

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第1877号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

北陸地建における一日土研資料

昭和57年11月10日(水)～11日(木)

建設省土木研究所

Copyright © 1982 by P. W. R. I.

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

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

1. 共 通 部 門 （目次）

共－1	レーダ雨雪量計の防災対策への応用.....	1
共－2	摩擦杭の設計上の問題点.....	3
共－3	生コンクリート J I S の強度に対する現場強度の低減量の取扱い.....	4
共－4	地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の構造計算.....	7

共-1 レーダー雨雪量計の防災対策への応用

(質問)

関東、九州ではレーダー雨量計が導入され、実用化されているが、当地建では現在、導入すべく検討中である。

そこで導入にあたっての留意点と導入後の問題点についてこれまでの実績から判明したこと等を中心に教示願いたい。

また、当地方は、冬期降雪が非常に多く、積雪期の道路確保には精力的に対処しているが、レーダー雨量計が降雪予測にも有効であれば、より効率的な道路管理が期待できる。そこで、降雪予測に対する当機器の対応について実績と研究成果についても併せて教示願いたい。

(企画部 企画課)

(回答)

1. 導入にあたっての留意点

レーダーサイトとパラボラアンテナ仰角の選定が必要になる。

レーダー雨量計は、ビームが完全に雨域に入っていることと雨滴の垂直分布が地上からレーダービームまで一様であることを仮定している。この仮定を満たすためにはレーダービーム高度を出来る限り低くする。実際には、レーダービーム高度を3500～4000m以下にすることが望ましい。

レーダービーム高度を下げるとグラウンドクラッタが増大し雨量計の精度が低下する。クラッタマップ差別方式を用いて、雨にクラッターの重畳した受信電力から雨のみの信号を抽出する場合、クラッタの強度が大きいと検出可能最小雨量が増大する。対数増巾器を有する受信機のダイナミックレンジを80dBとし、この出力を8ビットA/D変換するとき、クラッターレベルより-113dB小さい雨量は検出出来なくなる。1mm/h以上の雨量を検出するためにはクラッタ強度はレーダーサイトから20kmと80kmの地点で、それぞれ-77.0dBmと-90.0dBm以下でなければならない。

レーダーサイト候補地におけるクラッターレベルの予測法を述べる。導入予定レーダー雨量計と同一仕様の既存レーダー雨量計の晴天時クラッタマップを用いて、レーダーサイトからの距離(r)とレーダービームの地上高(H)とクラッタ強度(P_0)との関係を算出する。

$$P_0 = P_0(r, H) \dots\dots\dots (1)$$

予定レーダーサイトにおけるアンテナ仰角 θ を仮定すると(1)式から任意地点の P_0 が予測される。

この P_0 から検出可能最小雨量が求められ、これを評価して最適仰角を仮選定する。

レーダーを用いて雪を観測する場合レーダービーム高度を雨の場合より低くしなければならない。雨量4～16mm/h(積雪量6～25cm/h)の雪のエコー頂は標高600～2000mである。このため、観測対象地点におけるレーダービーム高度を2000m以下にする必要があり、クラッタ

の増大が予測される。さらに波長5cmの電磁波の雪の反射強度は雨の0.22倍であるため、雪の観測におけるクラッタの障害が非常に大きくなり、レーダサイトとアンテナ仰角の選定がより重要になる。後述する降雪観測・降雪予報は標高2000mのエコーを用いている。このような等高度エコーを広範囲に得るためにはCAPPI(Constant Altitude Plane Position Indicator)が必要になる。

2. 導入後の問題点

レーダ定数 B 、 β は降雨特性により異なる。降雨特性は地域により異なるため、レーダー毎に最適 B 、 β を選定することが望まれる。

レーダー雨量計のハードウェア完成後、1年間はテストランになる。この期間を用いて最適 B 、 β 値を選定する。地上雨量計を密に設置した精密観測点をレーダーの定量観測範囲内に数箇所設け、この測定値と観測点に対応するレーダー雨量計のメッシュの測定値とを対比して最適 B 、 β 値を選定する。

最適 B 、 β 値が選定されるまでは、標準 B 、 β ($B=200$ 、 $\beta=16$)、または、同一仕様の既設レーダーの B 、 β 値を暫定値として用いる。

3. 降雪予測

岡村(1979, 1980, 1981)が気象庁新潟(弥彦)レーダーを用いて、降雪の測定と予測を行っている。岡村が最終的に提案したレーダエコーから降雪量への変換は以下の1)、2)、3)のアルゴリズムで行われる。

1) 30分毎に得られる高度2000mの受信電力を $B=200$ 、 $\beta=16$ を用いて、降水量に変換する。

2) このエコーを2000mの高度の風($V_1=V_{1000}$)で30分間移動(タイムステップ1分)しながら降水強度を積算する。 V_{1000} は輪島の800mb気圧面の風を示す。以下、3桁または4桁の添字のある V は輪島の添字で示す気圧面の風を意味する。

3) 2)で算出された降水強度を2000mの高度における雪片の相当降水強度とし、この高度からさらに低層の風、2000~1000m間は $V_2=(V_{1000}+2V_{1500}+V_{2000})/4$ 、1000~600m間は $V_3=(3V_{1000}+V_{1500})/4$ 、600mから地表面までは $V_4=V_{850}$ で雪片を移動しながら落下させる。 V_{850} は地表の風を示す。

新潟県北部の山・里混合型と南部の山雪型の2例が計算されている。計算値と地上での観測値との相関係数は、山・里混合型と山雪型の各々について1日降水量で0.37と0.83、3時間降水量で0.46と0.64である。

降雪予測は小雪型の3時間降雪予測が一例行われている。山雪型のエコーパターンは停滞・

持続する傾向があり、最も単純な「現在のエコーパターンが停滞し持続する」という予測手法を用い、 $V_1 = 0$ としてエコーパターンから降水量を予測した。AMeDASによる3時間降水量と予測値との相関係数は0.60である。

なお、雪に対するレーダ定数 B 、 β として、八木(1961)が長岡における観測値から、雪片に対し $B = 1600$ 、 $\beta = 14$ 、あられに対し $B = 780$ 、 $\beta = 13$ の値を算出している。

参考文献

- 1) 岡村敏夫、舟田久之：レーダエコーと降雪分布について、天気、26. 12. 1979.
- 2) 岡村敏夫：レーダエコーと降雪分布について(第2報)、天気、27. 12. 1980.
- 3) 岡村敏夫：レーダエコーと降雪分布について(第3報)、天気、28. 9. 1981.
- 4) 八木鶴平：降雪粒子のレーダ反射因子と降水強度の関係及び粒度分布に関する研究、豪雪時における降積雪の監視システムならびに降雪過程に関する統合研究、1981、科学技術庁研究調整局。

(水文研究室)

共-2 摩擦杭の設計上の問題点

(質問)

道路橋示方書(下部構造編)によれば許容支持力を求める場合の極限支持力は $R_u = qdA + U\sum l_i f_i$ で示されているが、摩擦杭の場合は杭先端のバネ抵抗(支持力)を考慮するのか無視するのか、又、支持杭と摩擦杭の判断はN値土質性状からある程度を目安により判断できないのか。さらに、重要構造物の基礎は支持杭を原則としているが施工性・経済性から摩擦杭としての設計例もあるが設計面で考慮すべき点、について教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

道路橋示方書では、杭先端が良質な支持層に根入れされている杭を支持杭と定義し、杭先端が良質な支持層に達していない杭を摩擦杭と定義しており、支持杭と摩擦杭の判断はこの定義に従って行う。ここで、良質な支持層とは、基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤で、一般には岩盤、砂れき層、N値がおおむね30以上の砂質土層、N値がおおむね20以上の粘性土層を考えれば良い。

杭の極限支持力は、杭の先端における極限支持力と摩擦による極限支持力の和として求められるが、上に示した定義に従えば、支持杭といえどもかなりの摩擦支持力を有し、また摩擦杭であ

杭基礎においては、上部構造の形式、機能、規模は多種多様で、地盤の性質、構成も複雑多岐にわたるため、杭の支持機構、施工性を考慮して必ずしも支持杭のみを対象としないで、摩擦杭も含めて総合的に検討することとしている。一般に、良質な支持層が深い場合に、摩擦杭が選定の対象となるが、この場合、基礎の沈下は避けがたく、上部構造の形式、機能、規模を十分に考慮しなければならない。すなわち、摩擦杭の設計に当たっては、軸方向押込み力に対する基礎の沈下量を検討しなければならないが、基礎の先端位置での沈下を検討する場合には、図-1の方法で仮想載荷面を考えるものとしている。しかしながら、摩擦杭の沈下については不明の点が多く、さらに不等沈下も考えられるので、これらの沈

このような場合、摩擦抗が有力となるが、先に述べたように施工後の沈下が大きな問題として残る。この問題を解決するには、下部構造の施工後の沈下等の変位

に対し、上部構造との接点、すなわち脊部分でこれを
吸収することが有効である。したがって、予想される

変位量に対し下部構造が安全で、かつその変位量も上部構造から決まる許容変位量以内である場合には、予め沓の据え直し等が可能なようにしておき、一定の変位の発生後に沓を調整することによって上部構造の安全を図るという方法も実際に行われており、その経済性に鑑みて十分検討の対象としてよいであろう。

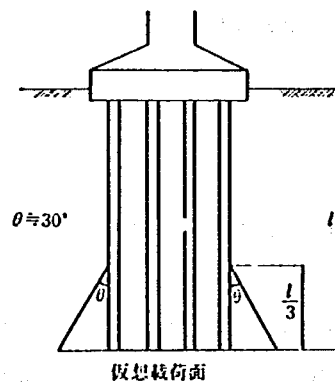


図-1 摩擦くいからなる基礎の沈下を検討する場合の仮想載荷面のとり方

(基礎研究室)

共-3 生コンクリートJISの強度に対する現場強度の低減量の取扱い

(質 問)

生コンクリートは、JISでは荷卸し地点までの強度が呼び強度として保障されております。

しかし、現場の構造物は設計基準強度で設計するもので、生コンクリートの荷卸し地点が、施

工現場と距離的に離れている場合、強度が低減することが考えられこれを補正することが必要であり、このためには、低減量がどの程度か予め推定することが重要であります。

この点について、教示願いたい。

(新潟県土木部)

(回 答)

レディーミックスコンクリート(以下では「レミコン」と呼ぶ。)を荷卸し地点から施工現場まで運搬する場合には、バケット、コンクリートポンプ、あるいはシュート等が用いられるが、いずれの方法をとったとしても運搬に要する時間もわずかなものであるから、この間に材料分離などが多少生じることはあっても、コンクリートの強度が大きく低下するような品質変化を生ずることはまず考えられない。

この質問はレミコンを購入する際に、設計基準強度よりも強度の大きいコンクリートを呼び強度に指定することがあること、およびコンクリート構造物からコアを抜き取って試験をした場合に、荷卸し地点で採取した品質管理用の供試体強度に比べて低い強度が出ることが多いことなどから類推して、荷卸し地点から打込み地点までの運搬中に強度の低下があると考えられたものと思われる。そこで、ここではレミコン購入の際に、設計基準強度よりも大きい強度を呼び強度に指定しなければならない場合とその理由、および、構造物から切り取ったコア強度が品質検査用コンクリート供試体の強度と異なる理由について述べることにする。

レミコンの呼び強度に設計基準強度よりも大きい強度を指定する場合は次の2つの場合である。

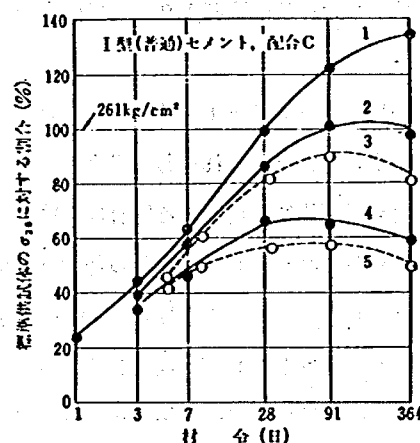
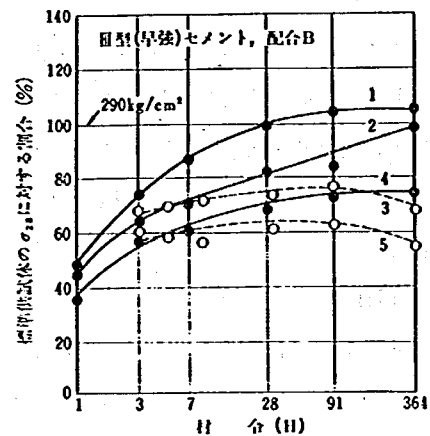
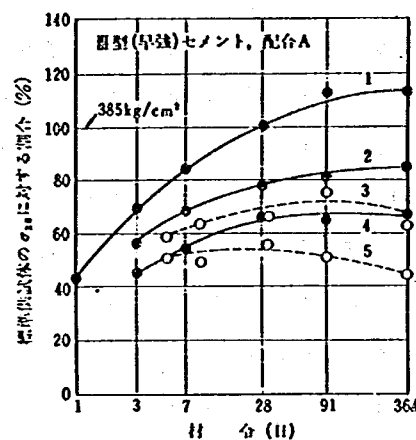
- 1) コンクリートに必要な耐久性や水密性をもたせるために水セメント比を一定の値以下にする必要があるが、その水セメント比の規定に従うと設計基準強度よりも強度の大きいコンクリートが必要になる場合。
- 2) 施工現場の温度が著しく低いため、設計基準強度のコンクリートを用いたのでは脱型時あるいは供用開始時にコンクリートが必要強度に達していない恐れがある場合。

土木用コンクリートで設計基準強度よりも大きい強度を呼び強度に指定する場合は、1)の理由によることが大部分であるが、この場合に呼び強度を決めるにはレミコン工場その他で試験によって得られた水セメント比と強度の関係を示す資料に基づいて必要な強度を定めるのがよい。

2)の気温による呼び強度の修正は建築用コンクリートの場合はしばしば行なわれるようであるが、土木用コンクリートでは寒中施工を行なう場合等で、供用開始までに構造物中のコンクリートが必要強度に達していない恐れがある等の特別な理由がない限り、ほとんど行なわれていないので注意を要する。

次に構造物から抜き取ったコアの強度が、荷卸し地点で採取した管理用供試体の強度よりも低くなる可能性がある理由を述べる。

(1) 発生条件等とコア強度の関係



配合	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位重量 (kg/m ³)
A	253	173	68.4	4.6	2.4	2380
B	245	188	76.6	12.2	5.3	2288
C	283	197	69.5	17.3	7.2	2256

(注) 1) 使用骨材は、石灰石の砕石・粒砂
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(φ15×30cm)
②.十分な養生を行ったスラブのコアー，乾燥状態
③. “ ” “ ” “ ” ，湿潤状態(48hr浸水)
④.不十分な養生を行ったスラブのコアー，乾燥状態
⑤. “ ” “ ” “ ” ，湿潤状態(48hr浸水)

図-1 養生条件とコア強度の測定例^{1), 2)}

供試体強度の85%以上であればよいとしているものもある。

なお、構造物中のコンクリートが、設計基準強度よりも小さくても問題がないかどうかということになるが、現在、コンクリートの圧縮強度については設計上の安全率を鉄筋コンクリートでは3（地震時は2）をとっているので、コア強度が仮に設計基準強度の70～80%しかなかったとしても特に問題はないと考えられる。

参考文献

- 1) Delmar L. Bloem : Concrete Strength in Structures , ACI Journal
1968. 5
- 2) 太田実 : コア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

（コンクリート研究室）

共-4 地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の構造計算

（質問）

通常集水井は地すべりブロック内に施工することが主であるから、四国地建における一日土研の河-39「地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の実施設計上の基本となる地すべり土圧（偏荷重）の考え方について」の回答を読むと、地質条件等を一切無視しているため、全国画一的になる。

しかも、これによると土圧計算等が不用になり、非常に便利となるが、本省では現在テルツァーの土圧理論のみを提唱しているため、意見調整をし、できれば土研方式を河川砂防技術基準等に掲載して欲しい。

また、メーカー側の考え方として、施工時にライナープレートに歪が生じることから、曲げモーメントを考慮しているが、そのことに関して教示願いたい。

（石川県土木部）

（回答）

河川砂防技術基準によれば、集水井の深さは、活動中の地すべりにおいては底部を2m以上すべり面より浅くし、休眠中の地すべり地域及び地すべり地域外では基盤に2～3m程度貫入させることを原則とし、設計においては、集水井外周面に作用する荷重は土圧のみとし、原則として水圧は考慮しない。土圧は主働土圧と見なし、地すべり土圧を考慮しない。しかし実際には、地すべりの挙動は複雑であるので、必要に応じて補強のためラテラルストラット及びバーチカルス

ティフナーを用いると記述され、土のアーチアクションを考慮したテルツァギー公式より土圧を求めている。

$$p_t = \left\{ \frac{12(3 \cdot m - 2)}{h_o^3} \cdot h^2 + \frac{6(3 - 4 \cdot m)}{h_o^2} \cdot h \right\} \cdot p$$

p_t : 地表より深さ h における土圧強度 (t/m^2)

h_o : 地表より集水井の深さ (m)

h : 地表より p_t までの距離 (m)

m : p の作用点までの距離の h_o に対する割合

$$p : \frac{1}{2} k_A \cdot \gamma_t \cdot h_o^2$$

k_A : 主働土圧係数

γ_t : 土の単位体積重量

上式は、集水井がすべり面を切らず地盤が地すべり運動による撓乱をあまり受けていない場合妥当である。従って、活動中の地すべりで、集水井がすべり面を切っている場合、地盤が地すべり活動によって著しく撓乱を受けている場合、テルツァギー公式による土圧算定が問題となることもありうる。従って現場との対応において、河川砂防技術基準にての設計が著しく妥当性を欠く特殊な現場においては、当現場に呼応した適切な設計を実施することが必要である。前述のテルツァギー公式にて土圧を算定することが不当な現場、明らかに施工によるライナープレートの歪による曲げモーメントが考慮される場合、静土圧公式による土圧の算定、また曲げモーメントを考慮することも必要である。河川砂防技術基準は、統一的な基準を示したもので、この技術基準を出発点としてより一層の技術の発展を計る事も必要である。

(地すべり研究室)

2. 河 川 部 門 (目 次)

河-1	流域内にある溜池の遊水効果の算定手法	9
河-2	流出解析手法の具体的選定	15
河-3	河口感潮部における水位流量観測	16
河-4	急流河川における河床材料調査	20
河-5	計画粗度係数の定め方	26
河-6	姫川河床変動の調査手法	32
河-7	河床変動計算の適用範囲	35
河-8	急流河川における河道模型実験のための事前調査	37
河-9	局所洗掘の対策	40
河-10	樞柱及び橋脚等の形状(河川縦断方向)が下流の流向等に与える影響	42
河-11	河口付近の有効断面のとり方	45
河-12	荒川乙大日川河口処理対策としての支川放水路導流堤計画	46
河-13	軟弱地盤地域における堤防の設計	49
河-14	軟弱地盤上での河川堤防築造に伴う地盤改良	54
河-15	河川堤防の耐震能力の判定手法	58
河-16	海岸侵食対策工法の機能分担	64
河-17	離岸堤の設計施工	66
河-18	冠水に耐え得る植生種	74
河-19	渇水体制に入る場合の準備流量を設定するための手法	76
河-20	景観的観点からみた維持流量の検討手法	77
河-21	砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験方法	80
河-22	流砂量の測定方法	82
河-23	流出土砂量	82
河-24	根 固 土	83
河-25	砂防ダムにおける微細粒径砂扞止機能の向上	84
河-26	鋼製スリットダムと大口径穴あきダムの機能の比較	86
河-27	砂防ダムのカットオフ	87
河-28	水叩き長, 水褥深の決定	88
河-29	砂防ダムによる振動および騒音対策	90
河-30	砂防計画における許容流砂量の算定方法	94
河-31	地すべり	96

河－１ 流域内にある溜池の遊水効果の算定方法について

（質 問）

関川流域内には大小約110ヶ所の農業用溜池が存在している。農林水産省等で進められている、用水路事業が完成（昭和58年度目標）すれば溜池の廃止が懸念される。関川の現況流下能力は戦後最大流量に比べて、治水安全度は極めて低く、当面の間は大幅な流下能力の増加は望めない状況にある。

従って、関川においては河川改修事業の効果的促進方法はもとより、流域内の保水遊水機能の維持確保の方策について検討を進める必要がある。このため溜池のもつ治水効果についての調査方法、計算手法を教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回 答）

河川水利に恵まれない地域で、溜池を作りやすい地形地質の所では、古くから多くの溜池が作られ、かんがい用水の補給源となっていた。現在新たな水利秩序の展開のため、この溜池が潰廃される所が多くなっている。これは流域の保水機能の減少にほかならない。河川の流量計画には暗黙の内にこの保水機能を見込んでいることが多く、河川管理者としては溜池の潰廃が流出に及ぼす影響を十分に検討し、新たな流域の水秩序にそなえておかねばならないのは言うまでもない。

ところで溜池の改廃をもたらす要因としては、次の2つが考えられる。

①大阪近郊のように都市化に伴って土地利用の転換が進み、水田が宅地等に変わり、水田の水源施設としての役割が減少し、次第に宅地に転用されていくという都市化圧力によるもの。

②本地域あるいは愛知県愛知用水の供給地域のように、用水事業が完成し、新たな安定した用水確保ができるようになり、農業用水の水源としての役割が減少し、溜池が放置、潰廃されていくもの。

この内①による溜池の潰廃に対する圧力は大きく、これを押しとどめ、保水機能として確保していくには、地方自治体および河川管理者の先行的努力が必要である。この場合行政指導等で溜池の潰廃を阻止するだけでは、溜池の管理がいきとどかなくなり、災害の原因となる恐れがある。流域の将来像を見つめ、溜池の統廃合を含めた流域の治水計画をしっかりと打ち立てておくことが必要であり、このためには、単に溜池の流出に及ぼす効果のみならず溜池に関わる水利権、溜池の利水形態、所有形態等の調査を行っておくことが大事である。

②の場合、溜池を潰廃してそれを開田するというような開発圧力が殆んどないこと、また、渇水時の用水補給源として期待されることが多く、それほど溜池の潰廃に対する圧力は強くないようである。ただしこの場合も利用率が低下するため、管理が以前より悪くなる恐れがある。

また、溜池は古い構造物であることが多く、大雨時には土堤が崩壊する例が過去にあった。溜池の土質工学的、あるいは大雨時の越流に対する安定性について十分な調査も必要である。

以上長々と質問とは直接関係無いことを述べてきたが、溜池に治水効果を期待し、それを保存強化していく場合の隘路は、流出計算法にあるのでは無く、溜池に関わる社会的・人文的な要因の諸調整に有ることを強調したいためである。次に溜池のもつ治水効果の調査方法、計算法について述べる。

(1) 調査内容

次のような調査が必要であろう。

① 溜池の実態調査

- 溜池の諸元（満水面積、溜池上流流域面積、貯留量と貯水位の関係、堤体型式、放流型式と形状）を現地踏査および溜池台帳より調査する。

- 溜池の現状および動向調査

過去の溜池の築造および潰廃状況を調べ、また今後の動向を調査する。

- 溜池の利用実態調査

農業用水の面からどのように溜池が利用されているか現状の利用量、使用方法、貯水操作規則を現地聞き込み等により調査する。

- 溜池に関わる権利関係調査

水利権、所有権等に関する調査を行う。

② 水文資料の解析

流出解析のため、検討対象降雨、流域の降雨分布形および既応洪水資料の解析を行う。

③ 溜池の治水効果の検討

- 流出モデルの設定

現地踏査により、溜池の位置、流入路、排水路および治水上支障となるような構造物、および道路、鉄道等氾濫に対して自然堤防の役割を果たしているものなどの概略構造を調べ、上記のことを考慮して現地に合ったものとする。

- 流出解析モデル

一般に、降雨から流出の生じる過程は、表1に示すように降雨、降雨損失（有効降雨の発生）、斜面流出、溜池による貯留、河道流下および氾濫の過程に分けて考えることができ、それぞれの過程に対応したモデルが設定され、流出計算が行れることになる。それぞれの過程を表現するモデルとしては種々のものが提案されている。一般に採用されている流出解析モデルは以下のようなものである。

表1 降雨流出過程

過 程	モ デ ル
降 雨	降 雨 モ デ ル
降 雨 損 失 (有 効 降 雨)	降 雨 損 失 (有 効 降 雨) モ デ ル
斜 面 流 出	斜 面 モ デ ル
た め 池 貯 留	た め 池 貯 留 モ デ ル
河 道 流 下	河 道 モ デ ル

i) 降雨モデル

実績引伸し降雨, 実降雨, 降雨強度曲線より評価した計画降雨

ii) 降雨損失(有効降雨モデル)

$f_1 - R_{sa}$ モデル, 一定量損失モデル, 初期損失+一定量損失モデル

iii) 斜面モデル

貯留関数法, 準線形貯留型モデル, 等価粗度法

iv) 溜池貯留モデル

貯留量計算モデル

溜池には, 一般には治水容量を設定していない。従って, 余水吐クレスト位置を初期湛水位にしておいた方が良いでしょう。

v) 河道モデル

貯留関数法, 不定流計算

表-2にモデルの基本式の一例を示した。なお, 一般には溜池貯留モデルは, 斜面モデルによって計算された流入量を使って, 流出量を算定し, それを河道モデルに接続させる。図-1に愛知県境川流出計算モデルにおいて使われた流域分割, 河川分割の例を図-2に降雨損失モデル, 斜面モデルの計算手順を示した。この計算では準線形貯留型モデルが斜面流出モデルとして使われている。

なお, 流出解析の参考文献としては次のものが役立つであろう。

- 1) 石崎, 佐合, 1979; 土地利用変化を評価する流出モデル, 土木研究所資料第1479号
- 2) 角屋, 1974; 都市化と流出, 水工研修
- 3) 建設省水文研究会, 1971; 流出計算例集2, 全日本建設技術協会
- 4) 池淵, 高埴, 1972; 流体解析Ⅱ, 土木学会誌昭和47年11月号
- 5) 角屋, 高埴, 1980; 都市域における水環境および都市水文に関する技術的問題, 土木学会関西支部都市水文委員会研究報告

表2 モデルの基本式の一例

モデル	基本式	記号説明等
降雨損失（有効降雨）モデル	$\Sigma Re = f_1 \Sigma R \quad (0 < \Sigma R < R_1)$ $\Sigma Re = f_1 R_1 + f_2 (\Sigma R - R_1)$ $\quad (R_1 < \Sigma R < R_{sa})$ $\Sigma Re = f_1 R_1 + f_2 (R_{sa} - R_1)$ $\quad + (\Sigma R - R_{sa}) \quad (R_{sa} < \Sigma R)$	(記号) Re : 有効降雨量 (mm) f_1, f_2 : 流出率 R_{sa} : 飽和雨量 R_1, R_2 : 定数 (mm)
斜面モデル	(貯留関数モデル) $\frac{ds_1}{dt} = re - q_1$ (連続式) $s_1 = K q_1^p$ (運動方程式) $q(t) = q_1(t - Te)$ (準線形貯留型モデル) $ds_1/dt = re - q$ $S_1 = k_1 p$ $K_1 = tc/2$ $tc = CA^{0.22} re^{-0.35}$ (角屋式)	(記号) s_1 : 単位面積当りの貯留量 (mm/hr) re : 斜面平均雨量 (mm/hr) q_1 : 単位面積当りの斜面流出高 (mm/hr) Te : 斜面遅れ時間 (hr) $q(t)$: Te を考慮した流出高 (mm/hr) K, p : 定数 K_1, c : 定数
ため池貯留モデル	$\frac{ds}{dt} = I - Q$ (連続式) $S = f(h)$ (貯留量・水位関係式) $I = g(h)$ (水位放流量式)	S : ため池貯留量 I : 流入量 Q : 流出量 h : 貯水池水位 f, g : 関数
河道モデル	(貯留関数モデル) $\frac{ds}{dt} = I - Q_1$ $S = K' Q_1^{p'}$ $Q(t) = Q_1(t - Te')$ (注) 氾濫原の流れも考慮しうる貯留関数を作成。	(記号) I : 流入量 (m^3/s) S : 河道貯留量 (m^3) Q_1 : 流出量 (m^3/s) Te' : 河道遅れ時間 (hr) $Q(t)$: Te' を考慮した流量 (m^3/s) K', p' : 定数
	(不定流モデル) $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q$ (連続条件式) $\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Qq}{gA^2} + \frac{2Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial A}{\partial t}$ $- \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{ Q Q}{J^2} = 0$ (運動方程式)	A : 断面積 Q : 流量 q : 横流出量 g : 重力加速度 $H = Z + h$ Z : 基準面からの河床高 h : 水深 J^2 : 通水能 $= A^2 R^{4/3} / \eta^2$

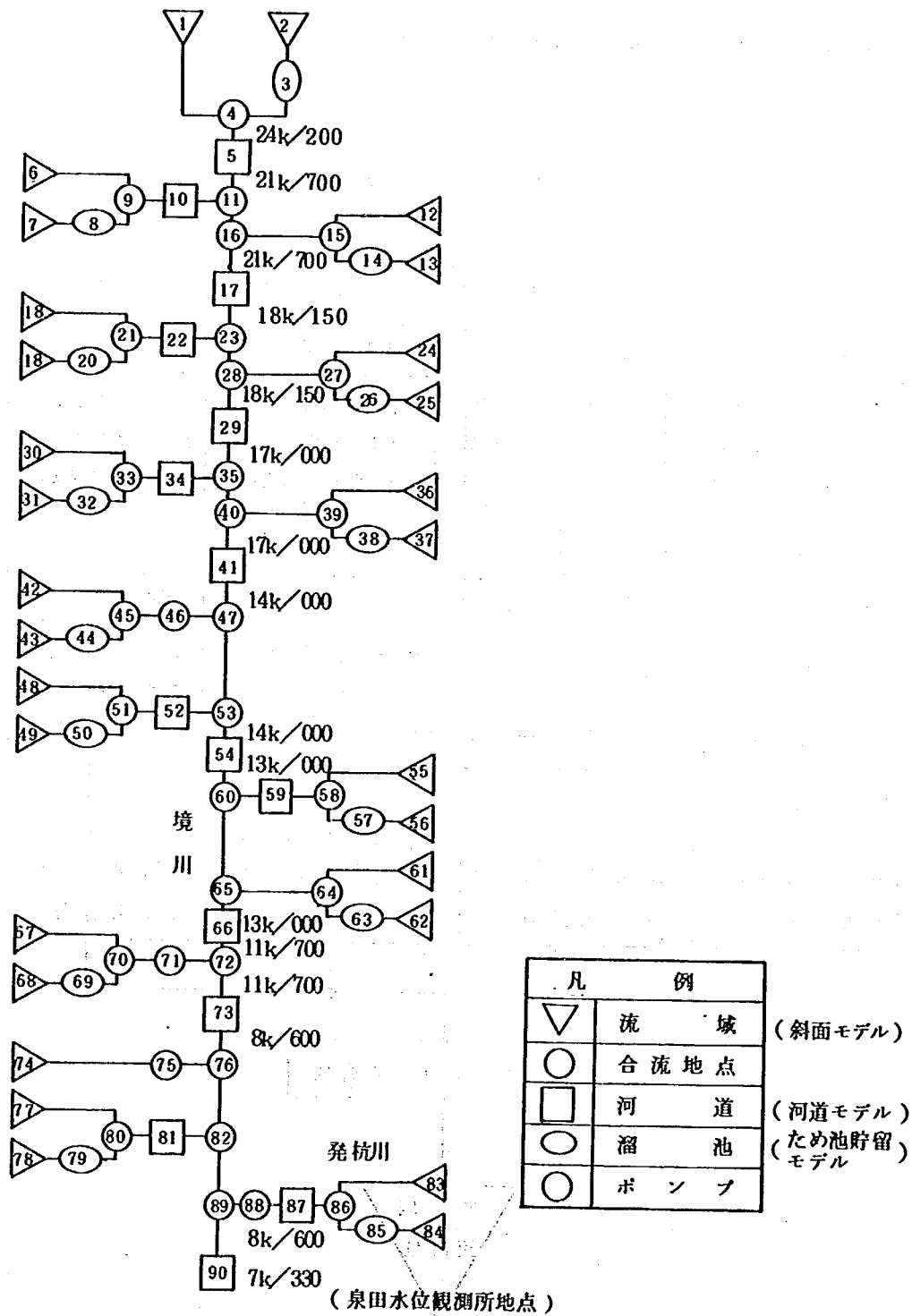


図-1 境川流出計算モデル図
(泉田水位観測所地点まで)

準線形貯留型モデルの計算手順は次のとおりである。

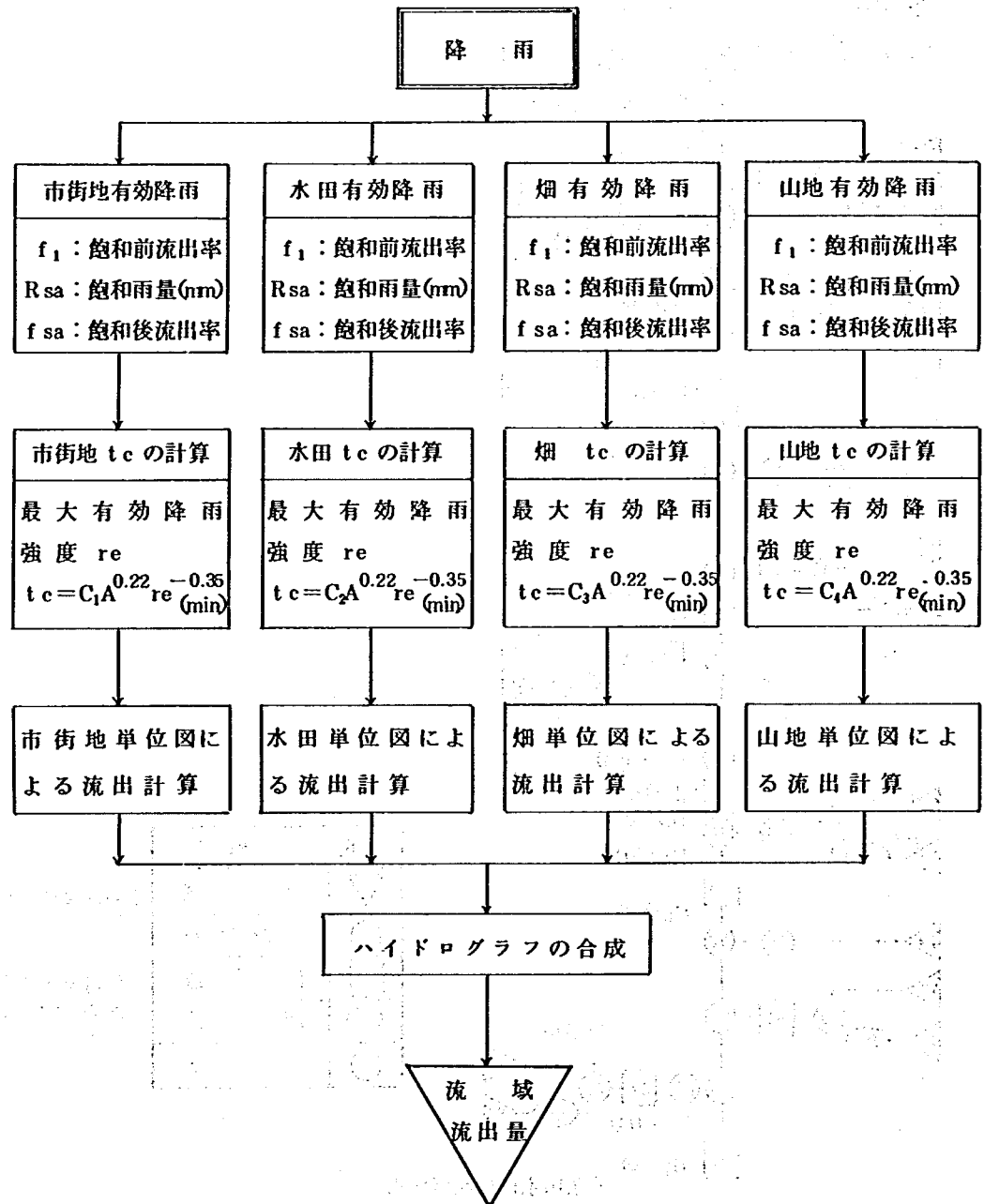


図2 準線形貯留型モデルの降雨モデルと斜面モデル

(総合治水研究室)

河-2 流出解析手法の具体的選定について

(質 問)

流出解析の手法の違いにより、ピーク流量及びハイドログラフの上昇、下降部に相当の差が生じ基本高水の決定、洪水調節計算等で非常に苦慮している。

中でも貯留関数法の場合、K、Pの決め方について、経験式にある定数($\alpha < 0$)を乗ずる方法と木村氏の理論式より求める方法等があるが、この場合でもピーク流量(基本高水)に非常に大きな差が見られるので、手法の採用に当り、特に注意しなければならない点について教示願いたい。

(富山工事事務所)

(回 答)

流出解析法は、現在種々のものが提案されている。これらの中には、実際に多くの流域に適用されている合理式、貯留関数法、等価粗度法などの他、研究のために限られた流域のみに適用されているものまで様々である。

例えば、実用されている手法の中では、合理式はピーク流出のみしか推定できないが、方法が簡便なため、資料の限られている中小河川などに適用事例が多い。また貯留関数法は定数設定が、比較的容易なため、主として山地流域を中心に広く適用されている。また等価粗度法は、市街地流域に多く適用される傾向にある。

これらの流出解析手法の適用精度は、基本的には手法の選定によるより、適用する手法のモデル定数(パラメータ)の設定によることが多い。特にこれは洪水資料(雨量、流量)の数、規模、精度に左右されるため、流出解析を行うに当っては、精度の高い洪水資料をできるだけフルに活かすことが望ましい。

原則的な流出解析手法のとり扱いは以上のとおりであるが、選定方法や定数の設定方法について、具体的な基準や、統一的な考え方は現在のところ十分整理されていないため、以下ここではこれらについての一見解を述べるにとどめることにする。

① 流出解析手法の選定方法について

どの流出解析手法も複雑な流域特性を単純化して表現したもので、どれも一長一短があるため、選定に際しては、極めて経験的判断が優先する。

この判断材料には、過去の実績や周辺河川の適用状況が参考にされることが多い。

また、手法(モデル)間の計算結果については、これを完全に一致させることは不可能である。しかし、例えばピーク流量や流域貯留等価粗度法を流域貯留量で一致させるための貯留関数法定数K($P=0.6$)と等価粗度法定数Nの関係は下式のとおりである。

$$K = (3 \sim 6) N^{0.6} I^{-0.3} A^{0.21 \sim 0.24}$$

ただし、 I ; 流域勾配、 A ; 流域面積 (Km^2)

② 流出解析手法の定数設定について

結論を先に述べれば、①と同様、手法の精度から考えて、計算結果にある程度の差が生じるのはやむをえない。

また、大洪水から小洪水まで適合する定数は限られており、特に降雨を引き延して基本高水等を計算する場合には、できるだけ多くの洪水（とくに大洪水を中心に）を解析対象にすることが精度を高める上で最も重要なことである。

例えば、貯留関数法に関していえば、計算結果に差がでる原因には以下のものがあると考えられる。

- (1) 有効雨量のとり方
- (2) 定数のとり方 (K , P , T_e)
- (3) 流域分割のとり方
- (4) 計算処理方法（プログラム、時間単位 (Δt) など）

これらが、一致しなければ一般に計算結果は一致しない。しかし、例えばピーク流量に限ればこれらのどれかが異っていても、定数（例えば、 K や P ）の組み合わせにより、適合させることは可能である。

(水文研究室)

河－３ 河口感潮部に於ける水位流量観測について

(質 問)

河川の感潮部に設置された水位観測所の水位変動は、河川流量よりも潮位変動に支配され、 $H-Q$ 換算も不可能の実情にある。

一方、河口部に於いて支川流入があり、合流後の本川流量を把握したい場合、本支川とも非感潮部での観測記録を合算すれば問題は無いものとするが、このような場合、感潮部での観測は絶対に不可能なのかという問題も含めて、水位、流量把握に関する考え方について教示願いたい。

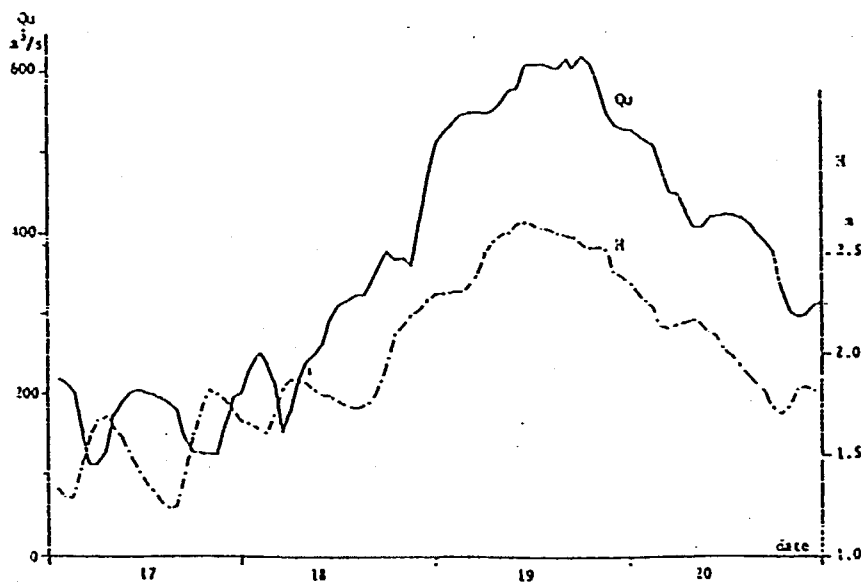
(金沢工事務務所)

(回 答)

河道勾配が非常にゆるい区間、例えば、河口感潮部においては、流量値は単に水位との一義的な関係とはならず、水面勾配や流速の時間変化によっても左右される。このため、一般の $H-Q$ 式により流量を推算できない場合が多い。このような区間で流量値を求めたい場合、つぎのような方法が考えられる。

- ① 平均流速を常時測定し、これと断面積をかけることにより求める方法（例えば、超音波流速計を用いる）
- ② 対象地点（感潮部）の上流本・支川（非感潮部）の合計流量に残流域流量を加えて求める方法
- ③ 流れの基本式（不定流式）と水位及び水面勾配（水位差）を常時観測し、これらを使って流量を推算する方法

①については原理は河川砂防技術基準(案)等に詳しく掲載されているので省略する。ここでは測定結果の一例を図-1に示す。これまでの観測状況から水温勾配や塩分による誤差、機械の耐久性などに不明な点も多い。



図(1) 利根川布川における潮汐及び洪水ハイドログラフ（1981年5月17～20日）

②の方法は周知の方法であるので特に記述しないが、直接観測値との比較の際は、時間流量では時間おくれや河道貯留の影響が大きいので、よい結果は得られないので一周期以上の期間で総流量をチェックするのが望ましい。

③の方法については、現在開発中であるが概要を示す。すなわち、流れの基本式は下式のようになる。

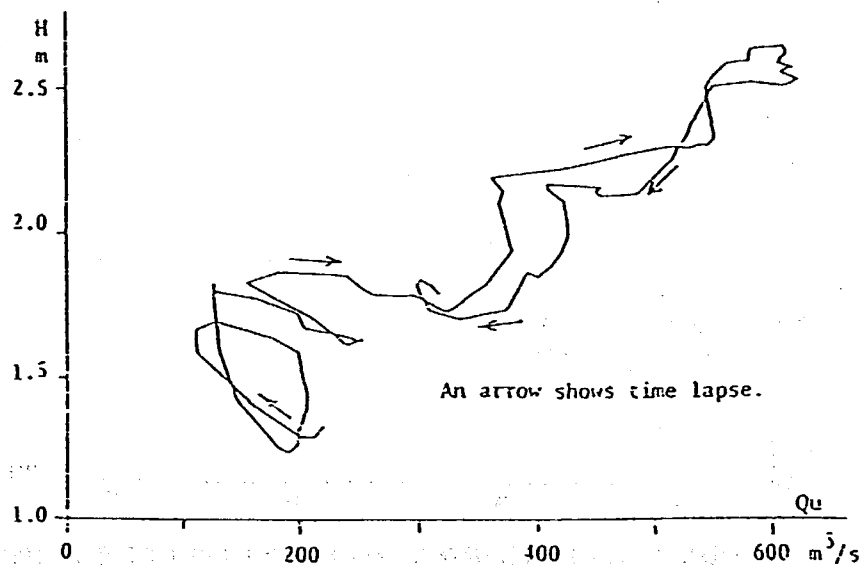
$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{Zg} \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 |u| u}{R^{4/3}} = 0 \quad (\text{運動式}) \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{連続式}) \dots\dots\dots (2)$$

木下は(1)式について $\frac{\partial H}{\partial x} > 1/1000$ のときは左辺第1項第2項は無視でき、 $\frac{\partial H}{\partial x}$ も河床勾配で近似できるが、 $\frac{\partial H}{\partial x} > 1/3000$ ならば $\frac{\partial H}{\partial x}$ に水面勾配が必要となり、これ以下ならば、(1)式をそのまま解く必要があるとしている。

従って、一般には水位と水面勾配（水位観測点をはさんで2点間（ Δx ）の水位差（ ΔH ）を測定することにより求まる（ $\Delta H / \Delta x$ ））を測定し、この結果を先の基本式を用いて流量値を推算することができる。この方法に際して、注意を箇条書きする。

- ① 横断方向や垂直方向の流速分布の特殊な場合には、適用しにくい（例えば、横断方向や垂直方向で流れが異なる場合）。
- ② 水面勾配が非常に小さくなると誤差が大きくなることがある。これは、水位差の測定精度がどの程度まで得られるかで決る。この水位差を測定する方式には、いろいろあるため、十分な検討を要する。（図2参照）



図(2) 利根川布川におけるH-Q曲線（1981年5月17日～20日）

- ③ (1)式に必要な粗度係数(n)を求めるため、定期的な流量観測を行う必要がある。
- ④ 観測機器の維持、管理を定期的に行う必要がある。

参考として図3に中川（吉川地点）での調査結果を示す。

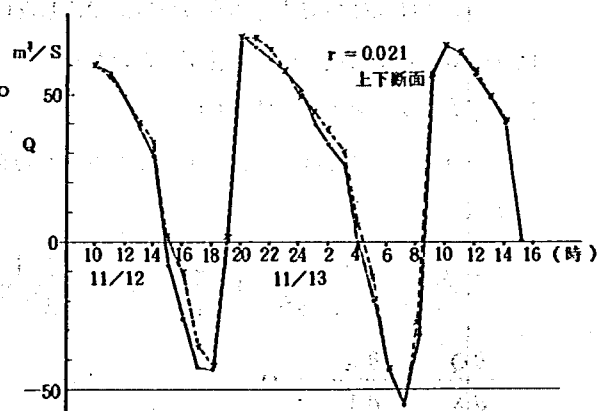


図3 検討例（中川吉川地点）

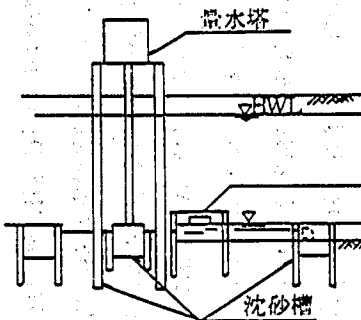
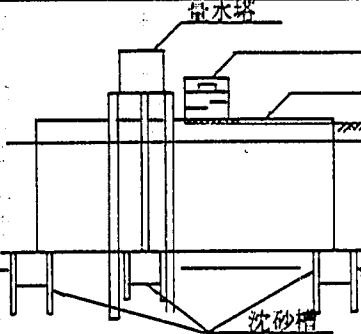
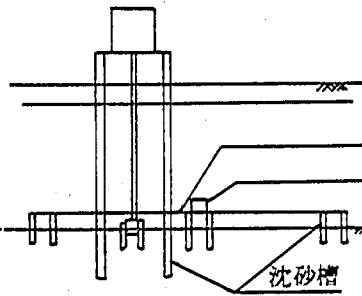
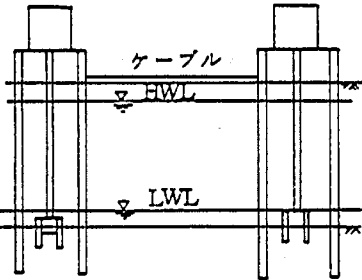
項目	方式		方式	
	水 流 式	吸 上 げ 式	差 圧 式	上下流・水位計式
水面こう配計構成	 上下流の水位差を2つのフロートにより検出 測定精度：0.25mm	 同 左	 上下流の差圧を差圧計に検出 測定精度：1.25mm	 上下流の水位を2つの水位計で観測し、水位差を検出 測定精度：1mm 測定：1.5~5m

図2 水位量（水面こう配）測定方式

(参考文献)

伊藤剛 ; 数値計算の応用と基礎, アテネ出版 (1971)

木下武雄 ; 超音波により連続的に観測された現状・潮汐の流量変化の不定流としての挙動 (1982)

江戸川工事事務所 ; 流量観測資料

(水 文 研 究 室)

河 - 4 急流河川における河床材料調査について

(質 問)

黒部川は、我が国屈指の急流河川であり、最近の河床低下及び砂礫堆の変化に対し、河相が著しく変化しており、河床の粒度についても複雑になってきている現状である。

急流河川の河床粒度は、主として大粒径で構成され、河道自体やみお筋の蛇行により、アーマコート等の現象で、平面的及び深さによる粒度構成が異なることが考えられる。

これらの現状に対して、縦断的及び横断的な粒度構成や、経年的な粒度の変化に対して把握し、河道特性を的確に促えるため次の事項について教示願いたい。

- 1) 縦断的な調査間隔
- 2) 横断的な調査箇所数
- 3) 表面の取り除き深さ
- 4) 採取は従来の方法でよい (4分法)

(黒部工事事務所)

(回 答)

河床材料調査は、調査地点あるいは採取法の影響を大きく受ける極めてむずかしい調査であって、とくに調査地点を機械的に決定することはできず、その選定にあたっては河相を代表する地点を選ぶよう十分な配慮が必要である。このような配慮は、河床形態が単列を呈するような河道においては特に重要となるが、黒部川のような網状河道においても、砂礫堆が形成されているため、やはり砂礫堆のどの地点を河床材料の採取地点にするかで、調査結果は大きく異なってくる。また、河床の表層は粗粒化しているため、河床材料をどの程度の深さから採取すべきかということも重要であり、さらにその採取量・分析方法についても検討が必要である。

ここでは、鬼怒川における調査結果を紹介しながら、河床材料調査における留意点を述べてみよう。

調査地点は、鬼怒川46Kmの川島であって、この付近は図-1に示されるように、単列の河床形態であり、さらに各砂礫堆の位置は経年的に殆んど移動しておらず、砂礫堆はほぼ固定されて

いる。図-2は、河床材料の採取地点を示したものであって、地点番号①から⑨までは縦断的な分布を把握するため、地点番号⑥、⑩、⑪、⑫は横断的な分布を把握するためのものである。なお、採取はいずれも「河川砂防技術基準(案)・調査編」に示されている方法、すなわち、0.5m×0.5mの表層30cmを取り除き、さらに層厚20cmの部分より約35Kgの材料を採取し、4分法により抽出したのについて粒度分析を行っている。また、採取は平水時の水際線より約1m砂州側の地点で実施しているが、地点番号⑥の地点については、水が砂礫堆上に薄く(深さ約15cm)広がっており、流速が約20cm/sの水底下より採取されている。

図-3は、砂礫堆上の縦断的な粒度分布を10%, 50%, 60%, 90%, 粒径 D_{10} , D_{25} , D_{50} , D_{90} について示したものであって、地点番号④及び D_{10} を除き、一般的には砂礫堆下流端において粒径が著しく小さくなっている。地点番号①の地点は低水路護岸前面の幅2~3mの平場、地点番号②、③は草が生えて固結化した高水敷前面の幅4~5mの平場である。また、地点番号④の地点は、草がはえて固結化した高水敷(平水位からの高さ約2m)が平水の水際までせまり、複断面形状を呈するような箇所であり、特に移動するような河床材料が殆んど存在しないため、かなり特殊な地点といえよう。従って、低水路護岸あるいは草がはえて固結化した高水敷の直前を除くと、低水

