

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第1414号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料
関東地建における一日土研資料

昭和53年10月4日(水)～5日(木)

建設省土木研究所

760

1. 共 通 部 門 (目 次)

共-1	セル締切工の安定について	1
共-2	杭頭部とフーチングの結合方法について	3
共-3	鋼管杭、杭頭の中詰コンクリートについて	4
共-4	擁壁の安定計算における擁壁根入れ前面部の受働土圧の取り扱いについて	5
共-5	宅地造成の盛土部における地下排水工の考え方について	10
共-6	土石流の衝撃荷重について	14
共-7	急傾斜地崩壊対策事業における抑制工の地震時の安定について	19
共-8	シールド工事における二次覆工について	21
共-9	防災調整池上流側盛土法面の設計施工における安定計算及び安全率について	22
共-10	軟弱地盤改良工事について	24
共-11	導流堤工事における施工方法について	28
共-12	ダムの耐震工法について	29
共-13	コンピューター構造解析について	34

共-1 セル締切工の安定について

(質問)

セル締切工の安定について

- ① セル締切工の受働土圧側の床掘りに伴う変位量はどの程度になるか?
- ② 当該変位量が生じた場合でもセル締切工の安定は損われないか?
- ③ 安定が損われるとすれば、どんな手当法があるか?

(荒川下流工事々務所)

(回答)

1. 変位量の計算には次のような方法が考えられる。

- ① セルを剛体と仮定した弾性計算
- ② FEMによる弾塑性計算

①はセルを剛体と考え、地盤の反力は地盤反力係数と変位の積で求める弾性計算である。

②はセル、地盤に適切な弾性係数と弾性限界を入れてFEM計算を行って求めるものである。

いずれにせよインプットする土質定数によって結果は大きく変化するので、土質定数の選び方は慎重にする必要がある。また土を弾性体と仮定しているので理論と現実のギャップがあり、計算は現実とかなり違うこともあり得るので結果を過信しないことが望ましい。この他に定量的な議論には欠けるが安全率からチェックする方法がある。従来の研究によれば橋台などでは、安定計算を行なって安全率が1以下の時は変位量が大きく、1より大きい時は変位量が小さいことがわかっていて、従ってこの方法によって移動量の大きなチェックを行えばよい。図-1、2は軟弱地盤上に建設された橋台の変位量と安全率の関係を示している。図-1は円弧すべり法によ

って、図-2はテ

ツァーギの支持力論

に基づいて計算した

安全率である。図か

ら明らかなようにど

ちらの計算法でも安

全率が1を下回ると

移動量がでるが、1

以上であればほとん

ど移動量はない。

凡 例：

- ：く い } 施工時又は竣工
- ▲：ケーソン } 直後移動
- ：竣工後かなり時期を経て
- ：移動が確認された例
- ：移動無し
- ▽：未測定の場合

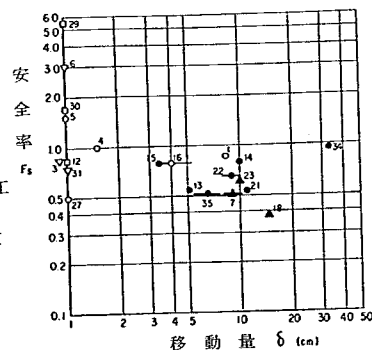


図-1 円弧すべりの安全率と移動量

2. 当該変位量が生じた場合でもセル締切工の安定は損われないか。

安定に対して危険
と思われる変位量の

限界を定めることは

むずかしいが、1で

示したように安定率

が1以上であればそ

れ程問題はないもの

と考えられる。しか

し、不確定要素が多

いため、工事を行い

ながらの現場観測が

必要と思われる。測

定項目としては以下

のものが考えられる。

① セルの水平移動量

② セルの傾き

③ 掘削側地盤の隆起量

上記の量を計測して、経時曲線

を描き、図-3に示すような判断

で危険度をチェックし、危険と判

断された場合は速やかに対策をた

てる。

3. 安定が損われるとすればどんな

手当法があるか。

緊急の手当法としてはセル内に

水を入れて安定を計る法が考えら

れる。事前に危険が予定されてい

る場合は以下のような対策が考え

られる。

① くい、矢板を掘削側に打ち込

んで安定をはかる。

② 土砂を掘削側地盤に載せ、安

定を計る。

③ ウェルポイントを置いて掘削

側の地下水面を下げる。

凡 例：

●：くい 施工時又は竣工

▲：ケーソン 直後移動

○：竣工後かなり時期を経て

移動が発見された例

□：移動無し

▽：未測定の場合

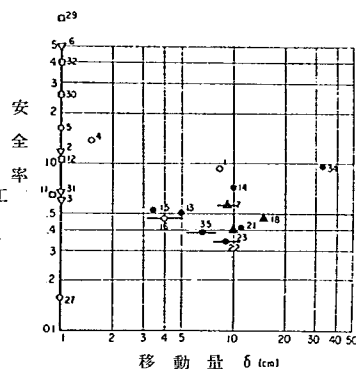


図-2 支持力の安全率と移動量

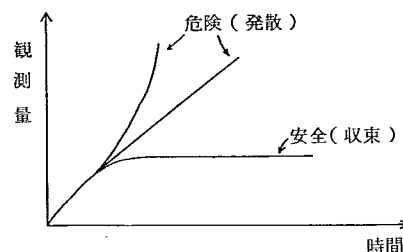


図-3 安全の判断

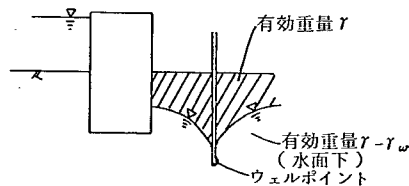


図-4

ここで③は掘削側の土の浮力をなくして有効重量を増し、安定を計るものであり原理的には②と同じである。

(基礎研究室)

共-2 杭頭部とフーチングの結合方法について

(質問)

橋梁下部構造設計指針では結合部は原則として剛結とするとあり、道路土工(擁壁・カルバート・仮設構造物工指針)でも下部構造設計指針によるものとするところがあるが擁壁の場合橋梁下部構造に比べ重要度が低く、経済性等から杭頭ヒンジでもよいとの意見がある。固定ヒンジの使い分けと、ヒンジ結合をしたときの結合方法を教えていただきたい。

(北首都国道工事々務所)

(回答)

結合がヒンジと剛結の場合の単ぐいの移動量、曲げモーメント、せん断力の比較を表-1に示す。

表-1

	ヒンジ	剛結	
ぐい頭変位 δ	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3}$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3}$	H : ぐい軸直角方向力
最大曲げモーメント	$0.322 \frac{H}{\beta}$	$0.5 \frac{H}{\beta}$	β : $\sqrt[4]{kD/4EI}$
最大せん断力	$0.208H$	H	k : 横方向地盤係数
			D : ぐい径
			E : ぐいの弾性係数
			I : ぐいの断面2次モーメント

これらを要約すると次のようになる。

- (1) 軸方向荷重
差異なし
- (2) 軸直角方向荷重
 - ① 移動量

同じ荷重を受けた時ヒンジは剛結の倍の値になる。

② 曲げモーメント

最大曲げモーメントは剛結の方がヒンジより約 1.6 倍大きい。

③ せん断力

最大せん断力は剛結の方がヒンジより約 5 倍大きい。

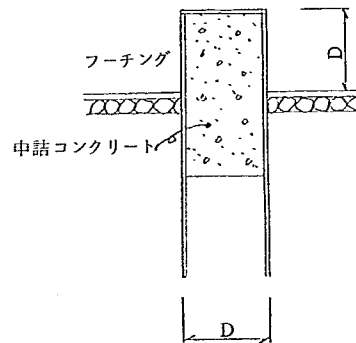
従って変位を許すならばヒンジの方が経済的ということになる。よう壁の場合地震時に大きな水平力が作用するが、現行の土工指針では地震時の設計を特にしなくともよいことになっている。しかし、現在、くい頭を確実にヒンジ結合にするよい方法がないので常時の水平力に対して剛結結合で断面設計をすることを勧める。だが耐久性に富むよいヒンジ結合の方法があればその採用を拒むものではない。

(基礎研究室)

共-3 鋼管，杭頭の中詰コンクリートについて

(質問)

鋼ぐいと、フーチングの結合部について「昭和47年6月道路局企画課長通達」のうち、フーチング内に、くい径(D)だけ埋め込む方法(A法)の場合に、くい頭部に、中詰コンクリートが必要でしょうか。



(日本道路公団)

(回答)

現在のくい基礎の指針では昭和47年の企画課長通達を受けてくい頭部とフーチングの結合部の接合方法はA法，B法の2つにしている。しかし、最近の研究によると、くい頭内部に中詰めをした鋼管ぐいとそうでないくいの鉛直載荷試験をした結果、以下のような事が報告されている。

- ① ひび割れ発生以前の性状及びひびわれ発生荷重の差はあまりない。
- ② ひび割れ発生後の鋼管のめり込み量は中詰めした方が小さい。
- ③ 中詰めしたくいは鋼管とコンクリートの付着力が良く、この結果として鋼管先端位置でのコンクリートの応力集中が少なくなる。

土木研究所でも、くい頭処理法について新たな視点から評価する用意がある。

(基礎研究室)

共-4 擁壁の安定計算における擁壁根入れ前面部の受働土圧の取り扱いについて

(質 問)

道路土工・擁壁、カルバ-

ト・仮設物工指針によります

と、安定検討時、擁壁前面の

受働土圧を考慮に入れる場合、

滑動に対する最小安全率は常

時の場合1.2から1.5へ、ま

た、地震時の場合は1.5から

2.0へそれぞれ割り増すこと

となっていますが、根入れが

2.0～2.5 m程度、擁壁高さ

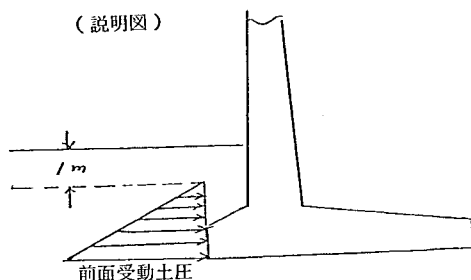
が6～10 m程度の場合、実質的には、前面受働土圧を考えても効果がなく逆になるケースも生じ

ます。

擁壁前面の地形改変が将来ない場合に限って受働土圧を考慮に入れた場合でも安全率を割り増さ

ずに設計する事は危険でしょうか。

(説明図)



(日本道路公団)

(回 答)

(1) 道路土工指針の規定

「道路土工・擁壁、カルバート・仮設構造物工指針」(以下指針という)では、擁壁の安定のうち、滑動に対する安定について、次のように規定している。

- ① 滑動に抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生ずるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧機抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので、通常はこれを無視して設計する。
- ② 安全率 F_s の値が1.5を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし、地形条件などの制約によりやむを得ない場合は、基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいはくいの水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。
- ③ このような考え方をもとに、次のように安全率 F_s の算定式を示している。

(4) 受働土圧を考えない場合

$$F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta + C \cdot B}{P_H} \geq 1.5$$

ここに、 W : 自重 (t/m)

P_v : 土圧合力の鉛直成分 (t/m)

P_H : 土圧合力の水平成分 (t/m)

$\tan \delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

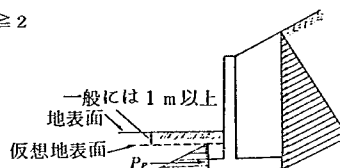
C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (t/m^2)

B : 擁壁の底版幅 (m)

(c) 前面受働土圧を考慮する場合 (参考として)

$$F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta + C \cdot B + P_p}{P_H} \geq 2$$

ここに, P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (t/m)
(図-1 参照)



(c) 地震時安定計算における安全率とし

て, 受働土圧を考慮しない場合 $F_s \geq 1.2$,

図-1

受働土圧を考慮する場合 $F_s \geq 1.5$ をあげている。

(2) 指針の問題点

指針では受働土圧を考慮する場合と考慮しない場合について, ウェイトに差をつけて記述しているが, 今, かり

に両方を同等のウェイトを持つものとし, 一例として, 高さ 6 m の L 型擁壁の滑動に対する安定性を検討する。

(検討例)

擁壁は図-2 に示すような L 型とし,

計算の便宜上, コンクリートの単位体積重量は裏込め土のそれと同じとする。

裏込め土及び基礎地盤の土質は同じものとし, 表-1 に示す 2 種を想定する。

このような条件のもとに滑動に対する安全率を算定した結果を図-3 に示す。この図をもとにこの擁壁の安定について検討する。

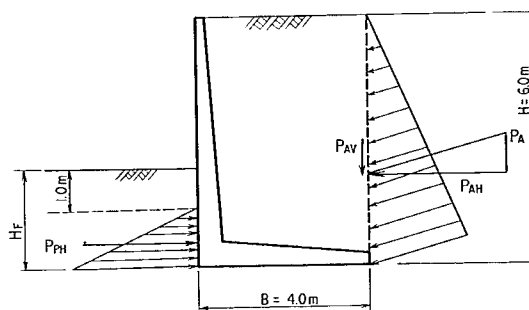


図-2

(i) 土質 A の場合, この擁壁は受働土圧を考慮なくても $F_s = 1.87$ で安全である。しかし, 受働土圧を考慮すると前面の埋戻し高が約 1.6 m になってはじめて $F_s \geq 2.0$ になる。

(ii) 土質 B の場合, この擁壁は受働土圧を考慮しないと $F_s = 1.28$ で安全でない。受働土圧を考慮して, 前面埋戻し高が約 2.7 m になると $F_s \geq 2.0$ となる。

(c) 土質Bの場合に、前面埋戻し高が2.0 mしか確保できないとする。受働土圧を考慮しないで $F_s \geq 1.5$ となる底版幅を求めると、約4.8 mとなるが、受働土圧を考慮して $F_s \geq 2.0$ を確保するためには底版幅は5.6 m必要になる。

すなわち、受働土圧を考慮するか否かで安全率を変える規定は指適のように矛盾を含んでいる。

表-1

		土 質 A	土 質 B
密度 (t/m^3)		1.8	1.8
内部摩擦角 ϕ		30°	25°
粘 着 力		0	0
土 圧 係 数	K AH	0.279	0.344
	K AV	0.102	0.105
	K PH	4.08	3.06

(3) 指針の考え方

指針の規定を

(1)で示したが、指針では受働土圧を考慮しない場合を原則とし、例外として受働土圧を考慮する場合を示している。

受働土圧の問題点として次のことが考えられる。

① 受働土圧の発生は長い年

月にわたって、それを確実に保証されるものでないこと。

② 受働土圧の大きさは前面の埋戻しの施工の良否に左右されるものであり、確実な施工が必ずしも保証されない。

③ 受働土圧が理論値通りの大きさになるためには、大きな変位を生じなければならない。一方、底面のせん断抵抗力は変位なしでその抵抗力を発揮するものであり、底面のせん断抵抗力と受働土圧との荷重分担がどのようになるのか明らかにされていない。

このような理由から、受働土圧を考慮することを例外として扱い、その場合の安全率を2.0に割増したものである。

実際の運用に当たっても、この方針にそって、受働土圧を考慮するのは前面の根入れ深さが十分

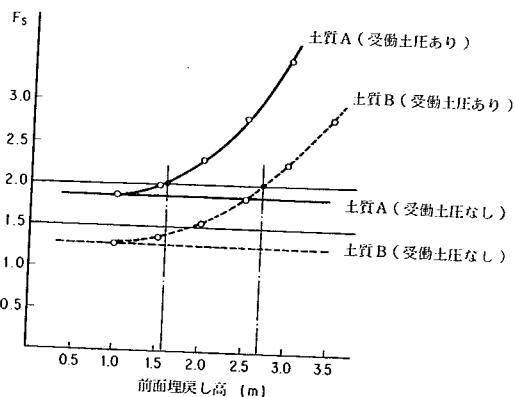


図-3

に確保され、その受働土圧がかなり大きくなる場合にのみ採用することにすれば、安全率の割増しに伴う矛盾も小さくなる。

また、質問の受働土圧を考慮に入れた場合でも安全率を割り増さずに設計することは、前記の理由により危険側の設計になる。

今回の道路土工指針の改訂に当たっても、このような問題点について検討を行なったが、これらの問題点を明確にするだけの資料を得られなかったため、旧指針をそのまま引継いだものである。

(参 考) 受働土圧と壁の変位

土圧の大きさと壁の変位の関係については、多くの人によって検討されているが、いまだ理論的に確立されてはいない。そこで2、3の実験例を次に示す。

① Lambeの実験

1969年Lambeは、三軸圧縮試験機を用いた実験で主働土圧状態と受働土圧状態を与えるのに必要な水平ヒズミを乾燥した密な砂の場合と、正規圧密粘土の場合について、図-4のように示している。

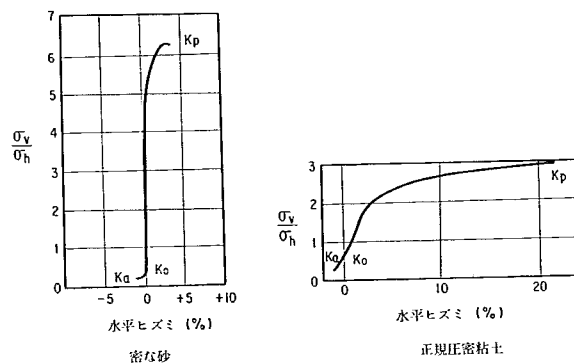


図-4

両者ともほぼ1%以内の水平ヒズミで静止土圧状態から主働土圧状態に移るが、受働土圧状態に移るのに密な砂の場合は4%、正規圧密粘土の場合で20%の水平ヒズミが必要になっている。

② 日本建築学会の実験

日本建築学会では1966年に日本住宅公団からの委託により基礎の水平移動と受働土圧に関する実験を行なった。

この実験は、箱につめたゆるい砂に対して剛体壁 ($h = 60 \text{ cm}$) を押ししたり、引っ張ったりしたものである。押した(受働状態)時の壁の変位と土圧係数の関係を他の実験例とともに示したのが図-5である。この実験では壁の変位が壁高の約6%になった時に受働土圧状態になっている。

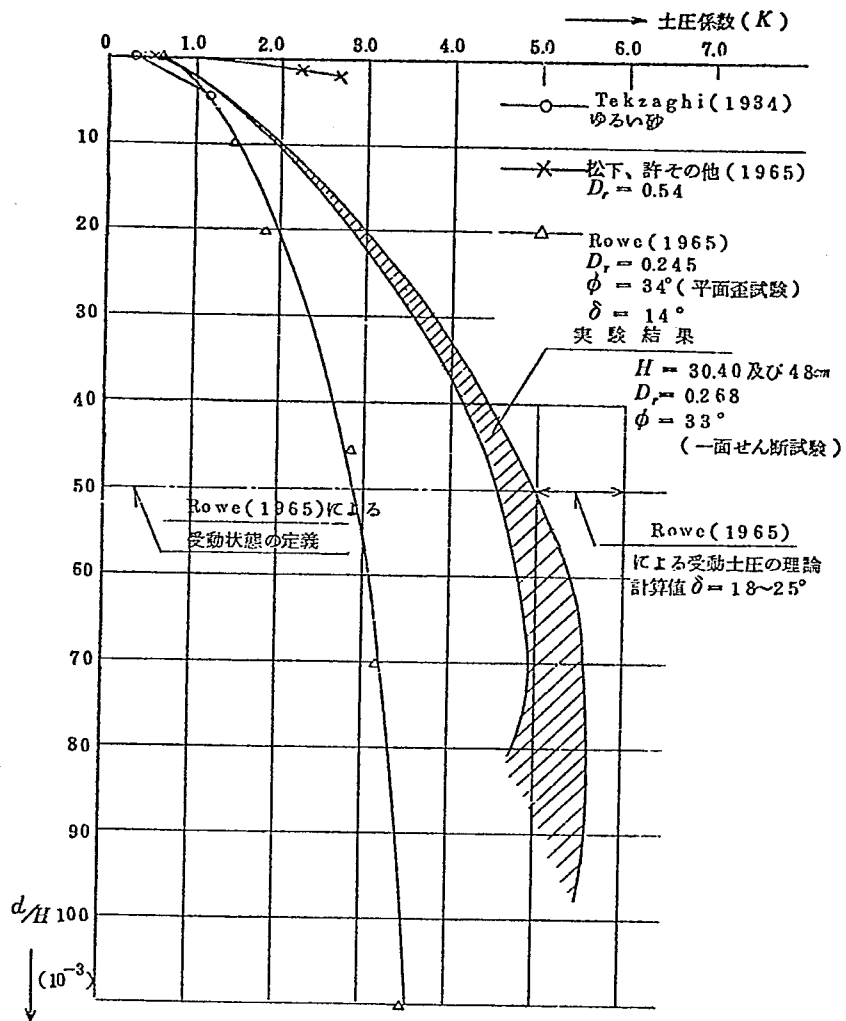


図-5 受働状態における $d/H-K$ の関係

参考文献

- (1) 岸田英明：基礎の根入れ部分の変位と土圧係数に関する研究，日本建築学会，1966。
- (2) T. W. Lambe, R. V. Whitman: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc 1969。

(施工研究室)

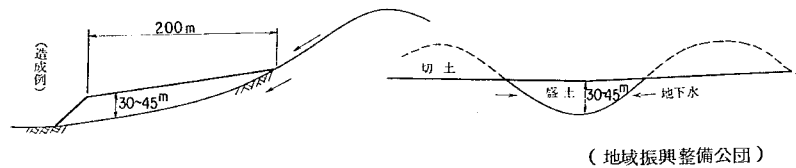
共 - 5 宅地造成の盛土部における地下排水工の考え方について

(質 問)

宅地造成の盛土部においては、谷部の旧地盤に有孔管等の排水材を敷設しているが、その設計についての基準的なものは見受けられず、経験に頼っているのが現状のように思われます。

本公団の造成地は一般に丘陵地あるいはそれ以上に比高差が大きい地形のところが多く、現在までのところ最高45mの盛土高で延長約200mに達する盛土箇所も生じており(未施工)、このような盛土部において、主として盛土側面(地山)からの浸透水をどのような考え方で処理すべきか御教示願いたい。とくに有孔管等を用いる場合の管断面の決定、配管、管材料の選択などに苦慮しております。

また、施工中の雨水処理土や盛土及び軟弱地盤の圧密促進のためのサンドマット等の兼ね合いについてはどのように考えるべきでしょうか。



(回 答)

まず、地山からの浸透水ならび雨水の浸透に対する盛土の地下水処理対策の概念図を図-1に示す。

排水井のAおよびBは地山からの浸透水より沖積層の帯水層が被圧されている場合に、沖積層の水頭を軽減させるのに効果のある工法である。

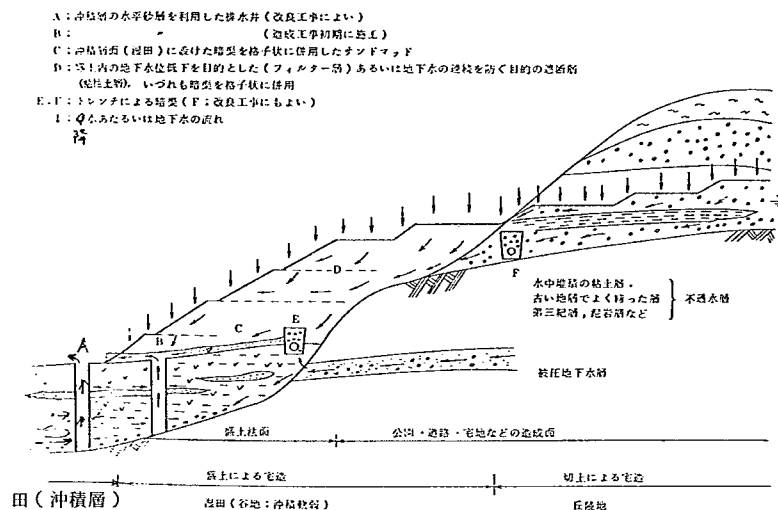
同様に、沖積層と盛土底面との境には、サンドマットCおよび暗渠Dなどを設置して、沖積層から盛土へ浸透する水および盛土内の浸透水を排除するのがよい。

暗渠Fは地下水が盛土へ流入する個所に地山を掘削して設置するもので、不透水層の上部にある透水層は湧水個所となりやすいので積極的に用いるのがよいと考えられる。

Dは盛土内の浸透水を排除する目的でフィルタ層を設けるもので、暗渠と併用するとよい。

質問にあるような大規模な造成地では、1つの工法で水を完全に排除することは困難であると思

われるので、上記にのべたいいくつかの地下排水工を現地の地形、地質、土質に応じて重ね合わせて用いることを考えるべきである。盛土の崩壊は水の作用に起因するものが大半をしめており、盛土に水が流入しないようにするとともに流入した水はできるだけ排除するように心がけるべきである。



次に、地下排水工を計画するにあたっては、次に示す点に注意すべきである。

- ① 盛土における地下排水網は、工事中における盛土の変位、不慮の破損などの恐れ、震害あるいは盛土後の復旧が著しく困難なことなどを配慮して、網目状（格子状）に計画する。
- ② 目づまりなどを起こさないような材料を用いることに心がけ、所要の排水容量を確保するために盲暗渠には少なくとも合成樹脂などによる孔あき管を併用する。
- ③ 盲暗渠などの施工済み箇所はあらかじめ他の面より 0.5 ～ 1.0 m 程度高くして盛土するようにする。
- ④ 浅層地下水は微地形の凹部に集中していることが多いので、このような地形のところは綿密に調査し盛土内に地下水が流入しないように地下排水工を設置する。
- ⑤ 地下排水は施工後に確認できないので、維持管理の重要な資料として設計図（配置図も含めて）を保存するのがよい。

地下排水工の断面、位置、および材料については造成地の場合、次のようなものが考えられている。

- ① 排水井は、たとえば現場打ちコンクリート杭用のアースドリルで径 1 m ほどの井戸を掘削し、

有孔管（穴あきコルゲートなど）あるいは蛇籠を建込み、その周辺を切込み砂利などで埋戻したのち、地表部は土砂が流入しないように処理する。現地の状況に応じて、井戸の径は小口径のものを工夫してもよい。

- ② 排水層（サンドマット）は少なくとも厚50cm程度とし、 $\phi 120\text{ mm}$ 程度の合成樹脂製の有孔管を網目状に配置し、有孔管のまわりは切込み砂利などで埋戻して排水能力を確保する。
- ③ 排水層（フィルター層）は図-2に示すようにのり面に向って4～6%程度のこう配をつけ、のり尻に空石積みをしたり、あるいはのり尻部を砂れきにより置き換えして補強と排水を併用した対策を行なうとよい。厚さは盛土の施工状況にもよるが、少なくとも30cm程度は必要であると考えられる。地下水の多い、あるいは排水距離の長い場合には盲暗渠を敷設するとよい。

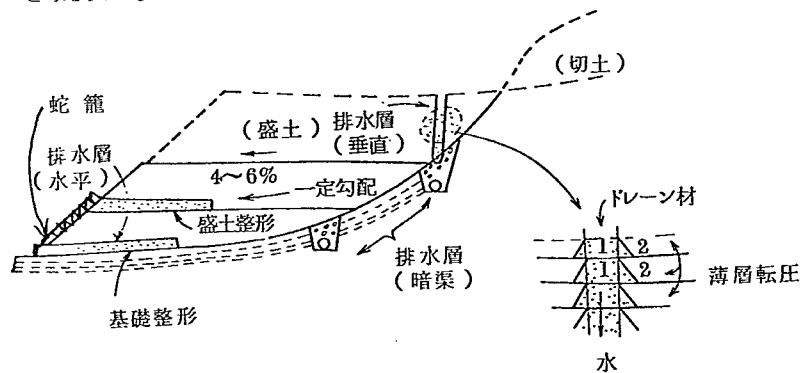


図-2 盛土内の排水施設

- ④ 発生材が透水性の異なる2種以上ある場合は、地下排水に対して最も効果があるように盛土材の配置を考えるべきで、その例を図-3に示す。

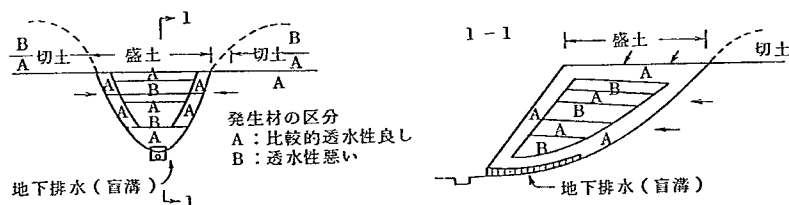
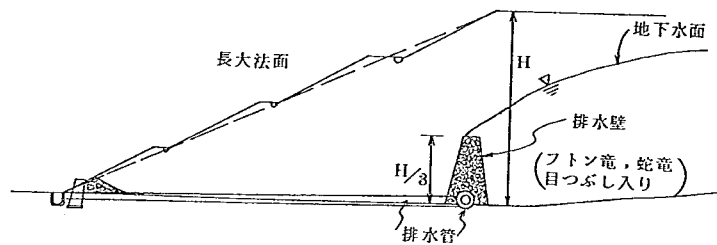


図-3 発生材と地下排水の組合せ

- ⑤ 地山に設ける暗渠はトレンチャーあるいはバックホーで掘削可能な断面で、有孔管 $\phi 150 \sim 200\text{ mm}$ を設け、少なくとも高さ60cmを切込み砂利（フィルター材）による埋戻しをし、そ

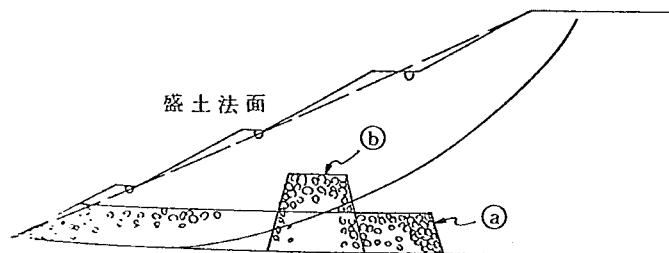
の上に20～30cm厚さの川砂あるいは粗砂を敷設するのがよい。

- ⑥ 宅地造成に伴なり谷部の盛土で、のり面が長大になる場合には、地下水の上昇を防ぎ、のり面崩壊を防止するために、図一4に示すようにのり肩の下の原地盤上にフトン管などによる排水壁を築造し、排水管で地下水を排除する工法を用いた例がある。また原地盤上に設けるサンドマットは浸透水を除去し、盛土の安定性を高める意味で相当の余裕をもった長さとするのがよい。



図一4 盛土内部の排水壁の設置例

この他に、想定されるすべり面の抵抗力を増大させ、地下水を下げる目的で、図一5の㉑に示すような厚い碎石層を敷設したり、㉒の碎石壁を設ける場合がある。



図一5 すべり面の抵抗力を増大させる工法

- ㉑ 埋戻し材（フィルター材）は 200μ フィルを通過する土粒子（粘土、シルト）が5%未満で、粘着性のない切込み砂利または砂が適当であり、できれば碎石などは使用しない方がよい。
次に施工中の雨水の処理方法であるが、施工中の排水処理で注意すべき点として次のものがあげられる。
- ㉒ 排水施設は事前の土質調査にもとづいて計画されるが、地中の浸透水の動きを調査のみによって正確につかむことがむずかしく、施工中に地下水や透水層の存在が判明することが多い。したがって、施工中も適時計画を変更して有効な排水施設を設けていくことが大切である。

- ② 地下水の供給を受けやすい透水層などを含む地層では、降雨のたびに激しいわき水が生じ土砂が洗い流されることがあるので、あらかじめ排水工などを設けておく必要がある。
- ③ 自然地形における地表水の流れが盛土の施工によって大きく変えられることがあるので、十分な容量の排水路を計画しておく必要がある。
- ④ 盛土施工途中の仮排水は図-6のような方法で行なう。粘性土で集水規模の小さい場合には、図-6の(a)に示すようにのり面付近を高くして、表面水がのり面を流下しないようにする。また、集水規模が大きい場合には、盛土全体の表面水を内部に集水し、竖穴を落とし、水平埋設溝に導く。なお、施工が悪いと排水施設に水が集まらなかったり、水路の裏側に水が廻ったりしてのり面崩壊の原因になるので注意しなければならない。工事途中の仮排水路でも、工事完了後、地下排水にも利用できるもので、効果的な配置をして活用すべきである。

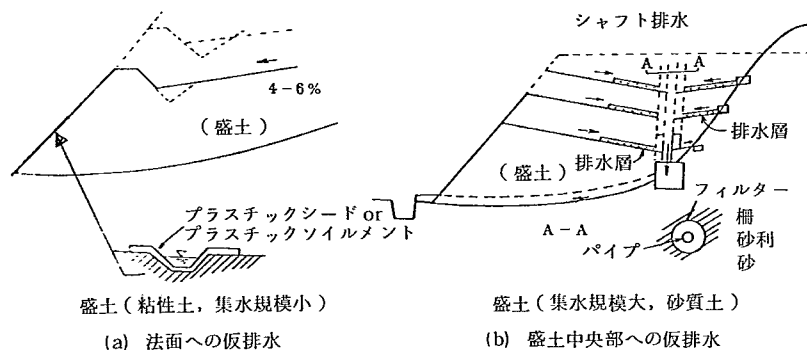


図-6 盛土途中の表面排水の処理

- ⑤ 盛土の中に設ける水平排水層などは排水をよくするためにのり面の方向にこう配をつけるが、軟弱地盤上の盛土では中央部の沈下量が大きいため、施工時のこう配はその分だけ大きくとっておかなければならない。
- ⑥ のり肩排水こう、小段排水こう、縦排水こうなどは盛土の沈下によってこう配が変わったり湾曲したりするので、ある程度沈下がおさまってから施工する。また、これらの排水施設を施工した後には盛土の沈下が避けられない箇所では、簡単に修理できるような構造にしておくことが望ましい。

(土質研究室)

共-6 土石流の衝撃荷重について

(質問)

土石流対策ダムは、土石流を抑止あるいは抑制することを目的として現在施工されているが、河

川砂防技術基準（計画編）では2-6-1の設設外力において、「砂防ダムに作用する外力には静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震力、温度変化による膨張力、収縮力、土石流の衝撃力等があり、設計条件に応じて適切な外力で設計しなければならない。」とあるが、この場合、通常土石流の衝撃力は設計外力としてどの程度見込めばよいのか。

（神奈川県砂防課）

（回答）

〔概説〕

土石流が砂防ダムに直撃することが予想される場合にはその衝撃力を考慮する必要がある。以下にその考え方と計算例を示すが、既設砂防ダムの災害状況をみると、土石流が発生すれば常に破壊されるのではなく、その流速と衝突隙径によって異なるようである。図-1は岩木山の場合である。袖部の破損が顕著であるが、土石流流速もかなり速かったと予想される。したがって、各ダム地点においてどの程度の土石流が流れるのかを的確に予測する必要がある。

〔土石流の条件〕

既往の土石流観測や目撃により、表-1のような流速が報告されている。土石流流動状態の予測はその運動機構解明後でないと不可能であるが、現研究段階で次の事が予察されている。

- (1) 鏝の目立つ様な流れでは $5 \sim 8 \text{ m/sec}$ 程度で、泥流型のものは 15 m/sec 程度になりうる。
- (2) 土石流の流下区域は河床勾配 6° 程度以上で、それ以下では急激に減速する。
- (3) 土石流の平均単位重量は、表-2のようなものが報告されているが、 $1300 \text{ Kg/m}^3 \sim 1800 \text{ Kg/m}^3$ 程度と考えられる。

これらを参考にして、その地点や近くの谷または類似した谷の土石流の状況とともにその条件を決定する必要がある。

〔土石流衝撃力の考え方〕

土石流の衝撃力として大きく2つ考えられる。1つは流体としての力であり、他の1つは土石流中の礫の衝突である。

(1) 流体の力

流体による力はさらに、定常的な動水圧とフロントの衝撃力に分けて考えられる。土石流の衝撃力に関する実験、なだれの実験から物体に対する力の時間的な変化は図-2のようになることがわかっている。最初の大きなピークが土石流フロントの衝撃力でその大きさは後に続く定常動水の2倍程度である。

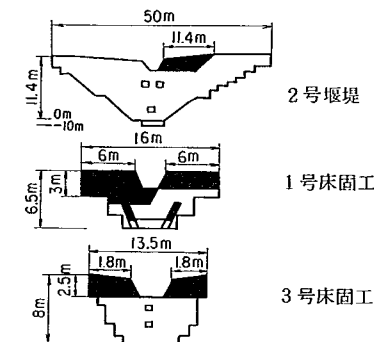


図-1 砂防施設被災状況図(岩木山S.50.8)

表-1 土石流の速度

速 度 (m/sec)	測 定 場 所 お よ び 発 表 者	摘 要
0.6~3.8	Wrightwood Morton and Campbell	Mud flow
4.3~7.7	浦 川 松本砂防	土石流先端・最高速度, センサー
4.5	Wrightwood Sharp and Nobles	先端速度
5.0	芦 屋 川 遠 藤	推定
5.4~8.9	焼 岳 松本砂防	土石流先端・最高速度, センサー
7.8~13.6	桜 島 田 原	土石流先端速度, センサー
約9	濁 沢 山 崎	通過時間から推定
11~16	Enterbach Aulitzky	勾配1/50~1/100
13	十 勝 岳 村 野	平均速度であり, 火口部では $40.0m/sec$, 元山事務所では, $21.8m/sec$ 新井牧場 $6.6m/sec$ 等の参考速度がある。
13.6~14.3	猪 野 山 高 野	8mm フィルム
15~16	Tenmile Range Curry	流れとしてはNewton流体としている。Mud flow
20	妙 高	崩壊から堆積までの平均

表-2 土石流の単位重量

単 位 重 量 (Kg/m^3)	測 定 場 所 お よ び 発 表 者	摘 要
1300	焼 岳 松本砂防	
1610	浦 川 山 崎	
1800~1900	桜 島 田 原	泥 流
1720~2230	Wrightwood Morton他	泥 流
2400	Wrightwood Sharp他	泥 流
2530	Tenmile Range Curry	泥 流

定常的な動圧は、土石流の密度を ρ 、速度を v 、物体の受圧面積を A 、衝突角度を θ として、壁面の場合、

$$\rho v^2 A \sin \theta \quad (1)$$

柱に対する場合

$$\frac{1}{2} \rho v^2 A \quad (2)$$

である。 ρ としては前述の土石流の平均密度（ $1300\text{Kg}/\text{m}^3 \sim 1800\text{Kg}/\text{m}^3$ 程度）を用いる。圧

力の分布は土木研究所の実験によれば高濃度泥流では普通、段波高さ付近にピークが現れるが波高の2～3倍付近に現れる場合もあった。また、なだれの現地実験ではその分布は逆三角形的であり、土石流も同様であると考えられる。

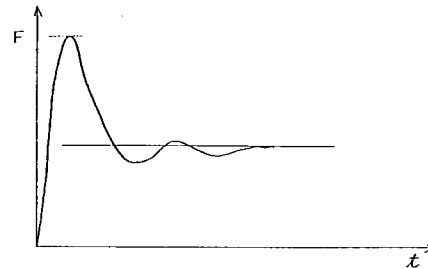


図-2 段波によって壁面に加わる力の時間的変化

(2) 礫の衝突力

つぎに礫の衝突について考察する。図-3のような単位幅のコンクリート塊と礫を考える。コンクリート塊は片持梁として取り扱う。

弾性衝突を仮定すると、礫の質量を m 、コンクリート塊の質量を M 、礫の速度を V 、直径を d として、衝突によってコンクリート塊が受けとるエネルギーは、単位幅当り、

$$2 n m v^2 \frac{1}{d} \quad (3)$$

である。ここに、 $n = \frac{m}{M}$ である。衝突による力を P 、たわみを δ とすれば

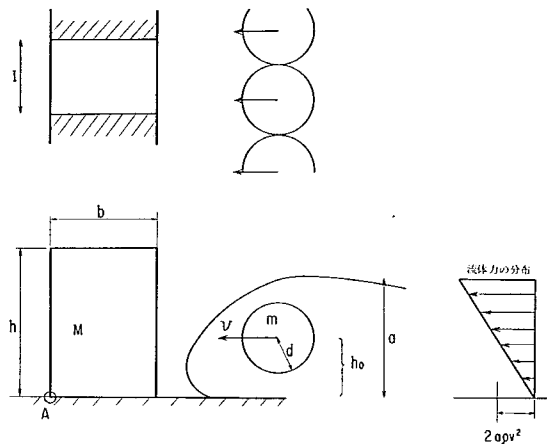


図-3 土石流衝撃力の概念図

$$2nmv^2 \frac{1}{d} = \frac{P}{2} \delta \quad (4)$$

となる。たわみ δ は、

$$= \frac{Ph\delta^3}{3EI} + k \frac{Pho}{GA} \quad (5)$$

で表わされる。ここに E はヤング係数、 I は断面 2 次モーメント ($= \frac{b^3}{12}$)、 k = 係数 (長方形断面では 1.2)、 G はせん断弾性係数でこの場合は E の 0.42 ~ 0.43 倍、 A は断面積 (ここでは b)。

