧に関する理論

原地盤上に設置してその周囲に盛土をするカルバートの土圧の理論としてはマーストンの突出条件の式がある。これは図－1を参照して次のようにあらわされる。

$$W = C_c \gamma B_c^2 \quad \cdots\cdots (1)$$

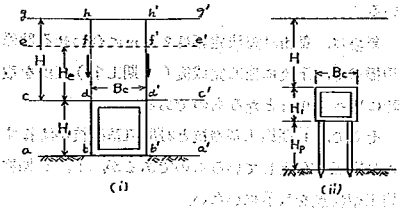


図　1　カルバートの土圧計算式の説明図

ここに

W：カルバートの単位長さあたりの全土圧（t/m）

γ：盛土の単位体積重量　（t/m^3）

C_c：荷重係数で次式により求める。

$H < H_e$ のとき　$$C_c = \frac{exp\left(K\frac{H}{B_c}\right) - 1}{K} \quad \cdots\cdots (2)$$

$H \geqq H_e$ のとき　$$C_c = \frac{exp\left(K\frac{H}{B_c}\right) - 1}{K} + \left(\frac{H - H_e}{B_c}\right) exp\left(K\frac{H_e}{B_c}\right) \quad \cdots\cdots (3)$$

K　：定数（砂質土で　$K = 0.4$，粘性土で　$K = 0.8$）

He ：等沈下面の高さ（m）で次式より求める。

$$exp\left(K\frac{He}{Bc}\right)=K\frac{He}{Bc}+K\gamma_{sd}P+1 \quad \cdots\cdots(4)$$

P ：突出比　$P=\frac{H_1}{Bc}$　　ただし，くい基礎の場合は　$P=\frac{H_1+H_p}{Bc}$

γ_{sd}：沈下比　通常表－1の値をとる。

突出条件の理論では，土塊 a b h g と a′b′h′g′の沈下により d h，d′h′の面に下向きにまさつ力が作用してカルバートの荷重は土塊 h d d′h′の重量より大きくなると考えている。しかしそのまさつ力の作用する面 d h および d′h′は土かぶりがいかに大きくとも常に土かぶり高さ H に等しいとは考えられずまさつ力の作用する高さが d f（＝He）で限られ，それより上の部分 f h にはもはや下向きのまさつ力の働かないような場合のあることが予想される。(2)を使う場合すなわち(4)で計算した He が H＜He となるということは実際には e f f′e′ なる水平面（これを等沈下面という）が存在しない（仮想的には地表 g g′ より上方に存在する）ことを意味し，H≧He の場合には水平な等沈下面（e f f′e′）が存在しそれより上では下向きのまさつ力が生じないので，(2)の場合より小さい荷重になる。(2)または(3)のどちらのケースになるかは土かぶり高さのみで決まるものでなく，管の支持条件，地盤の沈下程度が関係する（同じ土かぶりでも(2)になったり(3)になったりする）が，これを判定する式(4)の中に出てくる γ_{sd}（または $\gamma_{sd}P$）なる定数は地盤および埋めもどし土と管の相対沈下の程度をあらわすものすなわち c d と d d′の相対沈下の程度を数量的に表現したものである。

表－1　沈下比 γ_{sd} の一般的な値

地盤の状況	γ_{sd}
岩盤または硬い地盤	1.0
普通地盤	0.5～0.8
軟弱地盤	0～0.5

2. カルバートの現行設計法

現在の設計土圧は

$$W=\alpha\gamma HB_c \quad \cdots\cdots(5)$$

で計算する。ここに α：係数で次のようになっている。

1）くい基礎を用いないで，地盤との相対沈下のない場合，$\alpha=1.0$

2）軟弱地盤でくい基礎を有し，盛土が沈下してもカルバートの沈下が阻止されている場合，表－2による。

(5)において 1) の設計条件をとって $\alpha=1.0$ とした場合の土圧は理論式(1)よりかなり小さい（Cc として(2)(3)のいずれを用いたとしても）が，普通地盤のカルバートは従来より土圧として鉛直土かぶり荷重をとって設計して（つまり $\alpha=1.0$ として）特に問題とならなかった経験から $\alpha=1.0$ として(5)により設計を行なっているのであり，軟弱地盤でくい基礎を持つ場合

表－2　くい基礎の場合の係数 α

H_1/B_c	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

の表－２のαの値も同様に経験的なうらづけにもとずくものである。（表－２のαを用いて(5)で計算した土圧と(2)のC_eを用いて(1)で計算した土圧は比較的近い値を示す。）

このように現行設計がマーストン理論を必らずしもとり入れていないのは次のような理由によると考えられる。

1) マーストン理論そのものの仮定，構成に必らずしも納得できない点がある。

2) 理論で想定されている状況はいわば極限状態すなわち極端なケースであって現実にそのような事態が頻繁に起こることは考えにくい。

3) 理論式中に用いられる係数，特に沈下比γ_{sd}は非常に求めにくい量であってスパングラーが提唱する値の信頼性にも問題がある。

4) 従来の慣用的な土かぶり圧(5)で設計されたものに特に問題がない（ただし縦断方向の問題は別である）。

3. 高盛土の場合のカルバートの土圧の考え方

現行設計においては理論式を採用せず経験にもとずく慣用式が用いられているが，その適用範囲を土かぶり１０ｍに限っているのは大きい土かぶりの実積を十分持ちあわせていないためであり，いわば経験オ一主義をとっている設計方針からはやむを得ないと考えられるが，高盛土のカルバートに対して新しい土圧の考えかた（土かぶりを全部とらずに土圧を軽減させる）を適用するならば，そのような考えによる土圧に対して設計されたカルバートが実際に安全であることを確かめる必要があるだろう。

ただし現在の設計土圧$W=\gamma HB_c$は土かぶり高さに比例した土圧が作用するとしているが，土かぶりがある程度以上になると土圧の増加は鈍化することは容易に予想されるので，ある程度以上の土かぶりに対して設計土圧(5)を軽減させることは基本的には妥当である。マーストンの式の荷重係数C_eに(2)と(3)の２種類があるうち(2)は全土かぶりを考えた土圧をあらわし，(3)は高盛土の場合に軽減された土圧をあらわすと考えることができる。

さて，現実に設計土圧(5)を高盛土の場合にどのような形に修正するか，およびその場合の限界盛土高をいかに決めるかは大変むづかしい問題である。テルツアギがトンネル土圧で考えたような考えかたや，すでに述べたマーストンの突出条件式の(4)のような考えもあろうが，これからもわかるように，単に土かぶり高さのみで決まる問題でなく，カルバートの幅や原地盤とカルバートの沈下特性なども関係してくると考えなければならない。つまり一律に１０ｍを越える土かぶりに対して設計上の土かぶり高さを軽減していくこともできない。すでに述べたようにこの点に関しては十分なデータがないので明確な方針が出しがたいが，ここでは大胆に割り切った考えかたとして以下のように暫定的に提唱しておく。

1) カルバートまたは原地盤のいずれかに沈下の予想される場合には高盛土といえども全土かぶり高さをとって土圧を計算すべきで，土圧の軽減はすべきではない。

2) カルバートおよび原地盤のいずれも沈下のおそれのない場合土かぶりがカルバート幅の３倍程度以上（$H \geqq 3B_c$）でかつ１０ｍを越えれば，必らずしも全土かぶり高をとって土圧を計算しなくてもよいであろう。

3) その場合の土圧として，たとえば次式のような計算を行なうことも考えられよう。

$$W = \gamma H' Bc + \gamma \frac{1}{2}(H - H')Bc$$

ただし　H：カルバートの土圧に直接関係すると考えられる土かぶりの範囲（$H \fallingdotseq 3Bc$ で $H' \geqq 10m$）

4) 大きい土かぶりのカルバートで，土かぶり高さを全部とらずに土圧の軽減を考えたものについて，作用土圧の実測，カルバートの挙動観測（クラックの発生などの観測）を実施すべきである。

（土質研究室）

2－16

膨張性無収縮材入コンクリートに発生した亀裂の原因について

（51. 北陸）

（質　問）

下水処理場の水槽に膨張性無収縮材入りのコンクリートを施工したところ，立上りの部分に垂直亀裂を生じた。その原因について，材料および施工の両面より現在検討中であるが，これに対する見解を聞きたい。なお，コンクリートの品質，施工概要等は，つぎのとおり。

コンクリートの品質

設計基準強度　：２１０kg／cm²
セメントの種類：普通ポルトランドセメント
単位セメント量：２４６kg／m³
膨張混和材量　：　２５kg／m³
水セメント比　：　５６％
空　気　量　：　　４％
スランプ　　：　１２cm

施工概要

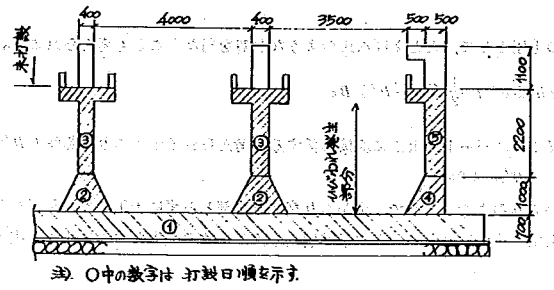
施工時期　　：夏季
打設方法　　：ポンプ打ち
締固め方法　：内部振動機使用
養生方法　　：３日間散水養生，７日目に脱型

構造概要

図－１のとおり。

ひびわれ概況

ベース上のハンチ部分および側壁部に，３m前後の間隔で鉛直方向にひびわれが発生。ひびわれ幅は 0.1 ～ 0.4㎜程度。



図－1. 水槽構造概要（断面）　　（新潟市役所）

（回　答）

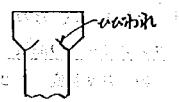
本例のような水槽側壁のほか，構造的にこれと類似する擁壁，ボックスカルバート，幅の広い壁式橋脚などにみられるひびわれについてのべる。

ひびわれの原因としては，つぎのようなものが考えられる。

1) コンクリートの沈下
2) 乾燥収縮
3) 温度変化
4) 荷重作用

(1) コンクリートの沈下によるひびわれ

打込み直後のコンクリートの沈降によって生ずるもので，図－2のように張出し部をもつ構造物などでコンクリートが沈下するのに伴ない，張出部などの上部コンクリートが型わくに支持されて自由に沈下できないために，境界部にひびわれが生ずることがある。



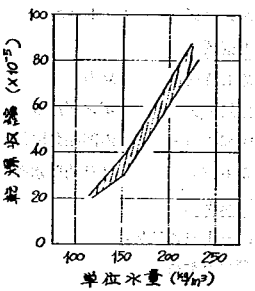
図－2　コンクリートの沈下によるひびわれの例

沈みひびわれを防止するためには，できるだけスランプの小さいコンクリートを用い，よく締固めを行なうことが必要である。鉄筋の上部などにできる沈みひびわれは，発生後にタンピングを行なって消すようにすれば害が残らない。

(2) 乾燥収縮によるひびわれ

乾燥収縮に影響をおよぼす各種要因のなかでも単位水量の影響がもっとも大きく，図－3に示すように収縮量は単位水量にほぼ比例して増加する。また，単位セメント量が多いほど，水セメント比が大きいほど，乾燥収縮量は大きくなる。従って，乾燥収縮量を小さくするには，単位水量をできるだけ少なく，またセメント量も必要最少限にとどめるのがよい。

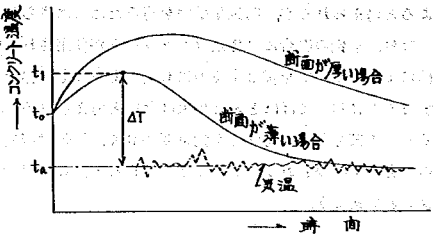
外的条件としては，温度が高いほど，また湿度が低いほど，収縮は大きくなる。初期の収縮によるひびわれを防止するには，十分な湿潤養生を行なうことが必要である。



図－3　単位水量と乾燥収縮量との関係

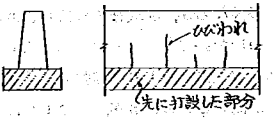
(3) 温度によるひびわれ

構造物に打込まれたコンクリートの温度は，時間とともに図－4のように変化する。水和熱により最高温度t_1に達したときから徐々に冷却されて常温t_aに戻るまでの温度差$\Delta T=t_1-t_a$に対応してコンクリートに収縮ひずみ$\varepsilon=\alpha\cdot\Delta T=\alpha(t_1-t_a)$〔$\alpha$：熱膨張係数〕が生ずるが，さきに施工されたベースコンクリートなどにより収縮が拘束されると，コンクリートに引張応力が作用し，その値がその時の引張強度を上まわるときにひびわれが生ずる。このようなひびわれは，拘束の大きい部分に生じやすい（図－5）。



図－4　コンクリート温度の変化

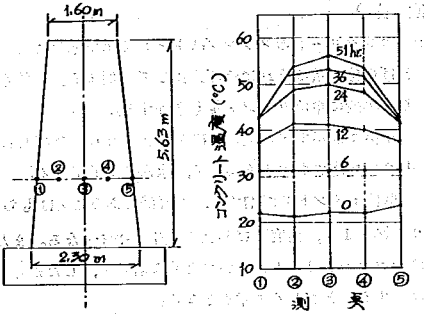
また，断面の大きな部材では表面部分と内部とで温度差を生じ，温度の低い表面部分に引張応力が生じてひびわれが入りやすい状態となる。図－6は橋脚についての実測例で，この場合実測された温度差は約13deg.であり，これに対応するひずみ約1.3×10^{-4}を通常のコンクリートの伸び能力（$0.8\sim1.6$）$\times10^{-4}$とくらべると，これだけでひびわれ発生の原因となりうることがわかる。



図－5　温度ひびわれの例

コンクリートの温度上昇や温度勾配に起因するひびわれを防止するには，単位セメント量を極力少なくしたり，マッシブな構造物では水和熱の少ないセメントを用いるなどしてコンクリートの発熱を少なくするのが有効である。

拘束による温度ひびわれを避けるには，適当な間隔に目地を設け，拘束によるひびずみを分散させるのが効果的である。



図－6　橋脚の内部温度分布実測例（土研）

(4) 荷重作用によるひびわれ

上載荷重や土圧などによる曲げひびわれ，基礎の不等沈下の影響によるせん断ひびわれなどがある。

施工途上において，一時的に設計荷重（完成後の荷重）と異なった外力を受けてひびわれを生じた例もある。各施工段階でのさまざまな構造系と，それぞれに対する荷重の組合せについてあらかじめ十分検討しておくことが必要である。

本例の場合，ひびわれの状況からみてその原因は2)または3)，あるいは2)と3)の相乗作用によると考えられるが，明確な結論を得るためにはさらに今後の調査が必要である。

なお，本例の場合には膨張コンクリートが使用されているが，膨張コンクリートは本来乾燥収縮による体積変化を補償するのに有効であっても，温度変化による収縮のように比較的急激に生ずるものに対してはほとんど効果はないと考えられる。本例の場合，ベースコンクリートに接するハンチ部分などはもっとも拘束度が高く，膨張材の効果も発揮されやすいと考えられるが，この部分にもひびわれが生じたことを考えると，この場合のひびわれは，温度ひびわれの公算が大きいといえよう。

（コンクリート研究室）

2－17

スランプのコンクリート構造物に与える影響，及びコンクリートの圧縮強度について（51. 北陸）

（質　問）

(1) マスコンクリートをポンプ施工する場合，スランプ１２～１８cmを確保するために単位水量が多くなるが，完成後の構造物に悪影響がないか。悪影響がある場合には，どのように対処すればよいか。

(2) コンクリートの圧縮強度試験用供試体の，φ15×30cmとφ10×20cmとでは，後者の方が強度が高いといわれるが，どのように考えればよいか。

（新潟市役所）

（回　答）

(1) コンクリートのスランプは主として単位水量によって支配され，スランプを大きくしようとすれば単位水量はそれにほぼ比例して増加する。単位水量が増せば，水セメント比を変えないかぎり必然的に単位セメント量も増加する。

単位水量が増すと乾燥収縮が大きくなり，ひびわれなどの欠陥を生じやすくなる。また，施工中の材料分離が大きくなって，水密性も低下する。

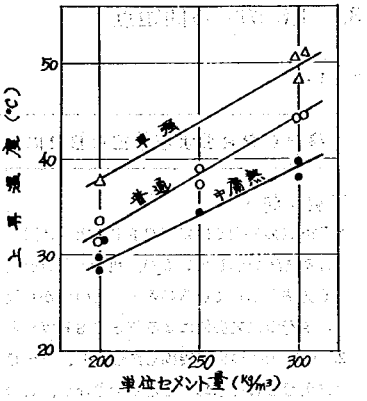
単位セメント量が増すと，不経済であることはもちろん，セメントの水和による発熱が多くなり（図－１），温度ひびわれが発生しやすくなる。また，乾燥収縮も大きくなる。このような弊害はマスコンクリートにおいてとくに著しく，したがってマスコンクリートでは単位水量を極力少なくすることがとくに重要となる。

ポンプ施工は，最近とかく安易に使われすぎるきらいがあるが，上記のようなことから，マスコンククリートの施工にはポンプの使用を避け，他の施工法を採用すべきものといえよう。

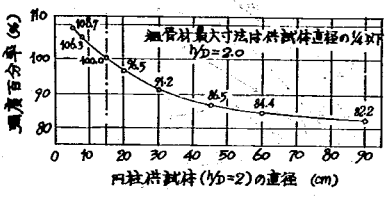
なお，これは現在におけるコンクリートポンプの性能を前提にしてのことで，将来は，さらに最大寸法の大きな骨材を用いたコンクリートや硬ねりのコンクリートの輸送にも適用しうるように，コンクリートポンプの性能改善をはかる必要があろう。

(2) 高さと直径の比が2.0の円柱供試体における，供試体の大きさと強度との関係については，アメリカ開拓局が示した図－2のような関係があり，これによればφ10×20cm の方がφ15×30cm よりも数パーセント強度が大きく出ることになる。

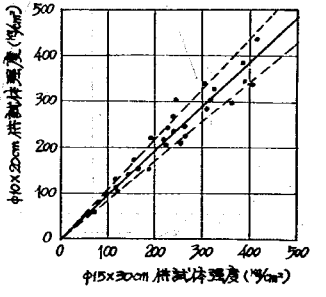
しかし，国内での試験結果（図－3）には両者の強度はほとんど同一とみなしうるものもあって，総体的にみて両者の強度差は明確でない。従って，φ15×30cmとφ10×20cmでは強度は同一とみなしてよい。



図－1 単位セメント量と上昇温度との関係(土研)



図－2 φ15×30cm供試体の強度に対する強度比（アメリカ開拓局）



図－3 φ15×30cm供試体強度とφ10×20cm供試体強度との関係（笠井）

（コンクリート研究室）

3. 土に関する問題点

3－1

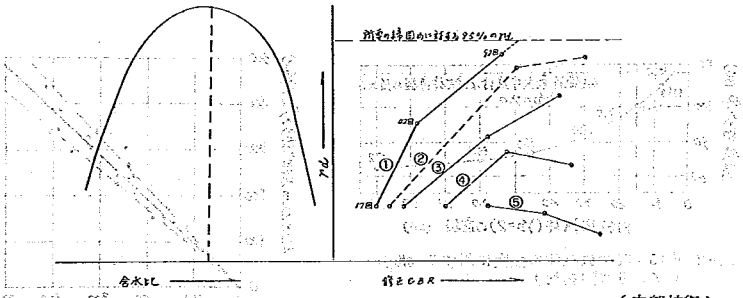
設計ＣＢＲおよび修正ＣＢＲについて　（49、中部）

（質　問）

1. 旧舗装要綱では修正ＣＢＲ（突固め回数５５回、２５回、１０回）の値から設計ＣＢＲを求める方法を示しているが、現行の舗装要綱では修正ＣＢＲ（９２回、４２回、１２回）を求める方法を示しているのみで、この値から設計ＣＢＲを求める方法を示していない。

　現行の舗装要綱による修正ＣＢＲ値から設計ＣＢＲを求める方法はないだろうか。

2. 粘性土について突固め試験をし、修正ＣＢＲを求めようとしたら次図のような結果となって修正ＣＢＲを求めることができない、このような場合はどのようにして修正ＣＢＲを求めたらよいか御教示願いたい。

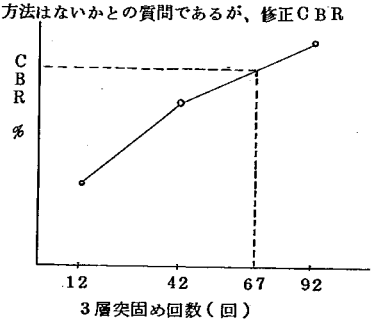


（中部技術）

（回　答）

第１の質問は修正ＣＢＲから設計ＣＢＲを求める方法はないかとの質問であるが、修正ＣＢＲは最適含水比における９５％締固め度に相当するＣＢＲで、主として路盤の材料の特性を示すのに対し、設計ＣＢＲは、舗装厚の設計のため路床の自然含水比におけるＣＢＲより求めるものであるから、あくまでも、舗装要綱に規定する方法により直接に設計ＣＢＲを求めるのが望ましい。

何らかの理由により修正ＣＢＲから設計ＣＢＲを求めなくてはならないときは、３層突固め回数とＣＢＲとの関係を右図のようにプロットし、３



層６７回に相当するＣＢＲの値を内挿によって求める方法が考えられる。但し、これは自然含水比と最適含水比が近いときにのみ適用できる。

第２の質問は、粘性上の最適含水比を求め、その含水比によって３層９２回の突固め回数によって乾燥密度を求めたところ、含水比一乾燥密度のグラフから推定された最大乾燥密度の９５％よりも下まわって修正ＣＢＲが求まらない場合の処置についての疑問である。

粘性土のように乱されると強度特性が大きく低下するものや自然含水比が最適含水比より一般に高いものを路盤材料として使うことは少し疑問が残るが、上記のような現象は、最適含水比を求めるときの試験条件と修正ＣＢＲを求めるときの試験条件に何らかの差異があったと考えられるので、原因を除去した上で再試験の必要がある。この場合、最大乾燥密度が得られると思われる付近の含水比変化を小さくして、試験をすれば、比較的正確に最適含水比が得られると思われる。

（舗装研究室）

3－2

土質試験法の内液性限界及び塑性限界試験方法について（49. 中部）

（質　問）

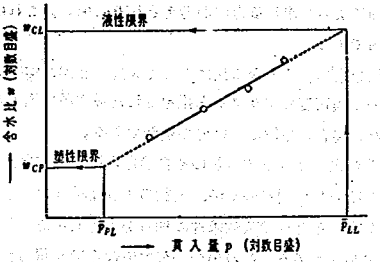
現在おこなわれている試験方法において個人差が起こりやすいので、自動測定装置手法について教示されたい。なお、現在自動測置としてコーン試験装置があるが、この試験機の信用度についても教示されたい。（愛知県）

（回　答）

土質試験の自動化の必要性の１つとしては、指摘のとおり個人差をなくすということと、もう１つは自動化による省力化により手間を省くということがあげられる。しかし、土質試験を自動化する場合に、試験方法そのものを変えて新しい試験方法にし、自動化にする場合と、試験方法を変えず計測方法を自動化する場合とがある。後者の方法として一軸圧縮試験や圧密試験などの計測を自動化にし、省力化をはかっている方法がある。また前者の場合として、カルシュームカーバイトや赤外線などを利用した含水比の測定や御指摘のようなコーン試験を利用したコンシステンシー試験などがある。このような試験の場合、従来の試験方法の適合性が問題となる。すなわち、試験方法が異なると同一条件の土質状態で試験を行なっても得られる値は異なってくる。従って、従来の試験と新しい試験方法との間の相関性を検討しておくことが必要となる。

次に、コーン試験装置によるコンシステンシー試験について述べることにする。

フォールコーン法による液性、塑性両限界の測定方法について検討したものに次の様な報告がある。



図－1 測定法の概念

表－2 相関係数

	コーン重量 (gr)	相関係数
w_{LL} と w_{CL}	100	0.988
	200	0.990
	300	0.968
	100糸	0.987
w_{PL} と w_{CP}	100	0.857
	200	0.818
	300	0.826

いま、$\overline{P_{LL}}$、$\overline{P_{PL}}$を液性、塑性の両限界に対する標準貫入量とするとき、二つの限界は図－1のようにして決定される。これらの二つの貫入量は、ＪＩＳ法で定まる限界（W_{LL}、W_{PL}）にできるだけ一致する量であることが望ましい。表－1は北郷らが実験結果に基づき決定した標準貫入量の値を示したものである。表－1から、かりにフォールコーン法による液性限界W_{CL}および同法による塑性限界W_{CP}を決めるとするならば、コーン重量２００gr の場合、基準貫入量は液性限界に対して１５mm弱、塑性限界に対して２mm前後になる。

表－2はフォールコーン測定法から求めた液性限界W_{CL}と塑性限界W_{CP}の信頼性を示す相関係数を示したものである。表－2において相関係数が1に近いほど、フォールコーンによる測定法の信頼度は高いと言える。すなわち、すべての試料について$W_{LL}=W_{CL}$であり、$W_{PL}=W_{CP}$であれば相関係数は1となるから、フォールコーン測定法はＪＩＳ法とまったく同じ結果になる。表－2から両者の相関性は高いと言える。以上のことから、北郷らはフォールコーン法による液性、塑性同時測定法によれば、液性限界はまず間違いなく決定することができるが、塑性限界についてはまだ完全とは言えないところがあるので、データの積み重ねが必要であると述べている。

フォールコーン測定法は、液性限界および塑性限界を決定するうえに、ＪＩＳ法に比べて簡単でしかも合理的な方法であると考えられるが、現在のところＪＩＳ法にかわって行なう試験法にまで至っていない。従って、今後もっと違った土質について全国的調査し、データを積み重ね、規格化する必要があると思われる。

（土質研究室）

表－1 基準貫入量

項目		コーン重量 (gr)	全体の平均 (mm)	標準偏差 (mm)	すてた観測値数 (28コのうち)	基準貫入量 (mm)
液性限界	$\overline{P_{LL}}$	100	11.14	2.04	7	10.6
		200	14.73	1.99	6	14.6
		300	17.30	2.23	7	17.6
塑性限界	$\overline{P_{PL}}$	100	1.28	0.56	4	1.1
		200	2.10	0.97	7	1.8
		300	2.63	1.13	4	2.3

（参考文献）

1）北郷："液性限界測定法に関する実験"、土と基礎、Vol.13，No.9，1965

2）北郷、益田、佐野："液性限界測定法に関する実験的研究（第3報）"、土と基礎、Vol.15，No.12，1967

3）北郷、益田："液性限界測定法に関する実験的研究（第4報）"、土と基礎、Vol.17，No.9，1969

4）北郷、佐藤："液性塑性両限界の同時測定法に関する研究（第5報）"、土と基礎、Vol.18，No.6，1970

5）鈴木輝之："フォールコーン法による液性塑性両限界の同時測定（第2報）"、第29回土木学会年報、昭和49年

3－3

地辷り地帯における土塊を盛土材に利用した場合の工法について

（50. 中国）

（質　問）

地辷りの土塊を排除して地辷りの動きを止め，さらにその排土により土地造成をすれば一石二鳥となるが地辷り地の土塊は当然，土質が盛土に不適であるため，なんらかの対策をしないと二次地辷りの危険がある。このためにサンドマット工法や地中擁壁工法等が考えられるが，これらの事における設計施工上の留意点を教示願いたい。（山口県）