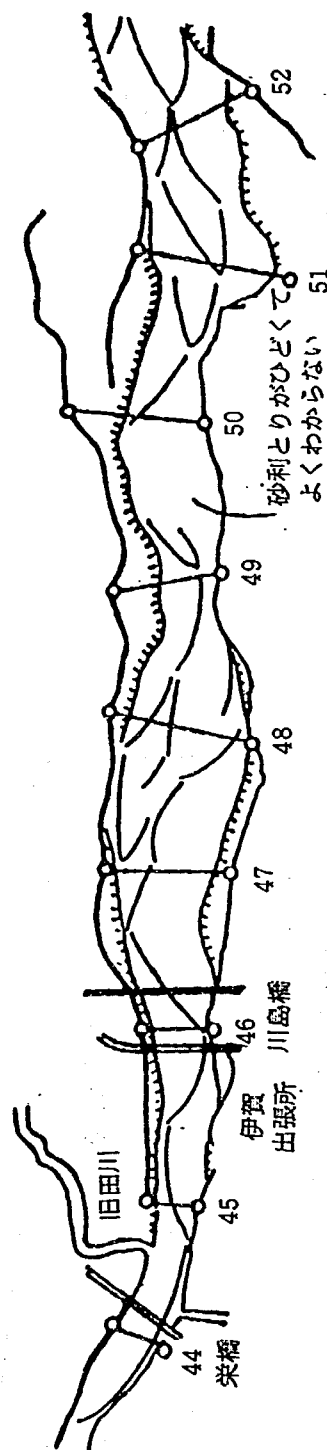


図-1 鬼怒川河床形態

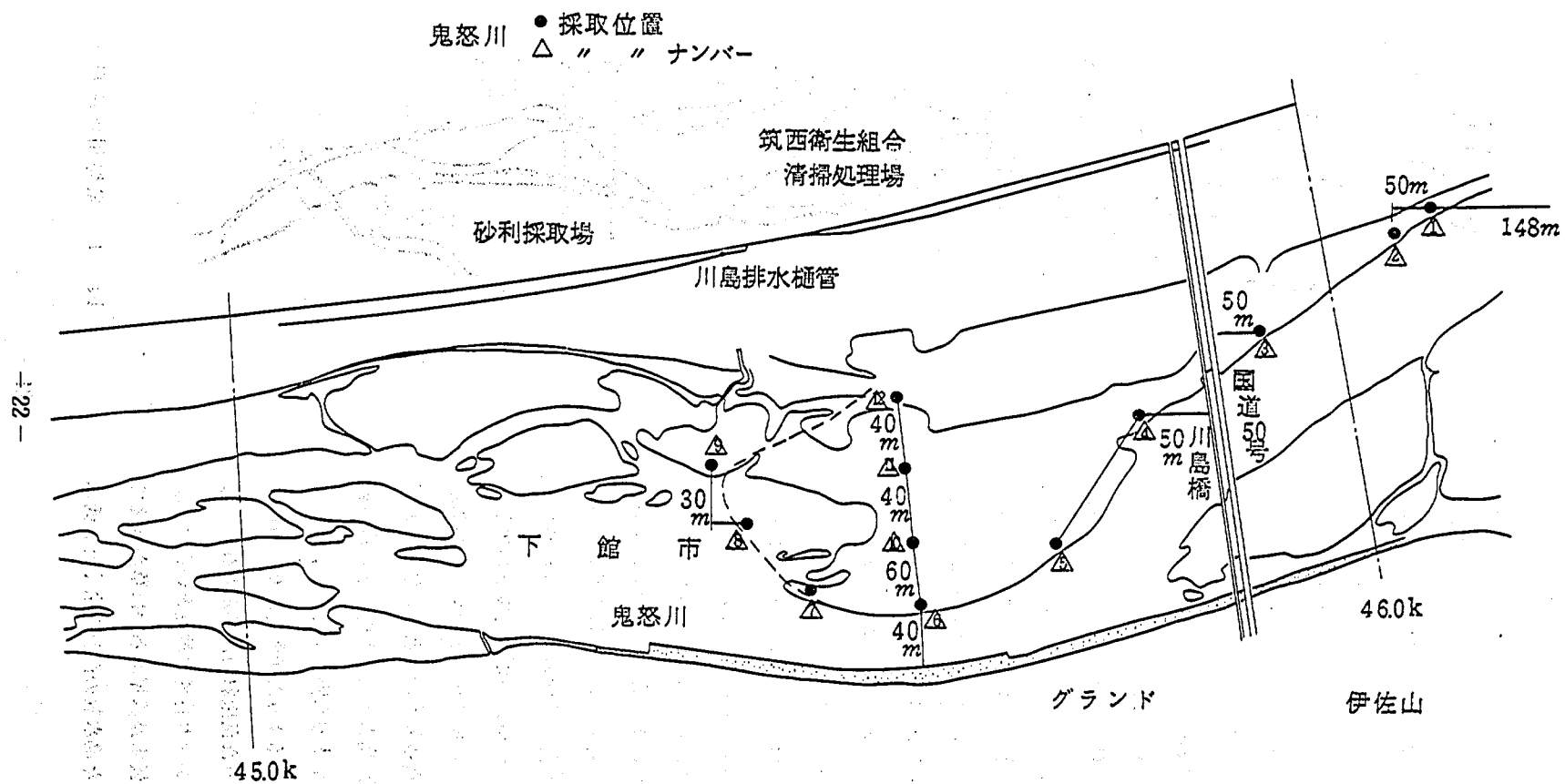


図-2 河床材料の採取地点

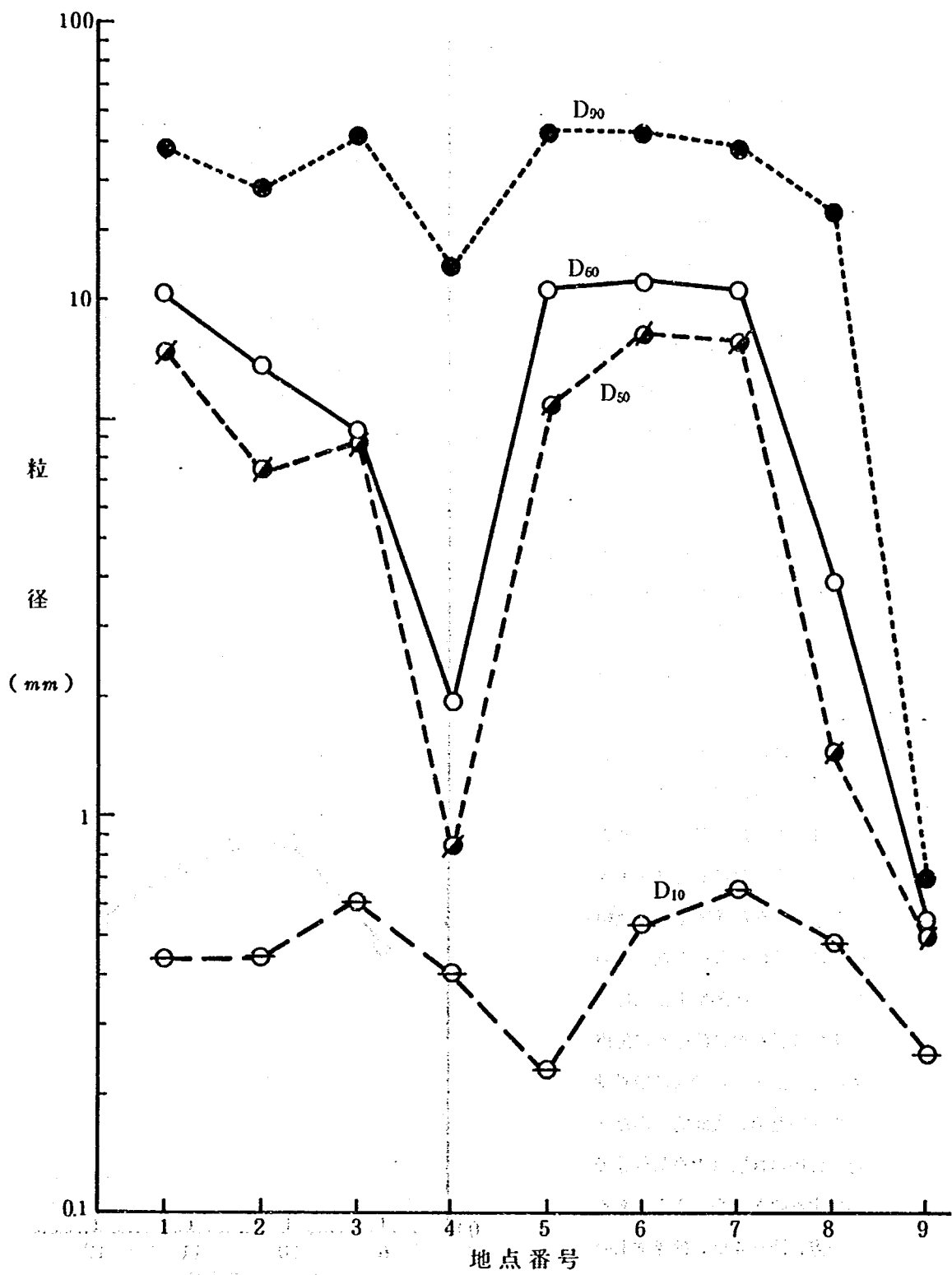


图-3 粒度分布

路内の砂礫堆は地点番号⑤から⑨まで⑨までとみることができる。このような地点に限定した場合、以下のような特徴があげられよう。

砂礫堆上の河床材料は、縦断的にみた場合、その粒度構成が大きく異なっており、特にこのような傾向は D_{50} 、 D_{80} 、 D_{90} において著しい。すなわち、砂礫堆の上流端から中央部にかけて粒度は若干粗になり、さらに中央部から下流端にかけては急激に細粒となっている。このような傾向は末端部において特に著しく、わずか60cmの間（低水路内に形成された砂礫堆に着目した場合、砂礫堆長の約1/4）に、 D_{50} 、 D_{80} 、 D_{90} は数十分の1に減少している。これに対し、 D_{10} に関しては、上記傾向が認められるものの、変化率はそれほど大きくなく、また砂礫堆上・下流端における値は同程度となっている。従って、砂礫堆上における河床構成材料の量的分布に配慮すると、上・下流端部は絶対量が少ないため、縦断的にみた場合、材料の採取は中央部付近で実施するのが適当のようである。

一方、図-4は、砂礫堆上の河床材料の横断分布を示したものであって、低水路内の砂礫堆

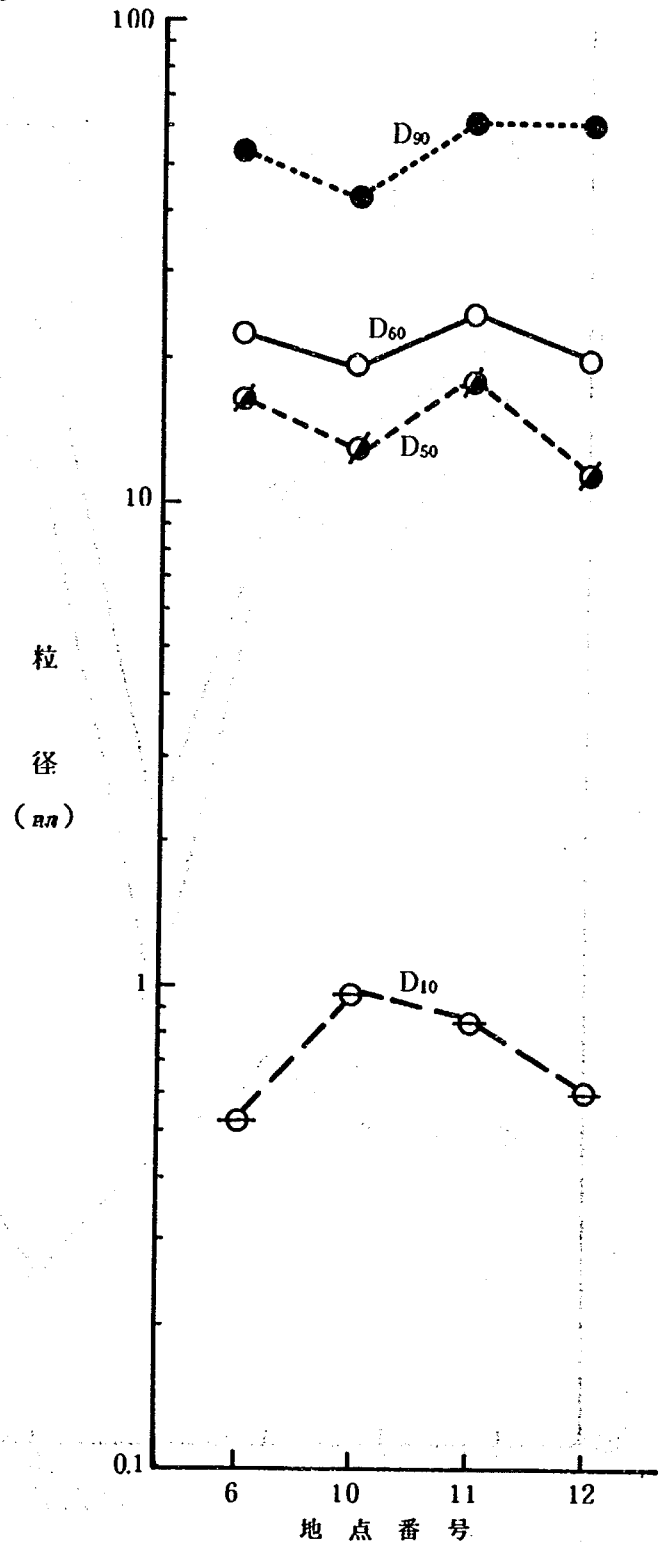


図-4 河床材料の分布

に着目した場合、横断的には殆んど一様な分布をしているものとみなすことができよう。特に、地点番号⑥の地点では、平水では水がのっている砂礫堆の前縁線であり、この地点と平水では水がのらない地点番号⑦、⑧、⑨の地点とで、粒度分布がほぼ同程度であるということは重要である。すなわち、表層 30cm 以下より採取する限り、河床材料は必らずしも平水の流水中から採取しなければならないことはなさそうである。従って、縦断的に砂礫堆中央部の、横断的には適当な場所（可能ならば平水の水際近く）において採取すればよいようであり、調査地点も 1 点で対象とした砂礫堆上の粒径を把握できそうである。

これに対し、深さ方向の粒度分布は各地点において大きく異なっており、表層の取り除きは極めて重要である。この時の取り除き厚さは表層の最大粒径に大きく影響されようが、表層最大粒径の数倍は取り除く必要があろう。なお、砂礫堆前縁線付近においては、逆に表層が細粒化している場合もあり、このような場所においても、他の地点と同様の取り除きの作業が必要である。また、特に移動している砂礫堆の下流端においては、粒度分布が層状に大きく変化している場合が多く、単に表層を取り除く作業だけでは不充分であり、深さ方向の粒径分布にも注意しなければならない。

このような特性を考慮すると、黒部川のような急流河川においては以下のような方法により河床材料を調査することが適当であろう。すなわち、砂礫堆（網状河道の場合にも小規模な砂礫堆）の縦断方向中央部付近において、横断方向には左右岸それぞれ 1 箇所（網状・複列河道においては各砂礫堆から 1 箇所）で採取する。ただし、黒部川のような河川においても、深さ方向には必らず表層を除去することが必要であるが、粒径の深さ方向の分布が層状に変化している場合にはさらにこれを把握しなければならない。なお、粒度分析における 4 分法については問題ないと考えられるが、さらに少量を用いた分析を目指すことにより、多くの地点の資料により河床材料調査をすることが望まれる。

なお、河床材料調査は、本来その目的によってその方法も異なり、上記のような一般論が全てではない。例えば、流砂量（流出土砂量）の推定に当っては比較的小さな粒径（ D_{10} など）の把握が必要であり、アーマリングを検討するためには表層からの採取を行わなければならない。また、粗度係数の推定に使用するためには、粒径だけではなく小規模河床波についても観測する必要がある。砂利・砂として使用するための調査あるいは把握するための調査などを目的とした場合、自ずとその方法も異ってくる。従って、これらの各目的に適合した調査法を採用すると共に、その方法の改良と基準化について今後努力しなければならない。さらに、河床材料を大局的に把握するために、採取した砂利・砂の粒径別出荷割合を調査することが必要であろう。

河床材料の代表性については、なお多くの問題が残されている。特に、流砂量（掃流砂、浮遊流砂、ウッシュロード）を検討する場合には、流砂の実測を行って河床材料の採取方法を研究する必要があるし、模型実験を実施する場合の河床材料のとり方についても未解決の問題が少なく

い。また、みお筋部の水面下から採取する方法についても、今後試験を行うことが望まれる。

(河川研究室)

河-5 計画粗度係数の定め方について

(質 問)

工事実施基本計画の改定等により新たに河道計画を策定する場合の計画粗度係数の定め方としては、従来、不等流計算結果と洪水痕跡との検証に依る場合が多いと考えられる。その場合、新たに設定された河道は大巾な引堤、複断面化及び河道整正されたりすることに依り河床形態が変化し、現況河道の粗度係数とは違う値を示す場合があると考えられるが、この点に関し教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

計画粗度係数とは計画高水流量と計画高水位の対応をつけるために定められる粗度係数である。計画高水位は築堤高と密接な関係にあり、計画粗度係数の主な用途は築堤高の算定にあると言える。築堤においては十分な高さの確保がそのまま安全性につながる。このため計画粗度係数の算定にあたっては、洪水毎に変化する実績粗度係数の平均値よりも安全側の値をとっておく、という方法が主流である。

しかしながら、今日のように遊水池や分・合流を含む複雑な河道を合理的に（ある意味では合理的過ぎる）管理しようとする計画方式になると、計画粗度係数の内容も複雑にならざるを得なくなる。例えば、築堤用に採用された大きめの粗度係数を用いて遊水池の越流堤を設計すると計画どおりの流入が得られないことになる。また分流点下流の2派川での計画粗度係数の安全率が異っていると安全率を余計にとりすぎた派川の方にかえって多量の水が流入することとなる。当然のことであるが、計画どおりの洪水が来ることはまず無い。また計画どおりの施設が全川にわたって完成するのは遠い将来のことである。従って現場では常に“計画と異なる状況”に直面していると言える。実際の粗度係数は、後で述べるように、状況によって変化し、必ずしも一つの値に定まらないものである。従って、“計画粗度係数”にこだわっていると「こんなはずではなかった」という事態に陥る恐れがある。

以上二つの理由により、ここでは“計画粗度係数”ではなく“なまの粗度係数”の予測方法について述べようと思う。これから計画粗度係数をどう定めるかはその河川の全体的な将来構想にかかっているわけで、ここでは特に触れないことにする。

以下では整正された複断面河道の粗度について述べる。単断面河道ではこの低水路部分のみを適用すればよい。なお新たに設定する河道では法線形が滑らかな場合が多いので、河道平面形の

形状抵抗は無視し河床粗度のみを考えるものとする。

1. 複断面河道の合成粗度

複断面河道では低水路と高水敷の流速に差があるので、マンシングの抵抗則を別々に適用する。

$$Q_1 = \frac{1}{n_1} A_1 R_1^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_1} A_1^{5/3} I^{1/2} / P_1^{2/3} \text{ (低水路)} \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_2} A_2 R_2^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_2} A_2^{5/3} I^{1/2} / P_2^{2/3} \text{ (高水敷)} \dots\dots\dots (2)$$

一方全断面に対しての合成粗度は次の様に定義される。

$$Q = \frac{1}{N} (A_1 + A_2)^{5/3} I^{1/2} / (P_1 + P_2)^{2/3} \dots\dots\dots (3)$$

$Q = Q_1 + Q_2$ であるから以上の3式から

$$N = \frac{(A_1 + A_2)^{5/3} / (P_1 + P_2)^{2/3}}{\frac{1}{n_1} A_1^{5/3} / P_1^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_2^{5/3} / P_2^{2/3}} \dots\dots\dots (4)$$

ここに添字“1”は高水敷を表す。またAは断面積、Pは潤辺長である。

(4)式で表わされる合成粗度Nの

特性を具体例で示そう。図1に示す典型的な複断面河道について計算する。(4)式は次のように変形される。ただし、水深に比べて河幅が十分広いものとして河岸の潤辺長を省略し簡略化してある。

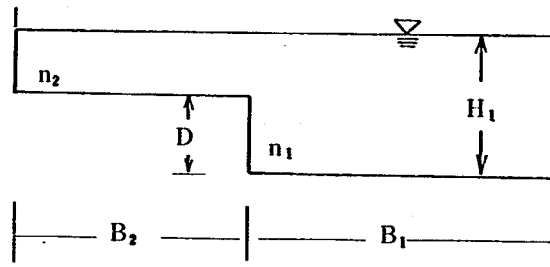


図1 計算例の記号説明

$$N = \frac{\{ B_1 H_1 + B_2 (H_1 - D) \}^{5/3} / (B_1 + B_2)^{2/3}}{\frac{1}{n_1} B_1 H_1^{5/3} + \frac{1}{n_2} B_2 (H_1 - D)^{5/3}} \dots\dots\dots (5)$$

図2-1~2は低水路幅 $B_1 = 100\text{m}$, 高水敷幅 $B_2 = 300\text{m}$, 低水路深さ $D = 35\text{m}$ の場合の計算例で、図2-1では高水敷粗度 n_2 を0.03に固定して n_1 を変えている。また図2-2は低水路粗度 n_1 を0.03に固定して n_2 を変えている。

これから次のことがわかる。まず高水敷にわずかに水が載った状態では合成粗度係数が極めて小さい。これは、実質的には高水敷には水が流れず従って河床抵抗が働かないのに通常の抵抗式では計算してしまう、という理由による。次に水深と合成粗度の関係を見ると、低水路の粗度 (n_1) が高水敷の粗度 (n_2) に比べて小さいほど粗度係数の変化する領域が広い。仮り

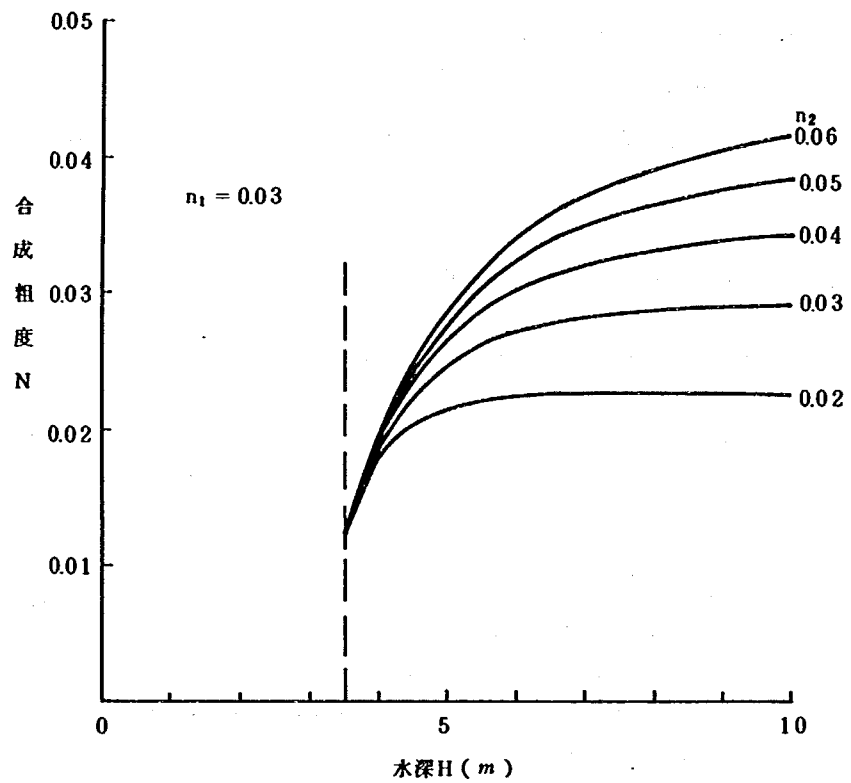


図2-1 計算例（高水敷粗度が変化した場合）

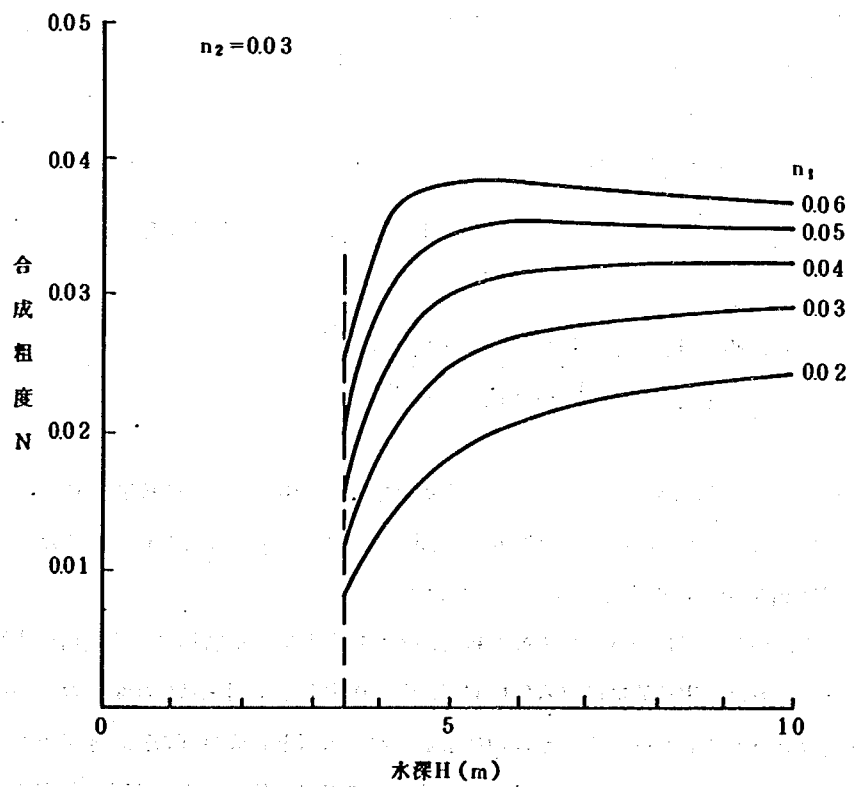


図2-2 計算例（低水路粗度が変化した場合）

に計画高水位が8mとすると、 $n_1 > n_2$ では粗度が一定の領域になるので計画を立てやすいが、 $n_1 < n_2$ となっていると話がややこしくなるわけである。

2. 高水数の粗度係数

高水数の粗度は主に植生に依存する。表1は米国で調査された結果である。

表 - 1 植生と粗度係数

Type of channel and description	Minimum	Normal	Maximum
a. Pasture, no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
2. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
3. Same as above, but with heavy growth of sprouts	0.050	0.060	0.080
4. Heavy stand of timber, a few down trees, little undergrowth, flood stage below branches	0.080	0.100	0.120
5. Same as above, but with flood stage reaching branches	0.100	0.120	0.160

これから、例えばゴルフ場（芝）なら $n_2 = 0.03$ 程度、草原なら 0.05～0.10 という目安が得られる。しかし洪水中に草が倒れて n_2 が変化するというようなことも考えられるから、これらの値を頭から信じこんでしまってはいけない。

3. 低水路の粗度

低水路では砂の移動状況によって河床形態が変化し粗度係数も変わる。河床形態と粗度係数の関係については第25回建設省技術研究会報告（昭和46年）に詳しく掲載されているので参照されたい。ここでは山本が各種データを整理して得た図表（若干推測にたよらざるを得ないところもあり，使用にあたっては注意を要す）を用いて一例を計算してみる。

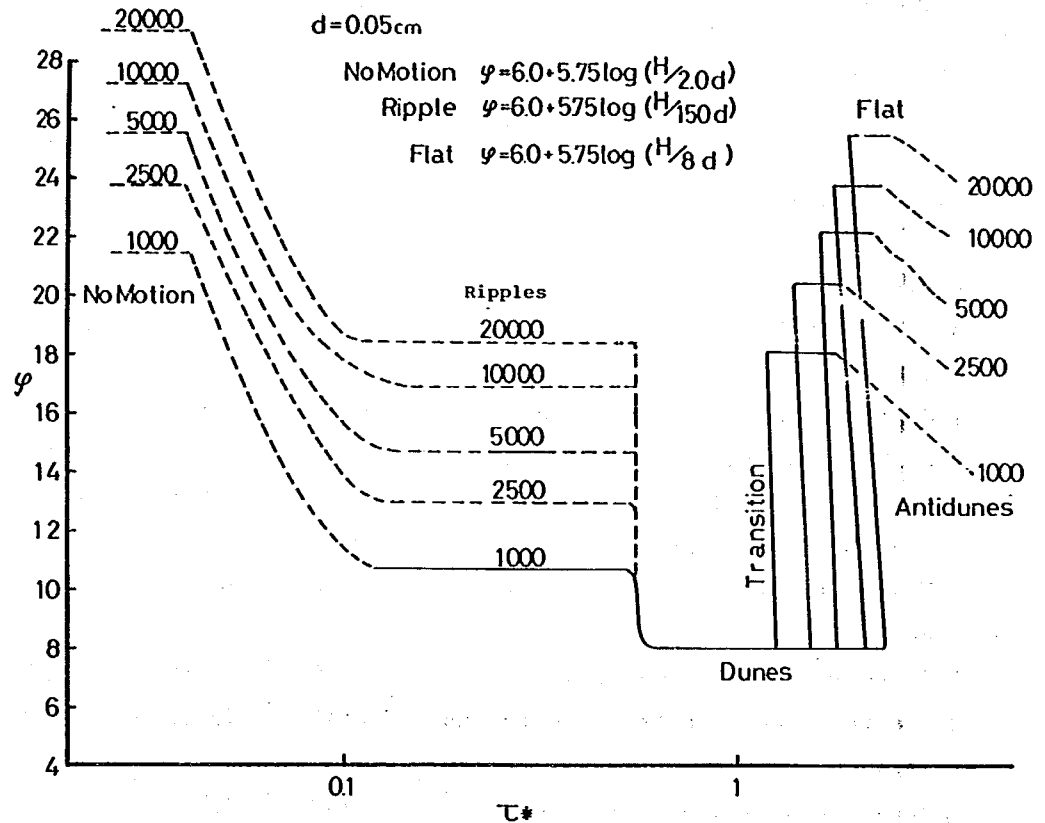


図3 河床形態と流速係数

図3は河床材料の D_{60} が0.5mm場合の無次元掃流力 τ_* ($H/1.65 D_{60}$)と流速係数 ϕ ($V/\sqrt{gHI}$)の関係を示している。また図中の数字は水深粒径比 (H/D_{60})，図中の文字は河床形態を表わしている。Rippleは小型の波状凹凸（波長が数10cm），Duneは大型の波状凹凸（波長が水深の数倍），Flatとは平坦な河床である。 τ_* は水深と共に増大するので，極端な場合には一洪水中に河床形態がRipple $\rightarrow$ Dune $\rightarrow$ Flat $\rightarrow$ Dune $\rightarrow$ Rippleと変化する，粗度係数もそれにつれて変化することになる。

水面勾配が1/2500程度， $H/D_{60} = 10000$ 程度と仮定して具体的に計算すると表-2のような結果となる。

図3は推測によるところが多いので100%確実とは言えないが、低水路の粗度はこの程度変わり得るということを示した。

表2 計算例、低水路粗度の変化

τ_*	河床形態	H	φ	n_1
~0.55	Ripple	~22 m	18	0.026
0.55~1.8	Dune	2.2m~7.1 m	8	0.046~0.055
1.7 ~	Flat	6.7m~	24	0.019

注) Dune と Flat は一部重複する。

4 粗度係数の推定

以上述べたように河道の粗度係数は高水敷の粗度と低水路の粗度の合成されたものであるから、それぞれについて推定する必要がある。それには既往洪水の流量観測データを使用すればよい。

4-1 高水敷粗度の推定

流量観測により求められた高水敷流速を V_2 とすると粗度係数は次式より求まる。

$$n_2 = \frac{R_2^{2/3} I_e^{1/2}}{V_2} \dots\dots\dots (6)$$

ここに I はその時点のエネルギー勾配である。現況河道と計画河道で植生にそれほど差が無いと思われる時は上記の結果を用いればよい。ただし流速によっては草などが倒れて粗度が減少する場合があるので、既往洪水の各段階での n_2 を調べて変化があるか否かを検討しておいた方がよい。現況河道と計画河道で植生が異なる場合は類似の植生の河川の流量観測データを使用する。全くデータの無い時は(そういう場合は少ないと思うが)表-1を使用する。

4-2 低水路の粗度係数の推定

低水路では(一洪水中でも)河床形態が変化する恐れがあるので、まずその予測をする必要がある。そこでまず既往洪水の流量観測データから次の諸量を求めて図-3にならってプロットする。

$$\varphi = V_1 / \sqrt{g H_1 I_e}, \quad \tau_* = H_1 I_e / 165 D_{90}, \quad H_1 / D_{90}$$

データはかなりバラックと思われるが、次のことを頭において河床形態を推測して $\varphi \sim \tau_*$ の関係を定める。①洪水時には普通はRippleは生じない。②Dune河床の φ は10程度である。③抵抗の大きさは普通はDune > Ripple > Flatの順である。④Dune領域とFlat領域の間にはどちらともつかない領域がある。(Transition) ⑤Flat河床の φ は概ね、 $\varphi = 60 + 5.75 \log (H / 8 D_{90})$ で表わされる。⑥粒径5cm以上の河川では河床はFlat*の場合が多く、仮りにDuneが生じたとしても抵抗の差はそれほど大きくない。

* Barは生じる

以上から $\varphi \sim r_*$ の相関図が得られたらこれを計画河道に適用する。河床勾配を水面勾配 I とすると H から r_* を介することにより H と φ の関係が得られる。これから各水深に対応する n_1 の値を次式によって求める。

$$n_1 = H_1^{1/6} / \varphi \quad g \quad \dots\dots\dots (7)$$

n_1 の値は水深によって変化するが、河床形態毎にはほぼ一定した値となると思われるので、各々について代表値を定めればよい。

5. ま と め

河道全体の粗度は河道形状が変われば変化してしまう。しかし高水路と低水路に分けて取り扱えば、各々の粗度は河床の状態と関係付けられるはずである。この関係の一般的定式化については現在研究中であり、現段階では各々の河川の流観データをもとに検討されるのが最も確実な方法である。

ここでは検討手法の一般的な流れを紹介した。しかし個々の検討においてデータの大きなバラツキや不可思議な分布の生じることも考えられる。河道平面形の影響（河岸渦の発生によるロス、流線と低水路法線の不一致によるロス、流水の剝離によるロスなど）や流観時の気象状態（風による吹き寄せなど）など本文で除外しているファクタも多いからである。そのような場合にはより緻密な検討を要するので当所に相談いただくことを希望する。

（河 川 研 究 室）

河 - 6 姫川河床変動の調査方法について

（ 質 問 ）

急流荒廃河川であり、河床変動は極めて大きく、一洪水での局所洗掘量が2mを越える場合も多々みられ、最近では上流部が洗掘、下流部が堆積といった傾向が一層顕著になり、最狭窄部の72Km附近では計画河床より約3mも洗掘されている。警戒水位に至らない小洪水の局所洗掘に起因する、根固の流失等が多発しており、又北陸自動車道や広域農道等の橋梁計画も加わり、河川管理上から局所洗掘形態の把握は姫川における緊急的な課題となっている。そこで局所洗掘の現象をとらえる測定方法及び将来河床予測手法について教示願いたい。

（高田工務事務所）

（ 回 答 ）

局所洗掘現象の解明にあたっては、洪水中における河床高を測定することが重要条件である。いま、このような測定方法を簡単にまとめると以下になる。

① 粉 炭 法

出水前に粉炭あるいはレンガ・着色砂などを柱状に埋設し、設置時の埋設高を出水後確認することにより洗掘深を求める方法であって、最大洗掘深の測定に適している。なお、洗掘深の洪水中的変化を把握するために、粉炭等の代わりに、洗掘により容易に切断されるように工夫した電線を種々の深さに埋設し、これらの電線の抵抗を測定することにより洗掘深を測定しようとする方法がある。ただし、この方法を用いても洪水流量減少期の埋め戻し高の変化を把握することはできない。

② リング法

河床に鉄パイプを鉛直に設置し、これに滑らかに移動することができるリングをはめ、洪水前後にリングの沈下量を測定して最大洗掘深を知ろうとする方法である。この方法も①と同様に、洗掘深の時間的な変化を把握することができない。ただし、本装置は洪水前後に容易に確認することができ、また比較的簡便な方法であるため、数多く利用されている。

③ ロープ法

出水前に、最下端にフッカーのついたロープあるいはワイヤーを鉛直に埋設し、洪水後このロープあるいはワイヤーの下流方向への屈折点を見いだすことにより最大洗掘深を測定しようとするものであり、やはり②と同様に、最大洗掘深のみの計測が可能である。

④ ウェイト法

重垂を付加したロープを杭等に固定し、洪水前後における重垂の沈下量を測定することにより最大洗掘深を求めようとするものである。ただし、姫川のような急流かつ河床材料が大きな河川では、通常用いられている重垂（直径30cm、厚さ10cm）よりもかなり大きなものとする必要があろう。

⑤ γ 線法

γ 線のコンプトン散乱現象（ γ 線が物質に入射された時、 γ 線と同じ波長をもつ干渉性散乱（トムソン散乱）の他に、 γ 線よりも長い波長をもつ非干渉性散乱を生ずる現象）を利用して物質の密度を測定するという、いわゆる γ 線密度計により河床高を測定しようとするものである。すなわち、鉛直に設置したパイプ内に γ 線源と検出器を挿入し、これを上下することにより密度の異なる水と砂礫部との境を検出し、河床面を知ろうとするものである。この方法を用いると、洗掘深の時間的な変化状態を把握することができる。ただし、 γ 線源としてコバルト60あるいはセシウム137などを使用するため、その取扱いには注意を要する。

⑥ 電気抵抗法

電気抵抗は、水中と砂礫中とは、電極間の電気抵抗が異なることを利用して河床面を検出しようとするものである。すなわち、一定間隔に電極に付加させたパイプを鉛直に設置し、各電極間の電気抵抗を計測することにより洗掘深を把握する方法であり、⑤と同様、洪水中においても洗掘深の測定が可能である。

⑦ 音響測深器法

水中における超音波の伝播時間を計測し、これより河床高を知ろうとするものであって、計測器の操作も簡単なため、比較的よく利用される方法である。ただし、河床面の傾斜が急な場合、測定誤差が大きくなる場合も注意を要する。本方法も、計測を時々刻々行うことにより、洪水中における洗掘深の測定が可能であるが、姫川のような急流河川においては、土砂濃度が高い場合測定が困難となることもある。

⑧ 護岸付着法

洪水中の最大洗掘深のみの測定を目的とした場合、出水前に護岸法枠上に着色した碎石を敷き並べ、これを洪水後確認する方法が最近採用されている。この方法は、護岸直前の最大洗掘深のみしか明らかにされないという欠点があるものの、①あるいは③に比べ、設置位置が容易に確認できる点で優れている。

⑨ 土圧法

砂礫中の基準点から河床面までの高さは、その点における土圧と一意的な関係にあり、土圧変化により洗掘深変化を知ろうとするものであって、具体的には土圧計が使用されている。

⑩ 送水法・送気法

⑥で述べた電気抵抗法における各電極の代わりに、送水口あるいは送気口を設け、ここより水あるいは空気を噴出させることによって水と砂礫との区別をしようとするものである。すなわち、送水あるいは送気に要する圧力、水量・空気量などにより河床面の把握が可能となる。

⑪ 直視法

橋脚などの一部に、強化プラスチック等を用いた観測窓を設け、ここより周囲の状況を工業用テレビにより直視しようとするものである。他の方法が、何らかの間接的な手段により河床高を測定しようとしているものに対し、本方法は直接目で見て確認するものであり、撮影に支障がない限り信頼性の高い方法であろう。

以上のように、各種の方法が提案されているが、それらの問題点を簡単にまとめると以下のようである。例えば、パイプ等の設置を要する②、⑤、⑥については、ごみの付着による流水圧あるいは流木による衝撃力等に充分対処できるものである必要があり、①、③、⑧等では洪水後の位置の確認が重要である。また、⑤、⑥、⑨、⑩、⑪等については、設置の際かなり費用がかかると共に、その維持に大きな努力を払わなければならない。さらに、姫川のように急流かつ河床材料が大きな河川においては、その適用に若干の問題があるものもあり、それぞれの特徴を十分に吟味する必要があるだろう。なお、河床材料の大きな礫河川では、洪水中の洗掘が流量減少時にあまり埋め戻されない場合もあり、洪水直後における河床高測量により、洗掘現象をある程度把握することができる。

次に、将来の河床高予測の方法について簡単に述べてみよう。

一般に、平均河床高の予測にあたっては、河床変動計算等の力学的モデルによる方法あるいは統計的方法などがよく用いられている。しかしながら、局所洗掘に伴う最深河床高の予測を行う場合、力学的モデルによる方法よりも統計的方法による方が容易のようである。後者の方法を用いる場合、種々の河相因子、例えば河床掘削量、ダム堆砂量、河床勾配、みお筋の流入角、年最大流量等を用いた回帰式による方法、あるいは平均河床高と最深河床高との間に回帰式を作成し、これに基づき最深河床高を予測する方法などがすでに提案されている。

なお、このような回帰式を作成するにあたっては、まず種々の河相因子と河床高との間の相関性について検討する必要がある、特にこの場合、河床高より先行して変化する河相因子を見いだすことが重要である。

以上のような方法に関する具体的事例については、「局所洗掘の対策について」と題する質問に対する解答において詳述しているので、ここでは省略する。

(河川研究室)

河-7 河床変動計算の適用範囲について

(質問)

急流河川の河床変動予測に関連して次の3点について教示願いたい。

- ① 急流河川に適合性のある流砂量公式について
- ② 常願寺川河道計画の中で河床変動の生じた原因の推定や、将来河道の安定性の予測などのために河床変動計算を用いているが、常願寺川のような急流河川において流砂量公式を適用して河床変動計算を行うのは妥当か。
- ③ 最近 Armaring 現象を考慮した河床変動計算が出てきているが、その手法について

(富山工務事務所)

(回答)

河床変動は一般に縦断的変動と平面的変動に大別される。縦断的変動は供給土砂量の多少や河道の狭小によって定まる長年月の比較的緩慢な変動である。平面的変動は砂礫堆の移動、変形によって生じ、洪水毎に変わるものである。常願寺川のような急流河川においては、後者の変動が大きく、被災の直接原因となっていると思われる。

いわゆる河床変動計算とは前者が支配的な河川を対象としたものである。このことは計算方法自体の構造を見れば明らかであろう。ところが後者が支配的な河川では砂礫堆の形によって計算区間内においても掃流力が(例えば右岸、左岸、中央で)かなり異なり、作用方向も河軸に一致しない。このため土砂の移動は砂礫堆の影響を強く受ける。従って、常願寺川のような急流河川

においては、流砂量公式をどれにするかという前に河床変動計算法そのものの矛盾に注意する必要がある。

それでは河床変動計算を実施する意味が無いかというとそうでもない。平面的な変動は短期的には大きい、長期的に眺めると縦断的変動の累積効果が大きくなっていくからである。常願寺川では上流から供給される掃流土砂のかかなりの部分が扇状地部の河道に堆積するが、これがどの区間にどの程度広がって溜るかなどを概略検討するには有効である。その際にどの流砂量公式を用いるかというのは実はそれほど重要な問題ではない。その理由を述べよう。

流砂量公式は殆んどすべて基礎実験水路データをもとにした実験式である。ここにいう基礎実験とは一様直線水路において下流端（又は中間の箇所）に排出される砂礫量を測定し、これと水理量との関係を調べるものである。ところで砂礫堆河川では水理量が目まぐるしく変わる。右岸、中央、左岸で全く異なることも少なくない。流砂量公式はこれらの各所における“局所的な水理量”と“局所的な流砂量”の関係を与えるものなのである。ところが現行の河床変動計算法においては、計算区間内の凹凸は一切構わずに平均水理量を流砂量公式に代入してしまうのである。平面的変動の少ない河川はこれでもよいが常願寺川のような河川ではかなり誤差を生じることは容易に想像されよう。従って仮に完璧に正しい流砂量公式があったとしても、これを常願寺川の河床変動計算に用いても結果は正しくないのである。それでは絶望的かというとそうでもない。河床変動は流砂量の空間的な差から生じる。先に述べたように常願寺川では上下流で勾配がかなり変わるので供給土砂のかかなりの部分が勾配変化部のまわりに堆積するといえる。堆積分布は勾配の変化の具合や河道の狭小によって変わるが、仮りに上流からの供給土砂量が正しく算定されていたとすると総ボリュームがおさえられているので減茶苦茶に違う結果は出ないはずなのである。

従って、最も重要な問題は扇状地部への土砂の供給状態を把握することである。そのためには砂防ダム等の経年貯砂量、河床変動実績調査をしっかりと行うことが必要である。土砂供給状態がある程度把握されたら、それと扇状地より上流の河道の掃流力の関係が合致するように既存の流砂量式の係数を変更して“常願寺川流砂量算定式”を作成すればよい。

最後に Armaring を考慮した河床変動計算について述べよう。Armaring とは混合砂礫のうち細粒分が次第に抜け出て河床が粗粒分のみで覆われ浸食されにくくなる現象をいい、礫河川において顕著である。この現象を計算で考慮するために次のような便宜的方法がよく取られる。まず河床から数十センチの仮想的な層を設定し、土砂の移動がこの層内でのみ生じると仮定する。次に土砂の移動は粒径別に計算され各粒径毎の土砂収支を計算する。この結果河床昇降量に加えて移動層内の粒度分布の変化も求められるわけである。

この方法は一見合理的に思えるが、しかし常願寺川のような砂礫堆の発達した河川においては、実際の土砂の動き方とモデルの間に相当の差があるため適当とは思えない。すなわち、断面平均

的に計算すると Armaring が生じるような流量でもみお筋が片岸に寄ったりすると動かないはずの粒径の際も現実には動いてしまう。また砂礫堆上の侵食と堆積の仕方はその形状に支配されており、先に述べたような一様な厚さの移動層は存在しないのである。しかし Armaring を全く考慮しないよりはした方が良くといえるので一度試みられるのも面白いと思う。ただし計算はかなり面倒であるということをごとわっておく。

砂礫堆の発達した河川での河床変動計算はいずれにせよ概略検討にしか使えないといえる。従って計算方法をあまり精緻にして時間をとられるよりは上流からの供給土砂量の把握などに力を入れた方が良く結果を得られると考える。Armaring 現象の考慮にしても、上に簡単に紹介した複雑な計算を行わなくても、例えば「初期粒度の90%粒径際が動かないような掃流力のもとでは流砂量をゼロとする」というような単純な方法でも十分であると思われる。

(河川研究室)

河-8 急流河川における河道模型実験のための事前調査について

(質問)

常願寺川は我国屈指の急流河川でしかも天井川を形成しており、中小洪水時での偏流・局所洗掘等によりその都度護岸根固めの欠壊が発生し、治水上の安全度の確保が難しい状態にある。このため抜本的な河道計画を樹立すべく河道計画調査を実施し一応の成果を得た。今後は本計画について移動床河道模型実験により検討を加え、効果的な施工計画をも含めた河道計画として完成させたいと考えているが、この様な急流河川の河道模型実験を行う場合、事前にどのような調査を実施し、どのようなデータを整理しておく必要があるか教示願いたい。

(富山工事務務所)

(回答)

1. 直接データと周辺データ

河川模型実験とは、河川の一部を切り出して現地と類似の運動方程式(相似則)に則ってその中の変動を再現又は予知しようとするものである。その意味においては河床変動計算などの数値計算と本質的に変わることはない。従って、実験を実施するうえで必要とされる情報(直接データ)は、数値計算と同様に、初期条件と境界条件である。移動床水理実験における初期条件は初期河床形状と初期河床粒度であり、境界条件は流量時系列、土砂供給量時系列およびその粒度構成、下流端水位時系列などである。これらの条件が適切に与えられ、なおかつ河道内の力学的相似条件が満足されていれば間違いなく実現象を模型の中に再現できるはずである。

しかし、これは一般的（教科書的）な話であって、現実にはすべてを知ることが不可能であるし、知ったとしてもそれを模型内で完全にコントロールできない場合が多い。要は対象河川の特性和検討目的に合わせて資料の種類と密度を決定することである。また逆に、資料収集の限界および模型実験技術の限界から検討目的と検討範囲を定める必要が生じる場合も少くない。

このような制約から、移動床模型実験は完全な意味での模型実験と成り得ないことが多い。単に水を流して測定しそれを現地換算するというだけでは誤った結論に到達する恐れがあるのである。模型内に生起する現象はあくまで模型固有の現象と考えた方がよい。模型内の現象からの現地の現象の推定は実験者の見識と技術に依らざるをえないが、これに加えて実験者が現地と模型を対比して考察するための周辺データが不可欠である。周辺データとしては過去の洪水による河床変動状況を示す図面と写真、河床材料粒径の変遷、河道変遷の歴史などがある。

2. 常願寺川の場合

常願寺川の将来構想は、低水路掘削と洪水時の削り代としての高水敷造成から成る複断面化を基本としている。移動床水理実験の目的は、①新河道の長期的安定性の検討、②局所的な変動の予知と対策の検討、であると思われる。

河床の変動は縦断的変動と平面的変動に大別できる。常願寺川の扇状地部分は約18Kmであり、図1に示すような縦断形である。扇状地河道は元来堆積空間であり、常願寺川の場合は現在のところ供給土砂のうちの粗粒分の多くが4Km～11Kmの遷移部分に堆積すると思われる。この堆積の際に主に供給土砂量の多少と川幅の広狭によって極端に堆積する部分、それほど無い部分、又は逆に洗掘される部分が生じる。これを縦断的変動と称する。一方常願寺川では複列の砂礫堆が発達しており、これと河道平面形の関係で深掘れ、堆積、側岸浸食が生じる。これを平面的変動と称する。

一般に縦断的変動は余程大規模な土砂崩壊が生じない限り緩やかなもので、常願寺川の場合でも低水路の幅に極端な広狭が無ければ数十年のオーダーでは特に問題にはならないと思われる。（但し扇状地への出口部分では形状によっては縦断変化が早いので注意を要する。）常願寺川のような急流河川ではむしろ平面的変動（砂礫堆の発達とそれに伴う側岸浸食）が被災要因になることが多い。従って、模型実験の主たる検討対象はこちらになる。

平面的変動の主要因である砂礫堆は移動変形するので実験毎に異った形となり、また現地ともビタリ一致することはない。従ってこの対応関係を考え判断するための周辺データが特に重要である。また側岸浸食については相似則が成り立たないので、現地の側岸浸食実績と模型のそれとを比較しながら将来予測を行うこととなる。

以上を総合して、とりあえず次の資料を用意されたらよいと考える。

① 直接データ

現況河道縦横断図

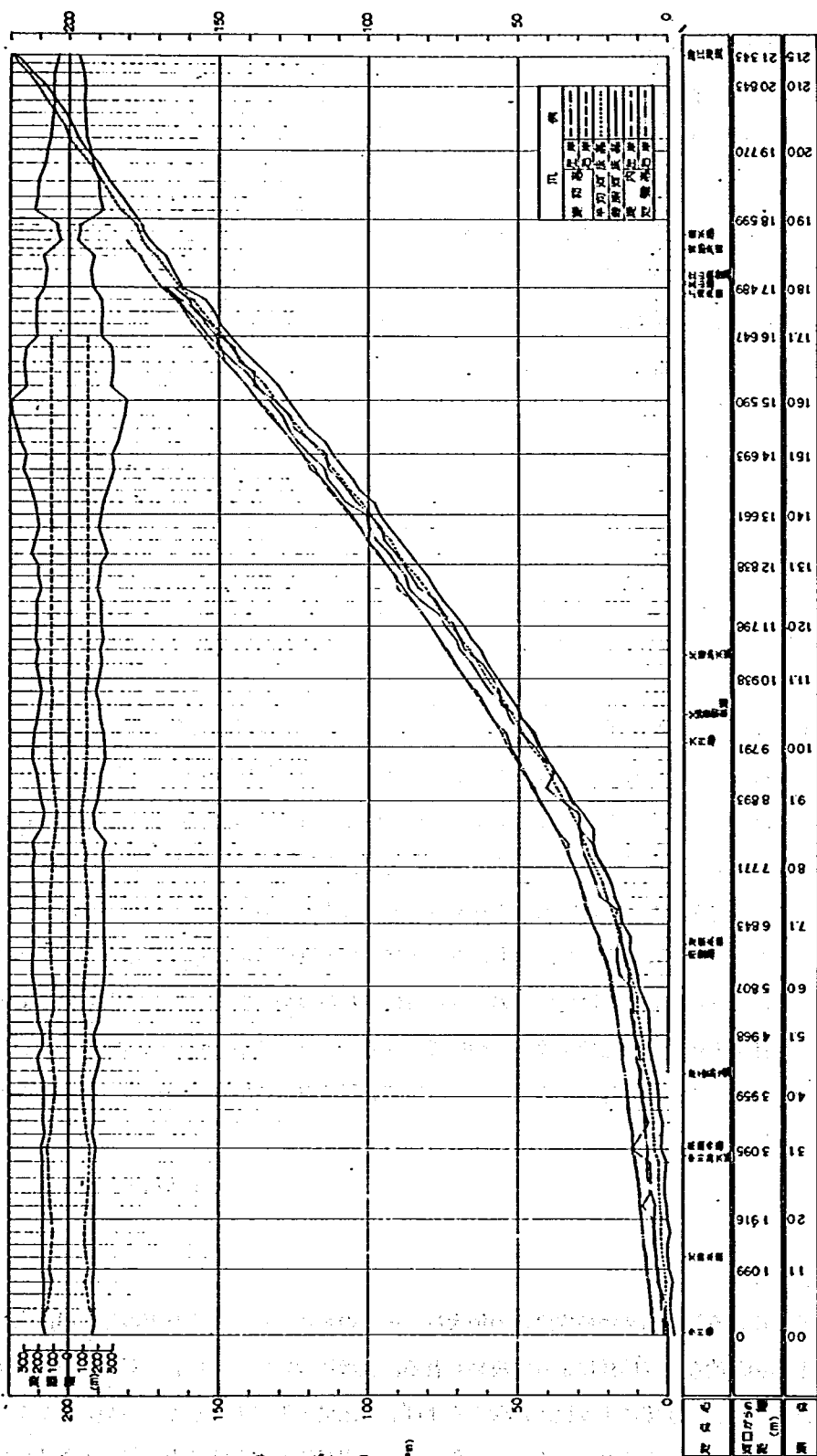


図 - 1 常願寺川現況河道縦断面図

現況河床粒度分布図

現改修計画概要

洪水実績（できれば各ハイドログラフ）

② 周辺データ

上流砂防ダム・取水堰堤等の堆砂実績

河道形状の経年変化図

河床材料の経年変化図

洪水時の河床変化・側岸侵食量

航空写真

河道変遷の歴史に関する資料

（河川研究室）

河－９ 局所洗掘の対策について

（質 問）

当事々務所管内では犀川がそうであるが、急流河川で洪水毎に流路が変化し、河床高も年々低下しつつある。これに対して、将来にわたって維持する管理河床高の設定が提唱されているが、技術的にどのような手法でもって設定するのか検討中の段階にある。そこで、最終的に管理河床高が設定されるまでの間、何らかの基準によって護岸、水制などの設計を行わなければならないわけであるが、現在のところ経験的にそれを行っている状態である。犀川では上に述べたような河床変動により、護岸の根固めが浮き上がり、改修工事で根継ぎによって対処する計画となっているが、このような場合の危険度はどのように評価されるのか。また、施工計画を立てる場合の考え方（根継ぎの規模、施工順序等）について、参考となるものがあれば教示願いたい。

さらに、今後護岸、水制等の計画に生かす意味で、局所洗掘に関する簡単な計算手法があれば紹介願いたい。

（千曲川工事々務所）

（回 答）

河床低下に伴う河岸構造物の危険性の増大は、流れのエネルギーと流れ方のほか河床高と根入れ深さとの相対的な位置関係によって決められる。後者についていえば、これら両者の差が小さくなった場合、根つぎ等により根入れ深さを下げ、河床高との差を大きくするか、もしくは根固めにより洗掘を防止しなければならない。従って、河岸構造物の危険性を評価するためには、このような相対的な位置関係を明らかにすると共に、その将来値を予測しなければならない。

すなわち、将来の最深河床高を予測し、つぎにこれに基づき根つぎの規模、施工順序などを決定する必要がある。

ここでは、湾曲部あるいは橋脚などの構造物周辺を除いた、いわゆる河岸付近の局所洗掘を対象として、その予測方法について紹介してみよう。この時、当該地点の局所洗掘を定性的に把握し、次に危険性の高い地点について最深河床高の予測を行うことが合理的であろう。

まず、局所洗掘の程度を概略推測するためには、以下の事項を明らかにする必要がある。

① 河道の平面形状

直線部よりは湾曲部、さらに湾曲部の中でも曲率半径・河幅比が小さな湾曲部あるいは湾曲角度の大きな湾曲部ほど局所洗掘は著しい。

② 河床形態の変化

局所洗掘の様相は、河床形態によって大きく異なり、網状河道から複列河道、さらには単列河道になるにつれ、洗掘箇所は固定され、また洗掘深も大きくなる。

③ 最深部の河岸からの距離の変化

河道を横断的にみた場合、最深部が河岸に近い所ほど、あるいは最深部が河岸に近づきつつある所ほど、洗掘深は増大する傾向にあり、危険性が高いといえよう。

④ みお筋の河岸への流入角度の変化

みお筋が河岸へ向かって大きな角度で流入する場合（みお筋と河岸とのなす角度が垂直に近い）、あるいは流入角度が増大する場合、洗掘深は大きくなる傾向にある。

⑤ 局所洗掘深

当該河川を縦断的にみて、局所洗掘深が大きな地点ほど危険性は高いといえよう。

⑥ 平均河床高あるいは最深河床高の低下速度

平均河床高あるいは最深河床高の経年的な変動傾向を調査し、これらの低下速度の大小により、危険性が判定される。

以上のような項目について、それぞれ数段階のランク付を行い、これらを合計して総合的なランク付をし、これより局所洗掘についてその概要を知ることができる。さらに、河岸構造物の根入れ深さを加味することにより、危険箇所の抽出が可能となる。

つぎに、このようにして抽出された箇所につき、最深河床高の予測を行い、施工順序あるいは根つぎの程度などを決定することになる。従って、以下においては、最深河床高の予測方法について述べてみよう。ただし、ここでは統計的な方法に限定して紹介することにする。

まず、最深河床高の予測に当っては、当該地点の河相及びその変化状況を十分に把握し、つぎにこれに基づき種々の回帰式を作成し、将来値の予測を行うことができる。このとき考慮すべき河相因子を例示すると以下のようである。

① 河道の横断形状

平均河床高

河床高分布特性量（標準偏差，ひずみ度，とがり度）

② 土砂収支

河床掘削（砂利採取，河道掘削）

土砂扞止（ダム堆砂，砂防）

③ 河道水理量

川幅・水深比，河積，掃流力，河川材料の平均粒径，河床勾配，年最大流量，……

④ その他

河床形態，みお筋，最深部の河岸からの距離，横断工作物の有無，……

以上のような河相因子と最深河床高あるいは平均河床高との間の相関関係を調査し，その結果河相因子の変化に追いついて河床高が変化するような組合せが存在するような場合，その回帰式より将来の河床高を推定することができる。なお，この時最深河床高を直接予測する方法と，まず平均河床高を予測し，次に平均河床高と最深河床高との関係より最深河床高を予測する方法とに大別されるが，内容的には同じものである。

このようにして予測を行う場合，数種の方法を併用することが重要であり，特に予測値の精度あるいはバラツキの程度を念頭に置く必要がある。また，種々の河相因子の将来量を仮定する場合には，計画値を採用する方法あるいはトレンド（直線近似，指数近似，正弦波近似など）による方法などが用いられるが，このような仮定に含まれる誤差についても考慮しなければならない。

（河川研究室）

河－10 堰柱及び橋脚等の形状（河川縦断方向）が下流の流向等に与える影響について

（質 問）

河川を横断して堰，橋梁等を設置する場合，河川管理施設等構造令では，計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げずとうたい，径間長等，横断方向に対する規定は設けられているが，河川縦断方向に対する構造物の影響についての明確な規定は，特に設けられていないように考えられる。

特に，河川の湾曲部に堰柱や橋脚等を設置する場合，それらの構造物の形状（特に河川縦断方向）によっては下流の流向等に，重大な影響を与える事が懸念される。

現在，信濃川では，国道橋を併設した妙見堰の建設を計画しているが建設予定地が，扇頂部の緩やかな湾曲部に位置し，しかも国道橋との併設のため，設計にあたっては，下流への影響を充分考慮する必要にせまられている。従って，この様な事例に関する研究成果，何らかの設計指針

等があったら紹介を願い、併せて、本堰設計にあたっての留意点について、教示願いたい。

(信濃川工事々務所)

(回 答)

河道の湾曲する位置に堰柱あるいは橋脚等が設置される場合、その構造物形状や配置によっては、下流の流況等に与える影響はかなり大きいと考えられる。

すなわち、橋脚等の配置によって、下流側において新たな水衝部の発生、あるいは既水衝部位置の変化につながる問題が生ずるし、将来河道における低水路法線と堰柱あるいは橋脚等の相互位置の問題も考慮しなければならない。さらに湾曲部では橋脚等の配置と共に、橋脚軸方向の設定についても慎重な考慮が必要とされる。しかしながらこのような場所では、固定的な砂州が形成されり、砂礫堆の流下によって、必ずしも湾曲流理論どうりの流れや河床形状が形成されるわけではないこと、および砂礫堆上では、流れが集中発散をくり返しながら蛇行して、砂礫堆も流下することによって流向も変化し、川幅の違いや流量に応じて流向が変化することなどから、実際上は流れが多少なりとも橋脚軸に斜めに当たってくることを覚悟しなければならない。

