

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2517号

土木研究所資料
中部地建における一日土研資料

昭和62年11月11日(水)～11月12日(木)

建設省土木研究所

Copyright © 1987 by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料

第2517号1987年11月

中部地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

中部地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対しての回答をまとめたものである。

キーワード：一日土研

目 次

1. コンクリート構造物における材料強度（許容応力度）の選定方法について	1
2. レーダー雨量計による降雨短時間予測の可能性について	4
3. 最近の腐食対策と防食技術について	10
4. 土木構造物の補修に関する技術開発の最近の動向について	15
5. 束ね鉄筋の採用について	22
6. 低騒音，低振動型建設機械の動向について	27
7. 機械設備の保全の考え方について	30
8. 切土のり面の岩判定について	33
9. 無筋コンクリート擁壁目地工について	36
10. 地覆の目地（RC又はPC床版の場合）について	37
11. 山留擁壁の裏込土について	40

目 次

1. 河川模型実験の課題と今日的意義について	43
2. 基本高水とその河川計画への反映方法について	50
3. 水害防備林の実態と効果について	54
4. 中小河川計画のモデル・ハイエトの設定について	58
5. 海岸堤防（高潮堤含む）の舗装厚さについて	59
6. 砂防樹林帯について	63
7. 最近のダム洪水吐きの動向について	73
8. 河川の流量観測技術の動向について	78
9. フローティングダムの揚圧力の考え方について	89
10. 潜り越流となるダムの水位計算方法について	92
11. 仮排水路トンネルにおける流れの検討について	95
12. 氾濫解析手法の洪水流出計算への適用について	99
13. 横越流計算の手法について	100
14. 流出抑制施設の河川計画上の評価手法について	107

目 次

1. 切土部法面の補強土工法の採択について	111
2. 道路情報表示施設について	118
3. 自動車等による振動の緩和について	122
4. 床版補強対策工法について	128
5. 路面凍結防止剤の性状について	134
6. トンネル工法（NATM）について	139
7. リフレクションクラックの防止工法および防止材料の適用基準について	145
8. 落石覆工の設計のための落石荷重について	148
9. 交通振動について	155
10. 加熱アスファルト安定処理混合物の等値換算係数について	160
11. RCプレキャスト涵渠の採択について	162
12. 橋脚の洗掘対策工法について	163
13. コンクリート吹付及びモルタル吹付の適用区分について	173
14. 片持式洞門工の実施例について	176
15. スベア（簡単な補修）のできる洞門について	177
16. トンネル工事における水質汚濁の予測について	180
17. たわみ量による舗装の設計について	183
18. 寒冷地における橋面舗装について	187
19. ナンバープレートを用いたOD調査について	190
20. 構造物の既設杭撤去後における地盤について	191
21. 洞門工事における深礎杭の設計について	194
22. 交通弱者の道路安全対策について	198
23. アンカー工を受け持つコンクリート法枠工の設計荷重について	200
24. 製鋼スラグの舗装要綱への掲載時期について	204
25. 防災工事におけるアースアンカー工法について	206

共-1 コンクリート構造物における材料強度（許容応力度）の選定方法について

（質問）(1)

本県の場合、橋梁等の下部工の鉄筋コンクリートの強度は、道路示方書に定められているように $210\text{Kg}/\text{cm}^2$ 以上ということで $210\text{Kg}/\text{cm}^2$ を用いて設計するのを標準としています。これは、標準設計の主旨にも従っているのであるが、最近は大規模構造物も多くなり、 $240\text{Kg}/\text{cm}^2$ を用いた方がよい場合があります。しかしながら、1つの橋梁で各々の上部工が異なるコンクリートを用いる現場の不整合さをさせて鉄筋で無理な設計をする場合があります。そこで何か区分を設けて設計基準強度 $240\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、あるいはそれ以上のコンクリートを細かい比較設計することなく、安心して採用出来るように示方書で明記できないでしょうか。

（愛知県 土木部）

（質問）(2)

土木構造物標準設計（橋台、橋脚）のコンクリート設計基準強度は $\sigma_{ck} = 210\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、鉄筋は S D30 で設計がなされているが、構造物の大型化、公団規準等を考えると、 $\sigma_{ck} = 240\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、S D35 を採用したいと考えているが教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

1. 示方書では使用強度を指定しない理由

道路橋示方書では、コンクリートの設計基準強度（ σ_{ck} ）と鉄筋の種別と許容応力度（ σ_{sa} ）関係を規定しているが、どの設計基準強度のコンクリートを使えとか、鉄筋を使えというような指示もしくは規定はしていない。

その訳は、質問者も望んでいるように現場の様々な条件や方針によって使いたい強度のコンクリートが自由に選択出来るようにしているためである。標準設計は、標準となる何かの強度を定めておかなければならないので3.で述べるような理由で σ_{ck} は $210\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、鉄筋は S D30 A を用いているが、理由があればこの値にこだわる必要はまったくないのである。理由としては、例えば次のような様々なものがあると考えられ、どれも条件によっては正当なものとなるはずである。

- a) コンクリート強度を大きくして、断面を小さくしたかった。
- b) 構造物の形状をそろえるようにすると、荷重の大きい構造物はコンクリートの強度を上げないと設計が出来なかった。
- c) 公団基準の構造物は、県や国と異なる強度で設計しているので、それらの構造物が複合する現場で各種の異なる強度のコンクリートや鋼材が使われると混乱し、間違え恐れがあるため、強度の大きい方の公団基準に統一する必要があった。
- d) 耐久性等の関係で水セメント比が制約され、そのために強度の高いコンクリートが必要になっ

た。

e) 施工の都合上、強度の大きい鉄筋を用いて鉄筋本数を減らす必要があった。

f) 材料の入手上の都合（転用する等）があった。

質問者は、強度の選定を経済的な理由により正当付けようとし、それが面倒だから設計基準に指定しておいてほしい、しかも公団と同じものに指定してほしいとのことであるが、経済的理由により材料の強度を決めることは非常に困難であることを次に述べる。