（回　答）

盛土する場合，普通の土であればのり面標準のり配から盛土のこう配を決定し，施工すれば崩壊を起こすケースは少ないと考えられる。しかし，盛土材料となる土の含水比が高く，とくにせん断強度が弱い土の場合には，施工中の自重による盛土内の過剰間隙水圧の増大や施工後の降雨の浸透による土のせん断抵抗力の低下にともない盛土が崩壊することがある。したがって，このような土を盛土材料に使用する場合は，土質試験を行ない土のせん断特性を明らかにしたうえで，有効応力法にもとづく円弧すべりによる安定計算を行ない，盛土の安定性を確めておく必要がある。そして，安全率が下まわる場合にはつぎに示すような対策を検討する。

(1) のりこう配をゆるくし，盛土の安定性をはかる。

(2) 土質改良を行なって土を強化する。

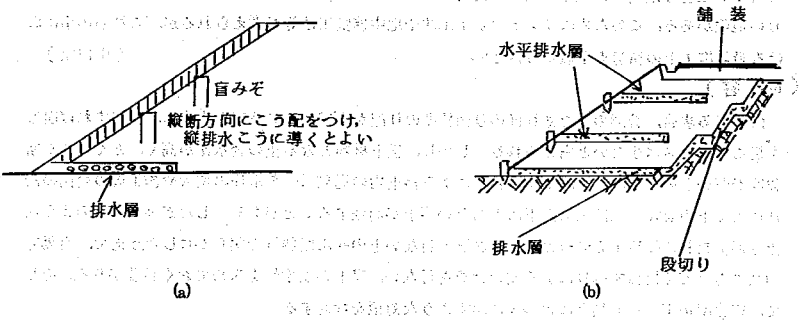
(3) 盛土内の過剰間隙水圧や浸透水の影響を少なくするための排水こうを設ける。

(4) 土留め擁壁などの構造物により盛土の安定をはかる。

対策工法の決定にあたっては，土質，工費，工期および現場の条件などを考慮して最も適切な工法を選定すべきである。一般に(4)の土留め擁壁などの構造物による方法は，工法的に他のものに比べて費用がかさむので，のり長が長く，したがって用地の面からこう配をきつくする必要がある場

合に用いられる。擁壁としてはコンクリートによる重力式擁壁やブロック積擁壁などのほかに，質問にあるようなわく擁壁などがある。擁壁の設計施工にあたっては，土圧による転倒，すべり出し，および沈下に対して安全であるように設計するとともに，背面土の排水不良によって擁壁が損傷を被むる場合もあるので，裏込の材の選定およびその施工に十分注意する必要がある。また，プレキャストの鉄筋コンクリートでわくを組み，その中に砂レキや石を詰めて作るわく擁壁の場合，急速施工ができ，不等沈下に対する調整が容易なこと，ならびに土圧に対してもある程度の有効性をもっていることから質問にもあるように適切な工法であると考えられるが，大きな力が作用する場合には，わくの継ぎ目部分が壊われる場合があるので注意を要する。したがって，大きな力を受けもたす場合には現場打ちのしっかりしたものにすべきである。

先にのべたように，擁壁などによる構造物は工法的に費用がかさむので，(1)と(3)の対策工法を併用した方法が最も望ましい工法である。すなわち，安定なのりこう配を決定し，地表水や浸透水などの作用によるのりすべりを防止するために，盛土の表面および盛土内に排水こうを設ける方法である。表面水を排除する排水施設には，のり肩に設けるのり肩排水こう，小段に設ける小段排水こうおよびのり肩排水こうや小段排水こうからの水をのり尻の適当な水路に導く縦排水こうなどがある。また，盛土内の排水こうとしては，盛土内の浸透水を排除したり，また間隙水圧を低下させる目的で盛土内に砂の排水層を挿入する方法や図－1の(a)に示すようなのりすべりを起こすおそれのある個所に盲みぞなどを設け，浸透水を排除する工法などがある。この他，地山からの浸透水が



図－1　盛土内の排水こうの例

ある場合には図－1の(b)に示すような段切りをし，そこに排水層を設計したり，あるいはのり尻を空石積にしたり，砂れきにより置き換えたりして補強と排水を併用した対策を行なう方法がある。いづれにしても，盛土の安定性は降雨などの浸透水に著しく影響されるので，排水には十分注意して設計，施工する必要がある。特に，排水施設の施工にあたっては，その施工が悪いと逆の影響を及ぼす結果にもなりかねないので注意を要する。なお，盛土の締固めを十分行なう必要があること

はいうまでもない。このような対策工を設けても盛土の安定性を保つことができない場合には(2)の土質改良を行なう。土質改良を行なう方法としては，強制乾燥をしたり，セメントや石灰などの添加材を混合することが考えられるが，これらの工法の決定にあたってはその施工性，経済性ならびに効果を十分検討したうえで決める必要がある。（土質研究室長）

3－4

岩質の判定について（50．中国）

（質　問）

岩掘削において，岩質の判定は，共通仕様書，土工指針等参考に現地で監督職員が判定するが，抽象的な表現が多いため，岩質判定がむづかしく，また，判定者の主観による差異が生じることがある。この様な事より統一的にまた比較的簡単に現地で岩判定が行なえる様な手法を教示願いたい。

（松江国道）

（回　答）

岩質の判定については現在共通仕様書，道路土工指針等によっており，軟岩Ⅰ～硬岩Ⅱまでの5段階に分類している。岩盤の分類方法としてはこのほか土工用として日本道路公団分類（表－1），機械施工指針（道路協会未公刊）の分類（案）（表－2）があり，ダム基礎岩盤用として岡本の分類（表－3），田中の分類（表－4）等があり，トンネル用としてはトンネル便覧分類（表－5）池田の分類（表－6）等がある。

このように岩盤の分類は岩を取扱う対象物によって，それぞれ最も適した分類法を用いているのが現状である。そのため土質工学会分類（表－7）のように普遍的に用いられるようなものも出てきている。

これらの分類から判るように，岩質の分類は主として岩片の強度や岩盤中の割目の状態によって分類しており，それが共通仕様書や表－4の分類のように定性的表現をとるか，或いは表－7のように定量的表現をとるか，表－3のように中間的表現を取るかによっている。分類の基本としては表－7のように定量的に行なう方が個人差がなくてどの現場でも比較できるが，一方，分類が多くなる。各区分線の妥当性および同一分類内に入っても岩種による違いなど多くの問題点があり，従って現場で比較的簡単に行なうには定性的表現が用いられている。

道路土工としての岩掘削のための岩質判定は，ブルドーザー排土板掘削，リッパー掘削，火薬による掘削を考慮に入れなければならないが，リッパー掘削限界にしてもブルドーザーの能力，リッパ本数，オペレーターの能力等によって変わってくる。現在一般的にいわれているリッパー掘削限界は図－1のようであり，ブルドーザー掘削領域を土砂，リッパー掘削領域を軟岩，火薬掘削領域を硬岩とすると，弾性波速度による岩区分は図－2のように行なわれている。また岩盤中の割目の頻度すなわち亀裂係数による岩区分として図－3が提唱され，さらにボーリングコア中の棒状コアの長さの割合，すなわちＲＯＤによっても岩分類が試みられている。

このように現場で簡単に岩質を判定するためには定性的表現しかとれないし，また広く統一的に行なおうとすると簡単に判定できなくなる。そこでできるだけ統一的に比較的簡単に行なうには現状としては弾性波探査による方法が最も適切であろう。現場で弾性波探査を実施しない場合は表－3のように割目の頻度と岩片の硬さを各現場にあわせて組合せて行なうのが適切であろう。岩盤中の割目の状態と岩分類の関係は実態調査の結果（約1,300個所）によると図－4に示すようになっており，これも岩分類を行なう上でも参考になるであろう。また，ハンマーの打撃による岩片の強度の推定はハンマーで軽くくずせるものは一軸圧縮度で２００㎏以下，強打1回で破壊するもの５００㎏以下，ハンマーで火花がでる程度のもの７～８００㎏以上が目安となろう。

（地質研究室）

表１　岩質の分類（日本道路公団）

積算上の分類	岩　　種	岩　質　の　程　度	弾性波伝播速度（参考）（Km／sec）
硬　岩　A	集塊岩，片麻石，石灰岩，硬砂岩，頁岩，砂岩，礫岩，安山岩，玢岩，粘板岩，角岩，玄武岩，緻密岩，凝灰岩	炭質で堅く固結したもの，岩石自体変質せず大きい亀裂（１０cm～５０cm程度）のあるもので，大ハンマーで数回叩いて辛うじて割れる程度のもの	参考として2.5～3.5程度
硬　岩　B	花崗石，千枚岩，閃緑岩，玢岩，安山岩，玄武岩，砂岩，角岩，硬砂岩	新鮮堅岩，亀裂が少なく密着したもので岩質が最も堅いもの，大ハンマーで数回叩いても辛うじて割れるかまたははね返って容易に割れないもの。	参考として3.5～6程度
硬　岩　C	溶　　岩		
軟　岩　A	石墨片岩，砂岩，凝灰岩，蛇紋岩，花崗岩，集塊岩，片麻岩，緑泥片岩，粘板岩，閃緑岩，安山岩，緻密岩	風化が進み，多少の変色も伴い，亀裂が発達し（間隔１０cm以下程度）ハンマーで叩いて自に沿って割れるもの。	参考として2.5程度以下
軟　岩　B	土　　丹		参考として１～３程度

表 2

機械施工のための岩・土質の分類

区分	名称	統一分類との比較	説明	
岩	硬岩	硬岩	キレツがまたくないか，少ないもの，密着のよいもの	地山弾性波 3000以上
	中硬岩	岩盤 中硬岩	風化のあまり進んでないもの，キレツ間隔30～50cm	〃 2000～4000
	軟岩	風土岩 軟岩ボルダー	固結の程度のよい第4紀層から風化の進んだ第3紀層前後のもの，リッパ掘削できるもの	〃 700～3,000
	岩塊・玉石	コブル	粒径 7.5cm～30cmで20～50cmのものが混入している。かさばつで，バケットに入にくく空ゲキを多く生じるようなもの。	玉石まじり土 起砕岩 ごろごろした河床
	レキまじり土	レキ・レキ質土	レキ分の混入があつて掘削時能率が低下するが，バケットを山盛り形状にしやすく，トラフィカビリティが問題にならないもの。	レキの多い普通土 砕石 がいすい
	砕	砂	掘削が容易でトラフィカビリティが問題にならないもの。バケット等に山盛り形状になりにくいもの。	単粒度の砂 海岸，砂丘の砂 細粒分ない切砕 シラス
	普通土	砕質土，シルト，火山灰粘土	容易に掘削できてバケットを山盛形状にでき，空ゲキが少ないもの。粒度分布がよくてトラフィカビリティが問題にならないもの。	一般の土，砂質土 マサ土 かわいたローム
	粘性土	シルト 粘性度	掘削は容易だが，バケット等に付着しやすく空ゲキが多い状態になりやすいもの。トラフィカビリティが問題になるもの。	粘性土 シルト
	高含水比粘土	シルト，粘性土，火山灰質粘土	バケットに山盛り形状とできず特にトラフイカビリテイが悪く，オーバコンパクションを起しやすいもの。	しめつたローム
	（有機質土）	有機質土 高有機質土		

表 3　岡本・安江による組合せ形式の岩盤分類 (1966)

(a) 岩盤の区分基準

(a) 下筌ダム（花崗岩・安山岩の例）			(b) 笹花ダム（凝灰角礫岩の例）		
区分要素	区分	内容	区分要素	区分	内容
岩塊の硬さ	A	堅硬(1)	硬さ	A	堅硬
	B	一部堅硬，一部軟質，全体にやや軟質(2)		B	中程度あるいは硬軟が入り混じる
	C	軟質(3)		C	軟質
割れ目の間隔	I	50 cm 以上	割れ目の間隔(4)	I	50 cm 以上
	II	50 cm～15 cm		II	50 cm～15 cm
	III	15 cm 以下		III	15 cm 以下
割れ目の状態	a	密着	角礫の量比(5)	a	50%以上
	b	開口状		b	50～20%
	c	粘土をはさむ		c	20%以下

(注) (1) ハンマーで火花が出る程度
(2) ハンマーで強打して1回で割れる程度
(3) ハンマーでくずせる程度
(4) ここでの数値は一例であり，現場条件で異なる
(5) 経験 1 m² 中の面積比

(b) 岩盤の評価（下筌ダム）

評価区分	評価	組区分の組合せ
(A)	良好	AIa, AIb, BIa, BIb
(B)	やや良好	AIc, AIIa, AIIb, BIc, BIIa, BIIb, CIa
(C)	やや不良	AIIc, CIb, CIc, CIIa, CIIb
(D)	不良	残りの組合せ

表 4　ダム基礎岩盤分類基準 (田中)

名称	特徴
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化，変質を受けていない。キレツ，節理はよく密着し，それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した（たとえ 1 mm でも）キレツあるいは節理はなく，よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化，変質が見られる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
C_H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。 一般に褐鉄鉱などに汚染せられ，節理あるいはキレツの間の粘着力はわずかに減少しており，ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し，剝脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す。
C_M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており，岩質も多少軟らかくなっている。 節理あるいはキレツの間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって，割れ目に沿って岩塊が剝脱し，剝脱面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
C_L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。 節理あるいはキレツの間の粘着力は減少しており，ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し，剝脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。
D	岩石鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。 節理あるいはキレツの間の粘着力はほとんどなく，ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剝脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。

表5　地山分類（トンネル便覧）

地山区分	岩石区分(注)	弾性波速度 (km/sec) 1 2 3 4 5 6	岩質判定基準 地質状態	ボーリングコアの状態	ハンマーの打撃による岩の割れ方	キレツの間隔および状態
A	a		(1) 岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので大塊状を呈し，層相変化が少く，割れ目がほとんどないもの。	コア採取率は殆ね90%以上で完全な柱状を呈し，細片は殆んど含まない状態のもの。	ハンマーがはね返る。強くたたくとかろうじて新鮮な面で割れる。	50cm以上 少ない あっても密着。
	b					
	c					
	d					
B	a		(1) 岩質はかなり堅硬であっても風化作用のため，変質した傾向がみられるもの。キレツには粘性土をはさまない。 (2) 岩質は堅硬であるが薄い層状をなす岩で層理あるいは片理が認められ，その面に沿って割れ易いもの。	コア採取率は殆ね70%以上で完全な柱状を示さないものを有し，多少の細片を含む。コアの大半が1ほ5cm以上のものが取れる状態のもの。	ハンマーで強くたたけば割れるが，ほとんどがキレツあるいは層理などに沿って比較的大きく割れる。	10~50cm 開口のこともあるがキレツ面に粘土をはさまない。
	b					
	c					
	d					
C	a		(1) 風化作用を受けて岩石に変質をおこしているもの。 (2) 岩質は比較的堅硬であってもキレツが多く小規模を呈しているもの。キレツは薄い粘性土をはさむ。 (3) 層理や片理の顕著な岩で，非常に除く割れ易い性質のもの。	コア採取率は殆ね40~70%で，キレツが多く，またくだけ易いために小さくなり5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。岩石区分c,dのものではコア採取率100%の柱状コアがとれる。	ハンマーで容易に割れる。比較的キレツ面などに沿って小片に割れ，むしろキレツ以外の面で割れることが困難である。	2~10cm キレツ間に粘土をはさむことが多い。
	b					
	c					
	d					
D	a		(1) 著しい風化変質作用を受け，中には多少硬い部分も残っているが，一部はすでに土壌化した部分がみられるもの。割れ目が極めて多いものでキレツ以外の部分からでも容易に割ることができる程度のもの。 (2) 粘土化のあまり進んでいない破砕帯で，粘性土と細片状の岩片の混合した状態になっている時にはいくぶん硬いところも含まれているもの。 (3) 土砂，崖錐地帯はど。	コア採取率は低下し，殆ね40%以下となることが多く，コアは細片となるが，時には角礫混り砂状あるいは粘土状となるもの。	ハンマーで容易に割れる。岩はもろく，指先で容易に割れる。キレツ面以外でも容易に割れることができる。	キレツの存在がはっきりしなくなる。
	b					
	c					
	d					
E	a		(1) 著しい圧力を受けるようなかなり幅を有する断層破砕帯や大きな崖錐地帯など。	粘性土でなければコアの採取は困難である。		

(注) a；変成岩（千枚岩，片岩，片麻岩，ホルンフェルス等）
深成岩（はんれい岩，かんらん岩等）
中古生層（粘板岩，砂岩，礫岩，凝灰岩，石灰岩，硅岩，輝緑凝灰岩等）

b；火山岩（流紋岩，石英粗面岩，安山岩，玄武岩等）
脈　岩（斑岩，ひん岩，輝緑岩等）
深成岩（花崗岩，閃緑岩等）

c；第三紀層（頁岩，砂岩，礫岩，石灰岩，凝灰岩，角礫凝灰岩，集塊岩等）

d；第四紀層（粘土，シルト，砂礫，火山灰，崖錐層等）

表 6　(a) 岩盤強度分類（池田，1969）

分類	岩質 A	B	C	D	E	F	良好の程度	備考
1	>5.0		>4.8	>4.2			良	1) 切端に湧水がついて回るようであれば分類を1段階落とす。
2	5.0～4.4		4.8～4.2	4.2～3.6				
3	4.6～4.0	4.8～4.2	4.4～3.8	3.8～3.2	>2.6		中	2) 膨張性岩石（蛇紋岩，変朽安山岩，石墨片岩，泥岩，凝灰岩，温泉余土）は速度値にとらわれず特として考える。この場合は速度は4.0kg/secより小さく，ポアソン比は0.3より大きい。
4	4.2～3.6	4.4～3.8	4.0～3.4	3.4～2.8	2.6～2.0			
5	3.8～3.2	4.0～3.4	3.6～3.0	3.0～2.4	2.2～1.6	1.8～1.2	不良	3) 風化岩でポアソン比が0.3より小さい場合は分類を1～2段階あげる。
6	<3.4	<3.6	<3.2	<2.6	<1.8	1.4～0.8		
7					<1.4	<1.0		

〔注〕 1) 1～7は岩盤強度分類の大きさの順次である。
2) 数値は弾性波速度（km/sec）を示す。

(b) 記号説明

岩質	岩石名
A	(イ) 古生層 中生層 {粘板岩，砂岩，礫岩，チャート 石灰岩，輝緑凝灰岩など (ロ) 深成岩 {花崗岩，花崗閃緑岩 閃緑岩，斑糖岩など (ハ) 半深成岩 {斑岩，花崗斑岩，湯岩 輝緑岩，蛇紋岩など (ニ) 火山岩の一部 {玄武岩，中生代の流紋岩など (ホ) 変成岩（結晶片岩，千枚岩，片麻岩，ホルンフェルスなど）
B	(イ) 剥理の著しい変成岩　(ロ) 剥層理の発達した古生層，中生層
C	(イ) 中生層の一部（頁岩，砂岩，凝灰角礫岩など）　(ロ) 火山岩（流紋岩，安山岩など） (ハ) 古第三紀層の一部（珪化頁岩，珪化砂岩，火山岩質凝灰岩など）
D	古第三紀層～新第三紀層 {泥岩，頁岩，砂岩，礫岩，凝灰岩，凝灰角礫岩，凝灰熔岩など
E	新第三紀層～洪積層 {泥岩，シルト岩，砂岩，砂礫岩，凝灰岩，段丘，崖錐，火山噴出物など
F	洪積層～沖積層 {粘土，シルト，砂，砂礫，火山噴出物，ローム，扇状堆積物，崖錐，段丘など

(c) 岩盤強度分類と地質状況

番号	岩質	岩盤の地質状況 キレツ・風化・破砕・固結程度	静岩盤圧縮強さ (kg/cm²)	静岩盤引張強さ (kg/cm²)	岩盤ポアソン比	塑性地圧	地圧 (kg/cm²) 単線	地圧 (kg/cm²) 複線
1	A C D	マッシブで硬い	>1 000	>100	<0.2	作用せず	<0.2	<0.25
2	A	硬く，キレツ間隔 50~100 cm	500~1 400	50~140	0.14~0.26	〃	0.15~0.32	0.2~0.40
	C D	硬く，キレツ少ない						
3	A B	破砕質，所々小断層をはさむキレツ多いなど	200~800	20~80	0.2~0.33	ときに作用することがある	0.25~0.48	0.22~0.60
	C	キレツ間隔 30~70cm ときに所々小断層をはさむ						
	D	中硬~軟岩で，キレツ少ない						
	E	一様にマッシブで軟岩						
4	A B	破砕帯，あるいはキレツ非常に多く風化帯	50~500	5~50	0.26~0.38	多くの場合作用する	0.40~0.80	0.50~0.90
	C	非常にキレツ多いか破砕帯あるいは小断層多い，または軟岩						
	D	破砕質が軟岩，あるいは風化してキレツ多い						
	E	軟岩か固結程度悪い	20~300	3~30				
5	A B	破砕帯，または風化はなはだしい	<200	<20	0.32~0.44	〃	0.60~1.50	0.70~2.0
	C	破砕帯あるいは小断層多いあるいは風化著しい						
	D	破砕帯，あるいは軟岩あるいは風化中						
	E	軟岩か固結程度悪い						
	F	〃	<80	<12				
6	A B C	破砕帯が風化はなはだしい	<50	<8	0.38~0.50	〃	>1.0	>1.2
	D E	破砕帯あるいは軟岩あるいは固結程度悪い，あるいは風化	<30	<6				
	F	固結程度悪い，あるいは風化	<20	<4				
7		固結程度非常に悪い	<10	<3	0.44~0.50	〃	〃	〃

表—7. (a) 岩の分類表

(1) 分類表

第1分類記号 ＼ 第2分類記号	A	B	C	D	E	F
H_1	H_1A	H_1B	H_1C	H_1D	H_1E	H_1F
H_2	H_2A	H_2B	H_2C	H_2D	H_2E	H_2F
H_3	H_3A	H_3B	H_3C	H_3D	H_3E	H_3F
H_4	H_4A	H_4B	H_4C	H_4D	H_4E	H_4F
H_5	H_5A	H_5B	H_5C	H_5D	H_5E	H_5F
S_1	S_1A	S_1B	S_1C	S_1D	S_1E	S_1F
S_2	S_2A	S_2B	S_2C	S_2D	S_2E	S_2F
S_3	S_3A	S_3B	S_3C	S_3D	S_3E	S_3F

(2) 簡分類表

第1分類記号 ＼ 第2分類記号	a	b	c	d	e
V_1	V_1a	V_1b	V_1c	V_1d	V_1e
V_2	V_2a	V_2b	V_2c	V_2d	V_2e
V_3	V_3a	V_3b	V_3c	V_3d	—
V_4	V_4a	V_4b	V_4c	—	—
V_5	V_5a	V_5b	—	—	—

表—7. (b) 岩の分類表の記号説明

(1) 分類表の記号説明

記号		記述	一般的名称
第1記号（圧縮強さ特性など）	H_1	平均一軸圧縮強さが 1 000 kg/cm² 以上である。	硬岩
	H_2	平均一軸圧縮強さが 500~1 000 kg/cm² である。	〃
	H_3	〃 100~500 〃	軟硬岩
	H_4	平均一軸圧縮強さが 100~500 kg/cm² の凝灰性岩である。	凝灰性軟硬岩
	H_5	異方性岩（片岩など）で，平均一軸圧縮強さが 100~500 kg/cm² である。	異方性軟硬岩
	S_1	最大一軸圧縮強さが 10~100 kg/cm² の砂質岩である（風化花崗岩を含む）	砂質軟岩
	S_2	〃 〃 の粘土質岩である。	粘土質軟岩
	S_3	〃 〃 の膨潤性岩である。	膨潤性軟岩
第2記号（平均キレツ間隔など）	A	平均キレツ間隔が 90 cm 以上である。	
	B	平均キレツ間隔が 30~90 cm である。	
	C	平均キレツ間隔が 10~30 cm でキレツ間充てん物がない。	
	D	平均キレツ間隔が 10~30 cm でキレツ間充てん物がある。	
	E	平均キレツ間隔が 10 cm 以下でありキレツ間充てん物がない。	
	F	平均キレツ間隔が 10 cm 以下でありキレツ間充てん物がある。	

(2) 簡分類表の記号説明

記号		記述
第1記号	V_1	供試体弾性波速度が 5 km/sec 以上である。
	V_2	〃 4~5 km/sec である。
	V_3	〃 3~4 km/sec である。
	V_4	〃 2~3 km/sec である。
	V_5	〃 2 km/sec 以下である。
第2記号	a	地山弾性波速度が供試体速度の 80% 以上である。
	b	〃 70~80% である。
	c	〃 60~70% である。
	d	〃 50~60% である。
	e	〃 50% 以下である。