なお、砂礫堆は、定性的には川幅と水深の比 b/H が小さい場合は形成されないが、大きくなると単列砂礫堆が形成され、さらに大きい場合には複列砂礫堆となる。一般に河床材料の粒径が大きい河道では、砂礫堆高が大きく、河床材料粒径の小さい河道では、砂礫堆高は小さい。河床勾配の大きいところでは、同時に河床材料の粒径が大きく、川幅と水深の比も大きく、流れが網流化することが多い。

湾曲部に生ずる水衝部は、砂礫堆の位置によって、同じ湾曲河道形状においても異なった水衝部位置を示す。一般に湾曲のまがり角が大きく、流量が大きいほど、水衝部の位置は湾曲河道形状の影響が強くなり、反対に湾曲のまがり角が小さく、流量が小さい場合は、砂礫堆の影響が強くなる。従って、このような河道形状と砂礫堆の位置、水衝部の移動状況等を考慮するとともに、湾曲部に堰柱あるいは橋脚等を設置する場合、とくに下流側河岸に対する影響を考慮し、その配置や橋脚軸方向を設定する必要がある。

流水方向に対して橋脚軸が傾斜した場合の橋脚の基部洗掘等の影響については、石原¹⁾や Laursen²⁾の実験によって明らかにされている。これによれば、流水方向に対して、橋脚軸が平行な場合、最大洗掘深は流頭部付近に生じ、橋脚軸長 L の変化による影響はほとんど受けないが、流水方向と橋脚軸の傾斜角 θ が大きくなることによる悪影響は加速度的に増大する。橋脚軸長 L と橋脚幅 D との比 $L/D = 4$ 、傾斜角 $\theta = 10^\circ$ の実験³⁾では、最大洗掘深の増大とともに、その位置も流頭部より下流側に発生する。さらに $\theta = 10^\circ$ になると流水の当る後頭部側で最大の洗掘深となり、その領域とともに大幅な増加を示す。この傾斜角 θ が最大洗掘深に及ぼす影響としては、 $\theta = 0^\circ$ に対する係数として Laursen²⁾によって得られており、 $L/D = 4$ 、 $\theta = 20^\circ$

では $\theta = 0^\circ$ における最大洗掘深の約1.7倍に達する。従って、橋脚軸は洪水時の流向に一致させ、流量や水位によって流向が変化しても θ は約 5° 以下とする様に心掛ける必要があるとされている。他に θ の増大に伴う洗掘上の悪影響は、橋脚流頭部形状によっても異なる。一般に壁体式橋脚では流頭部を尖らすほど洗掘量を軽減させるが、反対に流向に対して傾斜している場合は、流頭部を尖らすほど影響が大きい。このため、流れの方向が一定しない河道では、むしろ流頭部を丸くしておく方が安全なことになる。

一方、河道の湾曲する付近の低水路法線形や河道に対して影響の少ない堰柱あるいは橋脚等の配置、およびこのような河道特性から生ずる水理的諸問題の把握と対策等の検討に関しては、定性的な法則はある程度明らかにされているものの、個々の河道特性による三次元的な水の流れの問題であるので、現在のところ模型実験による検討が必要とされる場合が多い。このような問題として、現在紀の川下流部に計画されている紀の川大堰の模型実験が行われている。紀の川大堰は貯水容量や地質、その他の事情等によって、堰予定地付近は湾曲部に位置しており、このため洪水時に複雑な流れが予想されることなどから、堰設置に伴う諸問題を把握するとともに、その対策等の検討が必要となった。実験では流況も含め、局所的な河床変動の少ない計画低水路法線形状や流線に対する最良堰軸方向、施工時および堰完成後の局所洗掘対策等についての検討が行われている。以上のような橋脚の基部洗掘深に関する研究については、流水方向に対して橋脚軸が傾斜している場合や、形状による影響等も含め、文献1)~3)などの成果が得られている。しかし、湾曲部等の三次元的な流れの場における下流の流向等におよぼす影響については、河道形状によって個々に異なるため、模型実験による検討例をそのまま他の河川に適用できない問題が多い。一般には橋脚自体による下流側河床変動におよぼす影響は橋脚幅Dの約30倍程度と考えられる。従って、信濃川妙見堰の設計に当っては、堰柱が流向に一致しない場合は、その遮蔽幅も考慮し、下流側影響範囲として留意する必要があるだろう。

(参考文献)

- 1) 石原藤次郎：橋脚による河床洗掘に関する実験的研究，土木学会誌，24-1，1938，28-9，28-11；1942.
- 2) Laursen, E.M.: Scour at Bridge Crossings, Proc. of ASCE. HY2, Vol. 86, 1960.
- 3) 土木研究所資料第1797号：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，昭和57年3月。

(河川研究室)

河-11 河口付近の有効断面のとり方について

(質問)

河口付近の河道計画を策定する場合、有効断面のとり方により、計画断面が変わってくると考えられる。特に河口部が港湾区域と重複していて、常に浚渫を行い、吃水深が確保されている場合（小矢部川ではT.P-10数mを確保している）深さ方向の有効断面はどの様に設定したら良いのか、また、上記の問題は、河川流量及びその時の潮位等により微妙に変化するものと考えられるが、この様な件に関して、研究事例の紹介を含めて教示願いたい。

（富山工事事務所）

(回答)

河口部においては、海水と淡水の密度差により、海水は河水の下に入り込んで力学的平衡に達しようとする流れを生ずる。この場合、河道内への海水遡上の形態は弱混合（塩水くさび）、緩混合および強混合型の3種に分類され、それぞれの特性を異にする。一般に潮位変動量の小さい日本海側河川では、多くの場合に弱混合の状態であり、河口付近において内部フルード数 $F_1 = u_1 / \sqrt{\epsilon g h_1}$ はほぼ1となる。ここに u_1 : 淡水層平均流速, $\epsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2$, ρ_2 : 塩水層密度, ρ_1 : 淡水層密度, h_1 : 淡水層水深である。

潮位変動量の大きい太平洋側河川や湾内排出河川では非定常流的な性格が強まり、河水と海水との混合も促進され、かつ河口における内部フルード数も大きく変動するが、出水時には河口部を流下直後に内部フルード数がほぼ1となり、かつ定常効果が卓越すると考えられる。

河口密度流の定常時の河口境界条件は、このように通常、内部フルード数 $F_1 = 1$ が与えられ、流れがこの条件を満足するよう制御される。この下流端位置は厳密には流路幅が急拡する河口を少し出た場所となり、また、流量や河口砂州形状等によって若干異なるものの、通常は河口末端部として差し支えないとされている。¹⁾

従って、河口条件としては、 $F_1 = 1$ を満足するときの淡水水深が深さ方向の有効断面となり、この水深が限界水深とされ、

$$h_{1c} = \frac{u_1^2}{\epsilon g} = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{\epsilon g B^2}}$$

と表わされる。ここに Q_1 : 淡水流量, B : 河口幅である。

なお、ここでいう限界水深とは、通常限界水深ではなく、密度差の影響を考慮した内部限界水深と称すべきものである。さらに、出水時には河道内へ遡上した海水は後退し、ある流量以上になれば河口内に海水が認められなくなる。この河口内への海水侵入限界流量は限界水深と同様、 $Q_0 = \sqrt{\epsilon g H_0} \cdot A$ で与えられる。ここに H_0 : 河口水深, A : 河口断面積である。

従って、河口水深が大きい場合の深さ方向の有効断面は、内部フルード数 $F_1 = 1$ を満足する限界水深によって求めることができる。この場合、限界水深 h_{1c} は河川流量によって変化するが、

河道計画の策定に当っては計画流量時の限界水深を深さ方向の有効断面とすればよいと考えられる。(各流量時の有効断面水深も簡単に求めることが可能である。)なお、潮位によってこの有効断面積(水深)は変化しないが、その深さ位置は潮位によって異なる。

以上のように、定常状態の河口条件は、実用上はほぼ解釈されている状況にある。しかし、内部フルード数がほぼ1となる点を起点として発生する内部ジャンプ渦の現象面に未解決な問題が残されており、非定常時の河口条件を考察するうえではこの内部ジャンプ渦の挙動を明らかにすることが今後の課題とされている。なお、海上においては、導流堤の構造物がない場合には、淡水のみの場合より若干広く拡がり²⁾、流水の水深は限界水深より小さくなる。また、河口における水深が限界水深より大きい場合には、河道内に海水が侵入しているので、例えば塩水くさびとしての計算を実施するとよい³⁾。

(参考文献)

- 1) 土木研究所資料第1537号：感潮河川における塩水くさびの水理に関する基礎的研究，昭和54年12月。
- 2) 須賀，高橋：河口流出流に関する実測に基づく考察，第24回海岸工学講演会論文集(1977)。
- 3) 須賀，高橋：内部抵抗係数に関する再考，第26回海岸工学講演会論文集(1979)。

(河川研究室)

河-12 荒川乙大日川河口処理対策としての支川放水路導流堤計画について

(質問)

荒川では、本川河口部左岸に隣接する支川乙大日川の内水処理を図るため、乙大日川放水路計画を策定し、それに伴う放水路導流堤を段階施工中である。導流堤は支川放水路の両岸に、汀線直角方向に200m(水深4m以上)が計画され、56年度までに、右岸が72m、57年度中には、左岸で50mの施工延長となる予定である。

56年度までの導流堤施工の結果、放水路河口閉塞に対する効果は明確に見られ、現在その調査結果をとりまとめ中であるが、

- 1) 導流堤段階施工に伴う現在までの河口変動機構の解析手法について、
- 2) 今後の導流堤施工に関する意見と施工に伴う変動予測手法について
- 3) 導流堤施工に伴ない大きく発達したと考えられる本川右岸の河口砂州への対策について、教示願いたい。

また、手取川についても河口閉塞対策として導流堤を施工中であるが、荒川と同様の問題を抱

えており、併せて教示願いたい。

(羽越工事々務所)

(回 答)

河口処理工法として、導流堤による河口維持対策が数多く行われているが、河口導流堤を設置した場合、河口地形、河口特性がどう変化するか、河口近くの海浜変形等の問題の検討や評価も河口計画に重要である。

ここでは、たのような導流堤施工に伴う河口地形の変化や予測手法について以下述べる。

1. 導流堤施工による河口特性の変化

河口導流堤を設置してもその導流堤内水深が浅ければ汀線に直角方向の土砂移動によって、砂州が短時間に発生し、水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の移動限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は、波の波形勾配 H_0/L_0 、底質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/W_0$ (W_0 ; 底質の沈降速度)、河口地形の初期形状、導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが、山本¹⁾は現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係、河口模型実験例から、導流堤間水深が4 m以上あれば、その水深は1年ぐらい維持でき、2~3 mでは強波浪時に浅くなることがあり、2 m以浅では砂州の発生を見ている。

なお、導流堤内に砂州が発生する限り、開口部の河積の増加を期待することはできない。ただ砂州の形成速度を遅くするだけである。砂州高は、導流堤による波高減衰があれば、ほぼ減衰比だけ小さくなるが、砂州高を低くするためには、導流堤先端を絞ったり、あるいは港のような導流堤を作らざるをえない。中小河川において、導流堤内の砂州高が導流堤外の砂州高より低いのがよく観測されるが、これは導流堤外の砂州高は長い期間の最大波高によって生じ、導流堤内の砂州高は出水後の波によってできたと考えられ、波作用の履歴の相違によるものと思われる。また、砂州の発生位置は、河口前面の海浜形状が河口のまわりとほぼ同じで、河口水深が浅い場合(1 m以下)は、河口は平衡海浜になろうとするため、若干河道内の位置に汀線、砂州頂が形成される。幾分水深が深い場合には、それよりもさらに河道側で砂州の発生を見ることが多い。

一方、導流堤施工に伴う河口変動機構の解析や予測手法については、その現象を支配する影響要素が多く、外力に対して非線型性が強いので、今もって解析は困難な状況にある。ここでは導流堤による河口地形の変化は、どのような因子に影響を受けるか考えてみよう。潮位変動の影響は小さいと考えられるので無視し、また河川流の影響も二次的と考えられるので無視すると、 t 時間後の河口付近の地形 it は、

$it = f(H_0/L_0, \theta, \sqrt{gH_0}/W_0, L/H_0, i_0, t/\sqrt{L_0/g})$ と考えられる。こ

こに θ :波向, L :導流堤長, i_0 :初期海床勾配である。今外面に面している河口を考えると波の大きさ等はそれほど変わらず、また初期形状 i_0 も H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/W_0$ に従属と考えてよいから、 i_t に大きく影響するのは波向 θ 、 $\sqrt{gH_0}/W_0$ 、 L/H_0 と考えられる。つまり導流堤施工による地形変化を比較するには、波向、底質の粒径、構造物形状の違いに十分注意して検討する必要がある。他に導流堤施工に伴う河口形状の比較としては、砂州面積、縮流比(=河口幅/河道幅)、導流堤施工前の砂州面積/施工後の砂州面積、導流堤施工前の河口開口幅/施工後の開口幅等と施工延長との関係などから、その効果を把握する必要がある。

2. 今後の導流堤施工についての留意点

導流堤の長さは、河口処理の目的、河口規模によって異なるが、原則として次のようなことが言える。河口位置を偏流させず開口位置を固定させたいときは、汀線位置の季節的変動を見きわめた上で、干潮汀線より多少海まで導流堤を河道幅の間隔で二本出す必要がある。一本の場合でもある程度海中まで出せば、風上、風下のどちら側に設置しても導流堤沿いに河筋が固定する。河口水深の維持のために導流堤を設置する場合には、年1回ぐらいの洪水で、導流堤内水深が $h_c/H_0 > 1$ に達するように導流堤間を絞り、砂州発生限界水深 h_c 程度の所まで導流堤を延ばす必要がある。²⁾ただし、沖合の沿岸砂州を突き抜けるほどまで延ばす必要はなく、沿岸砂州手前のトラフ位置までで十分なようである。なお、長い導流堤は河道延長を意味し、このための河道内水位上昇も十分考慮しなければならない。また、中小河川では河口水深を河川みずからの洪水によって維持することは不可能であり、河口水深を維持するためには導流堤と浚渫の併用が必要となろう。今後の導流堤施工の河川流に対する考慮としては、導流堤内に砂州が発生する場合には、砂州部開口位置は偏より、流れが集中し深掘れが生ずる。平時の洗掘深は、導流堤がなかった場合の洗掘深に相当する深さと考えられる。洪水時は砂州フラッシュ形式によって洗掘深は異なるが、一般に砂質では深く、砂利河口では小さい。中小河川でも砂質河川の場合は、4~5mは考えておく必要がある。波に対する考慮としては、沖波波高が同じであっても、海浜底質材料によって海岸地形や汀線近くの波の大きさも変わってくる。一般に砂利海浜ほど汀線近くの波高は大きく、それゆえ波力も大きく、反対に底質材料が細くなるほど波力は小さい。また小粒径海浜では沖浜勾配が小さいので、大きな波は沖で碎波され、汀線に対する影響は小さいが、砂利河川では沖浜勾配が急な海浜が多く、異常高波による波浪の河道内侵入や構造物破損を考えておかなければならない。波によって局所洗掘されやすい地点は、導流堤先端部、碎波点位置であり、砂海浜の場合、水深3~4m地点が洗掘されやすく、洗掘深3~4mにも達する。これ以浅では洗掘深は急激に小さくなり、反対に水深が大きくなっても徐々に小さくなる。

3. 荒川本川右岸の河口砂州への対策について

支川乙大日川導流堤の施工に伴ない、荒川本川の開口部も固定されることによって、本川右

岸の砂州が発達したものと考えられる。ただし、波による土砂移動の多い河口周辺では、導流堤設置当初の変形は大きい、時の経過に伴って増減を繰り返し、ある堆積土量に落ち着く傾向を示すと思われる。また、この河口砂州は、河川からの流出土砂量の減少による汀線の後退とともに、河口前面の水深が大きくなることによって、より河道内へ形成される傾向が強くなるものと考えられる。従って、このような砂州の発達に対して問題となる河口部右支川の内水排除の対策としては、今のところ砂州の一部を開削し、河水の排除を行い、乙大日川導流堤施工後の本川河口砂州変動状況を見極めたうえで、抜本的な対策を行う必要がある。例えばポンプ案、左岸と同様に分離する案（暗渠の可能性を検討のこと）、本川河口中導流堤案、あるいは本川水位に影響を与えない範囲で合流点下流側に杭出し突堤を設ける案等が考えられる。

（参考文献）

- 1) 山本晃一：河川の流量改定に伴う河口処理の問題点，土木技術資料 20-2（1978）。
- 2) 土木研究所資料第 1394 号：河口処理論〔I〕 — 主に河口砂州を持つ河川の場合 —，昭和53年5月

（河川研究室）

河 - 13 軟弱地盤地域に於ける堤防の設計

（質問）

新潟平野は、信濃川・阿賀野川等の流送土砂により形成された沖積平野であり、特に大河津分水路分派後の信濃川下流部は、近年まで低湿地帯を呈していた軟弱地盤地帯である。

一方、現況流下能力の極端に小さい信濃川下流地区では、全線的な築堤と河床掘削を計画・実施している。

このような軟弱地盤上での築堤の場合、本来ならば基礎地盤の事前調査を行ない、必要なら、堤防設計への何らかの配慮が必要ではないかと考えられるが、実際には将来の地盤沈下量を余裕高（最大 80 cm）として確保しているに過ぎない。

昭和39年には、新潟地震をも経験している当地区にとって、軟弱地盤上の堤防の安全性には、様々な影響が懸念されるが、今後築堤を進めて行くにあたって、どのような事前調査、対策を計って行くべきか、事前紹介も含めて教示願いたい。

（信濃川下流工事事務所）

（回答）

軟弱地盤上に堤防を築造する場合には、次のような問題点がある。

(1) 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊

(2) 基礎地盤の圧縮性が大きいために生ずる過大な沈下

堤防が通常の土堤の場合、沈下が過大なものでなければ余盛あるいは築堤後の補修により対処することもできるが、樋門、樋管等の構造物と近接していたり、これらを内部に埋設している場合、あるいは、のり面をコンクリートで被覆していたり、天端にパラペットウォールをのせていたりする場合には、構造物に過大な荷重を与え損傷する原因になるので、過大な残留沈下は許されない。

(3) 特にゆるく地下水位の高い砂質地盤において地震時に生ずる流動化

これは、従来いわれてきた粘性土や有機質土から成る軟弱地盤とは異り、常時には支持力も十分あり、沈下の心配もあまりない砂質地盤が、地震動によって急激に支持力を低下させ、堤防の沈下陥没や横すべり等を生ずるものである。

従って、建設省河川砂防技術基準(案)・調査編(第15章2節河川堤防の土質調査)にも述べられているように、軟弱地盤上に堤防を築造する際には、軟弱地盤の土質、深さ方向の強度変化、層厚、広がりなどについて必要な調査を実施し、その結果に基づいて、安定及び沈下の問題を考慮に入れた設計施工計画を立てることが必要である。

河川堤防の土質調査、特に軟弱地盤における土質調査の基本方針は、まず堤防の計画線の全線を対象として予備調査、現地踏査、本調査(第1次)を実施し、この結果、軟弱地盤の存在が判明した場合について、引き続き本調査(第2次)として軟弱地盤調査を実施するのが通常である。

予備調査、現地踏査の段階では、特に次に示すような地域に軟弱地盤が存在することが多いので、その地形、地質、植物の生息状況などに注意して調査を実施するのが望ましい。

(1) 平坦な湿地帯、湿田地帯

(2) 台地や山地に平坦な水田が入り込んでいる地域

(3) 自然堤防や海岸、砂丘の後背地域

(4) 既往の土質調査資料などから軟弱地盤の存在が知られている地域

本調査(1次)においては、堤防の計画線に沿って200 mに1箇所程度の間隔でボーリング及び標準貫入試験を実施するとともに、50～100 mに1箇所程度の間隔で表層部の比較的軟らかい層を対象としたサウンディング試験を実施する。サウンディング試験としてはオランダ式二重管コーン貫入試験又はスウェーデン式サウンディング試験が適している。

本調査(1次)の結果、次のいずれかに該当する地盤については、軟弱地盤と判定し、軟弱地盤調査を実施する。

1. 粘土地盤の場合

- (1) 標準貫入試験によるN値が3以下の地盤
- (2) オランダ式二重管コーン貫入値が 3 kg/cm^2 以下の地盤
- (3) スウェーデン式サウンディング試験において100 g以下の荷重で沈下する地盤
- (4) 一軸圧縮強さ q_u が 0.6 kg/cm^2 以下の地盤
- (5) 自然含水比が40%以上の沖積粘土の地盤

2. 有機質土の地盤の場合

3. 砂地盤の場合

- (1) 標準貫入試験によるN値が10以下の地盤
- (2) 粒径の揃った細砂の地盤

軟弱地盤において実施すべき項目は次のとおりである。

(I) サウンディング試験

サウンディング試験は、主に軟弱層の深さ、層厚広がりなどについて詳細に調べることを目的として行うもので、地盤の状況に応じて次のような試験法を選択する。

(i) 粘土地盤の場合

サウンディング試験として、オランダ式二重管コーン貫入試験、スウェーデン式貫入試験及びペーコン試験のいずれかを行う。

(ii) 乱さない試料採取の困難な泥炭地などの軟弱土の場合

サウンディング試験としてペーコン試験又はオランダ式二重管コーン貫入試験を行う。

(iii) 緩い砂地盤の場合

サウンディング試験として、標準貫入試験又はスウェーデン式貫入試験を行う。

試験の位置としては、地盤の状況によっても異なるが、一般的な考え方を示すと粘土地盤及び泥炭地などの軟弱地盤の場合は、計画線に沿って50～100 m間隔に1箇所割合で試験を実施する。また、横断方向の補足調査では、横断方向に数点、試験間隔を決めて試験を実施する。緩い砂地盤の場合には、規模が小さいときは代表地点1箇所で行う。なお、地層構成が変化しているような箇所では適宜試験位置を追加して調査するのがよい。

(2) 試料採取

上記のサウンディング試験の結果をもとに試料採取の位置を決定し、以下に述べるような方法で試料採取を行う。

(i) 試料採取の方法

軟弱な粘土地盤の場合には、シンウォールサンブラ又はフォイルサンブラを用いて試料を

採取する。

また、乱さない試験採取の困難な緩い砂地盤では、ボーリングによって試料を採取する。

(ii) 試料採取の位置

試料採取は軟弱地盤の規模が小さい場合には、サウンディング試験の結果より最も軟弱な地点を1箇所選定し、規模が大きい場合には、堤防計画線に沿って100 m間隔で試料を採取する。

緩い砂地盤では、規模に応じて1箇所又は500 m間隔に1箇所の割合で採取する。

(iii) 試料採取の深さ

試料採取の深さは、本調査(第1次)及びサウンディング試験の結果から、堤防へ影響を及ぼさないと考えられる軟弱層の厚さまでとする。なお、軟弱粘土の場合は $N < 8 \sim 10$ を試料採取の範囲と考えてもよい。

シンウォールサンブラによる試料は、深さ方向に2 mごとに採取し、更に土層が変わるたびに採取する。

緩い砂地盤の場合には $N = 15$ 以上の層まで採取する。

(3) 土質試験

採取した試料を用いて、軟弱層の土質、強度、圧密特性を調べるために、次に示す試験を実施する。

(i) 粘土の場合

(a)粒度試験, (b)自然含水量試験, (c)比重試験, (d)単位体積重量, (e)コンシステンシー試験

(f)一軸圧縮試験, (g)圧密試験, (h)三軸圧縮試験, (i)その他の試験

(ii) 乱さない試料の採取困難な泥炭などの場合

(a)自然含水量試験, (b)比重試験, (c)圧密試験, (d)強熱減量試験, (e)その他の試験

(iii) 緩い砂の場合

(a)粒度試験, (b)比重試験, (c)自然含水量試験, (d)その他の試験

これらの試験は、深さ方向に1.0～2.0 mごとに実施し、土層の変化している場合には、その土層ごとに試験を実施するものとする。

なお、軟弱地盤の性状は複雑、不均質で、成層や土質は平面的にも深さ方向にもかなり変化しているのが普通であるから、単一の調査結果のみで全般の状況を判断すると不適切な判断を下す恐れもある。従って、調査の結果を総合的に判断することが必要であり、そのために各調査項目ごとによく関連をもたせておくとともに、各調査地点で得られた土質試験結果の相互関係を考慮して諸数値の妥当性を判断し、その値を取捨選択して設計に用いるべき地盤の状態とそのときの数値を決定しなければならない。

最後に、軟弱地盤上の堤防の設計上の配慮については、関連質問である「軟弱地盤上での河

川堤防築造に伴う地盤改良について」に対して回答してあるので、そちらを参照していただきたい。

また、緩い砂質地盤における流動化対策については、次に述べるとおりである。

緩い砂質地盤においては、地下水位の高い場合に地震による液状化のために堤防の安定性が著しく損なわれる。このため、このような地盤の液状化の可能性を判断することが必要となるが、一般に用いられている方法としては、N値、粒度特性を用いて行なう比較的簡便な方法、ならびに不攪乱試料を用いた繰返し三軸圧縮試験結果に基づく精細な方法とがある。

簡便法の具体的な内容は、例えば「道路橋示方書、耐震設計編」¹⁾に述べられている。この方法によって計算される液状化抵抗の指数 F_L の値の大小によって、地盤の液状化の可能性の大小や可能性のある地盤の分布を大まかに判断することができる。この方法は、水平地盤の液状化の可能性の一次的な判断としては煩雑な室内試験を必要としないので比較的よく用いられるが、 $F_L < 1.0$ となって危険な場合に対策工法について検討したり、 F_L が1.0に近い場合に対策工の要否について検討するためには詳細法によって検討するのがよい。

これについては、参考文献²⁾に詳しく述べられているので参照されたい。

次に、緩い砂質地盤に対する地盤改良工法としては、表-1に示すようなものが考えられる。

これらのうち、置換工法は、堤防のような長大な構造物には局部的な改良対象を除いて一般にあまり適する工法ではない。砂層の密度を増大させる3種の工法については、いずれも衝撃や振動を利用して締固めるものであるため、既設堤に対する影響や堤防直下の地盤を改良できないなどの難点があり、工法を選べば法先地盤に対しては適用可能である。抑え盛土工法は砂

表-1 緩い砂質地盤に対する地盤改良工法

分 類	改 良 工 法	堤防への適用性
砂層の粒度を改善する方法	置換工法	×
砂層内の地下水位を低下させる方法	排水ウェル工法	×
砂層の密度を増大させる方法	サンドコンパクション法 パイプフロートション工法 動圧密工法	△
砂層の拘束圧を増大させる方法	抑え盛土工法	○
発生する間隙水圧の蓄積を抑制する方法	碎石ドレーン工法	△

層の拘束圧を増大させることにより液状化強度を高めようとするものであるが、これは平時の安定あるいは浸透水の安定性をも同時に増すものであり用地事情が許せば適用性は高いと考えられる。

また、碎石ドレーン工法は比較的新しく開発された工法の一つで、地震時に発生する間隙水

圧を消散させるものであるが、これは既設堤の耐震対策の一つとして適用できると考えられる。

これらの地盤改良工法のうち、いずれを選択するかということについては、各工種の改良効果、現地への適用性、あるいは経済性などを比較検討の上判断するのがよい。

なお、堤防の地震時安定性の評価法については関東地建提案の方式³⁾があり、これについては関連質問「河川堤防の耐震能力の判定手法について」に触れられている。

また、地震時の堤防の安定のための対策に関しては、実験的な研究も進められている。

参考文献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書，耐震設計編
- 2) 安田，土田，谷口；地盤の液状化 5. 液状化の予測，土と基礎，1981年12月，1982年2月
- 3) 建設省関東地方建設局；河川堤防震災対策計画調査中間報告（その3），昭和54年8月
- 4) 建設省土木研究所；シラス堤防の耐震性に関する検討，土研資料第1763号，昭和57年3月

（土質研究室
動土質研究室）

河－14 軟弱地盤上での河川堤防築造に伴なう地盤

（質問）

軟弱地盤の地盤改良や基礎処理については、各所に於いて種々の工法により施工されているが、河川堤防の堤体基礎処理にあたっては、特に洪水時の河道内水位と堤内地盤の差が大きい場合など、工法によっては基盤漏水の助長等も懸念されることから、通常の盛土や構造物設置に伴なう地盤改良方法とは自ずと違う条件下におかれるものとするが、堤防の基礎地盤改良を行う場合改良が必要な範囲と工法選定にあたっての基本的考え方について、研究事例の紹介を含めて教示願いたい。

又、地盤改良の要・不要を判断する場合の基準等があれば、併せて教示願いたい。

（金沢工事事務所）

（回答）

軟弱地盤対策工として一般に用いられている工法の種類とその効果を示すと表－1のようになる。

堤防の場合には、沈下に対しては堤防が土砂でできているために少々の沈下に対して柔軟に追

従が可能で、また、たとえ沈下しても余盛り等の補修が比較的容易であるという理由から、築堤後の残留沈下に対しては余盛りで対処するのが一般的である。従って、河川堤防における軟弱地盤対策は沈下対策よりも、むしろ地盤のすべり破壊を防止するための安定対策に主眼がおかれている。

表-1に示した軟弱地盤対策工のなかで安定対策に効果があり、しかも経済的で確実な工法であるという理由で、河川堤防では古くから押え盛土工法や緩速載荷工法が多く用いられてきている。また、地盤が非常に軟弱な場合には粗朶を敷いて築堤する工法や、粗朶の代りに高分子材料の布あるいはネットを敷設するといった敷設材工法を用いる場合もある。サンドドレーンなどの圧密促進工法を単独に採用するケースは比較的少なく、軟弱地盤上に急速に盛土する必要がある場合でも、沈下対策に主眼のあるサンドドレーン工法と安定対策に効果のあるサンドコンパクションバイル工法とを併用するケースが多い。さらに、最近では地盤のすべり破壊の防止のために深層混合処理や生石灰バイル工法などの固結工法を採用する例もでてきている。

次に、サンドドレーン工法やサンドコンパクションバイル工法を用いる場合には、排水層の役目として盛土と地盤の間に敷くサンドマットが洪水時には水みちとなり漏水による堤防破壊をひき起こす危険性があるため、図-1に示すように、サンドマットを全面に敷かず川表側に不透

表-1 軟弱地盤対策工の種類と効果

工 法		工 法 の 効 果						
		沈 下 対 策		安 定 対 策				
		圧密沈下促進	全沈下量減少	せん断変形の抑制	強度減少の抑制	強度増加促進	すべり抵抗の付与	液状化の防止
表 層 処 理 工 法	表層排水工法			○	○	○	○	
	サンドマット工法			○	○	○	○	
	敷設材工法			○	○	○	○	
置 換 工 法	掘削置換工法		○	○			○	
	強固置換工法		○	○			○	
	押え盛土工法			○			○	
緩速載荷工法	緩速載荷工法			○	○			
	段階的載荷工法			○	○			
	盛土荷重載荷工法	○				○		
軟弱粘性土層の圧密排水	大気圧載荷工法	○				○		
	地下水低圧工法	○		○		○		
	サンドドレーン工法	○		○		○		
緩い砂質土層の締固め	サンドコンパクション工法	○	○	○			○	○
	サンドコンパクションバイル工法	○	○	○			○	○
	パイロフロートション工法		○				○	○
固 結 工 法	石灰バイル工法		○				○	
	電気浸透工法		○				○	
	薬液注入工法		○				○	
構造物による工法	深層混合処理工法		○				○	
	矢板工法			○			○	
	設置くい工法			○			○	
構造物による工法	スラブ工法			○			○	
	カルバート工法			○			○	
	(矢板工法を除く)			○			○	

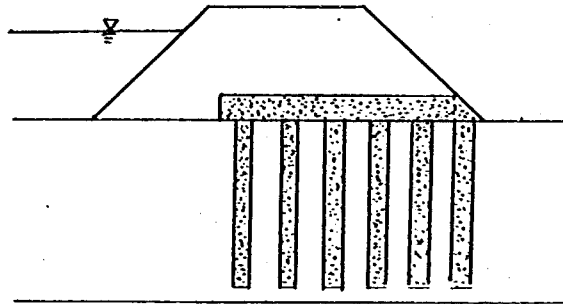


図-1 堤防におけるサンドコンパクションパイル工法の一例

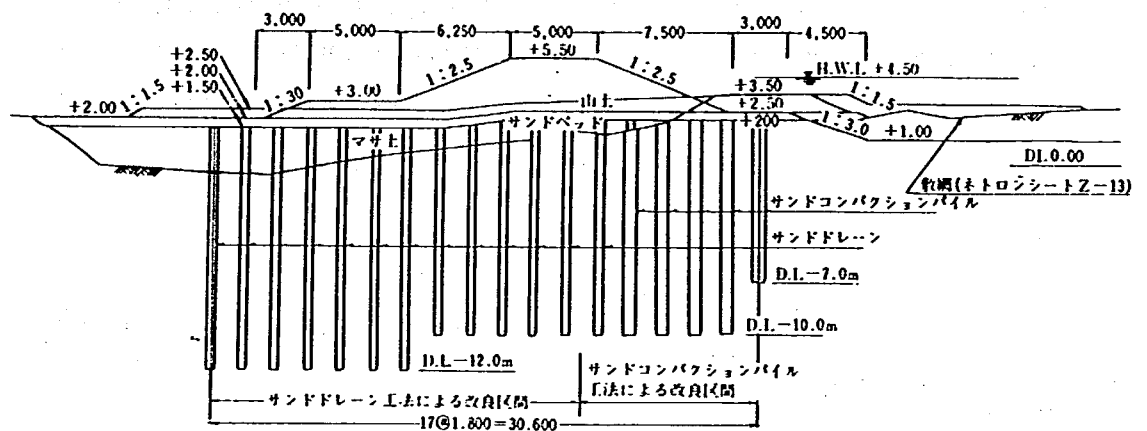


図-2 サンドドレーン工法およびサンドコンパクションパイル工法の施工例

水部分設ける等の工夫が必要である。

最後に、河川堤防における代表的な軟弱地盤対策の実施例を簡単に紹介すると、次のとおりである。

有明海沿岸は、含水比の高い粘性土が15～20 mの厚さで堆積している典型的な軟弱地盤であるが、この地域における海岸堤防では主に次のような軟弱地盤対策が採られている。全般的に用いられているのは、緩速載荷工法と押え盛土工法の併用である。しかし、軟弱層が特に厚い区間や強度が著しく小さい箇所、あるいは急速施工が要求される箇所では、図-2に示すサンドコンパクションパイル工法を採用したり、図-3のようなパイルネット工法を用いる試みもなされている。

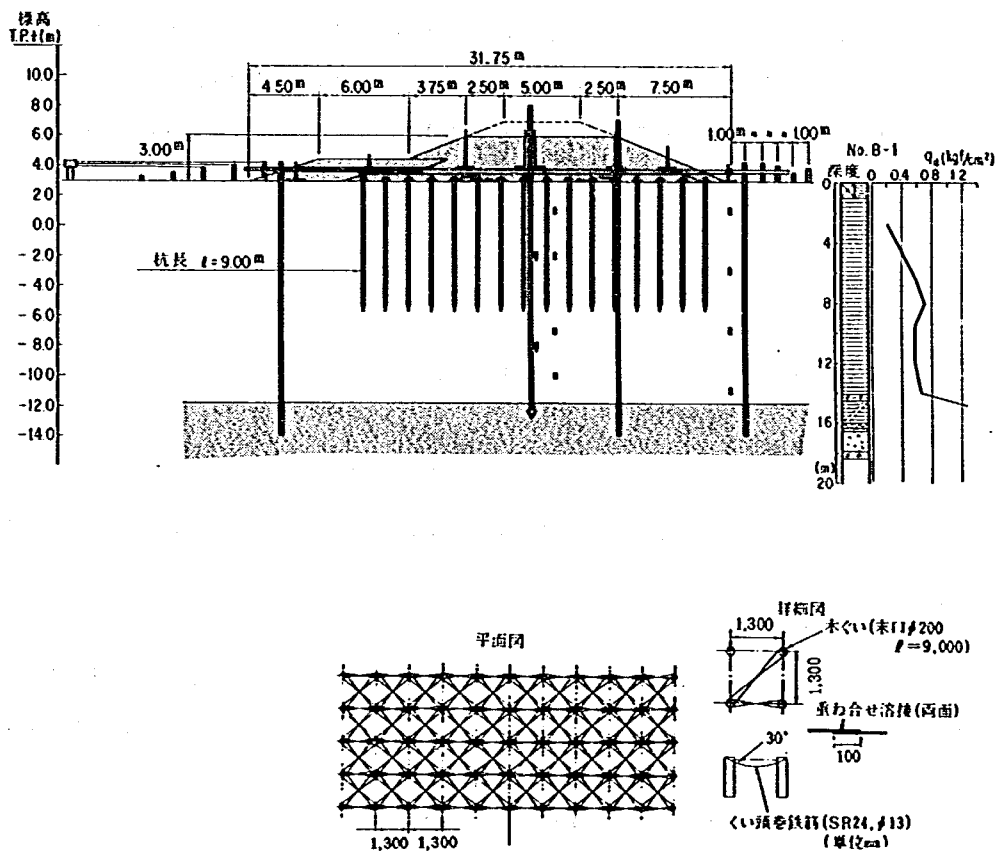


図-3 パネルネット工法の施工例

霞ヶ浦は、高有機質で超高含水比の軟弱層が15～20mの厚さで堆積する超軟弱地盤である。このような地盤の上に、盛土高が約4mの湖岸堤が現在建設されているが、軟弱地盤対策としてはバックドレーンと敷設材工法とを併用した対策工法が採用されている。敷設材工法は、このような超軟弱地盤における施工機械のトラフィカビリティを確保するためと、盛土荷重を均等に支持し、地盤の局所的な沈下や側方変位を軽減することを目的としたもので、霞ヶ浦ではバンブーシートが用いられている。

北海道では、植物の遺体が低温多湿の条件の下で未分解のまま堆積した泥炭地が主要河川の下流域に広く分布しており、石狩地域を例にとると、下部粘土層の上に泥炭層が5～7m程度の層厚で堆積している場合が多い。こうした泥炭地における築堤で最も広く採用されてきた軟弱地盤

対策工は、緩速載荷工法や押え盛土工法である。泥炭の場合、圧密による地盤の強度増加がかなり期待できるうえ、比較的一次圧密が早く進むので、工期に余裕があれば緩速載荷工法や押え盛土工法が有効かつ経済的である。しかし、工期に余裕がない最近の工事では、サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法及びパイルネット工法などの軟弱地盤対策工法が多用される傾向にある。

(土質研究室)

河 - 15 河川堤防の耐震能力の判定手法について

(質 問)

新潟地震による阿賀野川と信濃川の堤防の被害実績を検証資料として、既往ボーリング資料を基に耐震能力の算定を試みた(K_s 堤体材料は大半を砂質土と仮定、 K_d 動係数は資料による指標の値を採用)。

計算の結果は、阿賀野川および信濃川の堤防筋の地盤地質が、ほとんどがゆるい砂かやわらかい粘土で形成されているため、砂層においては実際の被害は河口部に集中しほかは軽微であったにもかかわらず評価ランク C₀ はほとんどが D ランクとなり、被害の程度と評価の相関が得られなかった。

また、この評価を基に対策工法を検討すれば、感潮区間(阿賀野川約 10 km, 信濃川下流約 15 km)のみ必要としても、堤防嵩上げおよび押え盛土で対処すると仮定して多大の経費が必要となり、国家財政事情からみても実現性のうすい結果となる。

今後、基礎地盤の粒度資料を再収集し検討の予定ではあるが、関東地建で提案している「河川堤防の耐震能力の判定手法」を阿賀野川と信濃川に適用させる場合の技術的可能性及び各指標算定の検討事項を教示願いたい。

(北陸技術事務所)

(回 答)

質問内容に述べられている「判定方法」は関東地方建設局が(財)国土開発技術研究センターに委託して作成したもので、図-1に示すような流れにそって河川堤防の耐震能力を判定しようとする簡易手法である。

この手法は、わが国における既往の地震による堤防の被害事例約 500 例を収集し、その被害程度を左右する各種の要因の分析結果に基づいて考案されたものである。震害事例の分析結果によれば、地震力、地盤強度、堤体形状などが河川堤防の震害程度を左右する主たる因子であり、これらに関する詳細な分析が行なわれている。

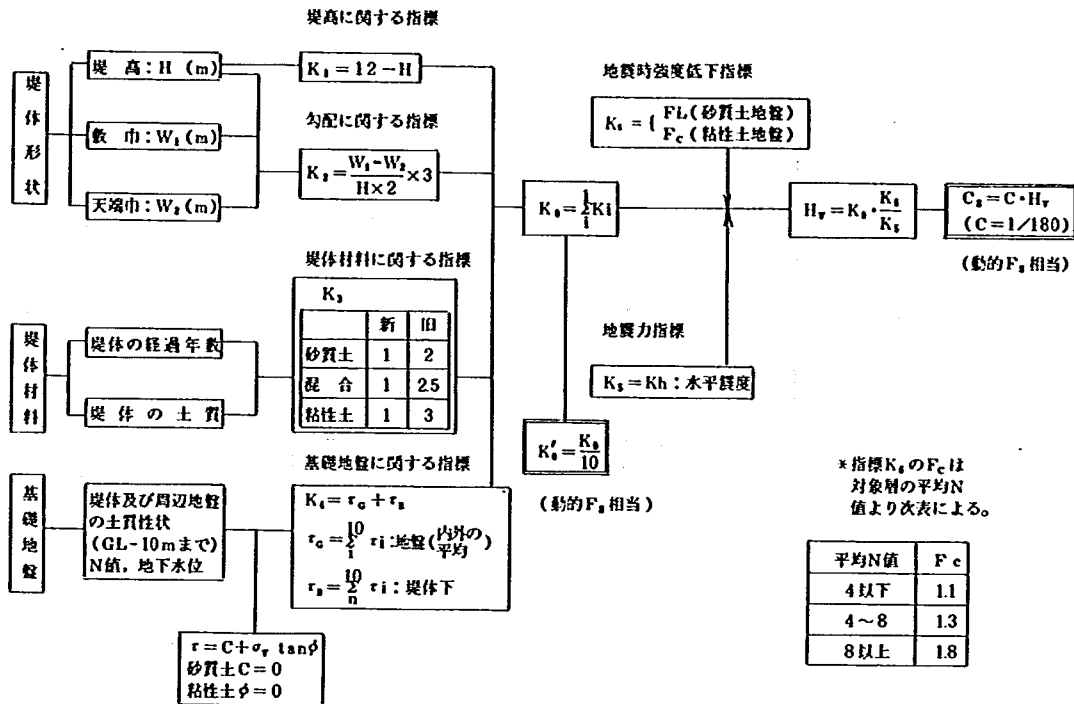


図-1 河川堤防の耐震点検フローチャート

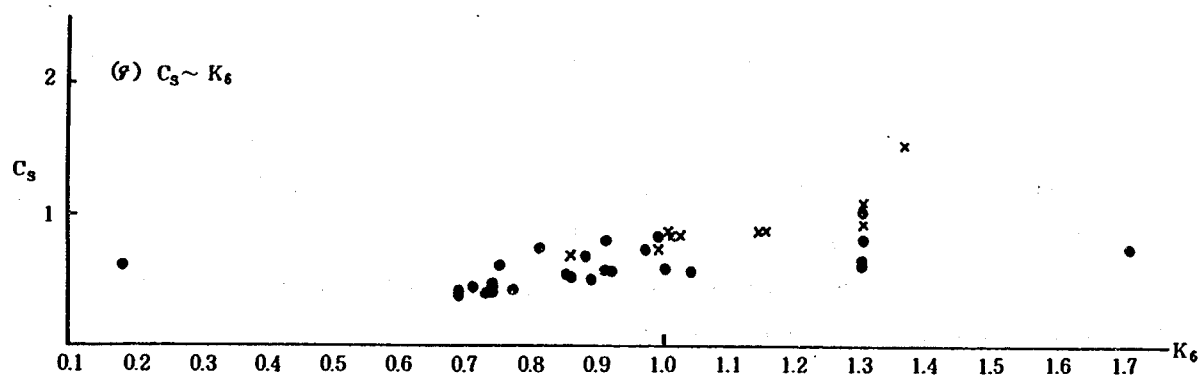
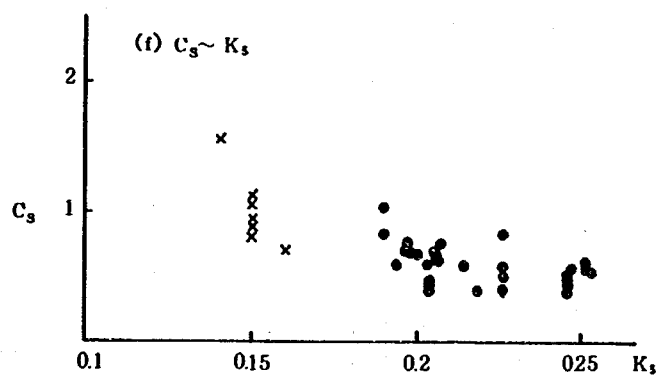
この判定手法では、図-1に示すように堤高に関する K_1 、勾配に関する指標 K_2 、堤体材料に関する指標 K_3 、基礎地盤に関する指標 K_4 を求め、これを加算して静的安全率相当量 K_0 を求める。次に、地震力に関する指標 K_5 、ならびに地盤の地震時の強度低下の程度を示す地震時強度低下指標 K_6 とをこの K_0 に作用させて最終的な動的な安全率相当量 C_s を求め、この値の大小によって堤防の耐震性を判定しようとするものである。

また、この手法の適用性について検討する目的で、基礎地盤や地震力などに関する資料が比較的整っている新潟地震ならびに宮城県沖地震による被害事例41例を用いて検証のための検討が行なわれている。

この手法に用いられている指標 $K_1 \sim K_6$ が、実際の堤防に適用しようとする時にどの程度の値になるのかを理解するために、この検討対象となった41の事例における各指標と動的な安全率相当量との関係を示すと図-2のようである。

これらの図に示されるように、 $K_1 \sim K_6$ の指標の中で比較的 C_s の値の大小に敏感に影響するのは基礎地盤に関する指標 K_4 、地震力に関する指標 K_5 、地震時強度低下指標 K_6 である。

中でも、地震力の動的な影響を示す K_5 、 K_6 の値の大小によって C_s の値が左右され、これらの値を適確に判断することが重要であることが判る。



凡 • 宮城県沖地震

例 x 新潟地震

図-2 C_s 値と各指標の関係

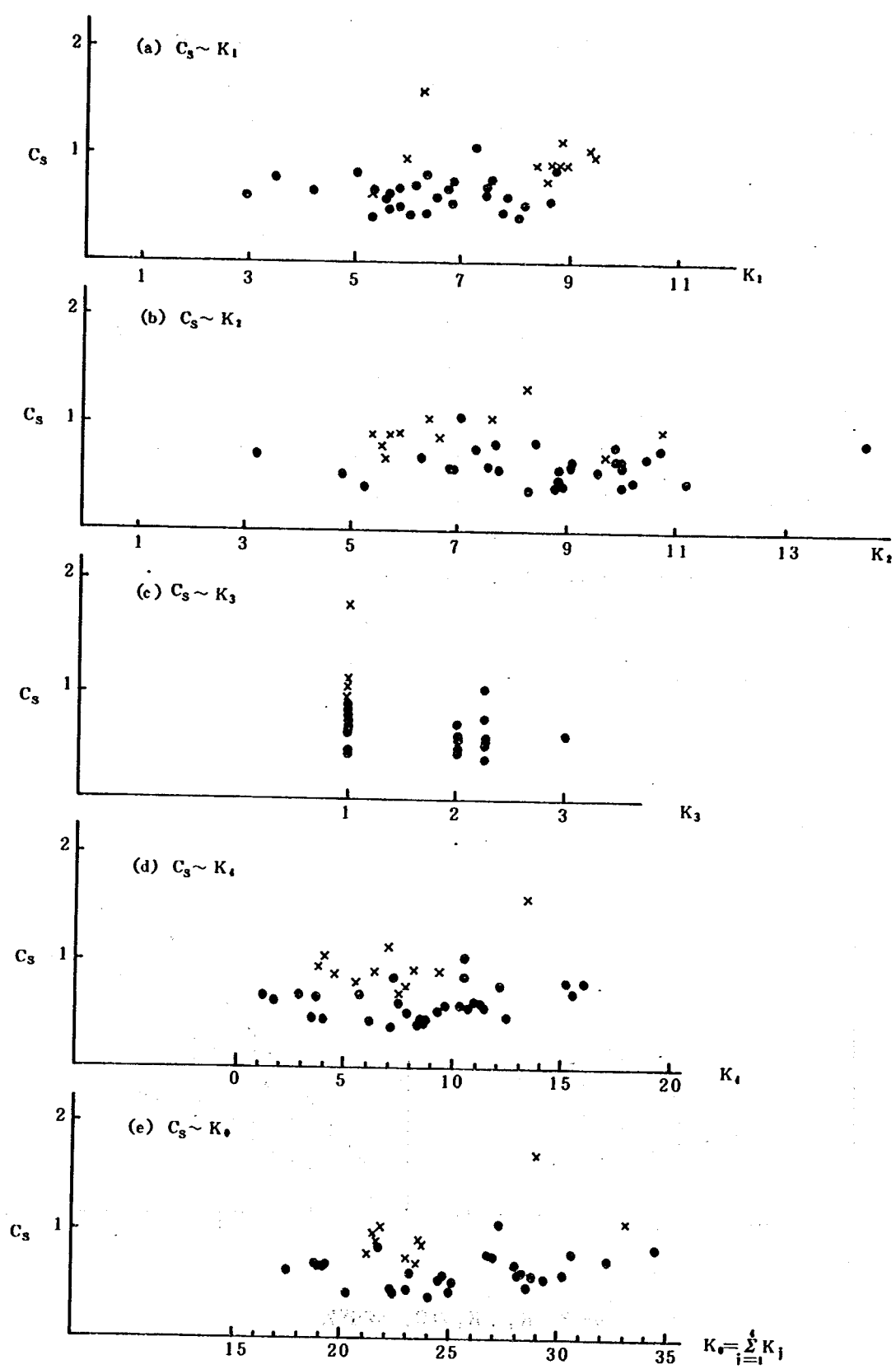


図-2 C_s 値と各指標の関係

K_5 と K_6 とは相互に関連し合う量であるから、これらを独立な変数として取り扱うことは適当でない面もあるが C_8 の値と K_5 、 K_6 の間には次のような関係があるところから、 K_5 あるいは K_6 の値の変動が C_8 の値に及ぼす影響をさらに詳細にみてみると図-3のようになる。

$$C_8 = \left(K_0 \cdot \frac{K_6}{180} \right) \cdot \frac{1}{K_5} = A_1 \cdot \frac{1}{K_5} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$C_8 = \left(K_0 \cdot \frac{1}{K_5 \cdot 180} \right) \cdot K_6 = A_2 \cdot K_6 \quad \dots\dots\dots (2)$$

K_0 、 K_5 、 K_6 の値は図-2に示した事例ではそれぞれ、(17~35)、(0.14~0.25)、(0.2~0.7)の範囲で変動しているが、(1)式、(2)式の A_1 、 A_2 の値は図-2、(f)、(g)ではそれぞれ $A_1=(0.07\sim0.2)$ 、 $A_2=(0.45\sim1.15)$ の範囲で変動している。図-3に示すように、仮りに K_5 の値として本来作用したと考えられる地震力0.15を0.2と過大に評価することによって C_8 の値は(0.15~0.3)程度低く見積られることとなる。

K_6 についても同様であり、 K_0 の値によって C_8 への影響程度は異なるが、地震力の動的な作用の大きさを適正に見積ることの必要性が図-3から読み取れよう。

質問内容に示されている阿賀野川、信濃川の堤防に適用した結果については具体的なデータを検討した上でなければ、適切な判断は下し難いが、上述のようなこの手法の持つ特徴に留意することが大切である。

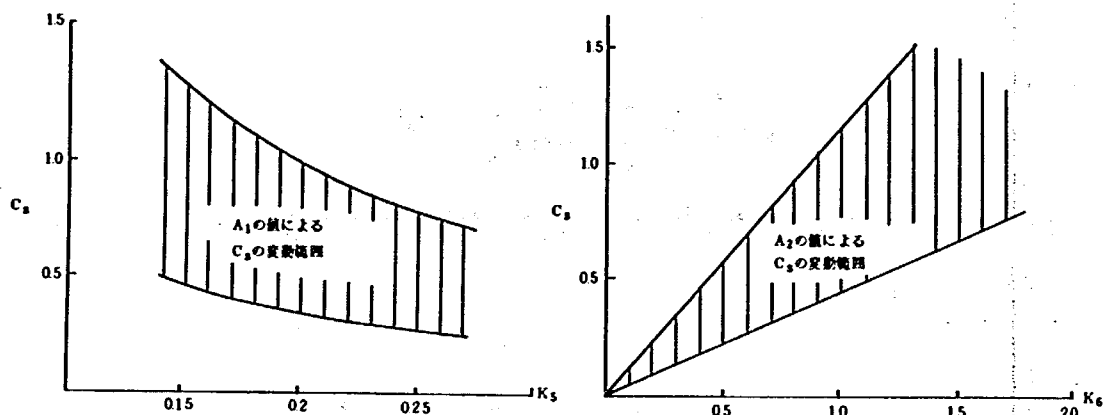
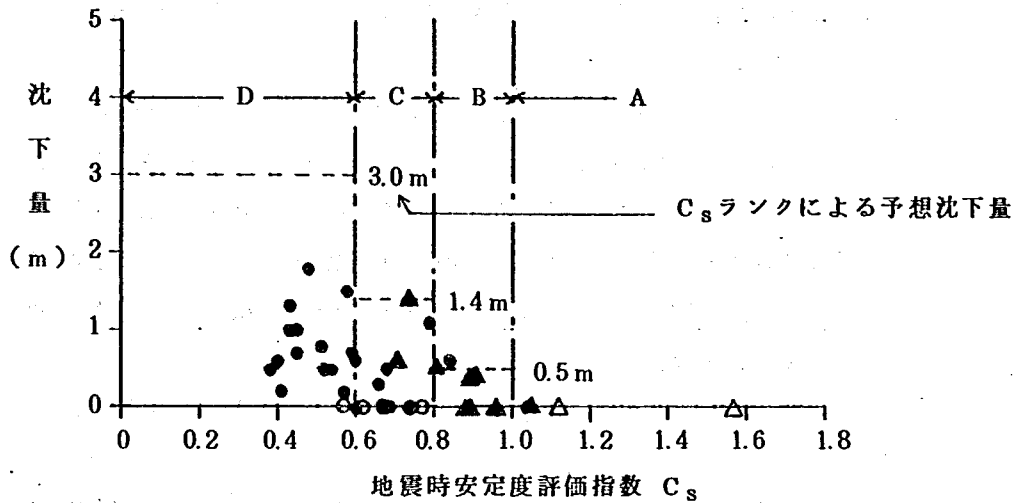


図-3 K_5 、 K_6 の C_8 への影響

$C_s \sim$ 沈下量



凡
例

	被 害	無被害
宮 城 県 沖 地 震	●	○
新 潟 地 震	▲	△

図-4 沈下量と C_s 値

なお、図-4はこの検討に用いた41の事例における地震後の沈下量と計算により求められた C_s の値との関係を示したものである。この図によれば、実際に生じた沈下量を包絡する値すなわち沈下量の最大値は C_s 値とよい対応を示しているが、一方で小さな C_s 値となるにも拘らず沈下量はそれ程大きくなかった事例もあることが判る。

このことは、この手法が安全側の判定を下すことを示しているもので、簡易判定手法としては許される誤差と考えられる。

この手法は、多くの地震被災例をもとに考案され、最近の被災事例により検証がなされているが、各指標の求め方をはじめとして、さらに事例の蓄積によって改良を加えるべき点も含まれている。このため、多くの現場におけるこの手法の適用に基づき、適用時の問題点等が指摘されることが、この簡易手法をより一層使い易い精度の高いものに改善していく上で有効な助けとなると考えられる。

(動土質研究室)

河－16 海岸侵食対策工法の機能分担について

（質 問）

下新川海岸は、冬期波浪を主とした風浪による侵食が激しく、近年は人工的影響も加わり侵食の仕組みは一層複雑になっている。

これらの侵食対策に当っては、堤防、護岸、離岸堤などの組合せにより、その侵食防止機能とそれに付随して生ずるであろうと思われる影響とを十分考慮しつつ、近傍類似の状況を参考に施工しているところであるが、今後において、侵食対策施設の総合的な計画を立案する必要がある。

これらの対策工法である堤防、護岸、離岸堤、副離岸堤・突堤などの機能を考慮しながら一連施設として組合せた場合の機能分担の考え方、計画・設計上考慮すべき事項について、また各地での実例もあれば併せて教示願いたい。