2. 経済性の面だけから材料の強度は決められない

経済的見地から、材料の強度を決めようとすれば、材料単価を材料強度で割った値が一つの目安となる。結果を整理すると表-1 のようになる。

表-1 材料強度選定の経済性（単価/材料強度）

（1987年9月物価版 名古屋）

材 料	品 種	単 価 (名古屋)	強 度 (kg/cm ²)	単価/強度	備 考
コン ク リ ー ト	$\sigma_{ck}=180$	13,400 円/m ³	180	74.4 円/kg/cm ²	スラン° 8cm
	$\sigma_{ck}=210$	13,700 円/m ³	210	65.2 円/kg/cm ²	〃
	$\sigma_{ck}=240$	13,900 円/m ³	240	57.9 円/kg/cm ²	〃
	$\sigma_{ck}=300$	14,500 円/m ³	300	48.3 円/kg/cm ²	〃
	$\sigma_{ck}=400$	16,100 円/m ³	400	40.3 円/kg/cm ²	〃
鉄 筋	SD30A	38,000 円/t	3000	12.7 円/kg/cm ²	D19
	SD35	39,000 円/t	3500	11.1 円/kg/cm ²	〃
	SD40	43,000 円/t	4000	10.8 円/kg/cm ²	〃

すなわち、材料は出来るだけ単価の安いものを用いた方が経済的と考えている人も多いが、実はコンクリートも鉄筋も、入手できるもので強度が最大のものを用いる方が材料費的には安くなるのである。

しかしながら、材料費的に割安だからといって、圧縮強度 400Kg/cm² もあるような富配合のコンクリートや高強度の鉄筋を用いるとしたら、現場の管理や施工技術がそれに追いつけないであろう。

このように経済的条件よりも技術的条件を優先して材料の選定を行っていかなければならない実情を考えると、各現場における材料の選定理由を経済的な理由で説明するのは非常に困難であるので、そのような見地からの議論は出来るだけ避けるように検査担当者にもお願いする必要がある。

なお、このような説明のわずらわしさを避けるために要望通り使用強度を指定して一つの種類の強度しか使えないものとしてしまったら、現場における各種の条件に適合出来なくなってしまい、困るのは逆に建設する側となろう。

したがって、材料の使用強度は基準類では指定することはしない一方、設計の迅速性や標準化を
 考えて標準設計のようなものでは標準的な強度と断面形状を定めておき、そのまま用いてもよいし、
 必応に応じてそれを変更してもよいとする現行の考え方がこれからも続けられると思われる。現場
 で本当に使用したい材料を、単に説明のわずらわしさから使えない等ということがないように技術
 者はもっとがんばりたいものである。

3. 建設省の標準設計が $210\text{Kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートとS D30 A鉄筋を用いている理由

現在の標準設計の材料の選定は、次のような理由によって行われている。

- 1) 建設省の標準設計は、国だけでなく、僻地の市町村等でも採用されているので、何よりも材料
 が入手しやすく、施工も特に困難を伴わないものを選んである。
- 2) 鉄筋はS D30 A、S D35が広く出廻っていて、前者は後者に比べ少々安い。両鉄筋の許容応力
 度は表-2に示すようであり、ひびわれ幅を考慮した常時の設計では許容応力度は同じである。
 したがって、価格の安いS D30 Aを用いる。

表-2 鉄筋の許容応力度 (kg/cm^2) (道路橋示方書)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	S R 24 S D 24	S D 30	S D 35
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	1) 一般の部材	1,400	1,800	1,800
		2) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	1,400	1,600	1,600
	3)	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値	1,400	1,800	2,000
	4)	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合	1,400	1,800	2,000

3) 鉄筋にS D30 Aを用いて、鉄筋の引張り応力度 $1600\text{Kg}/\text{cm}^2$ で設計すると、大部分の構造物は
 $\sigma_{ck}=210\text{Kg}/\text{cm}^2$ (許容応力度 $70\text{Kg}/\text{cm}^2$)のコンクリートで間に合う(図-1)。

4) 構造物の中には部分的には、このような説明の成立しない場合もあるが、部分的に強度の異なる材料を使用すると現場で材料の取扱い等のミスを生じ易いので、標準設計では同じ強度の材料に統一する。

4. 建設省の標準設計が $240\text{Kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートとS D35鉄筋の組合せとなるための条件

建設省の標準設計も本省、土木研究所等において定期的に見直しを行っているので、必要があれば変えることもできる。質問者が望むように σ_{ck} が $240\text{Kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートとS D35の鉄筋の組

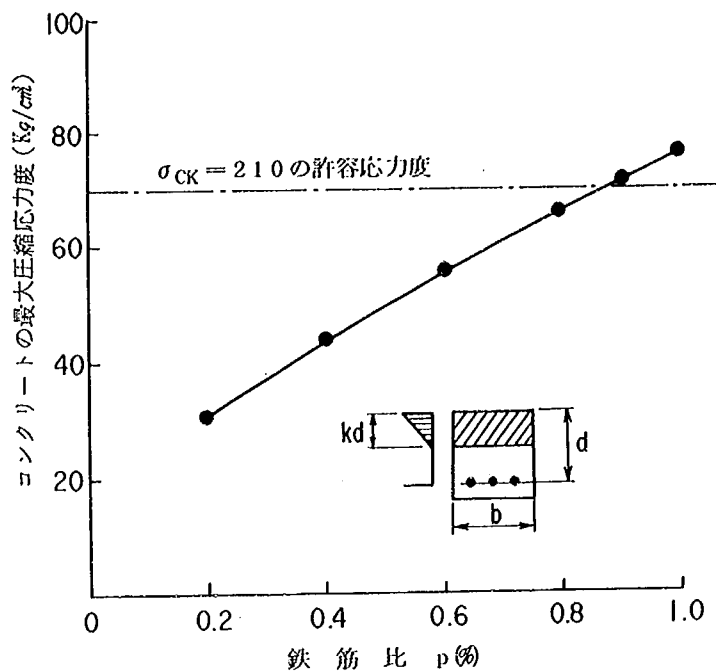


図-1 鉄筋の許容応力度

合せに変えられるのは、次のような理由のために変えてほしいという要望が全国の統一意見としてまとまったときであろう。

- “1) 地震時の条件で部材の耐力が決まる場合には S D35 鉄筋を使用することが有利となるが、そのような断面が多くなってきた。
- 2) コンクリートは耐久性向上の面から水セメント比は 55% 以下程度におさえておく必要がある場合が多いが、これを強度に換算すると $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度のコンクリートに相当する。
- 3) 部材断面がコンクリートのせん断強度で支配されているので、コンクリート強度を大きくした方が断面が小さくなる。
- 4) コンクリートの強度を $240\text{kg}/\text{cm}^2$ にすれば多少セメント量は増し、発熱等も増えるが、温度ひびわれの発生は施工技術の面でカバー出来る。
- 5) 以上を総合すると、標準設計に用いるコンクリートは、現在よりも強度を大きくして $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 鉄筋は S D35 に統一した方が良い。”