(5) 式を (4) 式に代入して整理すると、

$$P = \sqrt{\frac{2nmv^2}{\frac{h\delta^3}{3EI} + k \frac{ho}{GA}}} \quad (6)$$

となる。

A 点に関するモーメントは、 Pho となる。(6) 式よりその最大値は、 $E = 1.4 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ 、 $G = 6.0 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$ とすれば $ho = 0.84b$ の時になる。

(3) 構造物の必要厚さ

以上を総合して構造物の必要厚さを求める。

先の流体力を $2\rho a^2 v^2$ とし、その作用点を $\frac{2}{3}a$ として、礫の衝撃力、コンクリート塊の自重とともに曲げモーメントの合計を求めると、礫の衝突高さを $\frac{a}{2}$ として、

$$MA = 2\rho a^2 v^2 \times \frac{2}{3}a + P \times \frac{a}{2} - M \cdot g \times \frac{b}{2} \quad (7)$$

となる。ただし礫の衝突は十分な時間間隔をおいて生ずることとする。断面係数 $Z (= \frac{b^2}{6})$ で割って、

$$\frac{3Pa}{b^2} + 8 \frac{\rho a^2 v^2}{b^2} - \frac{3Mg}{b} \leq f \quad (8)$$

となる。ここに f はコンクリートの曲げ強度で、圧縮強度の $1/5 \sim 1/8$ である。(8) 式は、

$$\frac{3a}{b^2} \sqrt{\frac{2nmv^2}{\frac{h\delta^3}{3EI} + k \frac{ho}{GA}}} + \frac{8\rho a^2 v^2}{b^2} - \frac{3Mg}{b} \leq f \quad (9)$$

となる。 $m = \frac{\pi}{6} d^3 \rho_s$ 、 $M = b h \rho_c$ とすると、

$$f + 3h\rho_c g \geq \frac{\pi d^3 a \rho_s v}{b} \frac{1}{\rho_c h a^2 \left(\frac{a}{E} + 3K \frac{b}{G} \right)} + \frac{8\rho a^2 v^2}{b^2} \quad (10)$$

となる。 ρ_c はコンクリートの密度、 ρ_s は礫の密度、 g は重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/sec}^2$) である。

h を決めておいて、適当な値を代入し (10) 式を満足するような厚さ b を求めればよい。

〔計 算 例〕

ダム袖部の破損が多いのでここでは、袖部を念頭において数値を代入してみよう。

$$f = 40 \text{ kg/cm}^2 = 4 \times 10^3 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3, \quad \rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3, \quad \rho = 1600 \text{ kg/m}^3$$

- (1) $h = 3 \text{ m}$, $d = 0.5 \text{ m}$, $v = 5 \text{ m/sec}$, $a = 2 \text{ m}$ とすると、試算により、 $b \geq 1.9 \text{ m}$ が得られる。この場合⑩式の右边第1項と第2項は同程度である。
- (2) $h = 3 \text{ m}$, $d = 1.0 \text{ m}$, $v = 10 \text{ m/sec}$, $a = 2 \text{ m}$ では、 $b \geq 8 \text{ m}$ となる。この場合右边第1項は第2項よりも1オーダー大きく、流速が大きくなると礫の衝突が重要になることを示している。ちなみに(2)の例で $h = 15 \text{ m}$ とすると $b \geq 3 \text{ m}$ となり、未満砂状態の方が安全である。

〔あとがき〕

以上、土石流衝撃力の考え方を示したが、礫を衝突させる高さや、同時に衝突する個数などさらに検討を要する事項も多い。⑩式の条件が満たされないと即砂防ダムが転倒するわけではないが、いったんどこかの面で破壊がおこれば、⑩式左辺第1項が0になり一回の土石流中に押されて流失することになる。さらに従来の砂防ダムの破損状況を見ると打継ぎからブロック的に流失していることが多く、施工上の注意も必要である。流速 10 m/sec 程度以上の土石流の直撃が予想される場合にはコンクリートの必要厚さが厚くなりすぎるので必要に応じて鉄筋を入れることも考えなくてはならない。また逆に、直接衝撃を受けないような袖部の形状を検討する必要もある。なお以上の考察では角に礫が衝突することによる局部的破壊については取り扱えない。

(砂防研究室)

共－7 急傾斜崩壊対策事業における抑止工の地震時の安定について

(質 問)

急傾斜地崩壊対策事業における抑止工のうち、構造物による法面保護工の地震時の構造物の安定を考える場合抑止工は斜面の土圧を考慮しないので構造物の振動による外力のみを考えているが、構造物が斜面に接しているため、斜面の振動による外力が構造物にかかると思われるが抑止工にそれを考慮する必要があるか否か、また考慮する場合外力としてどの程度想定すればよいか。

(神奈川県砂防課)

(回 答)

急傾斜地崩壊防止施設は、地表面侵食、間げき(水)圧の上昇といった雨水の作用を受けないようにする抑止工(I)、雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高い不安定土(岩)塊を除去する抑止工(II)と雨水の作用を受けても崩壊が生じないよう力(抑止力)のバランスを加える抑止工とに大別される。

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律は、法律の目的にも述べられているように、もとも昭和42年7月、8月の九州、中国、近畿を縦断する西日本集中豪雨を契機として成立したも

のであり、急傾斜地崩壊防止施設もこれ迄は一般に降雨による自然斜面の崩壊に対処するものであった。地震については、特にこれを外力として、設計することは、従来まれであったが、それでは地震については考慮していないかといえ、そうではなくて、降雨に対して安定な施設は地震に対しても一般に安定性が高いという経験的配慮がされていたといえよう。

最近、東海大地震が話題になったり、昭和49年5月の伊豆半島沖地震、昭和53年1月の伊豆大島近海地震、昭和53年6月の宮城沖地震などで斜面災害が目立つようになり、急傾斜地崩壊防止施設についても、必要なものはなだけ地震を考慮して設計する方向になってきている。設計法は確立しているわけではないが、一応、擁壁やフィルダムで現在用いられている方法（震度法）によって計算することになる。

また、一方最近の地震による斜面災害、あるいは斜面安定工の被害状況を調査検討し、将来の耐震設計法を確立する資料とする努力がなされている。伊豆大島近海地震では、次のような報告がされている。

- 1) 一部の例外を除き、程度のよいのり面保護工を施工した箇所は、ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁工、井桁擁壁工、法枠工、練り石積み工、練りブロック積み工などがこれに当る。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは胴込めコンクリートの極めて薄い構造の擁壁である。
- 2) コンクリート吹付工、モルタル吹付工、落石防止網工、落石防止柵工なども有効に働いていると見られる箇所が多数あるが、効果には限度があると判断される。
- 3) 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が生じ舗装が破壊している箇所が多い。
- 4) 今回の地震で損傷しなかったもの、あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工には、
 - ・ 土圧を考慮した（設計に入っている）構造物（擁壁等）。
 - ・ 安定している地山に密着していたもの — 即ち地震時に地山と一体となっていたもの（現場打ちコンクリート法枠等、ただし、構造物自体も何がしかの抑止効果を有している）。
 - ・ フレキシブルな構造物 — 即ち地震のエネルギーを変形により吸収したもの（井桁擁壁等）。

質問にもあるように、地震力を考慮して設計するのは現在は抑止工のみであり、排水路等の抑制施設は設計に地震力が入っていない。

抑制工が地震時安定を保つには、抑制工が設置されている地山自体が安定であることが第一であり、しかも地震時にこの安定した地山と一体となって動くように設計、施工に際して配慮することが必要である。たとえば、排水路についていえば、地山を掘り込んでU型溝を設置し、両側を埋め戻すが、この時、ソイルセメントなどで、地山とU型溝の一体化を計るといったことである。しかし、震度が5以上になると地山は崩壊しなくてもU型溝の継目のわずかなずれ、あるいはモルタル吹付工に小さなクラックが入る程度のわずかな損傷を受けることが多く、設計に際してもこの程度はやむを得ないと考え、万一地震があった時は補修するものとするのが實際上、妥当であろう。

質問については、地震時に斜面の振動によって地山から外力が構造物にかかるとは考えられるが、現状では特にそれを考慮して設計する必要はなく、地山と一体になるようにしたり、あるいは、硬い岩盤に設置される排水路では、直接岩盤に接するのではなく、若干余裕をもって掘削し、排水路

設置後に両サイドの中～下部を土で、上部をソイルセメントで埋め戻すなどしてクッション的效果を持たすなど施工面での配慮をするのが妥当であろう。

(急傾斜地崩壊研究室)

共-8 シールド工事における二次覆工について

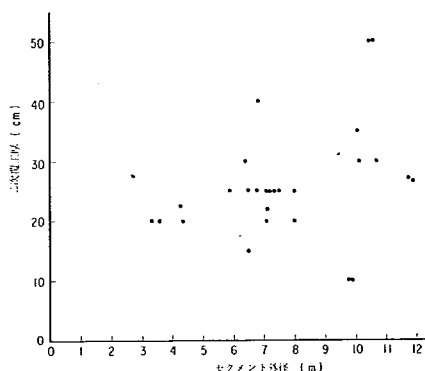
(質問)

シールドトンネルにおいて、一次覆工と二次覆工の荷重分担の考え方、及び二次覆工の厚さの決め方等、二次覆工の具体的な設計方法を御教示願いたい。

(東京国道工事々務所)

(回答)

シールドトンネルの覆工は、一次覆工(セグメント)と、二次覆工に分けられる。一次覆工と二次覆工との荷重分担については種々の考え方があるが、一次覆工は、シールド推進にあたってジャッキ推力を受けること、シールドトンネルでは地山の自立性がほとんどなく掘削直後に大きい土圧の作用を受けること、などの理由から、一般的には一次覆工で施工中および完成後のすべての荷重を受け持つ考え方、すなわち、セグメントを永久構造物であるとする考え方が多く用いられている。したがって、この場合の二次覆工は、省略されるか、あるいは一次覆工の補強、防食、施工誤差(蛇行)の修正、および、防水等を目的として施工されることになる。この場合の二次覆工の厚さは、コンクリート打設の施工性、蛇行量等によって決められるが、実績によると図に示すように10～50cmの範囲にある。



二次覆工厚とセグメント外径

一方、これに対して二次覆工に荷重を受けもたせる考え方もあるが、施工の段階と覆工に作用する荷重の経時的な変化あるいは、一次覆工と二次覆工の荷重の分担割合を的確に推定することが困難であり、定説はない。参考として、補強を目的とした二次覆工の設計の考え方の例を示すと、設計荷重としては、セグメントで受けた荷重に対してさらに付加的に作用する荷重一例えば、将来の上載荷重の増加、地盤圧密による荷重、セグメントが欠円となる場合に発生する荷重などがとられる。この場合の設計計算法としては、例えば次のような考え方がある。

- 1) 二次覆工のみで付加的荷重を受けもつ。
- 2) 付加的荷重を加えた全荷重に対して、セグメントと二次覆工が一体として受けもつ。
- 3) 付加的荷重を加えた全荷重に対して、セグメントと二次覆工が軸力については断面積比、曲げモーメントについては剛性比で分担して受けもつ。

(トンネル研究室)

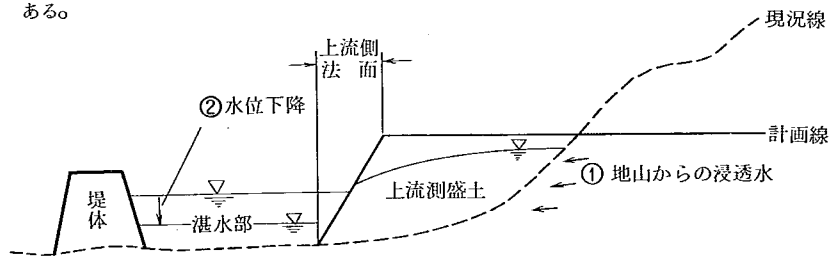
共－9 防災調整池上流側盛土法面の設計施工における安定計算及び安全率について
(質 問)

防災調整池の堤体については、防災調整池基準(案)(日本河川協会)でその基礎地盤、材料、形状等について規制されているが、上流側湛水部法面の設計、施工基準が特になく、一般土工における円弧すべりの計算を採用しているのが現状です。上流側湛水部盛土法面についても堤体同様浸透水を考慮に入れた設計、施工を行わなければならないと考えられるが、いかなる計算式、安全率を採用してゆくべきか御教示願いたい。

(地域振興整備公団)

(回 答)

図－1に示すような上流側の盛土の安定を考える場合、次に示す条件下のものを考慮する必要がある。



図－1

すなわち、1つは地山からの浸透水である。地山での地下水面の位置が土質調査などから判明すれば、円弧すべりの計算法により盛土の安定性を検討することは可能である。地山での地下水面の位置と湛水時の水位とから、盛土内の浸透流を図式解法、Casagrandeの方法ならびに有限要素法による浸透法解析方法により求める。図－2に示すような盛土内の浸透流が求まれば、すべり面を仮定することにより、すべり面上の圧力水頭曲線が得られる。したがって、通常円弧すべりの計算法により盛土の安全率が求まる。

次に、上流側の盛土の安定の問題として、図－3に示すような水位が下降した場合がある。この

場合、水位の下降によって盛土内に過剰間引き水圧が残るため、残留水圧によって盛土内にすべりが生ずる場合がある。したがって、水位が下降した際の盛土内の浸透法についても、図解式などによって求め、円弧すべりの計算を行ない、安全率を求める方法が考えられる。

地山からの浸透水が加わった場合、ならびに水位下降時の盛土の安全率は1.2～1.3程度が妥当であると考えられる。

安定計算に用いる条件のなかには、いくつかの仮定を含んでいる。例えば、地山からの浸

透水であるが、土質調査から精度よく求めることが困難な場合が多い。また、実際の現象においては、降雨が盛土の安定性に大きな影響を及ぼすことも考えられる。

したがって、実際の盛土の設計、施工にあたっては上記の安定計算の方法によって盛土の安全性を確認するとともに、図-4、5に示すような堰水側の表のりの部分を透水性の材料で置き換えたり、表のりにフィルター層を設けたりして、表のり尻部の浸透水の水位が高くないような工法を検討するのがよいと考えられる。また、表のりは水位の変動や波浪などによって洗掘されたり、侵食を受けやすいので、護岸工なども必要に応じて検討すべきである。

一般に地山等からの浸透水が上流のり面のり先に到達するよりも、調整池水位の上昇の方が早い

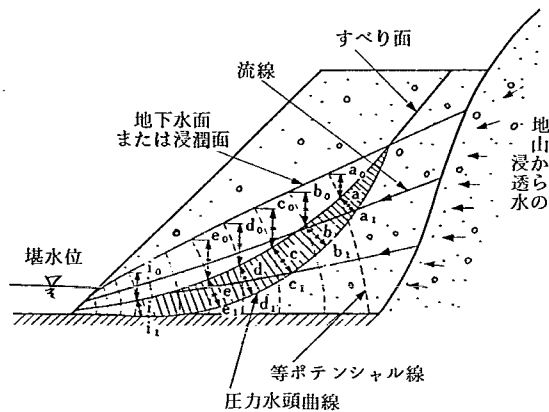


図-2 盛土内の浸透流と圧力水頭曲線の例

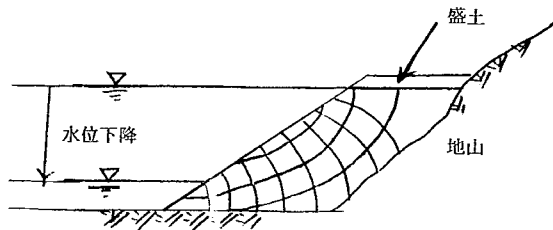


図-3 水位が下降した場合の盛土内の浸透流の例

ので、上流側のり面内の湛水中における浸潤線の変化は簡単なものとはいえないが厳密な浸透解析は困難なので普通に行なわれている方法で間接き水圧分布を仮定し安定解析をする以外に特別な方法はない。降雨時のすべりに対して最も警戒を要するといえよう。安全率は締切堤（下流堤体）と同じに考える。



図-4 ダムにおける堤体の安定性を高めるための工法の1例

（土質研究室）

共-10 軟弱地盤改良工事について

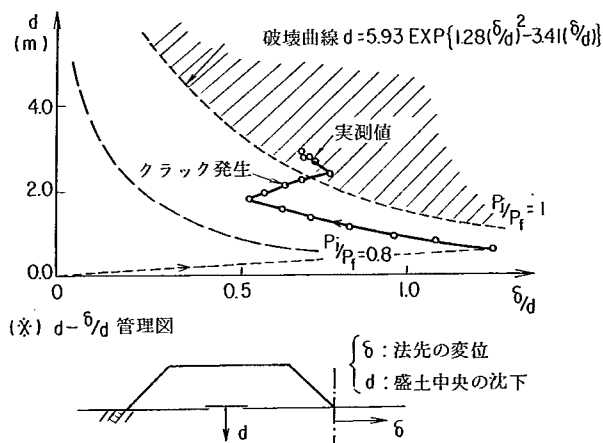
（質 問）

1) 築堤工事において、同一の土質条件ながら、地盤改良が必要な箇所（すべり破壊を生じる）と改良なしで築堤（盛土）できる箇所が生じてくるが、ボーリング等による事前調査によって、破壊を生じる箇所を把握できないか。また築堤延長と関係があるのか、御教示願いたい。

2) 盛土施工中、

及び盛土完了後の斜面安定を検討する方法で、松尾らによる $d \sim \delta / d$ 管理図[※]があるが、斜面の長期安定を調べる場合、有効な判定方法であるのか。

また、進行性破壊によってすべりが生じる場合、粘



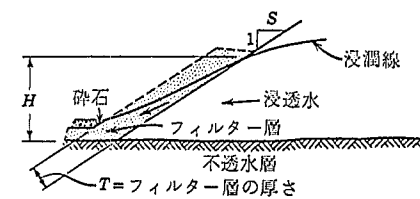
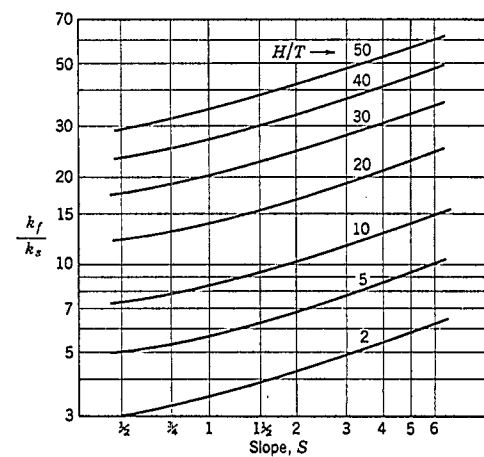
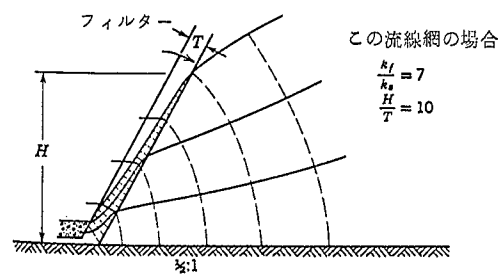
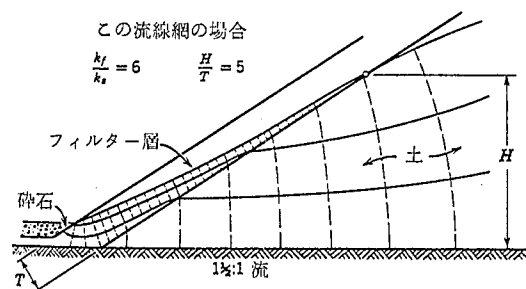


図-5 フィルタ層の設計 (Cedergrenによる, 1960)

性土の残留強度との関連において、斜面の長期安定問題を検討できないか、ご教示願いたい。

- 3) 袋詰めサンド・ドレーンによる軟弱地盤層(改良深さ20m)の強度増加を期待したが、盛土後、約2カ月の放置にもかかわらず、間ゲキ水圧が低下せず、ほぼ全応力と等しい値を示している。

この場合、圧密沈下は理論(バロンの式)どおり進行しているので、サンド・ドレーンによる排水効果は生じていると考えられる。

今回、チェック・ボーリングによる所要の一軸強さが発揮されたので、次期盛土を施工した。このようなケースでは、盛土後の地盤強度の評価を、有効力で行うべきか、一軸強さ(粘着力)で行うべきか、ご教示願いたい。

(千葉県土木部)

(回 答)

- 1) 同一土質条件と考えられる地盤でも実際には強度等が変化していることはよく経験するところで、特に軟弱地盤では同一土質といっても強度(一軸圧縮強さ)や圧縮性には非常に変動がみられる。土質調査でこのような土性の変動を正確にとらえることは困難であるから、少ないボーリング結果にもとづいた設計では、相当の安全率を有するはずの区間でもすべりが生じたりすることはある程度避けられないといえる。

表-1はある道路の軟弱地盤の一軸圧縮強さの分布を調べた例である。延長400mの区間で14本のボーリング(した

表-1 軟弱地盤の一軸圧縮強さ(kg/cm²)の分布例(深度2~3m)

区 間	最 大 値	最 小 値	平 均 値	標準偏差	測 定 数
0~60m	0.146	0.069	0.105	0.027	12
60~220	0.381	0.160	0.278	0.067	18
220~400	0.290	0.116	0.191	0.058	21
全 区 間	0.381	0.069	0.201	0.086	51

がってボーリング間隔は30m)を行ないサンプリングのあと一軸圧縮試験を実施した。ここに示したのは深度2~3mの部分のみについてであるが、この400mの区間でも強度に相当の変動があることがわかる。通常の調査では延長400m程度の区間に対して実施されるボーリングは1~2本と考えられるから、ボーリング位置がどこになるかによって求められる一軸圧縮強度はこの全区間の中で大きめのものであったり、小さめのものであったりすることになり、当然のこととして計算上の安全率は種々の値となる。

表-1の400mの区間はここに示したように3区間に細分するのが妥当であり一軸圧縮強さ(平均値)からみると、それぞれの小区間の強度は明らかに異なっている。一軸圧縮強さをはじめとする土質常数は一応正規分布をすると考えられているので、表-1の観測値を用いて、設計値のとりかたにより(土質調査で得られた一軸圧縮強さにより)地盤対策がどのように変わるこ

とになるかを検討してみる。

いま許容の一軸圧縮強度を $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ とすると（限界盛土高はおおよそ 3 m ぐらいであろう）、 $0 \sim 60 \text{ m}$ の区間の調査では q_u の最大値が 0.15 kg/cm^2 であるから、この地点の調査結果では、必ず地盤改良を要することになるが、 $60 \sim 220 \text{ m}$ の区間の調査では $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 以下の値が得られる可能性は低いので（一軸圧縮強さが平均値 0.278 kg/cm^2 、標準偏差 0.067 kg/cm^2 の正規分布にしたがうとすれば、 $q_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$ となる確率はほぼ 5% 程度である）、無処理施工が可能ということになる。

このように比較的せまい部分に特に軟弱な個所が存在することはあり得ることであるが、これをボーリング等の事前調査で確実に把握することは現実的にはかなり困難といわざるを得ない。河川砂防技術基準調査網では軟弱地盤のボーリング（試料採取）について、サウンディング結果を参考にして最も軟弱な個所 1 箇所を選定することを原則とし、軟弱地盤の規模が大きい場合に 100 m 間隔とする、と規定しているが、 100 m 間隔で機械的にボーリング位置を決めるのは土質調査計画としては画一的すぎるので、まずボーリングに先立ってサウンディングを実施し（河川砂防技術基準によれば $50 \sim 100 \text{ m}$ 間隔となっている）、弱点のありそうな個所の発見につとめ、その後ボーリングの位置を選定するのがよい。弱点個所の発見が最も重要なことであるが、そのためにはサウンディングを十分活用すべきである。

築堤延長とすべり破壊の関係については、はっきりしたことはわからないが、安全率に余裕のない状態で施工されているときには施工機械の荷重（振動）等がすべりを誘発することが考えられないこともないので、施工延長が長くなって運搬路として利用されているときには、注意しなければならないことではあろう。

- 2) 軟弱地盤の盛土の安定の判定に沈下と側方変位を利用するのは最も確実な方法であるから、これらの観測とその整理は施工管理の点で重視すべきものといえる。その判定規準として松尾らの示した $d \sim \delta/d$ の関係式はいくつかの破壊例から導かれたもので、実用に供し得るものであろう。ただ、複雑なすべりの徴候を沈下と変位という単純な側定値のみで判定するのであるから提案された破壊曲線の式がいかなる場合にも適切な規準値となり得るかについて疑問がないわけではない。強度や変形特性がいろいろ異なっても、同一の判定規準でよいかどうかさらに多くの実測例の集積を待つて結論すべきものかもしれないが、最も簡単な側定値である沈下と変位から安定性の推移を検討しようとする方針は正しいものであろう。したがって現実には盛土の安全性の検討（というよりは施工管理であろう）に松尾らの $d \sim \delta/d$ 管理図を利用するのは有効であるが、同時に沈下および側方変位の速度にも注意しこの点からも判断すべきである。（たとえば浅岡らは水平変位の速度が 2 cm/day を越えるとすべりの危険が高いとも指摘している¹⁾）なおこの管理図は盛土の長期安定を検討するためよりも施工直後の安定性を判定するものと考えられるべきであらう（盛土の形状や土質条件にかかわらず破壊曲線が全く一義的なものとしてあらわされるならば、いかなる時点においても安定性を判断する規準としてこの管理図は使用できるであらう）

次に軟弱地盤の安定解析に残留強度の考えを導入することであるが、現実的な見地から適切と

1) 浅岡顕、栗原則夫「軟弱地盤上の盛土の信頼性設計」土と基礎 Vol. 25, Ⅱ, 11, 1977

はいえない。すなわち残留強度を求めるためにはかなり面倒な試験を必要とするうえ、安定解析においては残留率（すべり面のうち残留強度をとるべき部分の割合）を設定しなければならないという不明確な要素が残され、全体として通常の安定解析より精度のよい結果の得られる可能性は低いからである。また、通常の強度にくらべて残留強度が小さくなるのは過圧密土において著しく、軟弱地盤の場合には正規圧密での強度を問題にしていることから、残留強度を採用する理由はないといえる。

- 3) 強度増加の判定には直接的な強度試験が最も適しているので、一軸圧縮強さで地盤強度を評価して次の施工に移ってよい。間引き水圧が低下しない理由はよくわからないが、盛土内にあらたな地下水面が形成され平衡状態を保っているため、盛土直後の間引き水圧と同じような水圧を記録していることも予想される。

（土質研究室）

共-11 導流堤工事における施工方法について

（質問）

導流堤の施工箇所が、ちょうど砕波帯にあたるため、矢板基礎の砂が洗掘され、工事の進行に支障をきたしている。

この場合、適切な施工法があるのか、また実例として参考になるものがあれば御教示願います。

（千葉県土木部）

（回答）

Ⅱ 導流堤工事における施工法について

砕波帯内で二重矢板式導流堤を施工する場合に、矢板基礎の洗掘を防止する方法については種々の方法を組合せて対応する以外に有効なものはないであろう。

砕波帯内で直立した構造物を造るとその前面は反射波によって生じる乱れによって洗掘される。この洗掘を防止する方法としては一般には捨石や捨ブロックが行なわれる。しかしここで問題となっているのは施工中の洗掘であって単に捨石を投入するだけでは導流堤の施工に支障を生じる。

一般に構造物の安全性を確保するためには被害をおよぼす外力、すなわちこの場合には台風時に高波をさけるか、または外力抵抗できるだけ構造物を十分強固にすればよい。まず第一に考えられるのは、波浪条件のよい時期に施工することである。問題となっている導流堤を1区間、4～6日、全表を約50日の工期で完成している。したがって1区間が完成する間にきびしい波浪が来襲しないようにあらかじめ天気図等によって波浪予測を行なって施工を行なえばよいであろう。工期が短かければ、高波のあまり来襲しない時期を選定して行なうことも可能である。被災状況を調べると矢板前面に洗掘が生じて中詰土砂の流出が生じるとともに、導流堤の天端がコン

クリートで被覆されていなかったために、波によって天端から土砂が流出したと予想される。天端からの土砂流出を防ぐためには出来るだけ短期間に被覆を行なう必要がある。

導流堤に來襲する波を、導流堤前面に消波土を設けることによって減衰させることも考えられるが、十分な効果を得るためには規模も大きくなり、また施工もなかなか困難である。移動可能な消波構造物が利用できれば一つの対策となろう。

導流堤前面の洗掘に対して十分安全のように矢板の根入れを深くし、かつ前面の洗掘に対し安定な構造とする方法もあるが、ただ前面の矢板については次の区間が完成すれば長いものが必要でなくなるためにあまり長いものを用いるということには問題があろう。

前面の洗掘防止と消波を兼ねて捨石や捨ブロックを投入することは一般にはよいが、この場合には次の区間の施工に際して矢板の打込みが困難となり、ブロック等を移動しなければならないためにあまりよい方法ではない。

中詰土砂の流出防止については矢板自体のかみ合せも問題であろうが、流出しにくい材料を用いることも考えられる。土砂の代りに雑石や栗石を入れた例がかなりあり、矢板式導流堤の場合には土砂よりも栗石の例が多い。以上種々の工法を述べたが、現地に合せてこれらの対策をあてはめ検討すればよいであろう。なお参考になるものとして建設省河川局・土木研究所編集の「全国河川河口資料集」がある。

(海岸研究室)

共-12 ダムの耐酸工法について

(質問)

ハツ場ダム建設予定地点の上流々域は硫酸性酸性水が流出している支川が多く、過去に中和工場が設置されたが未処理の支川の影響で、ダム予定地点でPH4～7となっており洪水時等はPH4以下が予想される。当事務所では過去から現在にかけて諸機関において、試験解析を依頼し、コンクリートダムにおける耐酸工法を検討しつつある。ここで次の点についてお教えいただき、耐酸工法の前進を計りたい。

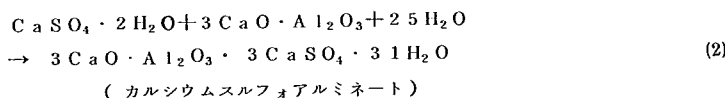
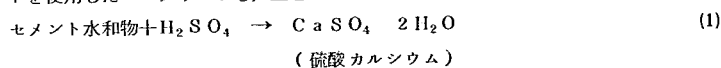
1. 硫酸性酸性水が、コンクリート及び鋼材にどのような化学反応を示すのか。
コンクリート及び鋼材の種類。
1-1. コンクリート — 普通、フライアッシュ、高炉中熱セメントを用いたコンクリート
1-2. 鋼材 — 普通鋼、耐候性鋼、ステンレス鋼
2. 現在試験を現地(流水)及び室内(静水)で行っているが、ダム築造後貯水池は静水状態となる。この場合、試験結果はどちらを対象として判断すべきか。
3. 現地試験の中でコンクリートの腐蝕試験を行った結果であるが重量が百分率で2.6%増えた、(PH4～5、フライアッシュセメント使用、浸漬期間1年、φ15cm、H30cmの供試体)、これに化学反応で重量が増と考えられるか。

(ハツ場ダム工事事務所)

(回 答)

1. 一般にポルトランド系セメント（普通，中庸熱）より混合系セメントの方が，水和反応にともなって生成される水酸化カルシウムが安定な水和物を形成し，組織を致密にするため化学抵抗性については良好といわれている。

しかし，ポルトランド系，混合系セメントとも，その主成分は酸化カルシウムであり，これを結合材に用いたコンクリートは当然のことながら強アルカリ性を呈している。従って，硫酸酸性環境におけるコンクリートは，使用セメント種類間で腐食速度の違いはあるものの，いずれのセメントを使用したコンクリートも，主として次のような化学反応によって腐食される。



(1)の反応で，セメント水和物が腐食され，(2)の反応でカルシウムサルフォアルミネートに変化すると約2.4倍膨張するといわれ，その際の異常な容積増と膨張圧によって，コンクリートの縁端部，表層部に膨張性の亀裂を生じさせ，さらにこれらの作用が進行してコンクリートを崩壊させる。

この反応において，最も影響を及ぼすものはセメント鉱物組成の中の C_3A （アルミン酸カルシウム）であるといわれており，→硫酸根に対する抵抗性を増すためにはセメント中の C_3A を減ずる必要がある。

諸外国では，硫酸塩を多く含む土壌，地下水に接するコンクリート用セメントとして， C_3A の量を規定した耐硫酸塩ポルトランドセメントを用いており，その量は3～5%以下に規定されている。 C_3A を減じたセメントコンクリートの化学抵抗性については，内外の文献によって確認されており，その例を図-1に示す。

一方，我が国においても，最近， C_3A の量を4%以下に規定した耐硫酸塩ポルトランドセメントの規格がJIS

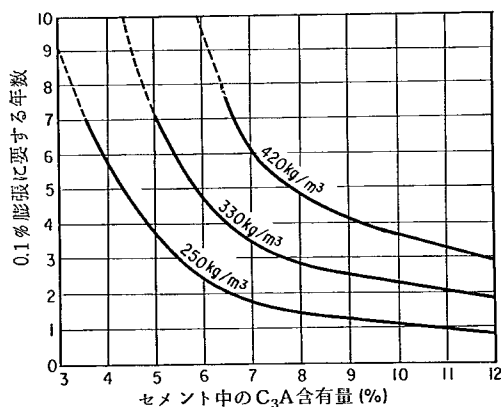


図-1 単位セメント量とセメント中の C_3A 含有量がコンクリート供試体(8×8×40cm)の硫酸塩侵食に対する影響
(W. チェルニン著：セメント・コンクリート化学)

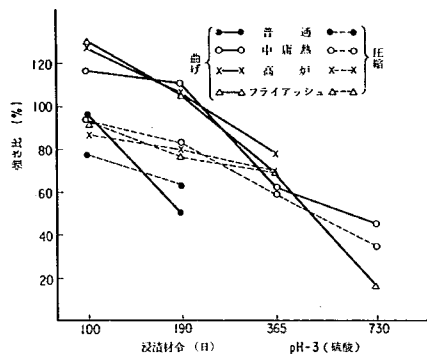


図-2 各種セメントモルタルの曲げ圧縮強さ比

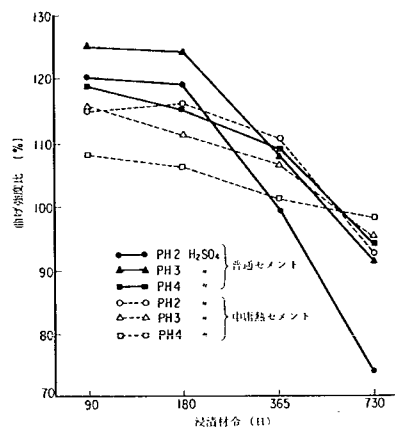


図-5 コンクリートの曲げ強度比変化

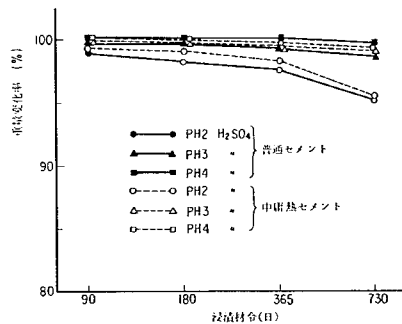


図-3 コンクリートの重量変化

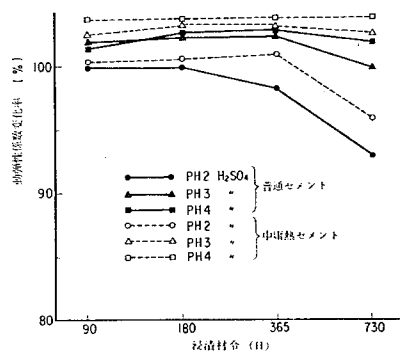


図-4 コンクリートの動弾性係数変化

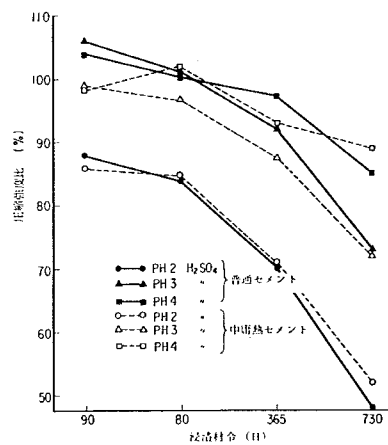


図-6 コンクリートの圧縮強度比変化

化されており、硫酸酸性環境においても従来のセメントと較べて耐久性の向上が期待できるものと思われる。

なお、参考までに土研で行った、セメントおよびコンクリートの → 耐酸性試験のうち、硫酸浸漬の部分のデータをセメント関係は表-1、図-2に、コンクリート関係は表-2~3、図-3~6に示しますので参考にして下さい。

表-1 各種セメントモルタルの中性化深さ

PH値 浸漬液	セメント 種別	中性化深さ (mm)			
		材 令			
		60日	190日	365日	730日
3 硫 酸	普 通	0	+0.6	*	*
	中 庸 熱	0	0.1	0.4	0.5
	高 炉	0	0.1	0.7	*
	フライアッシュ	0	0.2	0.8	1.0

* 供試体膨張破壊

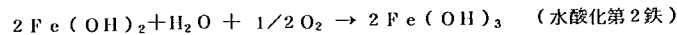
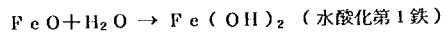
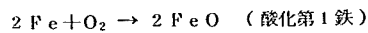
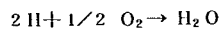
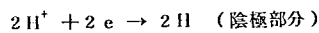
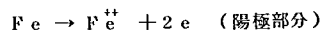
表-2 コンクリートの配合

Mux Size (mm)	Slump (cm)	Aia (%)	W/C (%)	S/a (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)
20	6~8	1~2	45	38	158	350	715	1,185

表-3 コンクリートの中性化深さ

浸漬液種別	PH 値	セメント 種別	片面からの中性化深さ (mm)			
			材 令			
			90日	180日	365日	730日
硫酸養生	PH 2	普 通	0.17	0.30	0.45	1.40
		中 庸 熱	0.03	0.32	0.47	0.98
	PH 3	普 通	0	0	0.15	0.37
		中 庸 熱	0	0	0.15	0.40
	PH 4	普 通	0	0	0.03	0.15
		中 庸 熱	0	0	0.10	0.18