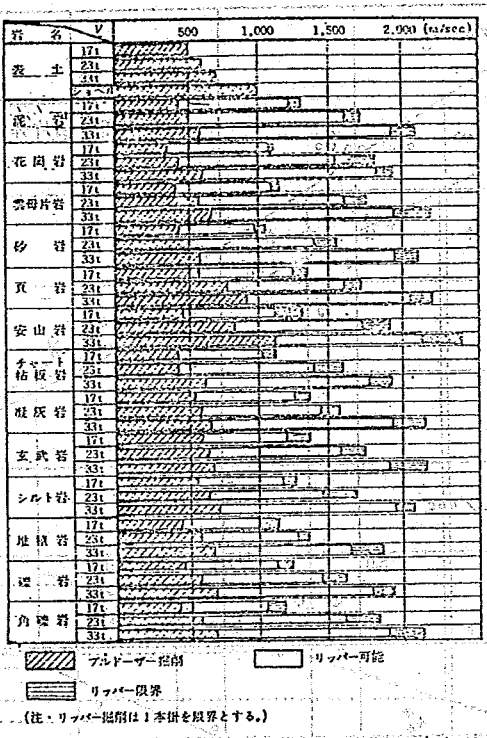
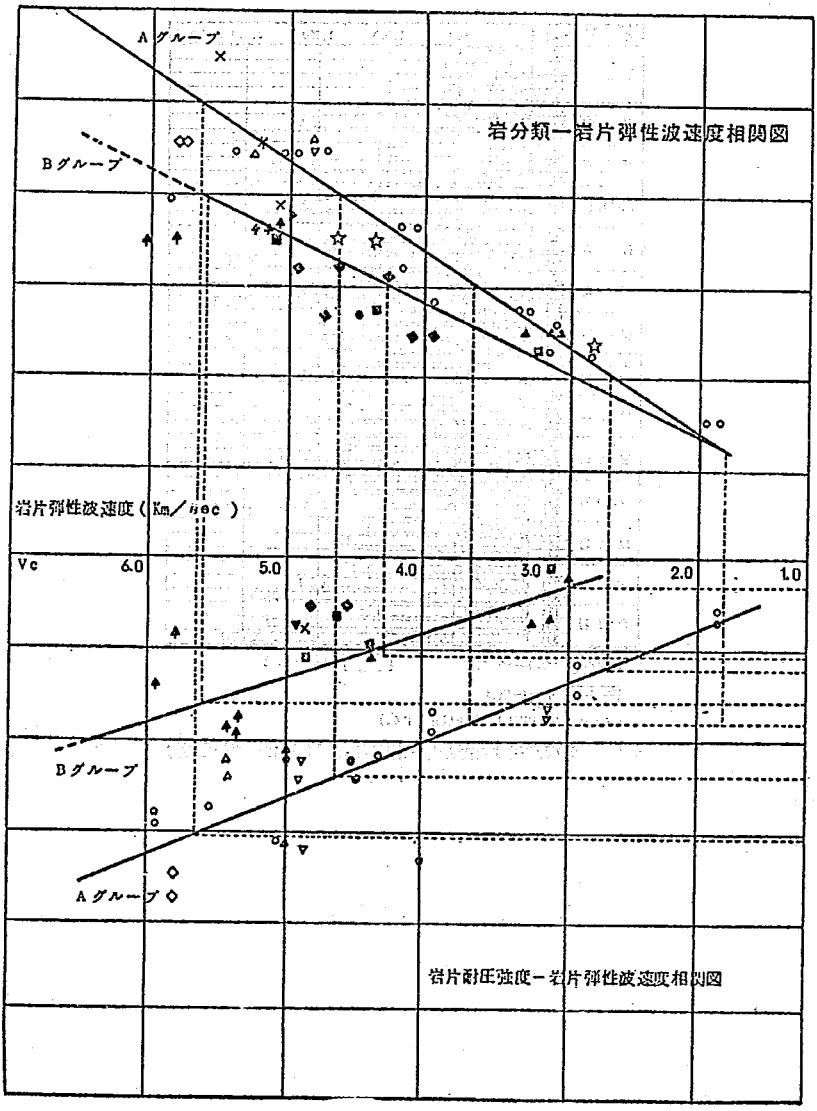
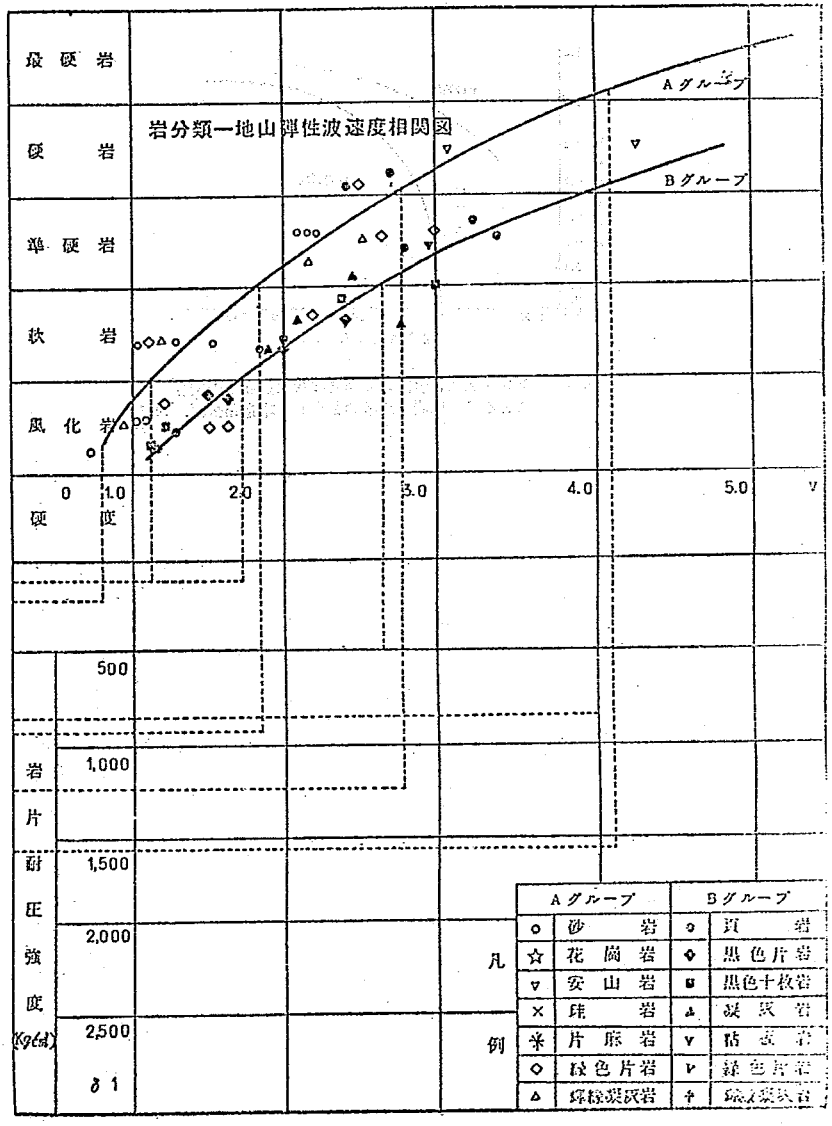


図 1　岩種別速度と掘削機械作業能力図（東北技術事務所）

図 2　岩分類、地山弾性速度、岩片弾性波速度、岩片耐圧強度相関図




岩分類ー地山彈性波速度相関図
最硬岩
硬岩
軟岩
風化岩
Aグループ
Bグループ
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
V
硬度
500
1,000
1,500
2,000
2,500
δ 1
岩片
耐圧強度
(kg/cm²)
凡例
Aグループ
○ 砂岩
☆ 花崗岩
▽ 安山岩
× 珪岩
米 片麻岩
◇ 緑色片岩
△ 緑泥凝灰岩
Bグループ
● 頁岩
◆ 黒色片岩
■ 黒色千枚岩
▲ 凝灰岩
▼ 粘板岩
▼ 緑色片岩
† 緑泥凝灰岩

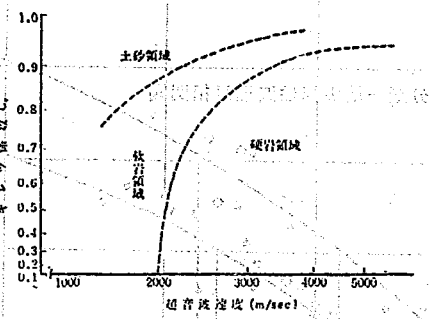
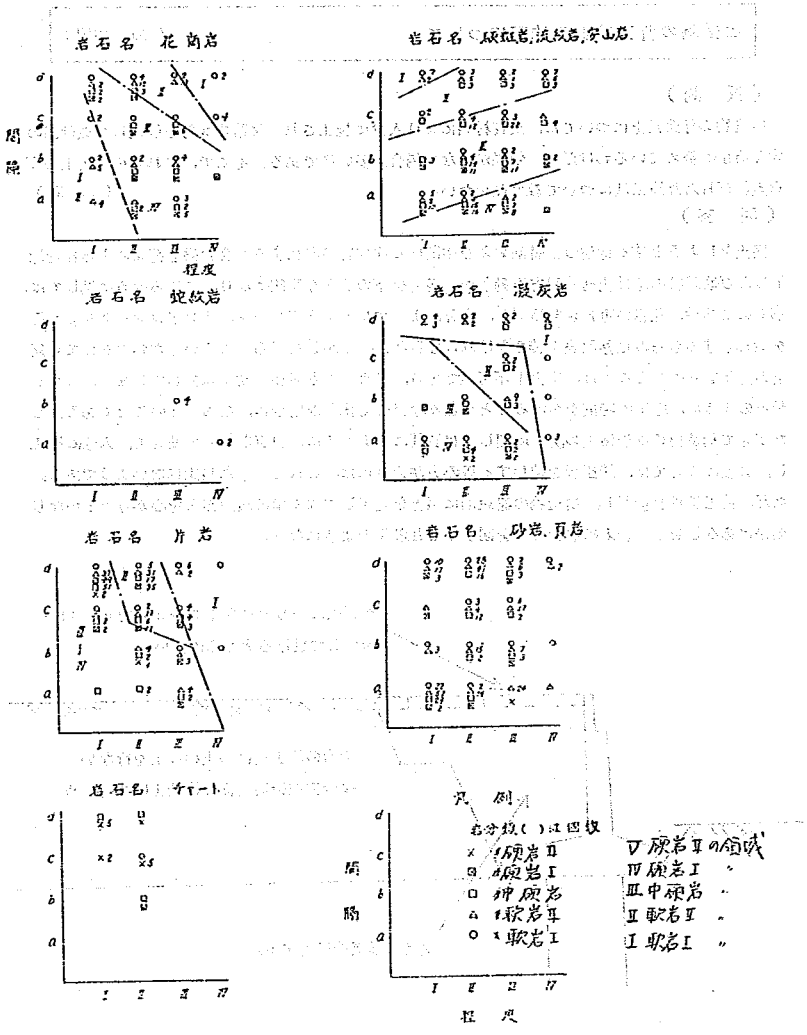


図 3　キレツ係数と供試体の超音波伝ぱ速度との関係による硬・軟岩・土砂の区分（日本道路公団，1971）

図 4　　岩分類と割れ目の関係



3－5

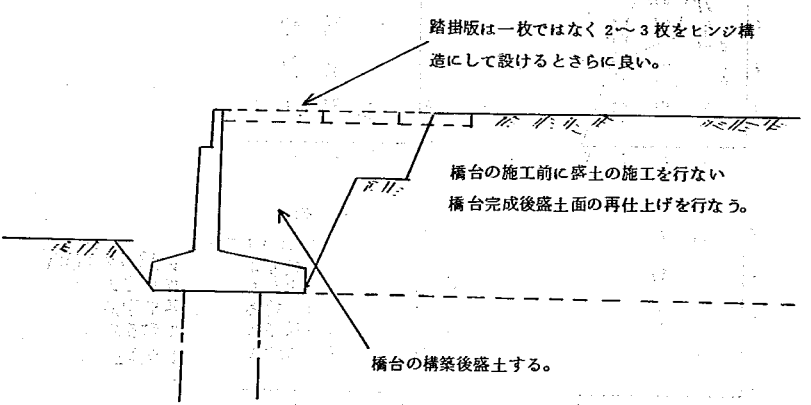
構造物の背面盛土の沈下について　（50. 中国）

（質　問）

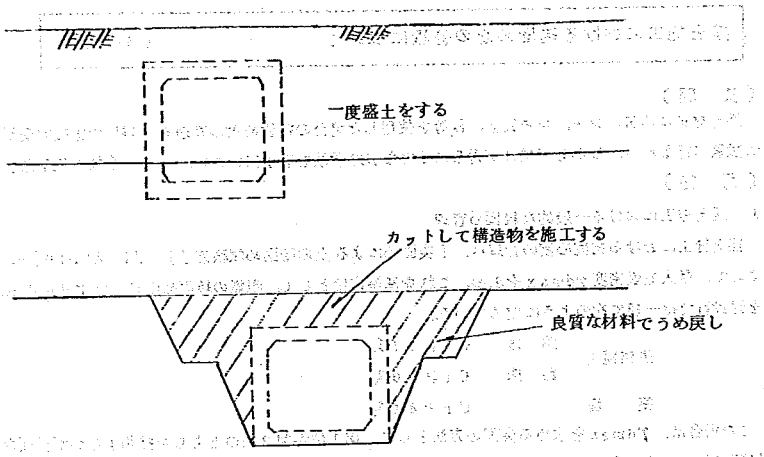
構造物の背面盛土については，良質材料により入念に施工され，又踏掛版等を併用して取付部の段差防止に努めているわけだが，効果が少ない場合が多い様である。そこで，これらの施工上の留意点及び有効な施工法について教示願いたい。　（鳥　取）

（回　答）

盛土をしようとする地盤の上層部および中間部に軟弱層が存在する場合は盛土荷重による圧密沈下および軟弱層の塑性流動（側方流動）が，盛土沈下の大きな原因になり，これらの点に関しては，盛土の安定性，圧密の可能性を検討し，必要によってはサンドドレーン，サンドコンパクション等を始めとする各種の地盤改良を施さなければならない。しかしながら，こういった処置をしても盛土の沈下を0にすることは，事実上不可能であり，どうしても多少の沈下は生じてしまう。しかも最近のように，施工に時間をかけることが色々な条件で困難な場合は，なおさらのことである。したがって構造物の背面盛土の沈下に関しては質問にあるように，良質な材料を使って，入念に施工し，必要によっては，踏掛版を使用する等の方法以外には，これといった良策はないようである。ただ，施工工程を検討し，構造物の建設前に盛土を施工しておく等の緩速施工を心がけるとかなり効果はあると思う。例えば橋台の例を図示すると以下のようになる。

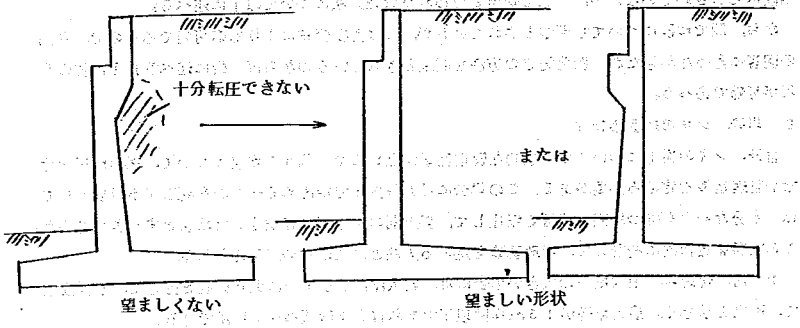


また，ボックスカルバートの場合は次のような施工が考えられる。



このように多少の手もどりと時間のロスが生じる対策法であるが沈下防止対策としては最良と思われる。

なお構造物と盛土の接点における局部的な沈下対策としては，以下の図に示すように，構造物の背面形状を施工（盛土転圧）を考慮したものとするように，設計上配慮しておくことが望ましい。



（基礎研究室長）

盛土施工における締固め度の管理について　（50. 中国）

（質　問）

盛土材料に岩砕，レキ，レキ質土，砂等を使用した場合の締固め度の管理を，現場で比較的簡単に試験が行なわれ，しかも好結果が得られる様な管理手法を教示願いたい。　（技術管理課）

（回　答）

1. 盛土施工における一般的な締固め管理

盛土施工における締固め度の管理は，「突固めによる土の締固め試験方法」（JISA1210）によって，最大乾燥密度γ_{dmax}を求め，これを基準密度として，現場の締固め度Cr（$=\gamma_d/\gamma_{dmax}$）を建設省では一般に次のように定めている。

道路盛土	路　体	Cr≧85％
	路　床	Cr≧90％
築　堤		Cr≧85％

この場合は，γ_{dmax}を求める突固め方法として，第1法か第2法のどちらを採用するかが重要な問題であり，第2法によることが推奨されている。

また，現場の土の含水比が高く，含水比を低下させることが困難な土，あるいは基準密度が定め難い土の場合には，飽和度または空気間げき率による管理を行なっている。

今，問題となっている岩砕，レキ，レキ混り土は前記の密度管理が困難あるいは不能な盛土材料であり，その管理方法は個々の現場において試験的に各種の方法が実施されている段階で一般的な結論は見出されていないが，現状で妥当と思われる管理方法について以下に述べる。

なお，問では砂についても問題とされているが，砂は密度管理により対応可能であるので，今回の回答に含めなかったが，密度測定の方法を問題とされているのならば，後に述べるRI計器の利用が有効であろう。

2　岩砕，レキの締固め管理

岩砕，レキの盛土については一般的な管理基準はないので，個々の現場において，試験転圧を行ない管理基準を定める必要がある。この場合にどの程度まで締固めるべきかを判断する目安としては，十分な能力を持つ締固め機械で転圧して，盛土層の沈下がほぼ安定した状態とすべきであろう。この状態を定量的に把握して，管理基準を定める方法とは次のものが考えられる。

(1)　密度管理――最大粒径の大きい場合には，最大粒径より十分に大きい孔を掘って，水置換法で，密度を求める。最大粒径が15cm程度以下であれば突き砂置換法も利用できる。

(2)　強度管理――平板載荷試験，衝撃地耐力試験などの力学的試験によって強度あるいは変形特性を求める。

(3)　施工法管理――基準状態を得るための転圧方法，すなわち，締固め機械，敷均し厚さ，転圧回数等を求める。

この3つの方法のうち，(1)及び(2)は盛土材の粒径によっては測定に多大な労力を必要とするとともに，その測定精度は低くこれにより締固め度の管理を行なうことは困難な場合が多い。

したがって，岩砕，レキの盛土については，締固め機械を指定し，敷均し厚さを監督員，写真，テレビカメラ，VTR等により管理し，締固め機械の走行距離をタスクメーターによって記録するなどの方法をとれば，十分に施工法管理が可能であり（道路建設№2-4-3「レキ層土による道路土工の一例」），品質に問題がありそうな箇所に対してはチェックとして密度管理あるいは強度管理を併用すれば十分に盛土の品質は確保できるであろう。

3. レキ混り土の締固め管理

レキ混り土についても2と同様に試験転圧を行ない個々の現場で管理基準を定め，密度管理あるいは施工管理により締固め管理を行なうことは可能であるが，一般的な締固め管理基準によって，密度管理を行なうのが妥当であろう

レキ混り土の密度管理については，次の2つの問題がある。

(1) レキの混入による突固め試験結果の補正

突固め試験（JIS A 1210）では使用するモールドの寸法の関係から試験土中の粒子の最大寸法を制限している。しかし，レキ混り土ではこの制限を越える寸法のレキを含むことが多く，このため，現場の密度の測定値は突固め試験より得られた密度より過大に評価される。そのため，レキの混入率によって最大乾燥密度の補正を行なうことが必要である。その方法は次のものを参考にされたい。

（土質試験法（土質工学会）「締固め試験」，土木技術資料3-1（土木研究会）「レキの混った土の締固め度の補正法について」）

(2) レキ混り土の現場密度の測定

レキ混りの現場密度の測定は一般に砂置換法で行なわれているが，測定可能なレキの最大粒径はJIS A 1214法で5cm，突砂法で10～15cmである。また，砂置換法は，レキを含んだ場合は，多大の労力と時間を要し，測定精度も低い。

近年，土の密度，含水比測定用として開発されたラジオアイソトープ（RI）を用いた透過型密度水分計は測定の簡便さ，迅速さ及び精度の点で好結果を得ている。さらに，最近，放射線障害防止法の適用外である弱い線源を用いた小型，軽量のRI計器が2，3のメーカーで開発販売され，その実用性がますます高まっており，フィルタイプダム，宅地造成工事等の大規模土工現場でその使用が増加している。

RI密度水分計の得失を上げると，

（長所）
1. 測定が簡便である。線源棒（ϕ20×200）さえ打込めれば測定が可能である。
2. 測定が迅速である。1点当り2分間程度計測すればよく，準備も含めて5分以下で測定できる。
3. 密度，水分を同時に求めることができる。
4. 測定が非破壊的である。
5. 測定に特別の技術を要しない。

6. 測定精度が砂置換法等よりも高い。

（短所） 1. 計器が高価である（1台約300万円）

2. 線源棒2年程度で，計数管は3～4年程度で交換が必要など維持費がかかる。

また，東京電力の高瀬ダムにおいては透過距離50cmのRI密度計によって，大径のレキを含む透水ゾーンの締固め管理を行ない，水置換法よりも精度の高い測定結果を得ている。

（土と基礎23－5（土質工学会）「RI法のフィルダム盛立管理への適用性」）したがって，多量のレキ混り土の盛土工事ではRI密度水分計の使用が有効であろう。

なお，RI密度水分計については次の文献を参考にされたい。

土質調査法（土質工学会）「ラジオアイソトープ利用による土質調査」

土工管理とラジオアイソトープ（土質工学会）

土木研究所資料第1040「礫混り土の盛土施工管理」　（施工研究室）

3－7

軟弱地盤上の策堤盛土の安全について　（50. 中国）

（質　問）

軟弱地盤上の旧堤防に腹付盛土をする箇所が数多くあるが，このような腹付盛土をする場合の盛土の安定，沈下量の算定方法およびこれに必要な土質調査項目，資料等について，また，旧堤防に隣接して住宅等が密集している場合に，これら住宅に対する沈下量を減ずる有効な工法について御教示願いたい。　（太田川）

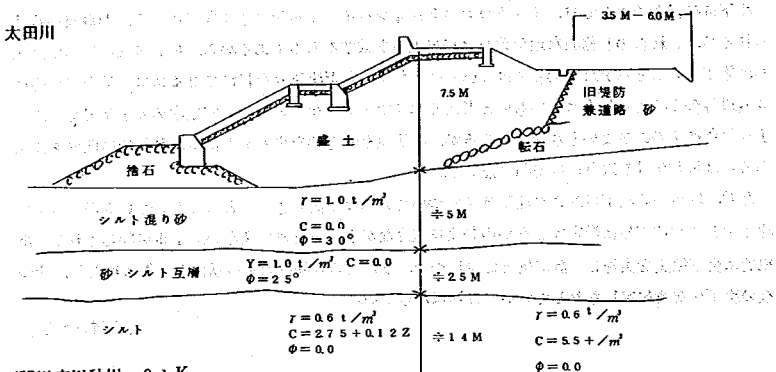
（回　答）

軟弱地盤の調査の第一段階は地盤の成層状態を明らかにすることで，質問の場合についていえば地表面近くの砂層およびその下のシルト層（軟弱層）の厚さが地域的にどのように変化しているか，さらに断面方向に変化があるかどうかをまず調べて，次の第二段階の調査に進まなければならない。この例では地表近くの砂層がかなり厚いので安定上の問題はあまりないと予想されるので検討の重点は沈下解析におくべきで，調査も圧密試験を多く実施するような計画とする。

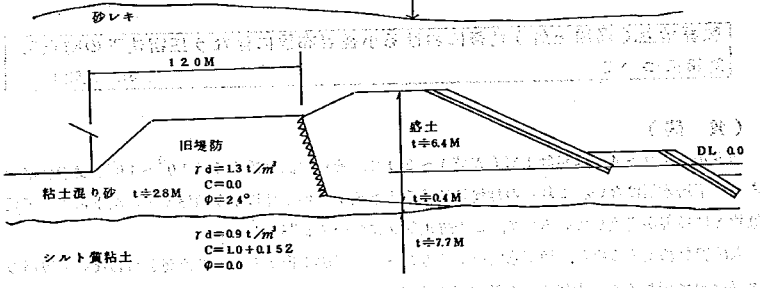
シルト層のサンプリングは，一断面につき2個所（旧堤のり尻付近と，旧堤の荷重の影響の少ない堤外地）程度が望ましく，3mおきぐらいの深度で乱さない試料を採取して圧密試験，一軸圧縮試験，その他の一般的な試験を各深さごとに実施する。試料の採取位置を旧堤の下と，旧堤の影響のないところの2点とするのは，圧密沈下の特性，強度が旧堤の載荷重の有無により異なることが考えられるためで，もし両地点でこれら土質常数値に差異がないことが明らかになれば，そのほかの断面の調査ではサンプリングを一点に縮少してもよい。

安定問題については特に検討の必要はないように思われるが，最も条件の悪い断面（盛土高の高い個所または砂層の薄い個所）についてまず安定計算を実施してみて一応の安全性が確認されれば（$F_S \geqq 1.3$），その他の断面については安定計算を省略する。安定計算は通常の円弧すべりの計

太田川



百間川支川砂川　0.1 K



算法でよく，河川水位は平水位，堤防内部の水面は河川水位と同じ，シルトの強度は$C = g_u/2$とする。（旧堤下の強度な新堤の部分の強度とは異なるが，旧堤下の部分や大きく通るようなすべり円は現実的ではないから，計算に用いる強度としては堤外側の地盤の強度をとればよい）

沈下計算はかなり詳細に実施する必要がある。軟弱層は必らずしも均一なシルトとは考えられないので，計算に先立っていくつかの層に分けておく。この層の区分は圧密特性の相違によりわけるべきであるから，含水比，間げき比，圧縮指数値をみて，適切な層区分をしなければならない。旧堤下とそれ以外の場所で圧密に関する常数が明らかに異なるときは区別して計算する。沈下量は一断面数点に対して計算するが，堤内側の沈下が特に問題となるので，のり尻より適当な間隔で数個所の地点の計算をしておかなくてはならない。腹付盛土の形状は単純ではないので，沈下量算定のための地中応力増加の計算にはOsterbergの図表を用いるのがよい。沈下量および沈下時間の計算はなるたけ多くの断面に対して行なう必要がある。旧堤と腹付堤と近接住居の位置関係が異なると当然民地の沈下状況は変わってくるので，このような条件の異なる断面ごとに沈下計算をしておかないと関係者への対応が完全にできないおそれがある。

沈下量軽減対策としては，サンドコンパクションパイルや石灰パイルなどによる地盤改良が考えられるが，これらの本格的な地盤改良は相当工費を要するものであるから，長い延長に対して全面的に施工することは実際上容易ではないと思われる。ただ沈下量を軽減させるには地盤の本格的な改良以外の工法では効果はないものと考えるべきである（沈下の促進，安定率の向上などを目的とする場合は工費の少ない方法があり得るが，沈下量そのものを少くするには，積極的に地盤を強化あるいは固結化する以外には対策はない）。

なお，堤内地の沈下量および沈下速度について計算で予測できることにはなっているが，現実の沈下をどの程度正確に推定できるかの精度は残念ながら十分とはいえない。工事が開始されたら継続的に沈下観測を実施し，計算値と比較しつつ，またその時間的な進行状況を詳細に検討し，その後の沈下状況を推定しなおしていかなければならない。

（土質研究室）

3－8

軟弱地盤（腐蝕土層）地帯における小径管布設に伴なう圧密沈下の防止対策について

（51. 北陸）

（質　問）

地表から1ｍ～4ｍは腐蝕土層（Ｎ値1～2）で，それ以深は透水係数10^{-3}～10^{-4}程度の砂層であり，不透水層はない。これらの地盤に於ける下水道工事の水替に伴う地盤の圧密沈下によって建築物等に被害が発生しているので，この防止対策について質問した。

大径管を施工する場合，地下水位以下でもシールド工法や推進工法等で水替を行わないで管渠の築造は可能であるが，内径６００耗以下の小径管では，開削工法をとらざるを得ないが，透水係数10^{-3}～10^{-4}程度の砂層のため，地下水の湧水が多くウエルポイント工法によって水替を行わざるを得ないのが現状である。

このウエルポイント工法による水替は砂層の上部にある腐蝕土層が，急激な圧密沈下を起し建築物道路等に被害を与えている。

この水替によって生ずる軟弱地盤の圧密沈下を防止する工法について，実例又は基本的な考え方をお教え願いたい。

（新潟市役所）

（回　答）

質問のような状況下で地下水低下をすれば周辺地盤の地盤沈下はさけられないと考えられ，事実かなりの現場で家屋等の沈下に対する補償を行なっているようである。

沈下原因が地下水のくみあげによるのであれば，止水壁を完全なものにすることと地下水のくみあげ量，くみあげ時間をできるだけ少なくする以外に対策はないわけで，止水は側面のみでなく，底面についてもなんらかの措置を実施しないと効果は薄くなる。絶対に確実な工法はあり得ないと

思われるが，一応以下のような方法を参考にして現地の状況その他を考慮のうえ仮設工の計画をされたい。

1. 連続地中壁工法で止水壁を築造する。
2. 連続矢板の土質を用いるときはできるだけ長い矢板を打つことにより，周辺の水の浸透長を長くする。この場合には水のくみあげは避けられないので，周辺への影響をできるだけ小さくするにはくみあげ量とくみあげの時間を少くしなければならない。つまり，短い区間ごとに短期間で管を布設してできるだけ早く埋めもどしをする。
3. 注入工法も一応考えられるがピート（腐植土）は非常に不均一なため薬液の浸透が完全に行なわれないことと有機分のためセメント系材料が利用できないことが問題で，水ガラス系材料についても場合によって地下水が赤濁するなどの事態が起こることがある。
4. 周辺地盤の沈下は地下水低下のためだけではなく，掘削による地盤のゆるみも原因として考えられるので，それに対してはまえもって石灰パイルによる地盤改良を行なった後に掘削することが考えられる。

当然，これらの方法の複合形式も考えられるわけで，工費その他の条件を勘案して検討する必要がある。腐植土は圧縮性が大きいにもかかわらず透水係数がそれほど小さくはないので，脱水による沈下は速度が早く沈下量も大きい。家屋等の構造物の沈下は非常にわずかなものであってもクラックの発生等機能障害を起こすことが多く，この種の開削工法に伴なう沈下公害も完全に防止するのはかなり困難と考えられる。