(コンクリート研究室)

(システム課, 基礎研究室供覧)

共-2 レーダ雨量計による降雨短時間予測の可能性について

(質問)

標記について最新の研究成果について御教授願いたい。

(名古屋市土木局)

(回答)

1. はじめに

土木研究所水文研究室では、昭和54年度からレーダ雨量計を用いた降雨の短時間予測の研究を行っており、現在までのところ、予測モデルの開発、そのモデルの予測特性及び予測精度の評価、他の予測手法との精度比較を行っている。ここでは、土木研究所水文研究室が開発した降雨予測モデル「雨域追跡法」の予測精度について説明する。

2. レーダ雨量計による各種降雨予測手法

レーダ雨量計を用いる降雨予測手法の研究は、各機関で進められている。各機関の降雨の短時間予測手法に関する現状を表-1に示す。

土木研究所水文研究室が開発した雨域追跡法による降雨予測精度と他の手法による降雨予測の精度とを比較したが、予測精度はほとんど同じであった。これは、どの手法も、ある時刻の降雨エコーを移動させて降雨予測しているため、降雨エコーのライフサイクルが予測精度の主要因になっているためである。したがって、以下では雨域追跡法による降雨予測精度の紹介を行う。

3. 雨域追跡法の降雨予測手法

土木研究所水文研究室は、次のような条件を満足するように、雨域追跡法を開発した。

① メソスケールの雨域を対象とすること。

気象現象のスケールとその継続時間の関係を考えると、降雨予測は中規模程度現象（メソスケール、100 Km² のオーダー）を対象にすべきであり、個々のエコーの追跡は必ずしも必要でない。建設省では実用的な観点から数時間先の予測を目途としており、ライフスケールが数時間以上の現象を対象とする必要がある。スケールが大きくなる程現象の寿命が長くなるが、10 Km² のオーダーではそれは数10分程度であり補外の基本となる予測時間内の現象の持続性という条件が満足されないことになる。

② モデルが理解しやすく計算も簡易なこと。

③ 発達・衰弱項をモデルに導入しやすいこと。

④ 降雨パターンの形状によって移動ベクトルの推定精度が変わらないこと。

この雨域追跡法による降雨予測手法を簡単に述べれば次のようである。

(1) T時刻とT-△t時刻の2枚のエコー図をある降雨強度（これを閾値と呼ぶ）を境にして、各直交メッシュの降雨強度が閾値以上のメッシュを1、降雨強度が閾値以下のメッシュを0と2値化する。

なお、閾値としてエコー図の各メッシュの雨量強度を大きい順に並べ大きい方から数えてメッシュ個数で $\frac{1}{2}$ 番目にあたる降雨強度を採用することが、レーダ観測範囲全域の雨域の平均的な移動ベクトルを求めるのに適している。

(2) T-△t時刻の2値化したエコー図を平行移動させ、T時刻の2値化したエコー図に重ね合わ

表-1 各機関の降雨の短時間予測手法に関する現状

方法	重心法 ^{1),2)}	相互相関法 ³⁾	雨域追跡法 ⁴⁾⁻⁸⁾	上層風 ^{9),9)}	線形速度場における補外 ¹⁰⁾	ベクトル内挿法 ¹¹⁾
機関	気象庁、米岡、筑後川ダム統管	気象庁、英国、カナダ、など	土木研究所、淀川ダム統管、筑後川ダム統管	気象庁、気象協会、利根川ダム統管	竹内（山梨大）	利根川ダム統管
調査方法 又は 検討方法	1. 過去の2つの時刻におけるエコーの各々の重心を求め、各エコーごとのベクトルを定める（米岡）。 2. Δt はなれた全画面の重心の移動をベクトルとする（気象庁）。	1. Δt は時間離れた2つのエコーの空間的相関をとり、Max値の方向にその移動ベクトルを設定する。 2. 相関係数が1.0であれば、2つのエコーは形、強度にも全く変化しなかったことになり、 γ はエコーの変化の尺度になる。じょう乱による γ の比較検討。	1. Δt は時間離れた2つのエコーパターンを2値化(0,1)し、形状のパターン認識を通してベクトルを推定する。 2. 相互相関による方法とはほぼ同じであるが、形状のみに着目しているのが特徴である。 3. 尺度に、関連係数を用いる。	1. 従来の研究から、エコーの移動は上層の風と相関が高いことがわかっていて、その風向・風速を移動ベクトルとしてエコーをばらまさせる。 2. 風は数値予報の結果、高層風観測値などが、採用される。 3. 700mbの風を用いる。	1. 3組以上の特徴的な U, V を人間が指定し、任意地点のベクトル場を指定する。 2. $U(x, y) = U_0 + \frac{\partial U}{\partial x}x + \frac{\partial U}{\partial y}y$ $V(x, y) = V_0 + \frac{\partial V}{\partial x}x + \frac{\partial V}{\partial y}y$ (U_0, V_0 が観測地点における移動速度)を解く。 3. 未知数は6個($U_0, V_0, \frac{\partial U}{\partial x}, \frac{\partial U}{\partial y}, \frac{\partial V}{\partial x}, \frac{\partial V}{\partial y}$)であるから、3組以上が必要。	1. Δt 離れた2つのエコーパターンについて10点以内の特徴点を指定し、変分法によるベクトル内挿とする。 2. レーダ雨量1時間値と地上雨量との換算係数を求め、変分法により換算係数を内挿し、補正レーダ雨量を求める。 3. 地形性降雨を補正して計算し、移流、エコーに加える。
結果	1. 米岡での検討では、エコーが複雑になると、エコーの分離と Δt 離れた画面上でエコーの対応に高度のパターン認識技術が必要とする。 ・九州地建はこの部分にマニュアルを一部入れている。 2. 気象庁の二宮は、集中豪雨について相互相関法と比較検討したが、両者ともにほぼ同様な結果を得る。 3. 筑後川ダム統管、雨域追跡法と比較したが、重心法は遅れ気味で雨域追跡法の方が良い。	1. 雷雨の場合、相互相関係数は低く、前線、台風の場合高い。 2. Δt が長くなればなるほど相互相関係数は下がる。 3. 比較的安定したベクトル推定ができる。	1. 比較的適用例が多く、安定した結果が得られている。 2. Δt の時間間隔は15分がエコーの追跡のために良い。 3. 移動ベクトル推定の計算時間を短くするため、初めは大きなメッシュで概略ベクトルを求め、次に細かいメッシュで詳細ベクトルを求める方法も確立。 4. Threshold値の設定に雨域支配率35%値が良いようである。 5. 700mb上層風重心法よりも精度が良い。	1. 気象協会の調査では、エコーの移動速度と500, 600, 700, 800mbの高度の風速とを比較検討した。その結果、700mbが最も良いことがわかった。 2. 気象庁の現在の利用方法の1つで、700mbの数値予報を使って検討している。そのため、エコーの変形効果も入れられる。 3. 利根川、気象協会でも、高層の実況値(700mb)を数値予報の格子点に内挿し検討している。	1. 適用例が少ない。 2. 雷雨などの特徴的な孤立したエコーのような場合、有効。 3. U, V の指定はマニュアル。 4. 本来は、エコーの強度変化も導入することができるが、効果的ではなかった。 5. マン・マシーンシステムである。	1. ベクトル内挿、換算係数の内挿は、いわゆるティーセン方式よりも変分法による方法の方が改善される。 2. キャリブレーションの効果は大きい。 3. 雨域の発達・衰弱に対し、山岳部の地形性降雨導入の効果があった。 4. 10点以内のベクトルを指定できるようにエコーのねじれ、山岳部での速度の変化を入れやすい。
問題点	1. 米岡方式は雷雨に向いているが、高度のパターン認識技術が必要とするため実用的ではない。 2. 筑後川ダム統管では、ポテンシャルという意味不明(物理的に不明)なパラメータが入っている。 3. 筑後川ダム統管では、雨域追跡法と九地建方式と合わせた方式を検討している。	1. 計算時間が掛かる。 2. エコーの発達・衰弱と同時に γ の中に入るので、 γ の高い所が複数個になることもある。 3. Δt の時間が十分検討されていない。 4. ねじれを入れるために、Sub areaに分割し、各々の相互相関係数を求められるが、余り領域を分割すると精度が落ちる。	1. 計算時間が短い。 2. エコーの発達・衰弱のために、地形性降雨、発達・衰弱量を定量化させ導入しつつある。 3. 雷雨には不向きである。 4. ねじれを入れるため領域分割をする検討も行われているが、精度向上についてまた検討が不十分である。	1. 最近の竹内の研究によれば、強雨域の移動速度は700mbの風速と比較的良好な対応をとるが、移動方向は風向に対して右へ10°ずれると指摘している。 2. 上層風のデータ入手および使用上に問題がある。すなわち、 ① 観測値は入手の時刻が遅れる(3時間後)。 ② 観測時間が6時間間隔のため、毎時の値は内挿せざるを得ず、台風、低気圧などの場合、上層の風場が急激に変化し、現実的ではない。 ③ 数値予報の結果は一般に利用できない。	1. 計算量が少なくすむが、 U, V の設定が不適当だと良いベクトル場が求められない。 2. 人手によるという不便がある。 3. 適用例が少ない。	1. 人間のパターン認識能力を利用したものであるが、個人差が大きくなるので、経験を積みこむことが必要である。 2. 事務所の職員が変わると、慣れるまでの時間が掛かる。 3. 今後、雨域追跡法と併用する必要がある。