鉄は電気化学的には、一般的に次のような化学反応によって腐食される。



鉄の腐食速度とpHの関係は、図一7に示したようにpH4以下では水素を発生し腐食速度は激しくなる。

以下、各銅材別に耐食性の概略を述べると次のとおりである。

1) 普通銅

普通銅は一般に耐食性は小さいため、腐食環境は勿論普通環境でもメッキや塗装などの防食処理をして使用することが多い。

2) 耐候性銅

耐候性銅は炭素銅の機械的性質改善と大気中での耐食性を増加する目的で作られたものであるが、腐食環境での耐食性は普通銅と較べて、やや良い程度と考えられる。

従って、腐食環境で用いる場合は防食対策が必要である。

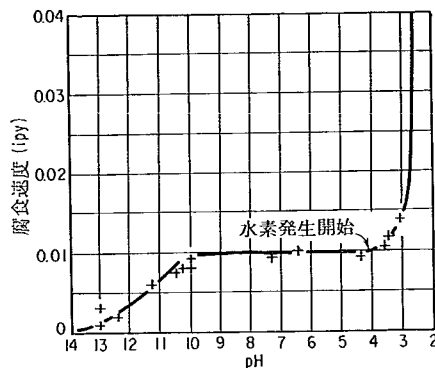
3) ステンレス鋼

ステンレス鋼の耐食性は非常に優れている。ステンレス鋼が耐食的であるのは、クロム、ニッケルなどの添加元素の作用により安定化された酸化被膜が形成され不働態化するためである。このため酸化性環境では極めて耐食性が良好である。しかし、溶接作業を行う場合は熱処理を適切に行わないと粒間腐食を受け易くなる。

以上、銅の種類別に耐食性について述べたが、土研で行った、これら3種の銅材の硫酸浸漬試験結果を示すと図一8のとおりである。この試験は各pHの酸液に5時間浸漬して腐食させた結果から、年間当りの腐食速度を換算したものであり短時間の試験のため腐食生成物による保護作用が小さく実際より腐食度は大きくなっていると思われる。

2. 室内試験では、現地の環境条件を再現することは不可能に近いので試験結果は1つの目安と考え、現地試験結果を対象として判断した方が現実的であると考え。

なお、この場合の流水の影響は、腐食に対しては厳しい要因となるので、むしろこの結果から



図一7 曝気した室温の水中での鉄の腐食に対するpHの影響 (Whitman, Russell, Altléri)

(H, Hユーリック著：腐食反応とその制御)

判断すればより安全サイドであると考え。

3. 酸性環境でコンクリートの浸漬実験を行えば一般的には重量減が当然と考えられます。

しかし、硫酸酸性環境で酸の濃度が低く腐食が小さい場合には、(回答1)で示した(1)、(2)のような化学反応によって硫酸カルシウムやその他の化学反応生成物がコンクリート面に付着され、その量が酸による腐食減量よりも多くなったため、結果的には重量増という現象になったものと思われます。

なお、その他の要因としては、硫酸浸漬の場合、硫酸カルシウムの被膜や腐食されたコンクリートの中酸化部分はかなり強固にコンクリートに付着しておりますので、それらを完全に除去しなかったということも考えられます。

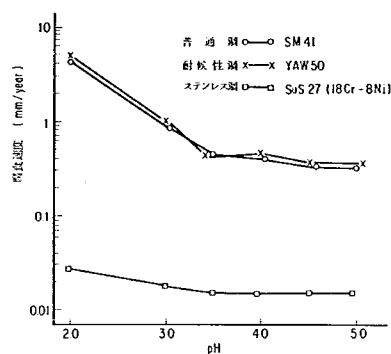


図-8 各種鋼材の腐食速度とpHの関係

(化学研究室)

共-13 コンピューター構造解析

(質問)

昨今コンピューターの一般化と各種の構造解析理論の発展等によりコンサルタント各社のソフトウェアに関するアプローチは目ざましいものがあるが、実際の設計に用いられている各社のアプリケーションプログラムについての精度上の保障は何もない訳であります。

土木研究所で一般的なプログラムを作り各社のアプリケーションプログラムをチェックし検定するようなシステムを確立できないか。

(群馬県都市計画高崎事業所)

(回答)

おおせの通り、コンサルタント各社のソフトウェアに関するアプローチは目ざましいものがある一方、発注者サイドの状況をみてみると業務内容の多様化と量の増大にともなう十分な検討の時間が取りづらくなりつつあるように見受けられる。

一般にコンピューターで計算した結果は誤りがないものと過信される傾向にあるが、構造物の力学的挙動を解析的に求めようとするときには常に外力条件、構造物の材料特性を単純化しモデル化を行なうことが必要であるから、提供されるアプリケーションプログラムがどのような仮定や境界条件のもとにモデル化されたものであるか、その適用限界をまず十分に理解し、求めようとする解

の問題に対して適用して差し支えないかどうかを確認することが必要なことは言うまでもないことである。

この確認を怠らって「この解はコンピューターによる算定結果であるから」と徒らに過信することがないよう留意が望まれる。

さて、適用しようとするアプリケーションプログラムが抱えている問題に対して有用なものであることの確認が、フローチャートその他によってなされたとしてもプログラムそのものの精度その他の有用性についての確認が次のステップとして必要になってくる。

1973年2月に英国のDepartment of the Environment（建設省に該当）に設けられたボックスガダー橋に関する委員会（Committee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box - Girder Bridges）の報告の中に安全な架設のためにとるべき手段の1つとして、設計の照査（independent check of the Engineers permanent check）という事が挙げられている。

ここでは支間50m以上のボックスガダー橋の設計結果については発注者側の同意を得た、設計受託者が選定する他の設計事務所による照査を実施せしめるべきであると云っている。支間50m～20mの橋については設計を担当した同一事務所の他のチームがこれを照査することで良からうと述べている。

この様な考え方は我国の設計委託業務の取扱い上制度的に取り上げられ、定着したものはないようであるが、今後のチェック方式の一つとして検討する参考にはなろう。

一般に構造解析のアプリケーションプログラムの照査方法として現場技術者の採択の可能性があると考えられるものは次のように大別できよう。

- (1) 既存の設計結果を基にして該当構造物の規模に応じ、適正な断面規模となっているかどうか内挿して照査する方法。
- (2) 特定の照査機関又はチームに新規開発のアプリケーションプログラムを登録せしめ、その検定結果に依る方法。²⁾
- (3) 既存の有用性の確められた大型汎用プログラムなどにより照査する方法。

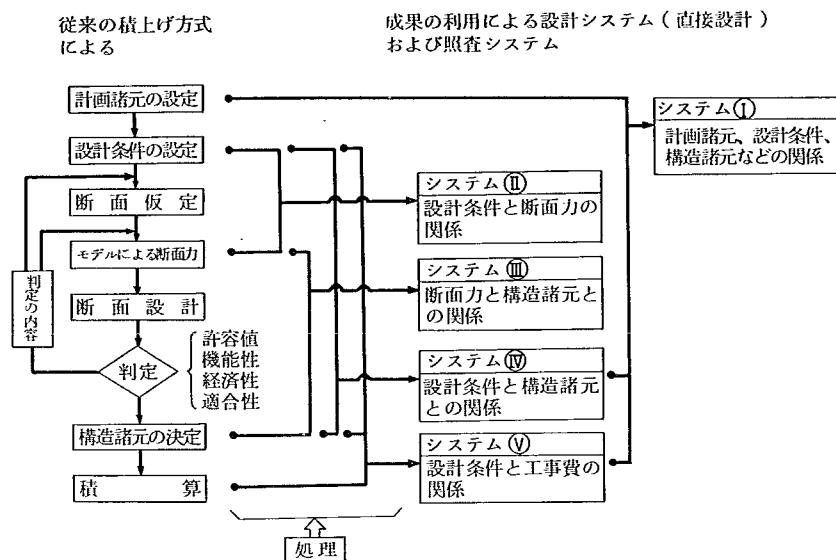
このうち(3)の方法による照査のためには試算会社などが輸入している先進諸外国で開発された大型汎用プログラム³⁾のうち使用可能なものもあろうが、照査のために計算費用を要するし、本来新規プログラムの開発者サイドで実施すべき照査方法と考えられる。

(2)の方法については照査のために訓練技術者を多数要し、組織的にチーム編成をして置く必要がある。また開発プログラムの著作権制度など登録に付随して生ずる諸権の問題を解決しておく必要がある。

現在土木研究所においては(1)の考え方に基く照査システムを開発しているところである。この考え方の概要を以下に簡単に紹介する。

土木研究所が開発を進めているのは、図-1に示すようなシステムであり、現在のところ標準設計で対象としている構造物の設計条件の範囲内に対する照査システムを検討している。

図-1の左側に示す現状の設計システムとしては、標準設計の成果とその作成に使用した自動設



図－１ システム関連図

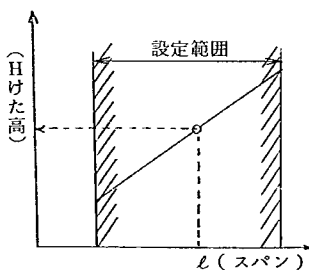
計プログラムを利用するもので、これらによって得られる成果を次のような処理をすることによって、それぞれのシステムを開発する

- (1) 代表的な１つの設計条件と構造諸元との関係をプロットすることによって、設定範囲内の設計条件に対する構造諸元を推定する方法。

たとえば、図－２に示すようにスパンと桁高の関係などは、一元的に表現し得るので、各工種に対するものを作成しておけば、その関係から照査できる。

- (2) 複数個の条件を示す座標軸の関係から、結果として１つの諸元を推定する１モノグラムによる方法。

上記(1)で対応できない場合の処理方法で、現在完成しているボックスカルパートの縦方向筋の設計１モグラム等はこれに当る。すなわち、一般の設計における対応モデルが弾性床上的は



図－２

り”の理論によっている場合、図-3
に示す $I_o \rightarrow k \rightarrow I \rightarrow M_o$ の手
順をたどることによって照査値を求め
ることができる。

- (3) 自動設計プログラムによって各種の
設計条件に対するデータを発生させ、
これらを統計処理することによって設
計条件と構造諸元等を回帰式で推定し
ようとする方法で、回帰式が設定でき
ると、従来の複雑な手順によることな
く、それと同等の結果が電卓によって
求めることができる。

現在、土構造物のボックスカルバート
および擁壁については、この方法で検
討を進めているが、その1例を以下に
示す。

カルバートにおける設計条件と部材厚
の関係は、 $Df \leq 5m$ 、 $Bo \leq 2.5m$

$Ho \leq 2.5m$ の範囲内では次のような回帰式となる。なお、この回帰式によって照査を行う場合
は、 $t_i - \Delta t_i < T \leq t_i + \Delta t_i$ の関係が成立すればよいこととなる。ここに、 Df : 土
かぶり厚(m)、 Bo : カルバート内空幅(m)、 Ho : カルバート内空高(m)、 t_i : 各部材の推定値(cm)
 Δt_i : 各部材の推定値に対する標準偏差(cm)、 T : 一般の設計における各部材厚(cm)である。

$$\text{側壁厚 } t_1 = 1.1981 + 0.313(Df \cdot Bo^2) + 0.226(Ho^3)$$

$$\Delta t_1 = 0.744 \text{ cm} \quad \text{重相関係数 } 0.98$$

$$\text{頂版厚 } t_2 = 1.50 + 0.35(Df \cdot Bo^2) - 0.247(Bo \cdot Ho \cdot Df) \\ - 0.155(Ho^4 / Bo) + 0.420(Ho^3)$$

$$\Delta t_2 = 1.5 \text{ cm} \quad \text{重相関係数 } 0.92$$

$$\text{底板厚 } t_3 = 1.502 + 1.314(Bo \cdot Ho \cdot Df) + 0.557(Ho^3 \cdot Df / Bo) \\ + 0.253(Ho^3) - 1.703(Df \cdot Ho^2)$$

$$\Delta t_3 = 1.11 \text{ cm} \quad \text{重相関係数 } 0.97$$

なお図-1に示したそれぞれのシステムを開発することによって次のような効果が得られる。

- ① 各設計段階における照査システムとなる。
- ② 設計条件から直接構造諸元の指定も可能となることから、初期値設定に利用できるとともに、
比較設計システムともなる。
- ③ 各構造物の設計マニュアルの作成も可能である。
- ④ 構造物設計を総合的に行うことができる。

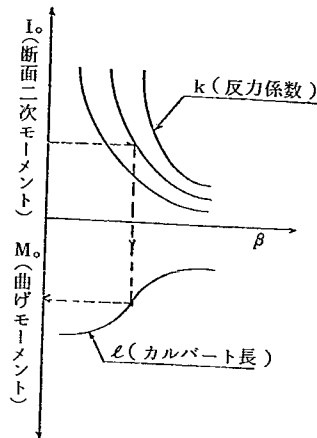


図-3

以上簡単に紹介した土木研究所で開発中の照査システムは、建設省制定土木構造物標準設計に集録されている範囲の構造物と断面規模程度である。

したがって、個々の特殊構造物、個々の大規模構造物等の設計照査システムは、現在確立されていない状態であり、「一般的」な構造設計のチェックシステムは、なお残された今後の課題である。

参考文献

- 1) Dept. of Environment : Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel-Box Girder Bridges, — Committee Report 1973
- 2) 大久保忠良：橋梁の設計・解析プログラムの登録制 — 土木技術資料 17-7, 1975
- 3) 藤原稔：GENESYS — 英国における汎用プログラム開発の試み,
— 道路 1972年 10月号

(システム課)

2. 河 川 部 門 (目 次)

河- 1	都市及び山地小流域における計画高水流量の決定について	41
河- 2	急流河川及び感潮河川における流量観測について	43
河- 3	休廃硫黄鉱山の河川汚染調査法について	46
河- 4	フィルダムの非常用洪水吐の形式選定及び設計上の留意点について	48
河- 5	堤防における堤防安全度の評価基準について	54
河- 6	堤防調査における間接調査法の実用性について	56
河- 7	堤防に作用する外力について	57
河- 8	現況の盛土堤防家屋等を考慮した氾濫追跡調査手法について	59
河- 9	鶴見川の洪水時における流送土砂の測定方法について	60
河-10	河川高水敷に植樹を行った場合の河川水理学的問題について	65
河-11	遊水池の越流計算について	67
河-12	汚濁水の処理について	69
河-13	ダムサイトのボーリングにおけるルチオンテストの施工指針(案)について	78
河-14	防災調節池を施工する場合の転流工対象流量の確率について	82

河-1 都市及び山地小流域における計画高水流量の決定について

(質 問)

- 1) 当事務所の砂防工事は、溪流工事が主体であり、ダム工事が大半を占めている。流域規模も20 km^2 以下のところがほとんどであり、計画高水流量決定に際しては、合理式を使用している。このような小流域での高水流量決定について、土研における最近の成果及び動向等をご教示願いたい。

(富士川砂防工事々務所)

- 2) また、降雨資料の地域的分布についての理論的考え方についてご教示願いたい。

(荒川上流工事々務所)

(回 答)

- 1) 小流域における洪水流量算定法の内、合理式を使う場合について最近の調査成果も取り入れて説明する。

合理式は、周知のように

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A \quad \text{---(1)}$$

Q_p : ピーク流量 (m^3/sec)
 f : 流出係数
 r : 洪水到達時間内平均降雨強度
 A : 流域面積 (km^2)

と表され、ニューヨークの下水道の設計に用いられたのが始まりとされている。¹⁾

(1)式を使う場合、流出係数(f)と洪水到達時間内平均降雨強度(r)が、同時間に求められなければならない。後者を求めるには、洪水到達時間が決定されねばならない。

まず、流出係数は、流域の土地利用、勾配、降雨強度によって変わるとされているが、これまでは物部長穂²⁾がわが国の内地河川の内、主として大河川の洪水資料を整理して得た値が、使われてきた。しかし、昭和44年からIHD(国際水文10年計画)の一環として建設省等は、全国流出試験地調査を開始した。自然流域から都市流域まで、流出係数について調査されている。³⁾自然流域の内では浸透性流域(風化花崗や第四紀火山岩で覆われている流域)では、非浸透性流域に比べ、0.5程度小さい値を取るようである。これらの試験地の流域面積は、0.2~50 km^2 の範囲にある。

これらの資料については現在とりまとめ中である。

次に洪水到達時間については従来ドイツのバイエルン地方で使われた、いわゆるRzihaの公式が適用されてきたが過小に出てくるようで、計画では安全側になることが多いようである。最近では前述した流出試験地の洪水資料から

$$T_c = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{---(2)}$$

T_c : 洪水到達時間 (hr)
 L : 当該地点から流域最奥点までの
 流路長 (m)
 S : 当該地点から流域最奥点までの
 流路に沿った平均勾配

が、提案されている⁴⁾(2)式は、雨水流の水深を一定と仮定し、マニング型の運動式に従うものと
し、洪水到達時間は遅れ時間の2倍として求められた式である。もう一つの洪水到達時間の推定
法は、角屋睦等が雨水流を水理学的に解析して導いた式で、⁵⁾次式で表される。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad (3)$$

t_p : 洪水到達時間 (m; n)
 C : 流域の土地利用等で決まる係数
 A : 流域面積 (km²)
 r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

(3)式には、流域スケール(A)はもちろんのこと、有効降雨強度のパラメータが含まれており、降雨
強度の増大とともに、洪水到達時間が小さくなるという実際の傾向もよく表現している。(3)式と
計画に用いる有効確率降雨強度曲線(確率降雨強度曲線に流出係数を乗じたもの)の交点を求め
れば、(1)式を用いるべき有効降雨強度(=f・r)が決定できる。

(3)式を用いるには、当然、

係数(C)の値が必要となつて

くるが、全国流出試験地の

洪水資料を整理した結果は、

表-1の通りで、その値は

90~170の範囲となつて

いる。Cは、小さい値を採

用する程、洪水到達時間は

小さくなり、洪水到達時間

内平均降雨強度は大きくな

るので、計画はより安全

側の方へ向かうといえる。

(参考文献)

1) VEN TE Chōw : HAND bōōk of Applied Hydrology, 14-6, Mc Graw-
Hill, 1964。

2) 本間 仁・安芸岐一編：物部水理学，岩波書店，pp.585。

3) 日本河川協会：第2回防災調整(調節)池技術基準-運用指針の策定に関する委員会資料-，
pp.6~22，昭和53年7月14日。

4) 建設省河川局・土木研究所：流出試験地調査成果報告書，pp.114~119，昭和50年1月

5) 角屋 睦・福島 晟：中小河川の洪水到達時間，京大防災研究所年報，第19号B，
pp.143~152，昭和51年4月。

6) 建設省河川局・土木研究所：流出試験地調査成果報告書(その3)，pp.1~30，昭和52
年5月。

(水文研究室)

- 2) これまでの降雨観測は、雨量計設置密度が粗いため、雨量の地域分布を把握するに十分とは言いがたい。ところが、最近、レーダー雨量計によって、雨量の空間分布の測定可能性が高まってきており、雨量の地域分布について議論しうる土台が、形成されてきている。

(水資源開発研究室)

河-2 急流河川及び感潮河川における流量観測について

(質問)

- 1) 近年データ処理装置の進歩はめざましいものがあるが、反面、雨量、流量等のソースデータの内容は、レーダー雨量等一部を除き見るべき進展がない。このような現状において、特に上流部急流河川の流量観測について今後の見通しをお聞かせ願いたい。

当事務所では、利根川八斗島地点上流部の流量観測を16ヶ所(河川14用排水2)で行なっている。上流部は河床勾配が急で転石が多く平水流量と高水流量の差が大きく観測に苦慮しているのが現状である。

1. 岩本流量観測所では河床勾配が1/150で流速が早く低水観測可能流量は $90\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の日数は年間約40%、この間が観測不可能となる。
2. 水位、流量曲線は低水部と洪水部に集中し中継ぎの中心部が測定不能
3. 洪水流量観測については9観測所あり現在職員不足により請負にて観測を行なっているが、洪水流量観測については請負業者の技術レベルが低く(経験不足)指導に苦慮している。

(利根川ダム統合管理事務所)

- 2) 利根川下流部における低水流量の基準地点として布川地点(6.5km)が設定されているが、S.46年河口堰が18.5kmに建設されて以来河口堰操作による影響によって複雑な水理現象を示し、従来、流量観測に基づくH~Q式によって流況把握をしていたが、H~Q式では適正な流況把握が不可能である。そのため、S.52年度に超音波流速計が設定された実測データと、超音波との関係を検討したが、今のところ、定性的な関係も把握されていない現状である。渇水期における低水管理等において、布川地点の適正な流況把握は重要な問題である。

今後、適正な流況把握していくには、どのような検討が必要であるか。お教え願いたい。

(利根川下流工事事務所)

(回答)

- 1) 従来、河川での流量観測では低水時にはブライス式等の流速計による精密断面測定(2点法)、洪水時には浮子による平均測定で行なわれている。

これらの方法は場所的、時間的な観測条件により、常に使用可能なものでなく、本間にあるような河川上流の急流部での使用、又観測員の制約から連続した観測体制を持つことが困難である。

これらの問題に対処しうる観測法(器)としては現段階では決定的なものはない。しかし、近年開発された電波流速計によってある程度その観測は可能である。

これは、電波のドップラー効果を利用したもので、遠隔地点から電波を発射して河川の表面流速をリモートセンシングによる方法で観測可能とするもので、従来の触水形のものとは比べ、まったく異なる測定方法によるものである。

適用範囲は $0.5 \sim 1.5 \text{ m/s}$ の比較的速い流速に適するものであり、大洪水時等、浮子の投下さえ、危険な場合でも比較的楽に表面流速の測定が可能である。

触水型のものとは比べて、電波を利用したリモートセンシング法によるため、観測対象が流水にとどまらず、土石流に対しても同様に観測が出来る、大洪水による破損等の危険もなく適用範囲の広い流速観測機といえる。

ただ、この計器により観測するものは、あくまで表面流速であることで、この計器の適用は従来の定常流観に代るものではなく、従来法と併用することで更に流観観測精度の向上が期待できるものである。

その方法例として、電波流速計では観測は瞬間かつ連続して行ないうるので、携帯型による流観業務の省力化、又固定式による流量の常時監視システムの設定も可能であり、洪水時のピークの把握、定常流観のクロスチェックが考えられる。

参考) 電波流速計に関する詳細は、土木技術資料 53 年 2 月号を参照されたい。

(水文研究室)

2) 感潮河川において、H-Q 式による流況把握は、ほとんどの場合困難である。そこで、各種の流速計を使用しての毎回の流量観測になると思われる。

超音波流速計を使用して、流速測定を行う場合、その測定値に影響を与えるものとして主に下記のものが考えられる。

- ・濁度
- ・渦、気泡、浮遊物
- ・水温分布
- ・塩分濃度

水温分布、塩分濃度の変化は音波伝播時間に影響を与えるが、これらはハード的に除去可能となってきた。また浮遊物などによる雑音については、設置状況あるいはソフト面などで対処しうると思われる。測定値に関してプロベラ式流速計等との比較は、一概に良いとは言えないが、現段階では必要な方法と思われる。超音波方式の測定では、横断方向の平均値をとるので、プロベラ式の測定でもこれと同じようにして、比較する必要がある。すなわち、横断方向に同時に流速測定を行う。この場合、縦断的には超音波と同一水深をとる。横断方向の測線数に関しては、図一

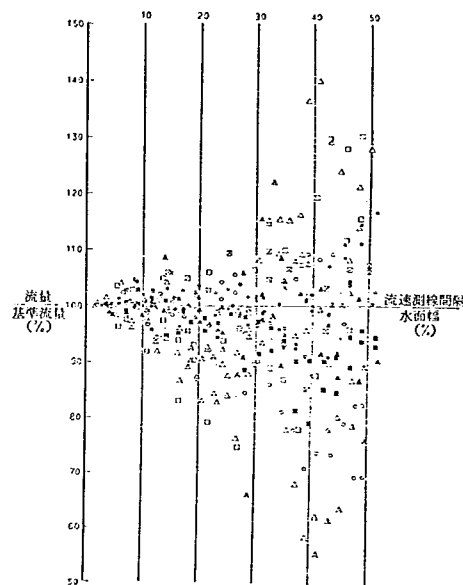


図-1 ばらつきと $\frac{\text{流速測線間隔}}{\text{水面幅}}$ 百分との関係

1等から、少なくとも水面幅×10%以下の測線間隔で行いたい。また、超音波とプロベラ式等の流速計のデータ採集時間を考慮に入れる必要がある。

プロベラ式は、おのずと測定範囲が限定され、特に流速の遅い方は、誤差比率が多くなる。最近、低流速でも測定可能な電磁流速計が開発されており、この流速計で測定するのも一案である。最終的には流量で値がほしいのであるから、超音波方式の測定値が水深等変化しても平均流速となる補正係数についても、充分検討する必要がある。

結 言

1. 超音波流速計のハード面のチェックを行う。
2. 縦横断の流速分布の特性を調査し、ソフト面のチェックを行う。
3. プロベラ式、あるいはその他の流速計を用いた観測値と超音波方式の観測値の比較検討を行い、定量化を進める。

〔参考文献〕

- 1) 竹内、江川、篠田；低水流量観測の精度に影響を及ぼす2、3の要素について、土木研究所報告第105号、昭和36年2月。

- 2) 北海道開発局；流量測定の精度向上に関する研究，昭和49年10月
3) 土木研究所；超音波流量計の現状に関する調査報告，土木研究所資料1056号，昭和50年6月
(水文研究室)

河-3 休廃硫黄鉱山の河川汚染調査法について

(質 問)

現在品木ダムでは，草津温泉を主とした湯川水系に対して，石灰中和による水質改善を行ない，一応の成果を納めているが吾妻川全体を考えると，他の酸性支川の影響が大きい。これら未処理の酸性源の中で最も大きな原因と考えられるのは，硫黄鉱山の廃水である。草津白根山周辺に散在する硫黄鉱山は5ヶ所あり，現在いずれも休廃止鉱山となっている。しかし，上述したようにこれら坑内水が河川の汚染源となっているため，何らかの対策を講じなければならない。現在までに，これら対策を講じるための調査として，坑内水の水質分析，鉱口を閉そくする等の検討及び鉱山の周辺調査等を進めてきたが，鉱山に関する資料も乏しく，これら対策及調査を進めるにあたって，事例等にもとづき具体的調査方法等を御指導願いたい。

(品木ダム水質管理所)

(回 答)

質問者の所属しておられる品木ダム水質管理所では従来から吾妻川湯川水系の酸性河川水の水質改善に努められている所であり，休廃止硫黄鉱山からの酸性水の問題も本質的には現在まで取扱われてきている温泉からの酸性水の問題と同じであるから，このような問題についての調査方法，対策立案にあたっての考え方に関しては回答者よりも質問者の方が熟知していると思われるが，同じく休廃止硫黄鉱山に起因する酸性水対策を現在実施している北上川2次支川赤川の例^{1), 2)}を若干ひきながら，一般論として述べたい。

調査は大別すると，負荷量およびその河道内での収支，想定し得る対策とその問題点および実現可能性，汚染水による被害その他の影響の3つに分類できると考えられ，これらを便宜的に負荷量調査，対策調査，影響調査と呼ぶこととする。

(1) 負荷量調査

対策を立案する上で必要な最も基本的なデータは負荷量であり，短期的，長期的な変動や，個々の負荷源の状況なども含めて詳細に調査する必要がある。負荷源としては坑内水のみではなく，露天堀跡地，低品位の鉱石や精練カスの堆積場からの表流水，浸透水もあろう。また，河道においても必要な地点に調査定点を設け，各汚濁源からの負荷を含めた河道内での負荷量収支を作成する必要がある。

調査項目は，流量，酸度，鉄，ヒ素のほか，必要に応じてSSや他の重金属を含める。図-1に例として赤川における酸度の収支図¹⁾を示す。

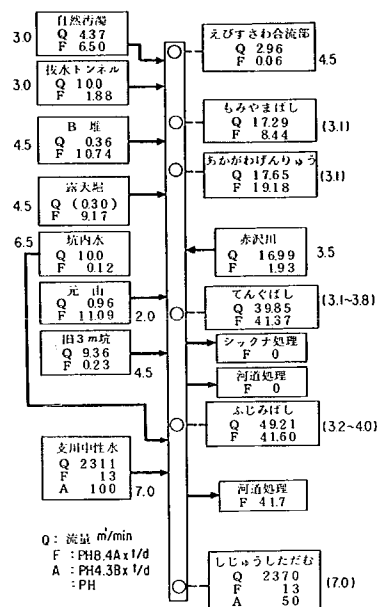


図-1 汚濁負荷收支図

ぐため、河道に流入する前に中和処理する方式で事業が実施されている。負荷源が点在しているような場合には、鉍毒水のみを集水して処理施設に導水する水路建設の可能性を検討する必要がある。

処理方法としては石灰などによる中和処理がとられるが、赤川水系では中和に要するアルカリ量を少なくするために、前段の処理として鉄バクテリアによって2価の鉄を3価の鉄に酸化する方式で処理が計画されている。

なお、中和以外の処理として、玉川水系では酸性水を石灰石の地層に再注入する方法がとられている。

(3) 影響調査

温泉、鉍毒水などによる酸性水は下流の水利用、生態系に大きな被害を及ぼしているものであり、対策工事の費用便益算定のためにも調査をしておく必要がある。また、中和生成物中には一般にヒ素がかなり含まれており、中和生成物を回収しない処理方式を採用する場合には下流への影響、特に洪水時に掃流される堆積物の影響を検討しておく必要がある。

(参 考 文 献)

- 1) 今永幸人ほか、赤川酸性水の恒久対策と水質管理、第29回建設省技術研究会報告(昭和50

(2) 対策調査

改善対策としては、原則的には(1)鉍毒水などの発生量の減少、(2)鉍毒水の処理、の2つの方策がある。前者に関しては、流域内の河川や水路の底張りや止水グラウトによる浸透の防止、坑内水が排出されている坑口の封鎖、排水トンネルの設置による地下水の引抜き、露天堀跡地や廃鉍石堆積場の覆土などがあり、これらの対策の可能性を検討するためには、地下水も含めた流域内での水収支や地質調査などが必要である。赤川水系では上記のうち、河床の三面張りや露天堀跡地などの覆土が実施されている。

また、鉍毒水の処理に関しては、坑内水を直接処理する場合と一旦河道に入れて河道内で処理する場合とがあらう。いずれの方式によるかは中和生成物の処分が大きく関係し、中和生成物を下流に放流してよい場合はいずれの方式でも可能であるが、下流に放流してはならない場合には河道に流入する前で処理しなければならない。赤川水系では、ヒ素を多量に含む中和生成物が下流の四十四田ダムに堆積する問題を防

年度)

- 2) 山田俊郎ほか、赤川の水質挙動について、第30回建設技術研究会報告(昭和51年度)
(水質研究室)

河-4 フィルダムの非常用洪水吐の形式選定及び設計上の留意点について

(質問)

河川管理施設等構造令の制定、河川砂防技術基準の改訂(案)に伴ないフィルダムでは一般に自由越流頂をもつ非常用洪水吐を設けることとなるが、これを、現在多く採用されている正面または横越流方式の固定堰として設計すると、長い越流幅が必要となる場合が少なく、そのため、洪水吐の配置、形状の選定が非常に困難になるばかりでなく、施工上(法面の掘削やその安定確保)や経済性(工事数量の増大)からの問題が生ずる場合が多くなっている。

これらの問題を軽減するための代案として、最近、越流式ゲートをもつ越流堤やモーニンググロー方式のトンネル洪水吐が検討されるようになって来ているが、わが国のダムではこれらの形式の採用例が少いので、その採択および設計にあたって留意すべき点について伺いたい。

(水資源開発公団)

(回答)

(1) トンネル式導流部の適用性

トンネル式導流部の適用性の問題は、高速流導水路としての構造的耐久性の評価の問題に帰着する。

トンネル式導流部の流れは常に開水路流れとなるように設計することが原則である。しかし、閉じれた空間内に高速水流を流すので、空気流の発達も著しい。このような状態の流れについては、現在まだ情報が十分でなく水理計算等によって予測することは困難である。このため、経済的な設計を行うには知識が不足するが、諸外国等における多くの実施例ならびに実験例等の経済的事実を基礎資料として設計基準が導かれているから、実用上問題のない設計を行うことができる。

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

流木などによるトンネルの閉塞あるいは疎通能力の低下がしばしば指摘されるが、シュート式などと同等の断面の余裕を確保することを前提とすれば、一般の平面線形が直線で断面の大きい洪水吐きトンネルの場合は問題を生じないものと考えられる。

このように機能設計上の問題についてはすでに実用可能な段階にあるわけであるが、フィルダムの洪水吐きとして実際に適用するためには構造物の耐久性に対する慎重な配慮が必要になる。

これは、(1)トンネル式導流部では、高速水流に接する面が非常に長くなり、コンクリートの摩

耗やキャビテーションなどによる損傷が避けたいこと、(2)洪水吐きがトンネル式となるダムサイドは基礎地盤の状態も悪いところが多く、トンネルの変形やクラックの発生する危険が大きいこと、などのためである。

これらは、いずれもトンネル内の流れが非常に高速であってわずかな表面の不整でも大きな災害につながる危険があり、特にトンネルの変形やフラックの発生あるいは処理の適切でない継目などは過大な動圧成分をコンクリートライニング内側に導き決定的な破壊をまねく恐れがある。

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

トンネル式導流部を採用する場合には、あらかじめこのような点検補修の要領を明らかにし、補修の方法および時期についても考えておく必要がある。また、フィルダム洪水吐きとしては特に、主洪水吐きが補修のために使用不能の状態にある場合に利用できる副洪水吐きについても考えておかなければならない。

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

(2) トンネル式洪水吐きの流入部の選定

導流部をトンネル式とする場合の流入部は、流入部終端でできるかぎり速みやかにかつ滑らかにトンネル断面に遷移できる形状とすることが条件となる。この場合、遷移の条件は、断面形状を連続させることおよび流水の方向をトンネルの方向に一致させることである。

越流部が直線である場合には、総越流幅をトンネル直径にはば一致させる設計（正面越流型）と水路幅をトンネル直径にはば一致させる設計（側水路型）とがある。正面越流型の設計では、越流幅が制限されかつ所要の放流能力を満たすためにはゲートの深さを大きくする必要があり、結果としてフィルダム洪水吐きとしては適当でないことが多い。これに対して、側水路型の設計では、越流幅に対する制限がないので、フィルダム洪水吐きの設計条件を満たす設計が可能となる。この場合には、ゲートとして一般に使用されるラジアルゲートやローラゲートを用いる場合のほか越流式ゲートとする場合あるいはゲートを設けない自由越流堤とする場合がある。

越流部を曲線型とする場合には、トンネルに流れが集中するように漸縮角度を選定することが可能であり、越流幅の調整も可能となる。また、曲線を多角形で構成することによって数個の直線型越流部に分割できるので、ゲートの設置も可能となる。

曲線型において角度を 360° に設定した場合が朝顔型であり、この場合も多角形で構成することによってゲート付越流部とすることができる。

洪水吐きとして設計する場合には、いずれの場合もトンネル入口が流量規制断面とならないように設計することが原則であるから、朝顔型を含めすべて越流式の流入部となる。

側水路型、曲線型ならびに朝顔型はいずれも越流幅を長くすることが可能なため、フィルダム洪水吐きとして適当な流入部型式であり、トンネル式導流部に接続可能な型式である。

したがって、フィルダムの非常用のトンネル式洪水吐きの流入部として、これら3種の型式は水理機能上の差はないと考えてよい。

しかし、洪水吐きとしてはこのような水深の浅い放流設備とともに10m程度の水深の放流設備も必要になるのが通例であり、両者を同一の洪水吐きにおいて併置しようとする場合には、曲線型では下流流水の相互干渉がないので容易であるが、側水路型ではゲート等が水浸する場合も生じやすいこと、朝顔型では配置すべき空間の確保が困難なことなどかなりの工夫が必要である。

なお、構造的には、側水路型や曲線型は重力式コンクリートダムの設計が準用できるので簡明であるが、朝顔型については水中に自立する中空のコンクリート塔構造となり高さ等の条件によって耐震設計上の問題を生ずることが予想される。

(3) トンネル式洪水吐きの減勢工

トンネル式洪水吐きの減勢工を考えるうえで最も重要な点は、堤体流下式やシュート式の導流部の場合に比べて単位幅当りの流量が著しく大きいことである。

このため、諸外国ではトンネル式洪水吐きの減勢工としてスキージャンプ式減勢工を採用することが通例となっている。

スキージャンプ式減勢工は、単位幅当りの流量の大きさが減勢工の機能に支配的な影響を及ぼさないで、落下点を中心に十分な広さの用地が確保できればこの場合最も経済的な設計となる。

わが国の場合、この十分な広さの用地が確保できないことが多く、スキージャンプ式減勢工の採用は避けることが原則となっている。しかし、適当な用地が確保できる場合には、スキージャンプ式減勢工の採用も考えるべきであろう。

通常の場合は、トンネル式洪水吐きの減勢工も跳水式を採用することとなる。このときは、単位幅当りの流量を小さくするための工法が非常に重要になる。跳水水深 h_j と単位幅当りの流量 q の関係は、水叩き始端における総水頭を E とし、近似的に次のように表わされる。

$$h_j = 0.951 q^{1/2} E^{1/4} - 0.113 q E^{-1/2}$$

上式より明らかなように、跳水の規模に対して単位幅当りの流量はほぼ1/2乗に比例して作用するから、単位幅当りの流量を小さくすることによって減勢工の設計は容易になる。しかし、減勢工の長さは、この流量を小さくするための区間が必要となり、堤体流下式の場合と比べて著しく長くなるのでトンネルの方向を適当に選定し十分な長さの直線区間の確保に努める必要がある。

(4) トンネル式洪水吐きの設計例

ダ ム	設計流量 Q m ³ /s	越流水深 (最大) H m	径間(間)× 門数	ゲート 型式	ゲート 高 m	湾曲部 半径 R m	下流トンネル			総落差 H+W m	無次元量			
							勾配 n:1	長さ, L m	径, D m		(1)*	(2)*	H+W R	L D
Flaming Gorge	816	11.58	5.11×2	ローラ	10.36	61.0	0.01	66	5.49	133.1	55	0.749	2.18	12
Yanhee	3,000	17.10	11.0 ×2	ラジアル	17.40	106.0	0.0025	200	11.30	122.0	50	0.679	1.15	18
Palisades	1,371	15.54	6.10×2	ラジアル	15.24	42.0	0.0191	553	8.53	69.8	48.2	0.720	1.66	65
Blue Mesa	946	9.60	7.62×2	ラジアル	10.21	51.2	0.0339	307	6.40	101.3	55	0.733	1.98	16
Yellowtail	2,605	20.42	7.62×2	ラジアル	19.63	88.4	0.04	313	9.75	147.8	55	0.720	1.67	32
Wu-shen	1,869	15.24	8.08×2	ラジアル	15.24	76.2	0.01	106	8.23	125.5	45	0.787	1.65	13
Glen Canyon	3,908	19.20	12.19×2	ラジアル	16.00	106.7	0.0035	330	12.50	174.8	55	0.604	1.64	26
奈川渡	1,500	12.50	8.5 ×2	ローラ	12.80	47.2	0.0051	210	8.00	141.0	50	0.630	2.99	26

* (1) 斜坑トンネルの水平面となす角(°) (2) $Q / \{ D^2 \sqrt{g(H+W)} \}$

(2) 朝顔型

ダ ム	設計流量 Q m ³ /s	越流水深 H m	朝顔部径 (堤頂) m	下流トン ネル径 D m	湾曲部半 径 R m	総落差 H+W m	無次元量		形 式 (水平面とな す角)	渦流防止対策
							(1)*	H+W R		
Davis Bridge	765	2.44	48.8	6.55	16.8	59.74	0.737	3.55	立坑	堰柱 16基
Gibson	1,416	6.1	28.0	9.0	18.0	61.0	0.715	3.39	立坑	堰柱 6基 (ゲート付)
Owyhee	850	3.66	18.3	6.9	15.2	101.16	0.567	6.65	立坑	堰柱 1基 (ゲート付)
Kingsley	1,529	8.53	27.4	8.7	19.5	53.63	0.881	2.75	立坑	堰柱 12基 (ゲート付)
Jubilee	481	2.87	22.6	4.57	58.0	77.57	0.835	1.34	斜坑(22.5°)	カーテンウォール
Hungry Horse	1,501	5.1	19.5	7.5	36.6	153.5	0.688	4.19	斜坑(50°)	堰柱 1基 (ゲート付)
Pracana	1,650	7.0	19.6	9.5	20.0	53.6	0.798	2.68	立坑	堰柱 6基 (ゲート付)
Maranhao	1,600	3.9	38.4	10.5	18.0	49.9	0.656	2.77	立坑	堰柱 12基 (ゲート付)