（土質研究室）

4. 環境に関する問題点

4－1

建設、工事及び道路交通による振動について　（50. 中国）

（質　問）

振動による苦情，家屋の損傷が各所において起きている現在，測定方法評価にあたっては文献都府県条令による規制基準等に照らし対処しているが，測定基準単位，評価の方法も異なり，種々混乱を生じることがある。

これらの事より下記事項について教示願いたい。

1. 建設，道路交通振動における各々のケースに適応した測定方法
2. 人体，建物に対する評価方法及び評価値
3. 振動機器別の振動加速度レベルの推定
4. 振動防止工法
5. 日本における建物被害と振動の程度との関係
6. 振動規制法の作業が進められているように伺っているがその経緯と動向　（中国技術）

（回　答）

振動公害は実態の把握，測定方法，障害防止対策，規制基準のいずれをとりあげてみても，騒音や大気汚染等の公害問題に比較して，ややたち遅れが認められる。しかし最近の情勢をみると，振動公害が相対的に重要度を増してきつつあり，今後見逃せない要素となるものと考えられる。

上述のような状況の下にあるため，本質問事項に対しては確定的な解答は困難であるが，以下に現時点における一般的な傾向ないしは動向を掲示し，回答としたい。

1. 建設・道路交通振動における各々のケースに適応した測定方法

1.1 建設工事振動の測定

建設工事振動は大別して衝撃的振動と連続的振動とに区別される。ディーゼルハンマや発破などでは振動が衝撃的な特性を持っているため，振動レベル計で必ずしも十分応答しているとはいえない。しかし，振動の大きさを忠実に測定することが特に必要な場合は除外して，公害の実態調査や，人体に対する振動の影響の調査などでは測定器は振動レベル計で測定してよいと考えられる。

振動のレベルの変動が少ない場合でも，衝撃的な振動の場合でも，人体感覚については振動レベルの slow 特性に比例するといわれている。また現在振動規制法については fast を用いるか slow を用いるか議論が分れているので，これに対応するためには，fast と slow の両者で直読するか，データレコーダに記録し，その後必要な解析をおこなうことが必要と思われる。

測定点は，苦情申立人の人家内なども考えられるが，建物内での振動は，主として建物自体の

構造に関係する要因が多いので特に必要のない限り，建物内での測定の必要はないであろう。

振動の測定方向は，上下，前後，左右の3方向が考えられるが，一般に地盤振動を代表していると考えられる上下方向での測定で十分であろう。

その他の一般的な測定方法としては，苦情が発生した場合などの調査では，東京都公害局による振動レベル測定方法（近い将来は振動規制法（審議中）によることになろう），さらにくわしい調査では，土木研究所（構造研究室）による「調査A測定要領」に準拠することがよいであろう。調査Aはかなり大がかりな調査となるので，実情に応じて一部を省略することができる。

（機械研究室）

1.2 道路交通振動の測定方法

測定方法は規制基準と表裏一体をなすものである。従って，基準が定まっていない現状では測定方法も確立されたものはないといえる。

一般的に行なわれている測定方法は次の通りであるが詳しくは，「建設工事および道路交通に伴なう振動の振動レベルおよび発生頻度と苦情に関する調査実施要領（調査A．B）」〔土木研究所〕を参照されたい。

(1) 測器として，公害用振動計，高速度レベルレコーダを用いる。

(2) 振動計の換振器の設置位置は，苦情の調査の場合には，問題となる地点の建物から1～2 m程度離れた地面上に，また道路交通振動の特性調査の場合には，距離減衰が求められるように路肩より5，10，15，20，40 m程度離れた点とする。

(3) 測定成分は，道路交通振動の大きさが，鉛直方向，道路直角方向，道路方向の順であり，また人体感覚は鉛直振動に対して鋭敏であるので，鉛直方向とする。

(4) 測定単位としては振動レベル（VL，単位dB），メータの動特性は slow とし，高速度レベルレコーダには実効値で記録する。

(5) 道路交通振動は時間と共に不規則に変動するので，例えば10分間程度測定し，そのデータを統計処理して振動の大きさを決める。変動の特性を調べるために，累積度数曲線を求めることは重要なことである。

(6) 特に，建物などの被害が問題になる場合には，測定単位として加速度（VAL，gal）または速度（kire）を用い，絶対値と振動数を求める必要があろう。

このような観点から，加速度計からの出力（VAL，AC）をデータレコーダに記録しておくことは，後刻再生できること，また他の単位への換算，データ整理方法の変更などを可能とするので，現時点では最適と考えられる。（構造研究室）

2 人体，建物に対する評価方法及び評価値

人体に関しては項目6で，また建物に関しては項目5で記述する。

3 振動機器別の振動加速度レベルの推定

3.1 建設工事振動の推定方法

建設工事振動では，作業条件，作業地盤などの複雑な要因が多く，地盤振動の予測は困難である。また騒音に比べ，測定方法が統一されておらず現在各所で測定されたデータの数も十分とは

いえない。建設工事振動について最も広く調査がおこなわれたのは昭和45～47年度の建設省技術研究発表会の「建設工事にともなう騒音振動に関する調査研究」による調査であると思われるので，このデータをまとめた結果を用いることにするが，前記のように建設工事振動は，個々の条件により変化し，予測が困難であることに留意されたい。

以下に代表的な建設機械の10m離れた地点での振動レベルの整理結果を示す。測定は振動レベルでおこなわれており，ディーゼルハンマがfast特性である以外はすべてslow特性を使用している。測定の方向は上下方向である。誤差の範囲は，測定データの標準偏差である。またnは資料数である。

最も振動の大きいのはディーゼルハンマで78±9dB(n=24)である。ラム重量が大きくなると打ちこみが容易になるので必ずしもラム重量と振動の大きさとは比例せず，むしろくいの先端のN値に比例するといわれている。

振動パイルドライバは，打ちこみでは76±8dB(n=6)であり，引きぬきでは65～84dB(n=2)である。

ドロップハンマは，落錘重量が1～7tと幅がひろいが，必ずしも重量には比例せず75±9dB(n=5)である。

ベノト掘削機はアースオーガよりやや大きな振動レベルであるが，10m以上はなれると暗振動のレベルに近い。

土工機械では一般に振動レベルの大きさは．車輌の重量に比例するようである。ブルドーザは64±11dB(n=9)である。

トラクタショベルは，58±6dB(n=7)であり，ブルドーザより小さい。

ダンプトラックは，57±12dB(n=11)である。

舗装用機械で振動が大きいのは振動ローラであるがデータが十分にないが60dB程度であろうと思われる。

コンクリート工事用機械では，プラント類による振動は少ない。

以上の通りであるが，距離による減衰は，倍距離はなれて3～6dB程度であるといわれているが，条件によっては，逆くで逆にレベルの増加がある場合があり，推定にあたっては注意する必要があろう。（機械研究室）

3.2 道路交通振動

道路交通レベルに影響する因子としては，地盤，道路構造，路面の凹凸，車輌の重量，速度，走行車線からの距離などが挙げられ，これらが複雑に絡みあっていると考えられる。各々の影響は大略次の通りである。

(1) 走行速度の影響：速度を60Km／hから40Km／hに減少することにより，振動を20～50%(2～6dB)減少させることができる。これは車輌の重量，路面の凹凸，路肩からの距離，地盤の違いを越える優勢な性質である。

(2) 走行車線の影響：走行車線を最外側車線から変えることにより表－1のような振動低減効が期待される。

(3) 車輌重量の影響：乗用車による振動を基準にした比率は表－２の通りである。大型車の影響は非常に大きく，振動の大きさを決定する要因となる。

(4) 路面凹凸の影響：路面凹凸を修正することにより，次のように振動レベルを低減させることができる。

波状凹凸，流動の場合　0～5 dB

亀裂などの場合　5～10 dB

段差，不陸などの場合　10～15 dB

（構造研究室長）

表－1　走行車線別による振動低減効果

走行車線＼車線端からの距離	6 m	11 m
第２車線	10～15 %	30～45 %
第３車線	25～35 %	60 %

表－2　車輌重量による振動の大きさ（鉛直方向）

単位別＼車種別	大型車	小型車	乗用車
VEL.	×3以上	×2程度	×1
VL.	+10dB以上	+7～8dB	+0 dB

4　振動防止工法

4.1　建設工事

建設工事で振動が問題となる作業は，次のようなものである。

1. 既製杭の打込み
2. 鋼矢板の打込み，引抜き
3. コンクリート構造物あるいは舗装版の破壊
4. 土工用機械の作業
5. 振動ローラの締固め作業
6. 定置式空気圧縮機の運転

これらの振動を防止する方法としては，防振溝等により中間で遮断する方法も考えられるが，必ずしも実際的ではない。従って，一般には，振動源において振動を低減するために各種の防止対策が行なわれている。

振動防止対策のうち，主要なものを表－３に示す。

表－3　建設工事の振動防止対策

振動が問題となる作業及び施工機械	振動対策上の代替工法	代替工法の解説及び問題点
1.既製杭の打込み ディーゼルパイルハンマ ドロップハンマ 振動パイルドライバ	掘削併用工法 (1)プレボーリング工法 (2)中掘工法	アースオーガ等の大径掘削機で掘削作業はほゞ無振動と考えられる。しかし，一般には支持力を得るために，ディーゼルパイルハンマ，あるいはドロップハンマで打止めするので，その際の振動が問題となる。最近は，打止めにかえてセメントモルタル等を杭先端に注入して支持力を確保する方法も行なわれているが，その支持力は必ずしも明らかでない。
2.鋼矢板の打込み 振動パイルドライバ ディーゼルパイルハンマ ドロップハンマ	2－1掘削圧入工法 (例MAP工法(丸泰土木) NISP工法(新日鉄)等	アースオーガ等で掘削し，地盤をゆるめながら油圧装置で圧入する。最近，開発された工法でまだ普及度は低い。硬い地盤（N＞30）への圧入は困難といわれる。
	2－2 ジェット併用工法	高圧水ジェットで地盤をゆるめながら鋼矢板を自重あるいは軽い打撃や振動で建込む工法である。硬い地盤やレキ質土には施工困難であるが，水の多量使用が可能であれば装置が簡便なため有利な工法である。
	2－3 油圧圧入工法 サイレントマスタ(三菱)	油圧力のみで圧入する工法であるが，機械が極めて高価なため普及度は極めて低い。
	2－4 親杭横矢板工法	湧水のない又は極めて少ない現場では，H鋼杭と横矢板を組合わせた土留が用いられる。H鋼杭打込みの振動が問題であればプレボーリング工法等で建込まれる。
3.鋼矢板の引抜き 振動パイルドライバ	3－1 油圧引抜工法 3－2 ワイヤロープ工法	3－1は油圧ジャッキを，3－2はウインチと多数の滑車を利用して，強大な引抜力を作用させるものであるが，鋼矢板のアンカー部分の破損，強大な垂直反力による地下埋設物の破損等の問題があり，また，作業能力も小さく実用的でない。 現在においては有効な代替工法はない。
4.コンクリート構造物の破壊(主に建築物) 鋼球(1.0～1.5t)	4－1 大型ブレーカー工法	一般に土木工事の場合には，鋼球が使用されることは少なく，ブレーカが多く使用される。ブレーカは騒音は大きいが振動は余り大きくない。
	4－2 コンクリートカッター工法	大型のコンクリートカッターを用いて，コンクリート部材を大ブロック毎に切断して破壊する工法。
	4－3 コンクリート破砕薬 アーバナイト(日本油脂) C. C. R(旭化成) S. L. B(日本化薬) C. E. X(日橋建材工業) 等	低爆速あるいは，主成ガス量の少ない火薬によって低騒音，低振動でコンクリート構造物を破壊する工法であるが，爆発時の騒音，振動は必ずしも低くなく，多量の破壊作業に使用することは困難である。

		その他コンクリート構造物の破壊工法は，油圧，火焔ジェット，電磁波等を利用したものが試作あるいは開発中であるが，現状では実用的なものは少ない。
5.舗装版の破壊 舗装版破砕機 （コマンド）	5—1 大型ブレーカ工法	大型のブレーカーは，振動は低減できるが騒音が問題となる。現状では有効な低騒音，低振動の実用的な代替工法はない。
6.土工用機械 ブルドーザ トラクタショベル パワーショベル　等	6—1 騒音対策車の利用	騒音振動対策車は開発段階にあって，まだはん用機械になっていない騒音振動を低減するには次のことに配慮する。 イ．小型機械の使用。 ロ．作業あるいは移動速度を落す。 ハ．衝撃的な操作をしない。
7.振動ローラによる締固め	7—1 タイヤローラ，ロードローラの使用	一般に，振動ローラ（小型）を使用する場合は大型機械のタイヤローラあるいはロードローラが使用不能な場合であるので，小型のタイヤローラ等の使用では締固めが不十分となる恐れがある。
	7—2 ランマあるいはタンパーの使用	施行能力の低下，締固め効果の不足などに注意が必要。
8.定置式空気圧縮機	8—1 遮振対策	イ.空気圧縮機とベースコンクリートの間に防振ゴムを入れる。 ロベースコンクリートを大きくする。

この表のうち，杭打ちあるいは鋼矢板打込みの代替工法として，場所打ち杭あるいは地下連続壁も考えられるが，これらの工法は騒音，振動の防止も1つの選定要因であるが，一般には，耐荷力，施工性といった別の面の要因によって選定されることが多い。

なお，詳細については，第26～27建設省技術研究発表会「建設工事に伴なう騒音振動に関する調査研究」あるいは，「コンクリート構造物の破壊方法に関する調査報告書」（中部技術事務所，S49）を参照されたい。　（施工研究室）

4.2　道路交通振動

(1) 道路構造上の防止対策

1) 路面の平担化—路面の亀裂，凹凸，段差などを極力減少させ，路面の平担化に努める。これによる振幅減少効果は，路面状態が特に悪い場合で，$\frac{1}{5}$～$\frac{1}{10}$（−14～−20 dB），また路面がやや悪い場合で$\frac{1}{2}$（−6 dB）程度とされる。

2) 路床：路盤の剛度—路床の締固めを十分行い，路盤の剛性を高める。これにより，良好な路面状態を長期に保持できる。路床，路盤効果の実測資料は少ないが，北海道開発局にて実施したパイルスラブ工法では路肩で83%～96%の振動軽減効果があったと報告されている。

3) 地盤の改良—軟弱地盤では地盤の改良が考えられる。これにより，振幅の減少，ならびに振動数の上昇の両面から振動レベルを低下できる。地盤改良効果を調査したものとしては，地盤材料置換，生石灰パイル打設，およびサンドコンパクションパイル打設などによる地盤

改良を行ない，振動軽減効果を測定した例がある。その効果はそれぞれ路肩において処理前の振動の約$\frac{2}{3}$，$\frac{3}{5}$，および$\frac{2}{3}$に減少した。

4) 結局，道路構造を良好な状態に保つことにより，路側における加速度ピーク値を極力低下させるよう努めるのが最良の策といえる。

(2) 工作物による振動軽減対策について

1) 道路に並行した路側帯に工作物を設けて沿道に伝わる振動を軽減する対策である。

工作物としては，溝の設置（溝中に剛性の低い材料を充填する場合もある），シートパイル及びコンクリート壁等剛構造物の設置の2方法に大別されるが，効果としては前者の方が一般的に大きいとされる。

2) 振動防止工法に関する実験としては，東京都及び近畿地方建設局における実施例等があるが，それらの結果では概略下記のようである。

溝の振動軽減効果として重要な要素は，溝の深さである。効果をある程度期待するためには，溝の深さHは，レイリー波の波長L_Rの最低0.6倍以上が望ましいとされる。

波長$L_R = V_R/f$は10m程度以上が一般的であるのでH≧6mとなり，設置工事，維持等が容易でなく実用的とはいえない。

次に剛構造物を設けると，かえって振幅が増大する場合がある。振動源の周波数成分により，その効果が一様ではないため定量的評価はむづかしい。

このことは溝のみの場合についてもいえる。

3) 工作物による振動軽減対策については，今後の調査研究および開発に待つ所が大きいといえる。

(3) 距離減衰（路側帯）効果について

1) 路側から道路構断方向に測った距離（L）が10m程度以内に対する距離減衰をみると，10m地点の振幅は，路側での振幅に対して0.5～0.9倍（0.5～2dB／倍距離に相当）が大部分である。但し，路側での加速度が異常に大きい場合，10m地点で0.3倍程度（4dB／倍距離に相当）に低下している。

2) Lが10～50m程度の範囲に対しては，一般に2～3dB/倍距離の減衰となる。但し，特殊な場合（振動源の振動数が高い場合）は，5～6dB/倍距離の減衰となることができる。

3) 地盤条件による距離減衰の差は，現在のところ明確でないが，概ね図－1のような傾向がある。

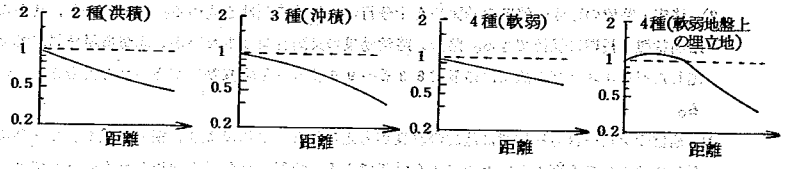


図1　地盤種別による距離減衰の傾向（模式図）

（振動研究室）

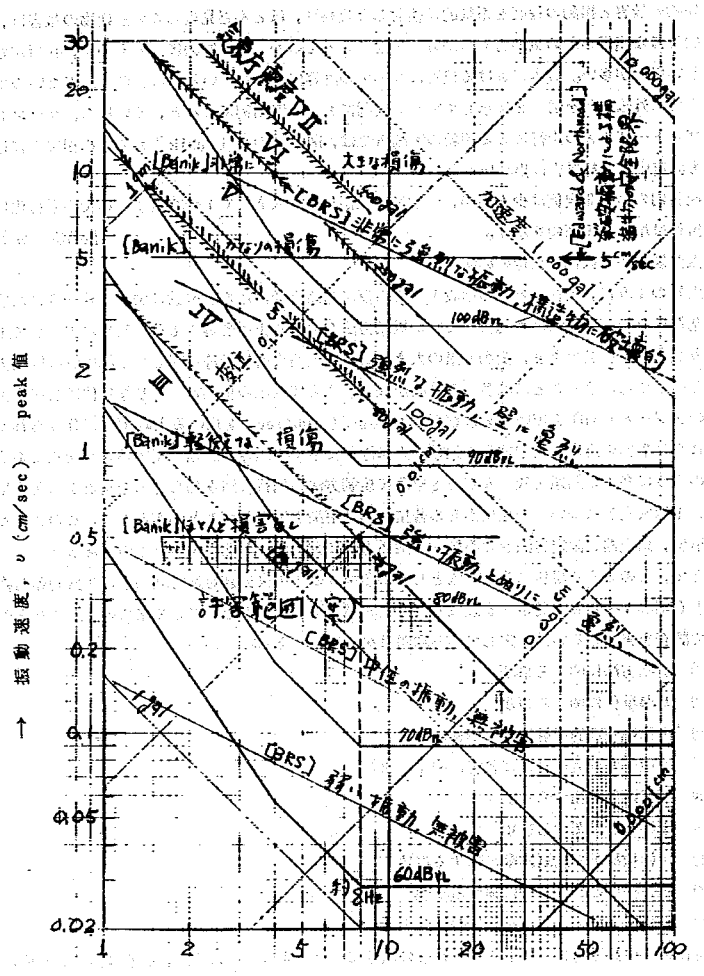


図 2　建物の被害程度と振動振幅の関係

5. 日本における建物被害と振動の程度との関係

建物の被害と振動の程度を系統的に検討した資料は，ほとんど見当らない。建物の被害は，比較的軽微な損傷のため気が付くのが遅く振動によるものか，他の原因によるものか，判断がむずかしい場合が多い。日本における建物についての許容値を決めている例は，ほとんどないので参考までに外国の例を図－2に示しておく。我国における実測例によると，くい打ち，コマンド及びブルトーザなどの走行による振動の実測値では，図－2の“〔Banik〕かなりの損傷”に近くても測定中に直接被害は出ていない。

建物内の振動測定例は少ないが，一般に地盤振動より大きく（1～3倍），建物の老朽化に伴い振幅は増大する傾向を示す。（振動研究室）

6. 振動規制法（仮称）制定の動向

周知のように，現在のところ建設工事ならびに道路交通に伴なう振動に関する統一された規制の基準はない。各自治体が施行している規制方法（公害防止条令等）もその対象は主として工場より発生する振動であり，変動要素の大きいこれら道路交通振動等に対して工場振動の規制方法をそのまま適用することには多くの疑問が残る。さらに規制の根拠とする基準単位は加速度実効値のデシベル（dB）を用いる東京都型と振動速度（mm／sec）を用いる大阪府型に分けられるが，それらは測器の選定，測定結果の比較などに際して多くの困難を惹起しているのが現状である。このように多くの問題を残しながらも早急に規制方法の施行に踏み切らざるを得なかった背景には，工場振動等についての住民からの苦情の早期解決を迫られたことがあろうが，このような規制単位，測定器，測定方法等の不統一が関係方面に招来した混乱は大きなものがあった。

さて，このような現状に鑑み，国としても環境庁の「中央公害対策審議会」に「振動専門委員会」（昭和49年8月発足）を設置して振動問題に関する調査を実施して来ている。これらの機関で調査を実施あるいは予定している課題は次の通りである。

(イ) 計測方法に関する事項
(ロ) 基準単位に関する事項
(ハ) 振動の生理的影響に関する事項
(ニ) 家屋の増幅度ならびに被害に関する事項
(ホ) 防振対策に関する事項
(ヘ) 工場振動に関する事項
(ト) 新幹線振動の規制基準に関する事項
(チ) 建設振動の改善基準に関する事項
(リ) 道路交通振動の要請基準に関する事項

現在，「振動専門委員会」ではこれらの項目について審議中であるが，会議は非公開が原則であるので審議の途中経過および今後の見通しなどについては明らかにされてない。しかし，紆余曲折が予想されるものの，各項目に関する検討は本年度末までには完了し，「振動規制法」（仮称）として法制化される模様である。

規制基準の作成に関して進められている調査の動向は上述の通りであるが，これまでの土木研

究所における調査成果その他の資料から判断すると，建設工事および道路交通に伴なう振動の規制のための基準には次の諸事項が取り入れられることが予想される。

(イ) 基準単位：振動の人体感覚はその周波数に応じて相関のよい物理量は異なるが，既往の実験例などから加速度と基本としたデジベル(dB)表示とする。

(ロ) 振動計の動特性：振動計としてはいわゆる公害用振動計を用い，その動特性は slow を用いる。これは slow 特性には人体感覚が考慮されており，また計測に便利なためである。

(ハ) 振動の整理方法：建設工事および道路交通に伴なう振動は，①指示値の変動が少ないもの②指示値が連続的に変化するもの③間欠的な振動の3種に大別されよう。これらについて①は指示値，②は指示値の平均値として整理できるが，建設工事や道路交通に伴なう振動では最も整理が難かしく，5秒間隔読み取り値の累積頻度分布上で中央値等が考えられるが，現在確かな決め手はない。

(ニ) 規制基準値：一般的には建設工事振動と道路交通振動の振動規制基準値は，前者が一定期間に限られた振動であり，また，杭打機のようにエネルギーを杭を通じて地盤に伝達することによって作業が進められるといった原理上止むを得ない事情にあること，後者は常時発生する振動ではあるが，道路を利用することにより沿道住民は有形無形の利益を得ていることなどを考え合わせると，前者の値が後者のそれに比して大きくなることは認められよう。さらにそれらを個別にみると，建設工事振動については使用機械の特性に応じた規制基準値の設定，工事現場の特殊性をも考慮した作業禁止日時の設定などが問題となろう。また，道路交通振動については，振動環境の保全の程度に応じた地域および時間の区分，測定法などが問題となろう。それらを明確にした基準値の決定が望まれるところである。

（構造研究室）

4－2

高炉鉱さいの品質と安全性について　（50. 中国）

（質　問）

中国地方，特に福山地域及び岡山県南地域においては高炉鉱さいが豊富にあり安価に入手出来るが，使用に伴う公害の発生が懸念される。

そこでこれら鉱さいの安全性及び使用上の留意点について教示願いたい。　（技術管理課）

（回答－1）

(1) 高炉スラグの品質

高炉スラグ砕石は，工場等でコンクリート骨材として使用されてはいるが，鉄鋼石の種類と品質，製造方法，冷却方法などにより，化学成分および物理的性質がかなり異なるので，一般の広範囲なコンクリートに用いる場合はその品質をよくたしかめたうえで使用する必要がある。

日本鉄鋼連盟の調査資料によれば，わが国で産する鉱滓の化学成分および物理的性質の範囲は

それぞれ表－1および表－2のようである。

表－1　スラグ砕石の化学成分

CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	Fe_2O_3	MnO	TiO_2	S	SO_3
38～43	32～37	13～18	3～7	0.1～0.7	0.5～1.0	0.6～2.2	0.6～1.2	0.05～0.2

表－2　スラグ砕石の物理的性質

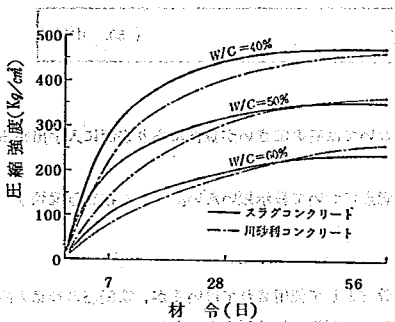
表乾比重	吸水量(%)	洗い試験による損失重量(%)	安定性試験による損失重量(%)	ロサンゼルス機によるすりへり減量(%)	単位容積重量(t/m^3)	実積率(%)
2.35～2.70	1～8	0.6～6	1～10	18～42	1.3～1.7	55～62

化学成分については，CaOが多く塩基度の高い場合は不安定となるので注意を要するが，一般にCaOが45%程度以下であれば安定であると考えてよい。物理的性質は，一般の砕石にくらべて比重がやや小さく，洗い試験による損失量がやや多く，また，すりへり減量がやや大きい傾向がある。なお，あまり軽いものは強度が小さいので，標準示方書ではコンクリート用骨材として適当なスラグ砕石の単位容積重量は1.250kg/m^3以上と定めている。

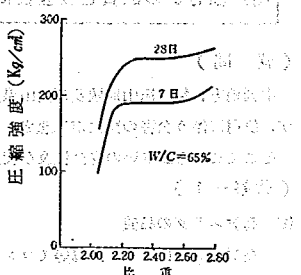
(2)　スラグ砕石を用いたコンクリートの品質

スラグ砕石を用いたコンクリートはワーカビリチーがやや劣り，砂利コンクリートの場合と同一スランプを得るには単位水量を10kg/m^3前後，細骨材率を2～5%増す必要がある。

スラグ砕石コンクリートの強度に関する実験結果の一例を示すと図－1のようで，砂利コンクリートにくらべて初期強度の発現がよく，水セメント比を小さくすれば材令28日で400kg/cm^2以上の強度を得ることもできる。ただし，図－2に示すように，表乾比重が2.3以下のスラグ砕



図－1　スラグ砕石コンクリートの強度試験結果の一例2)



図－2　スラグ砕石の比重とコンクリートの強度との関係2)

石を用いたコンクリートの強度は著しく小さくなる。

スラグ砕石コンクリートの耐久性は，ＡＥコンクリートとする場合は砂利コンクリートとほとんど変らない。水密性も，水セメント比５５％以下のコンクリートでは砂利コンクリートと変らない。