せ次式で定義される関連係数 $C. A.$ を求める。

$$C. A. = \frac{n_1 \cdot n_4 - n_2 \cdot n_3}{\sqrt{n_{12} \cdot n_{34} \cdot n_{13} \cdot n_{24}}}$$

ここに、 n は表-2 に示すようなマトリックスの要素である。この関連係数が最大値を示すような方向及び距離を雨域の移動ベクトルとする。

表-2 関連係数算出のためのマトリックス

T時刻の エコーの値	T- Δt 時刻のエコーの値		
	1	0	計
1	n_1	n_2	n_{12}
0	n_3	n_4	n_{34}
計	n_{13}	n_{24}	

なお、 n はメッシュの数である。例えば n_1 は、T- Δt 時刻の2値化したエコー図を平行移動させ、T時刻のエコー図に重ね合わせた時における、T- Δt 時刻のエコー図の値が1でかつT時刻のエコー図の値が1である直交メッシュの数である。

- (3) この設定した移動ベクトルを用いてT- Δt 時刻のエコーを移流させて、T時刻のエコー図と重ね合わせるにより降水強度の差 $\{E(T)-E(T-\Delta t)\}$ を求め、 Δt 間の発達・衰弱量とする。

- (4) 設定した移動ベクトルでT時刻のエコーを5分間隔で移流するとともに、発達・衰弱量を定値外挿して、各時刻のエコー図を予測する。予測雨量はこれらエコー図から降雨強度を5分間の降雨量に変換し累加して求める。

なお、ここに示した発達・衰弱の算定法、外挿法はその一例として示したものであり、必ずしもこの方法にこだわることはない。また発達・衰弱を考慮しない場合は(3)のステップが省略されることになる。発達・衰弱を考慮しない予測方法をここでは「単純移流モデル」と呼ぶことにする。

雨域追跡法に基づく短時間降雨予測の精度は、移動ベクトルの設定及び発達・衰弱量の見積りをいかに正確に行うかに依存することは言うまでもない。

4. 雨域追跡法の予測精度

4.1 使用データ

レーダ雨量計は赤城山レーダのものをを用いた。対象とした降雨は、降雨規模の大きい、台風、低気圧、前線という3つの降雨成因を含む8降雨である。表-3に対象降雨の一覧を示す。

4.2 単純移流モデルの予測精度

表-4、5に単純移流モデルの予測結果を示す。ここでは、 $\Delta T = 15$ 分で、発達・衰弱は考慮しなかった。

なお、予測精度の評価方法は次の通りである。

表-3 予測計算対象降雨

No.	降雨名	降雨成因	計算対象期間
1	19790514	低気圧	14日 5時～15日 4時
2	19791018	台風20号	18日 2時～19日 17時
3	19801019	前線	18日 19時～20日 15時
4	19810625	前線	25日 12時～26日 9時
5	19810822	台風15号	22日 0時～23日 1時
6	19820729	前線	29日 15時～30日 8時
7	19820801	台風10号	31日 15時～1日 19時
8	19820912	台風18号	11日 11時～13日 0時

表-4 単純移流モデルによる予測結果の精度 (カテゴリー表)

(1時間予測)

予測 実測	～2 mm	2～ 5mm	5～ 10mm	10～ 20mm	20～ 30mm	30～ 40mm	40～ 50mm	50mm ～	計
～2mm	19174	1757	12						20943
2～5	1608	7277	699	41	2	1			9628
5～10	31	497	677	96	13				1314
10～20	10	25	59	54	12	8	1	2	171
20～30	1	3	5	10	4			2	25
30～40	1	3	2	3				2	11
40～50									
50mm～		1							1
計	20825	9563	1454	204	31	9	1	6	32093