（黒部工事事務所）

（回 答）

海岸構造物の個々の機能については表－1¹⁾に示す通りであるが、下新川海岸の自然条件を考慮して考えれば次のようになる。

まず海岸堤防については過去においては堤防より岸側の侵食を防ぐために用いられてきたが、

表－1 侵食対策構造物の機能と特徴

名 称	構 造	機 能	特 徴
堤防・護岸	盛土または陸岸をコンクリートやアスファルトで被覆する。	波による陸岸の直接侵食を防ぐ、陸上への海水の侵入を防ぐ。	波があたるようになると前面洗掘を生じやすい。崖侵食の防止に有効である。
防砂突堤	海岸に直角につくられ、異形消波ブロックや矢板等によってつくられる。先端をT字形にしたものもある。	沿岸漂砂を直接止める。海岸侵食を防ぎ、海岸線の変動を安定化する。	沿岸漂砂のある海岸、波向き変化のある海岸では効果を発揮するが、沖への移動を助長する傾向を有する。
離岸堤	海岸に平行に、少し離れてつくられ、主として異形消波ブロックによってつくられる。連続堤と不連続堤がある。	波を消し、背後への回折波によって砂を堆積させる。沖方向および沿岸方向の漂砂を防ぎ、侵食を防止するとともに変動を小さくする。	効果が大きい影響もあり、漂砂下手の侵食に十分注意する必要がある。堆砂を目的とする場合は不連続堤を、消波の場合は連続堤とする。
潜堤	離岸堤と同様に海岸に平行につくられ、高さは海面以下である。異形消波ブロックや捨石でつくられる。	波を消し、岸向きの流れによって侵食を防ぐ。	離岸堤に比較し効果は少ないが、景観を損なわない。
養浜	人工的に砂を補給する方法で、サンドバイパスと直接補給法がある。	侵食量だけ砂を補給し、海浜形状を保つ。	維持費がかかるが、隣接海岸への影響が少ない。

直立型式の堤防においては堤防前面で波が砕波しそれが直立壁にあたり乱れを発生し、堤防前面の砂を巻き上げるために、侵食海岸では望ましくないとされ現在では緩傾斜堤に変わりつつある。下新川海岸は沿岸方向の漂砂量の釣合が崩れて海岸侵食の生じている海岸であり、海岸侵食の防止には当然沿岸漂砂の制御が必要である。単に堤防を緩傾斜にただけは侵食を少なくすることはできようが止めることはできない。

堤防の機能としては越波を防止することも含まれ、これが主たる機能である。現在の下新川海岸の堤防高は堤防前面の砂浜が十分ある場合の地形条件をもとに決められており、海浜が侵食され、堤防前面の水深が深くなった現在では、現在の堤防のみでは越波防止効果は十分ではない。従って今後の計画検討に際しては、計画堤防高を高くする、副堤を設けて越波を防止する、海岸侵食対策工により砂浜を回復し現在の堤防高でもよい条件とするなどの対応が考えられる。また表のり勾配が5割より緩い緩傾斜堤は直立堤に比較すると同じ堤防高の場合、越波量が少ないために、この型式の堤防も対策案の一つとして考えられる。

防砂突堤は沿岸漂砂を阻止する働きをするので一般に沿岸漂砂の不均衡のために海岸侵食が生じている海岸においては適した工法である。しかし下新川海岸においてはすでに堤防や消波工前面の砂がかなり失なわれ、沿岸漂砂もかなり減少しており、突堤によって止めるべき漂砂がないために効果を十分発揮しないと考えられる。また黒部川の河口部周辺の海岸では砂浜が存在する場所があるが、この付近は海底勾配がきついために突堤を設けると沖への漂砂を生じ砂が失われるためにあまり適当ではない。造るとすればT字型とするか養浜と併用するのがよい。

離岸堤については、侵食防止および消波効果が期待できる。侵食防止について海岸の砂が沿岸方向および沖方向に移動するのを防止する効果がある。また海岸への供給土砂があればそれを捕捉する機能も有している。下新川海岸においては殆んど砂浜が失なわれており、また沿岸漂砂量も少ないために離岸堤を造っても砂を堆積させることは困難と考えられ、現存する土砂が取られるのを防止する機能が中心となろう。

越波防止や消波効果については、不連続堤の場合には、離岸堤の背後では入射波の波高の約 $1/2$ に波高が減少する。しかし開口部においては回折効果によって一部小さくなるもののその効果はあまり大きくない。一方連続堤にした場合には波高は減衰するものの堤内の水位が上昇し、うちあげ高や越波量は減少せず、増加する場合もある。また砂の移動防止や堆砂効果については不連続堤でなければ効果が十分でない。したがって連続堤は適当でない。

不連続離岸堤の開口部沖側に副離岸堤を設けることも考えられる。消波効果はあると考えられるが、砂の移動防止や堆砂効果については、離岸距離、間隔、配置などによって変化すると考えられ十分な資料が現在ないために水理実験等による効果の確認が必要であろう。

離岸堤に消波効果のみを期待するのであれば、むしろ消波工の方が効果があり、また経済的でもある。したがって離岸堤を用いるとすれば、侵食防止と越波防止に効果のあるものとする必要

がある。この場合、海岸に土砂が少ないため養浜等により砂浜を造り越波防止に役立たせるとともに、離岸堤によって漂砂を防止することが考えられる。

各種構造物の機構について述べてきたが、施設計画を検討するに際しては数種類の案について検討を行ない、それをあらかじめ決めておいた評価基準によって評価して計画案を設定するのがよい。対策案としては、消波工案、離岸堤案などが考えられる。消波工案は堤防前面に消波工を設置し越波を防止するとともに、侵食については堤防より岸側のみを防止するもので、堤防前面の水深は将来は砂があまり移動しない状況になるまで深くなる。

離岸堤案は離岸堤および養浜によって必要な砂浜幅を確保し、堤防は現況堤防または緩傾斜堤とするもので、越波防止は堤防と砂浜ではかり、離岸堤により砂浜の維持をはかるものである。

消波工案、離岸堤案の他に種々の案が考えられるが、それらの越波防止や侵食防止効果、構造物の安定性、工費、海浜の利用への影響、維持管理の容易さ、施工性などの項目について評価して最終案を決定するのがよい。なお実例については個々の構造物についてはあるが、下新川海岸と類似の自然条件の海岸で総合的な検討を行なったものはない。

参考文献

- 1) 野田英明, 橋本 宏: 漂砂と海岸保全施設, 技報堂出版, 1981

(海岸研究室)

河 - 17 離岸堤の設計・施工について

(質 問)

新潟海岸では昭和52年より、基礎を粗朶沈床、本体を6 t六脚ブロックの乱積みによる離岸堤を施工しているが、冬期の波浪により設置後の沈下が著しく、沈下量は2 m程度に及んでいる。

現在、離岸堤前面にブロックを投入することなど、標準断面の見直しを検討しているが、昭和47年に豊島修博士が記された「現場のための海岸工学」侵食編、「離岸堤の沈下」以後何らかの調査研究成果があれば紹介願いたい。また、離岸堤を設計・施工する場合、

- 1) 沈下は許容するものとして基礎工を止め、標準断面を大きくした方が良いか
- 2) 沈下しにくい施工法はないのか
- 3) 乱積みと層積みでは沈下に対する効果は変らないか等の問題について教示願いたい。

(信濃川下流工事々務所)

(回 答)

離岸堤の沈下に関する調査研究については以下のようなものがある。

(1) 「新潟海岸の離岸堤の効果」^{1),2),3)}

運輸省において新潟港東海岸の離岸堤の効果と沈下について現地調査と模型実験によって検討したものである。離岸堤は異形ブロックの捨込堤であり、天端高は+1.1 mで施工されたが42年施工箇所では1年後に最大1.9 mの沈下、44年施工箇所では1年後で最大3 mの沈下が生じた。離岸堤周辺の洗掘深を洗掘環によって調べた結果によれば一冬のしけの後に離岸堤の沖約100 mで最大洗掘深0.2 m、のり先で最大洗掘深約2 mに達し、堤体が沈下し先端高が-2 mとなった場合は最大約4 mの洗掘が生じていた。

連続離岸堤の沿岸方向の沈下量の分布については、先端から100～200 mの位置で沈下量が最大となり、また天端高が1.1 mより3.0 mの方が沈下量が少ないという結果を得ている。

離岸堤下部にアスファルトマットを敷き、その下に蛍光砂を置いて底質の移動状況を調べた結果によれば、秋期には沖から岸への移動を示すが、波浪条件のきびしい冬期には沖へ流出する傾向を示している。また洗掘環や蛍光砂の調査から、昭和45年1月の台風坊主により、砂の攪乱は海底最大-6 mにおよび堤体の沈下は最大約3 mとなっている。

沈下対策として鉄格子枠、テトラマット、粗朶沈床、アスファルトを昭和45年に施工し、その沈下状況を調べた結果によると図-1に示すように鉄格子枠および粗朶沈床については約1.5 mの沈下はあるものの安定化している。

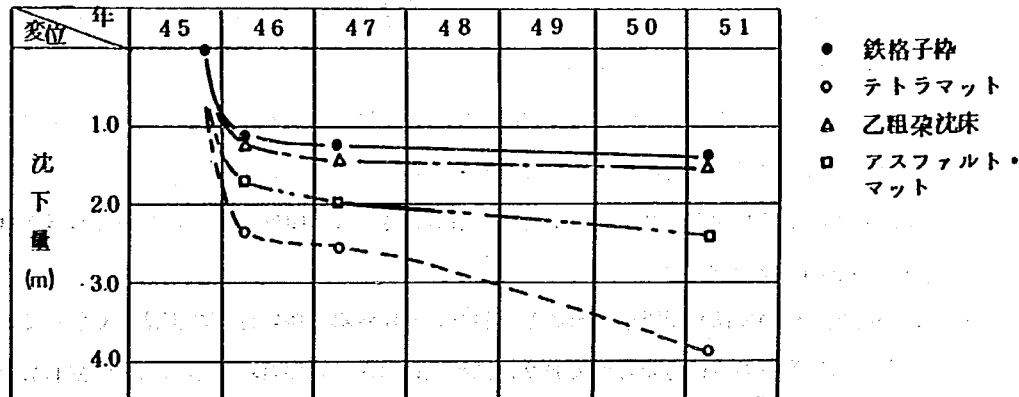


図-1 各工種別の沈下曲線

(2) 「透過式離岸堤の沈下と海浜変形」⁴⁾

連続離岸堤を対象に、移動床水理模型実験によって離岸堤の沈下と海浜変形を調べたものである。砕波帯内に離岸堤を設置すると、もどり流れによって堤直下の砂が沖へ移動し離岸堤は沈下し、時間の経過とともに安定化する。また最大沈下量は設置位置の波高と相関がある。沈下防止としてマット等で堤体下部の砂移動を防止すると効果はあるが、離岸堤のり先の洗掘が生

じるなどの結果が得られた。

(3) 「離岸堤先端部周辺の局所洗掘」⁵⁾

不連続離岸堤の先端部周辺でどのような洗掘が生じるかを水理模型実験によって検討したものである。離岸堤として平板を用い、先端部周辺に発生する渦とそれによる局所洗掘の状況を調べた。その結果、波の来襲に伴って離岸堤の岸・沖側で水位差が発生し、これによって堤の沖側と岸側に渦が交互に発生して局所洗掘の原因となる。洗掘形状は先端を中心とした同心円状で、最大洗掘深は波高の増加とともに大きくなる。また離岸堤間隔も洗掘の生じる位置に影響を与え、狭いと岸側、広いと沖側になる傾向を示した。

(4) 「離岸堤の安定性と開口部の洗掘量」⁶⁾

建設省技術研究会においては昭和53年、54年の2箇年で「海岸侵食対策工法の実態と類型化に関する研究」を行ない、その中で離岸堤の堆砂効果、開口部の洗掘、安定性についての検討を主として直轄海岸の施工事例をもとに行なった。

離岸堤の安定性について散乱、沈下、洗掘に分けて検討が行なわれた。ここで散乱とは離岸堤を構成している異形コンクリートブロックが波力などにより散乱する現象を、また沈下は散乱はせず高さだけ低くなる現象を、洗掘は前面の海底地盤高が離岸堤中心における施工前の地盤高より低くなるものと定義して解析した。全国の海岸で113基の離岸堤について調べた結果によれば、散乱17基、沈下58基、洗掘39基となっていた。

洗掘については水深が1～2mで、海底勾配が緩く、底質が細かく、層積みの場合に生じやすい。また散乱については波高が大きく、層積みの場合に生じやすい。

沈下に関しては水深が大きくなると年平均沈下量も大きくなる傾向を示し、全体としても沈下するが端部の沈下が大きい。

開口部の洗掘については離岸距離が影響しており、離岸距離の短いほど洗掘は多くなっている。しかしこれは海岸の特性も表われており、供給土砂量が多い場合には当然洗掘は生じないので解釈に問題があろう。

離岸堤の沈下対策についてはまず沈下現象を調べ、それがどのような原因によって生じているかを検討し対策を検討することになろう。離岸堤沈下の原因としては次のようなものが考えられる。⁶⁾

(1) 海底の変動による沈下

(2) 離岸堤によるその周辺の洗掘による沈下

(3) 堤内水位上昇によるパイピングや冲向流れの発生による沈下

(4) 乱れによる堤体下部の砂の移動による沈下

一般に海浜は来襲波の波高、周期、その頻度などに対応した変形を生じており、構造物がない場合においてもかなりの変動がある。新潟海岸における深浅測量の資料をもとに基準点から25m、50m、100m、150m、200m、300mにおける平均地盤高とその変動幅を計算すると図-2のようになる。なおここで変動幅としては海底地盤高の標準偏差を採っている。汀線付近での変動幅が大きいのは侵食の影響が表われているためであるが、離岸堤が施工されている $h = -2.5$ m付近では標準偏差で0.5~1.0 mの変動が存在する。したがって離岸堤がない場合においても±1.0~2.0 mの海底地盤高の変化はあるものと考えなければならない。海底が変動し、離岸堤周辺の海底が侵食されれば離岸堤も沈下せざるを得ない。

離岸堤による周辺海浜の洗掘については、離岸堤の前面および両端部の洗掘が考えられる。これは堤前面で強制的に砕波させると前面の洗掘が生じ、また端部においては波による渦の発生や離岸流の集中によって洗掘を生じる。新潟海岸の離岸堤周辺の海底地形を調べてみると図-3に示すように開口部および端部周辺で大きな洗掘を生じている。堤の周辺が洗掘されれば離岸堤も周辺から沈下することになる。

離岸堤設置による堤内水位の上昇については、連続堤の場合には存在するが、不連続で長さがあまり長くない場合には大きくなく、開口部を通り沖へ向う流れが発生するために、パイピング等はこの場合あまり問題とならないと考えられる。これについては離岸堤の沿岸方向の沈下状況

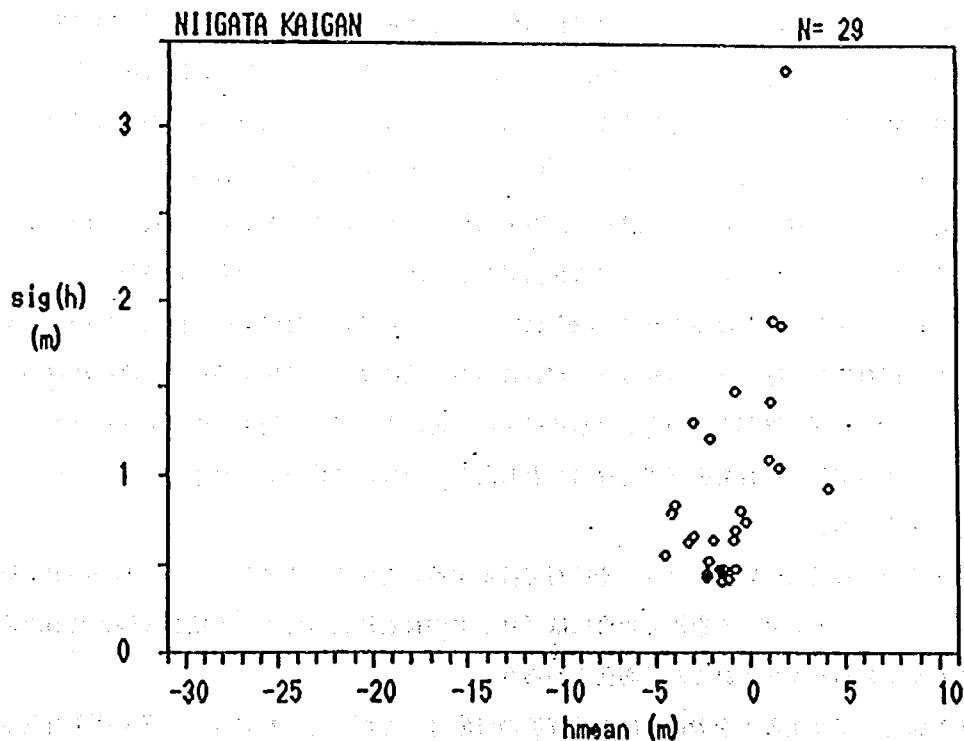


図-2 平均水深と変動の関係

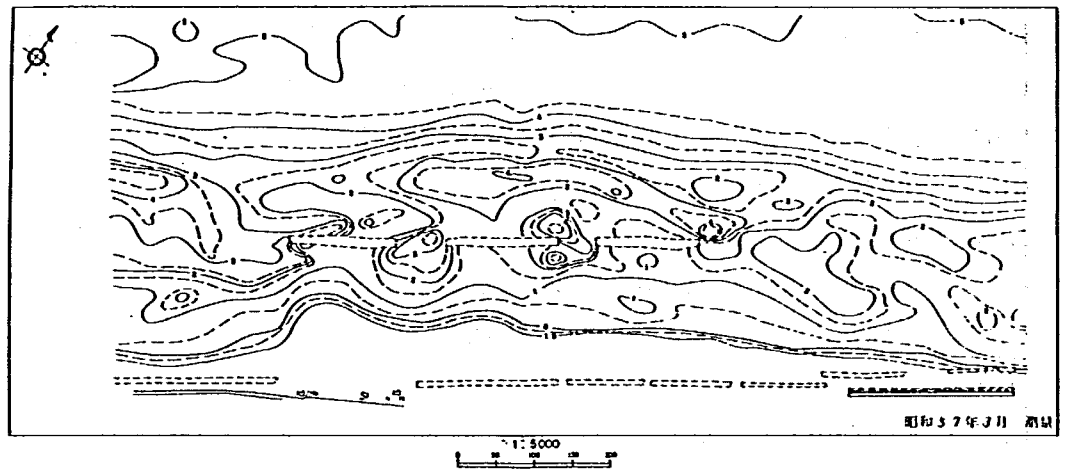


図-3 離岸堤周辺の海底形状

を調べれば予想がつき、堤を通過して沖への流れが生じている場合には中央部が沈下している。

乱れによる堤体下の砂の移動については蛍光砂等による調査を行なわなければ明らかではないが、運輸省による調査でもかなりの範囲まで移動していると考えられる。

沈下対策としてはそれぞれの状況に対応したものが考えられ、まず海底の変動が原因で生じる沈下に対しては、直接的な対策はないが、計画時に海底変動を見込んでおき、海底が低くなった場合に計画断面となるようにしておけばよいであろう。変動幅としては標準偏差の2倍程度は採る必要があろう。また変動の少ない位置に離岸堤を設置することも考えられる。

離岸堤周辺の洗掘対策としては、周囲に根固工的なものを設けることが考えられる。図-4に石川海岸、皆生海岸、高知海岸の離岸堤の断面図を示すが、前面に重量の大きい異形ブロック等を置き、緩やかな表のりとなるように計画されている。開口部の洗掘については離岸堤の長さを短かくし、開口幅を広げればある程度は緩和されるが、波によって発生する渦のために洗掘が生じているのであれば、端部をなめらかな形状にすることによって渦の発生は少なくなると考えられる。したがってこの場合も根固工的な構造としたり、中央部に比較して高さを低くするなどの対応が考えられる。

堤体下部の砂移動についてはマットや捨石で被覆することが考えられるが、マット類の上に直接異形コンクリートブロックを置く場合にはブロックの移動によってマット類が破壊されるために、あらかじめ捨石等を入れておく必要があろう。

沈下対策としては基礎工を設ければある程度の対応はつくが、沈下を許容して嵩上げを行なうことも考えられ、その適否は経済性も考慮して判定しなければならない。しかし一般には異形コ

石川海岸

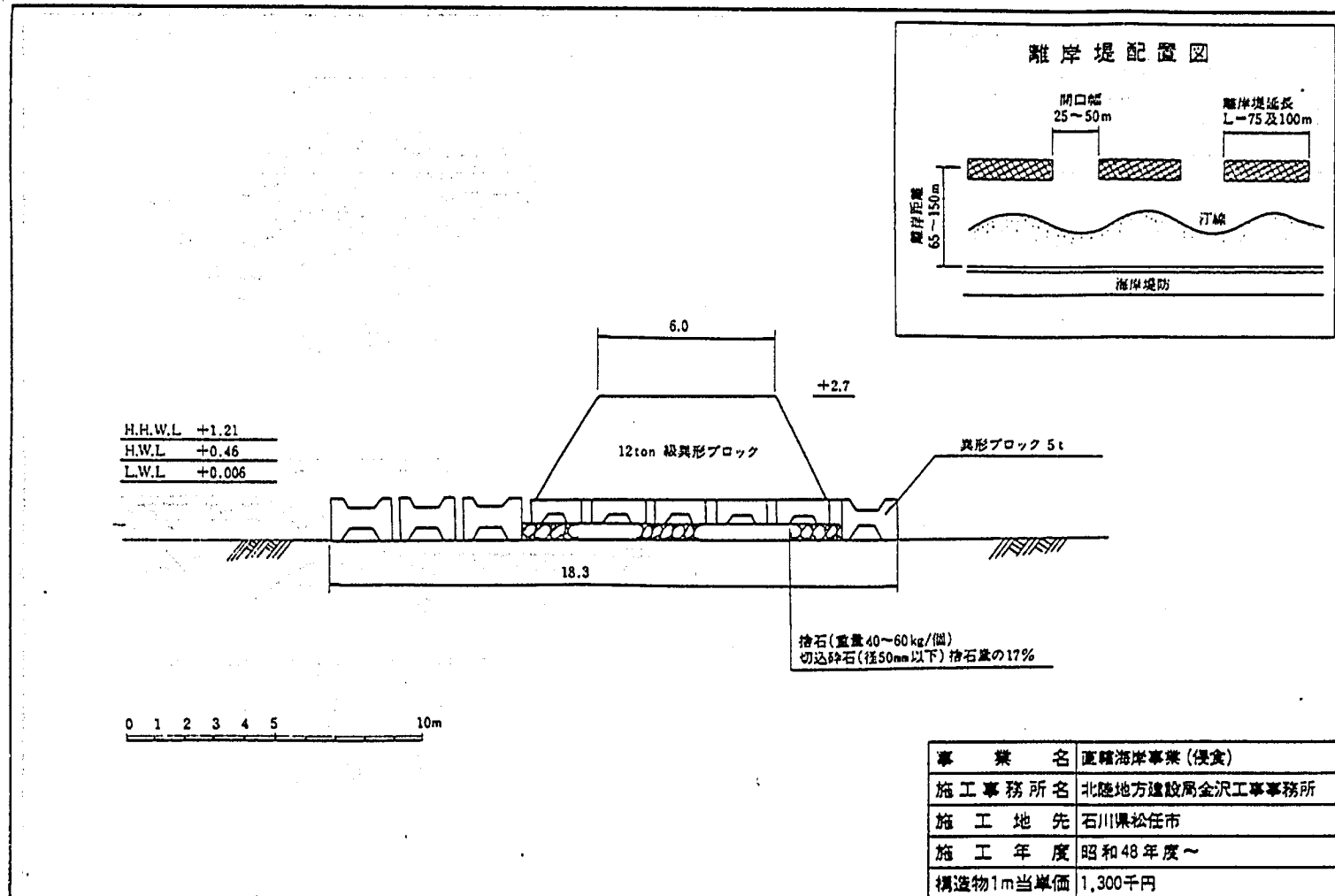
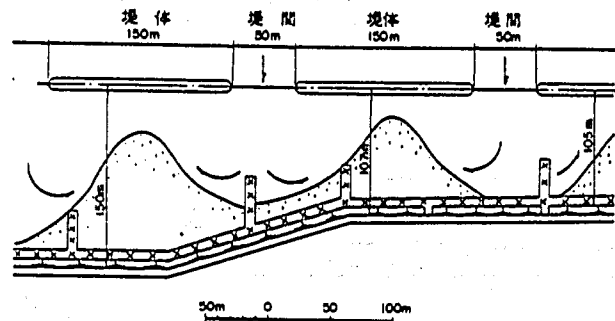


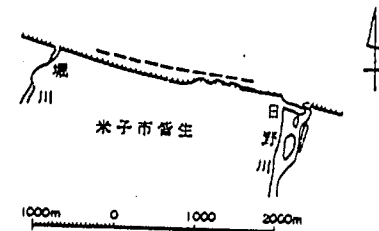
図-4

皆 生 海 岸

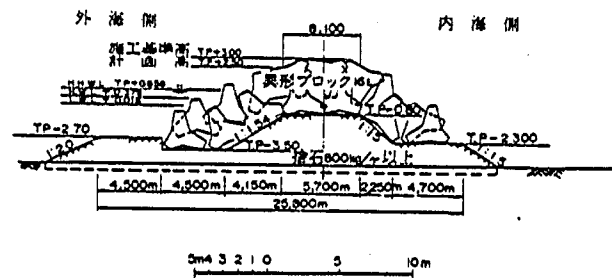
平 面 図



配 置 図

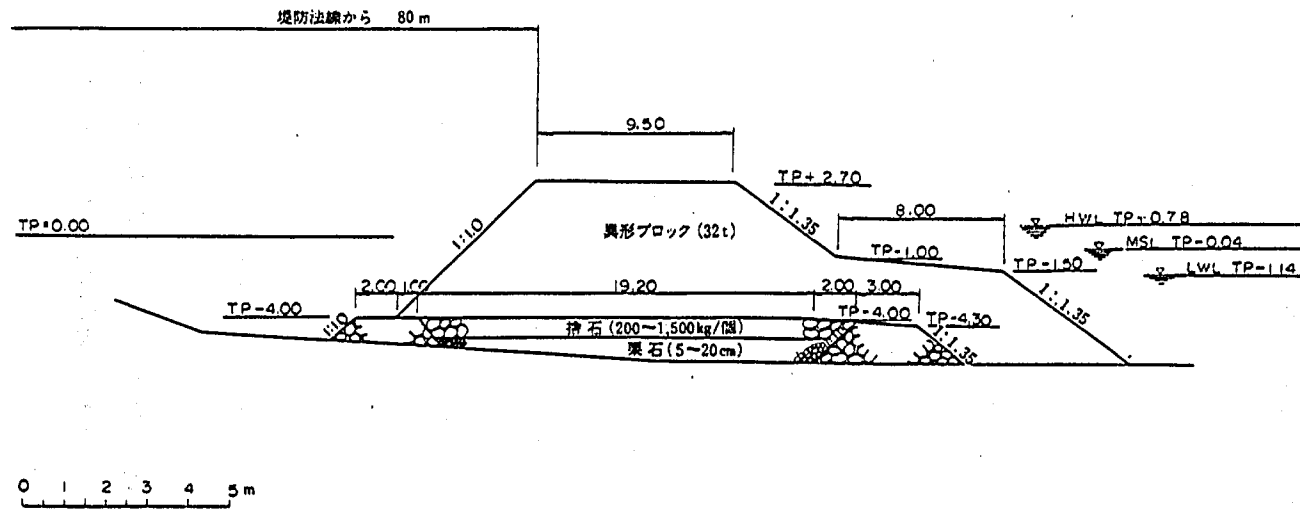


断 面 図



事業名	直轄海岸事業 (保安)
施工事務所名	中国地方建設局倉吉工事事務所
施工地先	鳥取県米子市皆生
施工年度	昭和46～56年度
構造物1m当単価	1,800千円

高 知 海 岸



事業名	直轄海岸事業
施工事務所名	四国地方建設局高知工事事務所
施工地先	高知県南国市前浜地先
施工年度	昭和50~52年度
構築物1m当単価	2,380千円

図-4

コンクリートブロックより捨石は安いと考えられるために基礎工を設けるのが有利と考えられる。ブロックの積み方については、反射波の生じない形式のブロックおよび積み方とするのがよいと考えられる。特に沖側に直立面が生じるようなブロックおよび積み方はさけるべきである。このような意味で乱積みの方が望ましいと考えられる。

新潟海岸は波浪条件がきびしく、また底質の粒径も細かく海底地形変化の激しい海岸である。また、離岸堤も汀線から150 mの離岸距離を有し海底変動の大きい場所に計画されており、他の海岸に比較すると条件がきびしい。しかし計画されている離岸堤の構造は他の海岸の離岸堤構造に比較すると設置水深は浅いものの少し規模が小さいように考えられ、構造的に見直す必要はあろう。

参考文献

- 1) 片山猛雄, 入江 功, 川上俊雄: 新潟海岸の離岸堤の効果, 第20回海講, pp. 519 ~ 524
1973
- 2) 運輸省第一港湾建設局: 新潟海岸の欠損対策 - 主として離岸堤の効果について - 第24回直技研報資, 10, 71p. 1973
- 3) 運輸省第一港湾建設局: 離岸堤調査成果報告書, 昭和51年
- 4) 菅原輝男, 長野 章, 樋口統三: 透過式離岸堤の沈下と海浜変形, 第23回海講, pp. 229 ~ 233, 1976
- 5) 平山秀夫: 離岸堤の先端部周辺における局所洗掘特性について, 第27回海講, pp. 260 ~ 264, 1980
- 6) 豊島 修: 現場のための海岸工学 - 侵食編 - 森北出版, 昭和47年
(海岸研究室)

河 - 18 冠水に耐え得る植生種について

(質 問)

出水時に冠水する常時満水位からサーチャージ水位間の土地を公園等として利用しようとする場合(ダム周辺環境整備事業)に、現地の環境条件(地形, 標高, 洪水期間etc)別に適する植生について教示願いたい。

(湯沢砂防工事々務所)

(回 答)

ダム周辺環境整備事業は、地域住民の生活の利便性の改善、ダム水質及び自然環境の保全、景

親対策等を目的とし、57年度には実施中39地区、竣工済34ヶ所を数えるに至っている。

なかでも、釜戸ダム（東北地建）、土師ダム（中国地建）は、野球広場、多目的広場、休憩の森、水生植物園（あやめ園や水の広場を含む）レクリエーション施設の整備規模が大きく、当該整備事業の代表的事例として挙げられる。

レクリエーション施設は、水際線部に接して設置される場合が多く、また、水位の変動巾は10 m前後に達する場合があります、このような条件下の土地に植栽する樹種等の選定にあたっては、十分な配慮を必要とする。

表-1 植栽に適する植物名一覧

区分		区域	水 辺	冠水時間・回数の少ないところ
自然条件が大きい	自然保全・教育的施設	物見本園・湿地植物園・水生植	（草本）ヨシ、ツルヨシ、ガマ、クサヨシ、チガヤ、タデ類、スゲ類、アヤメ類（キシノウエ、ノハナショウブ）、ユリ類（ニッコウキスゲ、ギボウシ、ノカンゾウ、コバイケイソウ）、イタドリ	（草本）ノシバ、クサヨシ、チガヤ、アヤメ類（イチハツ、ノハナショウブ）ユリ類（ユウスゲ、ニッコウキスゲ、ササユリ、ヒメサユリ） （灌木）ツツジ類（木ツツジ、イソツツジ、レンゲツツジ）、ハギ類（ヤマハギ、ネコハギ、イタチハギ）、ウツギ類（ノリウツギ、タニウツギ、ハコネウツギ）、ヤナギ類（オノエヤナギ、キヌヤナギ、クマヤナギ）マンサク、サルナシ、ズミ、ウメモドキ、イボタ、ツルウメモドキ、カヤツカ、ヤマブドウ、サワフタギ
	休 養 施 設	休 養 ・ 散 策 林	＜池沼状のところ＞ スイレン、オゼコウホネ、ヒツジグサ （灌木）ヤナギ類（イヌコリヤナギ、クマヤナギ、シロヤナギ）、イタチハギ、ハイイヌツゲ、ヤマグワ、フジ、ササ類、イソツツジ （中高木）イヌエンジュ、ヤチダモ、カツラ	（中高木）ヤシロブシ、コナラ、リョウブ、ブナノキ、シナノキ、カツラ、ホオノキ、オニグルミ、カシワ、ウワミズザクラ、オオバボダイジュ、ヤマモミジ、オオカメノキ、ハクウンボク、アオダモ、アカンデ、アブラチャン
	人工的条件が大きい	運動・便益施設	球技場・運動広場・ビ	（草本）ノシバ、コウライシバ、他は上に同じ （灌木）ライラック 他は上に同じ （中高木）イタリアポプラ、トチノキ、スギ、サワラ、ミズナラ、コブシ 他は上に同じ

植物は、一般的には大気中から昼間は C_0 を、夜間は O_2 を摂取しており、水中で長時間生命を維持していくことは不可能であるが、冠水が冬期（晩秋～春）であったり、短期間である場合には、その後の生育への影響が軽微か、殆んどない事例が多い。冠水時間がかなり長くなった場合でも、樹勢を保持するために落葉し、その直後に再萌芽して新しい葉を展開する例がよく見られ、また、水面上に枝葉が出ている場合、数ヶ月にわたる浸水にも十分耐えている既存植生の事例の報告（'82 野田坂伸也他）もある。（この野田坂の報告によれば水浸深と植物群層との対応は、水深の浅い方から深い方にむかって高木・亜高木林→低木林→多年草群落→1年草層という変り方をしているとしている）。現在のところ、それぞれの植物ごとに、どのような条件下では、どのような冠水の影響があるのかについての知見をまとめたものは見受けられず、経験的な判断に拠らなければならない部分が多い。

そこで、本質問の回答として、現地の気象条件等が類似している地域の例を参考とし、冠水の影響の少ないと考えられる樹種名等を、レクリエーションの種類、区分を考慮しながら表-1に例示することとする。

なお、この質問にある、ダム周辺部で公園等のレクリエーションに供しようとする区域は、常時満水位とサーチャージ水位間に位置し、年に数回あるいは数日～数十日間冠水する可能性があるが、植物の生育活動に重要な影響を与えやすい夏期（春～秋）に、毎年、数週間にわたって継続的に冠水することが、想定されている区域ではないことを前提とする。

（緑化研究室）

河-19 渇水体制に入る場合の準備流量を設定するための手法について

（質問内容）

信濃川水系では、適正な低水管理を行なう事を目的とし、昨年度までに、信濃川水系流水管理計画調査を実施し、渇水対策を段階的に実施するための指標として、「指定流量」「警戒流量」「緊急流量」を設定した。すなわち

- 1) 緊急流量……災害が生じる流量で渇水調整を行なう。
- 2) 警戒流量……このまま無降雨が続くと5日後に緊急流量に達する流量で渇水予測を行なう。
- 3) 指定流量……このまま無降雨が続くと10日後に緊急流量に達する流量で渇水予測の準備を行なう。

この警戒流量及び指定流量を設定するに際し、信濃川水系では、流量低減曲線により推定したがこの他に、これらの準備流量を設定する方法があれば、事例紹介を含めて教示願いたい。

（信濃川工事事務所）

(回 答)

適正な低水管理を行う上で、提案のとおり指標が必要であると思われるが、仮に河川にダム等がある場合河川流量のみで表示できるかどうかについては議論がある。また、このような指標を設定すると同時に具体的対応策について検討しておく必要があるのではないと思われる。したがって渇水災害発生10日前から指定流量になるというのは、多少期間が短かすぎるのではないと思われる。

このような、渇水対策を実施するための基準の設定方法については、ダムの貯留量(水位)に着目し、残容量と節水率、流入量予測とを検討したものが多い。また、流量予測については、ダムの放流量とタンクモデル・貯留関数法を組み合わせたものが一般的である。その1例として建設省技術研究会河川部門指定課題「河川の流水管理システムに関する研究(昭和49~51年)」等の成果が参考になるものと思われる。

なお、渇水対策のための体制については、利根川、淀川、太田川、小瀬川、吉野川等で実施例が多い。

(水資源開発研究室)

河 - 20 景観的観点からみた維持流量の検討手法

(質 問 内 容)

ダム下流部が景観上高い評価を得ている溪谷であり、景観構成上、水流が重要な役割をはたしているような場合に、景観的観点から維持流量を決定するための手法があれば教示願いたい。

(湯沢砂防工事々務所)

(回 答)

河川のもつ機能として利水機能、治水機能、親水機能があるが、近年河川の親水機能が重要視され、河川景観のあり方に強い関心が向けられている。河川景観を構成する要素としては大別して河川水に係わる部分と護岸などその他の部分がある。河川景観の整備保全については、多くの調査が行われているが、その多くは河川水を与件とし、その他の部分の整備保全方法および水準等を検討したものである。河川水と景観との関係について直接的に取り扱った調査は意外に少ないのが実情である。

河川景観に及ぼす河川水の影響とその度合いは、対象とする河川区間が上流の山間溪谷部か、下流部の都市化地域か、あるいは、その区間に特別な観光資源が存在するか否かによって大きく変化する。さらに、本問題の性格上定量的な評価が困難であるため、各事例ごとに、様々なアプローチが用いられているのが現状である。たとえば、観光のための舟運に必要な水深、河川沿い

の並木等の景観を保持するのに必要な水深、あるいは、動植物の生棲を大きく破壊しないような水面面積および水深などから、河川の必要水量を決めている事例が挙げられる。

以下具体的な検討事例について簡単に紹介する。

- (1) まず最も簡単な方法として、同一水系内の既設ダムについて設定されている維持流量を参考にして、その比流量にもとづいて新設ダムの維持流量を決定する方法がある。しかし、本方法は、各河道区間の特徴等を全く考慮していない点、決定根拠として用いられるかどうか問題がある。
- (2) 斐伊川水系三刀屋川では、発電によるバイパスにあたって本川減水区間の魚類および水生昆虫の生態系維持のための必要流量の決定にあたり、次のような方法を用いた。すなわち、まず減少区間をいくつかの部分区間に分割する。次に各区分毎に図-1に示すような河川流量と早瀬、平瀬、淵という河床型別の水面面積との関係図を作成した上で河川流量～水面面積関係曲線の変曲点にあたる流量を求める。こうして求められた流量を全減水区間にわたって水面面積による重みづけ平均を行って得られた流量をもって当該減水区間の維持流量としている。本手法は、最初に述べたとおり、河川生態系保全の観点から維持流量を検討したものであるが、河川景観の重要な構成要素である水面面積を著しく減少させないような流量を設定するという考え方は、河川景観上の観点から維持流量を決定しようとする場合にも、役立つものと考えられ

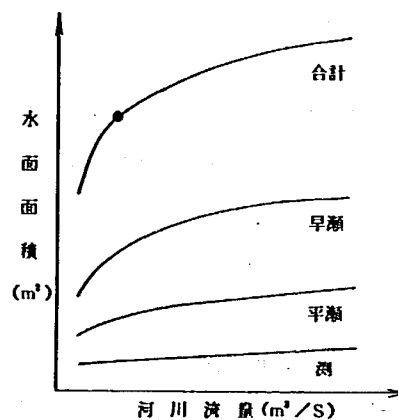


図-1 河川流量と水面面積の関係図(例)

る。

- (3) 次に関東地建において、多変量解析手法を用いて都市河川景観の数量的評価を試みた例を紹介する。本手法では、まず、河川景観の構成要素として次の14変量を考える。

①流速 ②水深 ③水面率(水面幅/河川幅) ④単位幅当りの流量 ⑤河川幅(低水路幅)
⑥護岸高 ⑦護岸形状 ⑧水質 ⑨底質 ⑩水中植物 ⑪水辺植物 ⑫沿岸植栽 ⑬流れの模様 ⑭沿川土地

これらの変量をその特質に応じて河川景観の好ましさを度合いを示す7段階にランク分けする。河川景観の標本として東京都内および京都市内の中小河川から80箇所を選んで、上記各変量を測定するとともに、同様に7段階で景観の評価(最もよいと思われる景観の評価値=7, 最も悪いとみなされる景観の評価値=1)を行った。これらのデータに対して多変量解析を施し、まず元の14変量を集約して7個の景観因子を抽出した後、これら景観因子から河川景観の評価値を推定するような回帰式(1次式)を求めている。本方法はもともと都市河川を対象として得られた一般的評価方法であり、特定の、しかもダム下流の山間渓谷部のような河道区間にそのまま適用するには問題があるが、河川流量が景観にどのような影響を与えるかを、相対的に調べるにはある程度有効であろう。

- (4) さらに、淀川水系桂川流域嵐山地区の河川改修計画の立案にあたっては、景観保全の観点から計画案の視覚的な評価が試みられている。

ここでは、まず現在における景観特性の分析結果を踏まえて検討され修景方向(現景観を保全する方向と水の表情のうち湛水を持化した方向が考えられている)を、踏まえた河川改修計画の代替案がいくつか作成された。その後、各計画案を景観形成機能(重要度評価, 調和要素評価, 景観イメージ, 総合評価)および、公園機能(重要度評価, 散策空間評価, 滞留空間評価, 親水機能評価, 総合評価)の面から、視覚的にとらえられる範囲内での評価を行った。このとき、コンピュータグラフィックスを用いたフォトモンタージュや模型を評価者に呈示して得られた主観的な判断回答を分析するという統計心理学的手法による評価が試みられた。

本検討は、現在の低水流量を基準あるいは与件として河川景観を評価しようとしたものではあるがその方法論は、景観保全のため必要な流量を検討するにあたって也十分適用可能と思われる。

以上、4種の景観の定量的評価事例を評価したが、その他、実際に下流部に景観を保持すべき渓谷等があり、そのための維持流量の放流を行うダムとして北海道の大雪ダム、定山溪ダムなどが挙げられる。

これらの河川景観に及ぼす河川水の影響の評価方法は、それぞれ、考え方や調査方針、必要とする作業がかなり異っている。景観的側面からの維持流量の評価にあたっては、対象河道区間の維持流量に関連する評価対象(評価項目)、評価指標、評価の視点等を明確にした上で、適切な方法論を選択すべきであると考ええる。

参考文献

- 1) 建設省関東地方建設局, 東京都建設局「都市河川環境整備計画調査(その2)」S 50. 3
- 2) 建設省近畿地方建設局, 淀川工事々務所「嵐山地区の河川改修に伴う景観保全対策委員会報告書」S 56. 11

(水資源開発研究室)

河-21 砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験方法について

(質 問)

従来行なわれている砂礫層の現地試験による透水係数の試験方法には、

1. 試験井戸への注水或いは、揚水による方法
2. 調査ボーリング孔を利用したオープンエンド法・ストレーナー法

等があるが、同一地盤であっても試験方法によりその値が異と思われる。現場状況（粒度分布、締めり程度、地下水位の位置等）を考慮した適正な試験方法と適用範囲について教示願いたい。

また、バッカーのかかりにくい軟岩についても同様に教示願いたい。

（大町ダム工事事務所）

(回 答)

従来、ダムサイトの基礎の透水性の調査には、ボーリング孔を用いたルジオンテストが行われてきたが、砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では、①ボーリング孔を削孔することが困難である。②バッカーがかかりにくく、強度が小さいため、動水勾配が最も高いバッカー付近が注入圧力で破壊しやすい ③微小な透水係数を正確に測定することができない。といった点があり、ルジオンテストを適用することが困難であった。一方、砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では、その中を通る浸透流は大略ダルシーの法則に従うと考えられ、この法則に基づく解析解を利用した原位置透水試験により透水係数を求めることが行われている。ダルシーの法則に基づく原位置透水試験方法には、次のものがある。

1. ビット、ボーリング孔への注水又は水位回復によるもの

- ① 米国内務省開拓局アースマニュアル E-19 ビット法による現場透水試験
- ② 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 オープンエンド法
- ③ 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 バッカー法
- ④ オーガー孔法
- ⑤ 沢田の式による方法
- ⑥ エヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデマンの方法

など

2. 試験井戸から揚水によるもの

- ⑦ Thiem の平衡式による方法
- ⑧ Theis の式による方法

など

これらの試験方法の内、2の試験井戸からの揚水によるものは、境界条件として、試験井戸底部に不透水面が必要であり、ダムサイト等では適用できる場合は少ないと考えられる。

1.に含まれる試験方法は、ビット又はボーリング孔の試験孔周辺の流れをポテンシャルフローとして解析したり、実験により透水係数を算出する式を求め試験方法が定められており、均質等方な透水性媒体に対しては相当の妥当性を有しているものと考えられるが、その精度については、検証した実験は行われておらず、明確なことは言えない。さらに、一般に砂礫層は粒度が不均一であり、透水係数のばらつきも大きい。また、軟岩についても層理が見られる場合等は異方性があると言える。このため、このような試験では試験地点が調査の対象である地層をどの程度代表しているか、解析解の条件をどの程度満足しているか、の判断が重要である。従って、試験地点の地質の状況を肉眼で確認できるビットを用いた試験方法がボーリング孔を用いた試験方法より適切であると言える。

一方、試験を行う上で、これらの試験方法による結果に最も大きな影響を与えるのは地下水面の位置と考えられる。ダルシーの法則による透水係数は、飽和した透水性媒体について定義されるものである。このため、地下水面上の不飽和領域で試験孔に注水して透水試験を行う場合、試験孔周辺が注水した水により飽和して、近似的に試験孔周辺の浸透が定常となった場合の注水量を透水係数の計算に用いなければならない。このため、試験時間を十分長くとり、時間～累加流量曲線を求め、注水量を一定となったことを確認する必要がある。地下水面下については、飽和領域であるため、地下水面上での試験より簡単であるが、地下水面の位置を正確に求めておき、注入時の水頭を地下水面の位置により補正しなければならない。

また、ボーリング孔を用いた注水試験を行う場合は、孔内を十分洗浄し、孔壁に付着したスライム等を除去しておかなければならない。さらに、パッカーをかけてポンプ等で注水する場合、長さの長いエアパッカーを使用したり、リーミングを行ってセメントでパッカー付近の孔壁を補強する必要がある。注入に用いるポンプは脈動が小さく送水圧力が一定なものを選ぶ必要があり静水頭を用いるのが一番良いようである。

砂礫層や亀裂の少い軟岩での透水試験方法は、ビット法を代表として各種の試験方法を原位置において、上に述べた点について注意して実施し、場合によっては不攪乱材料を採取して室内透水試験を行い、いくつかのデータを総合して工学的判断を加え設計に必要な透水係数を定めるのが最良の方法であると考えられる。

参考文献

- 1) “アースマニュアル”米国内務省開拓局編，社団法人 日本大ダム会議訳
- 2) 愛知用水公団技術資料“透水性の現場測定法（その1）” 沢田敏男・1956年1月28日
同 上 （その3）
- 3) “地下水の力学” P 425～434，ベ・ベ・クリメントフ，ゲ・ベ・フィハチェフ著，外尾善次郎，永井正夫訳 ラティス刊

4) 土木研究所資料第 1276 号“ルジオンテスト施工指針(案)” 昭和52年8月, 建設省土木
研究所地質化学部地質研究室

(ダム構造研究室)
フィルダム研究室

河-22 流砂量の測定方法について

(質 問)

土砂動態調査において、洪水時の流砂量を把握するため、浮遊砂測定を実施しているが洪水時の水をバケツなどでくみ上げて測定するのは危険であり、精度も低いので何かよい方法を教示願いたい。

(湯沢砂防工事々務所)

(回 答)

洪水時の浮遊砂観測は、①掃流砂観測は容易でないので比較的観測の容易な浮遊砂から推定できないか。②生産土砂の10~30%は浮遊土砂(特にウォッシュロード)の成分でこれを無視して土砂収支を行うことはできない。③浮遊砂の濃度は上流域の荒廃を示す一つのインデックスにならないか。④浮遊砂濃度の急激な上昇から上流域での新しい崩壊を知ることとはできないか。などの期待をもって始められた。測定方法については、緩流河川では規格化されたサンプラーも使用されているが、溪流では水深が浅い。流速が大きい。ことから上記のサンプラーの使用は困難であるのでバケツまたはヒシヤクによる水面近傍での採水を行っている。ウォッシュロードの場合水深方向に比較的一様なので表面近傍の採水で十分である。ポンプを使って吸水する方法もあるが固定的なものは河床変動を考えると適当でない。橋の上から水中ポンプを降ろすのは良い方法と思われる。電源は発動発電機による。水中ポンプにしてもバケツにしても安全に作業できる場所を見つけるまたは作ることが最も大切である。多少、流量観測の地点から離れても仕方ない。精度はその資料の使用目的および他の諸量の精度から考えられるべきで、崩壊地調査、ダム堆砂測量、流量の精度から考えて5~10%の誤差は許され则认为ている。

(砂防研究室)

河-23 流出土砂量について

(質 問)

流出土砂の形態として、土石流、掃流、浮遊などがあるが、このうち浮遊砂(ウォッシュロードを含む)については、前回の建設省技術研究会指定課題を契機として観測を開始した。浮遊砂

観測は、その方法に多少の問題があるものの、数洪水について成果が得られている。

一方、掃流砂の方は、その性格上、量的かつ時系列的に観測することは技術的・予算的に見ても困難であることが多い。

以上の背景から、掃流砂量と浮遊砂量の間に何らかの相関があるとすれば、浮遊砂を1洪水につき何回か観測することにより、掃流砂量を推定できると思われるのでこの点について教示願いたい。

(神通川水系砂防工事事務所)

(回 答)

流砂は河床砂とウォッシュロードに区分され、河床砂は水理条件によって掃流砂と浮遊砂になる。河床砂の流砂量は流砂量式によって流量が与えられれば大半推定することができる。ウォッシュロードの源は新しい斜面崩壊、溪岸崩壊の他、裸地、林道、河床があり、ウォッシュロードと掃流砂の間には直接的な関係はない。しかし雨が強いほど流量が大きく、崩壊も多発することから、両者の間にはある程度の相関があると考えられる。それは流域によって異なると考えられるので、実測値(浮遊砂と砂防ダムの堆砂量)に基づいて経験的に求めなければならない。

(砂防研究室)

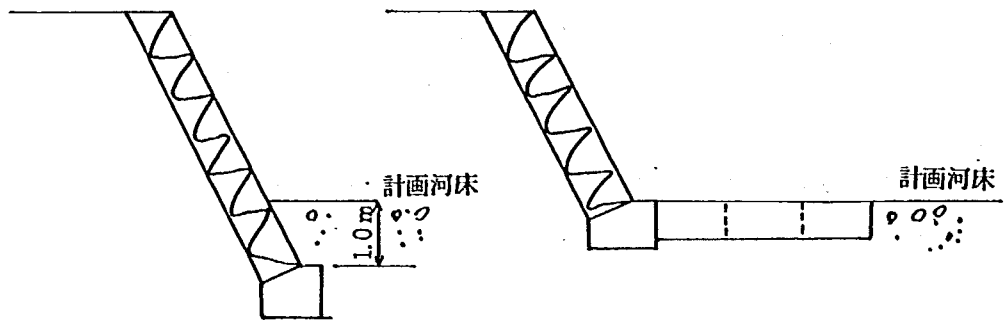
河 - 24 根固工について

(質 問)

流路工の護岸設置にあたり、下図のように根固工を実施する場合と、根固工を実施せず根入を深くする場合とがあるが、本来流路工は横工の間隔、落差工の勾配緩和によって縦断浸食を防止するように計画されているものであるから、2つの選択は経済性の面からなされるのが適当かと思われる。経済性で決めるならば1mブロックを長くする方が、根固工としてブロック3連も並べるより明らかに効率的であるし、アーマリングを考慮する上でも根入を深くする方が安全だと思われるし、ただしこれは法線がほぼ直で局所洗掘が無いことを前提としているので、実務的な法線は局所洗掘を考慮して、部分的な根固が必要となるとと思われるが、2つの使い分けはどうか。

また、根固、根入れの大きさ構造を決定するマニュアルを提示していただきたい。

(湯沢砂防工事事務所)



(回 答)

護岸根入深は、計画河床高または現横断面における最深河床高のいずれか低い方よりも深くすることを原則とする。流路内に単列砂礫堆が形成され、流水が集中することによって生ずる局所洗掘が計画根入深より大きい場合は、横工を流路幅の2倍程度の間隔で配置するなどして局所洗掘深を低減させるか、根固工を設置して護岸基礎部を補護する対策がとられる。直線部で砂礫堆の形成を考慮した計画根入深や根固工の考え方は文献1) が参考となる。

湾曲部の外湾側に生ずる局所洗掘深は、水理量のほかに幾何学条件として、曲率半径(R)、交角(θ)、流路幅(B)平均水深($\bar{H}_m$)が関係し、単一湾曲水路における実験結果によれば、

$$B/\bar{H}_m \leq 20 \text{ の領域では } R/B \geq 10 \text{ とするか、あるいは } 3 \leq R/B \leq 10 \text{ であれば } \theta \leq 20^\circ$$

$$B/\bar{H}_m \geq 20 \text{ の領域では、 } R/B \geq 3, \theta \leq 30^\circ$$

の法線形を計画すると、湾曲部での局所洗掘は直線部と同程度とみなすことができる。湾曲部の護岸根入深、根固工の考え方は文献2) が参考になる。

文献1) 阿部宗平, 渡辺正幸, 泉 岩男, 池谷 浩, 単列砂礫堆形成領域での横工の効果, 新砂防 121, 昭和56年9月

文献2) 阿部宗平, 鈴木浩之: 湾曲水路の河床変動に関する実験的研究: 昭和57年度砂防学会研究発表会概要集

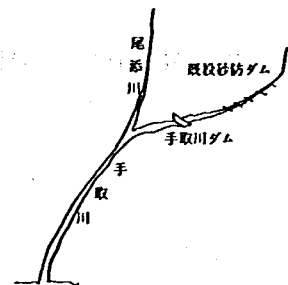
(砂防研究室)

河 - 25 砂防ダムにおける微細粒径砂扞止機能の向上について

(質 問)

手取川の上流にある手取川ダム(昭和56年完成)の湖の深浅測量の結果, S 56.7.3の洪水で300万 m^3 の堆砂があり, そのほとんどが微細粒砂であった。

当ダムの計画堆砂量は2,000万 m^3 で, 寿命

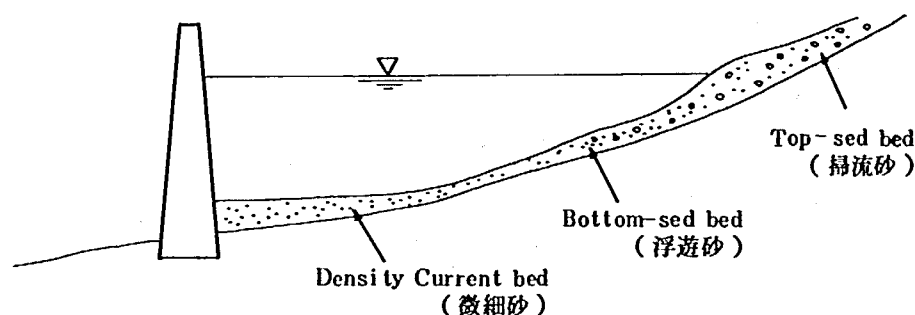


を延ばすために上流で砂防ダムにより流送土砂をカットしたいが、既設砂防ダム群の中には洪水後もなお、未満砂ダムが存在しており特別な細工が必要と思われる。どのような対策があるか教示願いたい。

(金沢工事事務所)

(回 答)

貯水池の堆砂の多くは微細粒子であり、この傾向は貯水池が大きくなるほど顕著である。貯水池内の堆砂は多くの場合下図のような形状となる。



有効貯水容量の減少に最も寄与するのは掃流砂であり、貯水池直上流にできるだけ大きな砂防ダムが設けられるのが効果的である。コスト、輸送路、捨て場所または利用方法の条件がそろえばそこで除石も有効な方法である。

細粒土砂を砂防ダムで捕捉しようとするれば砂防ダムで十分流速が小さくなる必要があり、そのためには砂防ダムが大きいほど効果的である。既設の砂防ダムの微細粒子捕捉効果を上げようとするれば、水抜き穴を閉じるまたは疎通能を小さくすることが考えられる。一般にある程度の出水があれば水抜き穴は閉塞し、砂防ダムは満砂するものであるから、特に細工は必要としないのが普通である。特に水抜き穴が大きいまたは流出する掃流砂量が少ない場合には水抜き穴を小さくしてもよいと考えられる。

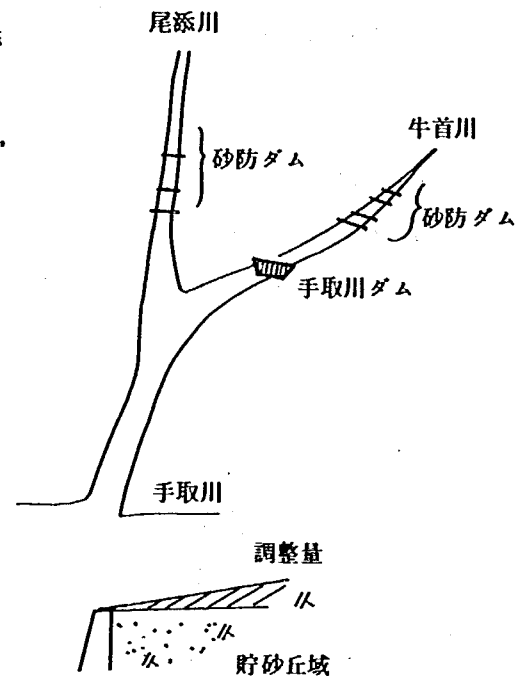
(砂防研究室)

河-26 鋼製スリットダムと大口径穴あきダムの機能の比較について

(質問)