(5) 越流式ゲートの取扱い

最近、わが国においてもダム洪水吐き用のクレストゲートとして越流式ゲートの採用が検討される例が多い。

この場合、ゲートの型式としてはフラップ（転倒）ゲートあるいはドラムゲートなどの型式が想定され、扉高としては3～4 m程度以下のゲートが考えられている。

越流式ゲート付洪水吐きの特徴は、越流式ゲート構造の部分が、(1)ゲートの開閉の状態に関係なく常に越流機能を維持すること、(2)堤頂の高さが常時満水位もしくはサーチャージ水位に近くかつ越流幅の大きい構造になること、の2点に集約される。

異常に大きい洪水に対処するための洪水吐き（非常用洪水吐き）にゲートを設置する理由は、(1)ゲート付構造とすることによってダム高を低くし総工費の低減を図る。(2)自由越流堤では必要となる異常に大きい洪水に対する貯水池の空容量をゲート付構造とすることによって常時有効に活用する。の2点である。また、河川管理施設としては、(3)洪水の大小にかかわらず常に操作放流することによって適切な流量制御を行う。ことに理由の1つであろう。

また、この場合のゲートとして越流式ゲートの採用が考えられる理由は、自由越流堤の利点を残しつつゲート付構造の有利さを導入しようとする試みに他ならない。

降雨－洪水流出の応答に時間の遅れが小さい流域（これが流域面積の小さい場合に相当する。）を有するダムでは、異常洪水時におけるダムの安全を確保なものとするために自由越流堤を設置することが原則となっている。これは、ゲートを設けて操作放流することを前提とすれば、洪水事象の進行速度が早いためにダム側の対応が追従できない恐れが生ずるためである。したがって、この場合にはゲート付構造の利点をすべて割愛しゲートを設けない構造とされる。しかし、この措置はあくまでも現在の洪水予測能力ならびにダム管理技術を前提とした暫定的な措置であり、将来これらの向上によってはゲート付構造に改良する場合も起り得る。

これに対して、降雨－洪水流出の応答がある時間の遅れをとまなう場合（これが流域面積の大きい場合に相当する。）については、洪水到達以前に入手できる洪水に対する情報量が豊富になり、その処理に要する時間もある程度確保できるため、ある時間の範囲内ではかなりの確な洪水予測が可能となる。したがって、この場合には、現在のダム管理技術および体制に調和したゲートの設置とそれによる操作放流が可能となってくる。

このようなダムでは、洪水吐きをゲート付構造とすることによって、ダム高を低くし、かつ貯水池の空容量を常時活用することが合理的な計画となるはずである。

つぎに、ゲート型式との関係を知るために、貯水池として洪水調節を目的に含むある1つの貯水池を想定し、同一の貯水池でゲートの高さを変えた場合の放流操作を考えてみる。

この場合、洪水が計画洪水の範囲内であれば、所定の操作ルールに基づく放流操作で貯水位はサーチャージ水位を越えることはないから、異常に大きい洪水のために準備されるゲート等（非常用洪水吐きゲート）は操作する必要はない。したがって、非常用洪水吐きゲートの操作開始時点はその洪水が計画を越える洪水であることが予測された時点以後でなければならない。

また、計画を越える洪水の放流は、放流の原則にしたがい、滑らかに行うことが必要である。

ゲートが越流式ゲートでありかつ堤頂の高さが洪水が計画を越えると予測された時の貯水位より高い位置にある場合には、ゲートを適当な高さに固定することによって人為的な放流操作を行うことなく自由越流堤と同じ機能を発揮させることができる。この場合、堤頂の高さがサーチャージ水位に近いほど洪水を予測すべき時間が短くなり管理上は容易になる。自由越流堤はこの洪水を予測すべき時間が0に収束した状態と言える。

ダム管理上、越流式ゲートが異常に大きい洪水に対処する工法として、自由越流堤に次いで容易な工法であることは、このことから明らかである。

しかし、河川管理施設としてのダムの役割を考えた場合、常に最適な洪水制御を行うことが本来の目的であるから、洪水が計画を越えることが的確に予測された時点で次の適正な操作に移行できるような洪水吐きの機能についても当然考えるべきであろう。

洪水が計画を越えることがかなりの精度で予測できる貯水位に対して越流式ゲートのみの洪水吐きでかつ堤頂の高さが高すぎる場合には、この間の貯水容量が無為無策に浪費される結果となる。したがって、この間の貯水容量を洪水制御において適正に活用するための洪水吐きが必要になる。

この場合の洪水吐きとしては管路型や引上げ式ゲート付の越流型洪水吐きが考えられ、計画を越える大洪水に対しては両者とも同じ機能を発揮するものと考えてよい。しかし、一般には適当な規模の引上げ式ゲート構造とするのが通例である。これは引上げ式ゲートでは常時の調節放流に使用すれば表層取水となりダム放流水の水質管理上問題を生じないからである。したがって、洪水吐きとして引上げ式ゲートがない場合には、この主旨に基づき引上げ式ゲートを設置すべきであろう。

このように、降雨－洪水流出の応答がある時間の遅れをとめない、洪水の予測が可能となる場合の洪水吐きについては、洪水調節用放流設備、引上げ式ゲートならびに越流式ゲート付の洪水吐きの構成が考えられる。

この場合の越流式ゲートと引上げ式ゲートの流量配分については、洪水が計画を越えることがかなりの精度で予測できる時点での貯水位に対して考えるべきであり、貯水位がサーチャージ水位に近い場合には越流式ゲートが主体となり差がある場合には引上げ式ゲートへの配分を多くすることが可能となる。

しかし、流量配分については、個々のダムがそれぞれの実情に合わせて検討すべき性格の問題であり、一般的な基準を示すことは適切でない。

ただ、河川砂防技術基準の解説等より勘案して、次のようなガイドラインがある。

(Ⅰ) 流域面積が20 km²程度以下もしくは洪水調節容量の相当雨量が50 mm程度以下のダム ……

…………… 自由越流堤

(Ⅱ) Ⅰ以外で流域面積が100 km²程度以下のダム …… 越流式ゲート(主)

(Ⅲ) ⅠおよびⅡ以外のダム …… 引上げ式ゲート(主)

(篠崎試験所)

河-5 堤防における堤防安全度の評価基準について

(質問)

既設堤防の安全度を調査し、弱点ヶ所の発見とその補強工法を検討する目的で、調査を行なっているが、長大な堤防全てについて、直接ボーリングを行ない、種々の土質試験を実施(直接調査法)することは、莫大な経費がかかる上、堤防に穴をあけるという点で多くの問題がある。そこで、間接的に、電気探査、密度検層等で、堤防調査を行ない、ボーリング調査との相関を調査しているが、両者の間には、有意な相関関係を見出し得ず間接調査法の実用性について疑問を抱いている。

又、堤防安全度の評価基準が確立されておらず、危険ヶ所のランク付等を明確にしにくいのが現状である。

以上2点について御教授をお願いします。

(江戸川工事々務所)

(回答-その1)

堤防は、堤防に通常の状態で作作用する外力(自重水圧、浸透流、等)に対して築堤断面の抵抗力を土質力学上の知識から安定解析して構築されている。一方堤防は長大な区間に対して均質に構築されていても、その河道内の流れの状態によっては安全性を欠き破堤する例もある。堤防の破壊の原因と機構については、これまで水理学、土質力学あるいは構造力学など種々の観点から検討されているが、水(降雨、洪水)を主体とした現象形態と、堤体構成材料を主体としたものに分類して、その原因を列挙すると、

1) 水の現象形態による破堤原因

越流、流量集中、浸透、漏水、侵食、洗掘、衝撃

2) 土の現象形態による破堤原因

膨潤、間隙水圧の上昇、沈下、きれつ、変形、滑動、振動

等の種々の要因が考えられ、実際にはこれらの現象が複合して破堤の原因をなしていることが多い。このうち過去の破堤例はほとんど越流によるもの、漏水によるもの、洗掘によるもの、に主因を求められるが、破堤にはいたらなくても、堤体法面のすべり破壊の事例が多く見られている。

ところで一般に構造物の安全度といった場合、工学上は、抵抗力と作用力の比、として定義されるものが多い。この考え方を堤防の安全度にとり入れるには以下にのべるような問題点があり、

1) 洪水時に堤体に作用する破壊に主因となる外力の種類とその強さを決定することが困難である。

2) 堤体がもつ抵抗力もその作用外力の種類により異なり、かつ抵抗力自体も決定しえないこと。したがって、堤防安全度の評価基準も明確にしえない現状である。

一方、堤防等の危険ヶ所については、これまで現場技術者の豊富な経験に基づく洞擦力により、その場所が決められ、対策工が施工されてきたが、昨今では、長大な堤防全てに対して同一基準による安全度の評価を行い、対策工を考えるということが検討され始めている。その一環に、現状堤防の土質力学的な特性を調査し、堤防安全度を土質力学上の特性値で表現するための調査が行なわ

れているが、いろいろな制約条件により満足すべき段階にないことは言うまでもない。

堤防の安全度を評価するために考慮すべき事項を列挙すれば、以下のものが考えられる。

- 1) 堤体土質特性(粒度, 透水性, 等)
- 2) 堤体下の地盤特性(透水性, 履歴等)
- 3) 河道内の洪水流の特性(流速, 水位と継続時間, 水衝部等)
- 4) 河道特性(法線形, 縦横断面形, 構造物の有無等)
- 5) 堤体構造 (護岸の有無, 法勾配, 高さ, 天端幅等)
- 6) その他(高水敷の植生, 堤体の水みちの有無, キレツの有無, 等)

これらの各項目を想定される洪水時の状況に対して総合的に勘案して検討することが、現状で考えられる最良の方法である、としか指摘しえないと考える。

(河川研究室)

(回答—その2)

土質力学の面から堤防の安全度は、安定解析による安全率の値によって評価できるということになろう。ただしこの評価基準が真に意味のあるものか(精度の高いものか)どうかは、解析に用いる理論(具体的には降雨や河川水が不飽和土の中へ浸透していく非定常浸透解析や、円弧すべりの安定計算など)と堤体土質に関する諸数値(堤体および地盤を構成している土層の状況や、強度と透水性に関する数多くの数値が必要である)、堤防に対する外力(降雨強度, 水位—時間記録など)などが完全なものとして与えられているかどうかにかかっている。

現時点において、降雨および外水位の時間的な変化を考慮に入れて堤防のすべりに対する安全率を算定することは一応可能である。しかし計算に用いる土質の諸数値の正しい値を知ることが非常に困難なため、その値を確定的なものとなし得ず得られる安全率は土質常数値に応じて相当の変動がみられる。いいかえると計算に用いる土質の数値いかににより堤防が安全と判定されたり危険と判定されたりすることがあり得るということである。したがってこのような安定解析による安全度の判定の精度を向上させるために第一に必要なことは堤防の土質力学的な調査を相当精密に実施するということになるが、その調査の程度は通常の設計等に際して実施されるものにくらべると格段に詳細なものでなければならず、たとえば事故原因の調査のような非常に特殊な場合以外には到底実施不可能といえよう。

浸透流解析と安定解析を組み合わせて円弧すべり安全率で安全度を評価しようとする際のもうひとつの問題は設定すべき外力(降雨と水位の時間的な推移状況)を規定しがたいということである。どのようなパターンの降雨と出水が起り得るのかを想定しておかなければならないことは、荷重としてあらかじめ定められた自動車荷重を対象として設計をする橋りょうなどにくらべると、単純な力学計算以前に非常に面倒な問題をかかえていることがわかる。

また安全度を検討するため安定解析を実施して安全率を計算しても、その解析の検証が行なわれなければ解析法の妥当性は証明されない。つまり、現実に破堤した堤防に関して、解析によるシミュレーションを実施したときに現実の挙動がよく説明できるかどうかを確かめておかなければなら

ないが、越流以外の原因による破堤実例は意外に少なく（のり面のすべりは非常に多い）またそのときの破堤の状況もよくわかっていないので、現在の解析手法と実際の現象（破堤）の対比は非常にむづかしい。

このような事情から、堤防安全度の評価基準をいま具体的に示すことは不可能であるが、安全度を絶対値（たとえば円弧すべりの安全率のような）で示すのではなく相対的なものとして表現すること（いくつかのランク分けのようなもの）ならば、ある程度検討すれば不可能ではないと思われるので、とりあえずそのような方向で堤防安全度の評価をするように研究を進めたいと考えている。

（土質研究室）

河-6 堤防調査における間接調査法の実用性について

（質問）

堤防における堤防安全度の評価基準について（河-5）を参照。

（江戸川工事事務所）

（回答）

質問にある間接調査法とは弾性波探査、電気探査、密度検層等を指しているようであるが、これらから把握できるのは、土の密度あるいは水の有無であって（これも直接測定できるものではなく、たとえば弾性波探査でわかるのは弾性波の伝播速度であり、それから土の密度あるいはもっと漠然としたかさともいべき性質を推定するにすぎない）、堤防の安全性に重要な関係を持つであろう強度の弱い箇所、透水係数の大きい箇所を、判定することは非常に困難と考えられる。

たとえば弾性波探査の結果、明らかに密度の異なる層があると断定するためには、密度に相当差のある層がかなり広範囲に存在しなければならず、土中にかなり大きな岩があるとか、相当大きい空洞が存在するというような極端な場合以外には、土層の微妙な変化はとらえられないといわれている。もともと均質にすることを意図して作られた堤防の中の不均質性を発見するには不十分な精度の調査法であろう。

質問に想定されているような調査法は、相当広範囲な地域をかなり巨視的に探査することを目的としたものであり、また堤防の安全性に最も関係深い強度や透水性を知るために他の性質（たとえば弾性波の速度）から推定しなければならないということは、そのような関係を示す資料のない現状ではこのような調査法が役立つ可能性は低いといわざるを得ない。

（土質研究室）

河－7 堤防に作用する外力について

(質 問)

1. 概 要

都市河川の空間は都市におけるかけがえのない憩いの場となっている。しかし、その場における河川の堤防はコンクリートで固められ自然にとけ込めない形態となっている。そこで従来からの堤防の機能を有しながらかつ自然に対して異物観を与えないような緑化護岸が考えられている。

2. 考えられる緑化護岸

- 1) ブロック護岸を六角棒の中に栗石等を充填し土を覆せ、芝等でおおう方法
- 2) 堤防の勾配をゆるくして、堤防を意識させないと同時に親水性をもたせる方法

3. 質 問

- 1) 旧来と異なった堤防構造とするため堤防に作用する外力について明らかにしなければならない。
 - イ 法面付近における水流の変化について
 - ロ パイピング現象により護岸裏面の土砂の吐出しについて
 - ハ 洪水時に川の流れを変えるような事が起らないか
- 2) 上記のような護岸を施工するにあたってどんな事について注意を払う必要があるか。

(京浜工事々務所)

(回 答)

堤防および低水路河岸に作用する外力として

1. 流体力
2. 土圧(斜面のすべり破壊等)
3. 浸透力(パイピング現象、土砂の吐出し)
4. 衝撃力(転力、流木)
5. 地震力
6. 波力 etc.

が考えられる。これらの外力に対して堤防、河岸を守るために、単断面河道では堤防護岸、複断面河道では高水護岸および低水護岸工を行うが、通常の護岸は、地震力に対応する設計にはなっておらず、その主目的は、洪水時における堤防の層面侵食防止、河岸の侵食防止と考えて良い。ここでは主に京浜工事々務所で考えている高水護岸としての緑化護岸、低水護岸としての5割護岸が、従来の護岸工に比較して、流体力や浸透力に対して弱いのかどうか、またその護岸構造の問題点について記したい。

1) 法面付近における水流変化について

従来の高水護岸に比し、緑化護岸は植性があるため、堤防近くの流速が速くなることはないものと思われる。土堤に比しても、表面の植性状況が大きくは変わらないので流速が速くなることは無いと思われる。

ロ) パイピング現象による護岸裏面の土砂の吐出しについて、

緑化護岸は、表のりからの浸透水を防ぐことができないので、護岸の無い場合と浸透水の量、内部間隙圧などはほぼ同程度と考えて良い。従って内部間隙圧が局所的に大きくなることは無く、洪水減水期の護岸裏面の土砂の吐出しは、通常の護岸ほど心配することは無いものと思われる。過去の洪水後に堤防表のりにおけるパイピング現象が無ければ心配する必要はあるまい。なお、パンピングの発生条件は

$$i = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$

である。ここで i : 動水勾配, Gs : 土粒子の比重, e は空隙比である。

$Gs = 2.65$, $e = 1$ とすると $i = 0.8$

である。したがって堤防勾配が2割であることを考えると均一に施工されていれば、土堤では表のりのパイピングに対してそれほど心配する必要はないと思われる。

ハ) 洪水時に川の流れを変えるような事が起らないか。護岸を設置する場所を、現状の堤防、河岸とすれば洪水時の川の流れを変えるようなことは無いと考えて良い。むしろ護岸を設置するために河道の掘削や埋立を行って、低水路法線、堤防法線、河床高の人工的变化が流れの状態を変化させる。

従って洪水時の川の流れの変化を考慮する場合には、護岸そのものよりも、護岸設置にともなう、河道形状の変化がおよぼす影響について考慮をしておかなければならない。また河道に存在する中規模河床波の移動と流れの対応性について十分考察し、護岸工の位置、低水路および堤防法線計画を立てなければならない。

ニ) 緑化護岸について、その他

草がはえている土堤の場合、管理状態がよければ流速2m前後まで耐えられると言われている。従って緑化護岸を単断面で急勾配河川に使うべきではないと考えられる。中流部、緩流部では、流体力衝撃力によって破壊されることはないと思われる。また低水護岸としては不適当であるのは言うまでもない。低水護岸に植性を利用する例としては柳枝工などがあるが、この工法も勾置1/800以下の砂河川でしか使用に耐えないであろう。

なお低水路路肩に生えている柳等の灌木、竹などは、景観上、環境上から残し、またこれらを河岸侵食防止工の一部として位置づけていくことも必要であると考えられる。

高水護岸の機能の一部として、堤防のすべり破壊を防ぐ作用があるが、高水護岸工に、この作用を積極的に位置づけるという例は少なく、通常間接的な意味あいしか持たせていないが、今後この効果を評価していく必要があると考えている。今のところ緑化護岸に堤防のすべりを防ぐ機能を期待すべきでないと思われる。

なお高水護岸を緑化護岸とし、景観を良くし、また真夏におけるコンクリート護岸の照返しを防ぐことは十分に評価されるものであり、今後積極的に環境に調和した護岸工を考案していく必要があると思われる。

ホ) 5割護岸について

低水護岸の法勾配を緩くして、親水性を持たせることは、河積が充分にあれば、水理的、土質的に見て悪いことはない。むしろ護岸前面の洗堀深を小さくし、構造的にも安定度は高い。ただこの護岸を河に近づくための手段として使う場合、水衝り位置にこの護岸を置くことは危険であろう。河に近づくアクセス手段とするなら水裏に設置しなければならない。このことを考える5割護岸の構造としてもっと簡単なもので良いのではないかと考えられる。たとえば連結ブロックに土を乗せ、自然に植性が護岸上に侵入するようにするとかした方が良いように思える。また白い護岸が平面を大きく占めることに對しても、景観上の議論は残されているであろう。

また緩流部では水深が深く、水面の利用もボートや釣り等となるため、五割護岸より、階段護岸等を考える場合の方がよい場合もありうる。

(河川研究室)

河-8 現況の盛土・堤防・家屋等を考慮した氾濫追跡調査手法について

(質問)

利根川は昭和22年に氾濫し、その水は東京湾へと流れた、その後今日にいたるまで多くの盛土・道路や家屋その他の人工構造物が造られ、氾濫状況も異なることが予想される。

このため、このような二次的な洪水防御施設を考慮した上での氾濫解析を行い、洪水避難体制へと結びつけたい。その手法として、どのようなものが良いのか、又それは現況をどの程度反映させることができるのか伺いたい。

(利根川上流工事々務所)

(回答)

洪水氾濫予想区域の推定方法については既に一日土研で回答が行なわれており、またこれに関する調査要綱も作成されているので詳しくは述べないが、これらには計算によって氾濫区域を予想する場合の注意点として次のようなことが挙げられている。

- 1) 流域内の地盤沈下や盛土などにより地形が変化している場合には、計算によってそれらの影響を評価することが必要である。
- 2) 地形によって、水理的手法を用いるのが困難な場合、あるいは不可能な場合がある。即ち、自然堤防などの微地形が発達していたり、氾濫した水が発散するような地形の場合には計算が困難であり、精度も悪い。
- 3) 破堤氾濫を想定する場合、破堤地点を特定しにくい。破堤する時間や破堤の断面など、決定しにくい要素が多い。また、特定地点の破堤を前提とした氾濫予想区域を一般に発表する必要があるかが疑問として残る。

このように、流域内の変化が著しい場合には計算による氾濫状況の推定が必要であるが、地形

によってそれが困難であることが当然考えられる。そのような場合には、既往洪水調査によるしかないが、精度が多少悪くなることは覚悟しなければならない。

地形的に、貯留型氾濫となるような流域では計算による推定が可能である。ただし、質問事項にあるような人工的な構造物による氾濫形態の変化の推定はどのような計算手法でも可能というわけではない。具体的に言えば、貯留関数法を用いると氾濫水位の推定は可能であるが、流域の変化による氾濫形態の変化はモデル上では扱えない。貯留型氾濫であるという条件をつければ、このような問題は土木研究所の開発した氾濫シミュレーションモデルを用いることによって可能となる。

このモデルは、家屋などによる水流の粗害は、氾濫原の粗度係数の増大ということによって表わすことができ、盛土道路によって水流が遮断される場合も、そのような条件をモデルに人力することによって表現が可能となる。このモデルに関する詳しい記述や具体的な計算例などは参考文献1)、2)を参考願いたい。

なお、蛇足ではあるが、地盤沈下によって流域の地形が変化した場合も、それによる洪水危険度の変化を評価することができる。³⁾

(参考文献)

- 1) 石崎、岡田「はん濫を伴う洪水の計算」土木技術資料 18-7 (1976)
- 2) 「地域総合洪水防御計画調査報告書その2」土木研究所資料 1188 号、昭和52年1月
- 3) 「地盤沈下による氾濫形態の変化」土木技術資料 19-2 (1977)

(水文研究室)

河-9 鶴見川の洪水時における流送土砂の測定方法について

(質問)

1. 概要

鶴見川の流域開発は近年著しく、それに伴って裸地化され、洪水時には土砂の流出はおびただしいものがある。河口部より9kmの間に年間約20万 m^3 の土砂が堆積してこれを平均厚に均してみれば約20cmの河床上昇厚となる。

2. 既往調査 河床材料調査

低水路はシンクオールサンプラーによって20箇所(2.2km間)の資料を採取し粒度試験、比重試験を行なった。

高水路は平堀で9箇所の資料から同上の試験を行なった。

3. 現在実施している調査

洪水時は1時間毎に採水ビンにより表流水を採水しSS密度、比重、粒土調査等を行っている(SS1~)

4. 質問

- 1 現在行っているのはSSのみであるが掃流砂、流量を測るにはどうすればよいか(平均断

面流速 1.5 m/s)

① 横断的にはどの位の間隔が適当か

② 掃流砂計測実施例(方法、精度)

2. 浮遊砂

① 横断方向 深さ方向でどの位の間隔が適当か。

3. フロキレーションについてその実態調査をしたいが何を調査したらよいか。

(京浜工事々務所)

(回 答)

河川における流送土砂量は、河道計画ならびに河川管理上の基本量のひとつであり、非常に重要な水理量であるといえる。周知のように、多くの河川において流砂量の計算が行われている。しかしながら、その計算結果には、定性的には実用に耐えうるが、定量的には依然として精度上の問題が残されている。このように、河川の流送土砂量の推定式が完全なものとならないのは、ひとつには河川における実測がかなり困難であり、したがって実測があまり行われていないことに起因するともいえよう。最近では殊に実測が行われなくなったようである。このことは、日本ばかりでなく、世界的な傾向でもあるように思われるが、軽視されているわけではなく、より良い測定方法を模索している段階にあるといえよう。今回の鶴見川における問題は、河床の極端な上昇や河口部におけるヘドロの除去に関連した河道掘削計画ならびに浚渫計画上の基本量との認識から重要視されたものと推察されるが、このほかにもダム堆砂が海岸侵食、あるいは砂利採取計画などとも密接に関連すると思われる。このように、現実の新たな問題の性質上、必要があれば臆することなく実測が行われるようになることは大変望ましいことである。以下、河川の流砂量の実測方法について、その問題点を考察してみることとする。

(1) 河川における流砂現象の複雑性

河川における流砂量の実測が必要な理由は、これまでの流砂理論の条件や、室内実験の条件と異なり、河川では現象が非常に複雑であり、かつ水理量の範囲が異なるため、合理的にして精度のよい推定式がつくられていないことに依るものである。自然河川における特徴的な事項を列挙すれば次のようである。

- a 河床材料が混 粒径であり、粒径の大きさと粒度構成は、河道の状況に応じて河川により場所により大きく変化する。
- b 河床材料の粒径の混合度の大きいところでは、一般にアーマールコートが発達している。
- c 河床ばかりでなく、側岸のパウダリーも必ずしも固定ではない。
- d 川幅/水深比が大きければ、直線的な河道といえども流路は蛇行し、したがって砂礫堆や砂州が発達し、みもと砂州部の粒度組成は異なる。これは水理量に対して履歴効果を有する。
- e 水理量や河床材料に応じて河床砂が形成され、この小規模河床形態は河道の粗度係数に大きな影響を与える。
- f 河道における流砂量は必ずしも、水理量に応じたキャパシティいっぱいになっていると

- は限らない。一般に浮遊流砂量と掃流流砂量との比は緩流となるほど大きくなるが、流砂量の大部分をためる浮遊流砂量（ウォッシュ・ロードを含む）は上流からの補給流砂量に支配される。
- g したがって、土砂生産量とその粒度構成、ならびに河道に貯留されている土砂量とその粒度が、下流の流砂量に大きな影響を与える。
- h このような意味からすると、一地点の流砂量ならびに粒度構成は、同じ水理量でも必ずしも同一になるとは限らない。河川における流砂量の把握方として、従来のようなキャパシティー議論ではなく、土砂生産から河口流出までの河道全体の中での土砂波の伝播とその変形の現象を究明すべきであると思われる。
- i 河道の境界条件は時々刻々変化し、人工要素や構造物の影響も場合によっては無視することができない。
- j 洪水流は不定流であり、増水期と渇水期とは流砂量は異なる。
- k 洪水流は実験水路のような二次元流ではなく、三次元流である。

以上の各項目に関する解説は省略するが、自然河川における流砂現象の複雑性は自明のことである。河川の条件が単純で実験の条件に近い場合には、流砂量公式によって満足しうる精度で予測することも可能であるが、それは限られた河道のみであって、多くの場合には個々の河川の特徴が効いてきて、定量評価には問題が多いと理解すべきである。

(2) 流砂量測定的基本的事項

まず、流砂量測定の目的を明確にすることである。目的については、その内容を分析し、全体の流砂現象のなかでの位置づけが必要である。たとえば、ある条件のもとでの流砂量の全量のみが必要な場合、掃流砂、浮遊流砂およびウォッシュロードの量とその比率を知る必要のある場合、またそれぞれの流砂形態のなかでの粒度分布までを知る必要のある場合などがある。また、河川の上流から河口までの河道全体を通じての土砂動態を知る必要がある場合もあろう。あるいは、河道計画上の予測問題や評価に適用するための公式をつくる必要から実測が計画される場合もあろう。以上の各目的にとっても、その内容とするところは質的に、また量的に精度上の最小限要求される精粗はまちまちである。ここのところを1つかりつめておかないと、大量の人員と時間、ならびに金とをかけて実測してみたところで、実測結果を有効に活用できないことにもなりかねない。

つぎに、流砂量の測定業務はそうやすいことではないということである。また、大きな出水が度々あるわけではなく、出水時にはそれに関連した他の重要な業務が通常業務に加わるため、流送工砂の測定に十分な精力を集中しきれないところにも問題がある。すなわち、実測規模の拡大化と体制上の問題である。後者については、機動力と測量業者の活用により解決のみちが求められよう。しかし、自然現象が相手であるから、きながに長期にわたる実測計画としなければならない。前者については、過去の実測結果がいまだに十分一般的なかたちでは、いかされきっていないことでも明らかなように、今後の測定では思いきって大規模な実測計画としなければならないということである。中途半端なものでは結局データがしんでしまうということにもなりかねない。

い。しかしながら、実測の規模をできるだけおさえてむために、過去の研究資料や実測資料、および当該河川の特성에関する十分な調査が必要である。また、他の河川の事例についても事前に十分研究しておくことが望まれる。

(3) 事前調査

河川における流砂現象の複雑性のいっただんについてはすでに述べた。流砂の現象は、このように単独に現われるのではなく、河道内における他の現象と、原因となり結果となりして密接に関連づけられているので、同時調査のほか、事前調査が必要である。事前調査を行うことは、測定規模と精度との関係の検討にも役立つことになる。事前調査の内容の詳細については省略するが、境界条件と初期値、およびインプットとアウトプットとに分けて、現在ならびに過去の資料を調査すべきであろう。主なものを列挙すれば次のようである。

- a 河道の縦・横断・平面形の現在値と過去の変動状況
- b 流量・水位の過去の記録
- c 過去の出水における流量・水位曲線
- d 粗度係数の変化
- e 小規模河床波、中規模河床波の形態
- f 河床材料の粒度分布
- g 土砂生産量と粒度組成
- h ダムおよび砂防構造物などの影響調査
- i 河道の整正、ならびに流域の開発状況、砂利採取など

その他、過去の実測資料、河床変動量と砂利採取量より推定した流砂量などの資料、土砂動態調査資料、および過去の研究結果のとりまとめなどが必要であろう。

(4) 流砂量の測定計画

流砂量の測定計画は個々の河川における測定目的および資料の整備状況に応じてたてられる。これまでは一般性を持たせた内容を心がけてきたが、この節では鶴見川における測定計画とし、個々の質問のみに回答するかたちでまとめることとする。

a 掃流砂量の測定方法

鶴見川では平均流速が 1.5 m/s というから、土研式採砂器で測定可能である。限界は 3 m/s 程度ともいわれる。しかし、この程度の流速でも、この測定器を使用する場合には巻き上げ機を取り付けた小型トラック程度では不安であり、相当重量の大きい自動車で、かつワイヤーも強度の大きいものを使用したい。使用頻度や機動性を考えると、橋脚に取り付ける専用クレーンとウインチよりは大型車の方が能率的であろう。しかしながら、採砂器を使用するには橋を利用することになり、交通上の障害度が過大の場合には、専用クレーンとウインチを取付ける必要があろう。採砂器の大きさはできれば土研式より重量の大きいものが望ましい。測点の横断間隔は、グラフにしたとき無理なく曲線がえがける程度になればよいわけで、河道の直線性と

流速分布の片寄り具合による。したがって、あらかじめ流速分布を測定しておいてから決めるべきであって必ずしも等間隔とする必要はない。なお、採砂器による場合には河床との位置の関係で捕砂量が異なり、引きあげるときに河床砂をすくいあげてきたり、採砂器周辺の渦の影響が現われたり、あるいは砂れんの流下に伴って測定値が同期的に変動することもあるので、数回の測定を繰り返し、異常値を捨てて他を平均するなどの留意が必要である。

掃流砂を直接測定する他の方法としては、種々考案されているようであるが、実際に河川で試行されたのはマス法である。これは河床にマスをきって洪水中に落ち込む砂の量から掃流砂量を推定するものである。堆砂量は洪水終了後測定するものと、圧力計を埋めておいて時間変化を記録するものがある。また、ふたを取り付け岸より機械的に開閉できるようにしたものもある。しかしながら、小規模のものではすぐに埋まってしまうとか、堆砂も一様にならないとか、あるいは周囲の崩れこみ防止にかためておくとその影響が現われるとかでなかなか問題点は多いようである。また、機械的にふたを開閉するにしても、いつ訪れるともわからない出水にそなえて機能維持をはかることは容易ではないようである。結局のところ、マス法も相当大規模なもので、かつ単純なものを考えないと成功しないようである。

なお、橋脚に専用クレーンを取り付けた例としては、たとえば長良川の墨俣（4測点）があり、豊橋工事で測定車、マス法は九州地建で二・三試みられている。

b 浮遊砂測定の横断および鉛直間隔

採水器によって捕えられる浮遊砂には、浮遊流砂とウオッシュロードとが含まれる。両者の区別は明確ではないが、前者は水埋量により、後者は水埋量に無関係とされている。おおよそ、粒径によっても区別されるようであるが、前者は理論分布を仮定してもよいであろう。縦断上の数断面で実測を行えば、一層明確に両者を区分できるであろう。そこで、浮遊砂については横断的には流速分布によることとし、鉛直方向には3～5点程度が望まれる。ウオッシュロードについては、ことさら測定を追加する必要はないであろう。なお、採水器の重量が小さいと相当流されるので高さの確認が不十分になりがちであるので何んらかの工夫が望まれる。

c フロキレーションの実態調査

ウオッシュロードは河口部に到着するフロキレーションを起こして沈降し、いわゆるヘドロの堆積となるといわれる。これには河口部における流速低下の影響もあると思われるが、その実態は必ずしも明らかであるとはいえない。しかし、流速低下は別途取り扱うとして、フロキレーションには、生物学的、化学的および物理的效果があり、なかでは海水の効果が卓越すると思われるので、第一近似としてこの観点から取り扱うのがよいであろう。

感潮河川における海水の侵入現象については、現在とりまとめ中であり、近々公表される段階にあるので参照されるとよい。そして、短期的には縦断上の数点において2～3時間間隔で一潮汐半程度の実測を、3日間間隔程度で10回程度繰り返せば、大潮・小潮を含む各潮汐段階の実態を把握できると思われる。なおこの間の河川目流量はあまり変化しない時期がよい。また、長期的には上流部におけるSS供給量の測定とヘドロの堆積量との関係を把握したいものである。これには、堆積量分布、圧密度および浸透量などの資料のほか、出水前後には河床

測定を行って洪水によるフラッシュ量を把握する必要がある。

なお、河口部では波による持ち込み量もあり、いっぽう河口外でのヘドロの堆砂もあるので留意すべきである。

(5) ま と め

一般的事項に比し、鶴見川における流送土砂の測定方法という点では、質問事項に限定したので、まとまりを欠く記述となったが、具体的な実測計画ではさらに詳細な検討をお願いしたい。

しかしながら、鶴見川の当面の問題を解決する必要から短期間に答えを出すとすると、おのずから考え方が異ってくる場合もあるのであろう。すなわち、鶴見川では河口部より9kmの間の堆積砂量は年間20万 m^3 といわれ、河床上昇量が20cmと、全国でもほとんど例をみない激しさであり、このような異常な現象の内容を量的に把握するところにその主目的があると思われる。そのためには、原因について仮説をたて、それに最も適切な調査を行うことである。鶴見川の激しい土砂堆積の原因としては二つ考えられる。ひとつは、河口部を人工的に拡幅し、また海岸部を河道幅を拓げるように埋立てたため、河口近くの河積が急増し、流入土砂を堆積するような水理環境となっているからである。この部分に堆積する土砂は、粘土まじりシルトが細砂であるが、通常の自然河川ではこのような細粒土砂は海部まで運び出すが、鶴見川はその能力を欠くのである。いっぽう、上流部の開発は、関東ロームの侵食量を増加させ、また自然遊水部の減少は、土砂の堆積域を減少させ、河道流下土砂量（特に、細砂、シルト、粘土）を増加させている。したがって、流送土砂の量と質（粒度分布）を堆積区間の上流および河口部において、各流量段階毎に行い、流域の開発状況との関連から考察する必要がある。また、同時に洪水の前後を含め、定期的に詳細な河床高調査を行って堆積量の全体的な把握を行っておくことが望まれる。

最後に、一般的なのはなしとして流砂量の実測は、その必要性は認識されながらも、中途半端なことでは成功しないことから、実施がのびのびになっているものと思われる。また、実施は長期に亘るものも、なじめないものの主因のようである。しかし、行政ニーズの高いところでは、是非本腰をいれて実施に踏みきっていただきたいものである。その成果は、河川工学の根底において一般的なかたちで技術の進歩に貢献するであろう。

（河川研究室）

河-10 河川高水敷に植樹を行った場合の河川水理学的問題について

（質 問）

都市河川における河川の高水敷は都市空間として重大な役割を果たしている。とくに公園としてまた運動場としてその利用度は高い現在の高水敷は、流水の防げになるようなものでないのが実状である。しかし当事務所が行なった高水敷利用者を対象にしたアンケート調査によれば、トイレ、水飲物、緑陰の要求が非常に高いものがある。

下記項目についてご教示願いたい。

1. 灌木程度の植樹を行った場合、河川水理学上支障があるか。
2. 植樹をするとすれば、高水敷のどのような位置がよいか。(水衝部・水うら等)
(京浜工事々務所)

(回 答)

河川の高水敷はもともと築堤により河道内に組み入れられた堤内地の一部であり、通常は水が乗らない部分である。洪水時には高水敷上に冠水して流れるが、高水敷上の流速は一般に低水路より遅く、浮流砂等が堆積する傾向があり、河道としては高水敷は固定床として設計されるものである。ところが近年は意図的に高水敷を造成して、河道空間の利用を計ることが行われており、本来の自然発生的な高水敷とは異った問題を生じてきている。その一例として扇状地河川のような急流の河道にも高水敷を造成し、堤防の根の洗掘を防止すると共に河道維持を容易ならしめようとする例もみられる。このような河道では河床変動も激しく、高水敷の維持にも困難を生ずることも稀ではない。ところで先述したように、高水敷は本来固定床として設計されるものであり、河道内の洪水流量の低水路と高水敷への配分が重要な問題となる。この配分を決めるには高水敷及び低水路の粗度が問題とされるため、高水敷面の状態が重要な要因となる。質問にあるように、灌木程度の植樹を行なった場合、その密生の仕方にもよるが、緑陰用ということであれば100㎡に1本程度のものと考えて、河川水理学上、粗度を増加させる要因にならないものとしてよい。

一方、河道内の洪水流の流れ方も近年の洪水航洲の成果によれば、必ずしも低水路に最大流速が現われるものばかりとはいえず、河道法線形と低水路法線形の相対的な配置関係が重要であると指摘されており、植樹の位置としては当然、水衝部はさけ、水裏になるところに配置すべきことは言うまでもない。高水敷上の灌木程度の植樹の問題は、河川水理学上の問題というよりもむしろ、河川管理上の問題というべきであって、流木になるようなことが考えられるとすれば避けるべきであろう。流木になるという条件は高水敷上の流速および高水敷の洗掘(固定床として設計してあって立木による局所洗掘が考えられる)があるかどうか、により異なり、河道調査の結果による浮流砂の堆積区域を植樹の位置の選定に応用すれば、流木になるおそれは少ないと考えられる。なお植樹の樹種により根の張り方が少ないものもあるので、そのような樹種では、アンカーをとる、等の流木防止対策が必要となろう。

以上は、高水敷植樹に関する基本的事項について考察したものである。ただし、法律に関する事項を除いている。ここで検討方法についてまとめると次のようであろう。水理上の問題点としては

- a 洪水疎通断面の障害度(ゴミの付着なども考慮する)
- b 粗度係数の増大
- c 樹木周辺の局所洗掘、あるいは枯れ木の根などによる他の部分への洗掘の誘発
- d 倒木による流木となる可能性

などであるが、通常aおよびbはほとんど問題とはならない場合が多い。樹木としては、これまで低いもののみが認められているようであるが、流木となる可能性がない場合であれば大木でもよいこととなる。樹種としては、寿命の長いもの、根の深くよく張るもの、病虫害に対し強いもの、お