表-5 単純移流モデルによる予測結果の精度 (相関係数など)

降雨名	1時間予測		2時間予測		3時間予測	
	サンプ ル数	相関 係数	サンプ ル数	相関 係数	サンプ ル数	相関 係数
19790514	2088	0.72	1624	0.37	1289	0.28
19791018	5448	0.86	4238	0.63	3489	0.39
19801019	4662	0.86	2835	0.53	1502	0.34
19810625	2620	0.82	1522	0.57	1069	0.61
19810822	4042	0.76	3011	0.42	2119	0.43
19820729	2676	0.63	2132	0.32	1642	0.24
19820801	4151	0.64	3322	0.44	2659	0.23
19820912	5241	0.82	3865	0.55	3099	0.41
1)適中率	84.7		75.1		71.5	
2)C.S.I.	73.5		58.1		49.6	
3)表現率	85.2		74.1		66.5	
4)一致率	84.3		72.9		66.1	

1)適中率 ランク一致サンプル数を全サンプル数で除したもの×100

2)C.S.I. Critical Success Index = $X/(X+Y+Z) \times 100$ 3)表現率 $X/(X+Z) \times 100$ 4)一致率 $X/(X+Y) \times 100$

なお上記4指標は全降雨のデータによる。

実測 2mm	予測 2mm	
	W	Y
	Z	X

- ① 予測値と比較する実測値はレーダ雨量値とし地上雨量値は用いない。
- ② 評価対象面積は $15\text{ km} \times 15\text{ km} = 225\text{ km}^2$ の正方形メッシュとする。(計算は $3\text{ km} \times 3\text{ km}$ メッシュを最小単位とする。)
- ③ 1時間予測とは予測時点から1時間後の1時間雨量を、2時間予測とは予測時点の1時間後から2時間後までの1時間雨量を予測しているものとする。

表-4、5から明らかなように1時間予測では相関係数0.6~0.9と安定した予測精度が得られており、実用性が高いことがわかる。一方、2時間、3時間予測では1時間予測に比べ急激に精度が低下し、相関係数は0.2~0.6程度である。しかし、適中率は70%以上ある。これから、2時間、3時間予測では降雨量を定量的に予測するのは難しいが、定性予測は実用的であると言える。

図-1に単純予測モデルの予測結果を統計処理して求めた信頼限界を示す。ここでの、2時間予測は予測開始時刻から2時間後までの累加雨量である。これから、予測雨量が実測雨量より大きい値を示す傾向があること、降雨強度が大きくなるほど信頼限界の幅が広がること、2時間予測は1時間予測に比べ精度が低いことが分かる。

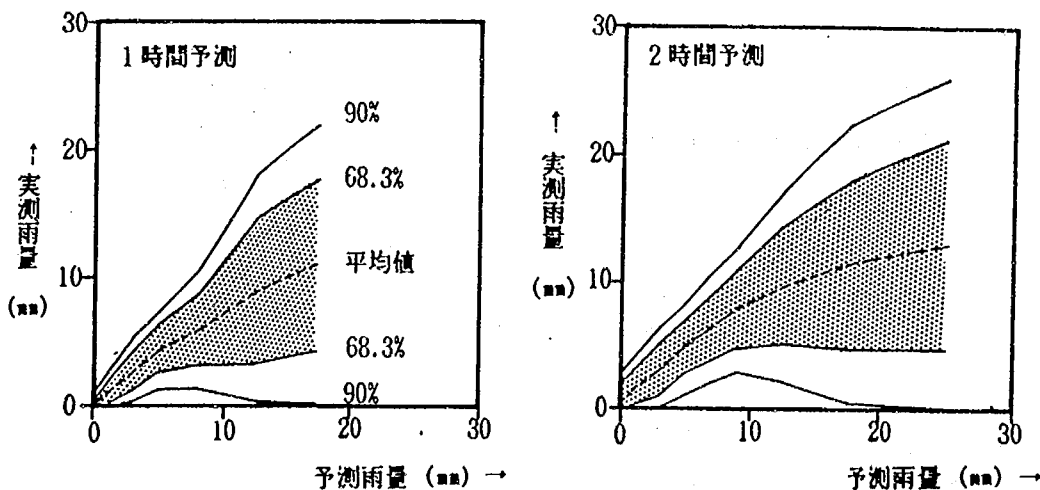


図-1 予測結果の信頼限界

4.3 移動ベクトル設定法の検討

移動ベクトルの設定方法として、複数の移動ベクトル(強雨域と雨域全体のそれぞれの移動ベクトル)を設定する方法、45分間平均の移動ベクトルを設定する方法による降雨予測の精度も検討したが、単純移流モデルに比べ若干精度が向上しているが、その差は僅かであった。したがって、雨域追跡法による降雨予測は単純移流モデルで十分である。

4.4 発達・衰弱の検討

レーダエコーから求める発達・衰弱量の時系列分析及び地形量、気象量との関係についても検討したが、発達・衰弱量の時系列データはランダムデータであること、発達・衰弱量と地形量、気象量と有意な関係がないことがわかった。したがって、発達・衰弱量を推定するには、気象現象を表す数値モデルを作成し求める必要がある。

5. まとめ

現在までの研究で次のことが分かっている。

- ① 1時間予測では、降雨量の定量予測は実用的である。
- ② 2時間、3時間予測では、降雨量の定量予測は難しいが、定性予測は実用的である。
- ③ 発達・衰弱量を推定するには、気象現象を表す数値モデルが必要で、これから求めた値を降雨予測に導入すれば、2時間、3時間予測の降雨量の定量予測は可能になると考えられる。

なお、詳細な研究内容は以下の文献を参照されたい。

- 1) 土木研究所水文研究室、レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書、土木研究所資料第2078号、1984年3月。
- 2) 吉野文雄等、レーダ雨量計による降雨の短時間予測、土木技術資料Vol. 27, No. 7, 1985年7月
- 3) 土木研究所水文研究室、レーダ雨量計による短時間降雨予測に関する調査報告書、土木研究所資料第2406号、1986年10月

(河川部水文研究室)

共－3 最近の腐食対策と防食技術について

(質問)