手取川本川に土砂を供給する河川は牛首川と尾添川の2河川であるが、昭和55年に牛首川下流に手取川ダムが出来、牛首川からの土砂供給がストップし、尾添川だけで土砂供給しなければならない反面、洪水時の土砂押し止機能の向上も図らねばならない状況下で、貯砂区域も調節できるスリットダムや大口径穴あきダムで対処したいが、この2種のダムの機能比較や対策方法について教示願いたい。

(金沢工事々務所)



(回答)

スリットダムも大口径水抜孔もいずれも細粒径の土砂を下流へ流し大粒径の礫は貯留したいという願望に対して出された考え方である。スリットダムには鋼製のものとコンクリート製のものが施工されている。

それらの機能に関する調査は実験的には行われているが実地に確認された例でしかも効果があったものとなると実例は皆無に近い。

大粒径の礫を止めえた場合でもそれが低水時に運び去られることを期待することは不可能で結局除石しなければならないが、スリット部分の除石は困難である。

土石流が発生しさえしなければ細粒径の土砂は通過するが問題はいったん土石流が発生したあとも同様の機能を有するかどうかである。

スリットの間隔は垂直方向のスリットの場合、最大粒径の15~25倍とされていて、ほぼ実態に即していると考えられるが、問題はスリットを形成する部材である。

コンクリートダムのスリットは土石流の発生のために隅部から摩耗していくし、鋼製の場合も切断されてしまう例があった。

大口径暗渠の場合も同様であるが、流木がつかまれば期待した機能は全く果さないことになる。

機能が安定して明確であるとしても通常のタイプのダムと較べてどれだけの違いがあるかを確認せねばならない、それは施工過程が基本的に殆んど変わらないからである。

参考文献

- 1) 池谷, 他 スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究 (第三報)
S 54年度砂防学会研究発表会概要集 S 54. 6
- 2) 南, 他 大有珠川における土石流と鋼製スリットダムの効果 S55年度砂防学会研究発表
会概要集 S 55. 5
- 3) 上厚, 他 土石流対策砂防施設の効果比較 S55年度砂防学会研究発表会概要集 S55.5
- 4) 泉, 他 底面水抜きスクリーンの試験施工 新砂防第122号 S57. 1

(砂防研究室)

河-27 砂防ダムのカットオフについて

(質問)

1. 現在砂防ダムの安定計算を行う場合、カットオフについては対象外となっている。これについては安全側だと言うことで無視していると思われるが、実際問題としてカットオフを設ける場合は、カットオフ前面が洗掘されることを想定しているの、これを加味した安定計算が必要である。よって、カットオフを考慮した安定計算と同一規模の砂防ダム(カットオフ無し)とを比較検討した場合にカットオフを設けた方が不安定との結論が得られた。したがって、堤体の安定を考えて堤体とカットオフを縁切りにすべきでないか。
2. カットオフは本来の目的から言って洗掘に対処し、ダム底部の吸出し防止を行えばよいのであるから、現在、基準で定められているカットオフ厚、 $B = \text{ダム堤幅} \div 3$ までなくても最低限自立出来る程度の薄いものでよいのではないか。

この2点について教示願いたい。

(金沢工事々務所)

(回答)

カットオフは、ダム下流の洗掘に対して、ダム本体の安定を図るために設けられる。実際の施工にあたっては、止水作用による基礎地盤の吸い出し防止、おきかえによる基礎地盤の改良、河床勾配に合わせた経済的な断面形状などを目的としているようである。

また規格については、一般的に高さは3m以内、厚さは2m以上、底敷幅の $\frac{1}{3}$ 以内とされているが、理論的・実験的検討は殆んど行われていないので、過去の施工例から経験に基づいて決められたものであろう。

(1) 安定計算上の問題

カットオフを設ける位置は堤底の上流側、中央部、下流側とさまざまであり、ふつうは本体

と一体化してつくられる。

このうち、上流側および中央部に設けた場合には、安定計算上問題になることはないと思われるが、下流側に設けた場合には転倒に対してより不安定になることが考えられる。

しかしながら、過去の例ではカットオフの部分も含めて安定計算がなされたことは少なく、また、特に重大な問題も生じていないので、とりあえずはこれまでの方法で安定計算を行っても支障ないのではなかろうか。ただし、ダムของ安定性に疑問があるときには、本体とカットオフを縁切りとして施工したり、カットオフ部分も含めて安定計算を行えば安全である。(上流法の勾配をゆるくする)

(2) カットオフの厚さ

カットオフの規格は前述のとおりであるが、この基準の根拠は明確に示されていない。おそらく、あまり大きな構造物では経済的メリットが少ない上、安定計算に含めないとすれば危険性が大きいので、厚さや高さの上限値が定められているものと思われる。

下限値については、カットオフの効果が維持でき、しかも構造的に耐えられる最小限度のものであるということで経験的に決められたものであろう。

したがって、これらの条件が満足されれば、最低限自立できる程度の薄いものでもよいと考えられる。

(砂防研究室)

河-28 水叩き長、水褥深の決定について

(質 問)

水叩き長、水褥深の決定においては、実験式、経験式の両方を検討して行なっているが、ダム高、越流水深が増大するとともに両者の値のひらきが大きくなり、決定上大変苦勞するところである。実験式、経験式の適用範囲の問題があるのではないか、又、最近の研究成果で何かよい資料がないかどうかについて教示願いたい。

(飯豊山系砂防工事々務所)

(回 答)

副ダム工法による水たたきの長さは、水褥池で流水を減勢させるのに必要な長さをとるので、副ダムを設けない水たたきの長さと区別して考えるべきである。実験結果¹⁾によっても経験式による水たたきの長さは、高ダムの場合に過大な値をとり、大越流水深をもつ砂防ダムでは、過小な値をとる傾向があるので、経験式よりも水理式から諸元を決める方が安全である。減勢の方式は噴流拡散と跳水の組合せとして考えることができ、水たたきの長さは、高段落水路の跳水をも

とにして求めることができる。

副ダムの位置を求める場合の水理式の例として次のものがある。

1) 副ダムの位置を求める式²⁾

$$L \geq l + X + b_2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$l = V_0 \cdot \left(\frac{2 \cdot \left[H_1 + \frac{1}{2} \cdot h_0 \right]}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_0)} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$X = \beta \cdot h_1 \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$V_0 = q_0 / h_0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$h_1 = q_1 / V_1 \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$h_1 = \frac{h_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1) \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1} \quad \dots\dots\dots(8)$$

l : 水脈飛距離 (m)

X : 跳水の距離 (m)

b_2 : 副ダムの天端幅 (m)

V_0 : 本ダム越流部流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (98m/s²)

β : 係数 (45~50)

h_1 : 水 池水深 (m)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

q_0 : 本ダム越流部単位幅当たり流量 (m³/s)

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)

F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流のフルード数

2) 副ダムの天端の高さを求める式

$$H'_2 = h_1 - h_2$$

H'_2 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) より副ダム天端までの高 (m)

h_2 : 副ダムの堰の公式によって求められる越流水深 (m) (一般に本ダムの越流水深と同一

としている。)

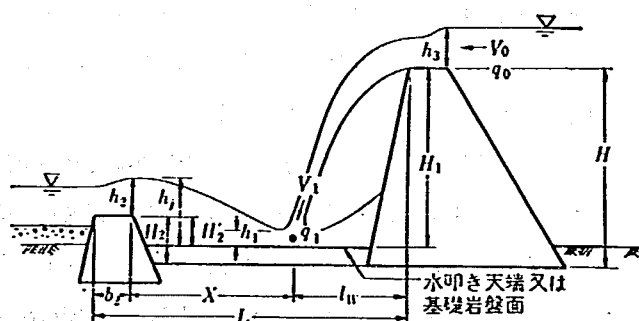
(2)式の水脈飛距離を求める式

は、未満砂の場合であり、ダムが満
が満砂した状態では、(2)式によ
る飛距離は小さな値をとること
になる。ダムが満砂した状態の
水脈飛距離を求めるものとして

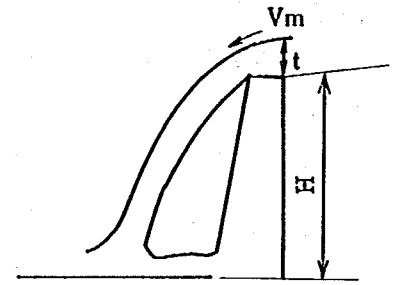
(9)式³⁾がある。

$$L_d = \frac{3}{2} V_m \sqrt{\frac{(H+t)}{g}} \quad \dots\dots\dots(9)$$

($V_m = 238 R^{0.7}$)



噴流拡散方式による減勢の場合の必要水貯池水深は、跳
水水深の12～13倍をとればよいとの実験結果が報告され
ている。⁴⁾



参考文献

- 1) 阿部宗平：砂防ダムの前庭保護工法に関する実験的
考察，第28回建設省技術研究会報告，昭和49年
- 2) 河川砂防技術基準(案)，設計編，第3章，砂防施設の設計
- 3) 遠藤隆一：砂防工学，昭和33年5月，共立出版
- 4) 中川博次，ほか：アーチダム余水吐の水理機能に関する実験的考察，建設省土木研究所報
告116-1

(砂防研究室)

河-29 砂防ダムによる振動および騒音対策について

(質問)

当事務所では，滝ノ沢流路工の落差工や樋ノ沢第1号砂防ダムからの落下水による振動や騒音
の対策が問題になっている。それらの発生原因及び対策として何があるかについて教示願いたい。

(飯豊山系砂防工事々務所)

(回答)

質問内容には，滝ノ沢流路工と樋ノ沢第1号砂防ダムの振動や騒音に関する発生原因及び対策
という特定の場所における問題がとりあげられているが，その実態が不明なので，ここでは一般
的な考え方について述べることにする。

われわれ人間にとっては，振動と騒音とではそれらを感知する器管が異なるが，どちらも，砂
防ダムから落下する流水が原因で周辺の物質が振動し，それらが波として伝わることによって引
き起こされるという点では本質的に同じ現象とみなすことができる。したがって，以下では騒音
についてのみ考える。振動についても同様の手法で解決できるものと思われる。

過去に落下水騒音の対策がとられた例としては，新庄工事事務所管内の肘折ダム，越美山系砂
防工事事務所管内の坂内ダムなどがある。両者とも，融雪期の中規模出水時に騒音(異常音)や
振動が発生して下流住民から苦情が出されたものである。

これらの例を参考にしながら，次のような項目について検討する。

(1) 騒音の発生源はどこか

落下水が水叩きや下流河床を叩くときに発生する音が騒音として問題にされるということは明らかであるが、たとえば、水抜き孔からの流水が多い場合には、水通しからの落下水によるものか、水抜き孔からの落下水によるものかを区別しなければならない。というのは、前者の場合には線音源、後者の場合には点音源と考えられ、自らその対策も異なるからである。

また、落下水とダム本体との間の空間が発生源となることもありうる。いずれにしても、どこに発生源があるのかをつきとめるためには、後述するような諸調査の成果を解析する必要がある。

(2) どのような条件のときに発生するのか

砂防ダムからの落下水が年間を通して常に一定ということは考えられないので、騒音が発生するときの流水の条件も比較的限られてくる。肘折ダムの場合は越流水深が5～40 cm、坂内ダムの場合は越流水深が30～60 cmのときの騒音を対象としている。

(3) そのような条件が整うのはいつか

(2)で述べたような条件がどのくらいの頻度で起こり、どのくらいの期間続くのかを調べる必要がある。例えば、年に数回程度の洪水時のみ発生するのか、あるいは融雪出水のように長期間継続的に発生するのかによって対応策が異なってくる。

(4) 騒音の実態は何か(騒音の物理的意味)

落下水が存在する以上、そこから音が発生することは避けられない。ただし、その音が我慢の限界を越えた不快な音であるか否かは聞く人の受け取り方によって違うから、感覚的な問題としてだけでは処理しきれない。したがって、騒音の正体を明らかにする為には、騒音の実態を物理的な表現におきかえて分析しなければならない。

① 騒音レベルの測定

現地での騒音レベルは、そのときの気象条件や測定場所、越流水深によって異なるので、まず、場所ごとに越流水深と騒音レベルとの関係など、騒音の大きさに関する資料を収集し、流水条件、地形条件や障害物(遮蔽物)の有無によって騒音レベルがどのように変化するのかを分析する。

また、人間の感じ方と騒音レベルとの関係についても調べる。

② 騒音の周波数分析

騒音、特に不快音はその音の中のある特定な周波数成分が卓越することによって発生することが多い。すなわち、騒音は単一の周波数の音だけから構成されるのではなく、さまざまな周波数成分が混ざりあっている。そこで、騒音の周波数を分析し、どの周波数成分が騒音の要因となっているのかをつきとめなければならない。

例えば、坂内ダムの場合には、平常時と異常音発生時の周波数分析結果を比較したところ、

低周波成分が異常音の原因であることが判明し、この成分を低減することによって対策に成功している。

(5) 騒音の原因は何か

以上述べたような諸調査、諸検討により、騒音の原因を総合的に把握する。発生源だけでなく、騒音を助長している条件（共鳴、反射等）についても調べる。

(6) 対策にはどのような手法があるか

一般的に騒音対策には次の3つの方法が考えられる。

- ① 騒音発生場所から移転する方法（家尾の移転等）
- ② 騒音の伝達を妨げる方法（遮断物の設置、密閉性の窓等）
- ③ 騒音の発生源をなくす方法（砂防ダムの改良、流水の調整等）

①については、確実な方法ではあるが、実施にあたっては社会的制約が大きいであろう。

②については、①の方法よりは実現性が高いが、根本的な対策とはいえないので、問題が再燃化したり、派生的な問題がもちあがるおそれもある。

③は最も根本的な解決法である。具体的には、

- (ア) 水通し天端形状を変える（水通し長さを変える、天端に突起物を設ける等）
- (イ) ダム本体の形状を変える（下流法をゆるくする、落差を小さくする等）
- (ウ) 水叩きの形状を変える（水じょく池を設ける、コンクリートブロックを設置する等）
- (エ) バイパスを設けて放流し、越流水を減らす。

などの方法が考えられる。いずれにしても、砂防ダムとしての機能を損なわず、安全で経済的な構造物としなければならない。

(7) 最も効果的な対策法は何か

各現場の特殊性からみて、騒音問題にはさまざまな対策法が考えられ、また、理論的な手法のみでは解決できない点も数多く含まれている。したがって、最も効果的な対策をみいだすためには、現地測定、現地実験、模型実験などを行うほか、経済性、施工の難易等を総合的に検討する必要がある。

参考資料(「理科年表 昭和57年」による)

おもな音響単位

音の強さ($\text{watt}(\text{ワット})/\text{m}^2$) ある点における, 特定方向の音の強さとは, その方向に垂直な単位面積を毎秒通過するエネルギー。

音 圧($\mu\text{b}(\text{マイクロ・バール})$, $\text{dyn}(\text{ダイン})/\text{cm}^2$, または $\text{N}(\text{ニュートン})/\text{m}^2$). ただし $1\text{N}/\text{m}^2 = 10\mu\text{b}$ 音の示す圧力変化. 普通, 実効値でいう。

音の強さのレベル($\text{dB}(\text{デシ・ベル})$) 音の強さ I と基準の音の強さ I_0 との比の常用対数の10倍, すなわち, $10\log_{10}(I/I_0)$. ここで,

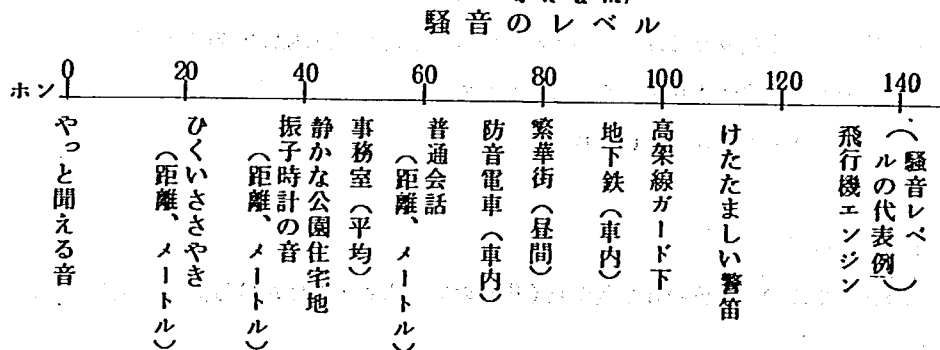
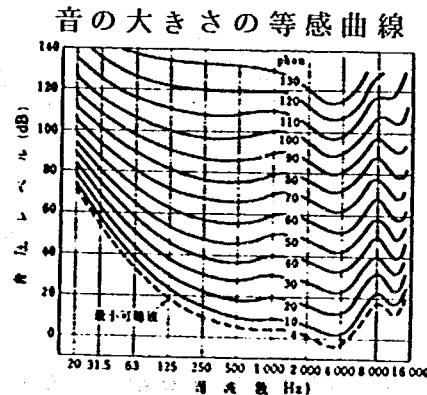
$$I_0 = 10^{-12} \text{ watt}/\text{m}^2$$

音圧レベル(dB) 音圧 P と基準音圧 P_0 との比の常用対数の20倍, すなわち, $20\log_{10}(P/P_0)$. ここで, $P_0 = 0.0002\mu\text{b}$. 平面進行波の場合には実用上音の強さのレベルと同じと見てよい。

音の大きさのレベル(phon) 聴者が, 同じ大きさに聞えると判断した 1000Hz . 純音の音圧レベル(dB). たとえば, 60dB の 1000Hz 純音と同じ大きさに聞える場合, 60phon である。

残響時間(秒) 音源を止めてから, 室内の音のエネルギー密度が, 最初の値の 10^{-6} になる時間。

騒音レベル(ホン^1) または dB 数) 音を JIS C 1502 に定める指示騒音計で測定して得られる値



1) 音の大きさのレベルの phon とは異なる。

参考文献

- 1) 日本音響材料協会編 騒音対策ハンドブック 技報堂
- 2) 昭和51年度砂防学会研究発表会概要集 「砂防ダムの落下水による騒音の減少に関する模型実験」 新庄工事事務所
- 3) 昭和53年度砂防学会研究発表会概要集 「砂防ダム落下水による騒音対策工法の一例」 新庄工事事務所
- 4) 新庄工事事務所 最上川水系砂防調査中間報告書(昭和50年度編)
- 5) 新庄工事事務所 最上川水系砂防調査中間報告書(昭和51年度編)
- 6) 新庄工事事務所 最上川水系砂防調査中間報告書(昭和52年度編)
- 7) 東北地方建設局 昭和52年度砂防事業調査成果報告書
- 8) 新砂防(Vol. 34, No. 3, 122号) 「砂防ダムからの落下水による異常音発生とその処理」 越美山系砂防工事事務所他

(砂防研究室)

河-30 砂防計画における許容流砂量の算定方法について

(質問)

砂防計画における許容流砂量については従来基本計画等では、最大洪水流砂量の一率1割を見込む等の方法で決定されたものである。しかし、本来下流の河状や保全対象との関係で決めるべきと考えられ、また、現場の個々の状況に応じその計算方法は異なるものと考えられる。許容流砂量の具体的な算出方法について教示願いたい。

(松本砂防工事事務所)

(回答)

河川砂防技術基準によれば、砂防基本計画における土砂処理の計画は当該計画基準点の上流域から直上流の計画基準点(複数の場合もある)の上流域を除いた両計画基準点間の流域を対象に、計画規模の流出に対して次式により諸量を定めるとしている。

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

ここに、

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

この式は土石流形態と掃流形態の双方の土砂輸送の場合に適用するとしていて、 Q, A, B, C, D, E の諸量は式中ではたんなる量を示すものとなっているが、この量による表わし方で全ての場合が説明できるわけではないことにまず注意する必要がある。

つぎに、この式による考察が複数の計画基準点でなされるように考えられていることは、土砂の生産、輸送の形態の違い、他産業の施設や保全対象の存在、河道特性の違い等が考慮されるべきであることを示唆している。

したがって、許容流砂量を最大洪水流砂量の 10 % とする方式は一般化できるものとはいえない。

まず第一の表示方式についてはつぎのように考えられる。

すなわち、

i) 土砂源と保全対象の距離がきわめて小さい場合……これは流出土砂量にみあうダム調節量

(ダムサイト) が期待できない場合

ii) 活火山の場合に代表されるように通常保全対象と土砂源の距離が十分大きくしかも土砂供給が間断ない場合

には流出土砂量を推定し、堆砂地を掘削したダムの空容量を控除した残量を流下させるという考え方で許容流砂量が決定されることになる。

また、ハイドログラフを与えて、ある値をこえる規模の流量に対して流砂量を計算する方式がある。この方式は大容量の空間のあるダムや遊砂地がある場合の計画について適用できる。

i) と ii) 以外の一般的なケースでは計画目標に対応する指標として「量」のみでは不満足である。

したがってつぎのような考え方となる。

すなわち、

iii) 砂防ダムの調節効果に期待する場合、河道の平衡を期待する場合は砂防計画の計画目標としては(補助)基準点ごとに特定される河床高とそこでの変動幅が規定されねばならないはずである。

この場合には河床変動計算を行うことによって許容流砂量が定まる。

流砂量式の選定にあたっては適用する区間の勾配・粒径にあったものを用いなければならない。

参考文献

- 1) 伊巻, 他 砂防ダム上流の河床変動に関する研究(I) S54年度砂防学会研究発表会概要集 S 54. 6
- 2) 水山, 他 砂防ダム上流の河床変動に関する研究(II) S55年度砂防学会研究発表会概要集 S 55. 6
- 3) 建設省東北地方建設局新庄工事事務所 鮭川砂防基本計画書 S 55. 2
- 4) 土木研究所砂防研究室 土木研究所資料第1796号 建設省技術研究会 砂防施設とその効果に関する研究調査実施要領 S57. 2
- 5) その他 建設省技術研究会 砂防河川の土砂動態に関する研究の各工事事務所の報告書を参照されたい。

(砂防研究室)

河-31 地すべり地帯における砂防計画手法について

(質問)

当事務所管内には、フォッサマグナが縦走しており、その沿線に、多数の地すべり地帯が存在している。砂防計画を立てる場合、これら地すべりによる土砂量の扱い方をいかにするのかについて教示願いたい。

(松本砂防工事事務所)

(回答)

地すべり地から生産される土砂量を砂防計画上の土砂量としてどのように取り扱うかについての一般的な考え方は、河川砂防技術基準(案)調査編3・1・5地すべり性大規模崩壊(P.287)に次のようにまとめられている。

対象地域内における構造破碎帯の地区等地すべり地の存在する地区を重点に地すべり性の大規模崩壊が発生する地形、地質条件のある土地を空中写真、現地踏査等によって確認し、生産見込土砂量等を本章3・1・2の崩壊地の土砂量と同様に推定するものとする。

この基準によると、基本的には、地すべり地からの生産土砂量も崩壊地の土砂量と同様に推定するものとされている。

例として、新庄工事事務所管内、角川流域の砂防基本計画における扱い方について述べる。
これによると、

「角川流域には地すべり地が極めて多く、また現地観察によると、地すべり地の河道沿いの末端部は侵食されて2次崩壊を起こしている箇所が多く見受けられる。そこで、砂防計画に安全性を与えるためには、地すべり地末端に推定される生産土砂量も見込む必要がある。」として、地すべり地からの溪岸侵食土砂量を次式によって算出している。

$$V_s = \sum_{i=1}^n (RL_i \times U_s \times L) \dots\dots\dots(1)$$

ここで V_s : 地すべり地からの溪岸生産土砂量 (m^3)

RL_i : 地すべり末端部の河道延長 (m)

U_s : 単位長さ当りの侵食土量 ($= 140 m^3/m$)

L : 土砂ほぐれ率 ($= 13$)

そして、(1)式で算出される土砂量は、「新規、拡大崩壊土砂量」「崩壊残土量」「溪河床不安定土砂量」などと同様に「計画生産土砂量」の中に組み込まれている。

すなわち、

$$\text{「計画生産土砂量」} = \text{「新規、拡大崩壊土砂量」} + \text{「崩壊残土量」} + \text{「地すべり地からの土砂量」} + \text{「溪河床不安定土砂量」} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、(1)式で U_s 、 L をどのようにして決めたかについては、計画書の中に記述されていないので不明である。おそらく、経験的あるいはサンプル調査により平均的に求められたものであろう。

角川流域の地すべりは「第三紀層地すべり」に分類されるものであるが、一方、「破碎帯地すべり」の多数存在する流域としては四国地建の吉野川砂防の例があり、ここでも同様の考え方に基づいて砂防計画がたてられている。

以上のように、現在までのところでは、(1)式および(2)式を用いる方法が多いようであるが、(1)式の U_s の値を降雨量と結びつけてどのように決めるのか、すなわち、地すべり現象に対してどのような確率的処理をするのかといった問題や河道から離れて山腹部に存在する地すべりについてはどうするのかなど、さまざまな問題が残されているように思われる。

もっとも、角川の例のように、「地すべり地からの溪岸侵食土砂量」の割合が「計画生産土砂量」全体に対して小さい場合には、単に「砂防計画に安全性を与えるため」という考え方も可能であり、各流域の特性(地すべりからの生産土砂量の重要性)によって個別に決めていかざるを得ないのが現状である。

なお、流域内に多数の地すべり地が存在する場合には、人為によってこれらの地すべり活動が活発化し、土砂の生産に結びつくような事態は、ぜったいに避けなければならない。特に、工事用道路の施工やダム堆砂域周辺の溪岸侵食などによる地すべりの助長は、砂防事業がかえって流域の危険性を増していることにもなるので、それらを含めて慎重に砂防計画の検討を行うべきで

ある。

参考文献

- 1) (社)日本河川協会編 建設省河川砂防技術基準(案)調査編 S 51.
- 2) 東北地建 新庄工事事務所 角川砂防基本計画書 S 56. 3

(砂防研究室
地すべり研究室)

3. 道 路 部 門 (目次)

道-1	非集計型の行動モデルの道路計画への適用可能性	99
道-2	道路の交通容量	107
道-3	右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量	110
道-4	道路交通騒音の低減対策	114
道-5	環境対策効果の周知方法	116
道-6	再生アスファルト混合物の等値換算係数	120
道-7	ポットホール等局所的な路面の補修方法	123
道-8	近接トンネルの施工と影響	124
道-9	トンネルの4車線拡幅工事の施工法	127
道-10	道路橋の設計	131
道-11	前傾(損傷)した橋台の補修方法	136
道-12	塩害による橋梁破損箇所の補修	138
道-13	箱桁上フランジの上面部の防錆と腐食対策	147
道-14	橋面防水工の選択	149
道-15	函渠の設計方法	151
道-16	避溢橋の規模	153
道-17	車両の地下埋設物に対する影響等	155
道-18	P.C.アンカーの常時反力の問題点	161
道-19	侵食を受けた海岸擁壁(重力式)の補修方法	163
道-20	波浪災害防止のための消波工の沈下と越波量の関係	165
道-21	流雪溝における雪量と水量との関係	168
道-22	道路陥没危険箇所の事前調査法	170
道-23	擁壁背面及びフーチング下面の空洞の確認方法と対策工法	172

道一 1 非集計型の行動モデルの道路計画への適用可能性について

(質 問)

従来、道路計画はゾーン間交通量に着目した集計型のモデルが用いられているが、都市域においてバスレーン設置やP & Rシステム等を計画し評価する場合には、このようなモデルではきめ細かな計画条件が評価できない。これに対して、欧米を中心に近年研究が盛んになっている非集計型の行動モデルでは、このようなきめ細かな政策の評価が可能であると言われている。

そこで、非集計型の行動モデルについて、実際の交通政策評価への適用例と道路計画への適用上の可能性・問題点等について教示願いたい。

(道路部道路計画課)

(回 答)

非集計行動モデルは、個人の交通行動を直接説明するモデルであり、1960年代からアメリカを中心に研究が進められて来た。1970年代以降、わが国でもこのモデルの研究が活発に行われるようになった。非集計行動モデルに対する関心の高まりの背景には、四段階推定法に代表される従来の集計型モデルでは、政策変数としてとり込めるのは時間と運賃程度で、交通管理計画の評価に用いるには充分でないという事情の他に、集計型モデルの持っている問題点が認識されるようになったことがあげられる。その問題点とは、①個人の意思決定構造が明示的に取扱われていないこと、②ゾーンの分割方法によりモデルのパラメータの推定値が変化するため、地域間比較やモデルの転用ができないこと、③大量のデータ処理が必要なため、調査にかかる費用、時間が膨大なこと、④四段階推定法では、各段階で用いられるモデルの間に整合性がないこと等があげられる。

非集計行動モデルでは、これらの問題点の解決が目指されていることはもちろんであるが、わが国ではこのモデルに関する研究の歴史が浅く、適用例もそれほど多くないのが実情である。ここでは、現在までの研究成果を参考にしつつ、非集計行動モデルの交通計画への適用性をまとめ、問題点を述べていくこととしたい。話の順序として、まず非集計行動モデルの基本的な構造を概説する。

1. 非集計行動モデルの基本構造

非集計行動モデルは、一般的にランダム効用理論をもとにして構成され、各個人は効用最大化原理に従って選択を行うと仮定される。個人 t が、 J_t 個の選択肢の中から1つを選択する場合を考える。選択肢 j を選択することによって得られる効用を U_{jt} と表わすと、個人 t が選択肢 i を選択する確率は、

$$P_{it} = \text{Prob} (U_{it} > U_{jt} \quad \text{for } j = 1, \dots, J_t ; j \neq i) \quad \dots\dots (1)$$

で与えられる。 U_{it} が次式のように確定項 V_{it} と確率変動項 ε_{it} との和で与えられるとする：

$$U_{it} = V_{it} + \varepsilon_{it} \quad \dots (2)$$

この関係を(1)式に代入することにより、

$$P_{it} = \text{Prob}(\varepsilon_{jt} - \varepsilon_{it} < V_{it} - V_{jt} \quad j = 1, \dots, J_t; j \neq i) \quad \dots (3)$$

確率項 ε_{it} の分布をどのように仮定するかによってさまざまなモデルが得られるが、 ε_{it} が互いに独立に同一のワイブル分布に従うと仮定して得られるロジットモデルが最も広く使われている。

$$P_{it} = \frac{e^{V_{it}}}{\sum_{j=1}^{J_t} e^{V_{jt}}} \quad \dots (4)$$

V_{it} は、交通機関特性と社会経済特性などを表わす変数 X_{itk} の線型和として表わされることが多い。

$$V_{it} = \sum_K \beta_k X_{itk} \quad \dots (5)$$

(5)式に現われる係数 β_k の値は最尤法によって求められる。

(3)式で与えられる確率は、個人の選択確率であるから、交通需要の予測あるいは交通政策の効果の予測にあたっては、これを集計して全体としての交通行動を知る必要がある。この集計の手法は、さまざまなものが提案されているが、どの手法が適切かについての結論は得られておらず、検討課題として残されている²⁾。

非集計行動モデルの特徴は、一般的に以下の諸点にあるといわれている³⁾。

- ① 多くの政策変数が導入できる。
- ② 少数のデータ(500~1,000)でモデルの作成ができる。(ただし、この点については必ずしもそうではないという結果も得られている。詳しくは文献4)を参照されたい。)
- ③ さまざまな軸に沿っての集計が可能である。
- ④ 段階型の意味決定過程にも適用できる。
- ⑤ 他の地域あるいは別の時点において作成されたモデルでも転用することが可能である。

このような特徴を有するがゆえに、非集計行動モデルは、交通政策の評価において有用であるとされているのである。次節では、実際の適用例を簡単に紹介する。

2. 非集計行動モデルの適用例

非集計行動モデルの適用対象としては、交通手段選択が最も多いが、トリップの頻度、時刻、行先、経路の選択、あるいはこれらの組合せを対象とした同時選択行動についても適用されている。また一方では、住宅地の選択、自動車保有、物流等への適用も試みられている。しかし、従来の四段階推定法にとっかわるだけの大規模な非集計行動モデルが構築された例は少なく

(サンフランシスコ湾岸地域を対象に開発されたMTCモデルはその一例である。詳しくは、文献5)、6)を参照)、むしろ通常の交通需要予測プロセスの中の機関分担の段階で非集計行動モデルが使われている例が多い。

交通手段選択に適用された非集計行動モデルの例として、サンフランシスコ湾岸地域に建設されたBART(Bay Area Rapid Transit)の計画調査で用いられたモデルについて簡単に述べる⁷⁾。BARTが建設される以前の通勤交通手段の選択行動を説明するロジットモデルがつくられた。モデルにとり入れられた変数と係数の推定値は表-1に示す通りである。このモデルを係数推定に用いたデータにあてはめた場合の的中率は56%で、実際の分担率にあわせてランダム推定した場合の的中率よりは高くなっている。次に、BART供用開始後の分担率をこのモデルで予測し、実際の分担率と比較した。結果は表-2に示す通りである。BART供用開始後には、バスアクセスによるBART利用、自動車アクセスによるBART利用という新しい交通手段がつけ加わっている。(従って、説明変数のうちの固有変数については、その係数の値をどうやって推定するべきかという問題が生ずる。ここでは、自動車アクセスによるバス利用、徒歩アクセスによるバス利用の係数の値をそのまま用いている。)実績値と予測値は比較的良く一致していることがわかる。

我が国での非集計行動モデルの適用は、未だ研究レベルにとどまっており、現実の交通計画への適用例はない。ここでは、鉄道駅へのアクセス手段の選択行動の分析に用いられた例を示す⁸⁾。この例では、駅を中心とする交通施設整備計画、バス網再編や駐輪規制等の交通管理計画の評価を目的として非集計型ロジットモデルを作成している。分析に用いたデータは、三鷹・調布地域の中央線と京王線にはさまれた東西3 km、南北6 kmに及ぶ平坦で比較的バス網の整備された地区から選ばれた1,840世帯の通勤データである。この通勤データのうち、新宿駅を通過駅あるいは最終駅とするものを対象に、利用駅(三鷹、吉祥寺、武蔵境、調布、つつじが丘の5駅)とアクセス手段(徒歩、自転車、バスの3つ)の組み合わせを選択肢として設定し、ロジットモデルの係数推定を行っている。図-1に示したような、段階選択モデルと同時選択モデルの両者について、モデルを作成した結果は表-4に示した通りである。(説明変数の意味は表-3に示した通りである。)表-4のモデルSA5を用いて次の2つの政策の評価を行っている。

政策1 バス代の値上げ、

政策2 駅前の自転車置場の有料化と放置規制。

政策1の評価では、変数8に含まれるバスの実質負担運賃を4割増加させ、また政策2の評価では、自転車置場料金(50円/片道)を、通勤手当の対象外とし自転車利用可能な人のコスト(変数8)に付加すると同時に自転車乗換え徒歩時間を一律30秒としてモデル化している。年齢(50才未満、50才以上)とトリップ頻度(毎日、週3~4回以下)により全体を4つのグル

表-1 BART事前モデルの説明変数と推定結果

(Mode 1-Auto Alone; Mode 2-Bus, Walk Access; Mode 3-Bus, Auto Access; Mode 4-Carpool)
(The Variable takes the described value in the alternatives listed in parentheses and zero in non-listed alternatives)

Independent Variable	Estimated Coefficient	T-Statistic
Cost divided by post-tax wage, in cents		
divided by cents per minute(1-4)	-.0284	431
Auto-on-vehicle time, in minutes(1,3,4)	-.0644	565
Transit on-vehicle time, in minutes(2,3)	-.0259	294
Walk time, in minutes(2,3)	-.0689	528
Transfer wait time, in minutes(2,3)	-.0538	230
Number of transfers(2,3)	-.105	0776
Headway of first bus, in minutes(2,3)	-.0318	318
Family income with ceiling of \$7500, in \$per year (1)	-.00000454	00511
Family income minus \$7500 with floor of \$0 and ceiling of \$3000, in \$per year (1)	-.0000572	0430
Family income minus \$10500 with floor of \$0 and ceiling of \$5000, in \$per year (1)	-.0000543	0907
Number of persons in household who can drive (1)	-.102	481
Number of persons in household who can drive (3)	-.990	329
Number of persons in household who can drive (4)	-.872	425
Dummy if person is head of household(1)	-.627	337
Employment density at work location (1)	-.00160	227
Home location in or near CBD (2=in CBD, 1=near CBD, 0 otherwise) (1)	-.502	418
Autos per driver with a ceiling of one (1)	5.00	965
Autos per driver with a ceiling of one (3)	2.33	274
Autos per driver with a ceiling of one (4)	2.38	528
Auto alone alternative dummy (1)	-5.26	593
Bus with auto access dummy (3)	-5.49	533
Carpool alternative dummy (4)	-3.84	636
Likelihood ratio index		294
Log likelihood at zero	-10690	
Log likelihood at convergence	-5958	
Percent correctly predicted (by maximum probability)	6783 (compared with 3942 by chance)	
Values of time saved as a percent of wage (t-statistics in parentheses):		
Auto on-vehicle time	227 (320)	
Transit on-vehicle time	91 (243)	
Walk time	243 (310)	
Transfer wait time	190 (201)	
Value of initial headways as a percent of wage: 112 (249)		
All cost and time variables are calculated round-trip. Dependent variable is alternative choice (one for chosen alternative, zero otherwise).		
Number of people in sample who chose		
Auto alone	429	
Bus with walk access	134	
Bus with auto access	30	
Carpool	178	
Total sample size	771	

表-2 BART事前モデルによる予測結果

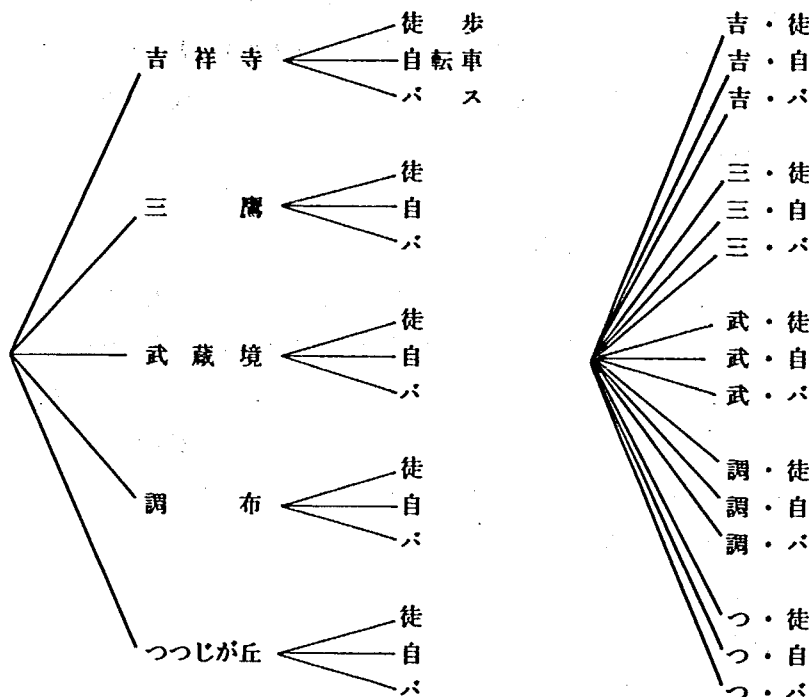
Actual Alternatives	Predicted Alternatives					
	(1) Auto Alone	(2) Bus/ Walk	(3) Bus/ Auto	(4) BART/ Bus	(5) BART/ Auto	(6) Carpool
(1) Auto alone	2551	2221	6362	1513	1372	7907
(2) Bus/Walk	1156	3643	2988	1679	1421	1392
(3) Bus/Auto	1249	2811	0687	00066	1625	2622
(4) BART/Bus	0858	1934	0120	1391	0.258	1440
(5) BART/Auto	8898	3149	1756	0695	8828	9674
(6) Carpool	7468	1243	3.305	1357	7497	3773
Column Total	3524	7897	1522	6642	3535	1444
Predicted Share(%) (standard error)	558 (114)	125 (34)	24 (14)	1.0 (.05)	53 (24)	229 (107)
Percent Correct	724	46.1	45	210	265	261
Success Index	130	369	188	210	50	114
Predicted Share less observed share	-41	17	10	005	01	12
Actual Share(%)	599	108	14	095	52	217
Totals						
Sample Size	631					
Percent Correct	539 (420 by chance)					
Success Index	128					

表-3 説明変数の定義

変数 アクセス 手段	アクセス手段別に算定するもの										手段に共通なもの
	1 徒歩 所要 時間 分	2 自転車 乗車 時間 分	3 バス 乗車 時間 分	4, 5 駅での 乗換 徒歩 時間 分	6 バス停ま での徒歩 時間 分	7 バス停で の待時間 分	8 アクセス 手段の コスト (円/片道)	9 自転車 固有 定数 (=1)	10 トリップ頻度 毎日=1 その他=0	11 年令 50未満=1 50以上=0	12鉄道乗車時間分
徒歩	B1						B8		B10		13乗車駅内徒歩分
自転車		B2		B4			B8	B9		B11	14鉄道待ち時間分
バス			B3	B5	B6	B7	B8				15鉄道乗換え徒歩分
											16鉄道コスト(円/片道)
											17三鷹駅固有定数
											B12~B17 (=1)

表 - 4 推 定 結 果

モデルの種別		駅・アクセス手段同時 選択モデル P (sm)		アクセス手段選択 モデル P (m/s)
モ デ ル		SA3	SA5	A 3
パ ラ メ ー タ 値	B 1	-03281 (-147)	-03631 (-146)	-03023 (- 99)
	B 2	-06620 (-135)	-05252 (- 98)	-03276 (- 60)
	B 3	-02506 (- 81)	-02726 (- 82)	-01387 (- 43)
	B 4	-02968	-01914	
	(=B 5)	(- 45)	(- 28)	
	B 6	-07538 (- 91)	-08701 (- 94)	
	B 7	-005810 (- 26)	-007006 (- 27)	
	B 8	-001225	-001224	-002861
	(=B16)	(- 39)	(- 37)	(- 63)
	B 9		-2661 (- 48)	-2440 (- 41)
	B10	2092 (65)	2072 (58)	3416 (77)
	B11		08007 (18)	06901 (15)
	B12	-02459 (- 38)	-03375 (- 45)	
	B14 (=B13,B15)	-02121 (- 20)	-02358 (- 21)	
	B17		06626 (32)	
変 数 の 数		10	13	7
$\hat{\rho}^2$		05553	05793	03716
的 中 率 (%)	徒 歩	558	783	783
	自 転 車	523	262	400
	バ ス	636	690	834
	計	591	648	743
備考 変数のまとめ方 (表に示した変 数番号で表示)		4 = 4 + 5 8 = 8 + 16 14 = 12 + 13 + 14	左欄に同じ	2 = 2 + 4 3 = 3 + 5 + 6 + 7



駅・アクセス手段段階選択モデル

駅・アクセス手段同時選択モデル

図-1 選択モデル

表-5 モデル(SA5)の再現精度と政策評価

グループ	トリップ 頻度	年齢	再現精度*			政策1の効果**			政策2の効果**		
			徒歩	自転車	バス	徒歩	自転車	バス	徒歩	自転車	バス
I (93人)	毎日	50才未満	42	10	41	395	64	47.1	406	3.5	489
			392	62	476	(1)	(1)	(-1)	(36)	(-435)	(27)
II (28人)	"	50才以上	9	0	19	118	10	15.2	120	05	155
			118	10	152	(0)	(0)	(0)	(1.7)	(-500)	(20)
III (191人)	週3~4 回以下	50才未満	55	47	89	519	581	810	565	34.3	1003
			483	508	919	(7)	(4)	(-12)	(170)	(-325)	(91)
IV (69人)	"	50才以上	23	8	38	241	83	366	228	44	419
			215	7.0	405	(12)	(19)	(-10)	(60)	(-371)	(35)

* 上段：実績，下段：推計値

** 上段：推計値，下段：現状からの変化率(%)

ープに分け、それぞれのグループ別に政策1, 2の影響をみたのが表-5である。この分析では、データの制約のため集計作業は行われていないが、データの抽出法と関連させて集計手法を検討すること、また実際の政策実施前後のデータによるモデルの有効性を分析することが今後の課題として残されている。

3. 非集計行動モデル適用にあたっての課題

非集計行動モデルに対しては、その裏づけとなる選択理論について、個人がすべての選択肢に関する完全な情報をもっているという仮定は非現実的であるという批判もされおり、この点について理論の拡張が試みられている(たとえば文献10))。このような理論的な批判を別にしても、非集計行動モデルの適用にあたっては以下のような問題点の解明が必要とされている^{1), 9)}

- ① 変数の導入方法：どのような変数をどの程度数多く導入するべきか。また共通変数、固有変数のどちらの形式をとるべきか。
- ② 市場セグメントの方法
- ③ 選択肢の設定方法
- ④ 集計の方法と集計誤差の処理
- ⑤ 意思決定構造とモデル構造の整合性
- ⑥ モデルの転用性
- ⑦ サンプリングの方法：必要な精度を確保するのにどのくらいのサンプル数が必要とされるか。また選択確率の極端に低い選択肢が存在する場合には、モデルの推定精度が悪くなる傾向にある。これをどう扱うべきか。

以上の問題点の解決をめざして、研究が進められており、その成果が期待されているところである。しかし、非集計行動モデルを、実際の交通計画へ適用するにあたって解決すべき課題はまだまだ多いというのが実情である。

4. 参考文献

- 1) 森地他, 「ケーススタディ交通(I)輸送の計画」, 土木工学大系25, 彰国社。
- 2) 太田, 原田, 「非集計行動モデルの研究の現状と課題」, 第4回土木計画学研究発表会講演集, 昭57.1.
- 3) 太田, 原田, 「非集計行動モデルとその応用(I)」, 交通工学Vol. 17, №5, 1982.
- 4) 桐越, 塚本, 「非集計ロジットモデルの誤差分析」, 交通工学(投稿中)。
- 5) Manheim, M. L., "Fundamentals of Transportation Systems Analysis Vol. 1 Basic Concepts", MIT Press.
- 6) Ruiter, E. R. and Ben - Akiva, M. E., "Disaggregate Travel Demand

- Models for the San Francisco Bay Area", TRR673, 1978.
- 7) McFadden, D., "The Theory and Practice of Disaggregate Demand Forecasting for Various Modes of Urban Transportation", Proceedings of Seminar on Emerging Transportation Planning Methods, U. S. D. O. T., 1978.
- 8) 原田, 「鉄道駅・アクセス手段選択行動の分析」, 都市計画学会学術研究発表会論文集第16号, 昭56.
- 9) 計画交通研究会特別講座実行委員会, 「M. I. T. 計画交通研究会共催 特別講座 交通システム分析と交通計画」, 交通工学 Vol. 17, ㍷1, 1982.
- 10) Williams, H. C. W. L. and Ortuzar, J. D., "Behavioural Theories of Dispersion and the Mis-Specification of Travel Demand Models", Trans. Res. B, Vol. 16B, ㍷3, 1982.
- 文献(2)では, 非集計行動モデルの内外での適用例が整理されているので, 参考になろう。また非集計行動モデルの理論的展開については, 次の2冊が有用である。
- 11) Domencich, T. A. and McFadden, "Urban Travel Demand", North-Holland.
- 12) Richards, M. G. and Ben-Akiva, M. E., "A Disaggregate Travel Demand Model", Saxon House.

(新交通研究室)

道一2 道路の交通容量について

(質問)

広幅員2車線道路(185m~11m~185m)は混雑時等において片側2車で利用されているが, 大型車が通行する場合片側1車で利用されていることが多い。リバーシブルレーンを設置して3車運用を行った場合, 以下の点について教示願いたい。

- (1) 交通容量増減の考え方
- (2) 右折専用車線を常時確保することが困難なため, 交差点部での右折車の処理方法
- (3) 冬期における機能維持の考え方

(金沢工事々務所)

(回答)

- (1) 交通容量の増減の考え方について

広幅員、2車線道路については、混雑時に片側2車線で利用される例が多く見られるが、旧構造令には諸外国と同様広幅2車線の考え方はなく、従って、容量の算定方法も特に定めがなく、単純な2車線として、算定するのが基本となる。即ち、基本交通量で云えば、往復2500台_hであり、リバーシブルレーンを設けた場合は、上下方向とも多車線道路の車線と見なされ、基本交通量で云えば、重交通側で2500×2=5000台_h、軽交通側で2500台_hとなり、格段に容量は増加することになる。しかしながら、このような検討は、極めて、教科書的であり、より現実の運用に即して考えるためには、広幅2車線の実用的な容量を把握することが必要であるが、中途半端な幅員2車線の交通容量に関する研究例は、国際的にみて、皆無というのが現状である。昭和33年制定の旧構造令では、車道幅員11mの道路を3車線道路と考え、1700台の実用交通量を与えているが、これも実際の運用とは、かけ離れている。結局広幅2車線道路の交通容量は、現実の容量を計測するほかないということになる。ここで強いて計算根拠を求めるとすれば都市内の街路における交通容量は、實際上、信号、交差点の容量で定まっていることを考慮し、米国、H.C.M (Highway, Capacity Manual) では交差点の交通容量を車道幅員に比例するものとして算定する方式をとっているの、これによって計算することが考えられる。H.C.Mの算定方法は、豊富なデータによって求められるものであり、現存では、もっとも信頼のおける方法と思われる。図-1に、その計算図の1例を挙げる。計算図は駐車の有無、一方通行、2方向通行の別、地方部、都市部の別によって、6種類ある。また、この図で示されているピーク時係数と、負荷係数は次式によって定義されている。

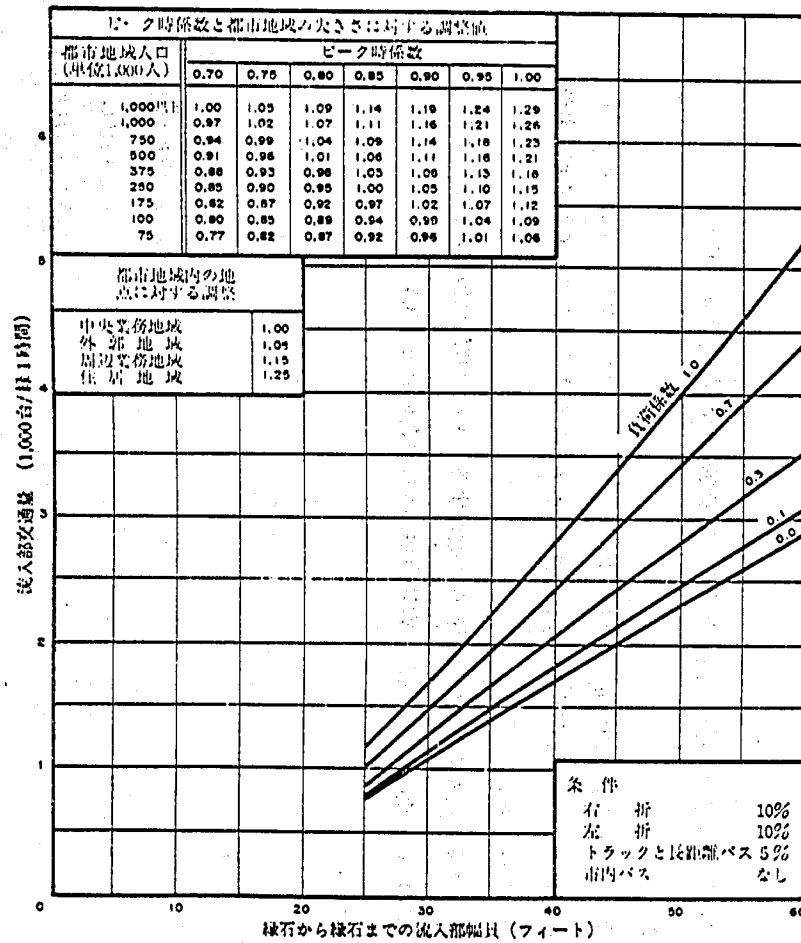
$$\text{ピーク時係数} = \frac{\text{ピーク時交通量1時}}{\text{ピーク時の最大15分間交通量} \times 4} \leq 1.0$$

$$\text{負荷係数} = \frac{1 \text{ 時間中の飽和サイクル数}}{1 \text{ 時間中の信号サイクル数}} \leq 1.0$$

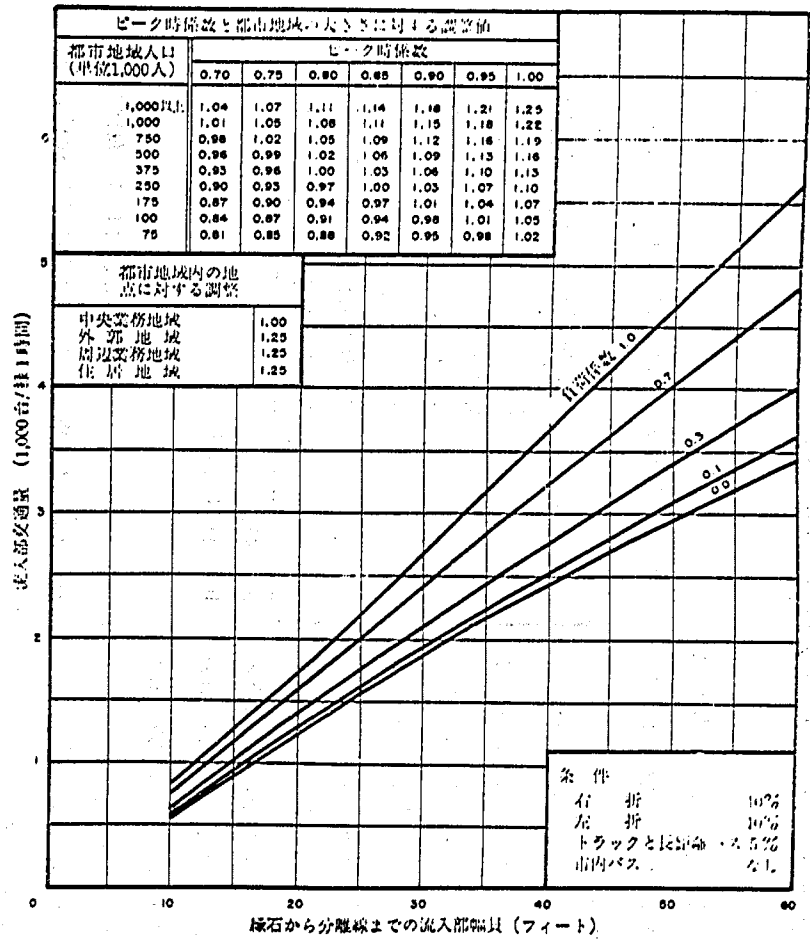
負荷係数は表1に示すようにサービス水準との対応で定められるもので、日本の都市内の運用では、0.7をとるのが適当と思われる。

(2) 右折車の処理方式について

街路での交通容量は、實際上、交差点の容量で制約されることを考えれば、3車線運用を行なって、単路部の容量を向上させても右折車線が設置できなければ、その効用は、著しく減殺されることとなる。このため、交差点における右折車線は出来る限り設けるものとすべきである。やむを得ない場合には、右折車が交差点を閉塞する事態を避けるため、通常の青信号の後に右折専用現示を設けて、右折車を流すことを考えるべきであろう。この場合3車線運用により、1車線となった側では、著しく不利となるため、右折禁止にするか、さもなければ、3車線運用で区間の一部だけ、容量を向上させても、ボトルネックには渋滞を集中させる結果に終



両側に駐車のある1方向街路で、緑信号1時間当たりの台数
で表わされた都市部交差点流入部サービス交通量



駐車のない2方向街路で、緑信号1時間当たりの台数で表わさ
れた都市部交差点流入部サービス交通量

図-1 HCMの交差点交通容量計算図

るため、3車線運用そのものを止めざるを得ないと考えられる。

(3) 冬期における機能維持の考え方について

冬期の機能維持については、除雪能力との関連があり、一概には云えない。理想を云えば十分な堆雪幅を設けて置くのが良いのであるが、夏期には、広くなった車道幅員に対して、より多くの交通量が流れることも予想され、その交通量が冬までも継続したならば、堆雪幅の意味を失うことになりかねない。このため、十分な堆雪幅をとるとすれば、交通空間として、利用されないように、歩道側に堆雪幅を設けるこ

とが示唆される。一般的に堆雪幅をとれない状況では、冬期における3車線運用は、無理があると思われ、従来どおり2車線運用で交差点に必ず、右折車線を設けるように努めるのが、現実的であると思われる。