(3) スラグ砕石を用いる場合の注意点

1) スラグ砕石の比重，単位容積量などのばらつきが大きいと均等質なコンクリートが得られないので，スラグ砕石の管理を十分に行なう必要がある。

2) スラグ砕石は多孔質のため表面の乾燥が早く，レデーミクストコンクリートではスランプ低下が大きくなる場合がある。

3) 多孔質のスラグ砕石を用いるとＡＥ剤を用いてもコンクリートの耐久性はかなり劣ることがある。

4) スラグ中に含まれる硫黄は，コンクリートの安定性や鉄筋の発錆にはほとんど影響しないが，大きなひびわれなどが存在して外部の湿気に接するようなときは有害となる場合があるので，注意を要する。

〔参 考 文 献〕

1) "河川砂利以外の骨材を使用したコンクリートの研究"建設省第２２回技術研究会報告

2) 吉田弥智，ほか："高炉スラグ砕石のコンクリート骨材への利用に関する研究"：セメント技術年報XXV，１９７１年

3) 吉田弥智："高炉スラグを粗骨材として用いたコンクリートの強度に関する基礎研究，"セメント・コンクリート，№２６０，１９６８．

4) 肱黒和彦，ほか："鉱滓バラスおよび鉱滓バラスコンクリートに関する実験"，セメント技術年報XXⅦ，１９７３．

（コンクリート研究室）

（回答－２）

(1) 高炉スラグの品質

道路路盤材料として開発された高炉スラグについて，現在日本工業規格の規格化が進められている。この規格化に関する作業における調査で，高炉スラグは表－１に示す化学組成と表－２に示す比重．色相をもったことが明らかにされている。

表－１ 化 学 組 成 単位 重量％

種類＼組成	CaO	SiO_2	MgO	Al_2O_3	MnO	T. Fe	T. S	P_2O_5	CaO／SiO_2
高炉スラグ	38～43％	31～35％	5～8％	13～19％	0.6～1.4％	0.14～0.35％	0.7～1.3％	0.02％	約1.2
転炉スラグ	37～59	9～20	3～7	0.1～3.5	1.3～10.0	18～22	0.06～0.25	1.5～2.3	約3.5
備 考	転炉スラグは生産される鋼種により変動が大きい。 転炉スラグのT. Feは磁選前の一般的な数値である。								

表－2　比重および色相

物性 / 種類	表乾比重	単位容積重量 kg/m³	色相	備考
高炉スラグ	2.35～2.74	1,500～1,800	灰色	
転炉スラグ	2.90～3.40	2,000～2,500	黒褐色	

なお，カドミウム，鉛，総水銀，6価クロム，砒素，シアンについては環境庁告示第13号，および第14号記載の項により分析した結果例では，いずれも「不検出」となったことが知られている。

(2) 高炉スラグからの溶出成分と安全性

従来の使用実績からみて事故例は非常に少いが，高炉スラグを用いた箇所がたまたま地下水の流動の大きな所であったり，あるいは工事中に豪雨にあったりしたときに，白黄濁水が生じ，これが水田などに流入し稲を枯したり，魚を浮き上がらせたりした事例が知られている。

高炉スラグを水に浸漬すると可溶性成分が溶出し，ときには難溶性の懸濁物がこれにともなって流出してくる。溶出成分が何であるかは厳密には同定されていないが，表－1の化学組成からみて，主としてCaOにもとづく$Ca(OH)_2$と考えられ，溶出水はアルカリ性をもつ。500ℓぐらいの海水に1,500gのスラグを入れたときにおよそpHが10～11になることが知られている。白黄濁物質は硫黄化合物と考えられる。どのような硫黄化合物であるかは明らかでないが，硫化カルシウム（CaS）ではないかと考えられる。CaSは蛋白質分解，表皮剥離作用があるので脱毛剤として使用されることがある。CaSは水に対して僅かに溶け（溶解度1.98g/ℓ 30℃），次のように加水分解する。

$$2CaS + 2H_2O = Ca(HS)_2 + Ca(OH)_2$$

$$Ca(H_2S) + 2H_2O = Ca(OH)_2 + 2H_2S$$

したがって，白黄濁水は僅かに硫化水素（H_2S）の臭いがする。H_2Sは次のように酸化されるので

$$H_2S + \frac{1}{2}O_2 = H_2O + S$$

水中の酸素を消費する。稲を枯したり，魚を浮き上がらせたりするのは直接的には水中の酸素が局所的に欠乏するためではないかと考えられる。

(3) 高炉スラグ使用上の留意点

高炉スラグは水硬性があるので，硬化にともなって次第に透水しにくく，また溶出しにくくなるが，硬化が不十分な時期に浸透水があると白黄濁水が流出する。

したがって，使用上の次の点に留意すべきである。

i) 周辺に水田，井戸あるいは養魚池などがある現場では，十分な注意が必要で地下水あるいは雨水の浸透にともなう濁水の流出に関する監視が必要とされる。

ii) 高炉スラグを通して水の流動がなければ濁水の流出はない訳で，路盤はできるだけ均質緻密化を図り，透水率を低下させる。また，出来上った路盤表面に遮水材等を散布し防水膜を作り，雨水の直接流入を防止するようにする。

iii) 地下水等の流動のはげしい箇所では地下透水のないような工法を採用する。

（化学研究室）

（回答－3）

鉱滓を路盤に使用した個所では往々にしてアルカリ性の黄濁水が流出し，公害問題として指摘される事例が報告されている。

そこで，鉱滓を使用する際には次の各項に留意することが提案された。

(1) 道路に接近して飲料用井戸がある場合

(2) 道路に沿って養魚池等がある場合

(3) 道路に上水道管が埋設してある場合などは使用を取止める。

(4) 盛土道路の両側が水田等で雨水が路盤を浸透して流入するような場合

(5) 片切道路で山側の雨水，地下水が路盤を浸透，山側の水田等に流入するような場合は路側排水，路盤排水，遮水壁等を検討し，あるいは鉱滓の使用を取止める等，現場に応じた適宜の措置をとる。

しかし，過去に非常に軽微なものも含め若干の問題を生じた個所はこれまでの5年間に17件で，そのうち13件は40㎜～0の切込スラグを使用した例であるという調査結果がある。

いずれの場合も分離しやすく，かつ空隙の多い切込スラグ路盤にいったん浸透した雨水等が黄濁して流出したもので，これに対し，流調スラグ路盤ではこのようなケースはきわめて稀であるといわれる。

黄濁水の発生を防ぐもう少し具体的な対策に次のような提案がある。

(1) 路盤に雨水，地下水等が浸透しないように計画，設計する。

(2) 路盤には次のような粒度範囲の粒調スラグを用いる。

最大粒径：25㎜，2.5㎜フルイ通過量：25～45％，0.74㎜フルイ通過量：3～10％

(3) 敷きならしに際しては材料の分離を生じないよう特に注意する。

(4) 締固めは規定の密度が得られるよう十分に行ない，できるだけ透水性の低いものにする。

(5) 表面の仕上げが終れば直ちに十分量のプライムコートを施し，雨水等の浸透を防止する。このような意味では雨季の施工は望ましくない。

質問にあるように，スラグにセメントを添加することは，スラグ粒子の表面が被覆されて成分の溶出が妨げられ，しかも締固められた路盤では空隙がセメントで顆充されるというような効果によって黄濁水の問題は生じにくくなるといえる。その効果の大きさは出来上ったものの透水性などによって一概に言えず，また定量的なデータも持ち合わせていないが，一軸圧縮強度よりむしろ透水係数で判断すべきものと思われる。

しかし，セメント添加によって黄濁水の問題は少なくなろうが，それだけ，スラグ本来の潜在水硬性が阻害され，長期強度の発見，自癒性などスラグの特長が失なわれることになる。

（舗装研究室）

4－3

ヘドロ処理について　（50.中国）

（質　問）

水質汚濁対策又は工事施工の過程においてヘドロの除去工事が計画実施されるが，この事について下記事項を教示願いたい。

1. ヘドロの堆積厚の測定方法
2. ヘドロの除去方法と施工機械
3. 2次公害の対策と留意点　（中国技術）

（回　答）

1. ヘドロの堆積厚の測定方法

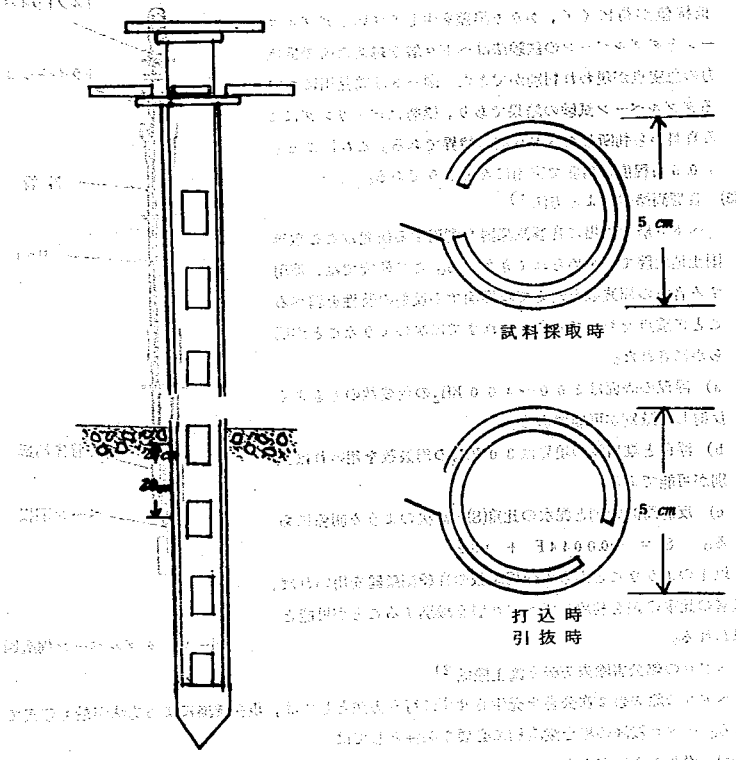
ヘドロの堆積厚の測定法としては大別すると次のような3つの方法がある。

(1) 採取法　(2) 土質力学的方法　(3) 音響測深器による方法

以下これについて簡単に説明する。

(1) 採取法

もっとも確実な方法としてはボーリングによる試料の採取により堆積厚を測定するのがよい。但し費用が嵩むので採取点が限定される欠点がある。簡便な採取法として，土木研究所で開発したものに長さ4 m，直径5 cmの鉄パイプを利用したヘドロ採取器がある。図－1に示すように10 cm×3 cmの穴を10 cm間隔に設け，内部に直径4.5 cmの捕泥室を備えたパイプを挿入してある。これをヘドロ中に挿入し1回転させてヘドロを採取し引上げる。これは人力で操作することを前提に製作したのでヘドロ層が厚い場合には，貫入抵抗が大きくなり2 m位が限度であった。従ってヘドロ層が厚く砂層まで貫入する必要がある場合には，作業船を用いて機械力で打ち込み，引き抜きを行う必要がある。



図－1 ベノトロ採取器

(2) 土質力学的方法

ベノトロ層のセン断強度は砂質土や粘性土と比べて著しく小さいので，その差を検出すればベノトロ層の厚さを知ることができる。このような考えで以前に京浜工事々務所で実施した試験を紹介する。

試験方法は，a) ポール貫入試験 b) ダブルコーン貫入試験，c) ダブルベーン試験（構造図－図－2）などである。

ボールの貫入試験は，ボールに浮力が働くために正確な抵抗値が得にくく，かなり誤差を生じやすい。ダブルコーンとダブルベーンの試験法はヘドロ層を越えた所で抵抗力の急変点が現われ判別ができた、図－3は鶴見川におけるダブルベーン試験の結果であり，横線はボーリングによる資料から判断したヘドロ層の境界である。これによると±0.5m程度の精度で実用になるようである。

(3) 音響測深器による方法1)

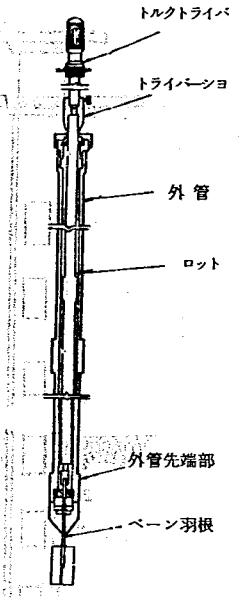
ヘドロ層の検出に音響測深器を利用する研究はここ数年国土地理院ですすめられてきている。この研究では，使用する音波の周波数を変えて境界面での反射の特性を調べることに重点をおいており，これまでに次のようなことが明らかにされた。

a) 浮泥の表面は200～400 KH_zの周波数のときよく反射して識別が可能である。

b) 浮泥と堆積泥の境界は30 KH_zの周波数を用いれば識別が可能である。

c) 反射周波数(F)と泥水の比重(S)とは次のような関係にある。 $S = -0.0044F + 1.52$

以上のようなことから可変周波数の音響測深器を用いれば，底層の比重の差を利用してヘドロ層を識別することが可能と思われる。



図－2 ダブルベーン構造図

2 ヘドロの無公害除去方法と施工機械2)

ヘドロの除去の2次公害を発生させずに行う方法としては，現在浚渫による方法が最も確実である。ヘドロ浚渫の場合浚渫船に必要な条件としては

(1) 濁りの発生が小さいこと。

(2) ヘドロ層の厚みに応じてヘドロのみの掘削が可能なこと。

(3) ヘドロはできるだけ高濃度で排土できること。

(4) ヘドロの土質的性状の変化，ゴミの混入等に対して適応できること。

などである。現在開発，実用されている浚渫工法としては次のようなものがある。

2－1 ポンプ船による浚渫

ポンプ船には，自航式ポンプ船と非航式ポンプ船があり，通常のポンプ船ではサクションヘッドにおけるカッターの回転がヘドロを撹拌し汚泥発生の原因となるので，ヘッドにカバーを付けたり，カッターのない式が開発されている。主としてヘドロを対象に開発された特殊なポンプ船としては，a) ニューマポンプ式浚渫船，(ヘドロを水圧により吸入し，これを高圧空気で圧送する) b) ウーザーポンプ式浚渫船(関東技術事務所で開発した方式で負圧で吸泥し高圧空気

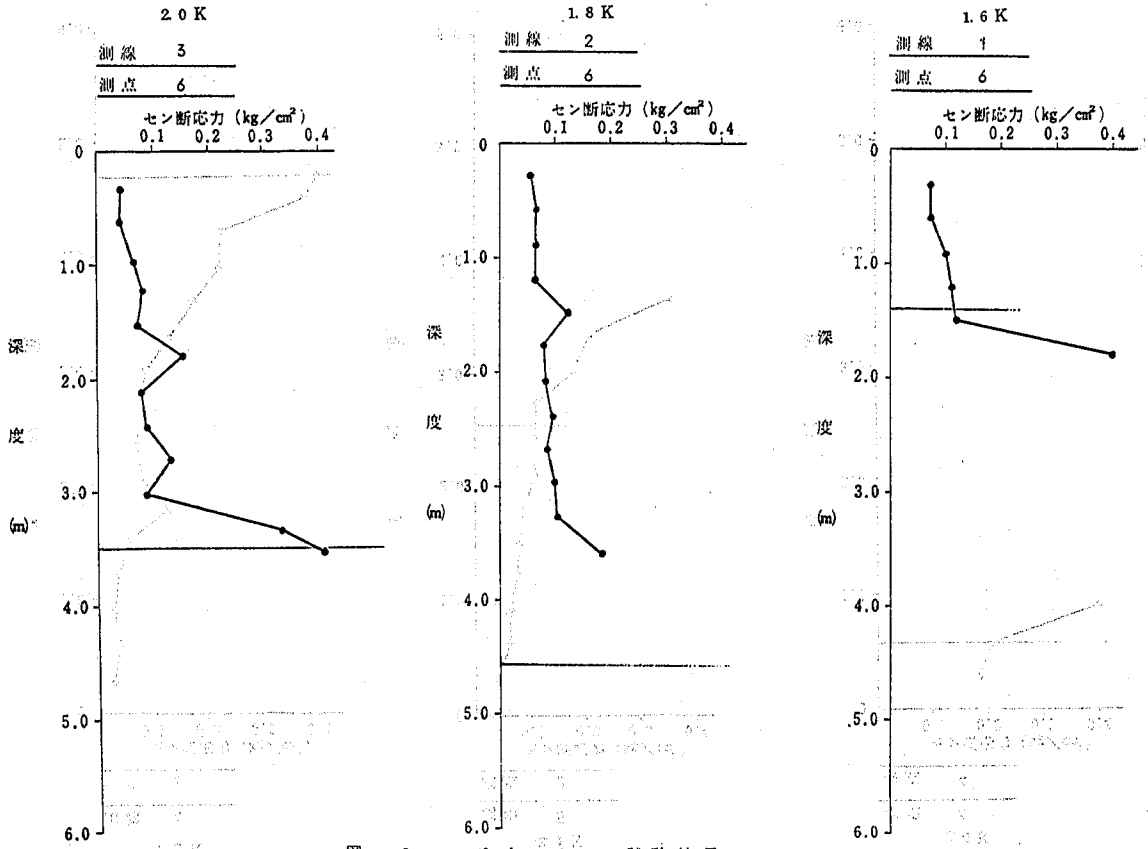
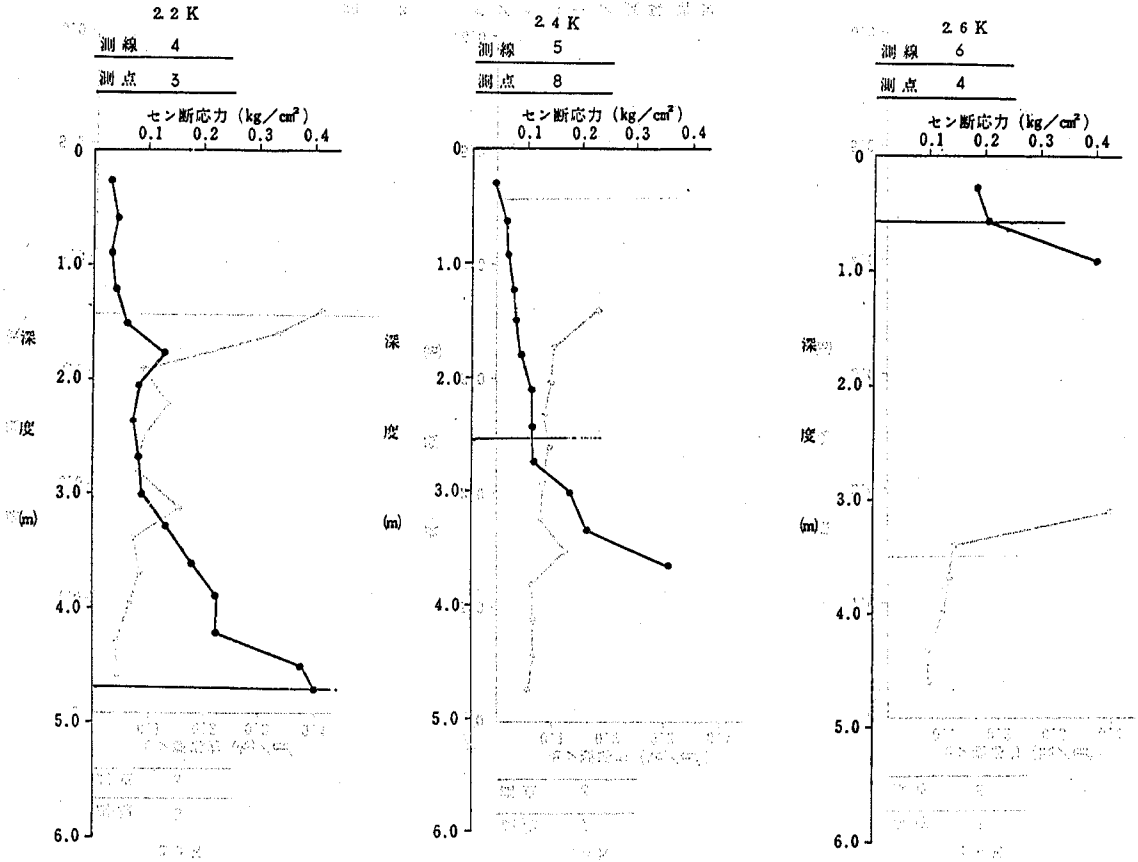


図 — 3　　ダブルベーン試験結果


２２Ｋ
測線　4
測点　3
セン断応力（kg／cm²）
0.1
0.2
0.3
0.4
深度（m）
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
２４Ｋ
測線　5
測点　8
セン断応力（kg／cm²）
0.1
0.2
0.3
0.4
深度（m）
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
２６Ｋ
測線　6
測点　4
セン断応力（kg／cm²）
0.1
0.2
0.3
0.4
深度（m）
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0

で圧送する） c) ピストンポンプ式浚渫船（ピストンを往復することにより吸泥，排泥を行う） d) 水中サンドポンプ式浚渫船（ヘドロの高濃度浚渫が可能な水中ポンプを使用する）などがある。

ポンプ船による浚渫の場合，排土地点での流出水量が多くなるため2次公害を防ぐための施設が必要となるので，埋立て計画を含めての経済性を検討しておくことが重要である。

2－2 グラブ式浚渫

グラブ式浚渫船には自航式と非航式がある。いづれの方式でもヘドロ浚渫の汚染源はグラブを上下する場合のコボレや附着土の拡散であり，これを無公害とするため爪を外したり，上面に蓋をした密閉式グラブなどが開発研究されているが，まだ大容量のものがみられない状況である。

なお非航式グラブ船浚渫の場合には，土運船が必要であるがヘドロの漏洩，満船に近いときのオーバークローによる汚染がかなり大きな問題であり，使用条件を検討しておく必要がある。

現在使用されているヘドロ浚渫船について，三木氏の論文[3]から抜すいして参考に供する。（表－1，表－2）

3 2次公害の対策と留意点

水銀等の有害物質を含む底質を処理する場合，工事の実施にあたって2次汚染が発生しないように工事方法や工事の監視等についての暫定指針[4]が環境庁より出されている。（昭和49年5月30日）従って工事を行う場合にはこの指針に基いて実施する必要がある。

この指針では，除去しなければならない底質が含む有害物質として，シアン，アルキル水銀，有機リン，カドミウム，鉛，6価クロム，ヒ素，総水銀，及びPCBを指定している。これらの基準濃度は更に細かく指定されているが，河口部や湾などの堆積ヘドロでは，これらの有害物質の何れかを含んでいると考えられるので，殆んどの場合，この指針に従わざるを得ないと思われる。

この指針では，工事の監視方法に重点がおかれ，工事の方法や2次汚染の防止法については殆んどふれていない。これは監視さえよくして置けば2次公害の拡散が防げるとの考え方によると思われるが，その具体的対策は工事施工者が自分で考えなさいということのようである。

工事施工上の留意点

(1) 浚渫

浚渫地点で汚泥の拡散を防ぐには，水中への発生量を減少させる方法と，局部的に閉じ込める方法とがある。前者は前に述べた特殊な浚渫船を用いることになるが，浚渫方法や能力に制限をうけるため，後者の方法による方が経済的の場合もあり得る。

局部的に閉じ込める方法としては，汚染防止膜を用いる方法が開発され実用化されている。例えば，シルトプロテクター（太陽工業），シーフェンス（三菱油化），パトレシア（日本ソリッド）などの化学合成布を用いるもの，エアーカーテンによるものなどがあるが，耐流，耐波浪性など，使用条件によっては十分な検討を必要とする。

(2) 埋立地の処理

汚泥を閉じ込める埋立地の護岸は汚泥や汚泥を含む水（海水）が流出しないことが必要であ

表－1　現有ヘドロ浚渫船

船名	形式	長さ×巾×深さ×吃水 L×B×D×d (m)	ポンプ馬力(PS)	揚水量(㎥/時)
クリーンナップ1号		26.9×10.1×1.2×0.4	油圧駆動水中渦巻ポンプ75KW	500
クリーンナップ2号		36.0×11.0×3.2×1.8	油圧駆動水中渦巻ポンプ110KW	1500
第3末広丸		35.0×9.75×2.43×1.60	シルシポンプ 300/60型	300
太安丸	ディーゼル	37.0×12.0×3.0×2.2	500 PS×3基	1000 360 640
第2東開丸	ディーゼル	52.8×14.7×4.6×2.6	4100 PS	
臨海1号	ディーゼル	22.5×7.6×2.3×1.3	500 PS	1000
臨海2号	ディーゼル	38.4×11.5×3.2×2.0	1200 PS	1500
第六芙蓉		53.68×14.0×3.81×2.5	ガスタービン 4000 PS	
			シルシポンプ 450/80型	450
金祥丸		65.0×12.0×3.0×1.9	320KVA	400
紅隆丸	ディーゼル	44.0×13.5×3.0	400 PS	1100
第5三栄丸	電気	41.0×12.0×3.0	1500 PS	3500
第2朝倉丸	ディーゼル		50 PS	180
第2三陸丸	自航ドラグ船	26.0×9.5×2.2	50 PS	180
第2大平丸	スチームタービン	60.0×16.0×4.3×3.0	5000 PS	

表－2　現有市販ヘドロ浚渫船

製品名および装置名	形式	船体寸法および型式 (L×B×D×d)	ポンプ馬力 (PS)	揚水量 (㎥/時)
汚泥処理用バケット クリンエース	密閉グラブ			
MNP ヘドロバケット	密閉グラブ			
マドラ	ピストンポンプ	MD-400 MD-600 型 MD-900	15KW 030or37KW 75KW	100 200 400
ニューマチック ドレッジャー	0.6㎥グラブ	12.5×3.4×4.5×0.6 m		20～40（含泥率60%） 40～50（含泥率40%） 50～60（含泥率20%）
マッドキャット	ディーゼルポンプ式	MC-10 9.195×2.438×2.819×0.68 MC-15 11.811×2.438×2.819×0.533		
ウォーターマン	ディーゼルポンプ式	150E，200E，250E，300E，35E型，250E型 14.0×4.0×2.0×1.0	300PS	

お　よ　び　浚　渫　装　置（昭和50年２月）

揚土量（㎥/時）	標準排送距離(m)	掘削最大水深(m)	備　考	所有会社名
70～100	max1300	6.2	特殊吸込装置，シルシポンプ，往復胴ポンプ，マドラポンプ設置可能	東亜建設工業㈱
100～700	max1500	23	同　上	
75～100	max1200	15	シルシポンプ式	
0 210（含泥率60%） 510（含泥率80%）	1500 240 80	17	ウーザーポンプ式	東洋建設㈱
		25	カッターレース（改造型）ポンプ式	
	バージローデング or 300m 可　能	10	カッターレス（改造型）ポンプ式	臨海土木㈱
	バージローデング or 500m 可　能	21	同　上	
		21	カッターレス（改造型）ポンプ式	五洋建設㈱
	バージローディグ		台船に装備	
	バージローデング or 600m 可　能	20	カッターレスセミニューマピストンポンプ式	佐伯建設工業㈱
500	バージローデング	24	200PS の水中ポンプ，ドラグヘッド装備	三井不動産建設㈱
600	1700	18	カッターに替り，ドラグヘッド取付	
60	バージローデング	7	50 PS の水中ポンプ，ドラグヘッド装備，解体可搬式	
60	バージローデング	14	50 PS の水中ポンプ，ドラグヘッド装備，自航式	
		30	カッターレス（改造型）ポンプ式	若築建設㈱