1. 最近、土木構造物が腐食による損傷を受けている例が多く見られるようになったが、最近の腐食対策と防食技術の現状を御教示願いたい。

特に、その具体例として

- (1) 海中鋼製基礎部の腐食対策
- (2) 海水の影響を受ける場所でのポンプ等の腐食対策
- (3) ダム放流管での腐食対策

について提示して頂きたい。

(道路部機械課)

(回答)

最近の調査によって腐食による損傷は、多大な経済的被害を与えていることが改めて確認されてい

る。特に土木構造物は、自然環境に直接さらされていることや、長期の寿命を要求すること、大規模な構造物となることが多く、構造物材の腐食による損傷は大きな被害をもたらすことになるので腐食対策は重要である。以下に最近の腐食対策として防食技術の現状の二、三を紹介したい。

1. 腐食対策の考え方

構造物にとっては、対象となる構造物の全体がほぼ一様に寿命が来ることが理想的で、1箇所でも弱点があれば、全体が役に立たなくなる。

そこで、現在の防食技術では、次の方法を用いている。

- ① 使用条件に対して十分に有効な耐食材料や防食方法を選定する。
- ② 適用材料が腐食するのをあらかじめ予測して、その分だけ“腐食しろ”として材料の肉厚を増加させる。
- ③ 適用材料がまだ安全に使用可能な期間内に定期的に部材を交換する。そのために適した構造とするとともに腐食の進行程度を予知する方策を講じる。

材料が使用される条件を考慮してこれに適した材料を選定するが、その手順は、たとえば

- ① 使用条件を明確にする。
- ② 材料の耐食性についてのデータを収集する。
- ③ 材料の選定試験（試験片によるもの、実構造物試験によるもの）をする。
- ④ 総合判断

である。

鋼材は構造物に広く利用されるが、その使用条件もまた腐食に影響を与える環境条件も多種多様である。このため構造物全体を耐食性金属で作る場合と、構造物の骨組みは鋼材で作り腐食性物質と接触する面に耐食性被覆材料を適用する場合とがある。耐食性と同時に材料の加工性や経済性を考慮することも言うまでもない。

表－1に示すように腐食抑制の原理は次の四つの方法に大別できるので、腐食対策もこれに対応した方法が用いられている。

2. 海中鋼製基礎部の腐食対策

海中鋼製基礎部の腐食対策は最近技術が進んでいる。

海中鋼製基礎部でも特に飛沫帯・干満帯における鋼材の腐食対策が重要である。飛沫帯における鋼材の腐食速度は、約0.3～0.5 mm/yearに達し、海洋環境の中で最も大きい。干満帯も同様である。し

表－1 防食方法の分類

腐食抑制の原理	方 法
材料を選択する	表面状態が安定化する材料 表面反応の要素の抑制
表面を環境から遮断する	金属層で被覆 非金属層で被覆
環境条件を制御する	腐食を促進する成分の除去 腐食を抑制する成分の添加
電気化学的に制御する	犠牲電極の使用 外からの電位制御

かもこれらの腐食環境では防食被覆の補修は非常に難しいためである。

(1) 飛沫帯における鋼材の腐食対策

① 塗 装

塗装は、①施工がしやすい、②防食寿命はそれほど長くないが、材料費、施工費が安く、補修や塗り替えが容易である、③美装効果が大きいといった特徴があるため、従来より海洋鋼構造物での実績が多い。この塗装による防食では、環境遮断能力の大きい合成樹脂上塗り塗料に犠牲陽極効果のあるジンクリッチペイントを下塗りとして組み合わせる方法が一般に用いられている。

② 有機質ライニング

海洋鋼構造物の有機質ライニングとしては、プラスチックライニング、ゴムライニング、レジンモルタルライニング、防食テープによる被覆などがある。

③ 無機質ライニング

海洋鋼構造物に適用される無機質ライニングとしては、現状ではセメントモルタル、コンクリートなどのセメント硬化体によるものに限られている。セメント硬化体は信頼性の高い防食材料であるが、セメント硬化体による被覆は、曲げや衝撃に弱く、運搬および建造時の衝撃などにより、割れや剝離を生じる可能性があるため、現地施工とする必要があり、しかもセメント硬化体のかぶり厚さは75mm以上とすることが必要である。このためFRPでもって保護することが多い。

④ 耐食性金属被覆

この防食方法としては、モネル、ステンレス鋼、チタンなどの耐食性に優れた薄板を溶接により構造物に張り付ける方法と、それらの金属とのクラッド鋼を用いる方法とがある。

この他、金属溶射や犠牲鉄板巻き（耐海水鋼巻き）などの方法もある。

溶射法による被覆で実用的な金属は、亜鉛とアルミニウムであるが、海洋環境では、亜鉛よりアルミニウムの方が耐食性が優れている。腐食しろを見込む方法によっても防食の目的を達成することはできるが、構造物の鋼板の厚肉化には限度があるため、この方法に代わるものとして、犠牲鉄板（普通鋼）を巻いて溶接する方法もある。

(2) 海中部および海底土中部の鋼材の腐食対策

海中部における鋼材の腐食速度は0.1 mm/year程度であり、飛沫帯に次いで大きい。海底土中部では一般に腐食速度は小さいが、汚染海域の海底泥質（ヘドロ）中では海中部より腐食が激しくなることがある。これらの海中部および海底土中部では電気防食を用いる。これは、原理的に防食効果が確実な防食方法であり、しかも維持管理が容易であるなどの理由によるものである。

3. 海水の影響を受ける場所でのポンプ等の腐食対策

海水の影響を受ける場所に設置した排水ポンプに局部腐食が発生している。発生場所はケーソン

グ溶接部や案内羽根の端部である。

このような海水腐食の原因は、塩分による腐食作用と海水による電気抵抗の低下である。以下にその対策を検討する。

(1) 腐食事例

ポンプの設置環境は、本機場は河口から0.7 Kmで設置地点は海に近く、平常時の水位はTP + 0.9mからTP - 0.9m程度であり、下部ケーシング以下は常時水没状態にある。運転頻度および時間は極めて少ない。ポンプの容量は口径2,600mm, 15 m³/sec, 1,150 PS で、立軸軸流コンクリートケーシング型ポンプ3台よりなる。

完成後まもなく2次冷却水配管(SUS 304製)に孔食による水洩れが発生、除塵設備も発錆し、設置後5年後には除塵設備のローキ用ローラチェンの腐食が発見され、昭和60年度は腐食が最も甚だしい62ポンプ用除塵設備のローラチェンをSUS 403に取替えた。この際ポンプの内部点検を実施したところ、予想外に腐食が進んでおり、早急に対策が必要ながわかった。ケーシングは他部に比べて腐食損傷が大きく、特にH部は強度部材であり、このまま腐食が進展するとケーシングおよびライナの脱落を生じるおそれがあるためである。