よび管理のしやすいものなどということになるであろう。

つぎに、条件としては

- a 長期の河道計画が確立して、安定河道であること
- b 広い高水敷であること
- c 高水敷上の最高流速が許容流速以下であること
- d 低水路に護岸などがあり、安定していること
- e 流線方向に並べるなど、流水に対して最小限の障害度とすること
- f 場合によっては樹木周辺に護床工を設けること
- g 管理体制を明確にしておくこと

などある。また、現在でも自然林や水防林が高水敷上に存在する河川は少ないが、そのような場合の悪例などについて十分な事例調査を行うなど、実際の実施については十分な討議が必要と思われる。

(河川研究室)

河-11 遊水池の越流計算について

(質問)

鶴見川工事実施基本計画における遊水池の調節計算では、貯留関数と本間公式を組み合わせて計算している。

- ① 本間公式は縦方向の越流に使用されるが、遊水池のような横越に使用したときどの程度支障があるか。
- ② 遊水池越流部の河道を考えると、S-Q curveの決定が困難と考えられるが、決定する方策があるのか。
- ③ 不定流計算と遊水池の越流計算を組み合わせた実例はあるか。

(京浜工事々務所)

(回答)

遊水池の貯留効果を検討するにあたり、水力計算または水力模型実験が行われる。越流堤としては、固定越流堤、可動越流堤および全面越流堤がある。そして、通常越流堤の位置、長さおよび高さなどが問題となる。

ここでは、質問内容に限定し計算法のみについて検討する。この場合に問題となる事項は次のようである。

- a 本川下流部における水位流量曲線
- b 本川下流部の河床変動、上流部のみお筋変化、および堤流堤前面の局所洗掘
- c 越流公式とその適用方法
- d ビャー等構造物の影響

この他、上流端における流量ハイドログラフ、越流堤下流の減殺方法、遊水池内の流況、および排水方法等については対象外としておく。以下これらの事項について順に説明する。

まず、下流端における水位流量曲線は将来に亘って不変なものであることが望ましい。そのためには過去の河床変動資料、平均低水位の経年変化資料等を調査することはもとより、将来の河床変動予測、計画流量の増大が予想される場合にはその対処方法、および砂利採取規制などを確認しておく必要がある。また、もし水位流量曲線が変化をきたすおそれのある場合には堰あるいは床固等の構造物を考慮する必要がある。また、さらには水位流量曲線の定め方とその精度についても、越流流量の精度との関連において見なおすることが望まれる。このことは、一般に粗度係数の変化に基づく場合が多い。通常、粗度係数は洪水記録から逆算で求められる場合が多く、かなりバラツキの常である。その中には単純誤差も含まれるが、実際に粗度係数が一定でないことに原因する場合もある。たとえば、小さい流量のときに河床波がduneであったものが、大きい流量となってTransitionやantiduneあるいはflatbedに変わることは珍しくない。そして、duneからflatbedになるとすると、粗度係数が5割以上小さくなることすらある。このことは、エネルギー勾配が変わらないとすると流量が5割以上増大しても水位が変わらないということである。遊水池計画では特に水位が重視されるので、このことには十分留意する必要がある。

つぎに、河床変動の問題がある。上流から輸送される流砂量は、越流現象に伴い水量が急変するので、局部的に洗掘の現象をひき起す。一般にウオッシュ・ロードを含む浮遊砂はほぼ流量配分されるとみなしてよく、この付近の局部的な河床変動との関連は小さいが、掃流砂は越流堤を越えて遊水池の中へ多くは流入しない。したがって、流量の急減する本川下流部において堆積することとなり、水位流量曲線に変化をもたらす原因となりかねない。また、本川の蛇行に基づく主流部の変化は、越流堤付近の水面形を複雑にするので、過去の蛇行特性の変化には十分留意しなければならない。また、越流堤前面において流れが吸い寄せられ、前面の局所洗掘があって越流条件に変化をきたすことがあるので、このよう条件を考慮のうえ計算を行うことが肝要である。

さて、越流堤による越流計算は、流れの現象が横越流であって、水深が小さいほど水面が三次元的となり大変複雑な様相を呈し、理論的に表現することが困難であるから、むずかしい問題である。実験によらない場合には、通常 Δx をできるだけ小さくとり、その中点に相当する計算水位に基づいて越流量を算出しているようである。水深が大きく、かつ越流水深が小さいときには、流線はほぼ直角であって、かつエネルギー水位との差はわずかであるから、このような計算方法にも妥当性がみられる。しかし、この条件から離れるにしたがい、流線は斜めとなり流速水頭も大きくなるので計算結果とのずれが大きくなる。このような場合には、越流公式とは完全越流やもぐり越流等の越流条件の問題ではなく、もはやこのような単純計算では不可能なのである。このような条件のもとで行った計算値は、実際の越流量より過大に見積った近似値であるとの認識のもとに、概略設計に用い、最終的には水理実験によって精度を高めておく必要があろう。もっとも、水理実験といえども越流堤上の越流水深は小さいから縮尺をあまり小さくすることはできないので何んらかの工夫が必要である。

越流堤上にバー等があって、流れが斜めにあたる場合にはその影響が大きくなるので、実験な

どにより検討することが望まれる。

以上、基本的事項のみについて述べたが、具体的内容は多岐に亘るので省略することとする。実際に鶴見川の遊水池の水理計算の実施にあたっては、これまでに検討の行われた渡良瀬遊水池、北上川一ノ関遊水池、最上川大久保遊水池、木津川上野遊水池、および荒川調節池等の例などが参考になると思われる。なお、一ノ関遊水池では全面越流の場合であるが、不定流計算と遊水池の越流計算とを組み合わせた計算が実施され、模型実験結果と比較して良い結果が得られている。最後に、河道貯流量と流量との関係を求める方法に関する質問があるが、これは通常の不安流計算に越流量を組み込んだ計算（たとえば一ノ関遊水池の計算例）のなかに含まれると思われる。時間的には段階的に基本的には不等流計算で求める場合には、繰返し計算または計算図表を作成しておけばよいし、不定流計算で行う場合には発散に留意して、その対策を講じておけば非常に困難な計算というほどにはならないと思われる。

（河川研究室）

河-12 汚濁水の処理について

（質問）

鬼怒川上流部の工事施工については簡易水道として沢の水を利用している所もありまた漁業権免許を取得しており魚種は、イワナ、ヤマメ等が生息している。対地元関係工事計画説明の際、汚濁水の問題が提起され当所としても生活用水の汚濁防止及び水資源の保護を図ることからも、汚濁水処理を考慮しているが対策工法として次のことについて御教示願いたい。

1) 対策工法について

沈澱槽、沈砂池の設置により汚濁水の処理を考えているが、地形上適地が付近にない場合が多い。他にもっと適切で簡易な方法はないか。

2) 工事施工に伴う汚濁対策としての沈澱槽、沈砂池等の工法は考えているが、地形上適地がないため他に簡易で適切な方法はあるか。

3) 濁水処理に沈降促進剤を使用した場合の人体、魚類等への影響について

（日光砂防工事々務所）

（回答）

1) この問題については、財団法人日本ダム協会において昭和51年12月現在で施工中の100余ダムを対象とした「ダム建設工事における濁水処理の実例調査」に基づく各種の集計結果を参考にし、若干の補足を加えることとする。

(1) 工事現場から発生する汚濁水

ダム工事による発生する汚濁水は、骨材プラントにおける骨材洗浄水と、ダムサイトの諸作業に起因する汚濁水とに大別される。骨材洗浄による汚濁水は多量であると共に浮遊物質（SS）も数万ppmとなることから、その他のダムサイトの諸作業に起因する汚濁水と一律に考えることは適当ではない。

ダムサイトの諸作業等に起因する汚濁水としては①岩盤掘削に関する使用水及び清掃水。②河床掘削にともなう湧水及び雨水。③土捨場から発生する濁水。④ボーリンググラウト等の廃棄水。⑤パッチャプラント及び運搬機械の洗浄水。⑥グリーンカット・レイタンス処理の廃水。⑦コンクリート養生水。⑧作業所・宿舎からの生活廃水。

これらの汚濁水は、ダム工事特有なものではなく一般の河川工事、砂防工事における汚濁水と本質的には相違しないが、現場条件により種々異なり、その水量ならびにSSも骨材洗浄水と比較して少量であるため、従来未処理のまま放流されるか、簡便な方法で処理されてきたのが実情である。しかしながら、SSが数千ppm、pH値が10～12と強アルカリであること等より、十分な処理が必要となる。これらは、骨材洗浄水のSS値が定量的であるのに比し、変動がきわめて大きい。

(2) 濁水処理方式の歴史

建設工事に起因する公害の中で水質汚濁については、ダム建設工事を始めとする河川工事においては避けられない問題で、公害が社会問題化される以前より、内水面漁業や上水道に与える影響は深刻であって、補償金や工事施設の改善等の補償工事で問題処理されてきた。しかし、工事規模も大きく、発生する濁水量も多い。ダム工事より、濁水処理の近代化が始まったといえよう。

そのうち、骨材プラントの排水処理として、沈澱池による自然沈降は古くより実施されてきたが、凝集剤が初めて使用されたのは、小河内ダム（昭和28年～32年）、大倉ダム（昭和33年～35年）がその黎明期のものであろう。そして、沈降分離装置等の機械処理方式が導入されたのは下久保ダム（昭和40年～42年）が最初である。また、処理水の循環使用としては旭川ダム（昭和43年～47年）で始められた。その他、ダムのパッチャプラント及びグリーンカット・レイタンス処理の高pH値に対する処理を、始めて本格的に取り込んだのは加治川ダム（昭和44年～49年）であろう。以上に見たように、濁水処理の歴史は、この10余年の間に目まぐるしく発達し、現在では、ほとんどのダムで濁水処理が実施されている。

(3) 濁水処理方式のプロセス

濁水処理を最も効果的に実施するには汚濁原水の性質に対応した適切な段階的処理が必要であり、通常、前処理（大きな浮遊物質や、砂分等の粗粒子の除去回収）、沈降分離（浄化）、スラッジ処理（高濃度汚泥を沈澱池に送る方法と脱水機により強制脱水する方法）、pH調整の4段階がある。これらのうち、原水が強アルカリの場合にはpH調整を前処理の段階で行なわれる場合も多い。

一般に沈降分離方式は次の3つ分類される。

- ① 自然沈降分離方式（自然沈澱式） — 原水を沈澱池に導いて浮遊物質を自然沈降させて上澄水を放流する。
- ② 凝集沈降分離方式（凝集沈澱方式） — 原水に凝集剤を添加して沈澱池において沈澱分離を促進させる。
- ③ 機械式凝集沈降分離方式（機械処理方式） — 原水に凝集剤を添加し、機械式凝集沈降分

離槽にて沈降分離させ、上澄水とスラッジとに分離する。

(4) 濁水処理方式の現況

昭和51年12月現在で工事中または完成直後の105ダムの濁水処理方式の現況は表-1のとおりである。

表-1 濁水処理の現況

処 理 方 式	多目的 ダム	治 水 ダム	農業用 ダム	発電用 ダム	その他 専用ダム 上工水、 砂防 9ダム	計 105 ダム	左の内訳	
	40ダム	11ダム	29ダム	16ダム			コンク リート ダム	フィル ダム
無 処 理	5%	0%	31%	0%	44%	14.3%	5.7%	24.5%
自然沈澱池方式	7	36	48	19	11	23.8%	15.1%	32.0%
凝集沈澱池方式	33	27	17	31	22	26.7%	24.5%	28.3%
機 械 処 理 方 式	55	36	4	50	22	35.2%	54.7%	15.2%
計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

表-1からもわかるように無処理放流は14.0%ときわめて少なく、大部分のダムで積極的に濁水対策がなされている。特に最近では、骨材洗浄濁水以外のダムサイト濁水の処理も要求されて、実施されている。

(5) 濁水処理方式を採用した理由

濁水処理方式の採用した理由のアンケート調査結果は表-2のようであり、濁水量が多くなるとともに、又、工事環境が複雑になるに従い、処理方式も高度化していく傾向が明確である。

表-2 濁水処理方式の採用した理由

	無処理	自 然 沈澱池	凝 集 沈澱池	機械処 理方式	計
イ. 下流の上水道利水やアユ漁のため水質規制が厳しい。	0	8.6	23.2	28.2	22.8
ロ. 自然公園内の河川であり、観光等の環境の面から規制が厳しい。	0	0	4.3	9.0	4.8
ハ. 流域の状況等から、特別に公害の発生として問題にならない。	73.0	28.6	2.9	0	10.1
ニ. 下流が都市河川であるため、水質維持が特に要求される。	0	0	7.2	7.7	6.3
ホ. 稀釈水量が少なく放流水に十分な清澄度が要求される。	0	5.7	7.2	7.7	6.3
ヘ. 地形上、十分な広さの沈澱池が確保できる。	9	34.3	23.2	9.0	19.0
ト. 地形上、十分な広さの沈澱池が確保できない。	9	2.9	7.2	26.9	14.3
チ. 濁水処理のコストが低廉できる。	0	14.3	18.8	6.4	11.1
リ. そ の 他	9	5.7	5.8	6.4	6.3
合 計 (%)	100%	100%	100%	100%	100%

(6) 濁水の平均SS

骨材洗浄濁水とダムサイト濁水の平均のSSのヒストグラムを図-1、と図-2、に示す。
骨材洗浄濁水は岩質等に左右され刻々変化するもので平均値の平均の一応の分布を示すものである。

ダムサイト濁水は現場の工事状況等により変動が大きくSSの高いのはボーリンググラウト廃水等の影響と思われる。

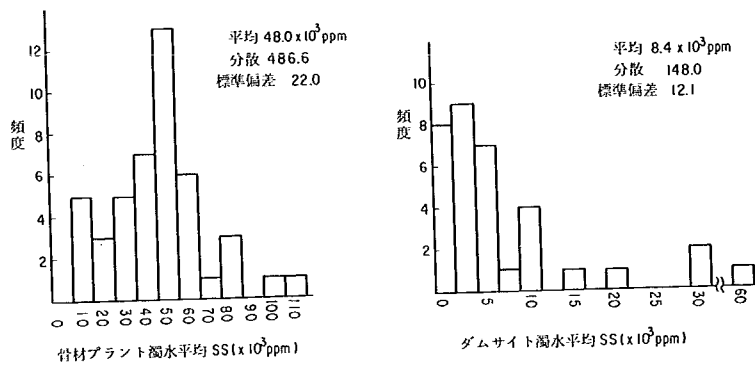


図-1 骨材プラント濁水平均SS (×10³ppm) 図-2 ダムサイト濁水平均SS (×10³ppm)

(7) 濁水処理費の分析

昭和44年から昭和51年着工のダムで統計をとった結果は次表のとおりである。単価は昭和51年度単価に換算してある。

コンクリートm²当り濁水処理費費目別内訳

	設備費(円/コンクリートm ²)			運転費 (円/コンクリートm ²)						処理費用 合計 (円/コンクリートm ²)
	機械等 設備費	土木 工事費	設備費 小計	薬品費	動力費	汚泥 搬出費	交換 部品費	労務費	運転費 小計	
機械処理方式	465	113	578	144	38	82	38	125	398	1005
凝集沈殿池方式	29	143	172	61	3	23	4	35	126	298
自然沈殿池方式			70							70
凝集沈降分離槽 →沈殿池方式	294	138	432	160	48	19	22	158	407	839
凝集沈降分離槽 →脱水機方式	580	110	690	145	32	105	44	117	443	1133

(8) 地形上の制約条件と濁水処理方式

地形上から沈澱池の設けることが可能な範囲がきまる。池の容量により濁水処理方式がきまる。次の基準になる。

- ① 池の容量が特に大きくとれる場合（自然沈澱池方式）
- ② 池の容量が大きくとれる場合（凝集沈澱池方式）
- ③ 池の容量が余りとれない場合、又は、1ヶ所に沈澱池を得ることができず散在した場所しか得られない場合（クラリファイヤまたはシックナー処理方式＋沈澱池方式）この場合、沈澱池はスラッジの処分地として利用される。
- ④ 池の容量がきわめてとりにくい場合で、全スラッジを処分することができず搬出を必要とする場合（クラリファイヤまたはシックナー処理方式＋脱水機方式）

一般的には以上のような判断基準となるが、具体的には各現場毎に沈澱池造成の工事費と処理機械費との経費比較により決定する。ほとんどの場合、沈澱池を地形上から許容される限度にとるのが得策である。また付近の地形から沈澱池の場所がない場合、ポンプと自然流下で輸送できる範囲内で沈澱池をさがすのが得策の場合が多い。（例、月光川ダムetc）。その他、きわめて小さな沈澱池しか設置できない場合、数ヶ所に沈澱池を分離し、満杯になる毎にバキュームカーで搬出した事例もある。（例、真名川ダム）

（例） 真名川ダムのダムサイト濁水の処理

グリーンカット処理水およびグラウチング排水等の汚濁水を堤体直上流部の釜場に集め、水中ポンプでPH処理設備に送水する。図-3にPH処理設備のフローシートを示す。

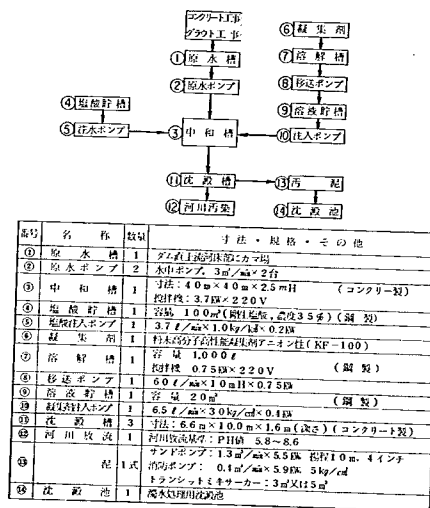


図-3 PH処理フローシート

① ダムサイトの使用水量の計画

パッチャプラント	8000	ℓ/分	計
クーリング	1500	"	
ボーリング・グラウト	700	"	
清掃養生	4300	"	
その他雑用水	700	"	
			8000 ℓ/分
			≒ 480 m ³ /hr

これに対し、処理の対象はボーリング・グラウト用水と清掃養生用水である。水量は最大 5 m³/分であるが釜場の貯留効果で平均 3 m³/分 で計画した。

② PH処理の方法

試験にて、原水 PH = 12.35、透視度 0.5 cm以下、副生塩酸 3.5 %を最大 3.2 ℓ/hr と高分子アニオン性凝集剤 2 ~ 3 ppm を添加して沈殿池において中和反応と沈殿を行なうて、放流の PH。5.8 ~ 8.6、透視度 20 cm以上にする計画である。なお沈殿池（約 100 m² × 3 池）の排泥はミキサー車によって場外に搬出するものである。

（ダム計画官）

- 2) サケ科の魚類やアユなどは河川の濁りに鋭敏であり、特にこれらの魚類が棲息している河川は平常時には清浄であることが望まれる。

河川における SS の基準は、環境基準の AA ~ B 類型で 25 mg/l 以下と定められており、また、水産環境水質基準¹⁾ においては人為的に加えられた SS は 10 mg/l 以下であることとされている。一方、排水基準については建設工事に関するものはないが、砕石業の用に供する水洗式砕石施設、水洗式分別施設、および砂利採取業の用に供する水洗式分別施設などは水質汚濁防止法でいう特定施設に定められているため、建設工事に伴って排出される排水に関しても、その排出期間が極めて短い場合を除けば、それらに準じた水質を維持するのが妥当であろう。SS に関する排水基準は一総理府令によれば許容限度は 200 mg/l（日平均 150 mg/l）であるが、条例によってより厳しい基準（上乘せ基準）が定められることがある。

上記のような排水の水質に関する制約を考慮して処理プロセスを選定するが、処理プロセスと対応する粒子の大きさは概略表-1 のように関連づけられる。沈砂池、普通沈殿で除去できる粒子の大きさは高々 10⁻³ cm 程度であり、対象とする濁水中の濁質によって大きく異なるが、普通沈殿では処理水中の SS を必要な濃度まで低下させることができないことも多い。このような場合には凝集剤を添加した薬品凝集沈殿が行なわれる。また、沈殿処理においては、除去率は一般には水面積負荷（沈殿池単位面積当りの処理水量、単位は例えば m³/m²/日）の関数であり、大きな面積の沈殿池を設ければ普通沈殿によっても必要な除去率が得られるが、土地の制御により薬品凝集沈殿によらざるを得ないという場合もある。

薬品凝集沈殿において通常用いられる凝集剤は、硫酸バン土、PAC、塩化第 2 鉄などの無機凝集剤であるが、これらの無機凝集剤のみでは十分な大きさのフロックが形成されないこともあ

表-1 粒子寸法と対応処理プロセス(固-液系)

粒子直径	名 称	代表的物質例	固液分離 プロセス	その他の処理 プロセス
$-10^{-8} \text{ cm} (\text{\AA})$	溶解性物質	水分子, 無機単 分子イオン	イオン交換 吸 着	(中和・無害化) 凝 析
$-10^{-7} \text{ cm} (\text{m}\mu)$		重合分子類・タ ン白質の有機物 色度粒子		
-10^{-6} cm				
-10^{-5} cm	コロイド性物質	粘土粒子 粗有機質	沈 澱・ろ過 浮上・遠心分離	凝集集塊
$-10^{-4} \text{ cm} (\mu)$		水中微生物		
-10^{-3} cm	懸 性物質	シルト質土		
-10^{-2} cm		砂粒子	ストレーナー・ スクリーン	
$-10^{-1} \text{ cm} (\text{mm})$		粗大浮遊物		
-10^{-0} cm				

り、沈降速度をより大きくして沈澱池の必要面積をより小さくするために、高分子凝集剤などの凝集助剤を用いる場合もある。

以上、沈澱による濁水処理の一般論を述べたが、同じ除去率で比較すると薬品凝集沈澱の方が普通沈澱よりも所要面積は遙かに小さく、また、薬品凝集沈澱においても高分子凝集剤などの凝集助剤を併用すれば更に所要面積は小さくなる。

沈澱池の面積をきめるもう一つの要因は発生する汚泥の引抜き、処理方法であり、面積が十分確保できる場合には沈澱池を多数設け、ある程度汚泥が堆積したら水を抜いて汚泥を搬出するという方法がとれるが、それだけの面積が得られない場合には機械式の汚泥かき寄せ機を設け、連続的に汚泥を引抜いて脱水するという方法によらざるを得ない。なお、薬品凝集沈澱の場合には、薬品を添加した分だけ発生汚泥量が増加することに注意しなければならない。

必要面積を最小限とするには、汚泥の連続引抜き、脱水装置を備えたプラント的な薬品凝集沈澱装置を採用せざるを得ないともあろうが、一般には装置を小型化する程運転管理費は高くなるので、予め十分費用の比較を行っておく必要がある。

沈澱以外の処理方法としては、マイクロストレーナー、遠心分離などが考えられるが、マイクロストレーナーは高々数10ppmの水を対象とした処理プロセスであり、また、遠心分離は大流量の水の連続処理には適していないので、いずれの方法も濁水処理には不適である。

3) 前述のように薬品凝集沈殿を行なう場合に、沈降を促進するため高分子凝集剤などの凝集助剤を用いることがある。高分子凝集剤はそのイオン性によって、アニオン（陰イオン）系、ノニオン（非イオン）系、カチオン（陽イオン）系に分類でき、凝集の対象とする粒子の荷電状態によって使いわけられる。上粒子は一般には負に荷電しているので、高分子凝集剤のみを使用するとすればカチオン系のものが用いられる。しかし、この方式は経済性、毒性の面からみて得策ではなく、無機凝集剤を主剤とし、高分子凝集剤を助剤として用いるのが通常の使用方法である。この場合には、無機凝集剤が正の荷電を持っているので、アニオン系またはノニオン系の高分子凝集剤が用いられる。

化学的成分からみれば、アニオン系のものは大部分がアクリルアミドとアクリル酸のコポリマー（共重合体）、ノニオン系のものはポリアクリルアミド（アクリルアミドの重合体）であり、成分的には製品による違いは殆んどないが、カチオン系のものは多種多様である。

(1) 経口毒性

高分子凝集剤は分子量が大きいため体内に入っても腸官からあまり吸収されず、経口毒性は比較的弱いとされている。カチオン系の凝集剤については報告がないが、ノニオン系およびアニオン系のものについてはかなりの測定結果があり、マウスラットを用いた経口急性毒性（LD₅₀）で1,000 mg/体重kg/日以上の値が示されている。²⁾

ノニオン系やアニオン系の高分子凝集剤の毒性で問題になるのは、高分子凝集剤中に未反応で残存しているアクリルアミドのモノマー（単分子のもの）である。アクリルアミド自体の毒性はかなり強く、ネコに対する無作用投与量は0.3 mg/体重kg/日であり、一般人の許容アクリルアミド摂取量を0.5 μg/体重kg/日（安全率1,000倍）とすべきであるという報告³⁾がある。これらを考慮して、上水汚泥の処理を行なう場合には排水中のアクリルアミドのモノマー濃度が0.01 mg/l以下となるように使用することとされている。⁴⁾従って、ポリアクリルアミド系の凝集剤を使用する場合には凝集剤中のアクリルアミドモノマーの残存量が問題になるが、「浄水場スラッジ処理用の厚生省基準」では0.05%以下、業界自主規制値²⁾は0.2%となっている。浄水スラッジ処理用の厚生省基準を満たす凝集剤を用いるときには、添加量を20 ppm以下にすれば排水中のモノマー濃度が0.01 mg/lを越えることはない。

(2) 水棲生物に対する毒性

高分子凝集剤の水棲生物に対する毒性は、凝集剤の種類によって、また、対象とする生物によって異なるが、一般にはカチオン系のものが毒性が強く、生物の種別では魚類が特に鋭敏だといわれている。表-2は当研究室で調査した結果であるが、表-2からすればカチオン系の凝集剤の無作用濃度は0.01 mg/l程度と解釈すべきであろう。一方、ノニオン系、アニオン系のものは比較的毒性が弱く、無作用濃度は1 mg/lのオーダーと考えられる。高分子凝集剤を凝集沈殿に使用した場合、通常の状態では90%以上は汚泥の方に移行するので、排水中の濃度は添加濃度よりもかなり小さくなるが、過剰添加になった場合やpH条件が適当でない場合には排水中に移行する割合が大きくなるので、ノニオン系、アニオン系の

表-2 各種高分子凝集剤の水棲生物に与える亜致死的影响

供生物 試名	検討項目		カチオン系			アニオン系	ノニオン系	アクリル アミド モノマー	
			A	B	C				
ヒメダカ 96時間後	病理検査	行動上の異常	2ppm以上で致死 0.2ppm以下では、 ほとんど影響なし		0.2ppmで多少 異常分泌がみ られた	5ppm以下では、ほとんど影響なし			
		粘液分泌							
		体色異常							
	検査	体部、諸臓器 の検査	0.02ppmで多少 鰓の破壊がみ られ0.2ppmで 顕著となる	0.2ppmで多少 鰓への影響があ る	0.02ppmで多少 鰓の破壊がみ られ、0.2ppm で顕著である	5ppmで鰓に 損傷あり			
代謝試験	ATP試験	2ppm以上で致死				5ppm以下では顕著な影響認められず		0.2ppm以下 では顕著な影 響認められず	
	TTC試験	0.2ppm以下では顕著な影響認められず							
イトミミズ 96時間後	病理検査	行動上の異常	2ppmで多少影 響あり、5ppm で顕著	2ppm以上でか なり影響あり	0.2ppmでかな り影響あり	2ppm以上で 多少影響あり			
		粘液分泌	同上	5ppmでやや影 響あり	同上	同上			
		体色異常	5ppm以下ではほとんど影響なし				5ppm以下では、ほとんど影響なし		
	検査	体部、諸臓器	5ppmで体壁の 損傷多少あり	2ppmで体壁の 損傷多少あり	0.2ppmで体壁 の損傷かなりあ り	5ppmで体壁 の損傷かなりあ り			
		代謝試験	ATP試験	5ppm以下では 顕著な影響認め られず	0.02ppm以上 でやや影響認め られず	2ppm以上で致死 0.2ppm以下では 顕著な影響認め られず	2ppm以上で やや影響認め られる		5ppm以下では顕著な影響認められず
ハゴロモ 10日後	病理検査	体色異常	5ppm以下では影響なし				5ppm以下では影響なし		
		体部の検査	5ppm以下では顕著な影響認められず				5ppm以下では顕著な影響認められず		
	代謝試験	ATP試験 TTC試験 クロロフィル 試験	5ppm以下では顕著な影響は認められず				5ppm以下では顕著な影響認められず		
クロレラ 20日後	代謝試験	ATP試験	50ppm以下では 顕著な影響なし	50ppm以下では 顕著な影響なし	5ppm以上で影 響あり	50ppm以下では顕著な影響なし			
		TTC試験	50ppmでは影 響あり	同上	0.5ppm以上で 影響あり				
		クロロフィル 試験	50ppm以下では 顕著な影響なし	50ppmでは影 響あり	50ppmでは影 響あり				
	増殖試験	50ppm以下では顕著な影響なし							

ものであっても、添加濃度は高々数 mg/l とするのが望ましい。

(参考文献)

- 1) 水産環境水質基準, 日本水産保護協会, 昭和43年7月
- 2) ポリアクリルアミド系(ノニオン, アニオン性)高分子凝集剤の安全性について, 高分子凝集剤懇話会
- 3) D.D.McCollister, et al, "Toxicology of Acrylamide", Toxicol. and Appl. Pharmacol., 6, 172-181 (1964)
- 4) 浄水場排水処理施設の手引き, 日本水道協会, 昭和48年5月

(水質研究室)

河-13 ダムサイトのボーリングにおけるルジオンテストの施工指針(案)について

(質問)

ダムサイトのボーリングでルジオンテスト施工指針(案)に基づいて、現場透水試験を実施した結果、おおむね20ルジオン以上においては、従来のルジオン値に比べて、かなり大きな差が生じた。これは、口元圧力を注入圧力に補正する時の、管内抵抗による損失水頭 h_3 が流入量 Q^2 に比例することが、大きな要素となっているものと思われるので、この取扱いについて御教示願いたい。

・口元圧力を注入圧力に補正する式(ルジオンテスト施工指針(案))

$$P = P_0 + \gamma_w (h_1 - h_2 - h_3) \quad (kg/cm^2) \quad \dots\dots (1)$$

P : 注入圧力 (kg/cm^2)

P_0 : 口元圧力 (kg/cm^2)

h_1 : 圧力計から基準面までの標高差 (m)

h_2 : 地下水位から基準面までの水頭 (m)

h_3 : 管内抵抗による損失水頭 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 $1 t/m^3 = 0.1 kg/cm^2/m$

$$h_3 = \alpha Q^2 L \quad \dots\dots (2)$$

Q : 注入量 (ℓ/min)

L : 注入管長 (m)

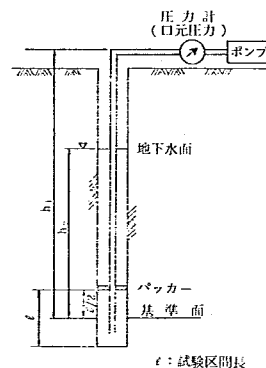
α : 10^{-4} 程度 (min^2/ℓ^2)

(例) 口元圧力 $10 kg/cm^2$ で $80m$ 地点の注入圧力

$$h_1 = 80m \quad h_2 = 70m \quad Q = 100 \ell/min \quad P_0 = 10 kg/cm^2 \quad h_3 = 80m$$

$$h_3 = 10^{-4} \times 100^2 \times 80 = 80m$$

$$P = 10 + 0.1 (80 - 70 - 80)$$



注入圧力の求め方

$= 10^{-7} = 3 \text{ kg/cm}^2$ (注入量 Q が多くなればなるほど h_3 が大きくなり注入圧力 P は小さくなる)

・従来のルジオン値 (ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針)

$$Lu = \frac{10 \cdot Q}{P \ell}$$

Lu : ルジオン値

Q : 注入量 (ℓ/min)

P : 注入圧力 (kg/cm^2)

ℓ : 試験区間長 (m)

注入圧力は調査時において、テストするステージ中点までの静水頭を考慮して修正する。

(例) ルジオン値の比較

従来のルジオン値	施工指針 (案)
11	12
24	64
20	41
4	4

(宮ヶ瀬ダム工事々務所)

(回 答)

ルジオンテスト施工指針 (案) では注入圧力を試験区間にかかる実効圧力と規定している。したがって従来行われている試験孔 (ボーリング孔) の口元圧力 (多くの場合ポンプの位置) とか、地下水位のみの補正では不十分である。指針 (案) では影響する全ての補正要因を考慮することとし、さらに補正する場合の基準面を試験区間の中点に決めている (図-1)。

口元圧力を注入圧力に補正は(1)式で表わせるから(2)式の α や Q^2 は多くの実験から求めたものである。したがって注入量 Q が大きくなれば損失水頭 h_3 が飛躍的に大きくなり、その影響は無視できなくなる。多くの例では注入量が $50 \ell/\text{min}$ を越えるとその影響が現われ、 $100 \ell/\text{min}$ 以上では損失水頭が大きすぎて注入管の先端に

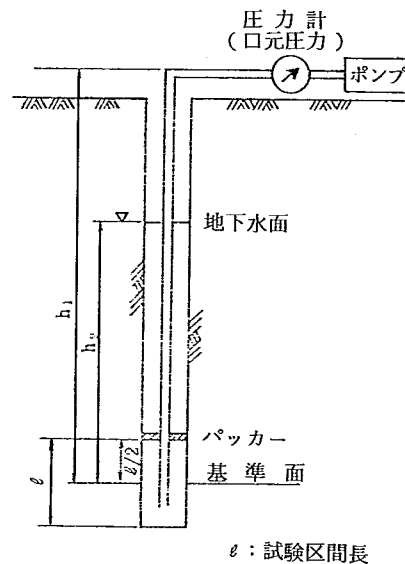


図-1 注入圧力の求め方

はほとんど圧力の増加が期待できなくなってしまう（口元圧力の増加に比べ注入量の増加は小さい）。

表-1はルシオンテストの1例である。試験区間は深さ123.50~128.50mで試験区間長は5mである。地下水位は-1.20m, 試験孔と口元圧力計までの累加距離は3.5mである。したがって $h_1=126m$ （地表と口元圧力計の標高差1.0m）, $L=129.5m$, $h_2=123.8m$ となる。

表-1 口元圧力~注入圧力~注入量

口元圧力 (kg/cm^2)	注 入 量 (ℓ)	単 位 注 入 量 (ℓ/m)	損 失 水 頭 (m)	注 入 圧 力 (kg/m^2)
0	17	3.4	3.74	- 0.15
			0.37	0.18
3	50	10.0	32.38	- 0.02
			3.24	2.90
6	70	14.0	63.46	0.13
			6.35	5.59
8	78	15.6	78.79	0.36
			7.88	7.43
10	87	17.4	98.02	0.42
			9.80	9.24
12	100	20.0	129.50	- 0.73
			12.95	10.93
16	118	23.6	180.32	- 1.81
			18.03	14.42

注) 損失水頭および注入圧力の上段は α を 10^{-4} とした場合である。同様に下段は $\alpha=10^{-5}$ とした場合である。

ここで最も大きな補正要因は注入管の管内抵抗による損失水頭であるが、表-1に示すように補正係数 α によって大きく異なる。表中上段は $\alpha = 10^{-4}$ 、下段は $\alpha = 10^{-5}$ とした場合の h_3 を求めたものである。これによって注入圧力を求めると $\alpha = 10^{-4}$ の場合には先端部には圧力はほとんどかからないことになってしまう。しかし口元圧力をあげることによって注入量が增大しているので当然注入圧力（先端部圧力）もあがらなければならないはずであるが、計算上注入圧力が負（-）になるのは補正係数 α を過大に評価しているためと考えられる。なお注入圧力があまり増大しないで注入量が増える現象も見られるが、これは注入管（ロッド）の継ぎ目からの漏水である。漏水はタコ糸等を巻きつけて防ぐことができる。

図-2は表-1を図示

したものである。△印は

補正を全然行わないもの、

○印は $\alpha = 10^{-5}$ として

その他の補正も合せて行

ったもの、×印は同様に

$\alpha = 10^{-4}$ としたもので

ある。ここで未補正と

$\alpha = 10^{-5}$ の場合の値が

あまり変わらないのは地下

水位が高いことによるも

ので通常はあまりない例

である。図-2からルジ

オン値を求めると未補正

の場合で17.5、 $\alpha = 10^{-5}$

の場合で18.5となる。

$\alpha = 10^{-4}$ の場合には注

入圧力がほとんど上らな

いのでルジオン値は見か

け上無限大になってしま

うので α は過大に評価さ

れていると考えざるを得ない。

注入管の管内損失水頭は、管の内壁の粗さによって決まる摩擦損失水頭、管の縮少拡大損失水頭、弁類損失水頭、分岐合流損失水頭等であるが、これらの損失水頭については個々に求める方法が確立しているが、条件が変わると係数が異ってしまうので実管による試験以外によい方法はない。ルジオンテスト施工指針（案）は数件の実験結果から求めたものであるが、同一注入管を使っても実験によってかなりのバラツキがあることが判明している。さらに注入管の内壁の粗さや注入管の使用の程度やセメント等の付着による状態変化で著しく異なる。

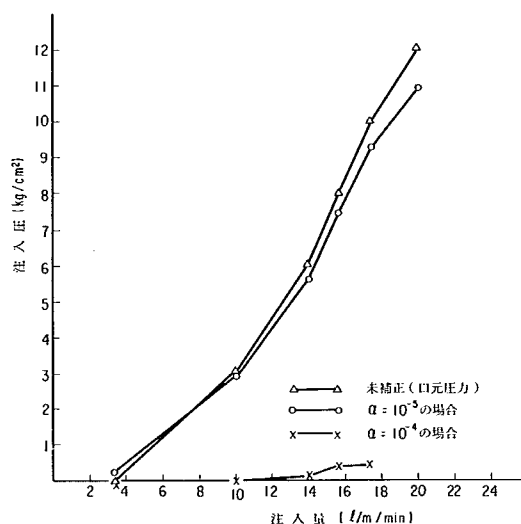


図-2 注入圧～注入量曲線

以上の事実から損失水頭を求めるためには実際に使用する注入管による実験が最もよいことが分るであろう。

(地質研究室)

河-14 防災調整池を施工する場合の転流工対象流量の確率について

(質問)

非洪水期の施工がほとんど期待できない地域における防災調整池(流域面積0.2~2.0 km^2 程度)を2~3年の工期で施工しようとする場合の転流工については、どのような配慮が必要でしょうか。とくに転流工の規模(対象流量の確率年と余裕の考え方)をどのように定めるべきか御教示願いたい。

ただし、防災調整池は一般に堤高15m以下の均一型アースダムを採用しており、直下流に人家、田畑、道路等があり、下流河道は併行して改修するものの、流過能力はきわめて低い場合(比流量3~5 $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 程度)が多い。

(地域振興整備公団)

(回答)

現在防災調整池の河川処理工の計画対象流量規模に対する基準はない。同よう建設省所管のフィルダムに対するそれについても、はっきり明記したものはないようであるが、河川局監修による「多目的ダムの建設」(第4巻、S52)には、15~20年(確率年)としてあり、実際にも20年ということ指導が行われている。

したがって防災調整池の河川処理工についても、これに準ずることになるが、何年にとるかは、むずかしい問題であろう。実施例では、1例10年というものがあったが、やはりその防災調整池の高さ、下流土地利用、下流疎通能力等おかれている条件に応じて決定すべきであろう。

余裕についても、防災調整池技術基準(49年)に準じて、開水路流すなわち75%断面積の確保が望ましいが、ダム高に応じていくぶんの緩和は許されるのではないだろうか。ただしその際には十分な検討が望まれる。

補足して工法についても触れておこう。

ダムの転流工には、トンネル、半川締切および仮排水開渠があるが、質問で御指摘のような均一型アースダムの場合には、水平層状盛立が原則であるので、半川締切および仮排水開渠の両者は、相当の配慮のもとで行わない限り好ましくない。といってこのような小規模な防災調整池では、トンネルというのもよくよくの場合以外はないと考えられる。