お　よ　び　浚　渫　装　置（昭和50年２月）

揚　土　量（㎥/時）	標準排送距離(m)	掘削最大水深(m)	備　考	販売会社および取扱会社
6㎥バケット 120㎥/時 （サイクルタイム３分）			リンクタイプ，水平掘削タイプ共 2，4，6，8，10，15，20㎥ バージローディング	三菱製鋼㈱
			2㎥	真砂工業㈱
	60×ブースター数			柴田建機研究所
12～24 16～20 10～12	200 400 500	8	可搬式，グラブ浚渫空気圧送方式	川浪製作所
38～92		3.2 4.5	可搬式，スクリューオーガー式カッター	日通商事㈱ （販売代理店）
70～150（砂）	300～800（砂）	10	可搬式，ホィール式カッター	㈱ウォーターマン

（三木森雄による）

る。そのためには，護岸自体が十分強固であるとともに，止水ないし，濾過機能を備えた護岸構造とすることが必要になる。また，ポンプ船による場合には余水の処理として十分な沈殿施設を考えねばならない。また埋立地での２次公害を防止するための安定化工法については，最近多くの研究が実施されており，詳細については参考文献[5)6)]にゆずる。

〔参 考 文 献〕

1）“河川部門指定課題論文集”．第２８回建設省技術研究会．昭和４９年１１月

2）大谷博包：“港湾におけるヘドロ除去工事の概要と今後の課題”．公害と対策．Vol. 11．№６　昭和５０年６月

3）三木森雄：“ヘドロ無公害浚渫及び埋立工法の現状と問題点”．埋立と浚渫 7 5.№６４

4）“底質の処理．処分等に関する暫定指針”．環境庁水質保全局編　昭和４９年６月

5）柳下正治：“有害物質含有汚泥の適正処理と今後の課題”．公害と対策．Vol. 11．№２～№５

6）底質浄化協会：“汚染海域浄化システムの設計研究”．汚染物処理システム報告書．昭和５０年３月

（河川部）

4－4

マルチスペクトル写真を利用したリモートセンシング調査手法による自然環境調査について　（50．中国）

（質　問）

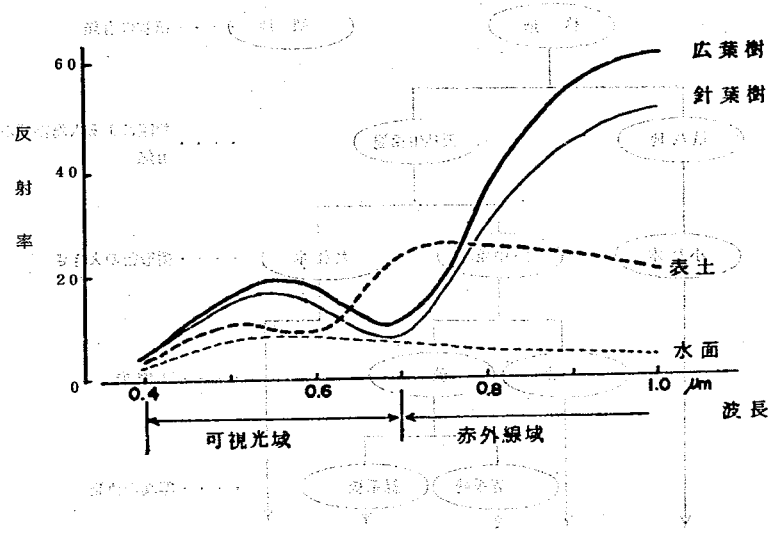
道路計画においては自然的インパクトについて十分な事前調査を行ない，道路本来の機能を確保しつつ，しかも沿道の自然環境の保全と地域住民の健全な生活をそこなわないような計画を立てることが必要と思われる。

一般国道２９号線の戸倉バイパスは，ブナの天然林等がある国定公園内を通過するルートのため，事業実施に先だってマルチスペクトル写真による植生の分布状況，活力度等を事前に測定し，道路による影響調査を引続き実施したいと考えている。これらの調査方法，解析内容，方法等について教示願いたい。　（鳥取）

（回　答）

地球上の物体は，色々な電磁波を放射あるいは反射しており，それらから放射・反射される電磁波エネルギーのスペクトル特性は，それぞれ異っているので，これらの電磁波エネルギーを検知することでその性質を調べることができる。各物体は例えば図－１のような反射特性をもっている。

マルチスペクトルカメラは，青色（Bバンド　４００～５００mμ），緑色（Gバンド　５００～６００mμ），赤色（Rバンド　６００～７００mμ）の３波長帯とする他，近赤外線領域をIRバンドとして，計４種類の写真画像を得られるようになっている。波長別に得られた写真は，被



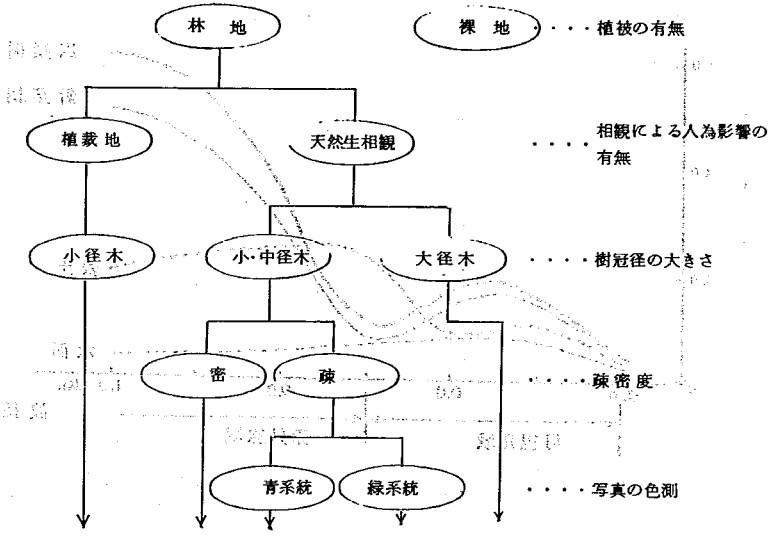
図－1　反射特性曲線の例

写体の反射特性に応じて，特定の物体を他と際立たせる画像を提供する。植生の場合は，近赤外域での反射が強く，ＩＲバンドでは白く写るが，その他のバンドでは暗い色調を示す。このように植生に関しては，近赤外線の反射光量の差で，樹種，樹令，植物の質的差異が判る。従って，可視光域では緑一色にみえている植物も，ＩＲバンド写真や，合成画像上では異った濃度，色調となって現われ，樹種区分をはじめ緑の質的差異の判別が可能となる。

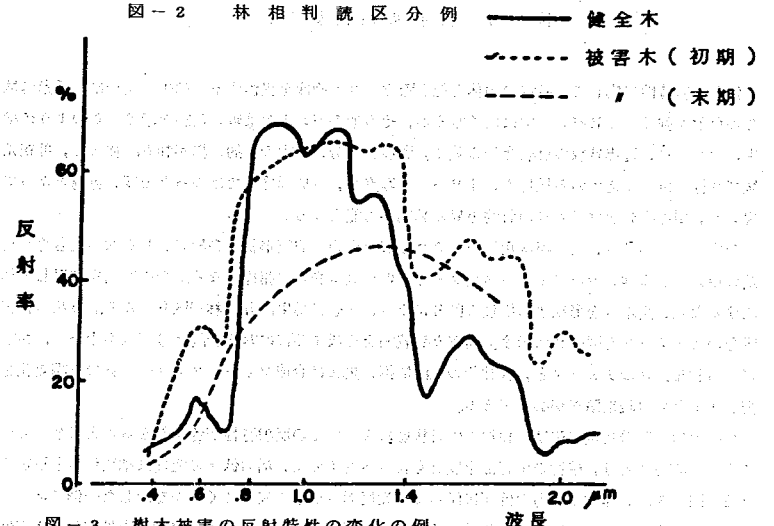
植生区分の判読は，実体観察用にパンクロ写真を用い，樹冠形状及び配置，写真像の肌目等を判読の指針とする他，合成フォールスカラー写真の色調も判別の指標となる。空中写真を利用して作成するため，高木層を形成する樹種の区分になり，一般に植生区分は林相区分となる。林相の判読区分の各ステップを図－２に示す。精密な判読図を作成するには写真判読だけでは不十分で，判読による林相区分のチェックと，各林相の現況把握，更には合成フォールスカラー写真の色調変化を把握するための現地踏査が必要である。

植物の活力度の判定方法は，植物の生育状態によってその反射特性が各々異なることに基くものである。活力度とは，植物の生育健全度とも言うべきもので，活力低下の究極は枯死状態と規定される。図－３は，植物の活力の低下に伴って，光反射率がどう変ってくるかを示した一例である。

一般に病虫害，あるいは大気汚染等の環境悪化の影響が樹木に及ぶと，樹木の赤外線反射率が低下し，一方，可視光域の反射光量が上ってくる。



図－2　林相判読区分例



図－3　樹木被害の反射特性の変化の例

（Michigan Univ.Willow Run Lab.）

こうした反射特性の変化は，バンド毎の白黒フィルムの濃度の変化としてとらえられ，更には合成カラー画像の色調を変化させることになる。従って，この活力の低下現象と，濃度の変化との対応関係を得ることによって，写真濃度から活力状態を推定する。また，活力調査では，近赤外線域の光反射をフィルム面に記録できる赤外カラー写真，あるいはマルチスペクトル写真の撮影と共に，撮影された写真の濃度と実際の活力状態との関係を正確に知るためには，調査地に標本点を設けて現地確認を行なう必要がある。（急傾斜地崩壊研究室）

4－5

外来種子吹付の緑化後の在来植生の侵入状況について（51. 北陸）

（質　問）

地域の状況から緑化を図る際，種子選択について外来種あるいは在来種のいずれがよいかが議論されるところである。

種子の入手は，情報によれば，外来種子に比べ在来種子が品薄のため困難なようである。

ところで，耳にすることではあるが，外来種子で緑化を図ったがその植生は一時的のもので，自然に地元（物）の植生が侵入し，年数を経るに従って，外来植物は自然に消滅してしまったという話を聞きますが，ある程度，実証されているのかどうか伺いたい。

（回答－1）

環境保全の面から緑化の重要度は増しており，法面などでは，従来どちらかといえば緑化工でも法面保護ができるから緑化したという状態から，緑化するための法面安定工はどうすべきだという発想もなされる事態になってきた。国立公園指定地域では，特にこの傾向は顕著である。

まず初めに緑化後植物（外来種，郷土種）が成育する基本的条件について述べる。この条件は次のようなものである。

1）斜面が崩壊しないこと。

崩壊しやすい場合は，勾配をゆるく切り通すなどの対策が必要である。

2）植物に必要な気象条件であること。

気象には，気温，日照，水，空気などがある。

3）土壌があること。

最も重要なことは土が動かぬことである。

植物の種類により根が発達できるのに必要な厚さがある。

草木　　必要な土壌の厚さ　15 *cm*以上

小低木　必要な土壌の厚さ　30 *cm*以上

大低木　必要な土壌の厚さ　45 *cm*以上

高木　　必要な土壌の厚さ　60～90 *cm*以上

また，自然状態では周辺には大木が繁茂している地域内のがけ面には草木や低木しかないこと

は通常認識されることであり，緑化後の植生回復でも，勾配が35°以下では森林にもどるが，35～50°では他の条件が非常に良くなくて森林にもどらず，50°以上になると回復を期待することはできない。

次に，外来種子で緑化した後の郷土植物（自然の地元の植物）の侵入について述べる。これに関しては，施工例が増えるにつれて，その実態が明らかになってきており，現時点ではあらゆる方法が採用できるという前提で一般的には次のように要約される。

1）外来種子の植生が成育した後，刈り取りと肥料を入念にやっておれば，いつまでも外来植生のままである。

2）外来種子の植生が成育した後，刈り取りも肥料もやらなければ，郷土植物が侵入し，漸次，郷土植物に遷移する。

その実態は，

まず，外来種子で緑化施工後，まず草本類の郷土植物が侵入しはじめ，3～4年から郷土植物が侵入しはじめ，10年ほどで，ほとんど全体が郷土植物に遷移してしまう。この場合クズが侵入してくれば木本類や外来種が枯れ，1時点に裸地化して侵食されやすい状態になりやすい。また，標高1,500 m以上の所では，侵入は遅く，20年くらいで，全体が郷土植物になる（富士山スバルラインなど）。

3）マサ（風化花コウ岩）地帯など，外来植生の衰退が激しく裸地化しやすい所では，郷土植生が侵入してもやはりこの傾向は続き，郷土植生の移行もむつかしい。

これに反して，古生層，第三紀層の地帯では，郷土植生の侵入は良好である。

4）図－1は京都市街地周辺の崩壊地復旧の様子を示したもので，ほぼ一般的な遷移の状態を示すものと考えてよい。

5）郷土植物への遷移を早めるには，次のような方法がある。

① 外来種子による緑化施工後，3～4年後に外来種の衰退が著るしくなり，この頃から郷土植物の侵入が見立ってくるが，この時郷土植物の種子を積極的にまく。

② 最初の緑化施工時に，外来種子に，郷土種子を混入して使用すれば，郷土植生への遷移は，いっそう加速される。例えば，ヨモギとケンタッキー31の種を50：50で使用すると，春のいい時期なら，最初からほとんど全部ヨモギになり，秋施工でも，1年ぐらいで，全部ヨモギにかわることが多い。

③ 外来種子が一応成育した時，地面侵食を受けないだけ草丈けを残して刈り取る。

④ 周辺の表土を採取して，外来種による緑化施工時にこれを法面に吹付ける。これには，郷土植物の種子が入っており，また表土もあるから郷土植物への遷移が早まる。

⑤ さらに工費が許されるなら，郷土種の木本類の苗木を積極的に植栽する。

6）寒冷地や高山地帯

条件の悪いこれらの地帯での緑化復元に関しては，適応力のある郷土植物を見つけ出すとともに，人工により生育基盤を造成し，これを安定さすための方法が研究されており，緑化技術も進んできているがまだ一般化された水準には達してない。

次に，名神高速道路の切土のり面を対象に外来植生施工後の郷土植生の侵入について道路公団試験所で追跡調査をした報告[1]の要約を述べる。

名神高速道路，関ケ原～栗東間（約７５Km）に，切土のり面を対象に２５ケ所の調査地を設け調査を実施した。

本区間は，昭和３６年～３７年に緑化施工されたのり面である。

導入草種は大部分がウィーピングラブグラスの単播で，一部にケンタッキー３１フエスクを混播されている程度である。

土質は粘性土が主体で，一部に花コウ岩の風化土（マサ土）が出現する。周辺林相は，アカマツ林が大部分で一部にスギ，ヒノキなどの造林地がある。中低木類ではネジキ，ナツハゼ，ツツジ類などの耐酸性樹種の生育が多く，砂防工事が施工されたところでは，ヤシャブシ類やニセアカシヤが良く成林している。

調査結果の要点をあげれば，次のようである（表－１参照）

表－１　名神高速道路（関ケ原～栗東）法面植生調査植物組成　（47年10月調）

番号		1	2	3	9	11	15	18	21	22	24	25
調査地点		KP453.4	KP439.6	KP437.7	KP398.7	KP393.5	KP424.4	KP418.7	KP392.5	KP425.2	KP415.1	KP471.5
のり面の状況	工種	張芝工	種子吹付工	種子吹付工	種子吹付工	種子吹付工	張芝工	張芝工	種子吹付工	種子吹付工	種子吹付工	張芝工
	切盛別	切	切	切	切	切	切	切	切	切	切	切
	土質	粘性土	粘性土	砂利混り砂質土	軟岩	黒色粘性土	砂利混り粘性土	砂質土	岩塊混り砂質土	砂利混り砂質土	砂利混り砂質土	砂利混り砂質土
	土壌硬度	20～24	15～16	15～20	31～35	18～22	18～22	18～24	12～13	23～24	18～20	18～20
	のり方位	E S	S	N W	E S	N E	N W	W	W	N W	W	W
	勾配	42.5°	42°	41°	47°	43°	47°	40°	49°	50°	40°	38°
	のり長(m)	13	15	14	26	40	22	16	15	12	19	10
植物被覆率（%）		100	98	95	98	100	90	100	99	95	100	100
ウィーピングラブグラス			50	30	25	5			30	40	45	
ケンタッキー31フエスク									35	5		
アカマツ		20	40	40	70	50		70	20	40	50	30
スギ		20	5	20	5	10	50	10	10	5	5	5
ヤシャブシ		10										
ナツハゼ		10		+		+		+		+		
コバノミツバツツジ		5		+		+				+		
ネジキ		10		5		+		+		+		
ヤマツツジ		10		+		+		+				
チガヤ			5				10					10
ハギ							+	+		3		
ホブラ							+	10				
ヨモギ							5					
タデ							+					
コケ・シダ						30				5		
備考			岩露出			湿潤地	のり面火災跡と思われる。					

1）侵入植物の主なものは，木本類でアカマツ，ヤシャブシ，ヌルデ，ナツハゼ，ツツジ類など約５種類，その他シダ類の数種が確認された。これら侵入種の大部分は先駆植物といわれる種類であった。

2）侵入はのり面周辺の表層土に近い土壌部分より始まり，のり面中央部に侵入している。この傾向は木本，草本類とも同じである。従って，アカマツの樹令を調べてみると，施工３年目位から侵入しており，周辺部分の樹令が高く，のり下部が低い。その差は2～3年であった。

3) 導入植生の被覆率は外来草の平均で1`5～30%，侵入植生の優勢なところは5%前後で，ノシバ張付地ではほとんど消滅している。

4) アカマツの生育は，のり上部でやや衰り，下部で良好である。また，粘性土質より花コウ岩風化地では生育が悪い。これは，土壌養分の差よりも，土質の保水性による土壌乾燥に影響があると思われる。

5) 遷移（侵入種の種類・量）は，種子吹付工より張芝工が早い。これは張芝客土方式が種子の飛来定着→発生→生育に好条件を与えたのではないかと推定する。

〔参 考 文 献〕

(1) 前堀幸彦：「高速道路のり面の植生遷移状況」：日本緑化工研究会会誌 P. 34～35 1976. 7

（急傾斜地崩壊研究室）

（回答－2）

植生は極相植生以外は必ず遷移する。遷移を止めることは人為的に大きな費用と労力を必要とするだろう。

法面への種子吹付けにより発芽した植生は極相群落ではないため，極相群落に向って遷移をするのは植生学の教えるところである。極相群落は一般にその地方の気候条件，地形条件等で決定され，それに向ってその地方に適した植生すなわち在来種に変化するであろう。視覚的には表－1に示すような遷移を示すのである。

表－1　視覚的に見た植生遷移

短草本（例えば芝・牧草）→ 高草本（例えばススキ）→ 短木本（例えばツツジ）→ 高木本（陽樹）（例えばクロマツ）→ 高木本（陰樹）（極相群落を形成するもので例えばブナ）

ここで種子吹付けによる植生は短草本群落であり，時間の経過と共に高草本（例えばススキ等）から木本類へと遷移が進む。このような変化は例えば文献2によくまとめられている。これは，建設後1～2～3年を経た名神高速道路，約7年を経た東名高速道路，2～3年を経た中央高速道路（名古屋付近）の法面を対象に吹付けた植生かどのような遷移をしているかについて調査したものである。

結果の一部を表－2～4，図－1～3に示すが，時間の経過と共に在来種が侵入し，吹付植生が消えていく様子がわかるであろう。

表－２　名神高速道路の法面植物の出現順位

順位	種名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	スキ	133	95.7%	26	54	33	16	4	0	0	0
2	アカマツ	101	72.7	42	13	16	12	13	5	0	0
3	クズ	77	55.4	32	16	7	11	7	3	1	0
4	セイタカアワダチソウ	76	54.7	10	18	20	15	9	4	0	0
5	メリケンカルカヤ	41	29.5	3	7	8	7	11	4	1	0
6	ヌルデ	34	24.5	1	7	3	11	8	2	2	0
7	ヤシャブシ	33	23.7	6	5	8	4	6	5	0	0
8	一次植生	32	23.0	11	7	6	3	4	1	0	0
9	ネムノキ	30	21.6	3	3	5	11	6	2	0	0
10	ハギ	22	15.8	0	2	6	2	7	4	0	1
11	アカメガシワ	20	14.4	1	0	8	6	5	0	0	0
12	ヤマナラシ	14	10.1	0	2	2	3	4	2	1	0
13	タラノキ	12	8.6	0	1	2	5	3	0	1	0
14	イタチハギ	11	7.9	0	2	2	5	0	2	0	0
15	ニセアカシア	9	6.5	3	0	2	1	3	0	0	0
16	イタドリ	7	5.0	0	0	1	1	3	2	0	0
17～33	地点数6(5%)以下17種	34	—	1	3	6	11	10	3	0	0
33	計	139 (686)	—	139	139	135	124	103	39	6	1

表－３　東名高速道路の法面植物の出現順位

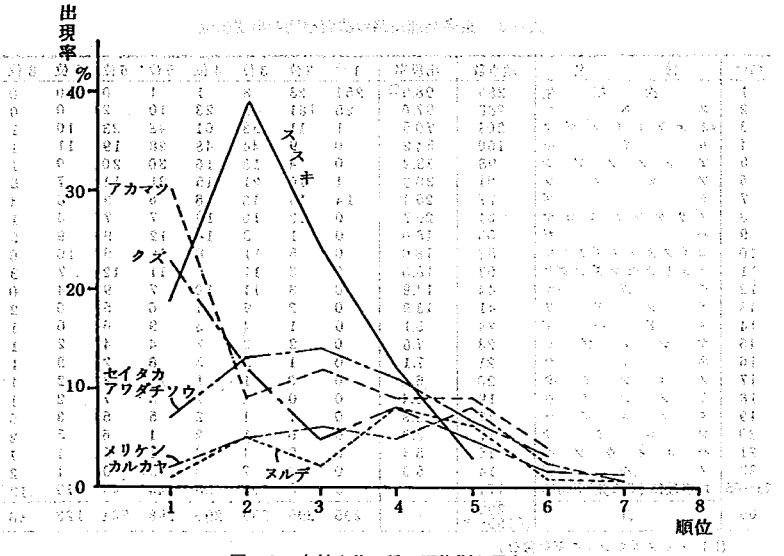
順位	種名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	一次植生	289	98.0%	251	28	8	1	1	0	0	0
2	スキ	288	97.6	25	181	47	23	10	2	0	0
3	*オオアレチノギク	208	70.5	1	11	53	61	48	23	10	1
4	ヨモギ	160	54.2	0	9	44	48	28	19	11	1
5	アキノノゲシ	98	33.2	0	4	18	16	30	20	9	1
6	アカマツ	91	30.8	1	10	21	15	21	11	7	5
7	クズ	77	26.1	14	15	13	8	6	9	8	4
8	メリケンカルカヤ	61	20.7	0	13	10	19	7	7	4	1
9	ハギ	53	18.0	0	1	3	14	12	9	9	5
10	セイタカアワダチソウ	53	18.0	0	5	11	8	10	9	10	0
11	アメリカセンダングサ	53	18.0	0	3	11	6	11	12	7	3
12	チガヤ	44	14.9	0	3	11	10	7	9	4	0
13	イタドリ	41	13.9	0	2	9	11	6	5	6	2
14	メドハギ	24	8.1	0	1	4	3	9	6	0	1
15	ヤシャブシ	23	7.8	0	2	3	7	4	4	2	1
16	ネザサ	21	7.1	0	1	3	3	8	2	3	1
17	ノコンギク	20	6.8	0	0	1	1	11	4	2	1
18	ヤクシソウ	19	6.4	0	0	2	2	5	7	2	1
19	タケニグサ	17	5.8	0	1	1	2	5	5	3	0
20	ツユクサ	17	5.8	0	0	1	2	1	6	5	2
21	ハコネウツギ	16	5.4	0	0	4	4	1	5	1	1
22	ヌルデ	14	5.0	0	0	2	3	3	3	1	2
23～66	地点数13(5%)以下44種	171	—	3	5	15	28	44	44	19	13
66	計	295 (1858)	—	295	295	295	295	288	221	123	46

注）＊ヒメムカシヨモギを含む。

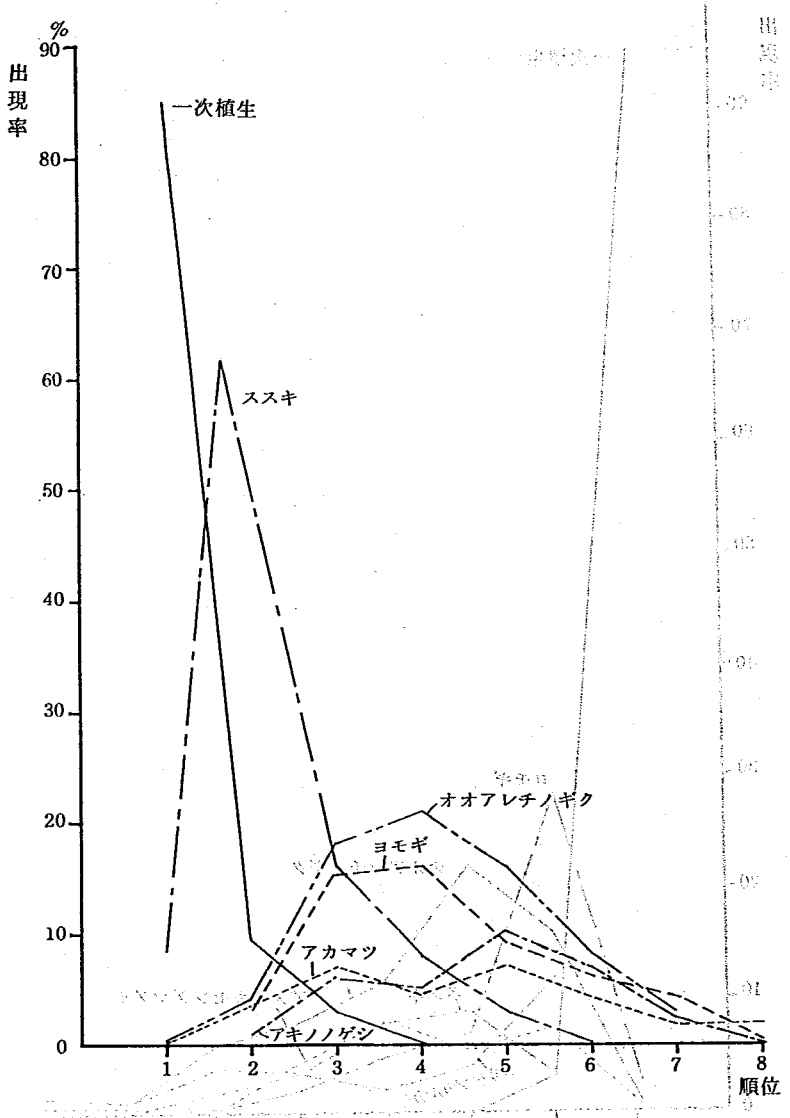
表－4　中央高速道路の法面植物の出現順位

順位	種名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	二次植生	141	98.6%	136	4	0	1	0	0	0	0
2	*オオアレチノギク	96	67.1	2	23	32	17	12	8	2	0
3	ヨモギ	68	47.6	4	41	10	7	3	1	2	0
4	スズキ	44	30.8	0	5	13	12	5	6	1	2
5	アメリカセンダングサ	40	28.0	1	11	8	12	6	0	1	1
6	メリケンカルカヤ	35	24.5	0	17	6	3	5	3	0	1
7	ヌルデ	24	16.8	0	2	7	5	7	2	1	0
8	ハハコグサ	23	16.1	0	7	3	7	4	1	1	0
9	シャプ	20	14.0	0	4	3	6	3	3	1	0
10	カマ	19	13.3	0	5	5	3	5	1	0	0
11	タド	19	13.3	0	2	3	3	6	3	0	2
12	ンドボロギク	19	13.3	0	4	6	4	3	0	2	0
13	アキノノゲシ	17	11.9	0	2	4	1	2	1	4	3
14	ノコログサ	17	11.9	0	1	4	6	3	2	1	0
15	アレチマツヨイ	12	8.4	0	0	4	3	3	2	0	0
16	ワラビ	10	7.0	0	1	5	1	1	1	1	0
17	ヒシバ	9	6.3	0	0	2	3	0	4	0	0
18	バッコヤナギ	9	6.3	0	1	2	0	3	2	1	0
19	ギシギシ	9	6.3	0	0	4	3	1	0	1	0
20	ススキ	8	5.6	0	1	1	3	1	2	0	0
21	ヤクシソウ	8	5.6	0	0	1	2	2	2	1	0
22	セイタカアワダチソウ	7	5.0	0	1	2	0	2	0	1	1
23～49	地点数6(5%)以下27種	53	—	0	6	9	13	8	10	4	3
49	計	143 (707)	—	143	138	134	115	85	54	25	13