(2) 腐食対策

対策については、表面処理による方法、材質を変更する方法、ポンプ環境を変更する方法、電気防食による方法等があるので以下に特徴を述べる。

1) エポキシライニング

エポキシライニングは下地処理後、エポキシアクリレート系樹脂とガラス繊維を交互に積層し、5層で膜厚は1.0～1.5 mmとなるもので海水ポンプ用被覆防食材として、良好な結果が得られている。また最近ではガラス繊維の代わりにガラスフレークを用いることもある。

2) ステンレス、クロムメッキ

大物部材の場合はメッキが困難である。ステンレス溶射については鋼板構造物の段差部、凹凸部等は信頼性が劣るとされる。

3) ステンレス部材への変更

耐食材料であるステンレスに変更するのはよいが、耐海水ステンレスを用いること、ステンレス-鋼間の異種金属腐食の発生を予防することが重要である。

4) 電気防食

検討に値するが、電気防食に必要な電位・電流密度などの設計条件の検討が必要となる。

4. ダム放流管の腐食対策

ダム放流管に多数の孔食が発生する場合がある。その大きさや深さはまちまちであるが、深いものは7 mmにも達する。一般に淡水環境での腐食は軽微と考えられがちであるが、局所的な腐食を生

じることが多い。

(1) ダム放流管特有の腐食原因

ダム放流管の腐食には、ダム放流管特有の腐食原因があり、その主なものは次の通りである。

① 流速による影響

ダム放流管の構造にもよるが、水の放出時の流速は相当の速さとなることから、腐食を著しく増大させるほかに、巻き込まれた砂による摩耗腐食や塗膜の剝離を引き起こす。

② 異種金属の接触による腐食

一部にステンレス鋼が使用されるが、このステンレス鋼と本体の鋼材との組み合わせによる異種金属接触腐食が生じる。

(2) ダム放流管の腐食対策

ダム放流管の防食には塗装またはライニングを施した上、必要があれば電気防食を併用する。

① 防食塗装

長期防食塗装として、入念な素地調整を行った後、無機質亜鉛末塗料を下塗りし、エポキシ系あるいはウレタン系の塗装を上塗りする仕様がある。素地調整は、ショットまたはグリットなどのブラスト処理でSIS 2.5（ニアホワイト・メタル）以上とし、ショップライマーは無機質ジンクリッチ 15～20 μm とする。下塗りは無機質ジンクリッチ 75 μm 程度とする。中塗り、上塗りは、耐水性の良いエポキシ系またはビニル系とし、塗厚も 200～350 μm とする。

樹脂系ライニングの適用は、塗装に比べコストは高いが、膜厚の厚い（1～2mm）こともあって耐久性や防食信頼性は高くなる。最近普及し始めているガラスフレークを添加した樹脂ライニングは、耐摩耗性があることからダム放流管に適しているようである。なお塗膜に部分的な欠陥や損傷が生じると、この部分から腐食が始まり、次第に腐食速度を増しながら塗膜損傷面積を広げるものである。したがって、腐食状態をよく点検し、腐食が生じたら直ちに塗膜の補修をすることが必要である。

補修対策としては、防食処理の前にパテ塗装による補修を行い、無機質ジンクリッチの代わりに変性エポキシ塗料を用いる方法がある。

② 電気防食

防食に必要な電流密度は、水質および塗装の程度によって異なる。ダム放流管の電流密度は、水質の状況および塗装仕様や塗膜状況を具体的に調査して決定するのが望ましい。電気防食の適用は、外部電源方式、流電陽極方式のいずれも可能であるが、小型のダム放流管は流電陽極方式によることが多い。流電陽極方式に用いる陽極材料は、水の抵抗率の高い環境ではマグネシウム系の陽極を用いる。取り付けの方法は、はりつけ型またはボルト締め型とする。

（化学研究室）

共－４ 土木構造物の補修に関する技術開発の最近の動向について

（質問）

塩害、アルカリ骨材反応等の原因による、コンクリート構造物の劣化が社会的に問題となっているが、劣化したコンクリート構造物の補修、技術及び事例などについて最近の動向をお伺いしたい。

（中部技術事務所）

（回答）

塩害やアルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の早期劣化損傷が社会問題になったことを受けて、主に新設構造物を対象とする劣化防止対策および既に劣化損傷が生じている既設構造物の補修対策の両面にわたって、現在関係機関で鋭意検討が進められている。このうち、塩害により劣化損傷が生じたコンクリート橋の補修対策については、（財）国土開発技術研究センターの中に「コンクリート橋塩害調査委員会」（委員長：太田 実 金沢工業大学教授，昭和58～59年度）が設けられ、暫定的であるが補修要領がまとめられている。その後、このコンクリート構造物の早期劣化損傷問題はコンクリート橋に限った特定の問題でなく、コンクリートを主材料とする構造物に広く関与する問題であるとする認識が高まり、昭和60年度から3ケ年を目途に建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」（以下、総プロと略す。）が実施され、その一環として、塩害やアルカリ骨材反応により劣化損傷が生じたコンクリート構造物の補修方法についても検討がなされている。したがって、ここでは上述の（財）国土開発技術研究センターでまとめられた塩害に関する補修要領の内容及びここに関係した総プロでの中間報告の内容に基づいて、塩害やアルカリ骨材反応により劣化損傷を受けたコンクリート構造物の補修技術に関する現状等を紹介する。

1. 塩害により劣化損傷が生じたコンクリート構造物の補修について

1.1 補修要領（（財）国土開発技術研究センター）¹⁾

この要領は、鉄筋追加、アウトケーブル、鋼板接着などによる補強は範囲外とし、主として劣化の進行を抑制することを目的とした補修を対象としている。また、表－1に示す損傷度判断基準に対応して、適切な補修が行えるようにしている。

表－1 損 傷 度 区 分

損傷度 補修の 要 否	I 要	II 要	III 要	損 傷 な し 否
外観調査結果	鋼材の発錆により部分的あるいは連続的にコンクリートのひびわれ、剥離、錆汁がみられたり、その断面が欠損し、鋼材が露出または破断したりしている。	点状錆が認められるが、コンクリートの表面にひびわれや剥離等の変状がほとんどない。	外観に異常はないが、周辺の同種の構造物に塩害による損傷が生じており、今後被害が生じるおそれがある。	外観および周辺の同種の構造物に異常がない。