そこで実例について調べてみたところ、放流管をもってこれにあてているところが見受けられた。防災調整池技術基準にもあるように、放流管は開水路流を原則とするために、相対的に大口径のパイプを地山内に埋設し、上流端で流入をしぼる構造になっているところから、施工期間中は、放流管のみで対応するという方法である。

ただしこの場合、前述の10年75%有効断面積をとるとなると条件のような許容放流量では、
相当な断面積（あるいは数本、あとで埋め殺し）になる。おかれている条件を十分考慮して、検討
しなければなるまい。

（都市河川研究室）

3. 道 路 部 門 (目 次)

道-1 自動車交通騒音の中央値の予測計算について	87
道-2 騒音について	92
道-3 騒音レベルの評価手法についての研究成果とその利用方法について	98
道-4 トンネル換気設備のジェットファンの段距離の設定について	99
道-5 PC桁上のEX-Jの補修について	101
道-6 道路標識の視認性について	104
道-7 路盤工における最大乾燥密度と現場密度の関係及び路盤材料の塑性指数について	110
道-8 添加剤アスファルトの効用と注意点について	119
道-9 アスファルト舗装のわだち堀れに対する処置について	130
道-10 国道16号横浜市内尾張橋架替工事の床版の施工について	134

道一 1 自動車交通騒音の中央値の予測計算について

(質問)

1. 高架橋の反射に対する考え方
2. 植樹による減衰効果の "

(回答)

1 高架橋の反射に対する考え方

口頭回答

2. 植樹による減音効果の考え方

騒音伝搬に与える樹木の影響については、Eyring¹⁾、Embleton²⁾、Aylor³⁾ などにより、減衰値が15 dB/100m～25 dB/100mという測定結果が示されているが、いずれも、ジャングルの樹海、広大な森林等で測定されたものであり、それらを、道路沿いに数mの奥行きで植えられているものに対してそのまま適用することはできない。アメリカのHighway Research Board のデザイン・ガイドでも、道路エレメントと受音点の間の樹木、群衆については、少なくとも15 ft の高さがあり、道路が全く見えないくらいにそれが密生している場合に、100 ft あたり5 dB の減音を見込むことを提案している。これまでのその他の調査例からでも、樹木による減音効果については、相当に密生した場合で奥行きがある場合にのみ期待され得るものと考えられる。

樹木が騒音伝搬に与える影響については以下のような事象が考えられている。

- 1) 葉や幹による音の吸収
- 2) 腐植土（地面）による音の吸収
- 3) 木立による音の散乱
- 4) 地表の温度勾配、空気の湿度、地表の流れ抵抗等に対する植物の影響
- 5) 風の勾配に対する植物の影響
- 6) 夜間における露結の影響

その他、樹木の視覚的效果により、騒音のAnnoyanceが減少することや、樹木の出す音が対象の騒音をマスクすることなどもあげられている。

以下に樹木の騒音伝搬に与える影響に関する2,3の測定例を示す。図-1に示すのがCarlson⁴⁾らが、6種の樹木について、裏側に幹の部分のついた樹皮の垂直入射吸音率を測定した結果である。図より、ほとんどの場合、吸音率は0.02～0.10の範囲にあり、樹皮が厚いほど吸音率が大きく、周波数に依存しないことがわかる。図-2に示すのがAylor³⁾の結果で、音源と受音点間の距離が100 ft と200 ft の点で観測した100 ft あたりのExcess Attenuation（過剰減衰）である。音源の高さは1～1.5 mである。図-3(a)および(b)はCarlson⁴⁾らの測定結果

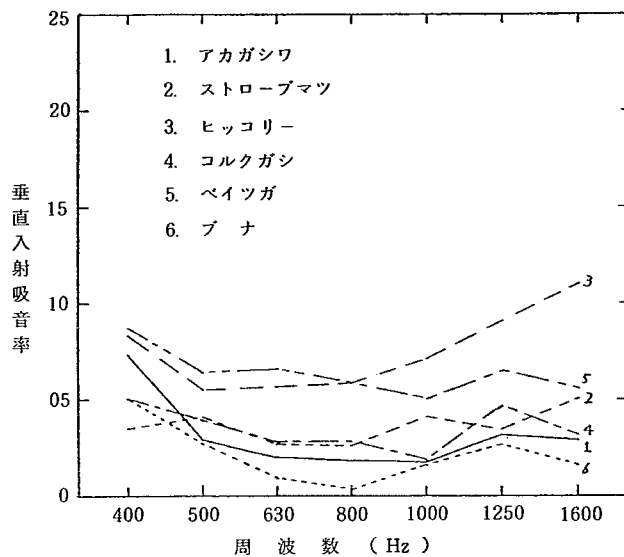


図-1 樹皮の垂直入射吸収率の測定結果
D. E. Carlson ら⁵⁾による。

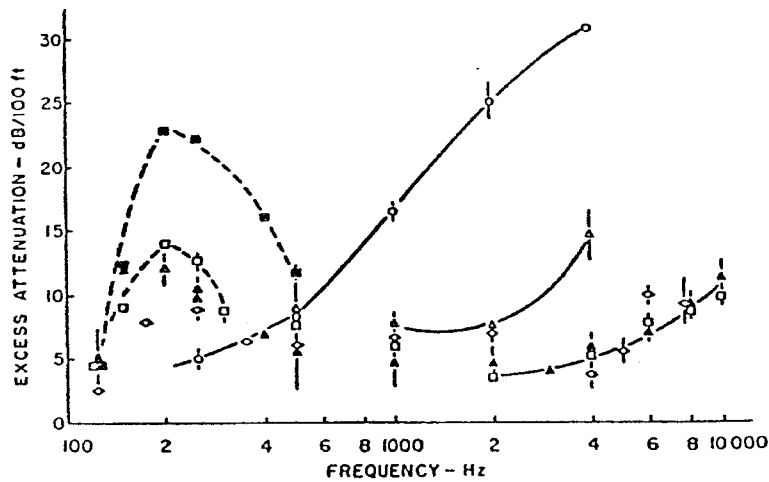


図-2 植物による excess attenuation. dB/100 ft.

D. Aylor³⁾による。200 ftにおける周波数特性：(○)トウモロコシ，
(◇)ツガ，(□)松，100 ftにおける周波数特性：(■)松，(△)夏の林，
(▲)冬の林。

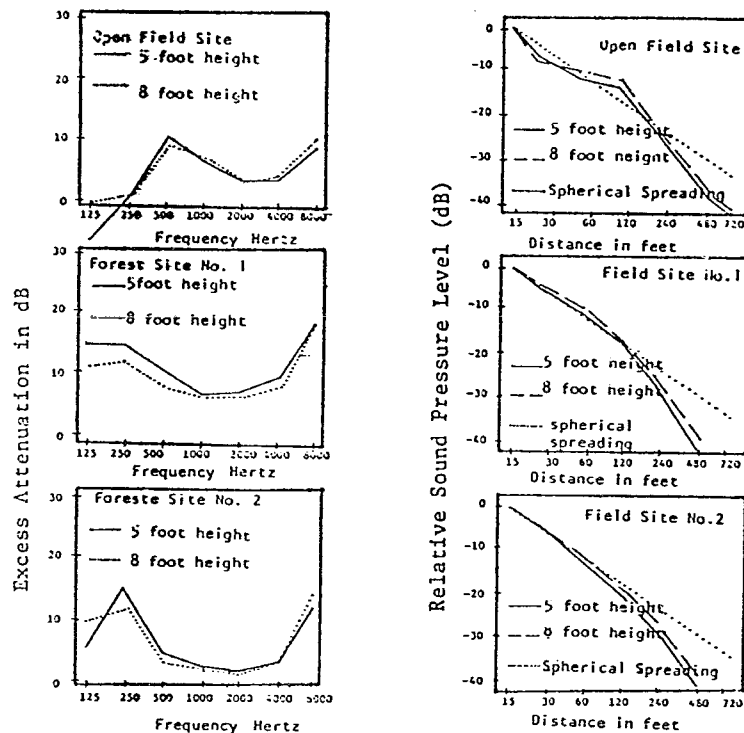


図-3(a) 150mの距離における周波数毎の excess attenuation D. E. Carlsonら⁵⁾による。 図-3(b) 500Hzにおける距離による音圧レベル(基準15ft)D. E. Carlsonら⁵⁾による。

であり、開放野原で約15m丈のむらさきうまごやしが生息しているところ(図の Open Field Site)、アメリカツガの成熟した樹林で下が濃いシャクナゲおよび堅木のやぶであるところ(図の Forest Site No. 1)、さらに、カシ、カバ、ストロブ松の密生した樹林で下がシャクナゲのやぶであるところ(図の Forest Site No. 2)でのものである。いずれの地域においても excess attenuation は、距離120ft 程度以上で生じ、250~500Hz の周波数域が相対的に大きく表われている。

(参考文献)

- 1) C. F. Eyring, Jungle Acoustics, J. A. S. A. 18, 257~270, (1946)

- 2) T.F.W. Embleton, Sound Propagation in a Homogeneous Deciduous and Evergreen Woods, J.A.S.A. 35, 1119~1125, (1963)
- 3) D. Aylor, Noise Reduction by Vegetation and Ground, J.A.S.A. 51, 197~205 (1971)
- 4) D.E. Carlson et al, Noise Control by Forests, Inter-Noise 77, 576~586 (1977)

(交通環境研究室)

道-2 騒音について

(質問)

- 1) 定常交通については音響学会式により予測方法が確立されているが、騒音が特に問題となる交差点付近及び開口部については自動車の加速発進等の問題があり予測手法が確立されていない。音響学会誌等によればコンピュータを使用した予測手法もあると聞いているのでこの手法の適用性について問う。
- 2) 平地部と丘陵(山地)部の変化点においては同一地形区間の状況とは相当の変化が予想される。トンネルの坑口附近とは切り通しであり、基本的には相違するものと考えられるが、箇所毎(区間毎)に環境影響について地域住民に説明する場合どのような手法に基づいて予測し説明を行なうことが適当か。統一的に式等で求められるようにしたらよいと思うが如何か。
- 3) 道路計画における地元説明で環境問題、特に騒音については地元住民も強い関心を示している。当局としては中央値で説明しているが、住民側は最大値で話すため違いが生じている。よって、中央値と決めた際の考え方、例えば人間に与える影響をどの程度まで考えたのか伺いたい。なお今後も中央値で評価してゆくのかについても伺いたい。

(北首都国道工事々務所)

(回答)

1. 交差点付近の騒音予測

等パワー・一列等間隔モデルに基づく日本音響学会式は、定常交通流であること等、適用にあたってはいくつかの条件が限定される。特に、信号交差点付近においては、停止、発進、加速等がくり返されて交通流が非定常であること、また交差する直角方向道路の影響や、周辺建物の影響等の複雑な条件の場合が多いので、日本音響学会式の適用は困難な場合が多い。今、建物等の周辺条件を考えず、路側近接受音点を対象に、交通流だけについて着目し、この交差点付近の騒音を電算シミュレーションを行って実測値と対比した例が図-1である。¹⁾ 非定常交通流を表-1に示すようにかなり詳細に取扱っており、かなり大きなプログラムでの計算になっているようであるが、実測値との差が3~4 dB(A)と比較的良く適合した結果を得ている。電算機シミュレーションによる騒音予測は、音源を点音源として、任意の間隔、走行状態に設定できるので、このような非定常交通

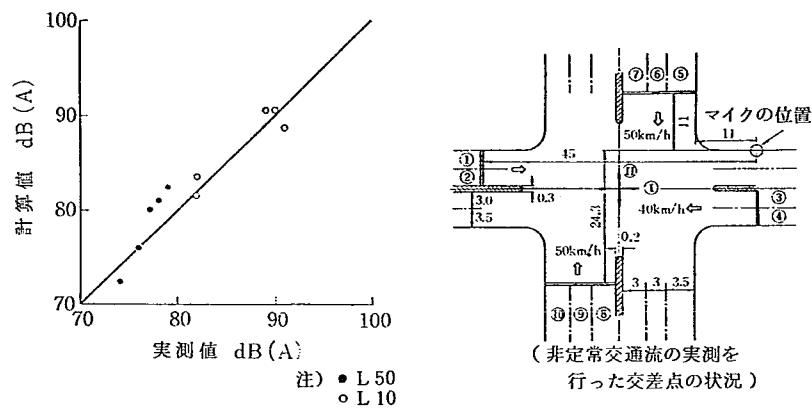


図-1 非定常交通流における実測値と計算値の比較

表-1 交通流構成の初期値及びその取扱い

項 目	定 常 交 通 流	非 定 常 交 通 流
走 行 速 度	走行車線別に指定する	交通点附近では、個々の車両の加、減速はより変化する
機関回転 速度	最高速段位での走行速度に対応する一定回転	選択された変速段位の減速比と走行速度で定まる
変 速 段 位	最高速段位のみ	車両の速度域と加速度から選択される
加 速 度	0	実態調査から求めたパターンで変化する
交 通 量	走行車線別に指定する	信号の間隔と流入交通量で変化する
車 種 構 成	車線別にシミュレーション時間の平均値として指定	左に同じ
序 列	一様乱数による無作為抽出	左に同じ
車 間 距 離	交通量、走行速度、及び車種別にみた平均車両長を考慮した正規分布	最小車間距離のみ指定するが、その他は時間によって変化する

流の場合や、道路構造が一樣でない場合等に比較的有效な手段となり得る。

交差点付近の騒音については、こうした電算機シミュレーション等によって予測できても、それが受け手の人のうるささにどのように対応するかという確認も必要であると思われる。比較的定常騒音である箇所では、平均的レベルでうるさが決まるものと考えられるが、発進、加速、停止等によるレベル変動が、どのような物理量でうるささと対応するのかという検討が必要となろう。

<参考文献>

- 1) 木村彰良・坂上文寿：道路交通騒音のシミュレーションについて、日本音響学会誌31巻7号、1975

2. 地形変化点の騒音予測

日本音響学会の式は、周知のとおり、道路断面形状、道路から対象受音点までの伝搬条件が一樣である場合に成り立つものである。しかしながら、実際の現場においては、盛土から徐々に平面道路に変化したり、盛土と高架が連続していたりして、一樣な理想的伝搬条件（日本音響学会式の適用条件）を満たしていない場合が少なくない。このような場合に、むやみに受音点近傍の道路断面で代表させて音響学会式をそのまま適用することは、特に受音点が道路から離れた場合に予測誤差を大きなものとする場合がある。

日本音響学会の予測方式の基本式は、道路上に等パワー・一列等間隔に無限長に並べた音源からの音を同一条件（半自由空間）で合成して導かれたものである。また道路横断形状等に対する回折減衰 α_d は、線状音源に対するもので横断形状が一定しているものに対するものである。さらに、問題となるのは、実測値に対応させるための補正值 α_i であり、 α_i を導くのに用いられた実測値の実測現場条件が、基本式あるいは回折減衰適用条件があてはめ得るような条件である場所を対象に選定されていることである。

道路地形等が一定していない場合の予測方式としては以下のような手法が考えられる。

(1) 電算機シミュレーション

電算機上に、点音源を並べ（ある間隔分布で並べる方法と、ある間隔分布である速度で走行させる方法とが考えられる）、それぞれの音源毎に、その伝搬経路を考えて計算を行う。この場合にも、一列で発生させるかあるいは実際の車線とするか、交通流を等間隔とするかあるいは指数分布間隔等実態により近いものとするか、平均車頭間隔の基本パターンだけ計算するかあるいは実際の測定と同様にある時間一定時間間隔で計算してレベル頻度分布を求めるか等種々の方式予測精度が考えられるが、それも現場条件等からの判断となろう。点音源からの音に対する回折減衰については、前川やKwzeらの研究結果を適用できるであろうが、問題となるのは、種々の要因に対する補正值 α_i の適用である。 α_i の主たるものは、伝搬地表面の性状であるから、点音源での適切な実測例をあてはめてシミュレーションに組込むとか、あるいは、シミュレーションの後に、 α_i に関しては代表断面のものであてはめる等が考えられる。これもそれぞれの現場条件等からの判断となろう。

(2) 道路区間分割による計算

種々条件の変る道路を、概略同一視できるいくつかの区間に分割し、それぞれ有限長線音源として計算を行って合成する方式が考えられる。この場合、線音源の有限長さへの変換式としては次式が考えられ、回折減衰については、その区間の中間点での伝搬経路で代表させることが考えられる。無限長道路として求めたレベルを ΔL_{∞} とすれば、対象とする道路見通し角度 θ に対するレベル ΔL_{θ} は簡略的に次式で求めることになる。

$$\Delta L_{\theta} = \Delta L_{\infty} + 10 \log_{10} \frac{\theta}{\pi} \quad [\text{dB(A)}]$$

回折減衰 α_d の適用にあたり、代表中間点に点音源の回折減衰をあてはめることも考えられるが、次式を利用して、音響学会の線音源に対する α_d をそのまま用いることも考えられる。すなわち、任意の方向 θ に対する音響経路差が δ である場合、それに対応する受音点正面の音響経路差 $\delta_{\max}$ は次式で近似される。

$$\delta_{\max} = \delta / \cos \theta.$$

この $\delta_{\max}$ を用い、音響学会の線音源に対する補正值 α_d を求め、それをその区間に対する補正值 α_d とする。

(3) 縮尺模型実験による予測

伝搬条件が複雑な場合の騒音予測の一つの有効な手段であるのが縮尺模型実験である。手間と設備を要するが、近年、音源、模型材料等種々良好なものが見い出されてきており、道路騒音予測においてもかなり用いられるようになってきている。

例えば以上のような予測手法が考え得るが、それぞれに一長一短があり、どの手法を用いるべきかは、現地の条件、必要精度（他項目との精度のバランスを要する）等により適宜選択されるべきものと考えられる。

3. 騒音を評価する場合は中央値であるが、その根拠

JISの騒音レベル測定方法（JIS Z 8731）に、対象騒音が不規則かつ大巾に変動する場合には、騒音レベル中央値をもって表示するとされており、変動の巾は90%レンジの下端および上端で表すとされている（昭和41年8月改正）。したがって、道路交通騒音についても、環境基準要請基準等では、中央値をもって基準値が設定されている。環境基準を設定するにあたっては、一般住宅地域を標準に考え、A地域を中心に以下のように定めている。¹⁾

- (1) 一般住宅地域における夜間の望ましい騒音レベルが40ホン(A)以下とされたのは、住民の睡眠を確保するためである。騒音レベルの測定は屋外で行うこととされているので、建物による遮音効果を約10dBと見積れば、屋外における40ホン(A)は屋内では約30ホン(A)に相当すると推定される。騒音レベルがこの程度であれば睡眠に対する影響はほとんど無視しうると考えられる。
- (2) 昼間における望ましい騒音レベルが50ホン(A)以下とされたのは、屋外での50ホン(A)は屋内では約40ホン(A)と考えられ、このレベル以下であれば、従来の調査研究の実績からみて、生理的、心理的影響、日常生活に対する妨害、住民の苦情などはほとんどあらわれていないことによ

る。

- (3) 朝夕における騒音レベルは、夜間の騒音レベル40ホン(A)と昼間の騒音レベル50ホン(A)の間をとり、45ホン(A)とされた。

交通量の多い道路を対象に調査された結果では、²⁾ 例えば、図-2や図-3に示されるように、中央値が、住民に与える影響と良い対応を示しているのである。表-2は、建設省が行った調査結果であり、これでも、交通量の多い時間帯においては、騒音被害意識と中央値の相関が相対的に良いことが示されている。

すなわち、幹線道路で交通量が多く、騒音レベル変動が比較的少ない場合には、平均的レベルとなる中央値によって十分に被害意識に対応させうると考えられる。

中央値を用いることで問題となるのは、交通量が少ない場合や変動が大きな場合である。ISOではエネルギー平均レベル Leq を基本とした評価が推奨されている他、ヨーロッパ、アメリカでも、この Leq を基本にしたり、80分レンジ上端値 L_{10} 等を基準に設定したりしている。

わが国においても、近年、種々の角度から、この騒音評価量の検討が行われているが、問題の性質上、測定方法も含めて多くの条件を包含した検討が必要であり、評価方法の見直しまでにはなお時間を要するものと考えられる。

<参考文献>

- 1) 関口祐弘：騒音規制の実情と今後の方向，第3回環境情報科学セミナー「騒音」，48年9月。
- 2) 北村音彦，佐々木実：自動車交通騒音の評価方法に関する基礎的研究(10)，日本音響学会誌28巻5号，1972。

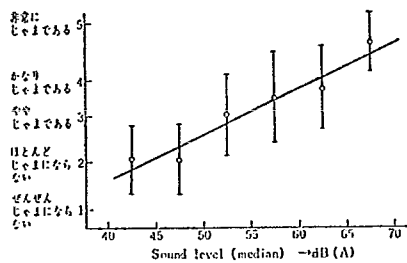


図-2 Speech Interference Level of the traffic noise v.s. the influence on listening to radio and television

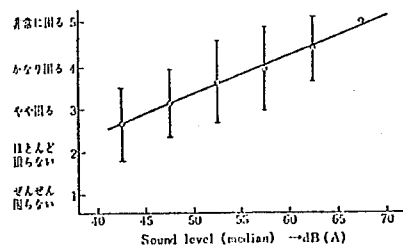


図-3 Sound level of the traffic noise v.s. the influence on reading and thinking about something

表-2 各騒音評価量1時間値(10分間測定)と騒音被害意識との相関

騒音被害意識 騒音評価統計量		多次元尺度 数値化Ⅲ類	一次元尺度	
			騒音の影響	テレビラジオ への影響
15:00	L ₁₀	0.3788	0.3611	0.4020
	L ₅₀	0.4057	0.3940	0.4162
	Leq	0.3780	0.3533	0.4050
	LNP	0.3400	0.2967	0.3827
	TNI	0.3061	0.2832	0.3625
20:00	L ₁₀	0.4479	0.4535	0.4526
	L ₅₀	0.4398	0.4566	0.4123
	Leq	0.4314	0.4496	0.4385
	LNP	0.4016	0.4068	0.4420
	TNI	0.3698	0.3687	0.4315
24:00	L ₁₀	0.3535	0.3552	0.3607
	L ₅₀	0.3642	0.4155	0.2956
	Leq	0.4359	0.4732	0.4185
	LNP	0.4322	0.4542	0.4441
	TNI	0.4066	0.4453	0.4385
5:00	L ₁₀	0.3843	0.4176	0.3617
	L ₅₀	0.3114	0.3578	0.2417
	Leq	0.4002	0.4269	0.3851
	LNP	0.3797	0.3830	0.4114
	TNI	0.2851	0.3045	0.3404
1時間交通 量ピーク時	L ₁₀	0.4071	0.3716	0.4187
	L ₅₀	0.3783	0.3432	0.3780
	Leq	0.3947	0.3600	0.4134
	LNP	0.3844	0.3354	0.4210
	TNI	0.3607	0.3209	0.4162
1時間大型 車交通量ピ ーク時	L ₁₀	0.4178	0.3874	0.4224
	L ₅₀	0.4266	0.4122	0.4143
	Leq	0.4194	0.3986	0.4260
	LNP	0.3886	0.3417	0.4204
	TNI	0.3596	0.3050	0.4175

(交通環境研究室)

道一 3 騒音レベルの評価手法についての研究成果とその利用方法について

(質 問)

現在、自動車騒音の評価方法として、中央値がありますが、これは、交通量の少ない時(1000台/時以下)とか、上下端値の変動巾が考慮されていない面で問題があるようですが、他に L_{eq} 、 TNI 、 L_p と言った種々の評価方法もあり建設省で研究された評価方法がありましたら教えてください。

(日本道路公団)

(回 答)

現在、解析・検討中であるが、以下にその一例を示す。

わが国においては、周知のように、道路交通騒音の評価は、JISの騒音レベル測定法に準拠して、中央値を原則としている。また、その変動性についても、同測定法によって、90%レンジの上下端値で表示している。そこで、この中央値(騒音レベル変動の平均的値を示す)と、変動巾を示す90%レンジをいかに組み合わせれば被害意識とより対応するのかを求めた例が表-1である。¹⁾
 $(L_E = K_1(L_5 - L_{95}) + K_2 \cdot L_{50})$ 。その結果より、被害意識の総合評価に比べ、“テレビ・ラジオへの影響”や“睡眠への影響”等具体事象については、より変動成分の寄与度が高い。ま

表-1 評価量 $L_E [=K_1 \cdot (L_5 - L_{95}) + K_2 \cdot L_{50}]$ における
騒音被害意識と最も相関の良い係数 K_1 、 K_2 (24時間値)

被害意識 係数 対象 サンプル	多次元尺度			一次元尺度 (リッカート尺度)														
	被害意識スコア 数 量 化 Ⅱ 類			騒音の影響 (総合評価)			テレビ・ラジオ への影響			寝つきが悪い			夜中に眠が さめる			朝方が眠が さめる		
	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1	K_1	K_2	K_2/K_1
道路端～120m	2	5	2.50	2	11	5.50	1	1	1.00	2	3	1.50	2	3	1.50	2	3	1.50
道路端～40m	1	3	3.00	3	7	2.33	1	1	1.00	2	3	1.50	1	1	1.00	1	2	2.00
道路端～10m	3	1	0.33	3	2	0.67	6	1	0.17	6	1	0.17	6	1	0.17	5	1	0.20

た、被害意識度の高い道路近傍では、対象サンプルの違いによりも、変動成分の寄与度が特に高い。なお解析中であるが、これまで多く得られている中央値や90%レンジと、 L_{eq} その他の評価量との関係、被害意識との関係等について整理を行っていくことが必要であると考え。

(参考文献)

金安公造、野中 宏、荒木隆雄：道路交通騒音の評価法に関する研究、第33回土木学会年次学術講

道-4 トンネル換気設備のジェットファンの段距離の設定について

(質問)

延長1270mのトンネル(トンネル部 1218m, スノーシールド部 52m)に換気設備として図に示すようなジェットファンの設置を計画している。段階施工の初年度には2台並列×7段(14台)であるが, 最終的には, 2台並列×15段(30台)とする予定である。この場合, ジェットファンの取付間隔が詰まって80mとなるが, 風速分布上支障ないか御教示願いたい。

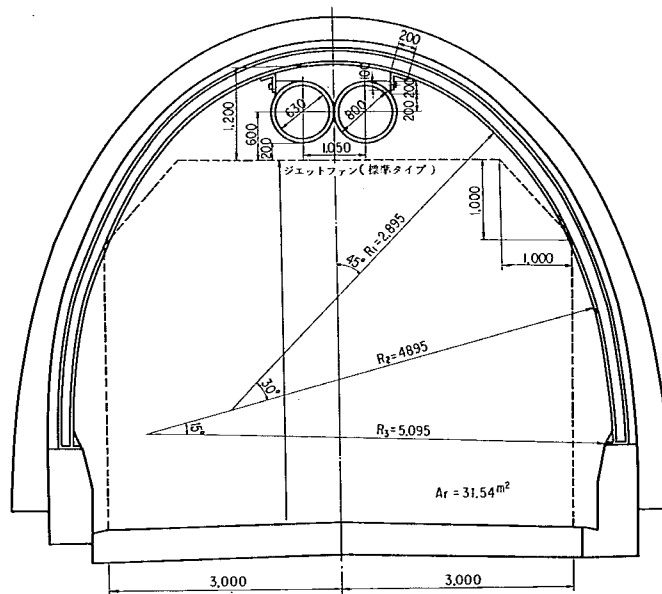


図-A ジェットファン取付図

(高崎工務所)

(回答)

ジェットファンの換気効果は, ジェットファンの噴流による昇圧力によって得られる。噴流のも

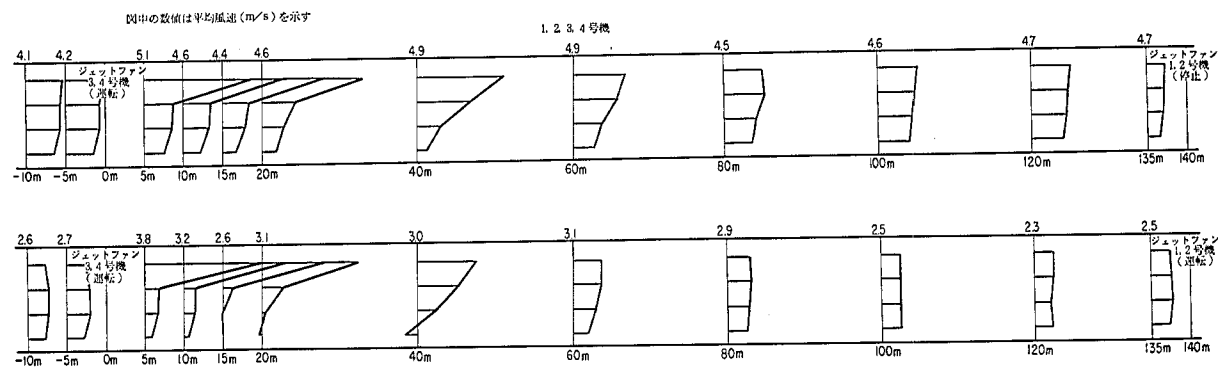


図 - B トンネル内風速分布測定例
($\phi 1030$ ジェットファンの場合)

つ運動量をトンネル内空気柱の静圧の上昇として最大限に変換するためには、ジェットファンから吐出した噴流がトンネル断面全体に、十分かつ一様に広がらなければならない。ジェットファンの取付間隔がこれに必要な距離に満たない場合には、隣接するジェットファンの干渉により十分な昇圧効果が得られないばかりでなく、トンネル下部の汚染空気と天井部の空気の十分な混合が行われないなど、所期の換気効果を発揮することができない。

図はジェットファン前方のトンネル内風速分布を測定した例であり、ジェットファンから遠ざかるに従って断面内の風速分布が様になっていく様子がわかる。ジェットファンの最小取付間隔は、ジェットファンの口径、吐出風速、トンネル断面などによっても異なるが、「道路トンネル便覧」(日本道路協会、50年1月、P268)では、標準的な内径630mmφ、吹出し風速30m/secのジェットファンを馬蹄形トンネル上部の建築限界外に取付する場合に対して「取付間隔は両坑口から100m以上、その内側は70m以上が標準である」としている。質問のトンネルの場合、取付間隔はこの範囲内にあり、風速分布、等の換気効果上特に問題はないと思われる。

なお、当該トンネルはトンネル断面が小さく、ジェットファン設置スペースが十分でないため、ジェットファンが壁面に接近しているが、壁面につけすぎると昇圧効果が若干減殺されるので注意が必要である。

(トンネル研究室)

道一5 PC桁上のEX-Jの補修について

(質問)

既設PC桁(ポステン、プレテン)のEX-Jは、一般にカットオフジョイントを用いているが、補修の段階で破壊原因を調べて見ると桁と樹脂モルタルとの密着性が悪いため樹脂モルタルがハクリして毀れていることが判明した。これの補修方法としてカットオフに替る他の伸縮継手に取り換えたいがPC桁本体のPC鋼線定着部に悪影響を及ぼさないで補修出来る方法。

(横浜国道工事事務所)

(回答)

今回質問の対象となったポステンションPC桁は建設省標準設計に示されたものである。標準設計では無理のない横締めを行うために、最大橋梁幅員は13m、路面横断勾配を取らせるための桁の回転は2%までとしている。路面横断勾配の調整は、桁の回転および、舗装厚の調整を行って処理している。

今回対象としている橋梁は、幅員が17mもある4車線自動車専用道路である。このため、路面横断勾配を桁の回転によって処理すると、横締めによって予想しない偏心モーメントが床版に作用する恐れがあるため、横断勾配を処理するために均しコンクリートを打設している。

最初設置されたカットオフジョイントは、図-1に示すように、この均しコンクリート上に設けられた。7~8年後このカットオフジョイントが破損したため、補修を行なった。このときは、均

しコンクリート上面をチップングした後、カットオフジョイントを設置した。ただし、交通を遮断しないために、2車線のうち1車線を開放し、ジョイント設置作業は夜間に行ない、翌日には交通開放している。施工時期は、3月である。

次に、補修後1年程で、補修した部分の一部に破損が生じたので詳しく調べた結果、カットオフジョイントの樹脂モルタルと、均しコンクリートの間が剥離しているだけでなく、その下の均しコンクリートと床版コンクリートの間にも、剥離が生じていることがわかった。均しコンクリートと

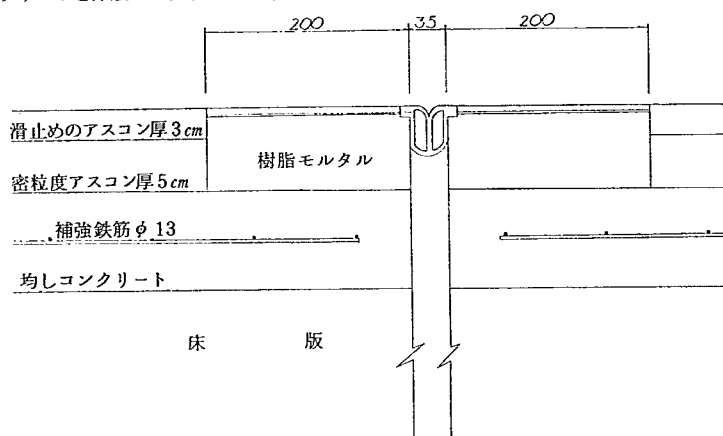


図-1 カットオフジョイント

床版の間に剥離が生じた位置は、ちょうどプレキャスト桁の位置と対応していた。すなわち、均しコンクリートの打設にあたり、プレキャスト桁床版面のチップングは行なっておらず、この面での付着強度は低かった。

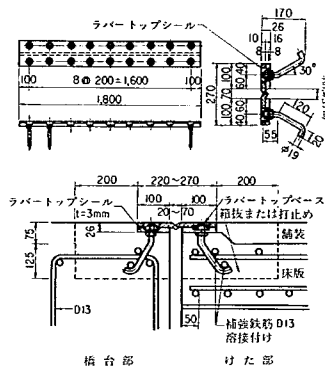
質問は、このような均しコンクリートがある場合に①均しコンクリートをそのままにしてカットオフジョイントを再度設ける。②均しコンクリートまで除去し、床版面をチップングして強度の大きい均しコンクリートを再度打設してカットオフジョイントを設ける。③床版および桁に、強固に取りつけたジョイント構造とする。のいずれの構造を取るかについて、回答を求めたものと思われる。

まず、ジョイントの施工養生が十分行われた場合について考える。①の方法については、すでに打設されている均しコンクリートの強度および打設時の床版面チップング処理方法に問題がある。先に述べたように、標準設計では、今回対象となった橋のように均しコンクリートは打設しないのが原則である。しかし、やむを得ず均しコンクリートを打設した場合、その性質上、かなり薄いものとなること、また、強度を期待しないため低強度のコンクリートが使用されていることなどが指摘されよう。したがって均しコンクリートをそのままにしておく補修時に損傷したジョイント部を撤去する際の衝撃で、均しコンクリートと床版コンクリートの付着が劣下し、その後の補修効果

を相殺してしまうことも考えられる。したがって①の方法は、抜本的な補修方法とは考えられない。

②の方法は、①の方法の欠点をなくしたもので、カットオフジョイントを新しく設置した場合と同等の効果が得られるものと考えられる。

③の方法では、桁と床版を削るなどの作業が必要である。しかしながら、標準設計の床版厚は19～20cmと薄いので、あまり深く削ると床版に損傷を与えることになる。したがって図-2に示すラバートップジョイントなどを補修に適用することはこの場合適用でない。適用できるジョイントの例としては図-3に示すカップリングジョイントが考えられる。カップリングジョイントであれば床版および桁端部のP C鋼棒院着部に悪影響及ぼす心配はほとんどないといえる。この場合にも均しコンクリートは打換えるべきであろう。



道一 6 道路標識の視認性について

(質 問)

- 1 標識の視認性に影響する要因(車速、設置位置、大きさ、色、文字の大きさ、字数、照明の有無等々)と、その定量的な関連度について
- 2 反射シートの種別(封入レンズ型、カプセルレンズ型)による視認性の違いとそれらの経年変化による違いについて
- 3 各道路(標識)管理者の封入レンズ型、カプセルレンズ型の使用基準あるいは使用実態について

(日本道路公団)

(回 答)

道路利用者のうち、とくに自動車の運転者を対象とした道路標識の機能は一般に次に示すとおりであり

① 道路または交通に関する基本的な情報を適切に与える。

② その情報の指示に従って、運転者が安全かつ円滑に行動をとることができるようにする。

前者の機能を果たすためには、まず道路標識が目立ちやすく、運転者が確実にその存在に気づくことが必要であり、この目立ちやすさの程度は一般に道路標識の誘目性または可視性と呼ばれている。また、次には道路標識の表示内容が運転者に正確にかつ容易に読解される必要がある。この性質を、道路標識の判読性と呼び、読み間違えにくいことと判読し易いことの両面から評価することとができ、これら誘目性(可視性)、判読性をまとめて視認性と呼んでいる。

しかし、この視認性が優れていても、その道路標識の交通情報が不適切なものであれば、ドライバーにとってその道路標識は無意味なものであり無いに等しいといえる。特に案内標識については、標識板にいかなる情報をかかげるかは、きわめて重要な問題である。

後者の機能を果たすためには、運転者が道路標識の表示内容を読解し、自分のとるべき行動を判断した地点からその行動(車線変更、減速)を終了しなくてはならない地点までの距離が交通安全面からみて十分保たれていなければならない。この距離が十分でないとドライバーは道路標識の指示に従うために無理な運転をしたり、また、指示どおりに行動ができないなどの道路交通安全および管理上好ましくない現象が発生することになる。表一 1 は道路標識の質的な評価についてとりまとめたものであるが、ここではこれらの観点をふまえた上で、質問に答えたい。なお、道路標識の視認性を評価するにあたり次の指標を用いることとする。

○ 誘目性

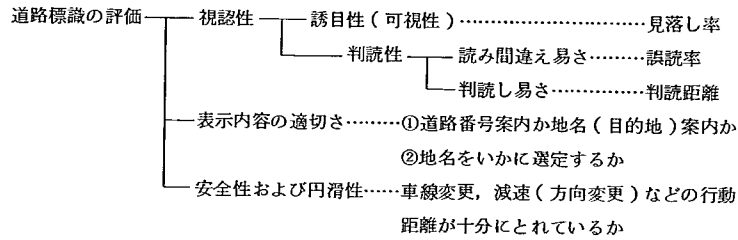
$$\text{見落し率} = \frac{\text{見落し回数}}{\text{通過回数}} \times 100(\%)$$

○ 判読性

$$\text{誤読率(読み間違え易さ)} = \frac{\text{誤読回数}}{\text{判読回数}} \times 100(\%)$$

$$\text{判読距離(判読のし易さ)} = \text{標識から判読地点までの距離}$$

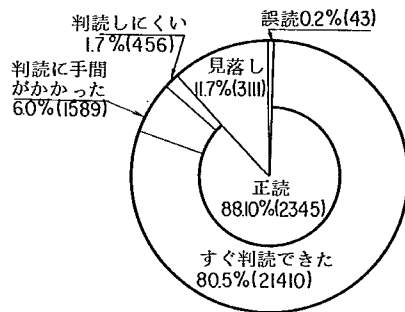
表-1 道路標識の評価



1 標識の視認性とその支配要因

まず, 最近土木研究所が中心となって行った一般道路上の道路標識の視認性走行調査の結果(図-1)について紹介したい。これによると, 昼間で案内標識の見落し率は11.7%, 警戒標識の見

a) 案内標識(中部, 四国)



b) 警戒標識(四国)

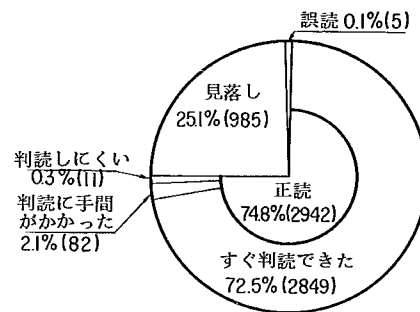


図-1 ドライバーの標識に対する視認結果(昼間)