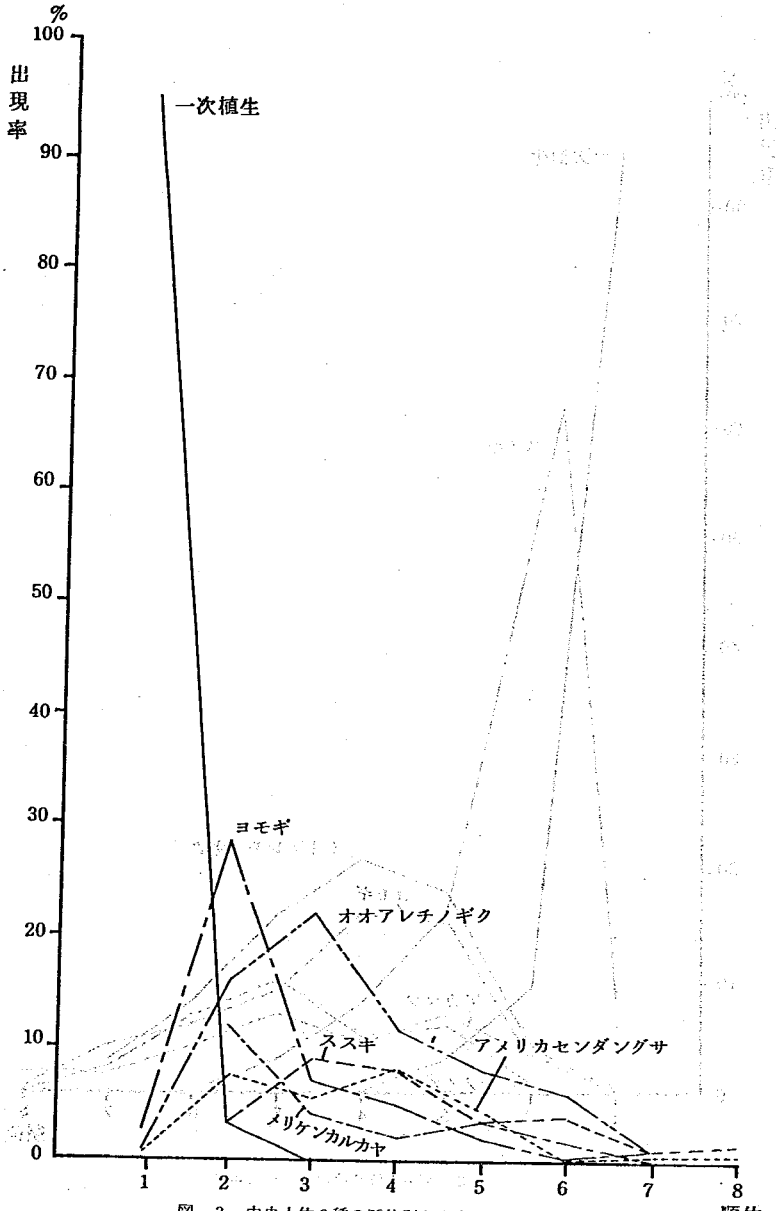
注）*ヒメムカシヨモギを含む。



図－1　名神上位6種の順位別出現率



図－2　東名上位6種の順位別出現率



図－3　中央上位6種の順位別出現率

〔参 考 文 献〕

2）“道路建設後の道路のり面植生変遷に関する調査研究報告書”．道路緑化保全協会，日本道路公団名古屋管理局1976年3月

（交通環境研究室）

5. そ　の　他

5－1

建設工事におけるような間欠的振動測定上の問題点について
（49. 中部）

（質　問）

(1) 建設工事におけるデルマック・ハンマー、ドロップハンマー等による間欠的な振動を測定するとき、振動計の指針の読み取り値と記録計（ハイレベルコーダ）の記録値には若干の差がある。これは記録計の追従性の不足によるものと判断されるが、この計測差を小さくする記録方法又は修正方法について伺う。

(2) 記録の計測差を小さくする方法としては光学振子による写真記録が考えられるが、現像等の不便と記録漏れが支障となる。これらのシステムの展望はどうか。　（中部技術）

（回　答）

(1) 振動計の指針の読み取り値と記録計の記録値の差について

振動計の用途は振動測定の目的（例えば人体に対する影響か家屋に対する影響か）によって、指示計の動特性、即ち、時定数の選択をしなければならない。時定数が異なれば指示値が異なってくるのは当然である。

現在の公害用振動計では、fast で時定数が、0.2 secが標準であるが、衝撃振動に対しては不十分であるとされており、記録以前に計器自体の問題が残っている。御指摘の両者の相異については振動計の読み取り誤差を除外すれば、①振動計の機械的応答性、②高速度レベルレコーダの追従性に起因するものと考えられる。

このうち①は、振動計への入力が衝撃的な場合、指針が立ち上がりの慣性力によって入力以上に振れるため、②は、入力のピーク値にレベルレコーダのペンが十分に追従しきれないために生じるものである。

これを小さくするには、①②ともに改善することが必要であるが、現在のところ①については改善の余地はないようで②については、レベルレコーダがオーバシュートしない限り、ペンスピードを高くすればよいが、オーバシュートするかしないかはデータの性質によって異なるので一般的でない。

次に振動計の出力を最も正確に再生する方法としては、シンクロスコープが考えられるが、記録を写真撮影する不便さがある。

データレコーダを用いる場合には、現場記録時よりテープスピードを遅くして用いればレベルレコーダの比較的遅いペンスピードでも追従性はよくなるのでこの方法が一般的である。

補正を行なう場合には、通常のレベルレコーダの記録をたとえばドロップハンマの数打ちをシンクロスコープ（あるいは電磁オシログラフ）の記録と比較して、その差の値を知っておく方法

が確実である。

(2) 電磁オシロの記録紙の現像定着などの取り扱いの不便さについては、現在のところ改善される見通しはない様であるが、屋外などと使用する場合の直射日光を避ける構造については特注すれば可能と思われる。（機械研究室）

5－2

水質試験室での使用廃棄水の処理方法について（49. 中部）

（質　問）

(1) 水質試験室で試験済みの水、薬品処理した水の排水処理の方法として凝集沈澱→活性炭吸着法、イオン交換→活性炭吸着法、S製作所の電気分解による方法等が考えられるが、月間放出濃厚排液５００ℓ程度の試験室の場合どのような方式が最適か。又、処理施設の規模はどの程度が好ましいか。

(2) 有機溶剤については前記の方法では除却困難であると思われるが、これについての適度な処理方法があれば御教示願いたい。（中部技術）

（回　答）

(1) 月間放出濃厚廃液５００ℓ程度であれば、メーカーが市販している実験室用の廃液処理装置を用いるのも一法であろうが、ケミドラム等に分別貯留し、バッチ式で処理するのが最も確実であろう。市販の実験用廃液処理装置を用いる場合にも分別貯留しておいて処理しないと、処理効率が十分でない汚濁物質がでてくるものと考えられる。

(2) 有機溶媒の処分方法としては、焼却するか蒸留して再利用するかの２方法が考えられる。ただし、焼却する場合は高温の専用焼却炉を用いないと黒煙の発生等の問題がある。再利用については、自所では不純物等の問題で再利用できないとしても、大学の化学研究室へ持ち込めば無償で引き取ってくれる場合が多い。（水質研究室）

5－3

濁水処理に用いる薬品について（49. 中部）

（質　問）

1. 最近濁水処理で発生する処理水を再び骨材の洗浄に用いる例が見られるが、高分子凝集剤や硫酸バンド等の薬品がコンクリートにおよぼす影響はないか。（中部技術）

（回　答）

骨材の洗浄によって生じた濁水を高分子凝集剤や硫酸バンドを用いてある程度浄化し、その水を再度骨材洗浄に用いるといったことを行なった場合、水の中に残存するこれらの薬品が次第に

濃縮されてそれが骨材に付着し、それを用いたコンクリートに何らかの影響をおよぼすことが懸念される。

しかし、これらの薬品がまだ固まらないコンクリートおよび硬化したコンクリートの諸性質におよぼす影響については、まだほとんど解明されていないのが実情である。

これらの凝集剤は、いずれもＡＥ剤と同様に活性の材料であるからコンクリートの空気量に影響を与える可能性があるが、これについては今後調査研究されるべき問題であろう。

硬化したコンクリートの品質におよぼす影響は、現時点ではないと判断してよい。

（コンクリート研究室）

（主　旨）

2. 処理水は通常河川へ放流されるが人体や河川生物への影響はないか。　（中部技術）

（回　答）

上水処理に用いられている無機の凝集剤（硫酸バンドやＰＡＣなど）については問題はないと考えられる。ただし、塩化第二鉄などの鉄塩については、重金属が不純物として含まれていることがあるので、処理水中の濃度が排水基準を越えないように使用しなければならない。

また、有機の高分子凝集剤については、アニオン系、ノニオン系、カチオン系に大別されるが、アニオン系、ノニオン系の大部分はアクリルアミドを原料とするものであり、未反応のアクリルアミドのモノマーが若干といえども残存している。アクリルアミドのモノマーは非常に毒性が強いものであり、処理水中のアクリルアミドモノマーの濃度が0.０１ppm 以下になるように使用しなければならない。厚生省環境衛生局水道課編「浄水場排水処理施設の手引き」昭和４８年度改訂版によれば、ポリアクリルアミド系凝集剤の品質について下記のような基準が定まっている。

アクリルアミドモノマー濃度		0.０５％以下
重金属含有量	カドミウム	２ppm 以下
	鉛	２０ppm 以下
	水銀	１ppm 以下

カチオン系高分子凝集剤は、一般的にはアニオン系、ノニオン系凝集剤に較べると毒性が強く、ヒメダカを対象としたTLm が0.２ppm 程度のものもあるので、使用に際しては安全性の確認が必要である。

（水質研究室）

5－4

公害測定について　（49. 中部）

（質　問）

1. NOx の測定にはザルツマン方式とケミルネッセンス方式があり、それぞれ測定器が発売されているが、大気汚染調査に使用するにはどちらの方式が適当か。また、その特徴について御教示願いたい。

2. 騒音の測定について、風速3m／S 以上の風がある場合は測定を中止することがのぞましいとされているが、場合によってはそれ以上の風がある場合でも測定しなければならないことであり、その場合の補正について御教示願いたい。　　（中部技術）

（回　答）

(1) 大気中の窒素酸化物の測定法として、ＪＩＳでは化学分析法6種、連続分析法9種が規定されており、環境基準においては、このうちのザルツマン試薬を用いる吸光々度法が指定されている。

現在、環境用として市販されている測定器は、ほとんどがザルツマン法または化学発光法（ケミルミネッセンス法）である。測定器は、メーカーにより差があるが、その一般的特質をまとめると表－1のようである。

ザルツマン法は、比較的古くから利用されており、これに比較して、化学発光法は新しい手法で現在でも、機器の改良研究が続いている。

したがって、一般論としては、使用目的が管理調査（公害被害の現況把握および環境基準との比較）のためであれば、ザルツマン法によるのが、問題は少ないといえる。

（交通環境研究室）

〔参考文献〕

1）八巻直臣："窒素酸化物の測定技術"、大気汚染研究、Vol．8，No 3

表－1

	ザルツマン法	化学発光法
測定物質	NO_2 （NOは酸化器を通す）	NO （NO_2 は、還元器を通す）
方式	湿式	乾式
原理	NO_2 を吸収発色液（サルツマン試薬）に通し得られた呈色液の吸光度により定量	NOと、オゾンの反応により生ずる化学発光強度から定量する。
応答速度	数分	数十秒
指摘されている問題点	• NO_2 の捕集効率 • ザルツマン係数 • NOの酸化効率 • 連続測定時の保守	• NO_2 →NOのコンバーターの性能 • アンモニアの干渉 • 温度ドリフト

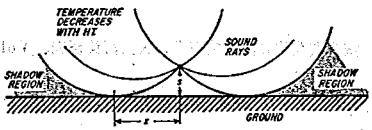
(2) 音の伝播に対する風の影響については、定性的には、風速と、音の伝播速度とのベクトル和であるから、図－1に示すように風上に向っては音線が上向きに屈折し、風下に向っては音線が下向きに屈折する。ただし現実には温度勾配との重ね合せとなる。

I.Rudnickは、この風速勾配と温度勾配から、ベクトル表示で、音線の屈折の計算を行っているが、これをそのまゝある点での音圧の増減量として表わすことはできない。

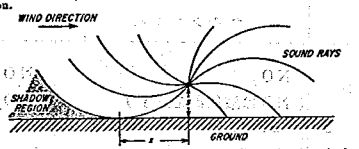
限られた条件ではあるが、Wiener が系統的な実験によって得た、風上と風下の減衰増加量を図－2に示す。

また、W.E.Scholesらが行ったもので、障害がある場合の、その効果に与える風の影響について野外実験結果を種々の受音点高さ、距離等について図－3、4、5に示す。

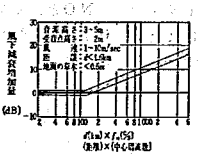
つぎに、測定時には、風による音の伝播に与える影響の他に、風自身によるノイズが生ずる。このノイズレベルの種々の風速での実測例を、ウインド・スクリーンを装備した場合の効果と併せて図－6に示す。当然ノイズレベルは対象音レベルよりも10dB以上下まわっていなければならない。



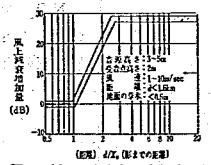
Sound rays for an atmosphere with temperature lapse showing formation of shadow region.



図－1 Sound rays for an atmosphere with wind gradient, showing shadow formation upwind.



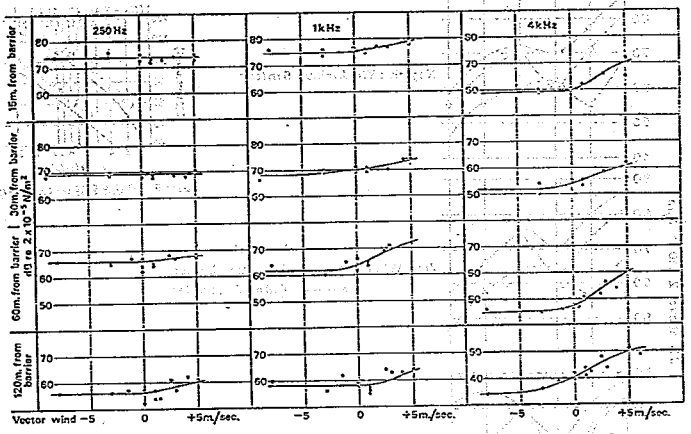
図－2(1) 風下方向の減衰増加量



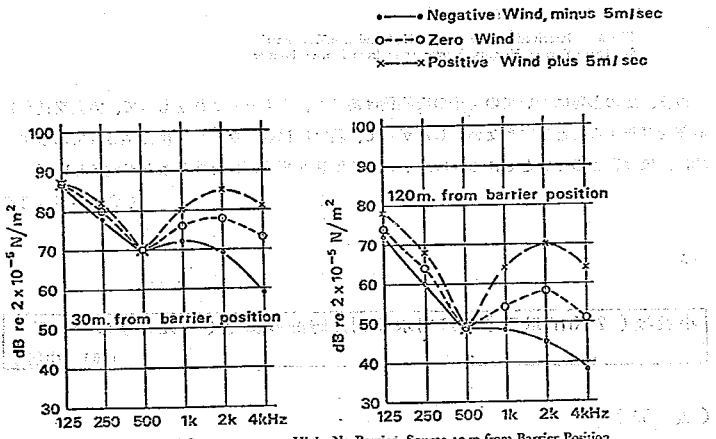
図－2(2) 風上方向の減衰増加量
（横軸の X_s は表から求める）

音源から風上方向の影に達する距離 X_s。

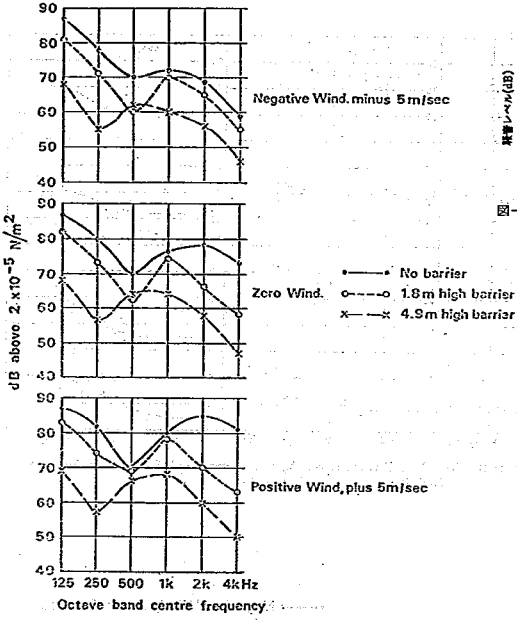
	天気	気温分布	風速 m/sec	X_s
昼間	晴	上空低温	5~9	80m
〃	曇	一 様	5~7	130m
夜間	晴	上空高温	1~2	670m



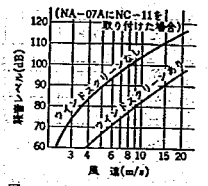
図－3 Typical Plots of Received Band Pressure Levels Against Vector Wind. Source 25 m from 4·9 High Barrier. Receiver 6 m High



図－4 Received Spectra at 1·5 m High, No Barrier. Source 10 m from Barrier Position



図－5　Received Spectra at 1·5 m High and 30 m from Barrier for Three Barrier Heights. Source 10 m from Barrier Position



図－6　風速と騒音レベルの関係

以上、風の影響についての若干の実測例はあるが、もちろんこれをもって、実測交通騒音の統計値を補正することはできない。したがって、現実には適当な補正法は提案されておらず、経験的に、ほゞ影響のないとされる３m／ｓｅｃ の風速を測定限界とすることが望ましい。

（交通環境研究室）

5－5

小流域（２Km²以下）の流出水の到達時間の算定（考え方）について

（50. 中部）

（質　問）

河川堤防締切の場合とか，道路が谷間を通過するとき，その地点の樋門・樋管あるいは函渠の断面決定を行う場合，計画地点の対象流域から樋門等までの流域面積が２ｋ㎡以下となる山野，河谷が往々に出てくる。

ここ２㎢以下の流域のときも．到達時間Ｔの算定は，水理公式集第１編基礎編Ｐ．１２１記載の（ルチーハ）の式を用いて算定すると，その時間は１５分程度と小さくなり，平均降雨強度は急激に大きくなる。上述，水理公式集記載の「常時河谷の形をなす最上流点までを考える」とあるが，河谷の形はどの程度を指すか。さらに，河谷に山腹流出を無視できなくなる場合，この山腹流下時間の求め方はどのように考えたらよいか，また上記算式の適用範囲について教示願いたい。

（三　次）

（回　答）

合理式の洪水到達時間を求めるにあたって，Rziha の式や Kraven の式が河川技術者の間で愛用されるようになって久しい。この２式の特性その他については渡辺[1]が詳しく論じているのでそちらに譲ることとし，ここでは，現場での検討にあたっての参考として頂くことを目的として，その他の洪水到達時間の評価法をあげておく。

合理式は周知のように

$$Q_p = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A \qquad (1)$$

ここに　Q_p ：洪水のピーク流量（㎥／sec）

r_e ：洪水到達時間内の平均有効降雨強度（㎜／hr）

A ：流域面積（㎢）

合理式を成立させている仮定は

1° 降雨は流域内に一様に降る

2° 洪水到達時間（速度）は，有効降雨強度によらず一定である。

これらの仮定は，単位図法と共通である。事実，合理式は，基長を洪水到達時間に高さを同時間の逆数にとった長方形の単位図に等しい。

1°の仮定は，流域が余り広くない限り問題にされることは少ない。常に議論を呼ぶものは2°の仮定である。2°の仮定によるか，よらないかで洪水到達時間の決定法には２通りの流れがある。

(1) 洪水到達時間を流域固有の定数としない場合

歴史的順序に従がえば，こちらの方が後になるのだが，問題を整理しやすいので，洪水到達時間が降雨強度によって変化するとする考え方からあげる。

Kinomatic Wave 法をもとに，Eagleson[2]は，流域斜面における洪水到達時間 tc を次式のように導いた。

$$t_c = \left(\frac{L r_e^{1-m}}{\alpha}\right)^{\frac{1}{m}}$$

ここに　L：流域斜面長

m.α：流域斜面上での水深 h と流量 q の関係を

$q = \alpha h^m$ とした定数

である。角屋らによれば，丘陵山林地域においては，洪水到達時間の７０～９０％は，流における洪水到達時間であるから，tcをもって流域の洪水到達時間tpと考えて大過ない。

$$tp \propto re^{-c} \quad (3)$$

という関係が得られる。ここで

$$C = 1 - \frac{1}{m} \quad (4)$$

であるから，仮に流れがManning型であるとすれば，$m = \frac{5}{3}$ すなわち$C = 0.4$が，またChezy型であるとすれば$C = 0.33$が得られる。角屋らは，丘陵山林流域8河川（流域面積0.13～143.6 km²）について，石原[4]らの方法を用いて洪水到達時間を求め，図1，2および次の経験式を提出した。

$$tp = 290A^{0.22}re^{-0.35} \quad (5)$$

ただし tp：(min)，A：(km²)，re：(mm/hr)である。

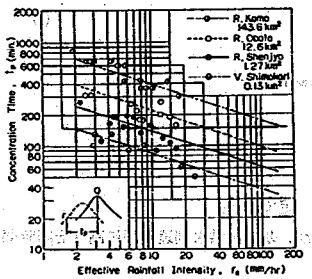


図1　有効降雨強度～洪水到達時間の関係[2]

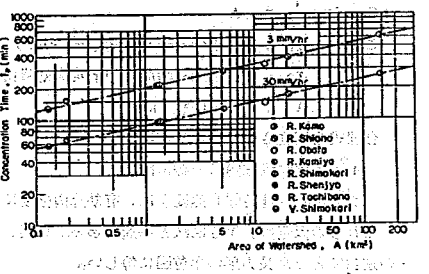


図2　洪水到達時間と流域面積の関係[2]

(2)　洪水到達時間を流域固有の定数とする場合

(2)式をもう一度考えてみる。$tc \fallingdotseq tp$はよいとすると

$$tp \propto L^{\frac{1}{m}} \cdot re^{\frac{1}{m}-1} \cdot \alpha^{-\frac{1}{m}} \quad (6)$$

さらに

$$\alpha \propto I^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

とし，平均的なreのみを考えれば，

$$tp \propto L^{\frac{1}{m}} \cdot I^{-\frac{1}{2m}} = \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{m}} \quad (8)$$

となる。ただし，Iは流域斜面の勾配である。ここで，Manning型ならば$\frac{1}{m} = 0.6$ Chezy型なら$\frac{1}{m} = 0.5$である。(8)式の型の経験式，もしくはさらに勾配Iを無視した経験式は，表1のように各種提案されている。[5)～7)]

ただし，Lc：流域の重心にもっとも近い河道上の点からの懸案地点までの距離である。

表1

発表者	公式	摘要
Linsley et.al.	$tp = C\left(\frac{LLc}{\sqrt{I}}\right)^{n}$	C，nは常数
Snyder	$tp = C(LLc)^{0.3}$	Cは常数
Chow	$tp = 0.005\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.64}$	L：(m)
Kirpich	$tp = 0.00032\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77}$	L：(m)
Anderson	$tp = 0.0345\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.42}$	L：(m) 自然
	$= 0.0013\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.52}$	L：(m) 都市
土木研究所	$tp = 0.00167\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.7}$	L：(m) 自然
	$= 0.00024\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.7}$	L：(m) 都市
中安	$tp = 0.27L^{0.7}$	L：(km)
東大愛知演習林	$tp = 0.33L^{0.63}$	L：(km)

注 1) 渡辺重幸「河川改修計画の考え方」昭和43年

2) Eagleson, P. S, "Dynamic Hydrology" McGraw-Hill, 1970

3) 角屋睦，福島晟「洪水到達時間と実用推定式」，第30回土木学会年次学術講演会，昭和50年

4) 石原藤次郎，高棹琢馬「洪水流出過程の変換系について」，京大防災研年報No.7，昭和39年

5) Linsley, Kohler and Paulhus, "Hydrology for Engineers", McGraw-Hill, 1958

6) Chow, V. T., "Handbook of Applied Hydrology", McGraw-Hill, 1964

7) 木下武雄他「都市化による流出の変化」，第17回水理講演会，昭和48年

（水文研究室長）

5－6

アンケート調査実施上の留意点について （50. 中部）

（質　問）

河川沿線住民の河川に対する意識調査を行なう予定であるが，不特定多数の住民を対象にしたアンケート調査実施上また集計，解析上の留意事項について伺いたい。

又，母集団からの抽出率と回収率と精度の関係についても教示願いたい。

（企画課）

（回　答）

アンケート調査を二度ほどやった経験から，その際の留意事項に触れる。

まず種別として

1. インタヴュー方式
2. 郵送方式
3. 留め置，（回収時チェック）方式

等が考えられるが，2については，抽出した人が書かない危険性，回収率が落ちる（ともに無作為抽出の意義が薄れる），等の危険性がある。

1の場合は，インタヴューワーの質および勤め人は夜または日曜しかつかまらない（コスト高）等の問題がある。中間として3があるが，これも本人が書かない場合の問題は残る。

専門のインタヴューワーをもつ会社をつかって，1の方法で回収率80%程度を狙うべきだろうが，その場合もあまり設問数を多くすると面倒がられる。20問前後インタヴューワー次第で30問というところではないか。

サンプル数について，1問において5つの答えを考えた場合，ある答への最小解答，または投票数の有意性，ひいてはクロスをとるとして，平均$\frac{1}{5} \times \frac{1}{5} = \frac{1}{25}$（または10%×10%＝1%＝$\frac{1}{100}$）の数の有意性等を十分配慮の上，最小サンプル数をきめねばならない。3つの答えのクロスをとる場合サンプル数がはねあがるのは当然である。設問については，90%が1つに集中するようなものは，聞かなくてもよいことになり，愚問ということになろう。しかし，但し書きが1つ入っても答えは大きく変化するので，ここらが大変なことは想像できよう。またその残りの10%を問題にする場合は，すぐ上述の精度の問題にはねかえって来る。

以上が一般的な問題で，ほかに気づいた点を挙げれば

1. アンケート調査には意識意向調査と実態調査の二種があるかと思うが，前者については住民に河川に関する情報があまりにも与えられていなすぎるという問題があり，ある種の情報が与えられると180度意見が変りうる可能性があり，非常にむつかしいことになる。といって偏って与えるのは，誘導になる。