表一 1 単独交差点の流入部のサービス水準と最大サービス交通量

サービス水準	交通流の説明	負荷係数
A	自由な流れ	0.0
B	定常な流れ	≤ 0.1
C	定常な流れ	≤ 0.3
D	不定常流に近づく	≤ 0.7
E ^a	不定常な流れ	≤ 1.00
F	強制された流れ	— ^b

a 容量

b 適用しえない

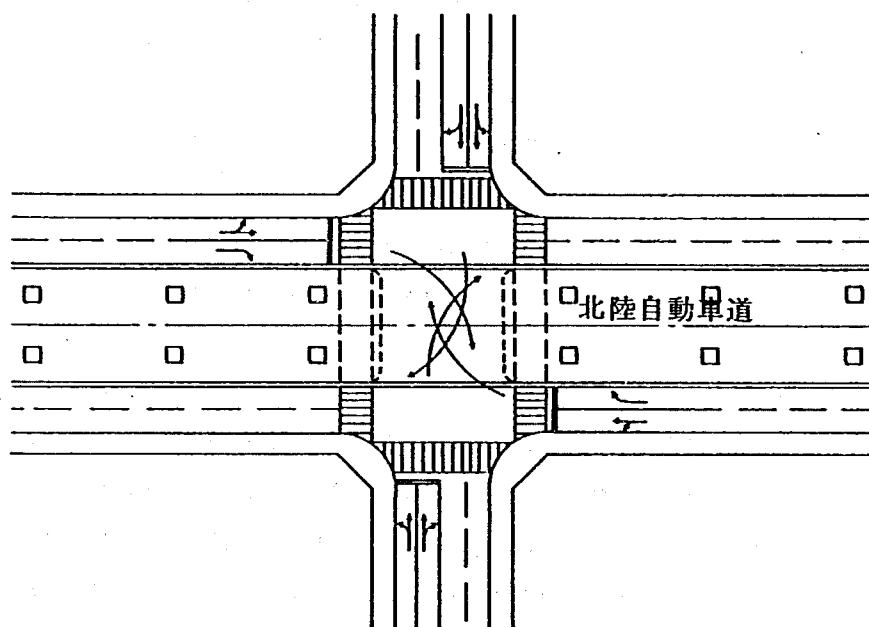
(道路研究室)

道一 3 右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量について

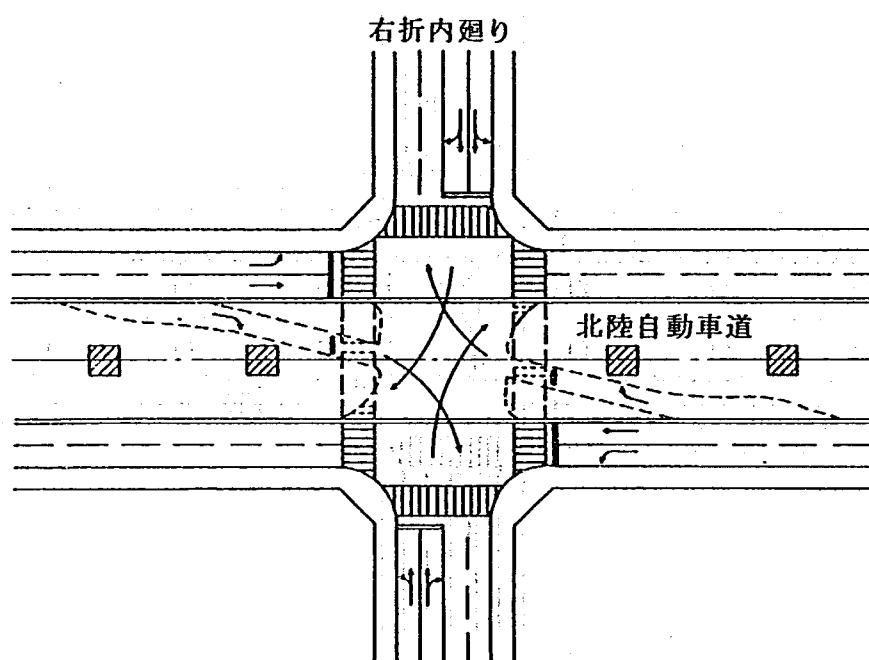
(質 問)

右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量は、インターロッキング現象により通常の交差点での右折専用車線のそれ(1800台/緑1時間)より大巾に低下すると考えられるがどれ位と考えればよいか教示願いたい。

なお、右折外廻り交差点を右折内廻り交差点に改善することは物理的に困難な状態にあるため、交差道路の拡巾又は立体化によって交差点容量の増加を図りたいと考えています。



右折外廻り



右折内廻り

金沢工事事務所

(回 答)

立体化された平面交差点、特に自動車専用道を高架とした場合の高架下の平面交差点では、図-1に示されるように交差点の変形によって右折交通の処理が外廻りとなり、右折交通が相互に交錯する(インターロック)現象が発生する。

このような右折のインターロックを根本的に解決するためには扁平な交差形状を正方形に近づけるような修正をすることが必要であるが既存の平面交差を立体化する場合などでは、一般に、このような根本的改良が困難なことが多いので、高架下に右折専用線を収容したり、高架下の分離帯の隅角部を右折に適した形状にするなど右折を内廻りにするための局所的な改良が行なわれている。(図-2)

平面交差点の計画と設計はいうまでもなく、①交通安全上問題のない幾何構造および交通処理方法の案を作成する。②この案にしたがって交通の処理が可能な信号現示の計算をする。③容量のチェックをするという手順で行なわれており、交通安全を第1、容量増を第2に考えるという基本思想に基づいている。従って、右折交通が極めて少ない場合を除いて、右折交通相互の交錯の発生が必然的であるような単なる右折外廻りは、避けるべきであるが、右折外廻りが避けられない場合に限り、下記のような処理方法を適用する必要がある。

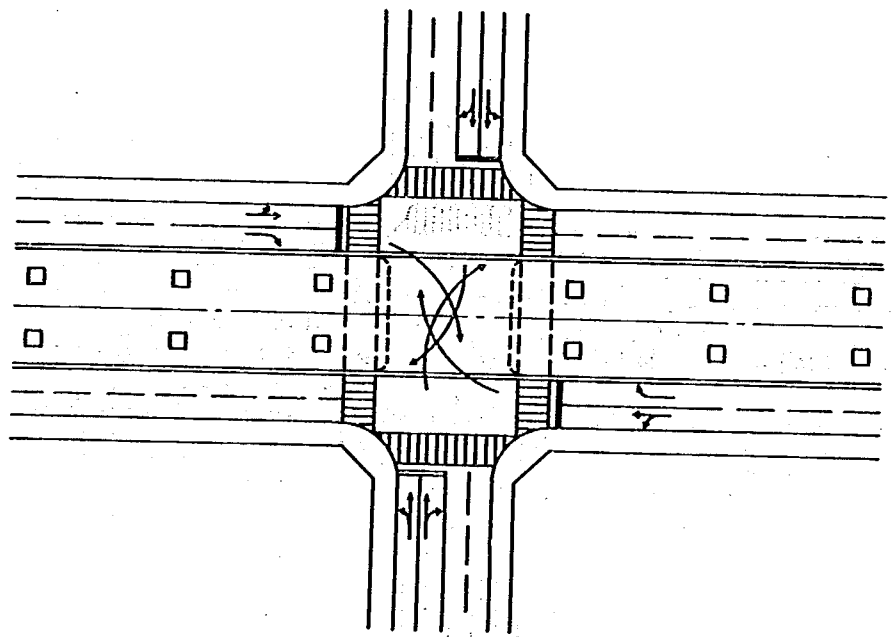


図-1

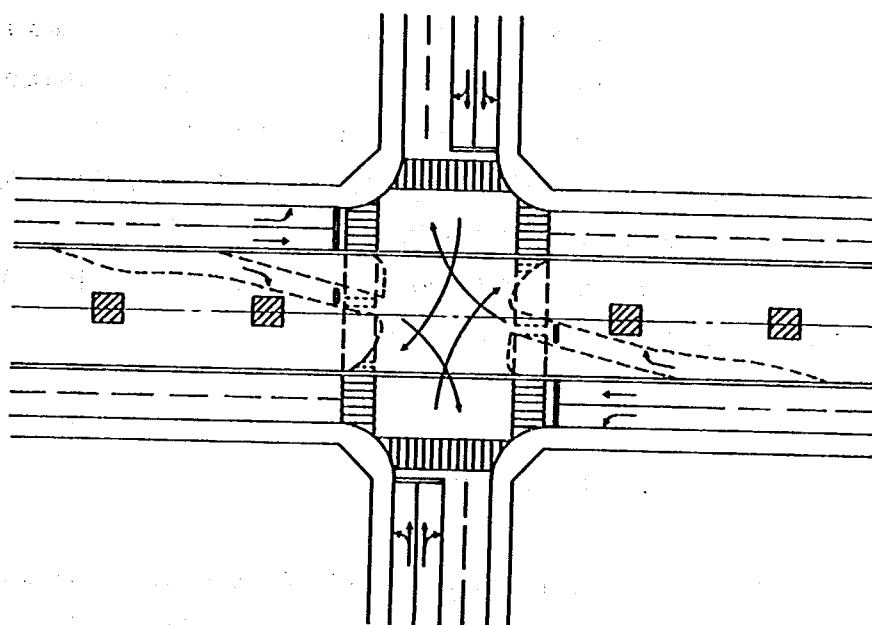


图-2

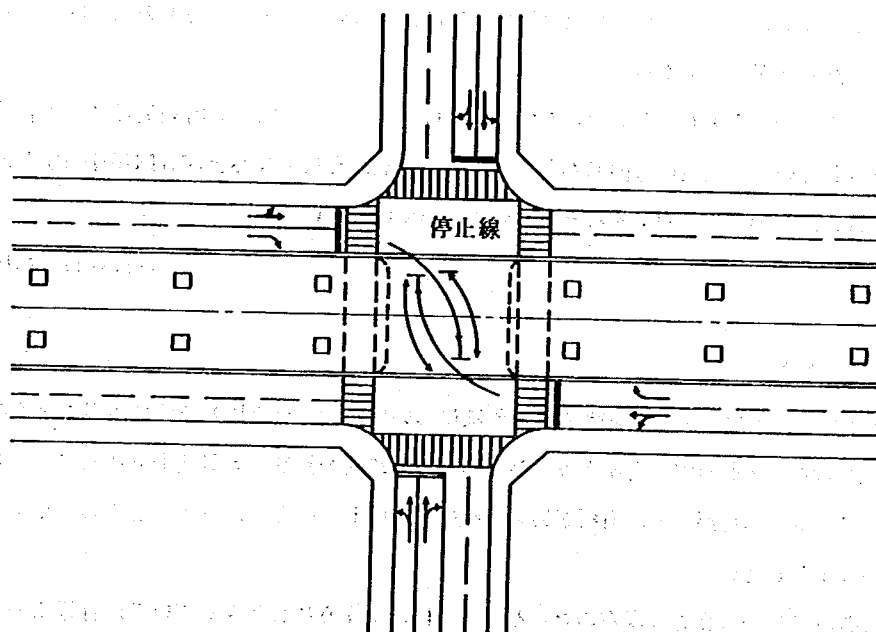


图-3

即ち、高架の脚柱の位置など交差形状の都合により、上記のような局所的な改良も不可能な場合には、右折外廻りを許容し、その代りに、右折交通相互の交錯を避けるための手段として、右折車を道路の中央部で一時停止させ、滞留させてから（図－３）次の現示で、右折滞留車を処理するという手段が考えられる。この場合においては、信号１サイクル当りに処理できる右折車数は、信号現示長とは無関係に、車道中央部において許容される。（直進車を妨害しない範囲での）滞留台数により、決定されるため、自ずと上限がある。

なお、質問事項の右折外廻り交差点での右折車線の飽和交通容量については、調査事例がほとんど無に等しい現状にあり根拠ある数値を示すまでには至っていない。

（道路研究室）

道－４ 道路交通騒音の低減対策について

（質 問）

自動車走行時の騒音が沿道環境保全上社会的にも大きな問題のひとつとなっている。

この自動車騒音の低減対策としては、道路管理者として従来より舗装種類の改善、路面の維持管理による質的向上等に努めているところである。他方、騒音発生の主要因である走行車両側のタイヤ騒音は、近年エンジン音、排気系音の低減対策技術が進み、将来タイヤ音が卓越するだろうとも云われており、車両側に対する対策も併せて行う必要があろうかと思慮される。

タイヤ騒音を含めた交通騒音の総量低減対策は、道路管理者・交通管理者およびメーカ等が一体となった対策が必要であろう。

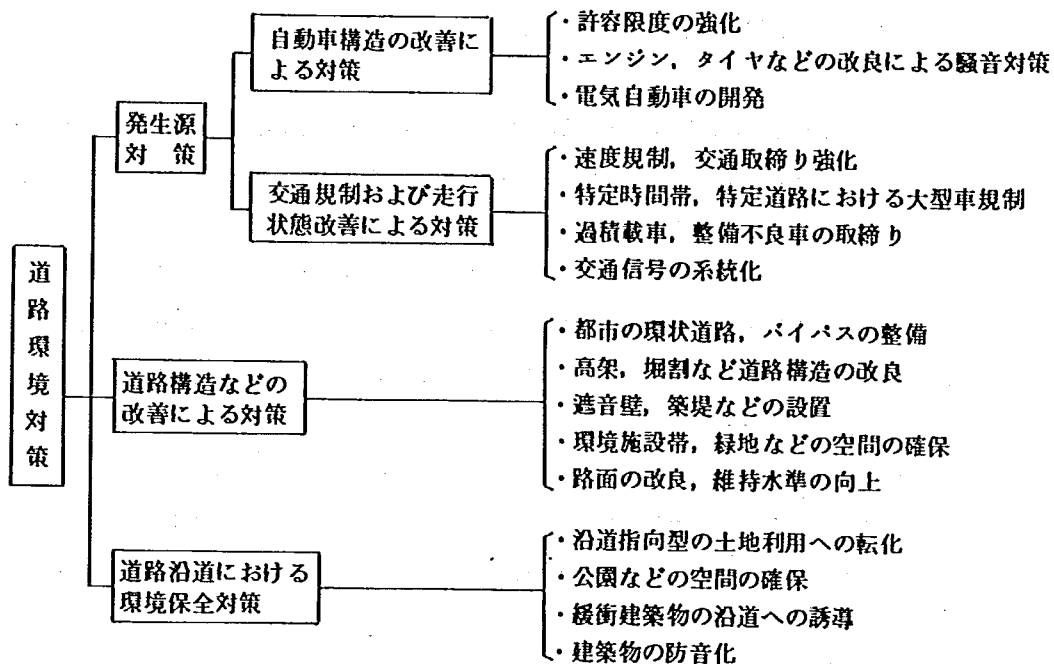
現在、道路管理者として前記のほかに、道路構造の改良や、植生等附属施設による軽減対策等も検討されているがこれにも限界があるように思われ、今後地建および各関係機関がどのような調査を行い、どのような対策を行うべきかについて教示願いたい。

北陸技術事務所

（回 答）

工事事務所が管理している道路の環境対策については地方建設局あるいは本省とよく打合せを行って対処すべきもので、当所よりもむしろ本省道路局の施策・方針を十分に把握しておくことが重要である。したがって、当所が答える範疇を逸脱しているが、以下に若干の意見を示し、質問への答えとしたい。

道路環境対策の考え方は現在のところ図－１に示すように分類されている。自動車の構造改善による対策、道路構造の改善による対策、交通規制等による対策、道路沿道における適切な土地利用などによる対策に分かれている。自動車構造による対策は最も基本的なもので、大型車に対する第２段階規制の達成が望まれている。道路構造による対策のうちでは、道路構造を十分に勘案



図－１ 道路環境のための対策

してバイパスや環状道路の建設を鋭意進めることが最も重要な施策と考えられ、遮音壁の設置や環境施設帯の確保という対策もこれに含まれる。交通規制等による対策は、速度制限、通行区分の指定などがある。道路沿道における対策には、昭和55年度に「幹線道路の沿道の整備に関する法律」が制定され、道路交通騒音の障害の防止と適正かつ合理的な土地利用を図ることを目的としている。

自動車交通は現在社会では大きな便益を有し、必要不可欠なものであるから、道路環境に対処するには、各対応策によって応分に負担することを要すると思われる。したがって上に述べた施策を総合的に運用し、解決を図っていくことを必要とする。

質問では、これらの方策を総合的にどの程度検討しているのかよくわからないが、関係機関と調整を図り、総合的に一体となって低減のために努力する必要があると思われる。このことから考えると、より新しい対策よりもむしろ現在行うことが可能な対策を、どのようにして具体的な個々の事例にあてはめて進めていくかについて調査することが最も重要ではないかといえる。積極的な適用に努力を払う必要がある。

(交通環境研究室)

道－5 環境対策効果の周知方法について

(質 問)

工事区間は、日本海に面した新潟県岩船郡山北町の中心である府屋地区を通過する一般国道7号の線形改良、交通混雑解消、交通安全等を目的とし、二次改築事業として昭和50年度に工事を着手し、58年度に供用を予定しているものである。

バイパス事業により騒音問題の発生した箇所は町を迂回するため海浜に道路を構築することになり、新たにバイパスを接することとなった住民から要望されたもので、延長約600m区間であるが、従来、本地域は冬期の強い季節風を受けるものの眺望、通風、日照共に良好な箇所であったが、地元要望を受け入れ、防音壁の設置を実施した場合、眺望、日照、を阻害することになり、更に防音壁より発生する風切り音、季節風或いは腐蝕による防音壁の倒壊等複雑な問題の発生が予想されるものの、地元住民に理解を得られる説明が困難であり、北陸技術事務所のアドバイスを受け、試みとして、鳥瞰図等をスライドとし、発生が予想される音を擬音により合成し説明しようとするものであるが、

1. 上記手法の問題点又は助言
2. 植樹帯(巾15m)の減衰効果
3. 舗装構造(Co.とAs)と騒音の関係

等について教示願いたい。

羽越工事事務所

(回 答)

1. バイパス道路の建設は、現道における交通混雑解消、交通安全、環境の改善等の面で果たす役割の大きなものであるが、新たにバイパスに接する地域に対しては、十分に環境対策を施す必要がある。環境対策について、スライドを用い、擬音を聞かせて、視覚的、聴覚的に住民の理解を促すことを考えられているが、その実施にあたっては従来の経験から次のような点に留意しておく必要がある。

鳥瞰図については、全体的な景観把握には有用な手法といえる。ある程度、高所から見おろした図を作成すると、道路の位置、道路の全体的な構成、日照の状態などの理解を得やすい。しかし、山の上から見るか、鳥でない限り、一般には鳥瞰図として眺めることはできない。むしろ、道路の新設による居住者の眺望の変化を見きわめることについては、居住者が通常生活している高さ、場所から見た図を作成する必要がある。この場合には、透視図を作成したり、現況写真から合成して道路や関連施設などをモンタージュにより挿入した写真を作成する方法がある。これらの図は眺望の一部に道路が描写される場合はよいが、実際に作成してみると、かなり視覚がせばめられて相当部分の眺望が失われるような場合も出てくる。また、透視図を作成すると、色彩的にいかにもきれいに見えるものが作成されたり、合成写真も色があざやか

になる。歩行者を描くときには1人だけであるといかにも淋しげで、多くの歩行者を描いてみたり、自動車が実際より少くなり、現実と違う図になることも懸念される。このような図を見せると、住民から現実とのかい離を指摘されて効果がないこともある。これは現在の眺望が良好なものであればあるほど図の作成がむずかしいものと考えられる。また、見せるスライドの枚数が少ないと、一つのスライドを長く見ることになり、欠点をあれこれ言われかねない。

風切り音について、非常に気になるということは聞いたことがない。風速が大きいときと判断されるので、風の音と区別しにくいのではなかろうか。擬音を作成するならば、風のある日に既存の遮音壁のある場所へ行って風切り音の有無を確かめ、録音してくればよい。また、別途に風切り音の簡単な再現方法の一つとして、風洞を用いることも考えられる。風洞で当該地区の風速を発生させ、壁がある場合とない場合の風音をテープレコーダーに録音すればよい。自動車からの騒音を聞かせる場合を含めて、住民に音を聞かせる場合には、現地で発生するレベルがそのまま常に再現されるのではなくて、音を出すスピーカーによってレベルが支配される。したがって、スピーカーから出ている音が現地のレベルと合うように調整してやらないと、スピーカーからの音が大きくも小さくもなることに注意を要する。

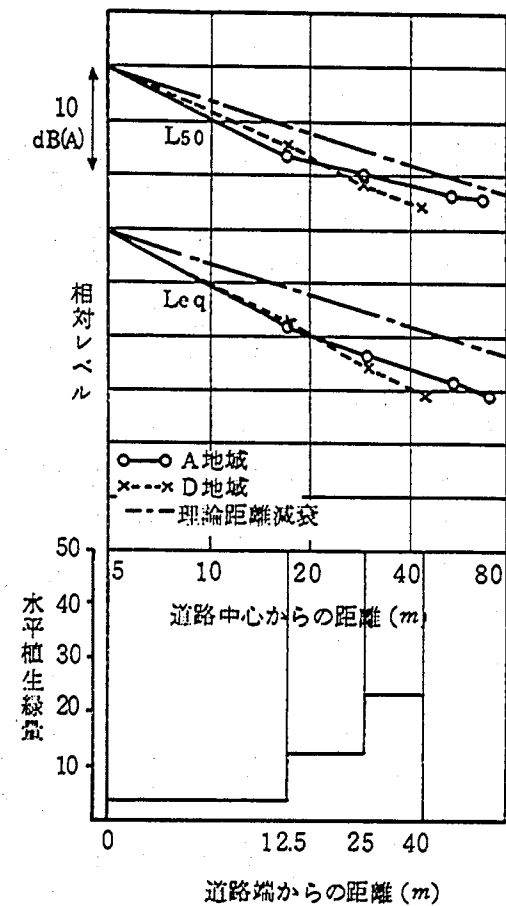
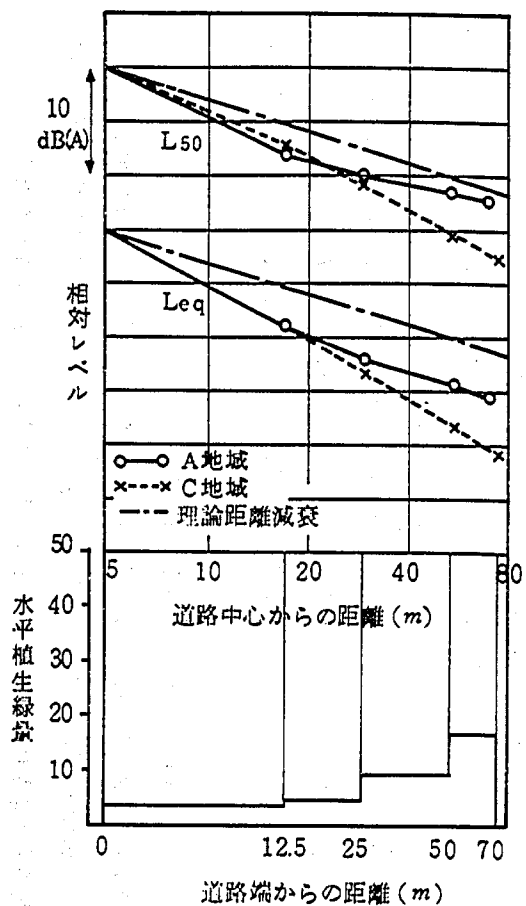
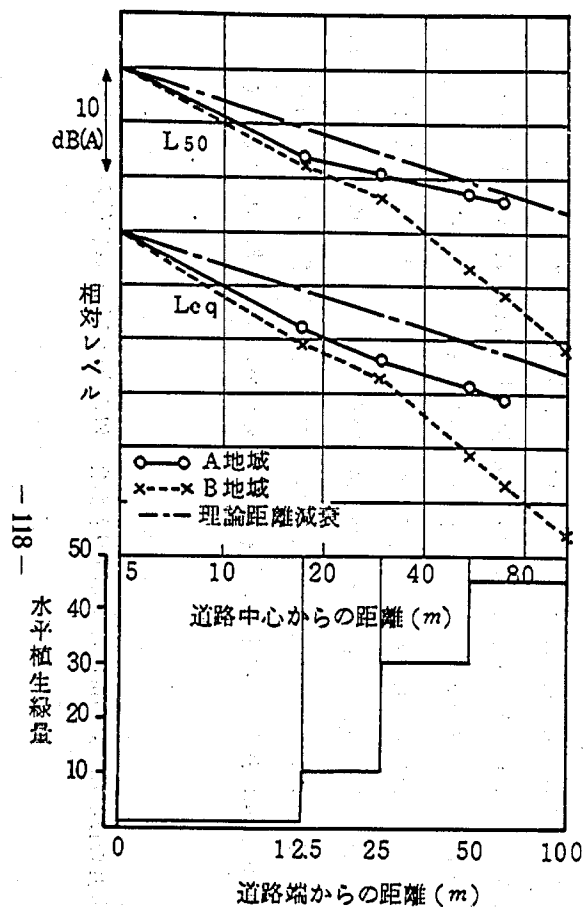
通風の影響については、遮音壁の背後部分では風速が弱まると考えられるが、定量的な説明はむずかしい。他の似た条件の箇所があれば参考となるが、風向は常に変動しているので感覚的には客観的な判断を下しにくい。作物などへの影響については、現地をよく調査して検討して欲しい。

遮音壁の倒壊に対しては設計上十分に留意されたい。

以上でスライド、擬音の利用等について考えられる点を述べたが、この方法は影響の把握はしやすい半面、説明の方法、被説明者の受け取り方によっては、必要以上に環境が悪化すると解釈される場合も予想されるので、細心の注意を払って十分に配慮する必要がある。

2. 沿道に樹林帯を有する地域と有しない平坦地において、騒音レベルの距離減衰量を測定した例を図-1に示す。図からわかるように、道路からの距離が大きければ累積の植生量も多く、樹林による騒音レベルの減衰効果も大きい。道路端から125m付近までの植生量では殆んど効果がない。また、この減衰量も地表面の擦過によるものが支配的と考えられる。したがって、通常道路敷地内で行う植樹数 m の範囲内では、物理的な騒音減衰はあまり期待できないと思われる。しかし、樹木などが通行車両を視覚的にさえぎることによって居住者の騒音に対するうるささが心理的に緩和されることは十分に考えられ、この面から効果が期待できると考えられる。

3. 昭和57年2月の技術管理業務連絡会「道路環境部会」報告資料の舗装材料種別の路面粗さと



注 1. A地域は道路周辺が平坦な裸地, B~D地域は沿道に樹林を有する地域である。

注 2. 水平植生緑量は道路~受音点間の緑量の累積を示す。

図-1 樹林の有無と騒音レベルの距離減衰

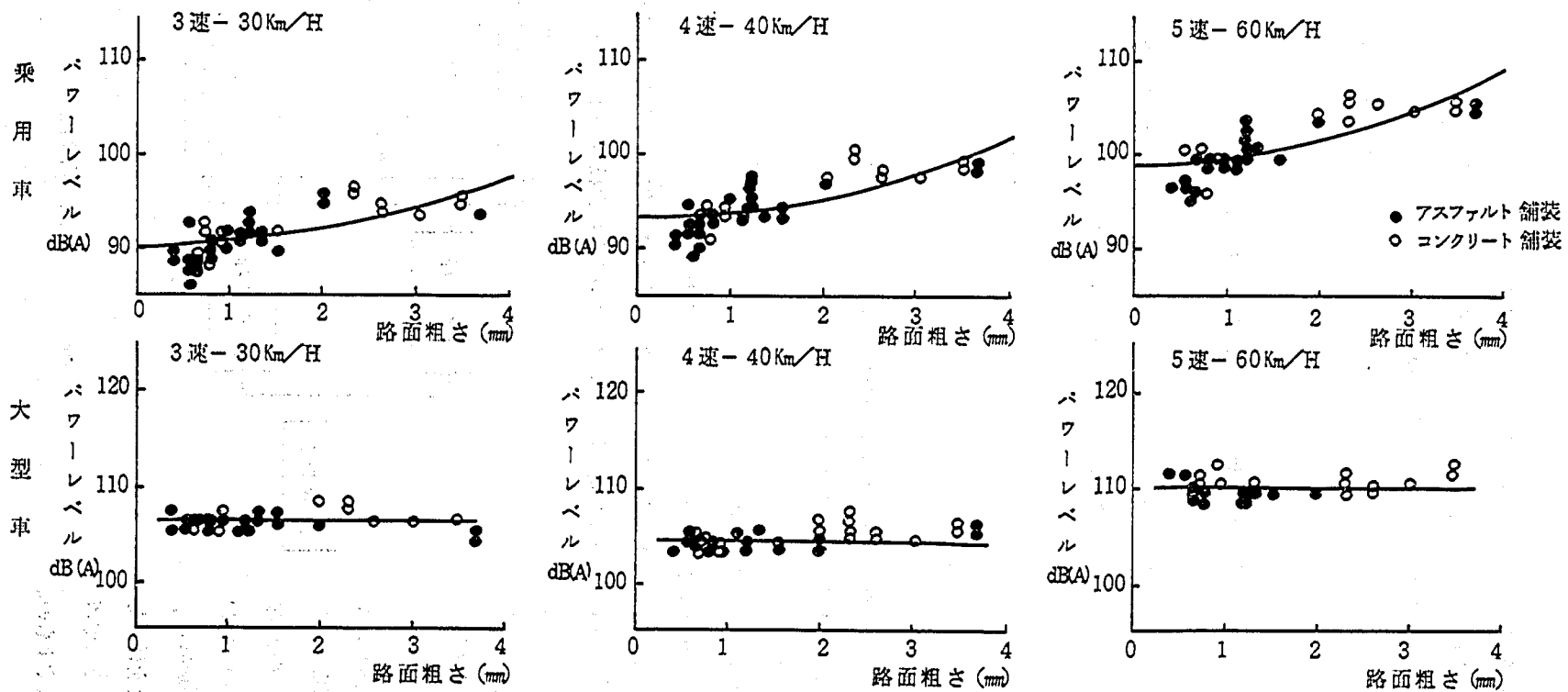


図-2 路面粗さとパワーレベルの関係

パワーレベルの関係を図-2に示す。騒音パワーレベルについて、アスファルト舗装とコンクリート舗装の顕著な差は見られない。したがって、路面粗さの指標や交通条件が同じであれば、舗装種別によらず道路交通騒音は同程度になると思われる。

(交通環境研究室)

道-6 再生アスファルト混合物の等値換算係数について

(質問)

路上再生処理工法において、既設路面を加熱し、かき起し、整形した合材の等値換算係数の値をどの様に考えれば良いか、について今後修繕工事における設計の参考としたいため、教示願いたい。

新潟国道工事々務所

(回答)

路上表層再生工法を適用する理由は、TRRの資料によれば次の4つに代表されるとしている。

- 1) わだち堀れやへこみによる表層の修繕
- 2) すりへった表層の修繕
- 3) 1)および2)による路面性状の再生
- 4) オーバーレイを行う場合のリフレクションクラックの防止

ここでは、表層再生の方法を施工方法によって、加熱方式と常温(非加熱)方式に大別し、さらに使用機械によって図-1のような分類を行っている。それぞれの機械の特徴は次のとおりである。

(イ)ヒーターブレーナは表層を加熱し、加熱された混合物層を所定の深さまで切削するもの。(ロ)加熱スカリファイヤとは表層を加熱し、加熱混合物層に刃に荷重のかかったバネによって、所定の深さまで切りほぐすもの。(ハ)加熱ミラーとは表層を加熱し、これに円柱形の形状を備えた刃を有する回転盤によって所定の深さまで切りほぐすもの。

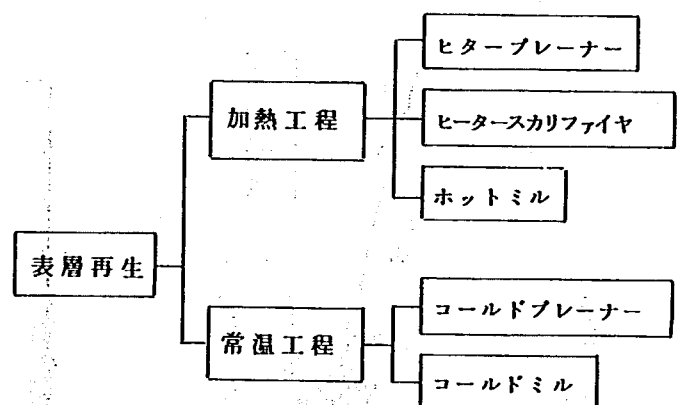


図-1 表層再生の工程

```

graph TD
    A[表面かきとり 破砕の準備] --> B[表面加熱]
    B --> C[表面かき均し]
    B --> D[表面かきおし]
    C --> E[表面かきし]
    E --> F[添加剤散布]
    F --> G[オーバーレイ]
    G --> H[転圧]
    C --> I[混合物のりかきとり]
    I --> J[オーバーレイ]
    J --> K[転圧]
    C --> L[添加剤をる]
    L --> M[うねずくり New Mix を加える]
    M --> N[再敷き均し]
    N --> O[転圧]
    C --> P[表面敷き均し]
    P --> Q[転圧]
    P --> R[オーバーレイ]
    R --> S[転圧]
    P --> T[添加剤散布]
    T --> U[表面処理剤散布]
    U --> V[転圧]
    T --> W[オーバーレイ]
    W --> X[転圧]
    T --> Y[添加剤散布]
    Y --> Z[表面処理剤散布]
    Z --> AA[転圧]
    Y --> AB[オーバーレイ]
    AB --> AC[転圧]
    D --> AD[表面敷き均し]
    AD --> AE[転圧]
    AD --> AF[オーバーレイ]
    AF --> AG[転圧]
    D --> AH[添加剤散布]
    AH --> AI[表面処理剤散布]
    AI --> AJ[転圧]
    AH --> AK[オーバーレイ]
    AK --> AL[転圧]
    AH --> AM[添加剤散布]
    AM --> AN[表面処理剤散布]
    AN --> AO[転圧]
    AH --> AP[オーバーレイ]
    AP --> AQ[転圧]
    AH --> AR[スラリーシーリングまたはチップシーリング]
    AR --> AS[転圧]
  
```

- 121 -

表-1 加熱再生のための再生添加剤の暫定規格

試験項目	ASTM	RA5		RA25		RA75		RA250		RA500	
		最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大
60℃粘度 cst	D 2790 D 2171	200	800	1000	4000	5000	10000	15000	35000	40000	60000
引火点 (coc)℃	D 92	205	—	218	—	232	—	232	—	232	—
飽和成分 wt%		—	30	—	30	—	30	—	30	—	30
回転薄膜加熱後 粘度比 重量変化%	D 2872	—	3	—	3	—	3	—	3	—	3
	D 2872	—	4	—	3	—	2	—	2	—	2
比重	D 70 D 1298	報告		報告		報告		報告		報告	

一方、我国では、日本道路公団において路上表層再生工法による舗装の検討がなされている。ここでは、過去3カ年間の研究結果から次のような結論を得ている。

- 1) ひびわれ部分のアスファルトは劣化の度合いが著しく、この劣化したアスファルトを含んだ廃材を再生すると、新材に比べ混合物の特性が相当低下したものになる。
- 2) わだち堀れが発生している箇所のアスファルトは、ほとんど劣化しておらず、再生混合物の特性も新材に比べて遜色がない。

このようなことから、表層再生工法の選定基準(案)を定め、アスファルトの物理性状に着目して次のような判定を行った後に同工法を採用することになっている。

100%再生の限界	軟化点 54℃, 針入度 50
上部新材(新材混合)の限界	軟化点 60℃, 針入度 30

この場合でも、路上表層再生工法は修繕工法(すりへり区間の補給整正とみなし、ひびわれ率の高いところには適用しない)の一環として取り扱われており、等値換算係数の評価は定めないことにしている。

以上の関係でみられるように、現状では路上表層再生工法による舗装は構造的な評価(等値換算係数の評価)を行って適用するよりもむしろ、表層のリフレッシュ工法として、取り扱う方が良いものと判断される。しかしながら、建設省では昭和57年度から3ケ年間、「舗装廃材の再生利用に関する調査研究」を技術研究会の指定課題としてとりあげ、路上表層再生工法による試験舗装を全国8箇所で約18,000m²の規模で実施し、構造的な検討も合わせてとりまとめることとしているので、評価はこれらの結果に期待するところが多いといえよう。

参考文献

- 1) R. A Jimenez : " State of the ART of Surface Recycling " TRR 780.
(1980)
- 2) 日本道路公団試験所技術資料第 504 号
「舗装廃材のリサイクリング」(昭和56年7月)

(舗装研究室)

道-7 ポットホール等局所的な路面の補修方法について

(質問)

冬期間の路面補修では、常時プラントが稼働していないため、常温合材を使用せざるをえないが、施工条件が悪く、十分な補修ができない。一方、加熱合材による処理は、合材量も少く、気温も低いことから合材の温度管理が難しく、施工時にガスバーナー等で加熱して小型転圧機により転圧を行っているのが実態で、常温合材同様施工条件がよくないため十分な補修ができない状況にある。

ポットホール等の局所的な補修は冬期間や降雨時等の条件下でも実施する必要のあることが多く、苦慮しているが、簡単かつ経済的で耐久性のある常温合材(小運搬可能又は袋詰め等)による処理工法がないか教示願いたい。

(富山工事々務所)

(回答)

常温合材による補修は、加熱合材に比べ施工性がすぐれているものの耐久性という点では劣り、あくまで応急処理という位置付けとなるのであろう。しかし質問要旨のような2~3日で合材が飛散するという状態は避けるべきである。

常温合材により補修する場合、応急処理とはいえ以下の項目に注意して施工する。

- 1) 破損した部分のまわりの遊離したものや動いているものは取除き、十分に清掃する。
- 2) 孔部を十分乾燥させる。
- 3) 合材が安定するためには、水分の蒸発、溶剤の揮発が必要であるため、合材を敷きならした後に空気にさらしたり、出来る限り締め固めに十分時間をかける。

ポットホールの補修は、最終的には孔の周りと底を丈夫な材質に達するまで廻り起こして、新しい路盤材料を補充しランマーなどで充分締め固め、乾燥、プライムコート又はタックコートをを行い、加熱合材によりパッチングするとよい。できれば始めから加熱合材でしっかり補修するのが望ましいが、時間的な制約等で出来ない場合は、上記応急処理を行い、補修位置、量を把握し

100

100

(質 問)

されるので、下記事項について教示願いたい。



図-1 本尊岩トンネル一般図(横断図)

(新潟国道工事事務所)

[illegible]

- (1) 近接してトンネルを計画する場合、それぞれのトンネルの掘削により生じる地山応力の影響

範囲に入らないようにするのが望ましく、このようにすれば各々を独立したトンネルとして考えることができる。完全弾性体に2つの円孔を設けた場合の円孔周辺の応力分布は図-2の通りであり、中心間隔が直径の2倍程度から影響がみられ、1.5倍程度以下になると応力が急激に増加し、相互の影響が強く現われることがわかる。このことから、双設トンネルの中心間隔は、地山が良好な場合においてはトンネル直径の2倍以上、通常は後述する発破による振動の影響をも考慮して3倍程度を採ることが多い。本トンネルの場合、ボーリング資料によるとキレツが多いものの岩質は比較的堅硬であり、湧水もほとんどないことから、地山の状態は比較的良好と判断され、図-1の程度の離隔を取っておけば、地山の安定上問題はないと考える。

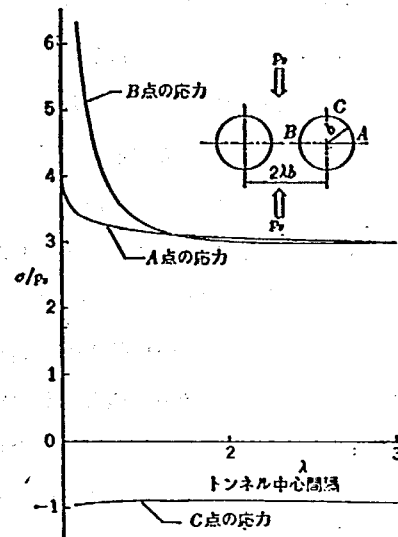


図-2 2円孔周辺の応力分布
(側方応力0の場合)

発破による振動の大きさは振動速度 (V : cm/s , kine) の単位で表わされ、装薬量 (W : kg) と距離 (D : m) の関数として次式により計算される。

$$V = K \cdot W^m \cdot D^{-n}$$

ここに、 m , n は定数で $m = 2/3 \sim 3/4$, $n = 1.5 \sim 2.2$ の値、 K は発破方法、使用火薬、伝播する地盤の性質、地形、その他により影響される定数で、ダイナマイトによる心抜きの場合で 500~1000 の値である。これら定数については、現場での試験発破により定めるのが望ましい。

発破振動の軽減対策としては、分割発破、分割点火による斉発薬量の制限、スラリー爆薬、制御発破用爆薬等の低爆速爆薬の利用、デカップリング等の装薬法の工夫などの方法があるが、岩石を破砕するための最小エネルギーは確保する必要があり軽減できる量には限度がある。

一方、健全な覆工コンクリートの振動による引張破壊の限界値は 30 kine 程度である。これに 5~6 の安全率をみて 5 kine 程度の振動速度により発破の施工管理を行っている場合が多い。しかし、本例のように老朽トンネルを対象とする場合には、覆工材料の劣化、覆工背面の地山のゆるみや空洞などにより安全度がさらに低下していることが考えられ、また、交通および列車を通しながらの施工である。このため、既設トンネルに対して必要により鋼支保工等の内巻による保全、補強の対策を講じておくことが望まれる。

(2) 山岳トンネルにおける機械掘削工法としては、全断面を同時に掘削する TBM (Tunnel

Boring Machine)と掘削断面形状が比較的自由に選択できるブーム式掘削機がある。この他、大型のブレイカーやスプリッターを利用する方法がある。本トンネルの場合、断面の形状や規模等の点からTBMは適当でないと考えるので除外する。

ブーム式掘削機は、断面形状や地質の変化に対応しやすく、また汎用性が高いなどの特徴を有するが、一方、岩の強度に対する適応性が低いという難点がある。即ち、土砂、軟岩のような低強度の地山においては経済的な稼働が可能であるが、硬岩においては切削は可能としてもビットの消耗、切削反力の不足などの問題が多い。ブーム式掘削機の実績の大部分は一軸圧縮強度が 100 kg/cm^2 以下の地山である。

従来のブーム式掘削機は 200 kg/cm^2 程度が限界とされていたが、最近では $1,000\text{ kg/cm}^2$ を超える強度の岩盤も切削可能な大型の機種が

開発されている。しかし、掘削能力(掘削量)の点では発破工法に及ばないようである。硬岩における施工実績が少ないので、一例として、機械仕様にもとづく掘削能力と岩の強度の関係を図-3に示す。

コンクリートや舗装の破壊に使われるブレイカーをパワーショベル等のヘッドに搭載して掘削する方法は、一軸圧縮強度 $2,000\text{ kg/cm}^2$ を超える岩盤においても適用可能な機種が開発されている。四国地建、舟戸トンネルにおける圧縮強度 $600\sim 900\text{ kg/cm}^2$ の粘板岩での使用実績では、上半で 1 m/日 程度の進行が得られている。

- (3) 機械掘削工法により掘削する場合は、発破による方法に比べてトンネル周辺の地山の安定上からみればむしろ有利であり、既設トンネルへの影響はより少ないといえる。また、振動による影響についても問題は少ない。

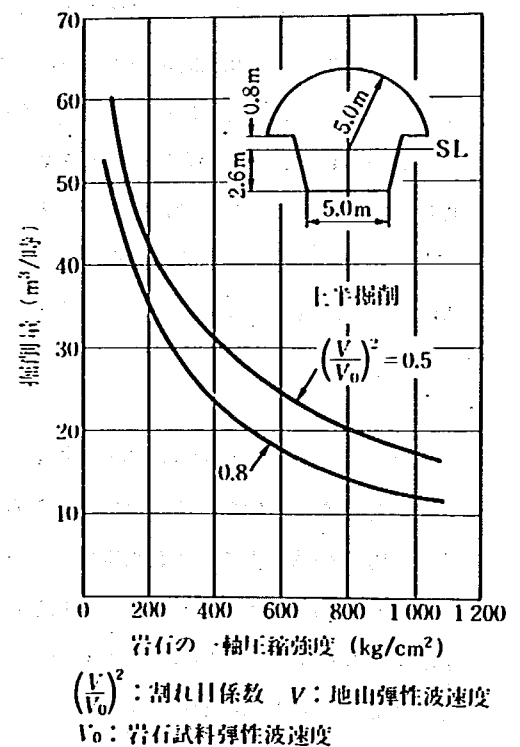


図-3 硬岩用ブーム式掘削機の掘削能力の例

(トンネル研究室)

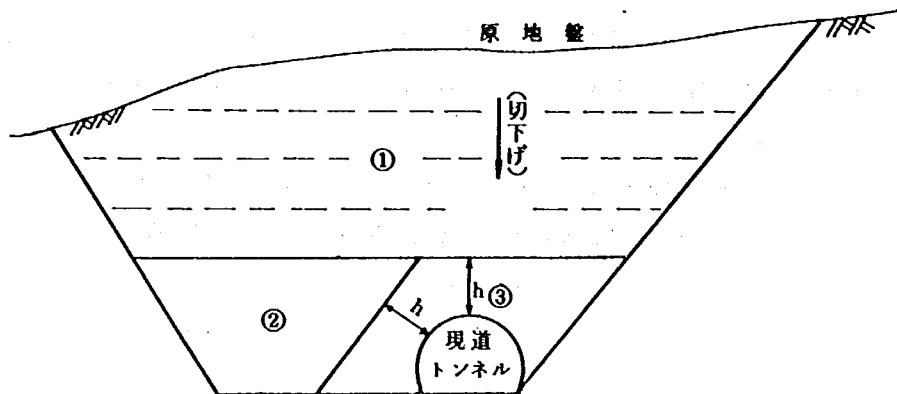


図-5 オープンカットによるトンネル部の現道拡巾の
施工(切土)の概略図

(トンネル研究室)

道-9 トンネルの4車拡幅工事の施工法について

(質 問)

国道8号吸坂トンネル(石川県加賀市,昭和37年10月完成,延長126m)について,4車線拡幅を行う場合,土被りが薄い(最大約25m程度)ことなどから,現道トンネルに近接してトンネルを新設する案,及びオープンカットに切り替える案の両方が考えられる,よって,トンネルを新設する場合には両トンネルの間隔はどの程度まで近づけることができるか,及びオープンカット

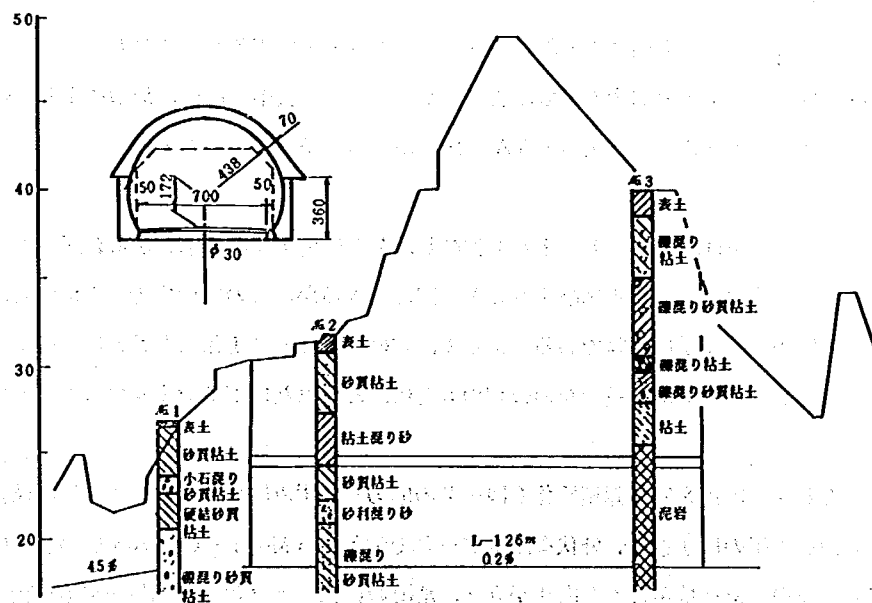


图-1 段断面图及标准断面图

に切替えて4車線を完成する場合の留意点について教示願いたい。

なお、当該区間の地質は、現道トンネル建設時の地質調査結果では図-1となっており、また、トンネル掘削時の記録では、西側坑口付近で一部頁岩が見られたが、他は地質調査結果と同様な礫混り粘土となっている。

掘削はすべて人力掘削で行われ、底設導坑先進アーチリング逆巻工法を採用し、覆工厚は全区間70cm（インバート有り）で施工、支保工は後光梁で間隔12mとしたが、施工途中偏圧のため松丸太にひび割れが生じた箇所もあったと報告されている。

（金沢工事々務所）

（回 答）

〔1〕 近接してトンネルを新設する場合の離隔

一般に、2本の近接したトンネルを建設する場合には、それぞれのトンネルによって地山に生ずる応力の影響が無視できる程度に離すことが基本であり、通常、発破の影響なども考慮してトンネル直径の3倍程度の離隔をもたせている。

当該箇所のような軟弱地山（と思われる場合）でも基本的な考え方は同じであるが、この場合には、トンネル掘削による周辺部の応力集中により降伏した領域（塑性域）が生じること、また、塑性域の外側に広い応力影響圏が生じる、といった特徴がある。さらに、近接した2本のトンネルを設置する場合には、互いに干渉し合い、応力が増幅されるため、次の点には特に注意を要する。すなわち、

- ① ビラー部（両トンネルの側壁の間の地山）への著しい応力集中のため、この部分が塑性破壊し易いこと
- ② 新設トンネル掘削により既設トンネル覆工への土圧が増加すること
- ③ 既設トンネルの応力の影響により、新設トンネル掘削時には、周辺により広い塑性域が形成されるため、支保工へ大きな土圧がかかると予想されること

である。

これらの問題は、一本のトンネルを掘削したときに生ずる地山応力が解れば、十分な離隔をとって二本目のトンネルを掘削することで回避できるが、この地山応力を正確に求めることは実際の地山では非常に困難である。よって、どのようにして実用的な近似解を得るかということになるが、ここでは、幾つかの仮定のもとに求められた円形トンネル周辺の応力分布を紹介する。

すなわち、地山を完全弾塑性体（図-2の応力-ひずみ関係を有する）、側圧係数（水平土圧と鉛直土圧の比）を1.0、降伏条件は図-3で示されるMohr-Coulombの規準に従うと仮定し、支保工の抵抗がなく（内圧が0）、地山の内部摩擦角が 10° である場合の円形トンネル

中心水平面での接線方向応力 (σ_θ) は、地山の一軸圧縮強度 (q_u) と地山の初期応力 (p) の比 (地山強度比) をパラメーターとして図-4 のように計算される (図中、 σ_r は半径方向応力である。この図より、地山強度比が2未満 (2 以上の場合は弾性体として挙動) の場合には、トンネル周辺に塑性域が発生し、地山強度比が小さくなるに従ってその範囲が広がることがわかる。このほか、内部マサツ角及び内圧が異なるケースについても求めることができるが、共に、大きくなると塑性域が縮少するという傾向になる。

図-4 で地山強度比を仮りに1.0 とすれば、トンネル中心から半径の5 倍程度離れば応力はかなり小さくなるが、塑性域に対する配慮も必要であるので、併設トンネルを設ける場合の距離としては、少なくとも、トンネル直径の3 倍程度以上は必要であろう。

なお、これらよりさらに近接してトンネルを建設する場合には、地山の補強など十分な対策を行うか、あるいは、何らかの方法で安全性等を確保した上で施工することが必要ということになる。(実際例では、施工中、地中変位などを計測し、臨期応変に対処し安全性を確認しながら施工する、あるいは、これに有限要素法による解析を併用する、といった方法も用いられている。)

吸坂トンネルの地山は粘性土が卓越している模様であり、弾塑性体に近似できるのではないと思われる。しかし、何分にも地山の性質を表わすデータが不足しており、今後、地山強度、単位体積重量、含水比等のデータを集めた上で、改めて地山応力等の検討を行う必要があらう。この際、現吸坂トンネルが完成後約20 年を経ていることから、現在の地山応力をどう見積るかが問題になると思われるが、これは、地山の性質、トンネル覆工背面の状況等から、危険側にならないよう推定することにならう。

なお、現トンネルの覆工コンクリートへの土圧は、新トンネル掘削時に多かれ少なかれ増加

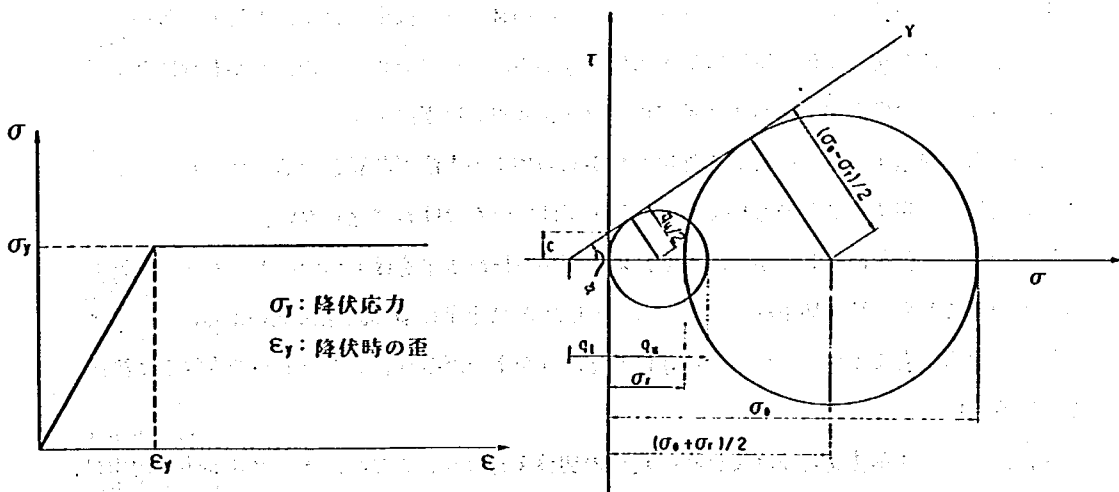


図-2 完全弾塑性体

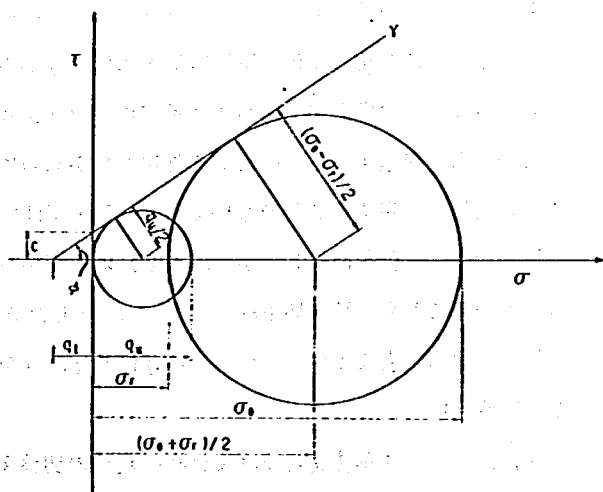


図-3 地山の降伏条件

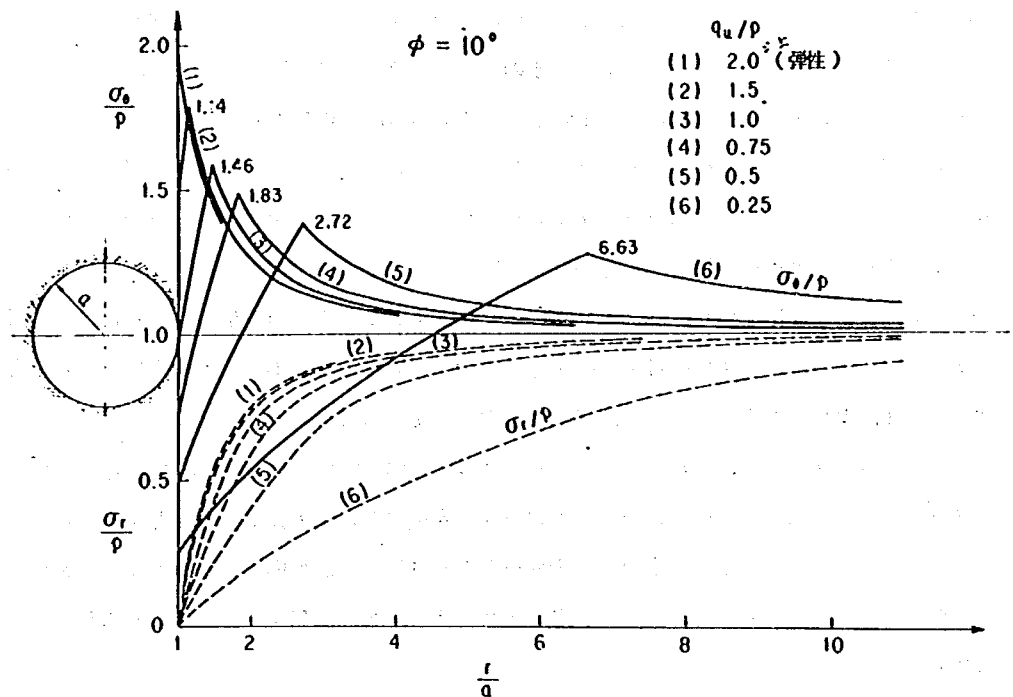


図-4 円形トンネル周辺の応力分布

することになるので、クラック等の状況を調査し、耐力に問題がないことを確認しておく必要がある。もし問題があれば、防護のための内巻などの検討を要する。いずれにしても、施工中には、内空の変状等の観測は必要であろう。

[2] オープンカットに切替える場合

現道拡幅において、トンネルをオープンカットに切替えた例は少ないが、土被りの薄いトンネルでは、土地利用の変化、道路線形上の問題等から、オープンカットのほうが有利になる場合もある。この場合のトンネルサイドから見た留意点を以下に示す。