落し率は, 25.1%であり1/10~1/4の標識が見落されていることがわかる。また, 誤読率は案内標識で0.2%, 警戒標識で0.1%ときわめて小さく問題とならなかった。シンボル化されている警戒標識については正読した者のうちのほとんど(約95%)が「すぐ判読できた」と答えているのが注目される。

見落としの原因は, 図-2に示すとおりで, もっとも多いものはドライバーの不注意に

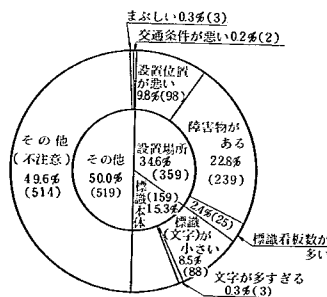


図-2 見落としの原因(昼間, 中部地建)

よるものであったが、設置場所、標識本体によるものもそれぞれ34.6%、15.3%であり、道路標識の設置場所の選定には十分な配慮が望まれる。

図-3は設置方法別に見落し率を示したものであるが、これによれば運転者が自然な姿勢で視認できるオーバーヘッド方式が一番低い値(4.6%)を示した。これに続いてオーバーハング方式、横断歩道橋添加方式が低い見落し率を示しており誘目性が優れているようである。また、比較的標示板の小さい114系統などの標識を設置していることもその一因であろうが信号機、電柱等への添加方式や路側式、分離帯設置方式の見落し率は平均値を上回っており誘目性が低い結果となっている。

図-4は標示板の大きさ(標示板面積)と見落し率の関係を設置方法別に示したものである。標示板が大きくなるほど、見落し率が低くなり、また青地の標識の方が白地に比べ見落し率の低い傾向が認められる。

判読距離に関しては、土木研究所が中心となって地方建設局とともに一般道路(国道)上の道路標識について走行調査を行った結果についてのべることにする。

表-2は、判読距離を被説明変数標識背景、車速、大きさ、文字高などの各種要因を説明要因として数量化分析を行った結果を示したものである。なお、数量化分析は説明要因を道路交通環境に関するもの、標識に関するもの、運転者(被験者)に関するものに分け、それぞれについて行った。

道路交通環境要因の中では、背景、次いで判読時速度などが判読距離に対して規定力が高く、標識要因の中では最小文字高、往復分離状況、車線数、標識の大きさ、道路の種類(単路か交差点付近か)などの規定力が高い結果となった。また、運転者要因の中では年齢、実務運転経験年数の規定力が高いようである。重相関係数については、標識要因をとりあげて分析した場合がもっとも高

中国、四国

設置方法	通過回数	見落し回数	見落し率
			5 10 15 20% 25
オーバーヘッド式	374	17	平均値 (12.0%)
オーバーハング式	6081	355	
横断歩道橋添加式	4825	322	
分離帯式	2415	302	
路側式	7181	1109	
電柱等への添加方式	4020	787	
信号機(電柱)に添加式	1011	204	

(注) 警戒標識は、含まない。

図-3 設置方法による見落し率(昼間)

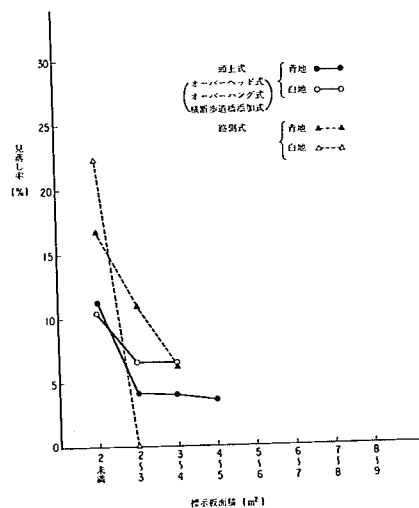
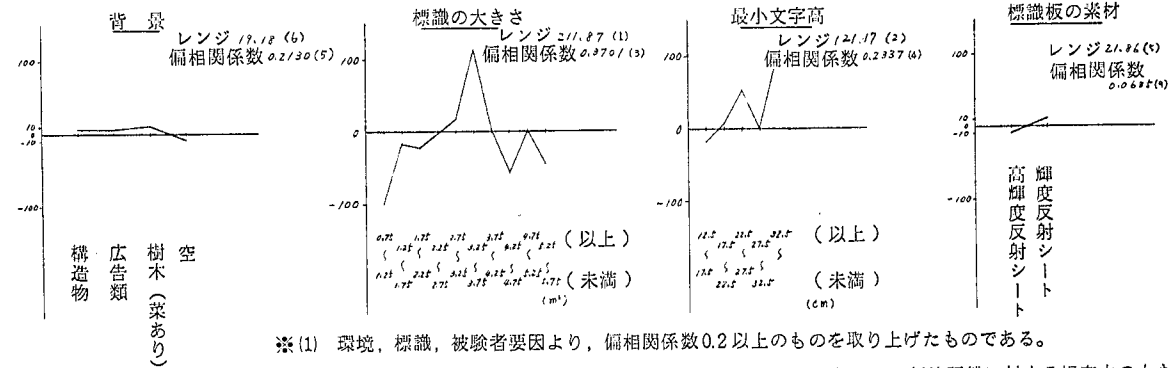


図-4 標示板の大きさと見落し率

判読距離

重相関係数 $R = 0.7541$



※(1) 環境、標識、被験者要因より、偏相関係数0.2以上のものを取り上げたものである。

(2) 被相関係数およびレンジの覧の()内の番号は、それぞれによる判読距離に対する規定力の大きさの順位を表わす。

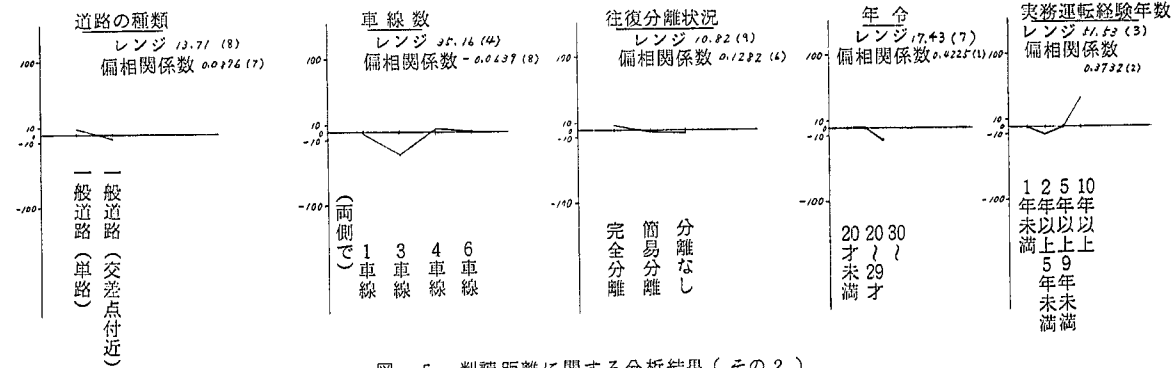


図-5 判読距離に関する分析結果 (その2)

く約0.8を示した。

表-2をもとに、判読距離に対する規定力の高いと考えられる要因のみを抽出し、さらに分析した結果(カテゴリースコア)を図-5に示す。

重相関係数は、0.9541ときわめて高い値を示しており、これらの要因によって判読距離を十分に説明されるものと考えられる。これらの中で、特に判読距離に対する規定力の高い標識の大きさ、最小文字高、運転経験年数などの要因について以下のことがいえる。

- 1) 最小文字高(標識の中でもっとも小さな文字の高さ)が大きくなると判読距離は増大する。文字高と判読距離の定量的な関係については、図-6に示すとおりである。
- 2) 標識の大きさ(標示板面積)については、約3.5㎡までは、値が大きくなるほど判読距離の増大する傾向が認められるが、3.5㎡以上になると逆に判読距離が減少する。これは、標示板がある面積までは文字高に比例して大きくなるが、その後は文字高は大きくならず文字数、矢印などの情報量が増加するのみで、かえって判読を困難していることによるものと思われる。

- 3) 運転経験年数については、10年以上の運転経験をもつ運転者において判読距離の長い傾向が認められる。運転経験の豊富な者は、標識の視認判読に対しても無駄なく適切におこなわれるためこのような結果になったのであろう。

標識の視認性というものは一つの要因から一意的に決められるものではなく、様々な要因が組み合わさってはじめてあらわれてくる性質である。ここでは、そのような観点から視認性に影響の大きいと思われる要因が何であるかということを中心に分析した結果をのべたため、定量的な関連度を示すに至らなかったが、今後は更にデータを蓄積し、分析して判読距離の予測式を提案したい。

表-2 判読距離に関する分析結果(その1)

要因名	判読距離	重相関係数	要因名	判読距離	重相関係数
判読速度	0.172(2)		標識の大きさ	0.254(3)	
判読時走行速度	0.123(4)		標識の方法	0.182(7)	
大	0.098(5)		文字	0.181(6)	
光の方法	0.083(6)	R=0.3741	最小文字高	0.459(1)	
背	0.264(1)		標識板の面積	0.210(8)	
障害物	0.109(4)		道路の幅	0.234(5)	
走行車線方向状況	0.057(7)		車線	0.259(2)	
両車線方向状況	0.024(8)		注視状況	0.297(9)	
			路面形状	0.085(5)	
			路面形状	0.180(5)	

(注) 判読距離の長()内の番号は、判読距離に対する規定力の大きさの順位を示す。

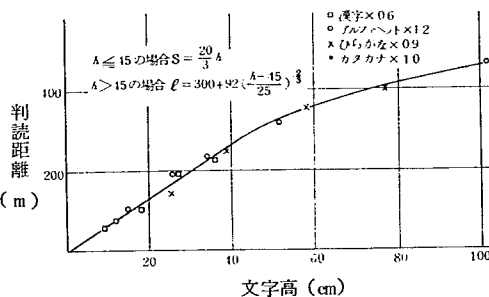


図-6 文字高と判読距離
(昼間低視力者、白地黒文字、徒歩)

2 反射シートによる視認性の差異

反射シートには封入レンズ型（普通輝度反射材）とカプセルレンズ型（高輝度反射材）があり、標識の文字、矢印、および地にこれらの反射シートをどのように組み合わせて使用するかによって視認性に差異を生じてくる。

図-7は、案内標識の文字と地に封入レンズ型、カプセルレンズ型、カル（無反射材）を組み合わせて使用し、そのときの判読距離を観測した結果である。対象とした標識のデザインは「ランドル氏環」であり、環の大きさは30cmとした。

これによれば、青地白文字の標識の場合は、カプセルレンズ型を地、カプセルレンズ型を環に使用したもの（以下「高-高」と略す。）、「輝-高」、「カル-輝」の判読距離が長く（150m以上）、判読性に優れているようである。また、「高-カル」、「輝-カル」、「カル-カル」の組合せの判読性は悪く、先に述べた三者の判読距離の1/2～1/3の値を示している。白地青文字の場合は、「高-輝」、「高-カル」の判読距離が長く（150m以上）、判読性に優れているが、「カル-高」、「カル-輝」、「カル-カル」の判読性はよくない。青地白文字の場合に判読性の優れている「カル-輝」は、地が無反射であるため目立ちやすさ（誘目性）の点ではあまり好ましいとはいえない。

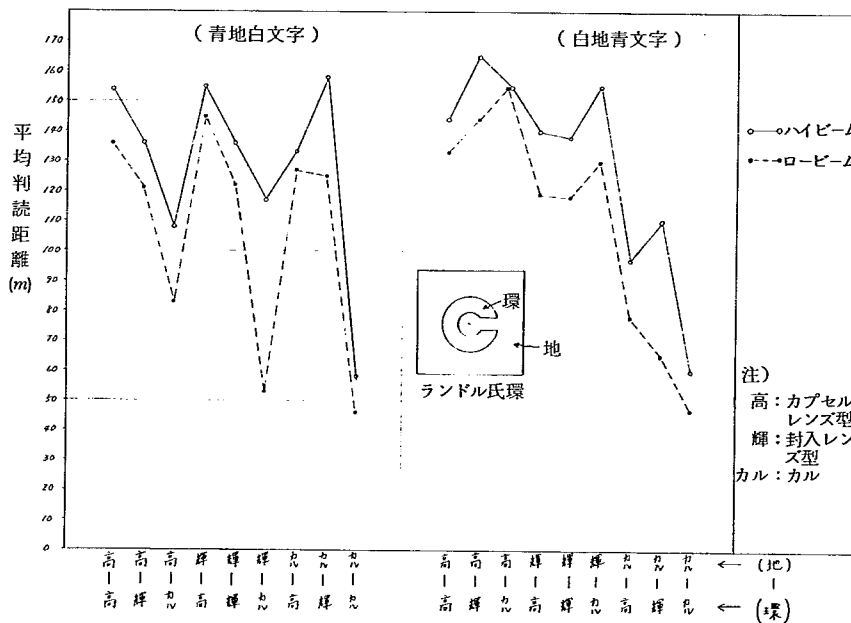


図-7 反射シートの組合せと判読距離（ランドル氏環）

どの組合せを用いるのが最適であるかは、視認性の観点からだけでは決定できないため、反射シートの種別による反射性能の経年変化を把握しておく必要があるが、これについては公的機関による資料が見当たらないので、今後の検討課題としたい。

3 反射シートの使用基準および使用実態

反射シートの統一的な使用基準はなく、その使用にあたっては現場技術者の判断にまかされている場合が多い。したがって、使用実態についても把握しにくい状況であり、今後の標識調査、標識台帳の整備などを待たなければならない。

しかし、最近になって四国地方建設局のように反射シートの使用区分を設定し（表-3）、その統一化を図ろうとする動きがある。土木研究所においてもこのような要請にこたえて、統一的な基準をつくるべく調査検討を行っている。

表-3 標識板の反射シートの使用区分（四国地方建設局）

反射シート	封入レンズ型（普通反射）	カプセルレンズ型（高輝度）
使用区分	規制標識の全部 案内標識のうち交差点附近に設置するものを除く	警戒標識全部 交差点附近に設置する案内標識 国道番号

（交通安全研究室）

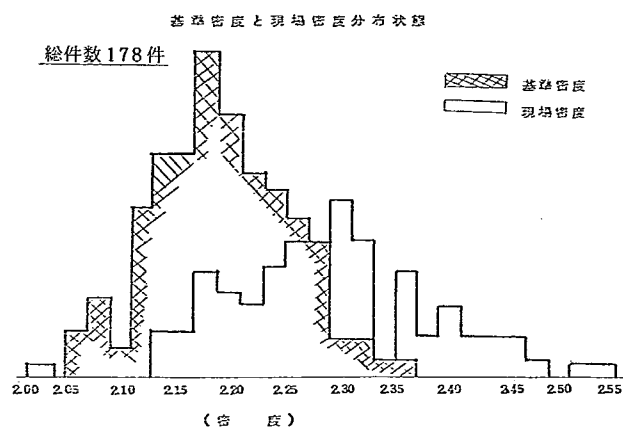
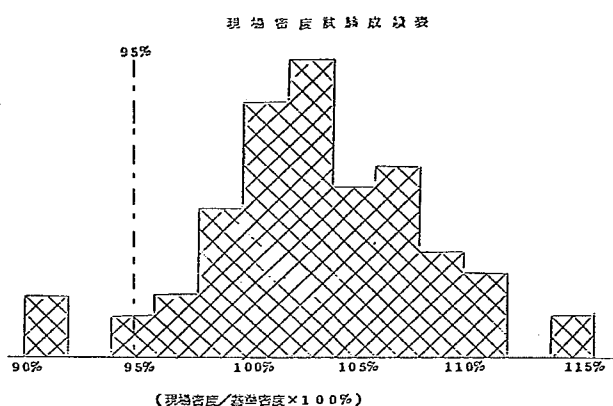
道-7 ○路盤工における最大乾燥密度と現場密度の関係について

○路盤材料における塑性指数について

（質問）

- 1 品質管理基準による路盤工現場密度は $\bar{X}10$ において、その最大乾燥密度に対し95%以上としているが別紙資料の如くそのほとんどが97%~110%となり不合格は極めて少ない。しかしこの試験方法にも次の様な問題点がありこれにかわる現場チェック方法がないものか。
 - ア) 室内試験（最大乾燥密度）と現場密度との締固め方法の差異から生れる相関性について
 - イ) 碎石路盤であるための精度について
 - ウ) 碎石路盤であるため現場チェックの試験としては時間もかかり困難
- 2 ア) 路盤材料（碎石、砂）における塑性指数は品質管理項目として取上げているか。他都県ではどの様に行っているか。

- イ) 液性限界試験において試料の大半が25回落下点で黄銅皿上をすべる現象をみるのであるがこの場合はNPとして処理してよいのか。
- ウ) 道路用碎石の塑性指数についてJIS A 5001ではNPでなければならないとしてあるが舗装要項では上層路盤材料は4以下、下層路盤材は6以下とありこの関係はどう解釈したらよいのか。



(茨城県土木試験所)

(回 答)

1 - (ア) について

締固め方法には載荷方法により次の方法がある。

- (1) 衝撃的荷重による方法
- (2) 静的荷重による方法
- (3) 半動的荷重による方法
- (4) 振動による方法

最大乾燥密度を求めるための供試体は(1)の方法で作成され、転圧機械による締固めは(3)の方法に近いと考えられている。(1)の方法と他の方法との関連づけは複雑で定説がなく、それらの間の関係を探求することは実用的にはあまり利点はないと思われる。⁽¹⁾したがって所定の現場密度を得るためには図-1等を参考として試験施工を行い、転圧回数を決定するのが一般的である。

締固めの状態を確認するための補助手段としては、沈下量の測定を行い、沈下量と転圧回数が一定の関係にあることを利用すると便利である。

しかしながら特に(1)の方法と(3)の方法の関係が必要である場合は、乾燥密度と締固め仕事量の対数が近似的に直線関係にある事を利用して、図-1から図-2を作成する。同様に突固め供試体についても突固め回数を変化させて、図を作成し両者を関係づければ良い。

1 - (イ) について

突砂法は表-1に示すとおり汎用性があり実用的な方法である。しかし路盤においては粗骨材を含むため試験孔の面が凹凸になり、そのため測定精度が悪くなる場合がある。また現場密度は地点が異なれば違うのが当然であり、その場合測定値のバラつきが測定誤差によるものであるか現場密度のバラつきによるものであるかを見きわめることはむづかしい。

アスファルト舗装要綱においては碎石路盤の場合の現場密度のバラつきを工事の実態等より測定誤差も含めて最大乾燥密度の2%程度と考えている。したがって異常な測定値に対しては範囲を利用した棄却検定等を行い、その後のバラつきが2%以内になるように品質管理を行えばよい。

アスファルト舗装要綱の検査方式について述べると碎石路盤の締固め度の場合、各数値は次の

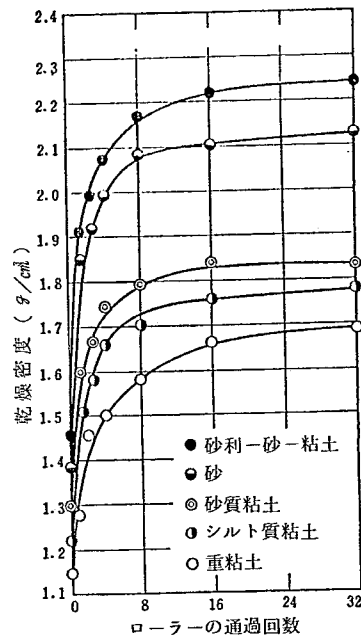


図-1 8tマカダム・ローラーの通過回数と乾燥密度との関係(RRL)

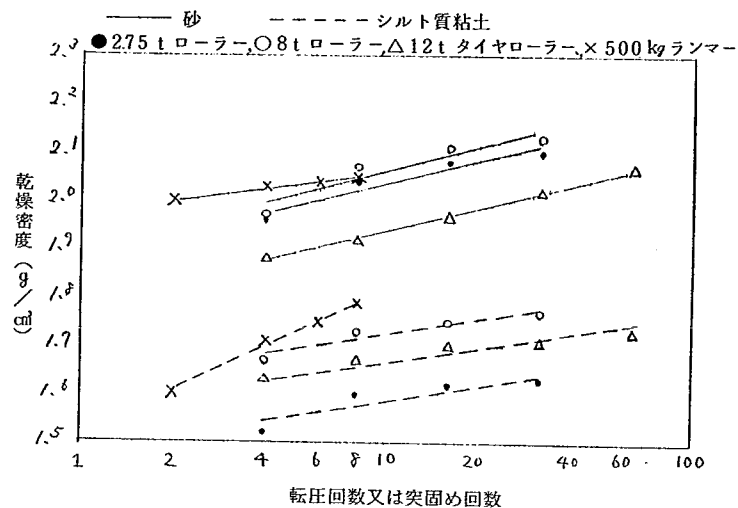


図-2 転圧回数および突固め回数と乾燥密度の関係

表-1 現場密度測定別による特性
(日本道路公団試験所報告 名神高速道路局 P. 2-292 昭39より)

測定法	利 点	欠 点
注 砂 法 (JISと改訂法)		測定値が一般に大きめに出る。ばらつきがやや大きい。
突 砂 法 (鋪装要綱法)	すべての土質、含水条件に適用でき、測定値の正確さ、ばらつきは実用上許容し得る範囲内である。 注砂法に比べ器具が簡単である。	砂質土で含水比が高い場合、すなわちW90付近では、測定値が約10%大き目に出るので適用できない。突棒で穴の底を突かないよう、穴をなるべく円筒型に掘る注意がいる。
バルーン法 (ポリウム) メジャー法	乾砂を必要とせず、測定法としては最も簡便である。	測定値が5~10%低目に出る。ただし、粘土、粘土砂まじり土では5%大き目に出るなど、正確さに欠ける。測定値のばらつきが大きい。
コアカット法	乾砂を必要とせず、測定法としては簡便、粘土を除いては(比較的硬い粘土)蹴さえなければ、測定値の正確さは良く、ばらつきも少ない。	礫まじり土(+0.8mm以上)には使えない。粘土では測定値がやや大きく出過ぎる。

とおりである。(5)

S_L : 93% (下限規格値)

σ : 2.0% (標準偏差の目標値)

P_0 : 7% (合格させたいロットの不良率の上限)

P_1 : 30% (不合格としたいロットの不良率の下限)

α : 5% (生産者危険率)

β : 10% (消費者危険率)

したがってこれらの関係より試料数は10個必要でありその合格判定値 $\bar{X}_{10}$ は

$$\begin{aligned}\bar{X}_{10} &= (S_L + K_{P1} \cdot \sigma) + K_P \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \\ &= (93 + 0.526 \times 2.0) + 1.282 \times \frac{2.0}{\sqrt{10}} \\ &= 95\%\end{aligned}$$

となる。しかしながら望ましいロットは不良率(下限規格値を下回る試料の割合)が7%以下のロットであり、その場合の締固め度 m_0 は

$$\begin{aligned}m_0 &= S_L + K_{P0} \cdot \sigma \\ &= 93 + 1.476 \times 2.0 \\ &= 96\%\end{aligned}$$

が要求される。この場合ロットの締固め度の標準偏差が2.0%程度であることが必要である。

実際の舗装工事について検討した結果を以下に述べる。図-3、図-4、図-5は昭和50

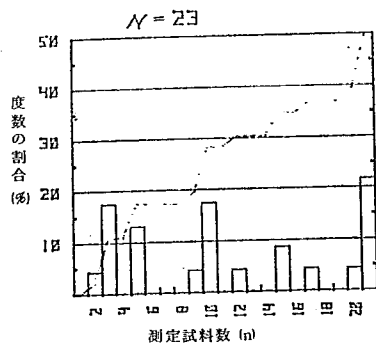


図-3 測定試料数と度数の割合

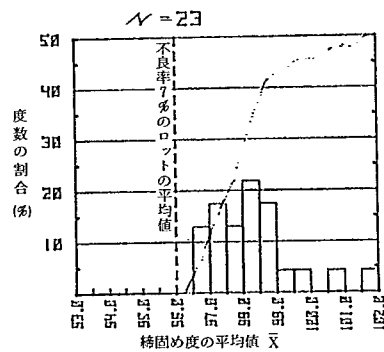


図-4 締固め度の平均値と度数の割合

年度に北海道開発局，建設省，および各県によって施工された表層，基層の加熱アスファルト混合物の総量が3,000～10,000トンの舗装工事39件のうち，粒調碎石路盤を採用した23件の工事の締固め度の試料数 n ，平均値 $\bar{X}$ ，および不偏分散の平方根 $\sqrt{V}$ のヒストグラムである。 $\bar{X}$ は23件の工事全部が不良率7%のロットの平均値 $m_0 = 9.6\%$ を満足しているが， $\sqrt{V}$ は4件の工事が標準偏差の目標値 $\sigma = 2.0\%$ からはずれている。23件の工事のうち n が6以上の15件について最小測定値， $\bar{X}$ の95%信頼区間および最大測定値を図示したものが図-6である。図-7は最小測定値および $\bar{X}$ の95%信頼区間の下限の累計曲線である。また同様に図-8は標準偏差の95%信頼区間を図示したものであり，図-9はその上限の異計曲線である。これらの図より標準偏差の95%信頼区間が2%を満足し， $\bar{X}$ が9.7～9.8%以上であればロットの不良率は7%を十分満足しているものと考えられる。このバラつきの程度は表層および基層のコア密度のバラつきの程度と同程度である。

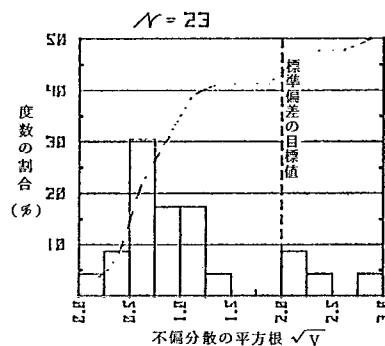


図-5 $\sqrt{V}$ と度数の割合

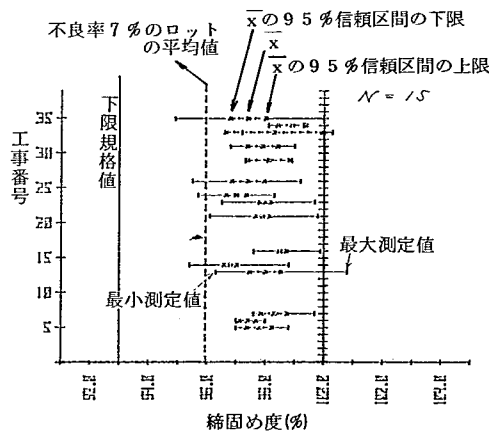


図-6 締固め度の平均値の95%信頼区間と最大および最小測定値

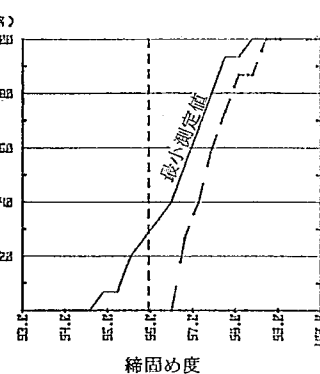


図-7 締固め度の平均値の95%信頼区間の下限および最小測定値の累計曲線

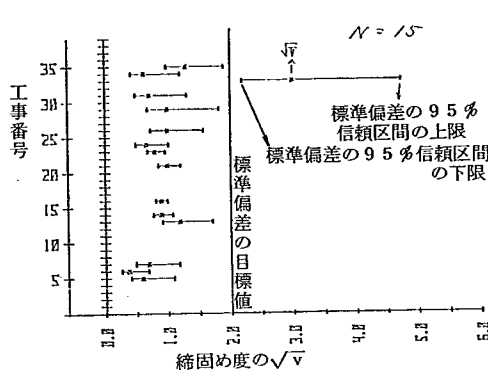


図-8 締固め度の $\sqrt{V}$ の 95% 信頼区間

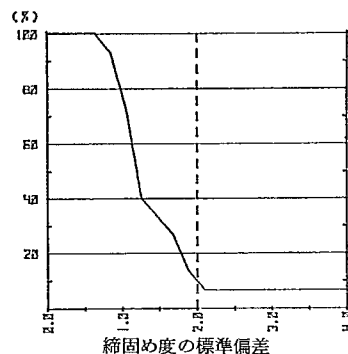


図-9 $\sqrt{V}$ の 95% 信頼区間の上限の累計曲線

表-2 細粒材の多少と粒状材料の性質

細粒材の多少	ない場合	十分な場合	多すぎる場合
締め固めの難易	困難	容易	困難
密度の大小	小	大	小
透水性の有無	透水性大	透水性小	不透水性
凍上の危険性	なし	危険性あり	危険性大
含水量による安定性の変化	含水量に無関係	変化する	大きく変化する

1-(ウ)について

現在の砂置換法に代わる締固め度のチェック方法として(1)締固めた土の強度特性を測定して判断する方法、(2)現在の測定法の改良が考えられる。(1)の方法ではドイツで実施されている平板載荷試験を利用した方法がある。この方法は同一箇所でも2回試験を行い、試験結果より求める地盤の弾性係数 E_1 と E_2 (または支持力係数 K_1 と K_2)の比が一定値以下となることを規定する方法である。(図-10)⁽⁶⁾(2)の方法ではラジオアイソトープを利用した方法がある。(図-11)⁽⁹⁾この方法は非破壊測定で測定時間が短く、個人差がない等の長所がある反面、計器が比較的高価であり、法律(放射能関係)による取扱い規制がある等の問題点も有している。関東ロ

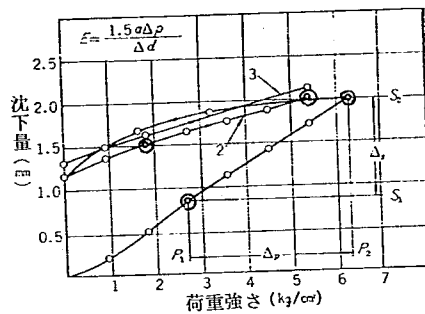


図-10 2回載荷の例

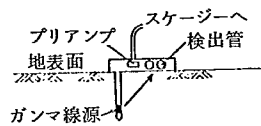


図-11 表面型密度計(透過型)

ーム等の細粒度に対しては良い結果を示しているが、レキまじりの土質に対しては図-12⁽⁸⁾に示すように従来の方法との間に偏りが見られ、今後さらに検討が必要とされる。

2-(ア)について

青森、宮城、埼玉、東京、新潟、愛知、兵庫、鳥取の1都7県に問い合わせた結果、ほとんどアスファルト舗装要綱と同じ方法であったが、頻度については施工面積500~1,000m²に1回実施している県が3県あった。

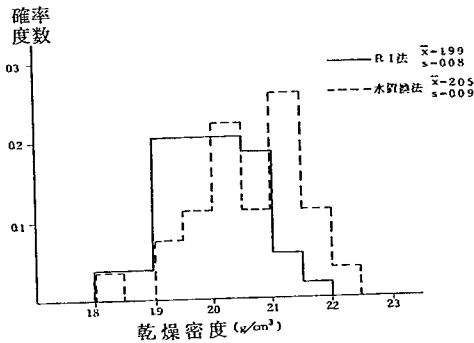


図-12

2-(イ)について

液性限界をLL、塑性限界をPLとすると、現行の土質試験法では次のような場合NPと報告することになっている。

- (1) LL, またはPLが求められない場合
- (2) PLがLLと等しいかまたは大きい場合

そしてLLを求める方法は落下回数35~25回のもの2個、25~10回のもの2個の結果から内そう法によって求める事になっている。したがってこの考え方によればこの場合はNPと考えられる。しかしこの試験法は人為的な要素が入りやすい試験法であるから再度実施するとともに次のような方法でLLを推定する事も一つの方法であろう。

- (1) 試料が初めて 1.5 cm 以上合流した落下回数を所定の落下回数と見なす。
- (2) 落下回数 25 回以下の試験を多数行い、外そう法によって LL を求める。
- (3) PI が粘土分含有量に比例することを利用したり一定法やコーン法⁽²⁾によって LL を求める。(図-13)

2-(ウ)について

舗装要綱優先である。粒状材料の諸性質は細粒分、特に 0.074 mm 通過量の量と質によって支配される。(表-2)¹¹ したがって 0.074 mm 通過量は締固めができる範囲でできるだけ少ないことが望ましい。塑性指数 PI は粘土分の含有量に比例するから、0.074 mm 通過量が少くなれば PI も小さくなるが必ずしも NP になるとは限らない。よって過去の経験等により現在の規格値が定められたものである。(図-14、図-15)

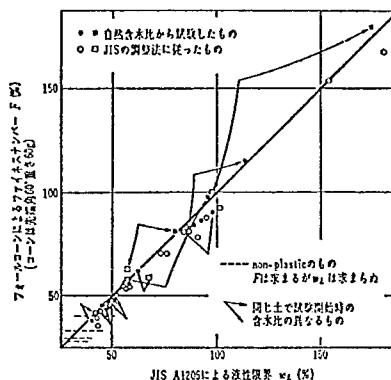


図-13 ファイネスナンバーと液性限界との関係(箭内寛治²⁷⁾による)

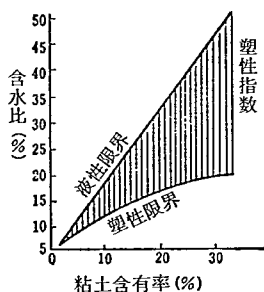


図-14

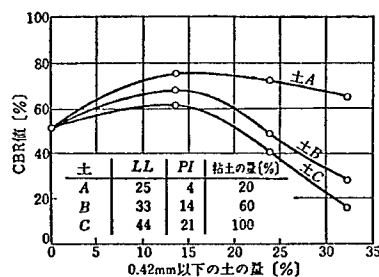


図-15 CBR値に及ぼす土の量と塑性との影響(Deklotz)

(参考文献)

- (1) 久野悟郎「土の締固め」技報堂
- (2) 土質工学会「土質試験法」
- (3) RRL「Soil Mechanics for Road Engineers」 HMSO 1952

- (4) 吉本彰「道路工学・舗装編」学献社
- (5) 遠藤、齊藤「道路舗装の品質管理」鹿島出版会
- (6) 松野、南雲他「アスファルト舗装に関する試験」建設図書
- (7) 土質工学会R I 利用法研究委員会「砂置換法(JISA1214)および表面型ガンマー線密度計・中性子水分計の精度評価(その1)、(その2)」土と基礎1972-12, 1973-1.
- (8) 土木研究所施工研究室「礫混り土の盛土施工管理」土木研究所資料第1040号S50.6
- (9) 嶋津晃臣「現場計測(22)——R Iによる土の現場密度・含水量の測定」土木技術資料1974-1
- (10) 山本、水品「道路施工管理用密度計水分計に関する研究(その1)」土と基礎1968-1
- (11) 松野、養王田他「道路舗装の設計」山海堂

(舗装研究室)

道-8 添加剤アスファルトの効用と注意点について

(質 問)

最近、耐摩耗、耐流動用として添加剤入(ゴム系、樹脂系〔プレミックス、ラテックス〕等)アスファルト合材を使用する例が多くなって来ているが、下記の点について御教示願いたい。

1. 交通荷重(量)、地域区分、混合物種類と添加剤アスファルト合材選定方法について……(構造設計方法)
2. 配合設計の方法について
3. 品質(出来形)管理での添加剤の量、物性を判別出来る方法が有るのか、又追加試験で必要なものが有るでしょうか。

(神奈川県)

(回 答)

1. 交通荷重(量)、地域区分、混合物種類と添加剤アスファルト合成選定方法

混合物を交通荷重及び地域区分によって使い分ける方法については、図-1が参考になろう。特に耐流動性耐摩耗性を必要とする場合は、ホイールトラッキング試験、ラベリング試験の結果に応じて改質アスファルトを用いるなどすればよい。改質アスファルトの主なものとして次のようなものがある。

(イ) セミブローンアスファルト

ストレートアスファルトの感温性を改善し、同時に60℃の粘度を高めたアスファルトで、AC-140の名称のものが製造されている。重交通道路の流動対策個所に用いた際の試験結果を図-2に示す。動的安定度(DS)は大部分が2000回/mmを上回っており、耐流動性が期待できる。しかしこのアスファルトには低温域のひびわれに問題を生ずる場合もあるので、粘度比(TFO後の60℃粘度/TFO前の60℃粘度)などの品質管理に注意する必要がある。

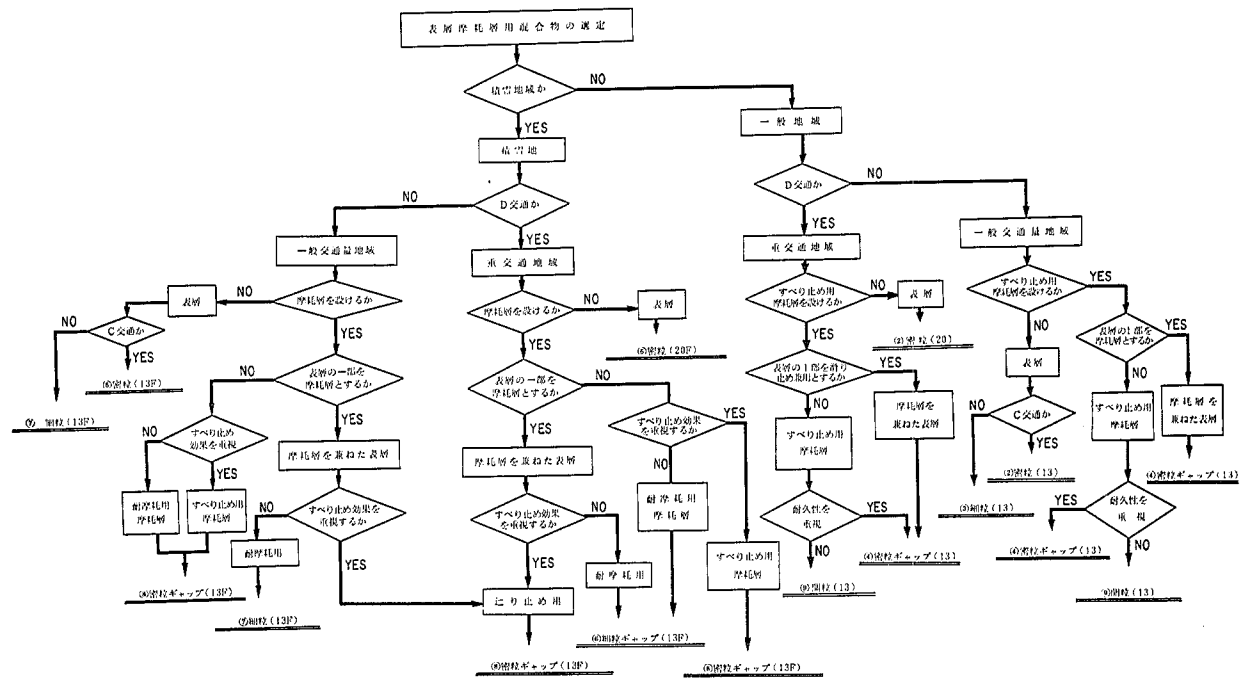


図-1 アスファルト混合物種類の選定方法例¹⁾

る。

(d) ゴム入りアスファルト

タフネス、テナシテイの増加に重点を置いた改質アスファルトで、ゴムは天然ゴム(NR) スチレンブタジエンゴム(SBR) のラテックスまたは、そのアスターバッチが使用されている。

岡部試験舗装の結果によれば、ゴム入りアスファルト区間の流動はストアス区間の $1/2 \sim 1/3$ 程度であり、その効果がうかがえる。しかし宮野木試験舗装の結果では、

ゴム入りアスファルト区間は路面のたわみ量を小さく保つのに効果があり、密粒度アスコンの場合が顕著であるという結論を得ているが、流動に対する効果は明らかでない。このようにゴムアスの効果は使用される場所によってその評価が一樣ではない。この原因としては、ゴム入りアスファルトの種類が多様であることがあげられる。このためアスファルト舗装要綱では材料規格を定め、一定の品質のものを使用することに改善された。