日常生活の中での河川のウエイトが必ずしも大きくないことにもよっていよう。また利害が関係すると口先と内心とは全然逆の場合がある。

2. 河川沿線の定義が非常にむつかしいと思う。徒歩接近圏，サイクリング，自動車，電車などによる接近など，つまり距離によって異なると思う。サンプリング地域を分離してとるのも一法であるが，近くによい遊園地，広場，小河川等の有無によって河川（大河川？）の位置づけも変って来よう。

1つの結果だが，2km離れた特性の異なる2本の川沿い（200m）の人はそれぞれ近くの川がより好きであった。

私見だが，このような問題点を考えると，実態調査に徹するか全然あきらめて，広報に徹するのも一法であろう。勿論日時は相当かわってくるが。

つぎに，一般に母集団からの標本調査の誤差は

1. 全数調査でないための標本誤差
2. 調査の内容が対象者に正確に理解されないための誤差
3. 調査員の記入誤り
4. 無回答誤差

の4つのタイプに分けることができる。

2～4の誤差に対する理論的把握は不可能に近いが，ただ，この誤差をできるだけ避けるための具体的対策として

イ．調査内容の明確化，簡略化
ロ．調査員に対する調査内容の徹底
ハ．調査対象地域に対する調査目的，内容の宣伝，協力の呼びかけ
ニ．その他

を挙げることができる。

ここでは1.の標本誤差について触れることにする。（議論を進めるにあたっての前提として抽出方法は単純無作為抽出を仮定することにする。）

1) 二項公式による抽出率算定

$$P = \overline{P} \pm \lambda\sqrt{\frac{N-n}{N-1}}\sqrt{\frac{\overline{P}(1-\overline{P})}{n}}$$

$$\frac{|P-\overline{P}|}{P} = \lambda\sqrt{\frac{N-n}{N-1}}\sqrt{\frac{\overline{P}(1-\overline{P})}{n}}\Big/P$$

左辺は誤差率であるから，これら任意の ε（$\geqq 0$）で押える必要がある。

$$\varepsilon \geqq \lambda\sqrt{\frac{N-n}{N-1}}\sqrt{\frac{\overline{P}(1-\overline{P})}{n}}\Big/P$$

いま $\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \fallingdotseq \sqrt{\frac{N-n}{N}} = \sqrt{1-\frac{n}{N}}$

とする。

$f = \frac{n}{N}$，$P \fallingdotseq \overline{P}$ とおくと

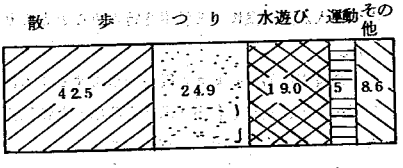
$$\varepsilon \geqq \lambda\sqrt{1-f}\sqrt{\frac{\overline{P}(1-\overline{P})}{N\cdot f}}\Big/\overline{P} \qquad \therefore\ f \geqq \frac{1}{1+(\frac{\varepsilon}{\lambda})^2\frac{N\cdot\overline{P}}{1-\overline{P}}}$$

上式により抽出率が算定される。

P：推定母集団比率
$\overline{P}$：標本比率
N：母集団
n：サンプル数
ε：相対誤差
λ：正規化変数
f：抽出率

2) 抽出率算定の適用例

たとえば右図を河川の魅力のアンケート結果とすると，項目（運動）に標本比率の基準を当てて，相対誤差15%，対象人口10,000人，95%信頼を間で抽出率を算定してみると



$$f = \frac{1}{1 + \left(\frac{0.15}{1.96}\right)^2 \frac{10{,}000 \times 0.05}{1 - 0.05}} \fallingdotseq 0.20$$

約２０％の抽出率を要することになる。

実際は例の様に結果はわからないので標本比率を平均的項目（たとえば上記例では項目数が５つであるので標本比率を$\frac{1}{5}$にとればよい。）に適用すればよいであろう。

（都市河川研究室）

5 －7

技術文献の管理、検索、提供について　（50. 中部）

（質　問）

科学技術情報の問合せ，資料提供の依頼は関係者より年々増加している。また文献も増加が著しく，これらの検索，提供に苦労している現況である。

技術事務所の重要な業務の一つにデーターバンクが考えられるが，これらの情報処理技術が問題となり，種々検討した結果，参考－1の様に考え作業を進めている。これらに対する検討事項，留意事項があったら教示願いたい。

また，土木研究所における情報処理の現状と今後の動向及び情報処理に関係したものについても教示願いたい。　（中国技術）

参考－1

情報検索システム（電算）の考え方

① 最新技術に関する情報

○ 技術雑誌（月次ごとに分類）

○ 報告書（　〃　）

② 施工技術に関する管内情報

上記の情報サービスは，技術事務所業務のうち技術情報センターとしての重要な業務であり，各事務所からの情報サービスの要求頻度が高いほど，事務所機能が有効に働いていると解すべきである。しかし従来は，各事務所へ技術事務所資料目録等何らかの分類表が配布してあるにもかゝわらず内容による電話での問い合せがほとんどであり，このため技術事務所の当該分野の専門的知識を有する人が分類表による検索を行なうこととなり，迅速かつ的確な資料提供はほとんど不可能であった。

この技術情報サービスの隘路を解決するためには，最近各地建に導入されつつある電子計算機及びデータ伝送端末（各事務所）を活用した情報検システム〔図－１〕が有効と考えられる。

このシステムのメリットは次の諸点である。

(イ) 検索はツリー構造〔図－２〕により行なうこととし，検索者が各端末でINPUT, OUTPUTを繰返しながら自分で必要とする情報を判断できる。このため技術事務所に専門的知識は要求さ

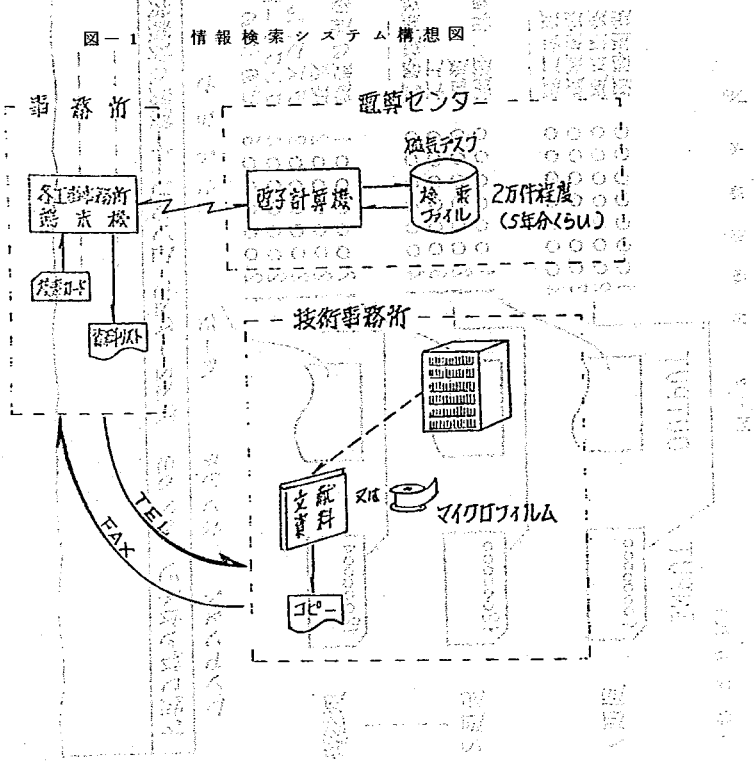
れない。

(ロ) OUTPUT には資料名（雑誌ー 雑誌名，年，月），ページ，論文タイトル，技術事務所での保存場所（書架，ファイルNo，マイクロフィルムNo etc.）を付し，技術事務所で手のあいている人で処理できる。

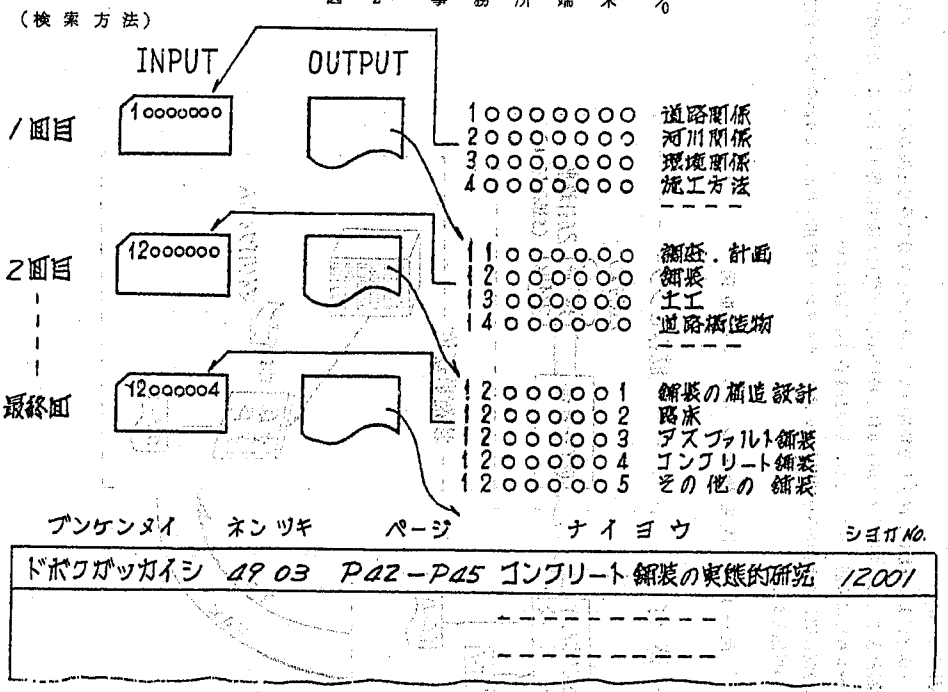
(ハ) ツリー構造による分類は，図書館分類等のようにあらかじめ分類番号を決めるのでなく，ツリー構造の最終段階である文献リストが１０件（技術事務所で資料を捜す限界）以上となった段階で更に２～３程度に分割することとし，その都度番号も新設していく。

(ニ) この分割に際しては地建内専門家あるいはコンサルタントを活用すれば，より高度でより的確な分類が可能となる。

図－１　情報検索システム構想図



図－2　事務所端末　1/0


（検索方法）
INPUT
OUTPUT
1回目
2回目
最終回
1○○○○○○○
12○○○○○○
12○○○○○4
1○○○○○○○ 道路関係
2○○○○○○○ 河川関係
3○○○○○○○ 環境関係
4○○○○○○○ 施工方法
1○○○○○○ 調査・計画
2○○○○○○ 舗装
3○○○○○○ 土工
4○○○○○○ 道路構造物
12○○○○○1 舗装の構造設計
12○○○○○2 路床
12○○○○○3 アスファルト舗装
12○○○○○4 コンクリート舗装
12○○○○○5 その他の舗装
ブンケンメイ　ネンツキ　ページ　ナイヨウ　ショリNO.
ドボクガッカイシ　49 03　P42－P45 コンクリート舗装の実態的研究　12001

（回　答）

貴所で実施されている情報検索システムについて，特に指摘事項はなく，本システムの分類番号の決定法（分類番号をあらかじめ決めずにおき，ツリー構造の最終段階で，ある文献リストが１０件以上となった場合に，更に２～３程度に分割し，その都度番号を新設する方法）は大変よい試みだと思われる。

土木研究所では，検索方法につき種々検討を行なっているが，当所の文献検索の分類方法は土木工学ハンドブックの目次による分類方法を採用している。分類方法は，各事務所にあった方法を検討していけばよいと思う。

参考資料として，当所で検討中の文献検索システムの中間報告「筑波研究学園都市を対象とした情報処理サブシステムの試案」土木研究所資料１０６７号を参考，検討されたい。

（システム課長）

5－8

地すべり対策工事に於ける横ボーリング工、及び集水井内における集水ボーリングの孔径について

（51. 中部）

（質　問）

現在，山形県において横ボーリング工，及び集水井内における集水ボーリング工は標準として，１１６m/m の孔径でボーリングを行い，75m/m の保孔管を挿入しております。これを一率に統一するのも疑問が感じられますので，孔径を地質（あるいは土質）ごとに標準孔径を決めたいと思いますが，この事について御指導いただきたい。

なお，116m/m にしているのは，孔詰りおよび維持管理として孔の洗浄が考慮されています。

（山形県）

（回　答）

現在地すべり地の地下水排除に用いられている排水ボーリングには地表より３m以下にある浅層地下水排除を目的とした横ボーリングと，深層地下水（普通１５m以深）排除を目的とした長い横ボーリングや集水井内で行なう横ボーリングとがある。

浅層地下水排除を目的とした横ボーリングの場合，移動土塊内の排水を行なうには口径65m/m のものが良く用いられるが集水能力は小さく，よほど透水性の大きいレキ層等でないと十分な排水効果を上げえない。そのため透水性の低い地層からの排水には100m/m 程度の大口径のボーリングを必要とする。また地すべり頭部等のキレツ部内に滞水した水を排除する場合も65m/m以上の口径を必要とする。

次に深層地下水排除の場合，横ボーリングは土粒子間の地下水排除を目的とはしておらず，亀裂等の間隙などに存在する地下水排除を目的としているので，口径65m/m以上を基準とするが，孔詰り，および維持管理等，現場条件を勘案して適宜，決定すれば良いと考えられる。

（地すべり研究室）

地下水の還元方法について　（51. 北陸）

（質　問）

地下水の地下への還元は土木工事において，地下水の低下に伴う地盤の圧密沈下の防止に非常に効果があるが，井戸からの地下水の還元は色々な条件によって困難な事が多い。

実際井戸から地下水を圧入した場合，その井戸の地下水の産出量に対して同一の水頭差で圧入しても１０分の１程度還元出来れば良好で，また，時間とともに圧入量が減少し逆洗をくりかえさないと注入できなくなることが多々ある。

この原因として圧入水質，土粒子の再配列等が考えられるが，水質要因として酸化鉄，ＳＳ，バクテリアによる井戸の目づまりが予想される。

この中で最も影響のある要因は何かあるいは水質要因として他にもあるものか，試験データはないでしょうか。また圧入水として使用しうる（圧入量が減少しにくい。地下水汚染に対して安全である）具体的な水質条件はどのようなものか。

又，井戸からの地下水圧入した場合の圧入量に対する水位上昇量の算定式にどのようなものがあるか。

（新潟市役所）

（回　答）

1. 目づまりの原因としては，一般的に，次の項目が考えられている。

(1) ＳＳ

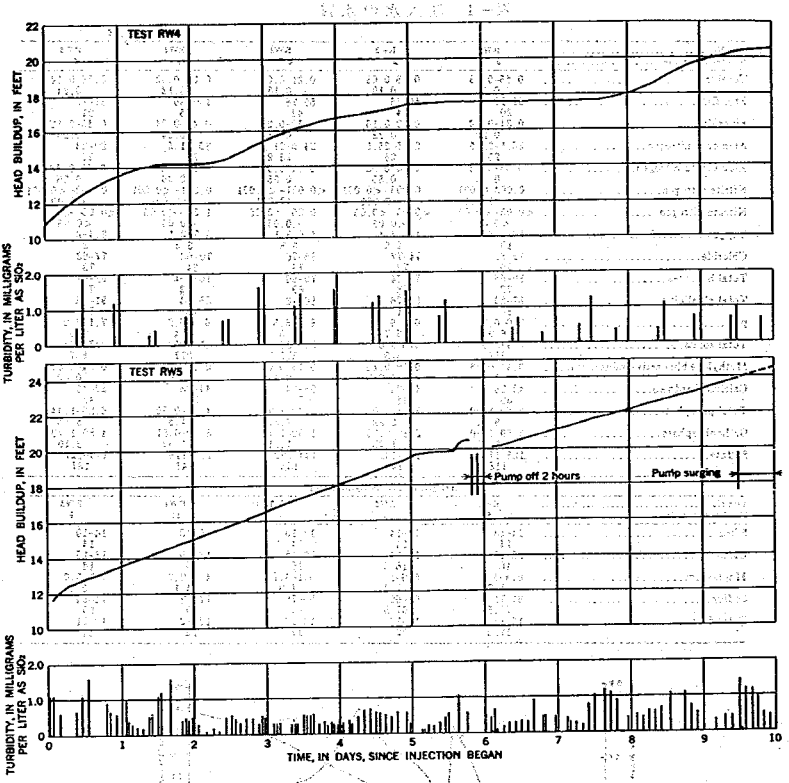
特に，シルトや粘土分を含む水の注入は顕著な目づまりが発生することが報告されている。(1) アメリカのテキサス州 Southern High Plains での注入結果によると，再揚水によって，注入されたＳＳの１０～３０％が取り除かれるが，数回の注入，再揚水のくり返しで，注入井としての使用が不可能となっている。文献(1)には具体的なＳＳ濃度は示されていなかった。文献(2)によると，高次処理水（水質規準としては飲料水に適する）が注入されたが，わずかな量の浮遊物（SiO_2に換算して，２ mg/ℓ）にもかかわらず，注入井での水位上昇が生じた。この場合には，再揚水によって，ほとんど注入前の注入能を回復している。表－１に注入水の水質分析結果と，図－１に注入井での水位上昇状況を示す図を上げておく。

(2) 微生物（らんそう類，バクテリア）

帯水層は小さなものでも，ろ過作用による捕獲能力を有すので，上述のＳＳの場合と同様に目づまりの発生が予想される。

(3) 有機物

有機物を含む水を長い間注入すれば，井戸の近傍で，その有機物に適した微生物が発生することが知られている。注入井の囲りでの有機物による微生物の発生，それによる目づまり状況



図－1　注入井の水位上昇と注入水の水質

を示すデータが得られなかったので，ここでは拡大法の微生物の発生による目づまりについてのデータを示す。[3] 図－2は，表流水に含まれる有機物によって，浸透層での嫌気性バクテリアが繁殖し，それによる浸透量の減少を示している。（最初の浸透率の減少は供給水がストップしたためであって，二度目の減少が嫌気性バクテリアの繁殖によるものである。）右の図は拡水池床から0.6 m下での，好気性から嫌気性への移行に伴う水質変化，Sulfate とBicarbonate について示すものである。拡水池と注入井では地質化学的な環境は異なるが，注入井の囲りにおいても，微生物が繁殖し，目づまりを引き起すことが考えられる。

(4) 化学反応による不容性物質の生成[4]

注入水と帯水層水に含まれる化学反応物の化学反応によって生ずるものである。結晶性沈殿

表－1　注入水の水質

(mg/l)

Test No. / Number of samples	RW1 3	RW2 3	RW3 4	RW4 21	RW5 10
Total iron	0.56–0.23 0.53	0.18–0.08 0.10	0.21–0.04 0.13	0.34–0.02 0.12	0.58–0.14 0.24
Free CO_2	31–19 20	45–26 34	55–36 43	100–36 65	31–15 21
Fluoride	0.34–0.22 0.22	0.32–0.16 0.22	0.39–0.29 0.31	0.44–0.24 0.34	0.45–0.16 0.26
Ammonia nitrogen	26.5–22.5 25	29.5–25.5 28	24.5–21.5 23.2	30–21.5 25	29–23 25
Albuminoid nitrogen	0.53–0.46 0.53	0.60–0.52 0.55	0.54–0.33 0.35	0.52–0.27 0.36	0.56–0.32 0.36
Nitrite nitrogen	0.003–0.001 0.001	0.003–<0.001 0.001	<0.001–<0.001 <0.001	0.001–<0.001 <0.001	0.002–<0.001 <0.001
Nitrate nitrogen	<0.05–<0.05 <0.05	<0.05–<0.05 <0.05	0.25–<0.05 <0.05	1.55–<0.05 <0.05	<0.05–<0.05 <0.05
Oxygen consumed	13–6.8 10	4.8–4.4 4.6	4.6–3.1 3.8	3.9–2.1 3.3	3.4–2 3
Chloride	75–69 70	74–72 72	86–76 78	70–62 64	77–63 73
Total hardness	80–66 72	70–64 68	70–66 69	106–54 62	92–64 72
Total alkalinity	87–84 86	82–76 81	86–78 85	86–33 73	91–68 77
pH	7.0–6.7 6.9	6.8–6.6 6.7	6.7–6.5 6.6	6.6–6.2 6.4	7.1–6.9 7.0
Total solids	364–355 357	376–370 373	380–364 377	418–259 377	377–338 357
Methylene blue active substances	0.41–0.28 0.39	0.59–0.18 0.24	0.14–0.07 0.13	0.18–<0.02 <0.02	0.04–0.02 0.02
Calcium hardness	42–36 38	44–34 38	38–34 35	44–28 34	50–40 42
Total phosphate	3.60–1.90 3.49	3.08–1.0 2.32	2.40–1.74 2.32	4.20–0.90 1.56	6.20–1.44 3.56
Orthophosphate	3.60–1.90 3.40	2.80–0.90 1.92	1.92–1.44 1.91	3.50–0.81 1.52	4.80–1.40 3.10
Sulfate	125–115 118	147–132 144	144–132 135	185–118 147	144–127 137

Analyses by U.S. Geological Survey

Test No. / Number of samples	RW1 6	RW2 6	RW3 7	RW4 11	RW5 9
Silica	14–13 14	14–14 14	14–13 14	15–12 14	14–10 14
Calcium	16–15 16	18–16 16.5	16–15 16	18–15 16	18–16 18
Magnesium	6.3–5.2 5.7	5.6–5.3 5.4	5.1–4.7 4.9	4.4–2.7 4.1	5.7–5.0 5.2
Sodium	81–71 76.5	68–66 67.5	86–76 80	77–63 69	74–64 69
Potassium	13–12 12.5	13–12 12	13–12 12	13–12 12	12–11 11

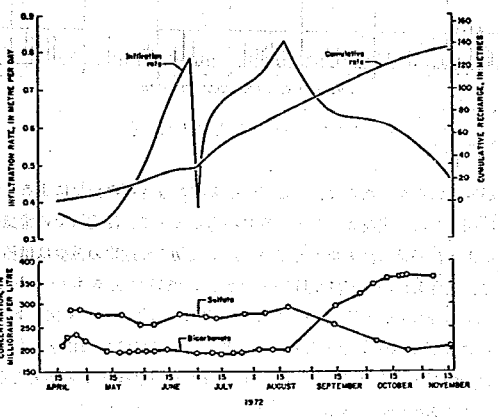


FIG. 2 Graph showing relationship between infiltration rates and changes in chemical quality of the water at a depth of 0.6 meter.

物（$CaSO_4$ 等）の帯水層間隙への蓄積，ゲル状の水酸化鉄，水酸化アルミニューム等の発生が考られている。前者は後者と比較してそれほど大きくないとされている。2,600mg/l の鉄分を含む水が，水酸化ナトリウムの溶解している間隙水を持つ砂層の実験塔へ注入された結果，透水性の３０％が減少した。

しかし，同じように，1,000mg/l の鉄分濃度の水が，水酸化アンモニュウムを含む実験体へ注入されたが，ほとんど透水性の減少は見られなかった。通常の表流水の鉄分濃度は，せいぜい高くて数mg/l であるから，化学反応による不溶性物の生成で目づまりはほとんど生じないと考えられる。

(5) 空気胞

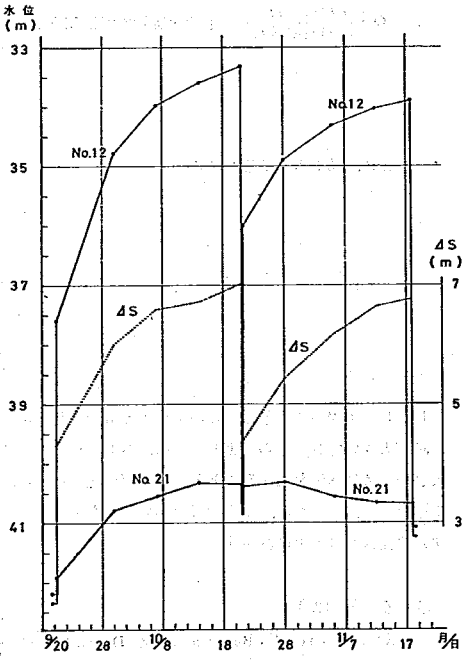
空気胞による目づまりは，泰野の地下水人工涵養実験で見られている。[5] 図－３は目づまり発生による注入井での水位上昇状況を示すものである。わずかな再揚水で，ほぼ元どおりの注入能力を回腹していることが示されている。

(6) 酸化鉄

酸化鉄を含む水の注はわずかな濃度であっても，鉄バクテリアの繁殖を生じさせる。明確に，鉄バクテリアの繁殖による目づまりであるという報告はなされていないようである。

(7) 砂粒子の再配列

砂粒子の再配列というと，具体的なイメージはうかばれないが，実際は揚水・注入に伴う砂粒子の移動あるいは変位の顕著な場合と考えるべきであろう。泰野の揚水井で多大な水位差を与えたために，揚水井としての使用が不可能となった例が知られている。（泰野市役所水道局の人による）。



図－３ 注水時の水位変化

2. 具体的な水質規準について

目づまりは，帯水層材の諸特性（粒土分布，透水性等），注入井の注入操作にもよると考えられるから，一概に，注入水の水質のみで目づまりの発生の有無を決定するのは不可能であろう。しかしながら，大東市（大東市による），泰野盆地（神奈川県温泉研，泰野市による），大阪

市（建設省による）での人工涵養の成功からすると，上水道水として水質規準を満足する注入水であれば，致命的な目づまりは発生しないと言えそうである。

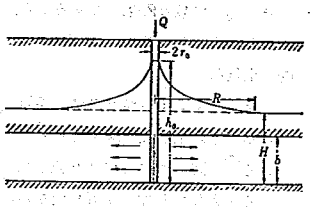
3. 井戸からの地下水圧入による水位上昇の算定式

地下水圧入による水位上昇の算定式は，ストレーナーにおける抵抗を無視すれば次のように表現される。

井戸による圧入（図－参照）

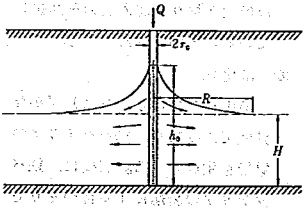
$$Q=\frac{2\pi kb(h_0-H)}{2.3\log_{10}(R/r_0)} \quad \text{（被圧地下水）}$$

$$Q=\frac{\pi k(h_0^2-H^2)}{2.3\log_{10}(R/r_0)} \quad \text{（自由水面を持つ地下水）}$$



図－4

ここに，k：地盤の透水係数



図－5

しかし，実際の注入量は，この式によるものよりもかなり小さく５０％以下の場合もある。注入量が大きい場合，その理由としては，ストレーナの孔径が小さく，ここを通過する水の流速が大きいために損失を生ずることと，この高流速のために，ストレーナー周辺の地層中の砂粒子の変位を生じ，このため，この附近の透水係数が減少することが考えられる。更に，目づまりを生ずれば注入量は大巾に減少する。

〔参 考 文 献〕

(1) Richmond F. Brown and Donald C. Signor, "Groundwater Recharge" Water Resources Bulletin VOL. 8, No 1. 2 1972

(2) Injected Hghly Treated Sewage-PLant Effeuent into a Deep Sand Aquier

(3) Warren W. Wood: "Geochewical Factors Affecting Artifical Groundwater Recharge in the Unsaturated Zone", D. C. Signor, Transaction of the ASAE. Vol, 18, NO 4, 1975

(4) D.L.Warner and L.F Daty : " Chemical Reaction Between Recharge Water and Aquifer Water "
(5) 長瀬和雄，萩野喜作，横山尚秀："秦野盆地における深井戸による地下水の人工涵養(II)"，神奈川県温星研究所報告 VOL 6,NO.3,117p~124p,1975

（水文研究室）