この場合、現道トンネルの安定を確保しながらの切土の方法が問題となる。すなわち、トンネルの偏圧が作用することのないよう順次切り下げていかなければならない。

施工手順の一例を図-5に示す。まず、地表面から概ね水平を保ちつつ、トンネルの保護土被り h のところまで順次切下げる(①) h の大きさは上部に載る施工機械の重量、トンネルの覆工の耐力にもよるが、3 m以上は確保したほうがよいだろう。(トンネルの変状等に注意して行う。)

次に、トンネル側方を切下げて(②) 現道の切替えを行う。この際、トンネル側方の地山は、偏圧防止の意味で、少なくとも、図に示すように前述の保護土被りた程度は残すことが必要である。その後、トンネルを取壊し(③)、完成形とすることになる。

道-10 道路橋の設計について

(質 問)

道路橋示方書の適用方法について教示願いたい。

1. 20～30 m以下の短支間の橋梁について、橋座面、杭の許容変位量及び下部工躯体に対する最小鉄筋量などの規定を緩めた運用方法がないか。
2. 示方書に示された直接基礎の許容支持力度の表のうち、れき層については中間値を設定する方法はないか。また、粘性土地盤の許容支持力はいかに算定するのか。
3. 先端支持と周面摩擦の要素が入っている杭の安全率は、いかに考えるか。
4. 連続桁の水平力の分担について、各橋脚部共反力比で分担することになっているが、等分することはできないか。
5. 海岸沿に設置する鋼管杭の防食対策は、どのようにすれば良いか。

(長岡国道工事事務所)

(回 答)

1. 道路橋示方書の運用について

道路橋示方書は、道路法に規定する高速自動車国道、一般国道、都道府県道及び重要な市町村道における・支間200 m以下の橋に適用するものであり、その規定は、20～30 mの短支間の橋の場合も考慮して定められたものである。したがって、一般に短支間であるから規定を緩和するということは考えられない。

橋座の設計に関する規定は、長年の経験により橋座面のかけ落ちや地震時の破損を考慮して定められたもので、上部構造の支間長が重要な要因となるために、その関数として表わしている。したがって中小橋に対し規定値を緩和する必要は認められない。

くいの許容変位量については、許容変位量が上部構造の種類、大きさなどによって個々に定めるべきものであるため、示方書においてはその値を一律に示すことはしていない。なお、くい基礎については、許容変位量の他に地盤の不確定要素を考えて、許容支持力に制限を与えるためにくいの設計地盤面において定められた基準変位量がある。基準変位量は、構造物の性質や重要性を考慮して各機関で定められるが、一般に常時10 mm、地震時15 mmとしている。この基準変位量は、その目的から自ずと許容変位量とは異なるので、くい基礎の変位量を計算した結果、設計地盤面におけるくいの変位量が若干基準変位量を超過しても、直ちにくい本数やくいの配置を変更する必要はない。また、一般の土木構造物に使用されるくいのくい径程度であれば、基準変位量の値は示方書に規定した通りでよいと考えられる。

下部工躯体に対する最小鉄筋量は、コンクリートの乾燥収縮や温度勾配などにより生じるひびわれを、部材として有害でない程度に抑えるため、主として一般的な梁や柱に対する経験に

基づいて規定したものである。これらは鉄筋比により規定されているので、下部構造のように大断面で低鉄筋比の構造物には必ずしもなじまない点があるが、現時点ではこれに代わるべき適切な規定法がないため、当面示方書の規定によって設計すべきであると考えられる。なお現在、日本道路協会の橋梁委員会下部構造小委員会において、最小鉄筋量を破壊抵抗モーメントとひびわれモーメントから算定する方法の検討を進めている。

2. 直接基礎の許容支持力

道路橋示方書に示されている推定による地盤の許容鉛直支持力の表は、荷重の傾斜角が小さく、かつ構造物の重要度が高くないと考えて良い場合のみに適用を可能としており、その他の場合には、土質試験あるいは平板載荷試験等により推定された地盤の C 、 ϕ を用いて、静力学公式により地盤の許容鉛直支持力を求めるのが原則である。

このように静力学公式によって支持力を求めるならば、質問のような規定値の非連続性については問題が生じない。また、粘性土地盤に対しても同様に極限支持力を求めることができる。

なお、重要度の高くない構造物に対しその許容支持力度を推定で定めようとする場合には、示方書の「推定による場合の許容支持力度」の表を用いることになるが、この表はあくまでも経験に基づいた参考としての値であることを十分に考慮してその運用を図るべきである。

3. くいの安全率

道路橋示方書では、くい先端が良質な支持層に根入れされているくいを支持ぐいと定義し、くい先端が良質な支持層に達していないくいを摩擦ぐいと定義している。ここで、良質な支持層とは、基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤で一般に岩盤、砂れき層、 N 値がおおむね30以上の砂質土層、 N 値がおおむね20以上の粘性土層をいう。

一般には支持ぐいが使用されるが、支持ぐいといえども根入れ深さに応じてかなりの摩擦支持力が見込まれることになる。この場合でも、先端が良好な支持層に達しているため安全度はそれ以外の場合に比して高いと考えられるので、先端支持力と摩擦支持力の極限値の和に対して支持ぐいの安全率で割ったものをそのくいの許容支持力とする。

また、先端が支持層に達していないくいについては、同様に先端支持力（極くわずかと考えられるが無視する必要は必ずしもない）と摩擦支持力の極限値の和を摩擦ぐいの安全率で除したものをそのくいの許容支持力とする。

4. 連続桁の水平力の分担

下部構造の耐震設計においては、上部構造から伝達される水平力を考慮しなければならない。

橋軸直角方向については、各下部構造が分担する上部構造の慣性力を設計荷重として考慮す

る。道路橋示方書耐震設計編には、この水平力を単純桁橋の場合を例にとり、「各支承部に作用する死荷重反力に設計水平震度を乗じた値としてよい」と記述されている。連続桁橋の場合については具体的な記述はないが、単純桁橋の場合の水平力のとり方を準用して死荷重反力に設計水平震度を乗じた値をとる場合が多いようである。

このような水平力のとり方であれば、単純桁橋の場合には各橋脚が等分に上部構造の慣性力（左右の桁の半分ずつの重量に設計水平震度を乗じた値）を分担することになるが、連続桁の場合には中間橋脚の分担が大きく、端橋脚の分担が小さくなる傾向がある。これに対して連続桁の場合にも各橋脚に等分に分担させる考え方もあるが、どちらがより合理的であるかを決定するには詳細な検討を要する。

このようなことから、現段階では連続桁橋の下部構造の設計において考慮する上部構造から伝達される橋軸直角方向の水平力としては、一般には死荷重反力に設計水平震度を乗じた値をとるが、とくに端支間が中間支間に比べて短く、端橋脚の桁死荷重反力が小さくて設計荷重が小さくなる場合については、端橋脚の設計において左右の桁の半分ずつの重量に設計水平震度を乗じた値をとるといった安全側の配慮をすることが望ましいと考えられるので、現在検討中である。すなわち、連続桁橋の耐震設計規定については、当所および日本道路協会（橋梁委員会耐震設計分科会）において、連続桁橋の地震被害の実状、強震観測、解析、実験などによる振動特性に関する調査・検討を行い、具体化を図っていく予定である。

なお、橋軸方向については、一般に固定橋脚については桁全重量に設計水平震度を乗じた値をとり、可動橋脚については死荷重反力に摩擦係数を乗じた値をとる。

5. 海岸沿に設置する鋼管杭の防食対策について

鋼管ぐいの防食法に関し道路橋示方書では、海水や有害な工場排水などの影響を受けない場合には、一般に2mmの腐食代をとれば良く、海水または鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受ける部分等は十分な防食処理を行わなければならないとされている。

一般に、腐食の観点から海洋環境は図-1のように海洋大気部、飛沫帯、干満帯、海中部、海底土中部の五つのゾーンに分類される。

海中部、海底土中部においては、腐食代を2mmとし、アルミ合金陽極を用いた流電陽極方式の電気防食法を用いることが広く行われており、信頼性の高い方法として推奨されている。

流電陽極方式による電気防食の原理は、海水中におけるアルミ合金陽極の電位が鋼より著しく卑（マイナス側）で、両者を電氣的に接続してやれば、鋼の代りにアルミ合金が溶出して鋼の溶出即ち腐食を防止できることにある。

アルミ合金陽極は通常10年から20年の耐用年数で設計されることが多いが、陽極の補充により容易に耐用年数を延長できる。

電気防食の設計は、防食電位を -770mV （飽和甘汞電極基準）より卑とし、防食電流密度を海中部 $100\text{mA}/\text{m}^2$ 、海底土中部 $20\text{mA}/\text{m}^2$ とするのが標準的であるが、海水の水質や潮流の速さ等により変わり、東京湾では、海水中：初期 $140\text{mA}/\text{m}^2$ 、平均 $70\text{mA}/\text{m}^2$ 、海底土中：初期 $25\text{mA}/\text{m}^2$ 、平均 $12.5\text{mA}/\text{m}^2$ が適当であるとの調査結果を得ている。なお、電気防食法の防食率は90%以上期待できる。

飛沫帯、干満帯は海洋環境の中で最も腐食の激しい部分である。ここでは前述した電気防食の効果は期待できないので、その防食方法は、従来から塗装を主体として行われてきた。

海洋構造物を50～100年間にわたり、メンテナンスフリーで防食し得る方法は未だ開発されていないのが現状であるが、耐久年数の比較的長いもの（10～20年）の防食法を中心として、当所と鋼管杭協会が共同で研究してまとめたものが表一1である。

現在のところ、長期防食の対策としては、表一1の防食法を行なって補修を考える方向と、既存の技術や開発途上の技術をいくつか組み合わせる方向の二つがあると考えられる。

参考文献

- 1) 土研資料第1732号、四国における一日土研資料、「共-9 構造物に使用する鋼材の信頼性について」

基礎研究室
(耐震研究室)

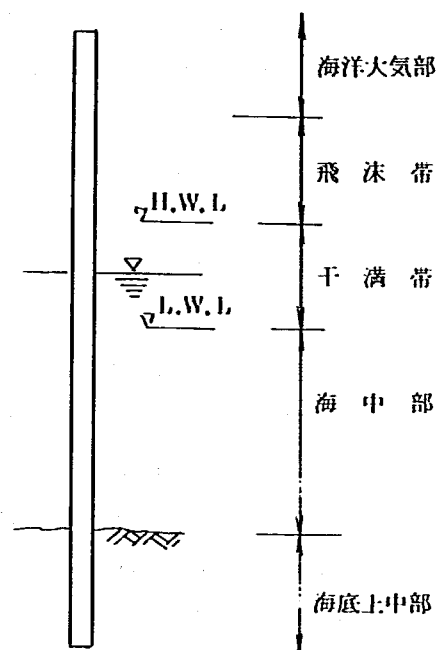


図-1 海洋環境の腐食区分

表 - 1

防食系	代表的な仕様例			長 所	短 所
	防食材料	被膜厚さ μm	施工法		
塗 装	厚膜型無機ジンクリッチ ペイント+タールエポキシ	0.70	塗 装	1. 施工が容易で、 補修しやすい 2. 美装効果が大 きい (エポキシ) 3. 防食効果の割 に経済的である 4. 実績が多い	1. 長期の防食は 期待できない 2. 衝撃に弱い (クロスの併用 により改善され る)
	厚膜型無機ジンクリッチ ペイント+エポキシ	0.45			
	厚膜型有機ジンクリッチ ペイント+タールエポキシ	0.70			
	厚膜型有機ジンクリッチ ペイント+エポキシ	0.45			
有機質 ライニング	エポキシ系レジンモルタル	5	塗 装	1. 耐久性, 耐衝 撃性に富む 2. 施工が比較的 容易である	施工管理に注意を 要する
	ポリエチレン	5	押し出し	工業的に大量生産 可能で, 安価であ る	1. 管以外への適 用はむずかしい 2. 黒色に限定さ れる
無機質 ライニング	セメントモルタル	100	型 枠	使用実績が多い	1. 現地施工以外 はむずかしい 2. 衝撃に弱い
	鋼製型枠+セメントモル タル	型 枠 10 セメント モルタル200	型 枠 (二重管)	特に耐久性がすぐ れている	1. 現地施工に限 られる 2. 高価である
金属溶射	アルミニウム溶射+封孔 処理	0.15	溶 射	防食効果の割に経 済的である	1. 施工管理に注 意を要する 2. 干満帯での使 用には注意を要 する
低合金系耐 海水鋼及び 犠牲鉄板	低合金系耐海水鋼	—	構造物と して使用	1. 耐用年数に応 じた設計が可能 である 2. 衝撃に強い	適用が限定される
	犠牲鉄板	12	巻きつけ		
耐食性金属 材料	チ タ ン	0.5	クラッド	耐食性が特にすぐ れている	1. 高価である 2. 適用が限定さ れる 3. 異種金属接触 腐食に注意を要 する
	モ ネ ル	2	巻きつけ		
	ステンレス (耐海水性)	4			

道-11 前傾(損傷)した橋台の補修方法について

(質 問)

管内の橋梁のうち、20数年を経過した橋梁について、下部工、特にバラベツト部の損傷が多く見受けられるが、考えられる損傷の原因及び対策について教示願いたい。

(金沢工事事務所)

(回 答)

橋台は、その性質上背面盛土側からの偏土圧を受ける構造物であるため、地盤や盛土の状況により種々の弊害を生じることが多い。橋台そのものが橋軸方向に移動したり傾斜する現象は、一般に「橋台の側方移動」と呼ばれ、軟弱地盤上に橋台を設ける場合に顕著である。

この場合、伸縮装置が競ったり胸壁が桁端に接し、桁の水平移動を拘束するとともに橋台の変位も桁に拘束されてバラベツトは大きな力を受け、バラベツトと橋座との打継目付近にひびわれを生じバラベツトが破損するなどの変状が現われる。

一方、橋台そのものの移動を伴わずバラベツトのみが破損する場合は、土圧や交通荷重、主桁との衝突などが原因となっている。したがって、問題となっている橋台の変状の原因と程度に応じて対策を図る必要がある。

(i) 軟弱地盤上の橋台の側方移動

軟弱地盤上に設けられた橋台が、背面盛土という偏載荷重の影響により、施工時又は施工後に、主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、そのため種々の弊害を生じる現象を、軟弱地盤上の橋台の側方移動という。

その原因は、橋台背面盛土が偏載荷重となるために、地山である軟弱地盤の安定が崩れて、塑性流動を起こしそれとともに橋台が移動する。

したがって、この種の側方移動が生じるためには、①地山が軟弱地盤であること。②偏載荷重(盛土)が一定以上あることが必要条件で、また軟弱地盤の性質上、偏載荷重の作用後、比較的早い時期に移動が生じるのが一般である。

軟弱地盤上の橋台の側方移動が生じるかどうかは、次式で示すIの値が1.5以上の場合に移動の恐れがあるとする。¹⁾

$$I = \frac{D}{l} \cdot \frac{b}{B} \cdot \frac{D}{A} \cdot \frac{r \cdot h}{C}$$

ここで r : 盛土材料の単位重量 (t/m^3)

h : 盛土高 (m)

C : 軟弱層(地山)の粘着力 (t/m^2)

D : 軟弱層(地山)の厚さ (m)

B : 橋台巾 (m)

b : 杭あるいはケーソンの巾の総和 (m)

l : 杭あるいはケーソンの長さ (m)

A : 橋台の橋軸方向の長さ (m)

この対策としては、①軟弱地盤を改良する、②盛土荷重を軽減する、③橋台の水平抵抗を増強する、の3方法に基本的に分類される。¹⁾

なお、ここでいう橋台は軟弱地盤上に設けられているため、基礎としては杭あるいはケーソン基礎を採用しているのが通常である。

(2) 橋台基礎地盤の地耐力不足や圧密による変位

橋台は、背面盛土から大きな土圧を受けるため、基礎の地耐力の不足や長期的な圧密の進行等により変位を生じる恐れがある。すなわち一般に、橋台の設計にあたっては地盤の反力が許容値以内に収まるよう配慮されているので、支持力とのものについてはあまり問題はないと考えられるが、大きな反力が長期にわたって作用しているため地盤の圧密やクリープによる変位が進行することにより、橋台が橋軸方向に移動あるいは回転することが考えられる。質問の橋台は基礎が直接基礎（すなわち地盤が比較的良好と思われる）で、かつ建設後長期間を経ているので、この原因により変位が生じたものと思われる。

対策としては、次のものが考えられる。

- ① 地耐力の増強；これ以上の変形を止めるため、基礎周辺の地盤の強度増加を図る方法で、強度の期待できるセメント系のグラウトが有効と思われる。
- ② 基礎体の抵抗力の増強；橋台の変形を物理的に抑えるため新しい構造物を構築する方法で、イ) 橋台前面側にストラットを設ける、ロ) 橋台前面に斜ぐいを打設する、ハ) 橋台背面側にアンカーをとるなどの方法が考えられる。
- ③ 変位量があまり小さくなく、長期的に橋台の安定そのものが不安になることはないと考えられる場合には、当面問題となる損傷に対してのみ対策を施すことも経済性からみて有効な対策と考えられる。すなわち、橋台の回転や並進により橋台に生じる損傷がバラベットの桁の衝突に起因するバラベットの損傷のみである場合、桁との間隔を十分にとるようにバラベットの打ち直し、沓や伸縮継手の調整により対処するのもよい方法と考えられる。

(3) バラベットの破損

バラベットの破損は背面盛土による土圧のみでなく、背面の地表面に載荷される輪荷重の影響を直接受ける。

また、背面盛土が施工後沈下した場合には、輪荷重が衝撃的に加わるうえ、可動沓の橋台では地震時の振動によりバラベットの桁が衝突することもある。バラベットの遊間が狭くなることなくクラック等が発生するのは、これらの原因によるものと考えられるので、損傷の原

因と程度に応じ、ひびわれの補修²⁾、バラベットの補強、バラベットの打ち直しなどを行う必要がある。

参考文献

- 1) 土研資料第1804号、橋台の側方移動に関する研究、昭和56年12月
- 2) 土研資料第1732号、四国における一日土研資料、「共-3 コンクリートのひび割れ対策について」

(基礎研究室)

道-12 塩害による橋梁破損ヶ所の補修について

(質問)

国道8号直江津～糸魚川間は海岸に近接しており、荒天時海水を直接かぶる所、しぶき、飛沫があたる所等に構造物(PC橋)が点在する。名立大橋(ポステン $l=70\text{m}$)、弁天大橋(ポステン $l=340\text{m}$)、能生大橋(ポステン $l=140.5\text{m}$)等はしぶき、飛沫があたる所であり塩害による被害が顕著に見うけられる所である。各橋の完成年次は名立大橋S37年、弁天大橋S47年、能生大橋S41年で、経年数10年～20年位である。各橋の被害状況はほぼ同じ傾向にあり、橋桁のクラックが生じる事及び桁表面にでている鉄筋、鉄屑等の錆が生じそこから除々に錆が内部に進行し、やがて鉄筋の腐食、PC鋼線、シースの腐食、切断にまで進行する事態となる。当路線は以上のPC橋の他に10橋($l=15\text{m}$ 以上のみ)の同種の橋があり、塩害の被害により、PC橋の塩害を防ぐ方法および補修方法について教示願いたい。

(高田工事事務所)

(回答)

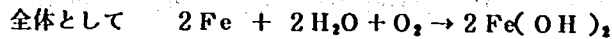
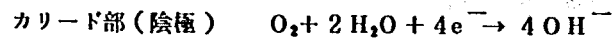
近年、飛沫帯での海水の塩分によるコンクリート構造物の鉄筋腐食が、各地で問題になっている。当所においても、その対策・補修工法に関して鋭意検討しているところであるが残念ながら明確な解答を得るまでに到っていないのが現状である。

ここでは、今後の課題も含め、現在の知見を記述する。

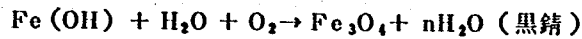
1. コンクリート中の鋼材腐食

鋼材の腐食は、微小な金属組成の不均一な部分あるいは環境条件の差により、鉄鋼表面に局所的な電池が構成されることにより生ずる。その電気化学的反応は、以下の通りである。

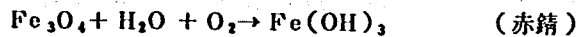




↓



↓



一般にコンクリート中の鋼材は、健全なコンクリートが高アルカリ (PH≒13) であるため腐食しない。これは、鋼材表面に水和酸化物から成る酸化被膜を形成し、不動態化するためである。この被膜は、コンクリートが中性化 (炭酸化) してアルカリ度が低下したり、ハロゲンイオン (Cl^- , F^- , 等) 等が作用することにより、局部的に破壊され、その部分から腐食が孔食の形で進行する。

コンクリート中の鋼材の腐食反応は、アノード部とカソード部がある程度離れたマクロセル腐食として進行することが知られている。図-1は海上大気中 (単一環境下) に曝露したコンクリート供試体中の鋼材の腐食状況である。線の太さが腐食程度を表わす。腐食は鋼材に沿って一様ではなく、マクロセル腐食の状況を示している。

従って、コンクリート中の鉄筋腐食を防止するためには、①鉄筋腐食の引き金となる塩分等の混入を防ぐ。②腐食反応を起こす水、酸素を遮断する。③マクロセルの形成を防害する。等の手段を講じれば良いことになる。

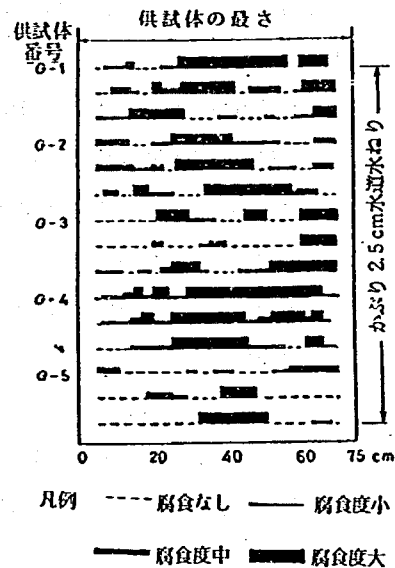


図-1 海上大気中に曝露したコンクリート供試体中の鉄筋腐食 (曝露2.5年 かぶり厚さ2.5 cm)

(2) コンクリート構造物の塩害

コンクリートに有害な塩分の侵入は幾つかの経路がある。

- 1) コンクリートの練り混ぜ時に混入。(海砂や早強性混和剤等の使用)
- 2) 塩化物の人為的な散布による浸透 (凍結防止剤の使用)
- 3) 海水やそのしぶき、潮風による浸透。

1) は、海砂使用等以前から議論されており、使用にあたっては「道路橋示方書」Ⅲコンクリート橋編 14.3 材料に規制されている。

2) は、アメリカ・カナダ等寒冷地での凍結防止剤 (塩化カルシウム) の多量使用によるコ

ンクリート床版の腐食が問題になっている。

3) は、海岸附近のコンクリート構造物の鋼材腐食の問題であり、各国から被害事例が報告されている。我が国においても、北海道、本州日本海側、沖縄の沿岸コンクリート橋の被害事例が報告されており、北陸地方の沿岸PC橋の損傷も、これらと同様に塩害と推定される。

これらの被害の特徴は以下の通りである。

- i) 飛沫帯下での、塩害の兆候は供用後10年程度からみられる。
- ii) スラブ橋、プレテン桁は損傷を受けているものが少なく、ポステンT桁に損傷を受けているものが多い。
- iii) 海岸線から離れた地域においても、損傷を受けている橋梁もある。
- iv) 損傷は主桁下面、特に隅角部附近にひびわれ、はくりが生じている。橋脚はほとんど損傷がない。

なお、現在、これらの損傷を受けた橋梁のうち交通を制限する事態になっている橋梁は一橋もない。

東北地方建設局酒田工事事務所では、飛沫帯下で損傷が大きかった橋梁の損傷進行状況について、以下のように報告している。

- ① 供用後5年から7年程度では錆汁程度。
- ② 供用後7年から10年程度ではコンクリートに亀裂が発生。
- ③ 供用後10年から15年程度ではPC鋼線にも影響を及ぼし、コンクリートのはくり、欠落が多数発生。

また、補修の際の調査により、以下のことを明らかにしている。

- ① 錆汁跡が表面に現われていなくても、シーす内のPC鋼線が錆びている場合もある。
- ② 剝離・欠落現象のある箇所はPC鋼線は相当に腐食しているが、又は破断している場合が多い。

- ③ 耳桁の外側は比較的被害が少ない。これは外側は雨に洗われるためと思われる。

さらに詳細な調査から、これらの被害は、コンクリートの中性化によるものではないことがわかっている。腐食鉄筋の電子顕微鏡による拡大の結果(図-2)、腐食は前述の孔食の形であらわれ、さびに

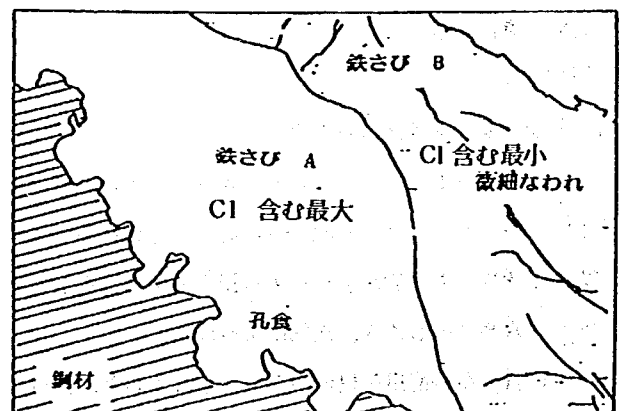


図-2 電子顕微鏡による腐食鉄筋の拡大図

は多量の塩分が含まれていることがわかる。また、コンクリート中の浸透塩分量は、現在の海砂の規制値（細骨材の0.1%以下 $\approx 1\text{kg/m}^3$ （コンクリート換算））よりも、はるかに大きいことがわかった。これは、飛沫帯等の劣悪な環境下において今後建設するコンクリート橋梁は、今後何らかの防食手段を講ずる必要があることを示唆している。

また、飛沫帯下の既設橋梁についても、前述の各損傷状況に応じて適切な防食法を講じなければならない。

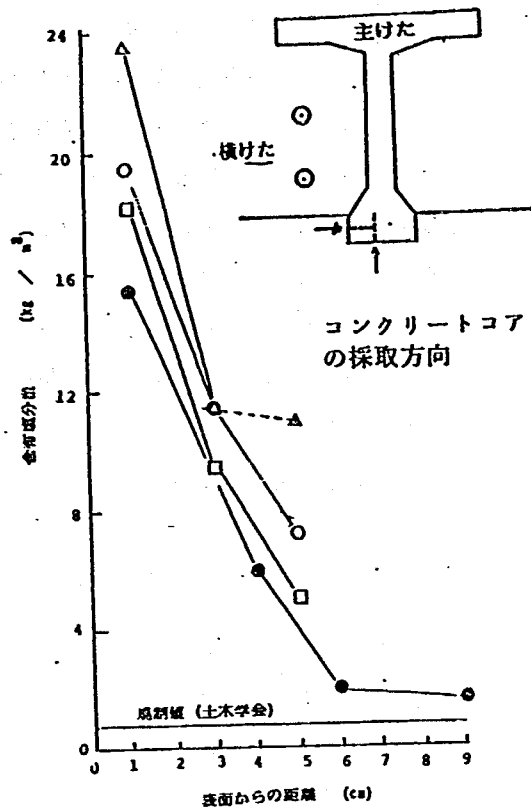


図-3 塩分分析結果

3. 飛沫帯下で未だ損傷を受けていない橋梁

供用年数が少ないか、飛来

塩分量が少なく、浸透塩分量が鋼材の不動態化を破壊していない状態と考えられる。附近のコンクリート構造物の損傷状況、地形状況、気象状況等により、将来損傷を受ける危険性があるかどうかを判断する必要がある。

大気中の海塩粒子の発生機構は、海水気泡の破裂、波頭のちぎれ、波のしぶきが風によって運ばれることにより生ずると云われている。特に垂直な岩などに波があたる場合には、海塩粒子の発生は大きい。風（風速： V ）で運ばれた海塩粒子の付着量(M)は概ね $M \propto V^n$ ($n=2\sim3$)で表わすことが出来ると報告されている。

海塩粒子の発生機構、運搬機構についての究明は不十分ではあるが、附近の波しぶきの状況、海からの風の頻度、風速等を把握することは、次の段階の調査を進めるかどうかの判断にあたり大切なことである。

次に、塩害を受け易い環境にあって鉄筋腐食の危険性があると判断された橋梁については、橋梁の浸透塩分量、電位差等を測定し、腐食の危険性が大きなものについては、防食手段を講ずる。腐食限界塩分量（鋼材の不動態化を阻止するために必要な塩分量）は約 $1\sim3\text{kg/m}^3$ （コ

ンクリート換算)腐食電位は-0.35V程度と云われている。

防食工法としては、塩分の浸透を防止することを目的とするため、透水性の小さい材料を塗布し塩分の浸透を遮断する方法が良いと考えられる。飛沫帯下では、ほぼ橋梁下面全体に波しぶき等が付着するため、コンクリートによく付着し遮塩効果が大きいエポキシ系、ウレタン系等の高分子材料を下面全体に塗布することが望ましい。

なお、他の方法として、電気防食、コンクリート含浸等があるが、いずれも実用化までに相当の時間を要すると考えている。

高分子材料には多くの種類があるが、上記目的に適した材料を選定するため現在曝露試験(東北地方建設局)、室内促進試験等(土木研究所)を実施しているところである。試験に用いた材料及び特徴を表-1に示す。

表-1 塗装仕様と特徴

(シリーズI:塗装材料に関する調査)

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/ m ²)	膜厚(μ)	塗 装 方 法	特 徴
01 アクリル系 (溶剤型)	0	アクリルプライマー	0.10	100	ハ ケ	アクリルラッカー系 コンクリート外塗一 般用 安 価
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	アクリル上塗	0.20			
	(2)	アクリル上塗	0.20			
	(3)	アクリル上塗	0.20			
02 エポキシ系 (エマルジョン系)	0	エポキシプライマー	0.15	1000	ハ ケ	エポキシ樹脂エマ ルジョン 添加特殊セメント モルタル
	1	エポキシエマルジョン上塗	0.80			
	(2)	エポキシエマルジョン上塗	0.80			
03 エポキシ系 (溶剤型)	0	エポキシプライマー	0.10	100	ハ ケ	エポキシウレタン系 耐熱性良好 標 準
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	エポキシ中塗	0.25			
	(2)	エポキシ中塗	0.25			
	(3)	ウレタン上塗	0.25			
04 エポキシ系 (無溶剤型)	0	エポキシプライマー	0.15	500	ハ ケ	無溶剤型エポキシ系
	0	エポキシパテ	0.40			
	1	無溶剤型エポキシ上塗	0.25			
	2	無溶剤型エポキシ上塗	0.25			
	(3)	アクリルウレタン上塗	0.15			
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15			

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/ m ²)	膜厚(μ)	塗 装 方 法	特 徴
05 エポキシ系 (湿面用)	0	エポキシプライマー	0.10	1000	ローラー	無溶剤型エポキシ系 湿面塗装適性あり 環境遮断型
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	湿面用エポキシ上塗	0.10			
	(2)	湿面用エポキシ上塗	0.10			
06 弾性系 (ポリブタジェン 無溶剤型)	0	エポキシプライマー	0.15	100	ヘラ	無溶剤型ポリブタ ジェン系 塗膜の防水機能
	0	エポキシパテ	0.40			
	1	無溶剤型ポリブタジェン上塗	0.80			
	2	無溶剤型ポリブタジェン上塗	0.70			
	(3)	アクリルウレタン上塗	0.15			
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15			
07 弾性系 (アクリル エマルジョン型)	0	ビニルプライマー	0.10	500	ローラー	特殊弾性アクリル エマルジョン系 ひびわれ高追従型
	0	エポキシパテ	0.10			
	1	弾性アクリルエマルジョン中塗	0.50			
	(2)	弾性アクリルエマルジョン中塗	0.50			
	(3)	弾性アクリルエマルジョン中塗	0.30			
08 弾性系 (ウレタン 溶剤型)	0	混気硬化ポリウレタンプライマ	0.10	200	ハケ	ポリウレタン系 ひびわれ追従型
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	弾性ポリウレタン上塗	0.25			
	(2)	弾性ポリウレタン上塗	0.25			
	(3)	弾性ポリウレタン上塗	0.25			
09 ガラスフレーク系 (エポキシ-1)	0	エポキシプライマー	0.10	1000	コテ	エポキシ系ガラスフレ ーク材料 環境遮断型(特にcI) エポキシ(又はウレ タン)で着色仕上げ 可能
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	ガラスフレークエポキシ上塗	0.90			
	(2)	ガラスフレークエポキシ上塗	0.90			
	(3)	ポリウレタン上塗	0.15			
10 ガラスフレーク系 (ビニルエステル -1)	0	エポキシプライマー	0.15	1000	ローラー	ガラスフレーク充 填無溶剤型 ビニルエステル系
	0	エポキシパテ	0.40			
	1	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			
	2	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			
	3	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			
	4	アクリルウレタン上塗	0.15			
	5	アクリルウレタン上塗	0.15			

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/ m ³)	膜厚(μ)	塗 装 方 法	特 徴
11 ガラスフレーク系 (エポキシ-2)	0	エポキシプライマー	0.15	1000	ローラー	エポキシ系ガラス フレーク材料 環境遮断型(特c1) エポキシ(又はウ レタン)で着色仕 上げ可能
	0	エポキシパテ	0.40			
	1	ガラスフレークエポキシ上塗	0.80			
	2	ガラスフレークエポキシ上塗	0.70			
12 ガラスフレーク系 (ビニルエステル -2)	0	エポキシプライマー	0.10	1000	コ テ	ガラスフレーク充 填無溶剤型 ビニルエステル系
	0	ビニルエステルパテ	0.10			
	1	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	1.0			
	2	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	1.0			
13 タールエポキシ系 (タールエポキシ)	0	エポキシプライマー	0.15	200	ハ ケ	タールエポキシ第 1種
	0	エポキシパテ	0.30			
	1	タールエポキシ上塗	0.19			
	2	タールエポキシ上塗	0.19			
	3	タールエポキシ上塗	0.19			

* 0および()は塗膜性能試験(室内試験)には含めない。

* 0は素地調整

塗 装 仕 様 シリーズⅡ：コンクリート中の鋼材の腐食に関する調査)

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/ m ³)	膜厚(μ)	塗 装 方 法	特 徴
No03 エポキシ系 (溶剤型)		(前述とより)				
No21 エポキシ系 (カラセローピング 補強用)	0	エポキシプライマー	0.15	2000	ハ ケ	膜補強性 高物理性エポキシ 樹脂
	0	エポキシパテ	0.40		ヘ ラ	
	1	エポキシド塗	1.0		ヘ ラ	
	2	ガラスローピング	—		—	
	3	エポキシ上塗(含浸型)	0.60		ヘ ラ	
	4	エポキシ上塗(#)	0.40		ヘ ラ	
	5	ガラスローピング	—		—	
	6	エポキシ上塗(含浸型)	0.60		ヘ ラ	
	7	エポキシ上塗(#)	0.40		ヘ ラ	
	(8)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハ ケ	
	(9)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハ ケ	

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/ m ²)	膜厚(μ)	塗 装 方 法	特 徴
No22 ポリブタジエン系 (ガラス繊維 補強用)	0	エポキシプライマー	0.15	1,000	ハ ケ	ひびわれ追従型 剝落防止性
	0	エポキシパテ	0.40		ヘ ラ	
	1	弾性ポリブタジエン上塗	0.80		ヘ ラ	
	2	ガラス繊維	—		—	
	3	弾性ポリブタジエン上塗	0.70		ヘ ラ	
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハ ケ	
	(5)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハ ケ	

* 0および()は塗膜性能試験(室内試験)には含まない。

* 0は素地調整

4. 既に損傷を受けている橋梁

浸透した塩分が鋼材の不動態被膜を破壊し、鋼材の錆による膨張圧によりコンクリートに損傷が生じている段階と考えられる。

この場合は、単に塩分の浸透遮断だけでは防食効果はあげにくい。また、鉄筋・P C鋼線に相当程度の腐食が想定されることから耐荷力の照査、補強工法の検討も行なわなければならない。

これまで損傷を受けたP C橋梁の中には、道路管理上、載荷試験を行ない安全性を確認した例もある。しかしながら載荷試験は、今後の腐食の進行に伴う耐荷力の変化を予測することはできないので、腐食の進行について、さらに注意深く観察を続ける必要がある。

P C鋼材が相当程度腐食しているか破断し、今後の安全性に支障があると考えられるような場合には、補強を検討する必要がある。補強工法は、直接的な補強として、①鋼板接着、②桁または柱の増設、③プレストレス導入、④コンクリートで重ねばりにする方法、間接的な方法として、⑤横行増設により荷重分配を良くする、等が考えられる。

現在、塩害により損傷を受けたP C橋梁において既に採用されている工法は①、②、である。

① 鋼板接着は、主に主桁下フランジ下面に、エポキシ樹脂系接着剤を用いて鋼板を接合することにより、鉄筋としての補強効果を期待するものである。コンクリートの劣化状況により一体化を図ることが困難な場合があり注意を要する。また塩分を含んだコンクリートとの長期の付着効果等不明確な点がある。

③ プレストレス導入は、P C鋼材の破断箇所の消失プレストレスを再度導入するもので、アウトケーブル方式となる。腐食によるP C鋼材の破断は高部的であり、他の箇所では依然として、付着によりプレストレスが有効であることも考えられるため、検討にあたっては幾つ

かの状況を想定し、設計計算を行う必要がある。またプレストレスの導入方法、鋼材の配置、定着具の詳細についても検討を加え、既設構造物に有害な影響を与えないようにしなければならない。

どの工法を採用するにしても、破損ヶ所、損傷状況等を個々の橋梁について詳細に調査し、補強目的に沿った工法を選定する必要がある。

また、塩害により損傷を受けた橋梁は補強をするしないにかかわらず、腐食をこれ以上進行させないために防食処理を施す必要がある。コンクリート中には既に今後腐食を進行させる大量の塩分が含まれているため、塗装による塩分遮断のみでは不十分である。現在は劣化コンクリートをはつり、レジンモルタル、ポリマーセメントモルタル等で断面修復した上で、外部からの塩分浸透を防ぐために、樹脂塗装等を行っている。

劣化コンクリートをはつり、樹脂類で断面修復することは、塩分を含んだコンクリートを除去するとともに、絶縁体である樹脂類による腐食のマクロセルの形成を阻止する効果が期待できる。これらの効果の程度を把握することは今後の課題である。

表面被覆については、以後の腐食の進行に伴って発生するひびわれを阻止するために、ウレタン系等の弾性系塗料（ひびわれ追従型）の塗布、FRP、鋼板の巻付け等が用いられることもある。

以上の防食工法が採用され始めたのは近年になってからであり、どの工法がどの程度耐久性を有するかという正確な評価は現段階では困難であり、今後の検討課題となっている。

5. む す び

塩害に対する効果的な対策を述べよという質問に対して、対策に関する考え方、方法の現状を述べるだけで、その効果に対してははっきりした事が述べられず、回答としては不満足な結果となっている。当所としても現地と連絡をとりながら、さらに研究を続けていくことで了承を願うと同時に今後も調査、情報の交換ということで御協力をお願いしたい。

（参考文献）

- 1) 蒔 田 実 ; 海域における土木構造物の腐食と防錆防食
土木研究所講演会講演集（昭和56年度）
- 2) 辻 靖 三他 ; 日本海沿岸のPC橋における塩分による桁の被害
建設東北（1982年7月号）
- 3) 片 脇 清 士他 ; プレストレスコンクリート構造物の腐食に関する研究（鋼材の腐食機構に関する検討）（土木学会 第37回年次学術講演会）
- 4) 山 内 幸 裕他 ; 同 上 （飛沫帯におけるコンクリートへの塩分浸透に関する

調査結果（土木学会 第37回年次学術講演会）

5) コンクリート橋の塩害対策に関する暴露試験調査

土木研究所資料第1851号 建設省土木研究所, 同東北地方建設局(1982・7)

6) 電気協同研究 電気協同研究会 第20巻1号, 2号

7) 塩害を受けたPC橋の載荷試験

建設省土木研究所橋梁研究室(1982・7)

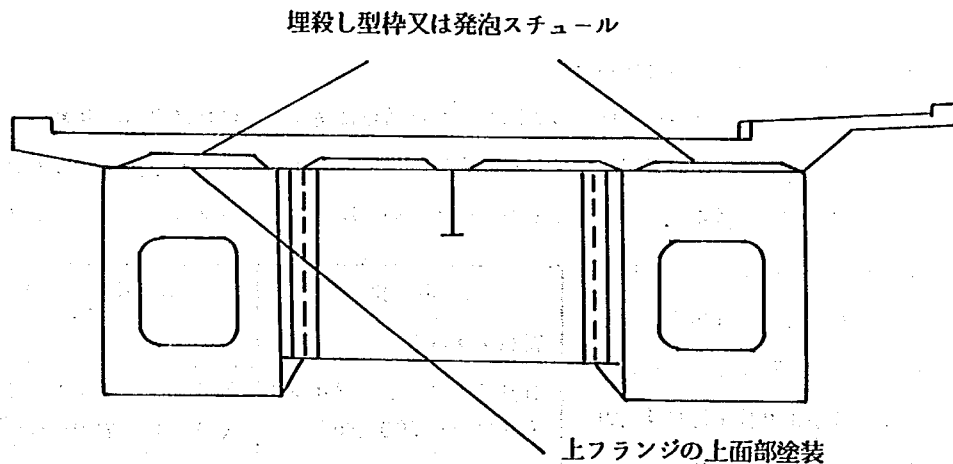
(コンクリート研究室・化学研究室・橋梁計画室)

道-13 箱桁上フランジの上面部の防錆と腐食対策

(質問)

塗装の選定については腐食環境, 施工性, 維持管理, 経済性等を考慮して塗装系を選んでいるが, 特に箱桁上のフランジの上面部については現在長期防錆形の下記仕様により塗布を行なっている。

プライマー	エッチングプライマー(長ばく形)	130g/m ²
第1層	タールエポキシ樹脂塗料JIS1種	300g/m ²
第2層	"	260g/m ²
第3層	"	260g/m ²



閉断面内での埋殺し型枠, 発泡スチロールによる腐食要因及び高温多湿等による環境条件, 雨水融雪水による浸透水の影響により腐食が促進されているのではなかろうかと思われるが閉断面内の腐食実態を把握することが困難なため将来にわたっての橋梁の維持管理を考えての防錆方法として床版全面に防水層を設けて箱桁上への浸透水を防止させる方法又箱桁上フランジ部に溶融

亜鉛メッキを塗るとか無塗装用溶接性耐候性鋼材を使用し防錆を図る方法が考えられるが教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回 答)

1. 床版全面に防水層を設ける方法

箱桁上への浸透水を防止するためには有効な方法であると思われる。しかし、床版に防水層を設ける場合、防水材の選定にあたっては舗装のすべりなどを考慮して選ぶ必要がある。また、仮にこの方法で行ったにしても高湿環境が改善される訳でもないので現行程度の防錆塗装は必要であろう。

2. 熔融亜鉛メッキを施す方法

コンクリート床版を透過してくる程度のアルカリ性の漏水に対しては、亜鉛の特性上問題はなく、かなりの耐久性が期待できるが、融雪剤として塩化ナトリウムや塩化カルシウムを用いる場合は、亜鉛の溶出量が増加するためそれ程の耐久性は期待できない。ただし、大型部材に対する熔融亜鉛メッキの施工は設備の点で困難または不可能である。

3. 耐候性鋼を用いる方法

漏水が生じる環境では、耐候性鋼の特長を発揮するうえで不可欠の安定さびが形成されないので不適当である。

4. 現行塗装系の機能を強化する方法

現行塗装系では、塗膜に損傷等の欠陥を生じた場合に塗膜下でのさびの広がりを抑える性能が十分でないので、防錆効果のすぐれた厚膜型ジンクリッチペイントを塗装下地に用いて本格的な長期防錆型塗装系として適用するのが望ましい。厚膜型ジンクリッチペイントには、有機系と無機系がある。有機系は無機系よりも防錆性は劣るが素地の除錆程度に対する許容幅が大きく無機系より施工性にすぐれている。無機系は有機系より防錆性が大きく、とくに塩分が介在する場合の耐久性にすぐれているが、塗膜が多孔質構造であるため、本塗装系の場合にはタ

A 塗 装 系	B 塗 装 系
製品ブラスト	製品ブラスト
有機ジンクリッチペイント (スプレー700g/m ²)	無機ジンクリッチペイント (スプレー700g/m ²)
タールエポキシ1種3回 (スプレー300g/m ²)	ミストコート (スプレー150g/m ²)
	タールエポキシ1種3回 (スプレー300g/m ²)

ールエポキシの希釈物(50%程度のシンナーで希釈)をミストコートとして用い発泡防止を図る必要がある。

塗装系を左頁に示す。

したがって、現状では4の方法が適当と考えられる。

(化学研究室)

道-14 橋面防水工の選択について

(質問)

防水工は塗膜系とシート系の2種類の内、数多くの製品が利用されているが、材質、施工性、施工時期、機能そして金額の面からして一長一短があると思われる。又北陸はスパイクタイヤによる舗装の損傷が甚しく防水工の効果も疑問視される。土研で最近これらについて実験、調査等を実施していると聞いてますが、その内容から今後の防水工の適切な使用選択について教示願いたい。

(石川県土木部)

(回答)

橋梁床版の防水工は、スパイクタイヤによる舗装の損傷あるいは耐用年数とは別に、床版の防水保護、耐久性の向上という観点から考慮すべきことと思われる。

鋼床版の防水工は、雨水が床版上接すると腐食が短期間に起るので、従来からマスチックアスファルト、塗り防水、歴青材含浸繊維シート、あるいは下層に不透水性のグースアスファルトを施工するなど防水対策は一応確立されている。

これに対して、コンクリート床版の防水工は、1) 床版に水が浸透しても短期的には床版の劣化が認められないこと。2) 防水工を行うことによって、プリスタリングや舗装がスライドするなどして舗装に悪影響を及ぼすこと。などから、我が国ではこれまでと全く敬遠されがらであったように思われる。しかし、最近コンクリート床版の劣化が問題となっており、その劣化の一因として床版に浸透してくる水の影響が挙げられている。例えば、水の影響について第32回建設省技術研究会報告¹⁾によると、コンクリート床版の疲労試験において、気乾状態と湿潤状態での破壊時の耐荷力、疲労回復を比較すると、湿潤状態は気乾状態に対して耐荷力で約35%、疲労回数で約50%減少するという試験結果が報告されている。

コンクリート床版の防水工は、特に融雪、融氷のために塩類を散布する地域や海浜地域で塩分が床版に浸透する可能性のある地域では、床版の鉄筋の防食という面からも床版の防水工をすべきであるといえる。

コンクリート床版の防水工については、昭和53年4月建設省から「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計、施工について」通達が出され、防水工の必要性が述べられている。しかし、その中で

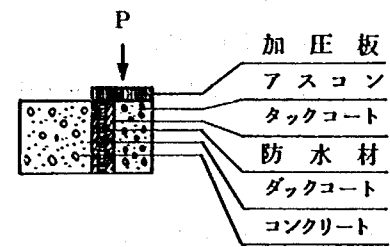
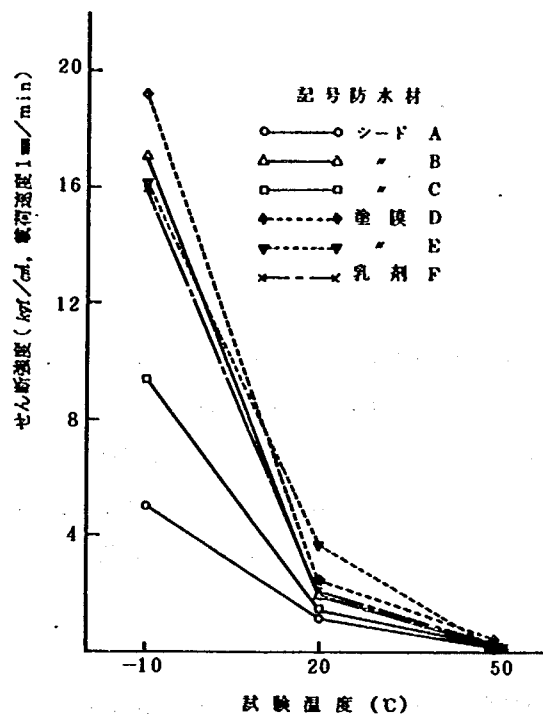


図-1 せん断強度と試験温度の関係
(コテ仕上げ, レイタンス除去)

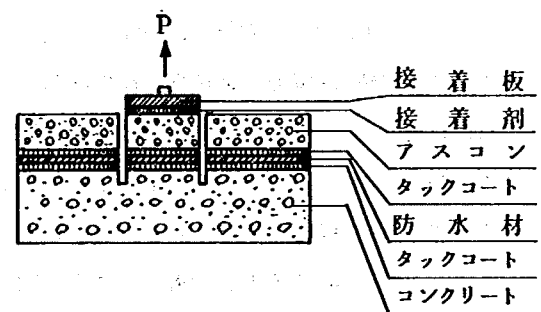
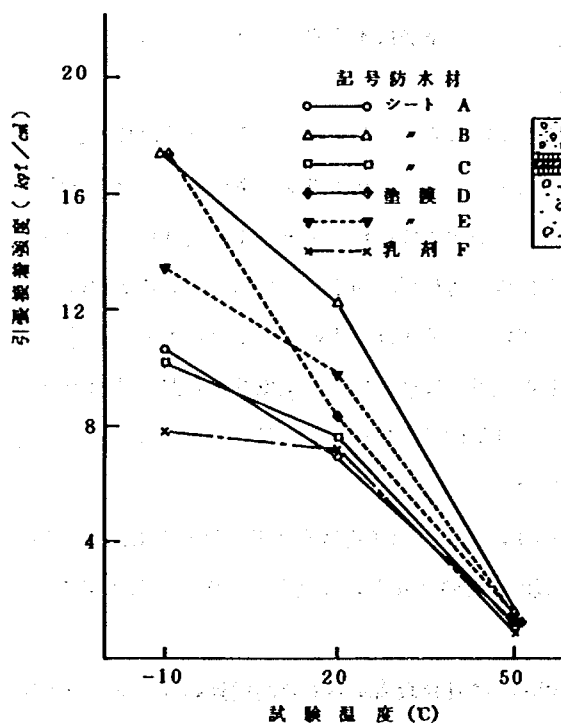


図-2 引張接着強度と試験温度の関係
(コテ仕上げ, レイタンス除去)

床版の防水工の選択基準などについてはふれていない。

このような現状を踏えて当所では、コンクリート床版防水材の選定基準を明らかにすることを目的として、コンクリート～防水材～アスファルト混合物に関する各種特性試験を実施しているので、これらの試験結果の一部を紹介して、現試験段階での防水材選定の考え方について述べることにする。

防水材としては、シート系3種類、塗膜系3種類の合計6種類でいずれも現在コンクリート床版防水材として一般的に使用されているものである。試験体は、コンクリート版上に防水材を施工し、その上にアスファルト混合物を舗装したのち、カッターで切り取ったものを用いた。

せん断試験と引張接着力試験結果の一例を図-1, 2に示す。これらの結果から、通常防水工を設けないコンクリート床版上の乳剤塗布舗装を基準に判断してみると、せん断試験では塗膜系が乳剤より強度が高く、シート系はこれとは逆に乳剤より強度は低い値となっている。一方、引張接着力試験では、シート系、塗膜系とも乳剤と同等あるいはそれ以上の値を示している。

上記のことから、防水材の選定に対する考え方を述べてみると、舗装のスライドなどのせん断特性についてはシート系のものより塗膜系のものが優れているといえる。また、床版との接着性については、防水材を設けることは有利に作用するものといえる。

せん断強度及び引張接着強度の基準値については、交通、道路構造および気象条件などによってその値は異なると思われるので、現場試験などを通じてその値を確認していきたいと考える。現試験段階での選定の考え方としては、通常床版舗装に用いられている乳剤の数値を上まわるか、下まわるかが判断の目安の一つであるのではないかと思われる。

参考文献

- 1) 柿坂直昭, 九久哲郎: R C床版の損傷に関する実験報告, 第32回建設省技術研究会報告, P330~335

(化学研究室)

道-15 函渠の設計方法

(質問)

富山市今泉交差点内において、都市中小河川冷川の改修事業があり幅4m×長さ45mの函渠を設計することになったが、この函渠は河川側条件により交差点内で屈曲する構造となり、また、目地間隔は約20m程度となった。

そこで次の内容について教示願いたい。

- 1) 標準設計では、目地間隔 15m未満の函渠については記載されており、それ以上は別途設計

を要するとなっているが、20m程度なら標準設計の準用もしくは、簡略的な変更で対処できなか。

2) 函渠のマクラ梁部の主鉄筋は、函渠方向か直角方向か明記されておらず、設計時に混乱が起きている。本来どちらの方向を採るべきか。

3) 本函渠は交差点内に位置するが、このような交差点内の函渠スラブの設計法は、特に主鉄筋は函渠直角方向か道路方向か、どちらを採る方が優利であり妥当であるか。

(富山工事事務所)

(回 答)

(1)について

ボックスカルバートの標準設計の利用にあたっては、個々の場合について縦方向(道路中心線に対して直角方向)の検討を行うことが原則である。これは縦方向の設計要因、たとえば、ボックスカルバートの長さ、盛土の形状、地盤の特性などが千差万別であり、縦方向については標準化することが難しいことによるものである。

ただし、横方向の設計における主鉄筋に見合うだけの配力鉄筋(縦方向鉄筋となり、横方向主鉄筋の径が22mm以上の場合はD16mm、それ以外はD13mmを30cm間隔に配筋)は配筋してある。これらの鉄筋量で一般的に安全となるのが、地盤条件が良く直接基礎でかつボックスカルバートの長さが15mより短い場合で、これは標準設計図に何んら手を加えることなく利用できる条件を示している。これに対して各々の現場条件に対して縦方向の検討を行い、標準設計で考慮している配力鉄筋で不足する結果が生じた場合においては、底版のみの配力鉄筋を修正すれば良く、このような処理によって図集の利用範囲が拡大されることになる。

このように、そのまま利用できる条件と一部修正することによって利用できる条件とがある。

なお、縦方向の検討方法や修正して利用する場合などについては、標準設計の解説や利用の手引き書に記載してあるので参考とされたい。

(2)について

継手部の枕の目的は、不等沈下に対する段落防止と水平変位に対する食違いの防止であるが、主目的は前者であることを考えるとボックスカルバートの縦方向が主鉄筋と思われる。しかし、想定した通りの変位が生ずるとは限らず、むしろ複雑な変状が想定される。

したがって、枕の鉄筋としては、底版の鉄筋量(縦横の合計量)を縦方向、横方向に等分して配筋しておけばよいと思われる。

(3)について

ボックスカルバートを道路軸線に対して斜めに設置しても、荷重の方向は特に考慮してない。これはその方向を考慮しても、それが支配する要因とならないことによるもので、当所でも共同溝を例として検討したことがある。したがって、この現場におけるボックスカルバートも通常の設計方法で良いと思われる。

(シ ス テ ム 課)

道 - 16 遊溢橋の規模(延長)について

(質 問)

国道7号で、側道と車道を分離した複断面の4車バイパスを計画している。延長6.5kmのうち、約70%が常時湛水地域を通るため、遊溢橋を検討しているが、氾濫量を算出し、延長を決定するに当り、氾濫規模、降雨の規模はどのように定める事が妥当であるのか、下記事項について教示願いたい。

なお、長期の河川改修の計画はあるが、完成の目途は不明である。

ケース1. ◦計画降雨を道路整備の目標である20年相当を考慮し、確率20年の降雨。

ケース2. ◦既往最大の氾濫水位及び実績降雨。

実績最大降雨 日 雨 量 300mm(昭和41年)

2日雨量 338mm(同 上)

連続雨量 373mm(昭和56年)

ケース3. ◦河川改修計画採用降雨

50年確率 日 雨 量 151.2mm

※ 当該地域は、加治川破堤により被害を受けており、且つ人工公物である道路と危険を内在した自然公物である河川とは瑕疵責任に於て、区別した加治川判決等も経験しており、更に昭和41、42、46、53、56年と連続水害を被っている。そのため、道路の構造については、重大な関心を注がれている地域である。

(新潟国道工事事務所)

(回 答)

国家賠償法第2条第1項には「道路、河川その他の公の营造物の設置又は管理に瑕疵があったために他人に損害を生じたときは、国又は公共団体は、これを賠償する責に任ずる」と定めている。

検討の対象としている地域は、阿賀野川右岸地域で、一級河川阿賀野川水系新発田川の氾濫常襲湛水地帯である。本地域を横切る国道7号バイパス建設による湛水被害を増長させないために

避溢橋の規模決定における計画降雨の規模は、どの程度であるべきかというのが質問の内容であろう。

もし厳密に公権力による地画形質の変更に伴う湛水被害を増長させないためには、道路面の高さを周辺地盤と同程度のものとするか、新たな排水施設を建設するか湛水区域全域を高架構造にするしかないが、道路の機能を考えれば、湛水時にも物資の輸送が可能である構造、および湛水による道路の被災が無く建設費の安い構造が望ましいのは言うまでもない。避溢橋によってこれを解消するというのは妥当である。