SBRの他に、本四特別委員会ではクロロブレンラバー(CR)入りのゴム入りアスファルトを試作検討した。(図-3参照) 温度-粘度曲線から得られる混合温度、締固め温度は前述のゴム入りアスファルトと近似しており通常の施工方法で施工可能な材料である。この改質アスファルトは本四舗装基準(案)に採択され、長浦試験舗装、新二子橋、千住新橋に使用されている。

(e) 熱可塑性樹脂入りアスファルト

アスファルトにEthylene Vinyl Acetate(EVA), Ethylene Ethyle Acrylate(E E A) など、熱可塑性樹脂を混入したもので、耐流動性、耐摩耗性等を改良したものである。本四特別委員会で検討した結果を図-4~5に示す。EVA, E E Aとも添加によって伸度が低下するため、タフネス、テナシテイ測定時の短延伸時に破断が起り、みかけのタフネスが小さい値を示す傾向にある。このことから低温時のひびわれに問題が残っている。

(f) ゴム、樹脂入りアスファルト

アスファルトにSBR, NRなどのゴムと、EVA, E E Aなどを複合して混入したもので、熱可塑性樹脂入りアスファルトの低温伸度、付着性をゴムを添加することによって改善したも

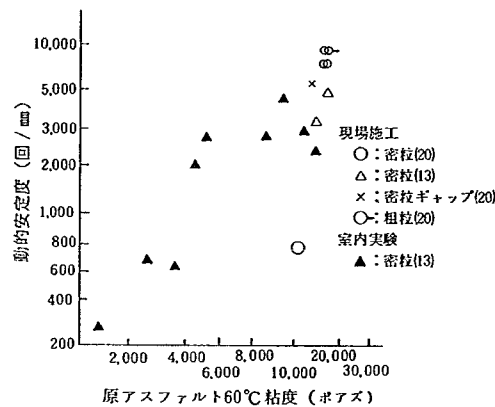


図-2 アスファルトの60℃粘度と混合物の動的安定度

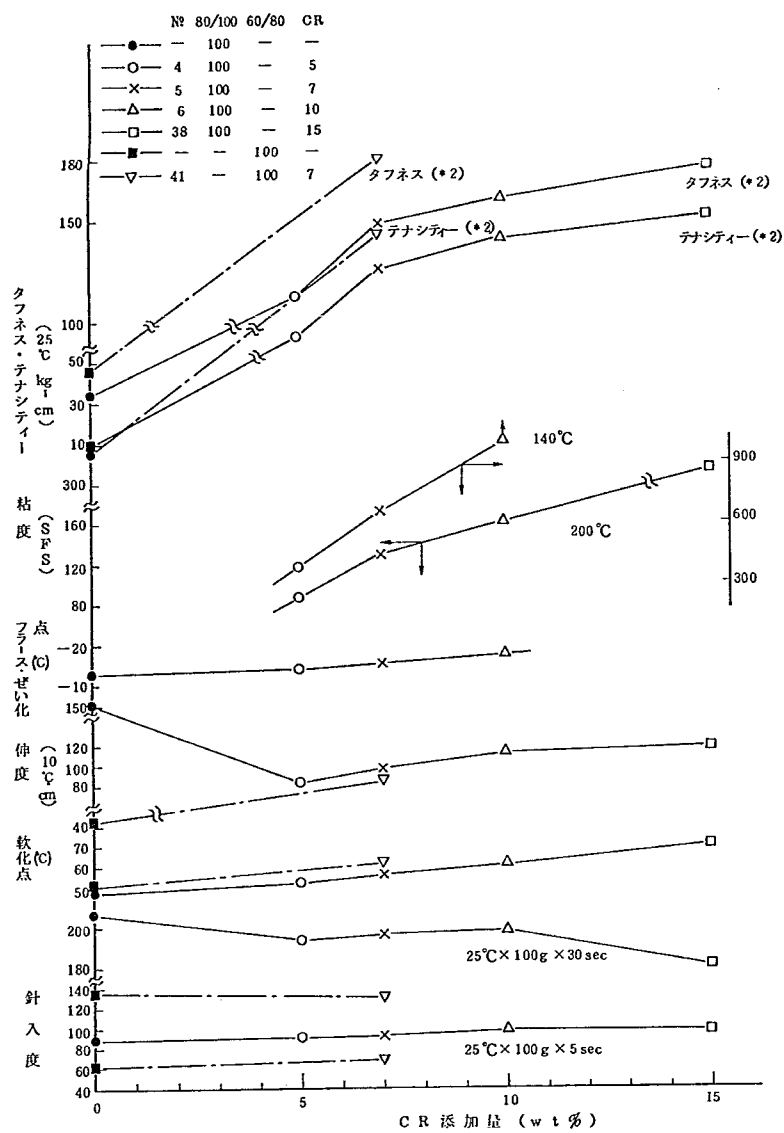


図-3 CR 添加効果

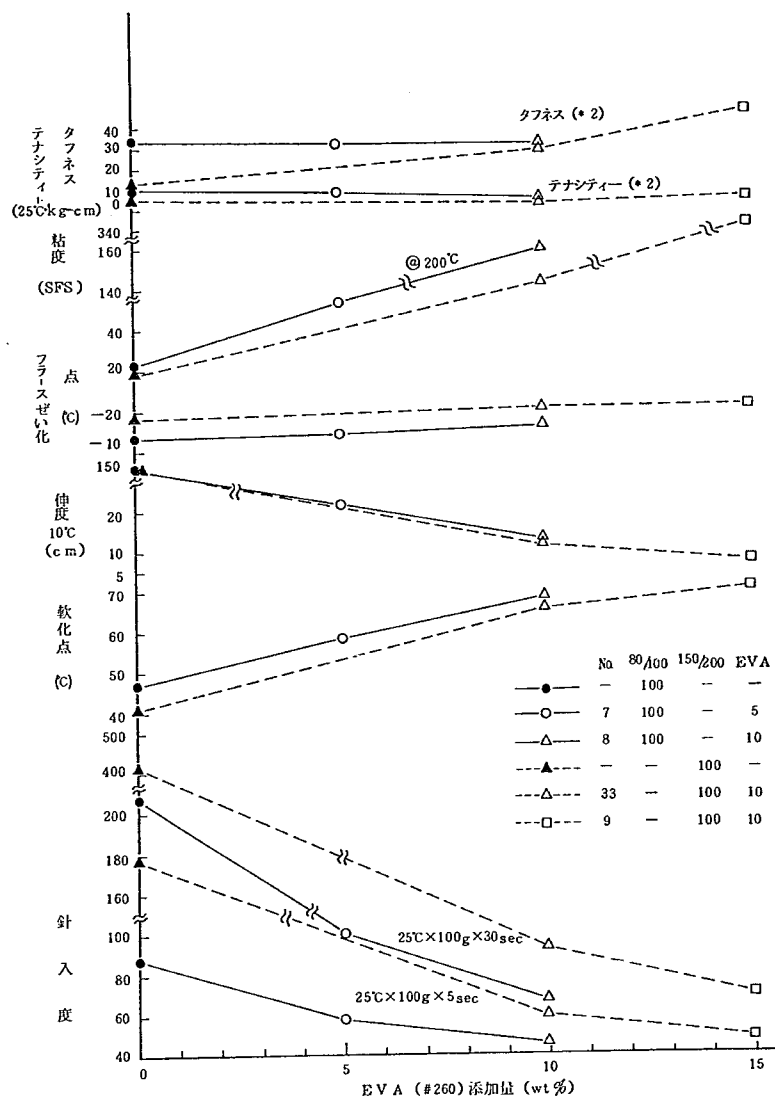


図-4 EVA 添加効果

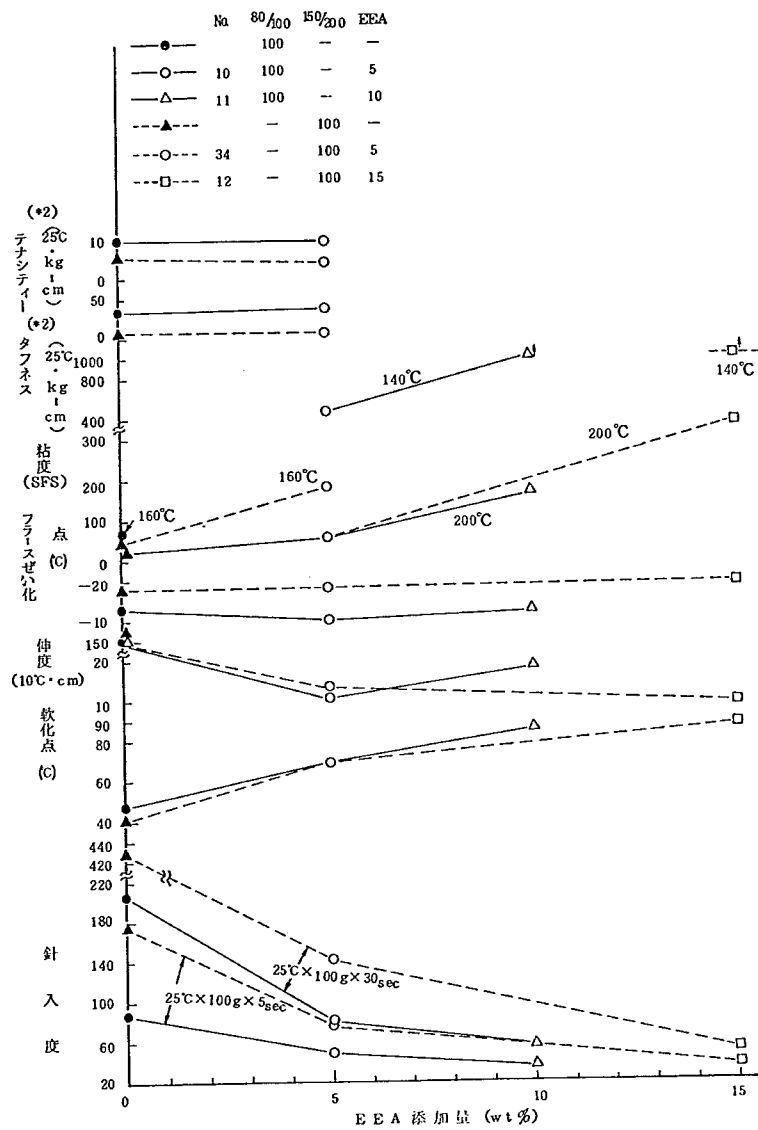


図 - 5 EEA 添加効果

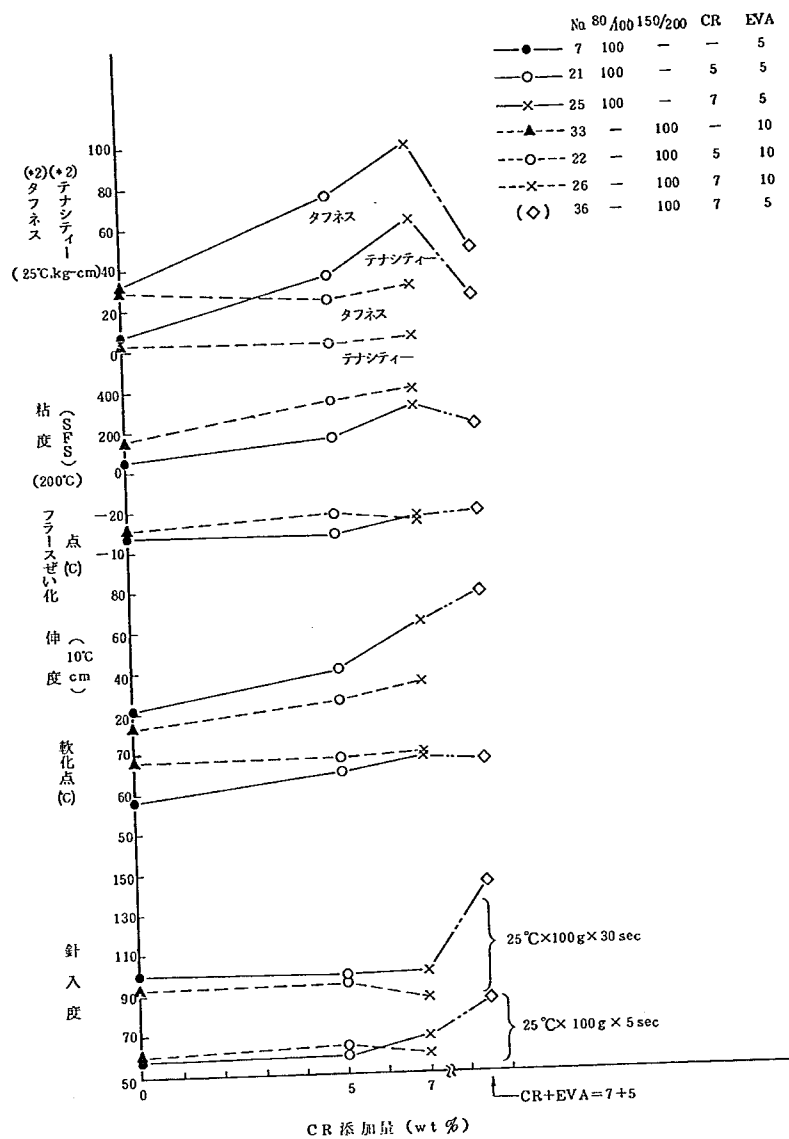


図-6 CR+EVA 添加効果

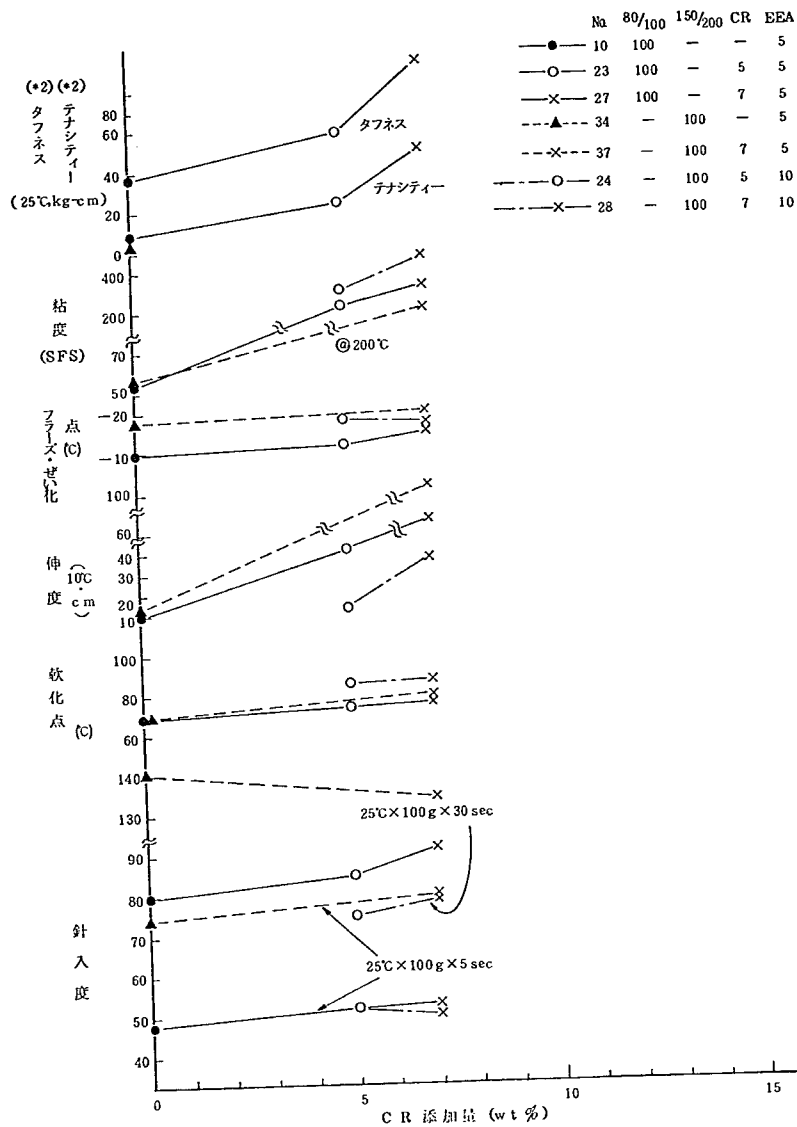


図-7 CR+EEA 添加効果

のである。(図-6~7参照)

(4) エポキシアスファルト

熱硬化性のエポキシ樹脂をアスファルトで変成したものである。一般に主剤と硬化剤の2液型として使用される。土研で実施した鋼床版舗装のくり返し曲げ試験結果(図-8参照)ではグースアスファルトや改質アスコンよりも同一載荷重における疲労抵抗性が良好である。米国では、橋面舗装に用いられ、(San Mateo Hayward橋(鋼床版)Oakland Bay橋(コンクリート橋))成功している。

しかし国内の施工例(国道16号、千葉県長浦地区に実施した橋面舗装に関する長浦試験舗装昭和51年3月)では、必ずしも良好な結果が得られていない。

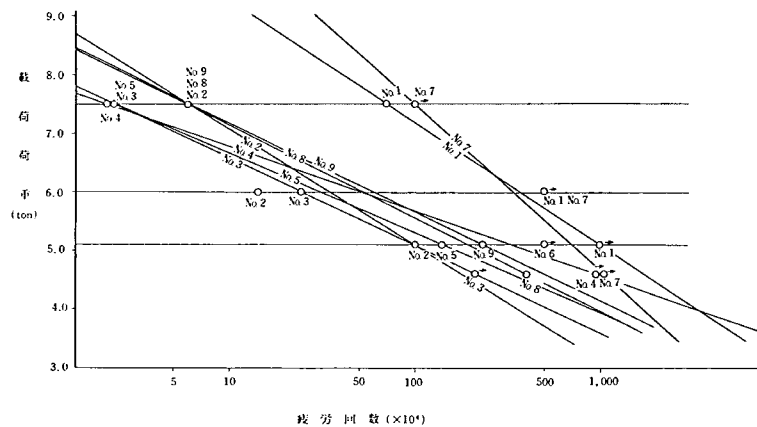


図-8 疲労曲線

2. 配合設計方法

耐流動、耐摩耗性を図る混合物の配合設計方法は、アスファルト舗装要綱の5-3配合設計および7-3-1耐流動対策、7-3-3耐摩耗対策の項を参考に決める必要がある。

耐流動性混合物では、 A_s 量が重要な要因になる。配合設計には、75回突き固めによるのが適切であるということから、その基準を示している。また50年版要綱まではアスファルト量の共通範囲は空げき率によって上限値を飽和度によって下限値を規制されやすかった。しかし流動に問題のある個所での空げき率は2~3%、飽和度は85~90%に達しているなどの事実から飽和度と空げき率の範囲に修正を加えている。

さらに幕張試験舗装の観測結果などから、ホイールトラッキング試験は混合物の流動性状の予測にかなり有用であることが確められ、評価特性値の動的安定度(Dynamic Stability)

の目標値は1500回/mmとしている。尚、施工に関連する問題であるが、舗装が供用されてから比較的初期に現われる圧密+塑性変形による流動は混合物の初期空げき率と密接な関連があり、初期空げき率の高い混合物は流動抵抗性に劣る傾向があるので、十分な締固めによって骨材の組み合わせを高度に発現させることが流動防止の基本原則である。

耐摩耗性混合物では、北海道開発局、東北地建、北陸地建での研究成果をとり入れている。このうち配合設計方法に関係するものを列記すると次のようになる。

- (イ) アスファルトモルタルの場合にはできるだけD/Aを大きくとり、安定度が最大になるように配合を決めれば、同時にすりへり抵抗の大きいものが得られる。しかしD/Aを大きくすることは施工性の点で限界があるため、実用的にはD/A=1.35程度のものになる。
- (ロ) すりへり量が1.3mm以下のものは、摩耗層または表層の15mmの厚さが消失して部分的に基層が露出するまでの期間が約7年(推定交通量500~600万台)で良好であった。
- (ハ) 摩耗におよぼす配合因子としては、 A_s 量、0.074mmフルイ通過量およびF/Aではプラス、2.5mmフルイ通過量ではマイナスの要因効果があるので配合設計に考慮すべきである。
- (ニ) 2.5mmと0.3mmのフルイ通過量の差が5%以内のギャップ粒度のアスコンは耐摩耗性に優れている。

アスファルト舗装要綱では、これらの技術的な判断にもとづいて、7-3-3耐摩耗対策をまとめているのでそれに従った配合設計が有効である。

(舗装研究室)

3. 品質(出来形)管理での添加剤の量、物性を判別方法

- (1) 各種の改質(添加剤入り)アスファルトが市販されている。市販品に混入されている添加剤の種類及び量については必ずしも明らかにされていないが、一般に次の種類の添加剤が用いられていると考えられている。

$\left\{ \begin{array}{l} \text{ゴム入りアスファルト} \cdots \cdots \text{a)} \\ \text{熱可塑性樹脂入り} \cdots \cdots \text{b)} \\ \text{アスファルト} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{スチレンブタジエンゴム(SBR), 天然ゴム(NR)} \\ \text{イソプレンゴム(IR), ブタジエンゴム(BR)} \\ \text{クロロプレンゴム(CR), エチレンプロピレンタ} \\ \text{ーポリマー(EPT)} \end{array} \right.$
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ポリエチレン(PE), ポリプロピレン(PP)} \\ \text{ポリスチレン(PS),} \\ \text{エチレン酢ビ共重合体(EVA), エチレンエチル} \\ \text{アクリレート(EEA)} \end{array} \right.$
$\left\{ \begin{array}{l} \text{ゴム・熱可塑性樹脂} \\ \text{入りアスファルト} \end{array} \right. \cdots \cdots \text{c)}$	{ a) と b) の混合

これらの添加剤は、いずれもアスファルトと同じく、有機(炭化水素)化合物で、アスファルトとの分離定量が困難である。アスファルト中のゴムの定量方法として、よう素価測定法およ

び赤外線分析法があるが、前者は天然ゴムにしか適用できず、後者はSBRにしか適用できないと思われ、また、その測定精度も十分には明らかにされていない。したがって、現在のところ、アスファルト中のこれら添加剤の定量法は無いと云わざるを得ず、今後の研究が期待される。

- (2) 添加剤を混入した改質アスファルトの物理的性質は、ストレートアスファルトの性質とは可成り異ると云われているが、添加剤の種類によっても、ベースとなるアスファルトの種類によっても、添加剤による改質の効果が異なるため、改質アスファルトの物理的性質から添加量を測定することは困難である。
- (3) アスファルト舗装要綱（日本道路協会、昭和53年6月改訂）では、ゴム入りアスファルトに限って、その標準的性状を示している。（表-1、2）。この標準的性状は、ゴム入りアスファルトのゴム量を規定するものではなく、ゴム入りアスファルトは少くともこの程度の性質をもつ必要性を示したもので、特に、骨材に対する把握力、粘着力を示す指標としてタフネス・テナシティの試験値を定めることにより、ゴム混入によるアスファルトの改質効果の目安としている。

表-1 プレミックスタイプゴム入りアスファルトの標準的性状

項 目	種 類	60～80	80～100
針 入 度（25℃, 100g, 5秒）		60を超え80以下	80を超え100以下
軟 化 点℃		48.0～56.0	46.0～54.0
伸 度（7℃）cm		20以上	50以上
蒸発後の針入度比%		110以下	110以下
薄膜加熱重量変化%		0.6以下	0.6以下
薄膜加熱後の針入度%		55以上	55以上
三塩化エタン可溶分%		95以上	95以上
引 火 点℃		260以上	260以上
比 重（25℃/25℃）		1.000以上	1.000以上
タフネス（25℃）Kg・cm		60以上	50以上
テナシティ（25℃）Kg・cm		30以上	25以上

〔注〕 タフネス、テナシティ試験方法はベンソン法に準拠する。ただし試料採取量は50gとし、引張り速度は500mm/min、チャートスピードは1.000mm/min、測定対象伸び30cm、チャートからの換算は重量法または面積法とする。なお、面積法を用いる場合はプランメータの操作を十分注意して行わなければならない。

表-2 プラントミックスタイプのゴム入りアスファルトの標準的性状

原料として用いた舗装用石油アスファルトの性状と対比すると次のような性状を示している。

軟 化 点	℃	+ 5 以上
伸 度	(7℃) cm	+ 50 以上
タ フ ネ ス	(25℃) Kg · cm	+ 15 以上
テ ナ シ テ イ	(25℃) Kg · cm	+ 8 以上

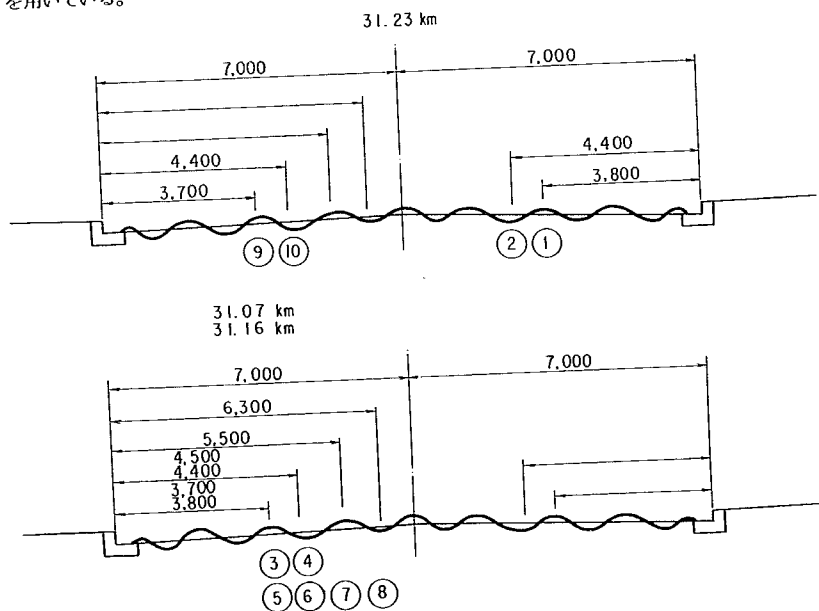
(化学研究室)

道-9 アスファルト舗装のわだち堀れに対する処置について

(質 問)

アスファルト舗装のわだち堀れについて、コアをとって見るとわだち堀れのアスファルト合材の流動は表層に集中している。

現在の対策としては5 cm切削、5 cmオーバーレイ、あるいは5 cm切削10 cmオーバーレイの工法を用いている。



(横浜国道工事々務所)

1. わだち堀れの影響としては表層のみと考えて良いか、そうでないとすればどこまでと考えるべきか。
2. 対策としては影響範囲すべてについて対策を講ずるべきかあるいは現行の表層のみ講ずれば良いか。

(回 答)

舗装路面のわだち堀れは、自動車荷重によって生ずる圧縮力に対し、そのアスファルト混合物の塑性変形に対する抵抗力が小さい部分で生ずる圧密および側方流動の合成されたものと考えられる。混合物の塑性変形に対する抵抗力を表わすものとして、ホイールトラッキング試験における動的安定度 (DS) などがあるが、このDSとわだち堀れ量との間には良好な相関関係があることが確認されている。¹⁾ (図-1) 混合物のDSには骨材の粒径分布の他、バインダの種類及び量が関係するとともに、混合物の温度及び荷重強度も大きな影響を及ぼす。バインダの性状では軟化点や粘度がDSに影響を与える。²⁾ (図-2, 3) また、舗装体の温度分布のわが国での平均的な例を図-4に示す。³⁾

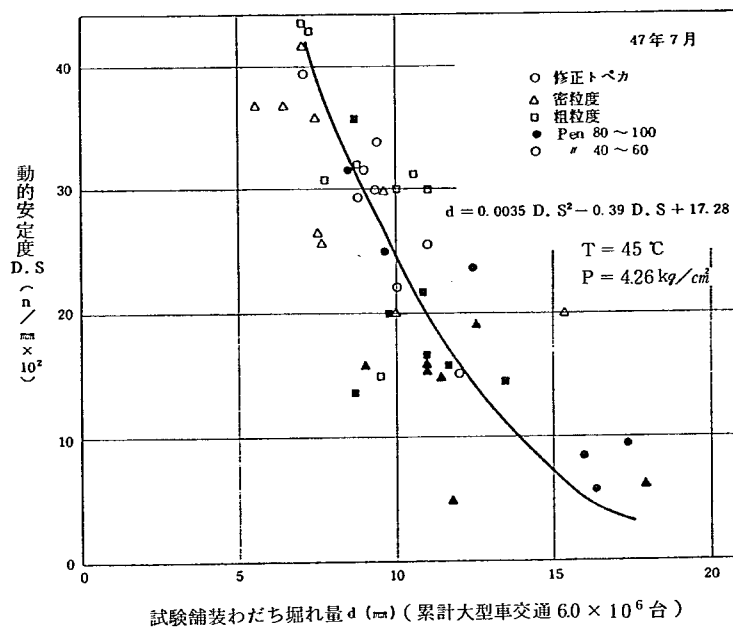


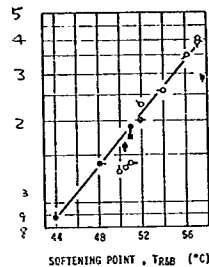
図-1 動的安定度とわだち堀れ量の関係⁽¹⁾

(1) わだち堀れの影響範囲

わだち堀れは混合物のその温度におけるDSと荷重強度との相対関係によるものであるから、必ずしも表層にのみ生ずるものでなく、基層以下の層のDSが小さければ、そこでも起こりうる。基層以下にもわだちが生じた例として、千歳空港のエプロン舗装などがあり、そこではわだち堀れの影響範囲としては表面から30～50cmにも及んでいる。⁴⁾

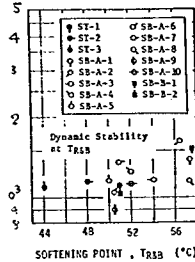
国道などで表層のみ変形している場合が多い理由として、これらの舗装では比較的舗装の支持力が大きく、荷重分散効果がすぐれているため、基層以下の圧縮応力が相対的に小さくなること、基層に用いられる粗粒度アスファルトコンクリートのDSが密粒度に比較

動的安定度(45℃), (回/mm)



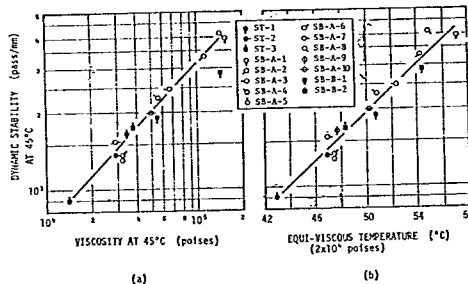
(b)

動的安定度(T=軟化点), (回/mm)



(d)

図-2 アスファルトの軟化点と混合物の動的安定度との関係²⁾



(a)

(b)

図-3 アスファルトの粘度と混合物の動的安定度との関係²⁾

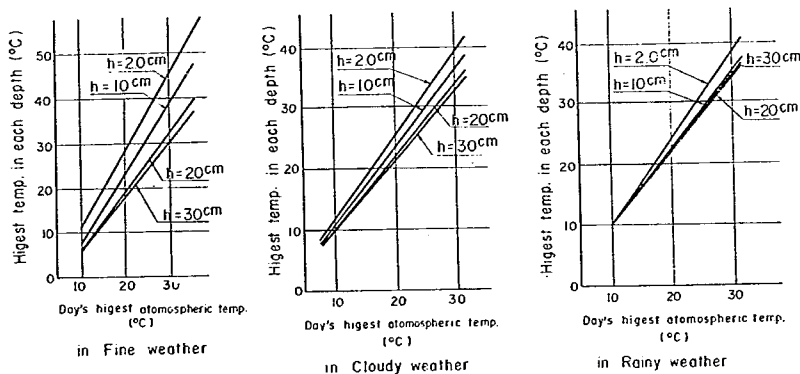


Fig. 4 Correlation between the atomospheric temperature and pavement temperature

して一般的に大きいこと、及び図-4にもみられるように舗装体の温度が表層よりかなり小さく、表層では軟化点近くに達してDSが小さくても、基層以下では軟化点よりも低く、比較的大きいDSを保つことができることなどが考えられ、このため表層のみにわだちが発生するものと思われる。

(2) 流動発生個所の補修について

一般に、オーバーレイした場合、旧舗装の表層面では、荷重強度が小さくなるためと、直射日光による温度上昇の度が低下するため、DSは増加する。図-4、図-5を合せ考えれば、表層より1層下の位置の混合物はそれが表層にあった場合に比較してDSは2~3倍に、また2層分下の場合のDSは4~10倍程度に、見掛け上増加すると推定できる。したがって、新しく舗設する混合物が従来のものに比較して十分なDSをもつならば、切削なしに、単に1層

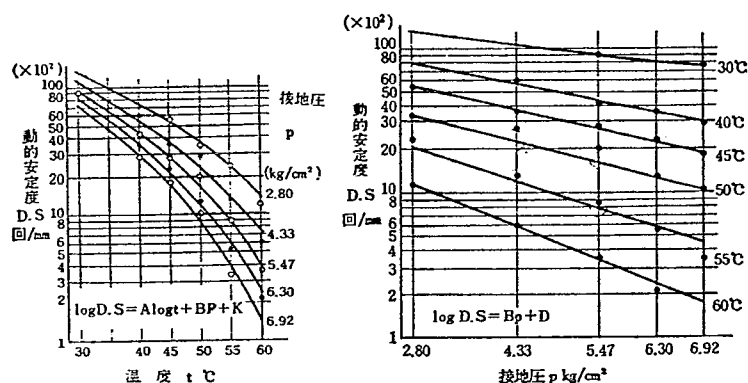
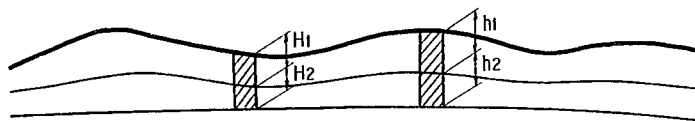


図-5 動的安定度と温度、接地圧との関係⁵⁾

分のオーバーレイで対処できると考えられるが、一度流動を生じた混合物は粒径分布が変わったりして、DSが当初のものより相当に低下していると考えられるので、表層部分は切削除去しオーバーレイする方が好ましいといえる。即ち、流動が表層のみのときは1層切削の1層オーバーレイ、基層にまで流動が及んでいるときは1層切削の2層オーバーレイとすればよい。但し、流動を起こしている基層相当層がトベカや修正トベカのようにアスファルト分が多く細粒分も多いものは一般にDSが小さいのでその層も切削することが望ましい。

現舗装で流動範囲がどこまで及んでいるかを簡単に調べるには、わだちの山部と谷部との2点でコアを採り各層の厚さを比較して、わだちがどこに生じているか、その程度はどうかをみて判断すればよい。(図-6)また、オーバーレイする場合の混合物の選定に当たっては、粒度、バインダの種類、量に留意しなければならない。なお、一般にDSの大きさは密粒度で最

a) 基層にも流動が及んでいる例 ($H_1 < h_1$, $H_2 < h_2$)



b) 表層のみに流動が生じている例 ($H_1 < h_1$, $H_2 = h_2$)

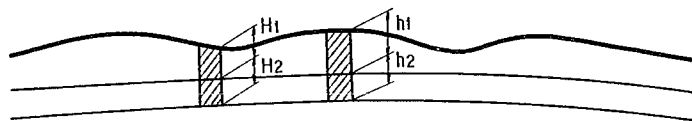


図-6 流動の影響範囲

大粒径が20mmの場合、1000回/mm程度(OAC, $T=60^{\circ}\text{C}$, $P=6.4\text{Kg/cm}^2$, 以下同じ), 13mm topで500程度であり、粗粒度では1800回/mm程度であるが、耐流動用混合物として用いる場合、1500回/mm程度のものを目標とし、混合物の選定、配合設計にあたるとい。

(参考文献)

- 1) 土木研究所資料第923号「アスファルト混合物の配合設計, 材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究」; 昭和49年3月
- 2) 菅原, 笠原「アスファルトの性状のアスファルト混合物の力学的性状に及ぼす影響」土木学会論文第268号, 昭和52年12月
- 3) OECD技術部会C-7「Resistance of Bituminous Pavements to Plastic Deformation under Heavy Traffic Conditions」1972-9
- 4) 谷口, 山本「空港アスファルト舗装のわだち堀れの1例」舗装 Vol.13-4(1978)
- 5) 神崎, 松浦他「アスファルト舗装のRuttingに関する基礎的研究第1報」土木学会第24回年次学術講演会講演概要, 1969

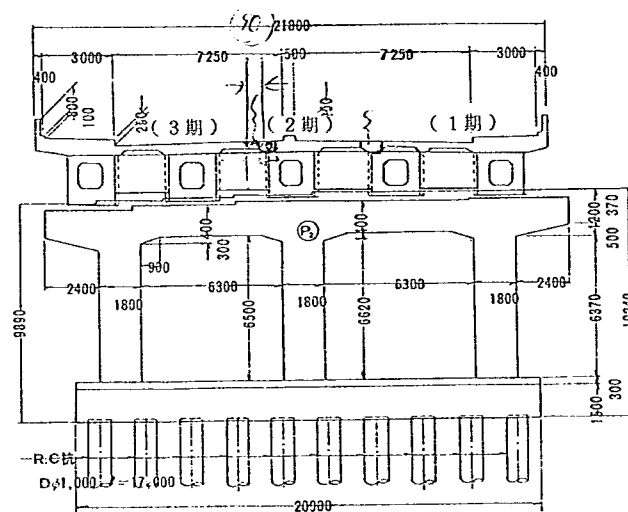
(舗装研究室)

道-10 国道16号横浜市内尾張橋架替工事の床版の施工について

(質問)

交通を通しながらの橋梁架替工事であるため1期工事が完成してこれに交通を切替えた後2期工事の床版を施工するので交通による振動の影響を受ける。これに対する施工についてコンクリートの品質・施工法・養生等を現在検討中ですが、これについて実例等がありましたらお教え願いたい, また施工指針のようなものを作っていただきたい。

なお今回の場合は施工中も全面的な交通止めは出来ない状態であり、施工は交通量の少い22時～5時位を考えているが、この時間の交通量は約6,300台うち大型車が1,600台程である。



標準断面図

(横浜国道工事々務所)

(回答)

硬化中に振動を受けるコンクリートまたは鉄筋コンクリートの強度に関する研究は、比較的少ないが、2～3の研究結果によると次の通りである。

- ① コンクリートは、打設後5時間程度まで継続する振動によって強度は増加し、それ以上続けると強度は若干低下する。さらに8～10時間以上振動を継続すると強度に及ぼす影響はほとんどなくなる。
- ② 鉄筋と硬化中のコンクリートが同時に振動を受けた場合、鉄筋の付着強度はかなり増大する。
- ③ 硬化中のコンクリート内の鉄筋を振動させた場合、鉄筋とコンクリート付着性状は著しく損われる。
- ④ 鉄筋を固定し、硬化中のコンクリートに振動を加えた場合、鉄筋の付着強度に悪影響はない。

⑤ コンクリート打継ぎ目の強度は、振動により20～30%程度低下する。

すなわち、交通振動により、床版打継ぎ目は何らかの影響を受けるものと思われる。しかしながら、今のところ、その影響の度合を定量的に結論づけるまでには至っていない。また従来、コンクリート床版の補修補強時に、片側車線の交通はそのままにして床版コンクリートの打設養生を行なった例が多々あるが、かといって交通開放後、床版打継ぎ目に破損が生じた例は、ほとんどきかれない。したがって、施工にあたっては、大型車両の交通制限および車両の速度制限などを行って、振動そのものをなるべく小さくするようにすればよいものと思われる。

(参考文献)

- 1) 山下, 平野, 塚山, 神垣, “養生中に継続振動をうけるコンクリートの諸性質について”
セメント・コンクリート 287
- 2) 谷藤, 松崎, “コンクリートの硬化中における振動の影響”
第3回日本道路会議論文集
- 3) 西村, 島田, 藤井, 荒木, “打設時振動によるコンクリート強度特性の変化について”
土木学会第26回年次学術講演会講演概要集

(橋梁研究室)