この場合道路建設によって湛水状況がどう変わるのか、またそれが地域の湛水被害にどう影響を及ぼすのか把握しておかなければならない。この場合どのような降雨を検討の対象とするのか、湛水被害の変化に対する受忍限度はどこにあるかということが大きな問題となる。ただし検討の対象とする計画降雨は受忍限度によって変わることには注意しておく必要がある。

ところで受忍限度は、その地域の持つ歴史の産物であり、また地域に住む人々の生活様式によって変わるものである。近年、人々の権利意識の高揚によって受忍限度は小さくなる傾向にある。また本区域のように加治川裁判を通して公権力の管理瑕疵に対する見方が厳びしい所では、より受忍限度は小さいと考えざるを得ない。

ところで明治以前においては氾濫原を横切る堤防は、上流と下流で利害が対立するため、その堤防高をめぐって上流と下流との間で紛争が生じ、奉行所に裁定を求めた例が多々ある。本件の場合も最終的には法律論争になり、事業が進まなくなる恐れがある、これを避けるには、地元の人達の考え方を良く把握し、行政の公平性、効率性を配慮して受忍限度がどの辺にあるのか判断し、氾濫シミュレーションを行い、湛水形態の変化状況がどの程度であるのか地元で説明し、了解してもらうことが必要であろう。この場合、検討の対象降雨としては過去最大降水量を考えておけば十分と思われるが、本地区の河川改修計画採用降雨である50年確率でも計算しておくこと、また将来、排水施設が完成された場合での状況も把握しておくことが必要と考えられる、受忍限度の評価は、道路の上下流で湛水位およびその時間変化によって行えば良いと考えられる。上下流で水位が大きく異なるようでは地元の了解を得ることは難しいと思われる。また避溢橋近くの流速に対する考慮が必要である、避溢橋近くは、流れが絞られるため流速が速く、稲の倒壊、田畑の流亡の恐れがある。流速 1 m/s 以下であることが望ましく思われる。このためには、河川予定地区のみならず、対象地区の用排水系統を良く調べ、道路を横断する水路等に避溢橋を設置し、流れの集中を防ぐことが賢明と思われる。

(総合治水研究室)

道-17 車両の地下埋設物に対する影響等について

(質 問)

金沢市内の国道には、ガス、水道、電々等の占用物件が埋設されているが、特に雨水幹線(φ1200mm)が車道路面下に設置されている。

市内の舗装修繕計画で、路面の盤下げに伴い雨水幹線の土被りが不足する箇所の他、今後φ2400mmの雨水幹線の設置計画がある。この計画では平均土被り6mの箇所はシールド方式で、2.5~3.0mと比較的少ない土被り箇所では開削工法で実施する予定である。そこで、地下埋設物の埋設位置を決定する場合

- (1) 車両荷重等の考え方
- (2) 地震時における考え方

等教示願いたい。

(金沢工事事務所)

(回 答)

道路の地下に下水管(雨水管)を埋設する場合、その平面的位置および埋設深さについては「道路法施行令」第12条に次のように規定されている。

- i) 歩道に埋設すること。ただし、歩道に適当な場所がなく、かつ公益上やむを得ない事情があると認められるときは、車道に埋設することができる。
- ii) 下水道管の本管の埋設深さは、3m以上とすること。工事実施上やむを得ないときでも、1m以上とすること。

上記以外に埋設管の設置位置を決定する場合、原則として以下に示すことを考慮しなければならない。

- i) 地下埋設管の破損や埋戻し不良は、舗装の構造に大きな影響を及ぼすものであり、また埋設管の維持管理のための再度掘削は、道路交通の大きな障害となる。したがって、地下埋設管は舗装構造に影響を及ぼさない位置に、また道路交通への障害を少なくするような位置に埋設する。
- ii) 地下に埋設されている他の構造物との間隔は、埋設管の検査、修理、取替作業等の施工上の理由から0.3m以上離す。また、建築物の基礎、地下街、トンネル等からは、保安上必要な水平距離をとる。
- iii) 盛土や切土の斜面に埋設するときは、斜面のすべりに対して安全な位置を選ぶ。
- iv) 凍結深さを考慮して埋設管を設置する。
- v) 常に車両のわだちの直下になりやすい位置は避け、地表の車両荷重によって管が破損しない深さとする。

管の埋設位置を決定する場合、上記のv)に示した車両荷重の影響等を検討しておく必要があ

る。以下に、埋設管に作用する車両荷重の考え方及び地震時の考え方などを示す。

1. 車両荷重等による埋設管への影響

地表面の車両荷重によって埋設管に作用する応力を計算する方法には各種のものがあるが、実用上以下に述べる方法を用いて計算しても差支えない。

この方法は、基本的に地表面の車両荷重が地中のある角度の範囲内に等分布するという考え方をもとにしている。この考え方を取り入れている計算式としては、道路土工指針、土木研究所標準設計、下水道協会算定式、石油パイプライン技術基準などが挙げられる。

道路土工 — 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針における車両荷重の計算式を以下に示す。

$$Q_l = \frac{2P(1+i)}{2.75(l+2H \tan \theta_l)} B_c \dots\dots\dots (1)$$

ここで Q_l : 埋設管 1 m 当りに作用する車両荷重 (t/m)

P : 自動車後輪荷重(t), 「鋼道路橋設計示方書」に定められている T-20 荷重を用いるのが一般的であり, 8 t をとる。

H : 土かぶり厚(m)

θ : 荷重分散角($^\circ$), 舗装の有無, 締固めの程度によって異なるが, $30^\circ \sim 45^\circ$ の値をとる。

一般には分散角を 45° とみなす。

i : 衝撃係数 表-1 による。

B_c : 管の外径(m)

l : 車輪接地長さ(m), 0.2m

(1)式は次のような仮定のもとに導かれている。

i) 自動車は管軸に直角に無限台数並列して、管の直上に後輪がのっている。

ii) 車両荷重は地中のある範囲内に等分布するが、その範囲は自動車の前後方向(管軸方向)には一定の分散角の内部とし、自動車の側方については無限台数の車が隣接しているため車両占有幅の内部とする。

上記の仮定を図示すると図-1 のようになる。すなわち(1)式は 2 個の後輪荷重が $2.75m \times (l + 2H \tan \theta_l)$ の面積に等分布しているとして導いたものである。

土木研究所標準設計、石油パイプライン技術基準の車両荷重の計算式は(1)式と同様であるが、下水道協会の算定式は土かぶり厚 H によって計算方法を以下に示すように区別している。

i) $0.6m \leq H \leq 0.3m$ の場合

土かぶりが $0.6m \leq H \leq 0.3m$ の範囲の浅いときには、2 個の輪荷重が重複することがないため、(2)式で車両荷重を計算する。

表-1 衝撃係数

土かぶり厚さ (m)	衝撃係数 (i)
$H < 1.5m$	0.5
$1.5 \leq H < 6.5$	$0.65 - 0.1H$
$6.5 \leq H$	0

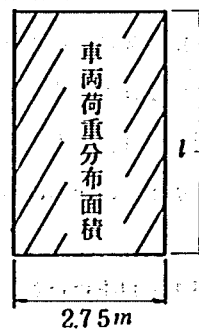
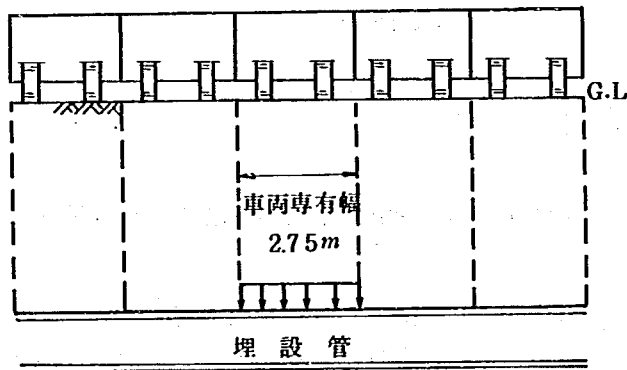
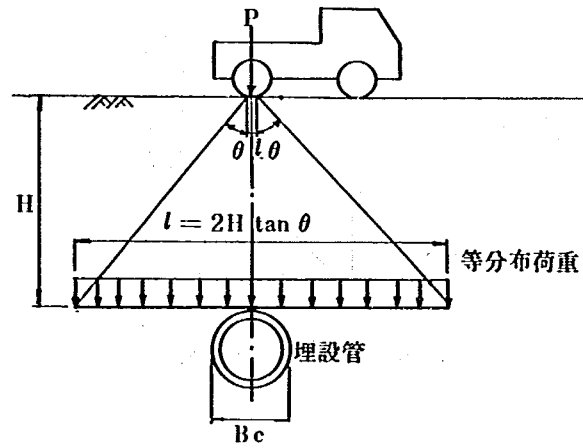


図-1 車両荷重の影響

$$q_l = \frac{P(1+i)}{A} \dots\dots\dots (2)$$

ここで q_l : 埋設管に作用する車両荷重 (t/m^2)

A : 車両荷重分布面積 (m^2)

図-2より $A = 0.1 + 1.4 + 3.14 H^2$

i : 衝撃係数 0.3

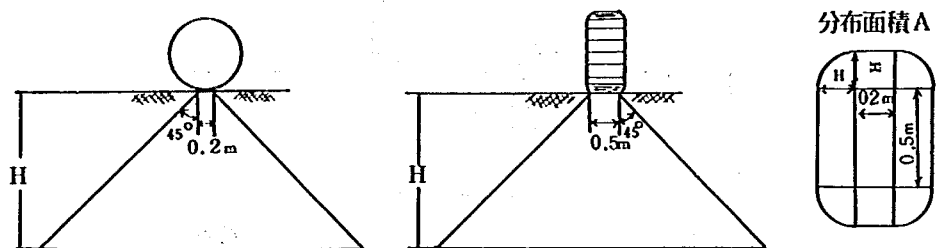


図-2 車両荷重分布面積

ii) $0.3 \geq H \geq 0.6 m$ の場合

道路土工指針と同様の考え方で(3)式を用いて計算する。

$$q_l = \frac{2p(1+i)}{2.75(l+2H \tan 45^\circ)} \dots\dots\dots (3)$$

iii) $H \geq 3.0 m$ の場合

この場合は、土かぶり厚の大きさに関係なく埋設管に作用する車両荷重は $q_l 1.0 (t/m^2)$ とする。

上記の計算式を用いて計算した車両荷重と土かぶり厚との関係を図-3に示す。図中には埋設管に作用する土かぶり荷重を土の単位体積重量を $1.8 (t/m^3)$ として計算した値と車両荷重を加えたものを合わせて示した。図において、道路土工指針や下水道協会算定式などによる車両荷重の大きさを比較すると、あまり差はないといえる。

次に衝撃による付加荷重について簡単にふれておく。車両等の衝撃による付加荷重を決めるには表-1に示したような衝撃係数を用いて計算するが、この衝撃係数の値は種々のものが提案されている。代表的なものを図-4に示す。図から、道路土工指針の衝撃係数は安全側であることがわかる。

交通振動に関しては、管の埋設深さが $1 m$ 以上になるとその影響がほとんど少なくなると考えてよい。

今回のようにシールド工法を用いる場合には、路面の不同沈下や土の流動による他の埋設管への

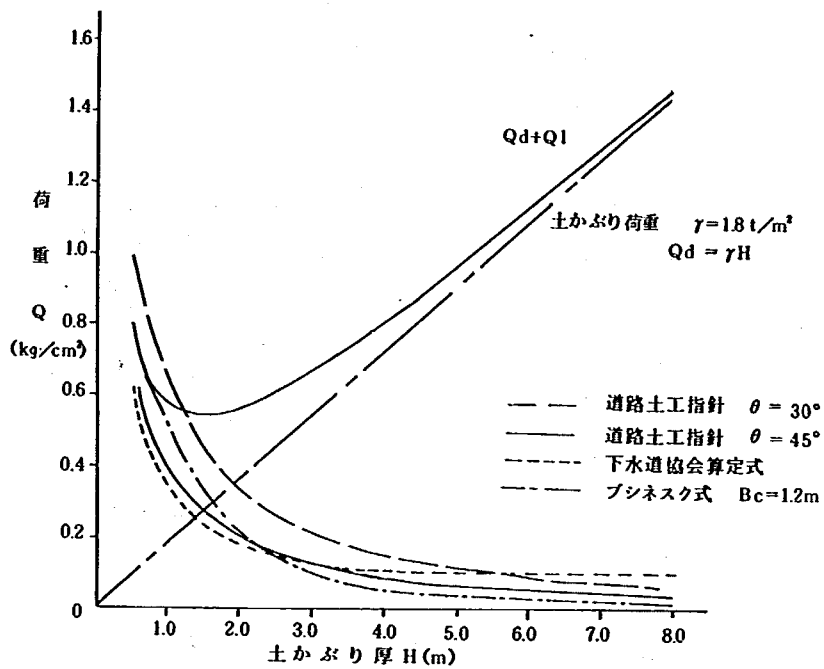


図-3 土かぶり厚と車両荷重の関係

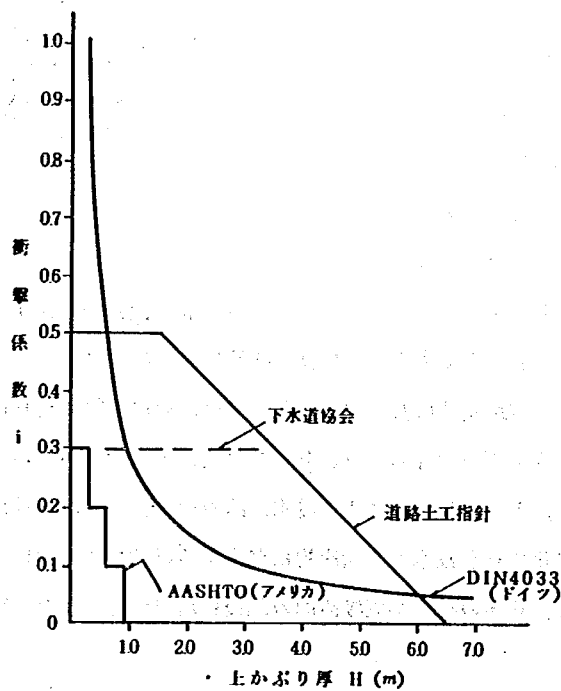


図-4 衝撃係数

影響も問題となる。したがって、シールドが地下構造物や地下鉄、地下埋設物あるいは既設構造物の基礎などに接近する場合には、これらの構造物の設計条件や現況を十分調査して、これらに偏圧や沈下および振動等の悪い影響を与えないよう、上下や左右方向に必要な間隔をとらなければならない。シールド掘削による地盤の不同沈下の影響範囲は概略として図-5のように $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ に分散すると考えてよい。

また、開削工法で管を埋設する場合も土留矢板等の変形による近傍の埋設管への影響を考慮しなければならない。この場合の影響範囲については図-6に示した部分になることが模型実験で確かめられている。

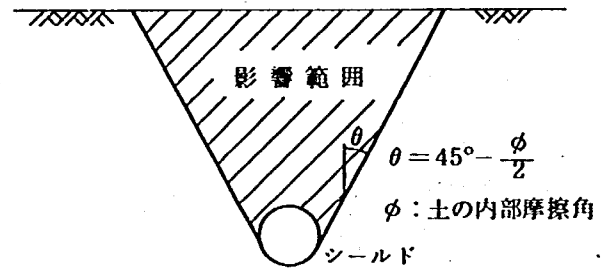


図-5 シールド掘削による影響範囲

2. 地震時における考え方

地下埋設管路の地震時の被害としては、ゆるい飽和砂地盤の流動化に伴う浮き上がり、地盤急変部での継手破損、マンホール等への取り付け部付近の折損などが主なものであり、管体が地盤の動きに追従できなかった場合に発生している。したがって既往地震被害例では、上下水道、ガス等の地下埋設管被害箇所と地盤条件、構造条件との相関性が高くなっている。地震時の地下埋設管相互の

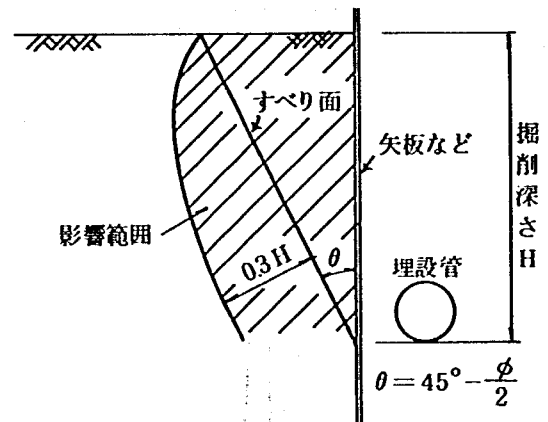


図-6 開削工法による影響範囲

影響については、被害を大きくするような現象は特に見られない。

地下埋設管の被害が道路交通に及ぼす影響としては、新潟地震に見られたようなゆるい飽和砂地盤の流動化に伴う地下埋設管路の浮き上がりの他、ガス管路からのガス漏洩のための交通止（宮城県沖地震）、上水道管破損による浸水、路盤の洗掘（宮城県沖地震）、下水道管破損による雨水流化の悪化に伴う浸水等、副次的に発生する影響にも大きいものがある。しかし、地下埋設管が圧壊し、管体の被害が直接路面の陥没に結びつくような事態はほとんど発生しないと考える。

埋設管路の耐震設計に関して具体的基準が規定されているのは、現状のところ石油パイプラインのみである。現在、関東地建等で共同溝の耐震基準を策定中であるが、一般の管路に対す

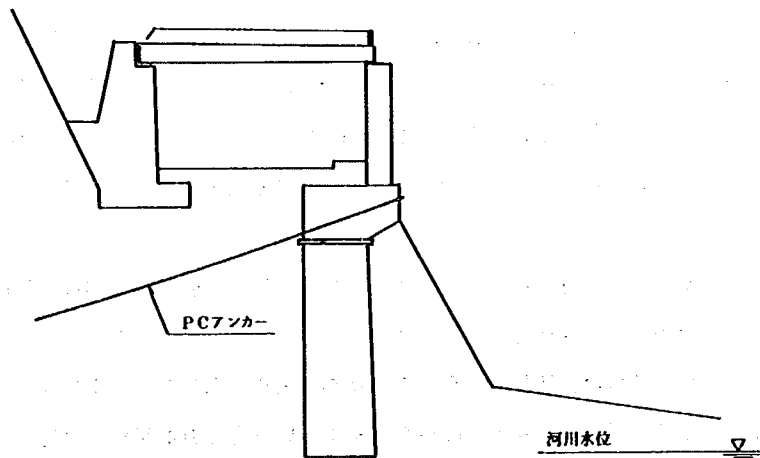
る耐震基準はなく特別の場合の他は耐震計算を行う必要はない。

土質研究室
(耐震研究室)

道-18 PCアンカーの常時反力の問題について

(質問)

アンカー工の設計においては、短期荷重有効を原則で行ってきましたが、最近、急峻な地形の構造物において常時の反力を必要とする場合があります。このような例は、隣接する河川その他の地形の関係で基礎杭長が限定される為、アンカーにより、その水平力及び曲げモーメントの超過分を受けもたせるという考え方ですが、現在のところ、常時の反力を取った場合、アンカークリープ変形、地盤の塑性化等不明点が多いと聞いておりますが、今後の問題点と対応を教示願いたい。



(道路部道路工事課)

(回答)

長期にわたり常時緊張力がかかるアンカーについては、質問のように、クリープと定着部の地(岩)盤の強度低下とが問題になる。

クリープは地(岩)盤のクリープと鋼材のクリープがあるが、後者については鋼材の許容引張応力度以内であればほぼ弾性的な挙動を示すので除く。図-1は当研究室が千葉で実測した例¹⁾で20tの緊張力は地(岩)盤のクリープにより約2年経過後16t程度に低下している。定着部は第3紀の泥岩で、この種の岩としては比較的堅硬な部類に属している。

クリープによる変位や緊張力の低下は、緊張力が大きい程、また地(岩)盤が悪い程大きいですが、事前に定量的に予測することはむずかしい。

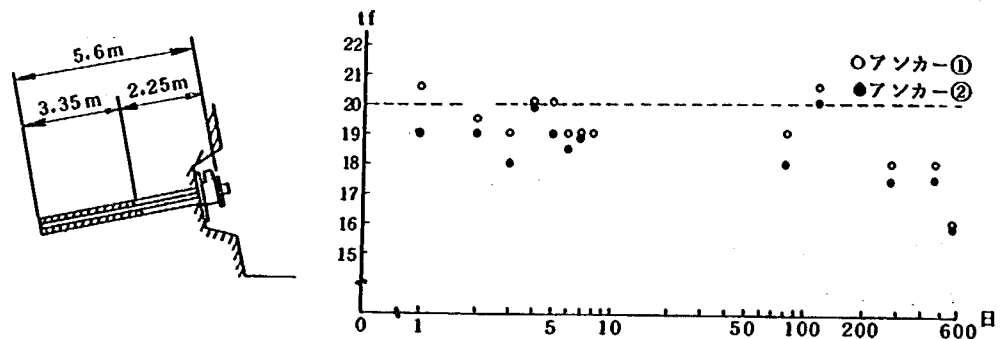


図-1 アンカー緊張力変化測定結果

このため、質問のようなケースでは

- (1) 常時の緊張力（引張り荷重）を長期に受ける場合は、この荷重を極限引張り荷重の $1/3$ 以内に
する。
- (2) アンカー施工時又は、類似の地質の所でアンカー引張り試験によりある緊張力（設計緊張力
など）に対する長期での緊張力の低下及びアンカー頭部の変位を設計時に見込む。岩石供試体
試験やボーリング孔内載荷試験などの結果があれば、これらも合せて、検討時に参考にする。
- (3) 既往の施工例での資料より、長期でのアンカーの緊張低下及び変位を推定し、設計時にこれ
を見込む。

これらの方法があるが、見かけは堅硬であっても、岩盤は一般に潜在的な割れ目を有するもので、マスとしての引張り強度はせん断強度に比べて著しく小さく、したがってクリープによるゆるみと、ゆるみによる岩の強度低下が合さり、長期間大きな引張り応力を岩盤に生じさせるのは好ましくない。常時の緊張力をなるべく少なくするという考え方が現状では妥当であろう。

このため、常時はほとんど緊張力（反力荷重）は作用しないが、深礎杭にかかる外力が増加し、アンカー頭部もある量変位した時、必要な緊張力（反力荷重）が作用するような条件で設計するのが現状では妥当と考えられる。すなわち、豪雨や地震などにより深礎杭が、その許容限界内で変位し、最大の効力を出す時、アンカーにも必要な緊張力が生じ、これが、反力としてアンカー設置点で深礎杭にかかり、この両者で、外力を抑止するという考え方の設計である。

施工中及び施工後のアンカーの緊張力の実測は、構造物の維持管理に際して有力な判断資料となろう。永久構造物としてのアンカーは、この他腐蝕が大きな問題であるが、これについては、施工面に対処しているのが現状である。

参考文献

- 1) 安江朝光・石川芳治：斜面安定に用いるアンカー工。第25回土質工学シンポジウム，1980年
(急傾斜地崩壊研究室)

道-19 侵食を受けた海岸擁壁（重力式）の補強方法

（質 問）

一般国道8号のうち青海町から市振間は、日本の屋根である北アルプスが海に没するところで、山地が急崖をなして海に面している。国道はこの急崖斜面を切り開き築造されている。

道路は、海岸侵食が直接道路崩壊に結びつくことから、海岸沿いに擁壁を設け道路法面の侵食防止が図られている。これら海岸擁壁は、20年ほど前より逐次建設されてきたものであるが、地形的に直接波浪の影響を受ける場所では、フーチング及び躯体立ち上がり部分の侵食が著しく、構造上危険な状態にあることから、早急に何らかの対策が必要となっている。

既存擁壁（重力擁壁）の補強方法、使用材料、また、今後新設する場合の耐侵食構造等について教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回 答）

1. 海岸コンクリート構造物の破損の種類と原因

海岸における護岸、防波用コンクリート構造物の損傷の事例はコンクリートのひびわれ、目地の開き、コンクリートのすり減り、ブロックのはらみ、ずれ出し等様々なものがあり、その原因は基礎工の不良、コンクリートの品質不良、目地構造の不良、鉄筋のかぶり不足による鉄筋の腐食等、設計施工上の問題に起因する場合や、予想を超えた高波、砂礫混りの波浪、地震による異常荷重や津波、構造物上への過大な荷重や船舶の衝突、凍結融解等の厳しい気象作用等、不測の原因によることも少なくない。

質問の対象となっている親不知地域におけるコンクリート製護岸擁壁は、岩礁地帯で海に接し、冬期には激しい波に洗われる場所にあり、圧縮強度 300 kg/cm^2 という強度の大きいコンクリートを用いているにもかかわらず、部分的な損傷でなく長い区間にわたり、波浪を受ける部分でコンクリートのすり減り、断面の欠損を生じている。したがってその損傷の原因は質問者も推定されているとおり、砂礫混りの激しい波浪によるコンクリートの摩耗であると考えられ、それに対処出来るような補修対策が必要である。

2. 補 修 対 策

現地の波浪条件を考えた場合、使用したコンクリートと同じコンクリートを用いて断面を修復したところで、また損傷を生ずる可能性が大きい。なぜならば、コンクリートの配合で最も厳しい気象条件の場合（海水で洗われる部分で凍結融解がしばしば繰り返される所）で断面の厚さが普通の部分の水セメント比は50%以下とされている。¹⁾ また、水セメント比とコンクリートの圧縮強度との関係を示す式で代表的なものに $\sigma_{28} = -70 + 235C/W^2$ ²⁾ という式があ

る。この式で水セメント比を安全を見て48%として σ_{28} を求めると 420 kg/cm^2 程度となる。このコンクリートをレミコンとして購入する場合、割増係数を1.2程度にとって配合強度を定めているものとして、設計基準強度 350 kg/cm^2 程度のものを指定しないと耐久性を満足する水セメント比のコンクリートが納入されないからである。

しかしながら最大寸法が40mmのレミコンの品質規格には圧縮強度が 300 kg/cm^2 のものまでしかないので、すり減りを少なくするために高強度のコンクリートを用いるといっても実用的には困難が伴うのである。

最も実用的な方法としてはコンクリートで腹付けを行ない断面を増厚することであると考えられる。構造物完成後約20年を経過しているとのことであるが現在の最大浸食深さ程度の厚さを旧断面に加えるとすれば、今後また摩耗を受けるとしても、現状になるまで、さらに40年かかることになる。

なお、断面を設計断面よりも増したくない、コンクリートが摩耗を受けている様を曝しておきたくない等の理由から、さらに耐摩耗的な材料を用いたいということであれば、工費は増すが、コンクリートの表面に硬質石材を張るのも効果はあると考えられる。なぜならばコンクリートの圧縮強度は、せいぜい $300 \sim 450\text{ kg/cm}^2$ であるのに対して硬質の石材であれば、 $1,000\text{ kg/cm}^2 \sim 2,000\text{ kg/cm}^2$ の圧縮強度を有しているからである。

さらに、今後の工法の確立のために試験施工が行なえるのであれば、使用してみたい材料としては、減水剤を用いた高強度コンクリート、鋼繊維コンクリート、真空コンクリート、ポリマーコンクリート等がある。これらはいずれも特殊な材料であるので使用に際しては当所あるいは北陸技術事務所等に問合せいただきたい。

最後に、コンクリートを腹付けして補修を行なう場合の手順、参考事項等について以下に述べる。

1) コンクリート表面の目荒し：

旧コンクリートの劣化部分を取り除き、平滑な部分はチップングを行なう。

2) アンカーボルト設置：

2～3本/ m^2 の割でアンカーボルト孔をせん孔し、型枠固定用アンカーボルトを埋め込む。

3) 清掃：

圧力水又は空気で旧コンクリート表面上のごみ、コンクリート粉等を取除く。

4) 型枠セット：

旧コンクリートとのすき間は10 cm 以上あける。

5) コンクリート打込み：

コンクリートは強度 300 kg/cm^2 以上、W/C 45～50%、スランブ8 cm 程度、AEコンクリートとする。骨材はすり減り減量25%以下の骨材を使用する。コンクリートが十分行き

わたるよう十分に締固めを行なう。

6) 養生:

旧コンクリートに打継いでいるので、若材令で乾燥させると乾燥収縮ひびわれが入り易い
脱型後はただちに湿润養生を行なう。

新設の構造物の耐食対策としては断面を大きくしておくことが最も確実な方法と思われるが、
特に激しく浸食されそうな部分に対してはさらに石張り等を併用するのもよいと思われる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書
- 2) セメント協会：コンクリート専門委員会報告，F19

(コンクリート研究室)

道 - 20 波浪災害防止のための消波工の沈下と越波量の関係について

(質問)

一般国道8号のうち、上越市茶原ヶ原一糸魚川市寺島間においては、路上越波による特殊通行
規制区間(5箇所、延長15.5km)に指定されている。この規制区間を解除するための対策工の
検討を当事務所では、昭和55年、56年の2箇年で実施したが、その対策として、消波工の設置が
望ましいと判断されたところが数地区ある。しかし、消波工の水面からの高さや越波量の関係に
関する資料がないために、設置すべき消波工の断面を決めるのが難しい状態にある。また消波
工の沈下の形態及び経年変化量が底質の違い、波浪等によりどのように変化するかについても
知る必要がある。このため道路等を波浪災害から守るための消波工について、水面からの高さが
変化するとともに越波量がどのように変化するかについて教示願いたい。また消波工の沈下の
経年変化量について、底質の違い、波浪などによりどのように変わるのかも併せて教示願いたい。

(高田工事事務所)

(回答)

一般的な消波工について来襲波の波高 H 、波長 L 、堤脚水深 h に、堤防天端高 h_1 と越波量 q の
関係については文献1)、2)に示されており、その例を図-1に示すが先端に2層、2列(下層)
の消波ブロックを積んだ場合については越波量を推定することができる。しかし海岸道路の越波
量の推定については次のような問題があり、この結果をそのまま適用できるかどうかをあらかじ
め検討する必要がある。

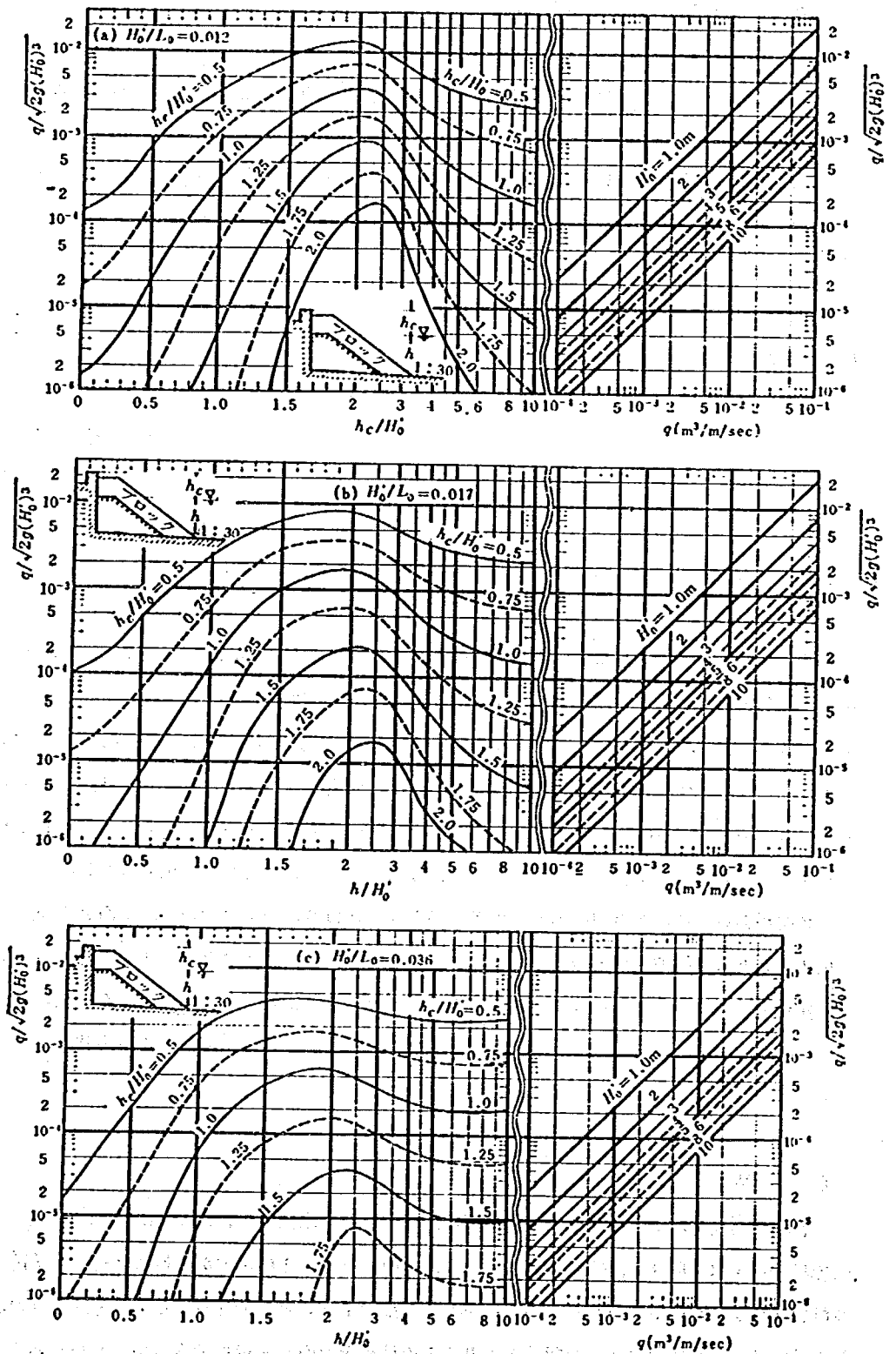


図-1 波浪条件と越波量の関係 (海底こう配 1/30)

一般に堤防や護岸の高さは許容越波量をもとに決めるが、海岸道路の場合には護岸天端高は道路の線形から決まっており、高さを変えることができない。したがって高さが不足している場合に消波工の天端幅を広くして対応するが、この場合の設計資料はあまりなく、個々に検討する必要がある。

図-1は越波がかなりある場合の資料であるが、道路として護岸の近くを利用する場合には許容量をかなり小さくとらなければならない。このような場合に適用できるかどうかを検討しなければならない。必要によってはある程度の誤差を見込まなければならない。またこれらの結果は、

消波工の規模が小さく、のり先に数個ならべるような場合には適用できず別途検討する必要がある。

消波工についての検討は個々の海岸について水理模型実験を用いて行なわれており、それらの結果を適用すれば推定できる場合もあるので、対象海岸の断面を類型化し、対応する実験結果等を採すこともできよう。なお当所では由比バイパス、別大国道、浅虫バイパス等の資料があるので波浪条件、海浜形状、構造物の諸元等が適合すればこれらの結果を用いることができる。

適当な資料がない場合や越波量が少ない場合にはブロックの種類、大きさ、積み方、護岸の形状等によって越波量が相当変化するために水理模型実験による検討を行なうのが望ましいと考えられる。

消波工の沈下についてはある程度の規模があり、海岸が侵食されていなければあまり問題はない。しかし侵食海岸の場合には、消波工は侵食を防止するよりはむしろ助長する可能性を有し、他の侵食対策工がなければ消波工前面の海岸が侵食され、これに伴ない消波工も沈下する。したがって沈下の状況はその海岸の海浜変形がどうなっているかによって異なり、単に底質や波浪条件からは決まらない。

特殊通行規制区間のうちで特に糸魚川市の区間については海岸侵食が生じており、侵食対策を併用しなければ消波工の沈下は続くと考えられる。海岸侵食の原因は、姫川の流出土砂が糸魚川港西防波堤の建設によって阻止されたために供給土砂が減少したことにある。また一部には防波堤による回折波の影響も考えられる。来襲波は土砂を輸送する能力を有しているために、供給土砂の減少に対応する土砂量を海岸から運びだし、海岸が侵食される。したがって侵食対策工が行なわれない場合には、沿岸漂砂が減少するまで、すなわち消波工前面で砕波しなくなるようになるまで海底は侵食される。このような状況になれば消波工の沈下は停止すると考えられる。具体的なこの深さについては、波高や周期の頻度分布、海底形状によって変化する。深浅測定の資料をもとにある固定点の水深変動を調べ、その変動が小さくなる水深が、この深さに対応すると考え推定することができる。

一方、消波工前面の水深が深くなれば同じ規模の消波工の場合には越波量が増加するために、許容越波量以下とするためには消波工の規模を大きくする必要がある。

なお海浜が安定している場合には消波工の沈下があっても一時的で安定化するため、必要に応じて補修等を行なえばよい。

越波を防止するには消波工は効果的であるが、しぶきについてはむしろ発生しやすくなるためにあらかじめ対応を考えておく必要もあろう。

(参考文献)

- 1) 合田良実：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，昭和52年
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準，同解説，昭和54年

(海岸研究室)

道-21 流雪溝における雪量と水量との関係

(質問)

現在，除・排雪の面的整備計画の一環として，流雪溝に関する検討を行っている。そこで，流雪溝に関する研究の現状と問題点および雪量と水量との関係等について教示願いたい。

(高田工事事務所)

(回答)

1) 調査研究の現状と問題点

流雪溝に関する調査研究は，昭和の初期頃から鉄道を対象に実施されたのが最初であり，道路に関しては，昭和30年頃から検討され，昭和40年頃には機械除雪あるいは人力によって雪を投入した場合の流雪溝効果に関する現地実験が実施され，さらにその後は，実物大の模型による基礎実験が行われ，概略的な流雪能力に関する解析が行われてきた。しかし，流雪溝の効果は，投入する雪質，量，流雪溝の形状，幅，勾配等によって大きく左右されることから，現状では流雪溝の設計基準が十分設定できるものとなっていない。このため，流雪溝の有効かつ経済的な設計基準を作成するためには，上記項目の組合せ等による流雪効果に関する調査研究が今後必要となっている。

2) 流雪溝の水量を求める一般式

現在，流雪溝の水量を求める式は，経験等によって求めた次式が一般に使用されている。

$$Q = K(1 - r_s)B \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで， Q ： 流量 (m^3/sec)

K ： 水路(流末)の状況による係数

水路が良好適正な場合 $K=1.0$
 勾配がゆるく水路の条件が悪
 い場合 $K=1.5$

B : 雪塊の体積 (m^3)

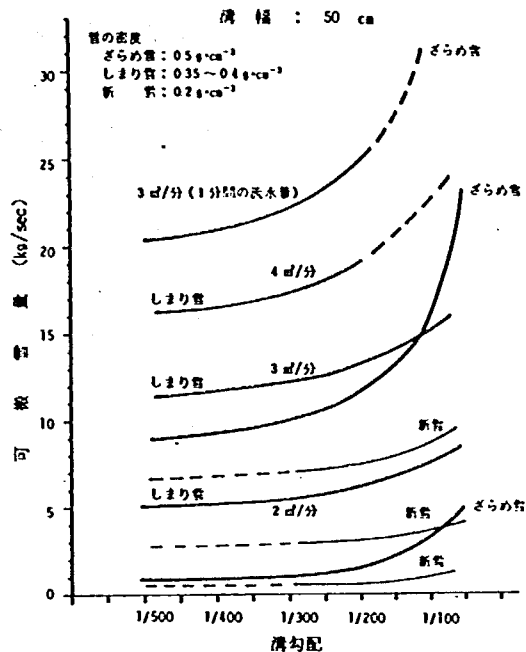
γ_s : 雪の単位重量 (t/m^3)

つまり、この式は投入する雪塊の体積および密度と水路状況を考慮した係数 (K) によって求めようとするものである。しかし、この K (係数) 値は漠然としていて、かなりの経験者でないと判断しにくいものとなっている。このようなことから、流雪溝の水量と勾配および雪質等を考慮した基礎的な実験が実施 (方法等は文献⑤参照) されているので、その結果の一例を図-1, 2 に紹介した。これは少水量のものであり、今後の現地検証が必要であるが、(1) 式によって計画水量を求めようとする場合、これも参考とされたい。

なお、現在設置されている流雪溝の幅は一般に人力による場合 40 cm 以上、機械による場合 100 ~ 150 cm が採用され、流雪溝の勾配は一般に 1/500 以上であることが好ましいとされている。また、流雪溝の水量は一般に人力による場合 0.05 ~ 0.1 m^3/sec 、機械による場合 0.1 ~ 0.3 m^3/sec が採用されている。

(参考文献)

- ① 新防雪工学ハンドブック, 1977 日本建設機械化協会
- ② 古川 徹: 流雪溝の発祥と将来, 雪氷 8 巻 2 号 (1946)
- ③ 古川 徹: 流雪溝効果論 日本積雪連合資料 No 67 (1961)
- ④ 田中康之, 小林俊市: 流雪溝の流雪能力について, 雪害実験所研究報 (1967)
- ⑤ 東浦将夫: 流雪溝の運用と問題点, 昭和55年度除雪研究会資料 (建設省) (1981)



パラメーターは水量 ($m^3/分$) です。
 この曲線は最大投雪量を示し、この曲線より以上の投雪量するとき、「つまり」が生じる。
 実験に使用した流雪溝は長さ 40 m で、上流 20 m の結果であり、投雪域は 2 m である。

図-1 可搬雪量と溝勾配 (実験用流雪溝)

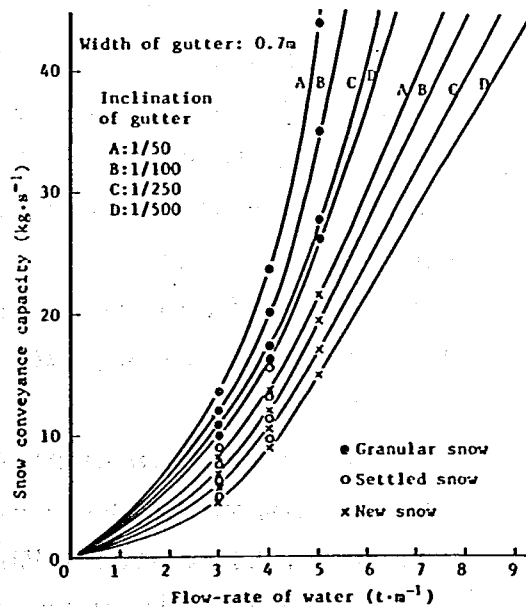


図-2 可搬雪量と流水量 (実験用流雪溝)

(新潟試験所)

道 - 22 道路陥没箇所の事前調査法について

(質 問)

道路の維持管理上、陥没危険箇所を事前に発見対処する事は極めて重要な事である。当事務所管内の国道8号において昭和55年3月糸魚川バイパス、同年7月藤崎海岸に陥没が発生、幸い大事には至らなかったが、今後道路陥没により大事故の発生が誘発される可能性は充分にあり重大な問題である。

従来、この種の調査は路面の状態を定期的に肉眼で観察して、クラックの状況、沈下程度などを判断し、危険箇所の抽出、同所でのボーリング等による確認、補修という工程で行われてきたが突発的な陥没については全く無力である。

したがって、これら陥没調査を簡単、迅速、正確に行う方法はないか、教示願いたい。

(高田工事事務所)

(回 答)

路面の陥没事故は、発生のタイミングによっては大事故につながる可能性があり、それを事前に調査し、発見することは道路交通の安全確保のためには欠くことができないものである。結論から先に述べると、現在それらの危険箇所を前もって確実に発見するには、ボーリングを行うしかないと思われる。しかしその方法にも次のような問題点がある。

- 1) 路面を破壊しなければならない。
- 2) 比較的、費用と人手を要する作業である。
- 3) ボーリング箇所の選定には、不断の観察と経験が必要であり、危険箇所を見落とす可能性がある。それを防ぐにはボーリング間隔を密にする必要があるが、これは費用の増大を招く。

したがって、非破壊で簡単迅速に、しかも確実に危険箇所を察知する装置の開発が望まれるところである。そこで、現在、道路舗装の非破壊試験法で用いられている装置の開発状況について触れると表-1のとおりとなる。

まず、路面下に空洞や路床のゆるみが生じている場合には支持力が低下するため、たわみ量が大きくなると考えられる。たわみ量を測定する装置には、ベンケルマンビーム、ダイナフレクトラクロアなどがある。

ベンケルマンビームは、たわみ量測定に古くから使われており、その方法については舗装要綱を参考にされたい。なおベンケルマンビームは比較的簡単な道具で、たわみ量を測定できる点がすぐれているが、人手がかかり、作業が煩雑であるためやや迅速性には欠けているといえる。

ダイナフレクトはアメリカで開発され、日本では当所や運輸省港湾技術研究所で研究が行われている。測定原理は、路面に降ろした載荷輪を通じて、偏心した円板を回転によって発生させた荷重をかけ、路面の動的応答を加速度計で測定するものである。測定は自動化されており、安全

表-1 陥没危険箇所調査法のまとめ

区 別	方 法	長 所	短 所
破壊法	ボーリング	確実である	路面を傷付ける 人手、費用がかかる
非 破 壊 法	たわみ量による方法	ベンケルマン ビーム	実績がない 人手、費用がかかる 作業が煩雑で遅い
		ダイナフレクト	実績がない
		ラクロア	実績がない
	物理探査	弾性波探査	舗装に利用するほどの精度がない
		電気探査	舗装に利用するほどの精度がない 鉄に弱い
		磁気探査	地下埋蔵物調査で実績がある 鉄に弱い
		路面温度による探査	天候に影響される 実績が少ない

員を除くと一人でも操作が可能である。また測定の作業自体も簡単であり速度も早い、機械価格が高価であることが欠点といえる。

ラクロアはフランスで開発され、日本では建設省九州地方建設局九州技術事務所で研究が行われている。この機械は、ベンケルマンビームによるたわみ量測定を自動化したものであり、ほぼ一定の間隔でたわみ量の測定ができる。測定作業は、安全員を除くと運転手と測定機の操作員の2名で迅速に行うことができる。

さて、これらのたわみ量によって、質問のような危険箇所を探す方法について今までその目的でたわみ量測定を行ったという実績がない。したがってこれらの機械を用いて調整を行った場合には、危険箇所とそうでない箇所がどのような違った挙動を示すか、前もって危険箇所とそうでない箇所の両方について測定を行い、キャリブレーションをしておく必要がある。

地中の構造を非破壊で調査するために、地質学の分野では古くから物理探査が行われている。

物理探査には弾性波探査、電気探査、磁気探査などがあり、これらの方法を舗装の路面下の調査に応用することが考えられる。

弾性波探査は、地中に弾性波を送り、層の材質の違いによって伝達速度が違うことを利用し、地下の層構造を探る方法である。測定には電磁波や超音波が用いられている。

電気探査は、地層の材質の違いによって比抵抗が変わる性質を利用する方法で、地中に電気を流し測定点間の抵抗値を測定することにより、層構造を探る方法である。この方法は電気を利用するため、鉄筋などが埋設されているような場合には測定の障害となる。

磁気探査は、地表より地下に磁気を送り、地中の物質によって励起される磁気を測定することで地中の状況を探査するものである。この方法は、主に地中の鉱脈や不発弾等の埋蔵物の探査に用いられている。

物理探査はいずれも地質や地下水調査のために開発された探査法であり、少なくとも1層数m程度を想定している。したがって舗装の層構造の調査への利用はまだ開発段階であり、10cmオーダーの精度は得られていないのが現状である。したがってこれらの物理探査によって危険箇所を発見するには困難があるものと考えられる。

建設省北陸地方建設局高田工事事務所において研究開発している調査方法は大変ユニークな調査方法であると考えられる。この測定装置は、舗装を構成する材料の熱応答特性の違いに着目して危険箇所を探ろうとするもので、一般に路面下に空洞やゆるみが発生すると、その部分には水がたまりやすくなる。水は舗装に用いられる材料に比べると比熱が大きいため、暖まりにくく冷めにくい性質がある。したがってそれらの危険箇所では他の場所と温度分布が異なっている。そこで路面の温度を測定し危険箇所を探ろうとするものである。

この方法の特長は、測定機が赤外線温度計、アンプ、記録といった市販品の組合せで構成されており、特殊な機器を用いないので取扱いが楽で故障も少ない、という特長がある。また車に取付けて測定するので、作業が迅速であることも特長であろう。今後も装置の改良を進め、データを蓄積することにより新しい非破壊試験法としての応用が期待できると思われる。

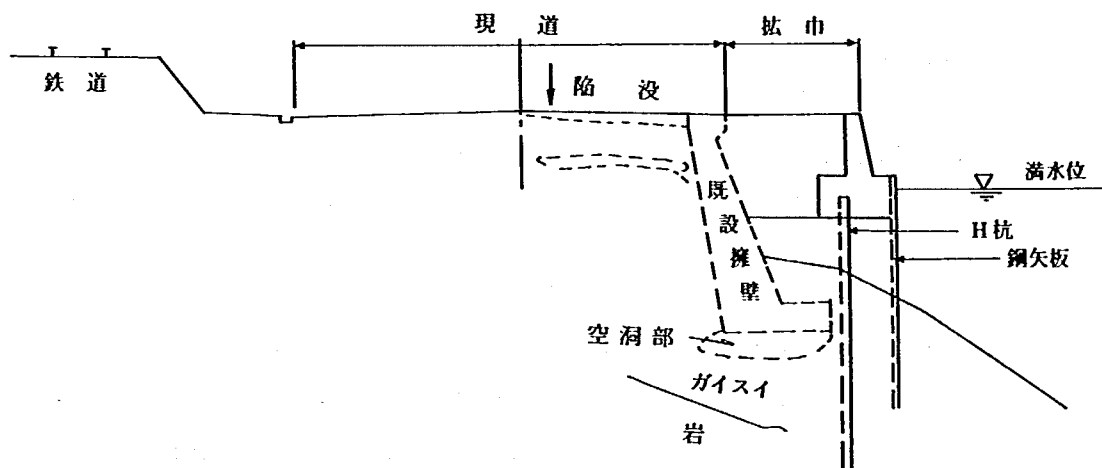
(舗 装 研 究 室)

道 - 23 擁壁背面及びフーチング下面の空洞の確認方法と対策工法について

(質 問)

一般国道49号、新潟県東蒲原郡津川町揚川地先の国道は一級河川「阿賀野川」に沿って走り、片側が山、片側はダム湛水池という地形条件を受け、出水の都度ダム放流により(水位下降7m)川側擁壁が吸い出しを受け危険であることから通行規制区間になっており、防災対策として川側擁壁の補強等を実施しているところであるが、防災事業区間約6 kmにある既設の川側擁壁の吸い

出し現象（空洞の有無）を確認する方法として試掘（手掘り、ボーリング等）しているが延長的にも箇所数が多く全延長を知るためには（5～10mピッチでデータが欲しい）予算上等の制約もあり他の方法を模索しているところである。又、ボーリング等で既設擁壁フーチング下に空洞部が発見できても水深下4～5mの位置での注入、地盤改良工法についても模索中でありこの点についても教示願いたい。



（新潟国道工事事務所）

（ 回 答 ）

減水時の水位降下に伴い、構造物背面や基礎部分の裏込土砂が前面へ吸い出される現象は、本件のような場合の他、海岸や河川の護岸構造物などにおいてもしばしば見られる。吸い出し現象が繰り返れ継続し、吸い出し量が多くなってくると、裏込土中に空洞が生じ、これが発達すると地表面の沈下や陥没を招くことになる。一方、このような空洞は地表の床版下や地中に生ずるので、特にその影響が地表にあらわれない限り、一見して空洞が存在しているかどうかを知ることは極めて困難である。現実には路面の沈下変状や陥没、また構造物の打継目やクラックからの漏水・土砂の流出の痕跡などが発見されて始めて空洞の存在が示唆される。しかしながら地表に影響があらわれるほどになった時には、空洞の大きさもかなり発達しているので、修復工にもかなりの手間を要することになる。従って、空洞が発達する前にこれを早期に発見して有効な対策を施すのが望ましいわけである。ところで、有効な対策工を考えるに際して、空洞そのものの実態を正確に把握することが必要となるが、現実には空洞の位置・分布・大きさ・ひろがり・連続性等は実際に開削してみなければわからない。これでは大変であるので通常はボーリング等を行って確認する方法が行われるが、その位置・間隔等の問題がある。最近の物理探査技術の応用も考えら

れるが、地表近くに大きな空洞があるような場合を除き、まだ実用的とは言えない段階である。また空洞の形態として必ずしもはっきりとした空間となっておらず土がゆるんだ状態で見かけ上は閉塞している場合も考えられる。

今のところ空洞の確認方法としては、開削やボーリング等を除いては、一般的には有効な確認方法がない。しかしながら空洞の確認方法やそれに応じた修復・対策工は、個々の現場状況によって工夫さるべきであり、ここではその際に参考となる方法や対策を以下に述べる。

(i) 空洞の確認方法

(i) 予備調査

既往の例や空洞の明らかな現場における開削により、空洞の存在状態の基本パターンをつかむ。また地形・地質地盤条件・地下水・打継目・クラック等の状態から空洞のありそうな箇所の推定を行う。

(ii) 第一次調査

非破壊的に地表より簡便に空洞の存在を調べる方法としては物理探査法の活用が考えられる。元来この方法は規模の大きな地層や境界面の変化をとらえる場合などに活用されており、エネルギー減衰の大きい地中でのこまかな地層変化等の測定にはそのままでは限界がある。一応考えられる方法を次に挙げるが、この中で空洞の有無を検出できれば、(iii)のボーリング等の本調査との組み合わせで効果的な方法となる。

- 弾性波による境界面の位置、層密度の検出
- 音波による境界面の位置の検出
- 電磁波による境界面の位置の検出
- 電気抵抗測定による含水量、地下水位置の検知
- ラジオアイソトープによる地表面下浅層地盤の密度・含水量の検知
- 貫入試験（動的コーン、スウェーデン式サウンディング等）による地層の硬軟の検知
- 打撃（シュミットハンマー等）による振動性状の検知（加速度計等）

この中でも電磁波反射法は、最近開発されたもので、実線はまだ少ないが、原理的には空洞検出には将来有望な手段であると考えられる。しかしながらこの方式も空洞位置が深い場合には電磁波エネルギーの減衰の問題があり、また途中で異種の障害物、特に鉄筋等があればその影響を受けたりする問題があり、なお先端技術の動員による新方式の開発と共に今後の研究に期待する面が多い。

(iii) 第二次調査

(i)や(ii)の調査を受けて、空洞の具体的確認には試掘（手掘り、ボーリング等）を実施し、抜き取ったコアの観察や検尺を行う。またボーリング孔を利用してボアホールカメラによる

空洞状態の検査、ラジオアイソトープ利用による密度・含水量検層、貫入試験の実施等も有効な方法と考えられる。ボーリングの位置や間隔などは、空洞の広がりや連続性が総合的に把握できるように決める必要があり、このことは適切な対策工を施すうえで重要となる。

(2) 対策工法

まず空洞化し陥没した部分の修復は、床版や舗装面を剥ぎ取り、当該部分を埋め戻したり、裏込不良部分の良質材への置換が最も確実な工法であろう。置換する場合は吸い出し抵抗力的なある裏込材の選定、フィルター材の選定を行う必要がある。また裏込内への山側からの地下水の流入がある場合は空洞化を促進する恐れがあるので盲排水工等を設けることも検討するのがよい。次に吸い出しの原因となるクラックや打継目の開きの部分など吸い出し孔の発見とその補修充填も、その原因を断つ上で重要である。

床版等を剥ぐことが経済的に不利な場合や、空洞が深部にある場合は注入工法が考えられるが、注入工法を用いる場合は空洞の大きさ・広がり・連続性等の情報が適確でないと十分な成功はなかなか収めにくい。明確な空洞状態でない場合で水面下の場合は、セメントと水ガラスを用いたLW工法（薬液注入工法の一つ）が考えられる。この際、二重管により先ず瞬結型の注入で空洞の大部分を充填しておき、次のステップで少し長めのゲル化時間（3～5分程度）の注入で空隙の残りを充填するのがよいと思われる。空洞状態が明確な場合は、トンネルの裏込めに用いられるようなセメントモルタルや、ポンプで圧送可能であれば少し硬練りの豆砂利コンクリートによるのが確実と思われる。注入工法を用いる場合はいずれにしても注入量と注入圧力の管理は大切である。

特に注入圧については構造物や地表面あるいは前面地盤への変状等の影響を与えないような限界圧力の見積りしておく必要がある。

基礎フーチング部分に洗掘や空洞化の恐れのある場合は修復後に前面に根固め工を行う必要がある。さらに修復された既設擁壁の吸い出しを防ぐ手段として質問の図のように既設擁壁の前面に鋼矢板を深く打ち込み、間を土砂で充填する方法も有効であろう。

（参考文献）

- 1) 建設省「海岸堤防・護岸の安定性に関する研究」第35回建設省技術研究会・河川部門指定課題論文集、昭和56年11月、pp. 405-415
- 2) 原・坂山・栗田「電磁波反射法による地下探査」物理探査学会 昭和57年春季講演会講演予稿集、昭和57年5月、pp. 91-92

（ 施 工 研 究 室 ）

北陸地建における一日
土研資料

土木研究所資料第 1877 号
昭和 57・11 (1982)

企 画 部 企 画 課

キイワード 一 日 土 研

要旨

北陸地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に
対して回答をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第1877号
(昭和57年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印