(1) 補修の考え方

補修にあたっては、次の3点について検討することが基本となっている。

- ① 鋼材の防錆処理
- ② 塩分の除去
- ③ 外部からの腐食因子の浸透防止

①は塩害が鋼材腐食に伴う膨張圧によるひびわれに大きく起因するものであり、外面のみの対策では、いずれ錆による膨張によりひびわれが発生して失敗する例が多いことを考慮し、はつりを行う場合には、鉄筋の防錆処理も同時に行うこととしたものである。②については、劣化したコンクリートの除去あるいは部材表面のブラスト、チップング、洗浄等により、すでに浸入している塩分を少しでも取り除くという考えである。③は腐食因子である酸素、水分、塩分の新たな浸透を防止、低減することである。

(2) 補修工法

上述の補修の考え方を具体化したのが、ここに述べる補修工法であり、基本的には断面修復とコンクリート表面被覆より構成される。

1) 断面修復

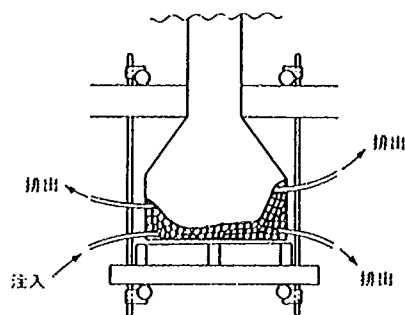
断面修復とはコンクリート内部の鋼材腐食により、コンクリートに浮き、ひびわれ、はくりが生じている場合に、損傷箇所のコンクリートをはつり取り、内部鋼材の防錆処理を施し、断面形状の復旧を行うことである。表-2には各作業工程の内容を示している。なお、断面修復工法は、主にその規模に応じてモルタル工法（小さな穴埋等）、打継ぎコンクリート工法、プレバックドコンクリート工法に分けられる（図-1参照）が、要領ではその作成時点での実績に重みを置き、プレバックドコンクリート工法には有機系材料を選定している。

表-2 断面修復の各工程の目的と方法

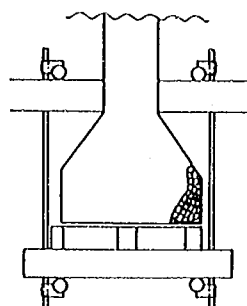
工 程	目 的	方 法
は つ り	コンクリートの浮きや、ひびわれ、剝離部分および、錆びた鋼材の周囲のコンクリートを除去する。	コンクリートをはつる。
ブ ラ ス ト	付着塩分、レイタンス、鋼材の錆等を除去する。	サンドブラストを行う。
鋼材の防錆	錆びた鋼材の腐食進行を抑制する。	防錆材料を塗布する。
断 面 修 復	はつりにより除去した部分の断面形状を復元する。	断面修復材料を用いて修復する。

2) 表面被覆

外部からの腐食因子の浸透を防ぐために表面被覆を行うが、その方法として、かぶりのように厚さで対応する方法と、塗装のように膜で対応する方法がある。要領では、断面修復材と同様の考えに立って、有機系材料による塗装を採用している。ここで、被覆系はその性能



(a) プレバックドコンクリート工法による断面修復の施工例



(b) 打継コンクリート工法による断面修復の施工例

図-1 断面修復工法の例

に応じて表-3に示すような3種類の被覆系に分類し、先の損傷度区分に対応させている。
なお、表-4および表-5にそれぞれ被覆系の具体的な例および工程の目的と方法を示す。

表-3 被覆系の性能区分とその特徴

性能区分	特 徴
被覆系Ⅰ	コンクリート中の含有塩分量の増加防止を行うと同時に、水分や酸素の侵入を遮断することにより、鋼材の腐食速度を抑制する。
被覆系Ⅱ	コンクリート中の含有塩分量の増加防止を行うと同時に、水分や酸素の侵入量を減少させることにより、鋼材の腐食速度を抑制する。
被覆系Ⅲ	コンクリート中の含有塩分量の増加を防止する。

表-4 被覆系の使用例

被 覆 系		
区 分	内 容	目 標 膜 厚 (μ)
Ⅰ	エポキシ樹脂塗装(超厚膜型)	1000
	ガラスフレーク入りビニールエステル樹脂塗装	1000
	ゴム系樹脂塗装(厚膜型ポリブタジエン)	1000
	ガラスクロス入りエポキシ樹脂塗装	1200
Ⅱ	エポキシ樹脂塗装(厚膜型)	500
	ゴム系樹脂塗装(ポリブタジエン)	500
	ゴム系樹脂塗装(厚膜型ポリウレタン)	500
Ⅲ	エポキシ樹脂塗装	200
	ポリウレタン樹脂塗装(柔軟型)	200

表-5 コンクリート表面被覆の工程の目的と方法

工 程	目 的	方 法
素地調整	被覆とコンクリートの密着性を高め防食効果を十分高めるためにコンクリート素地を仕上げる。	コンクリート面に付着している異物を取り除いた後、コンクリート面をサンドブラスト等で仕上げる。
塗布前処理	被覆がコンクリート面と密着し、平坦性が保てるような下地を形成すると同時に、露出している鋼材については保護層を形成する。	コンクリート全面にプライマーを塗布し、果穴、段差等にパテ等を充填または塗布する。 露出した鋼材表面にも同じ材料で保護層を作る。
中 塗	コンクリート中の鋼材を腐食させる要因すなわち、塩分、水分、酸素等の透過侵入を減少させて、鋼材の腐食を抑制する被覆を形成する。	コンクリート全面に塗布する。
上 塗	被覆系の耐候性、耐久性および美観を向上させる。	コンクリート全面に塗布する。

3) 補修材料

補修に用いる材料としては、表-6 に示すようなものを示している。ここで各材料については満足すべき品質規格も示されている。

表-6 補 修 材 料

材 料	名 称	用 途
防 錆 材 料	エポキシ樹脂 スチレンブタジエンラテックス	
	エポキシ樹脂	プレバックドコンクリート工法用
断面修復材料	エポキシ樹脂	モルタル工法用
	ポリマーセメントコンクリート	打継コンクリート工法用
	レジンコンクリート	
	無収縮セメントモルタル	
コンクリート 表面被覆材料	エポキシ樹脂パテ	不陸修正用
	ポリマーセメントモルタル	
	エポキシ樹脂塗料	被 覆 用
	ビニールエステル樹脂塗料	
	ゴム系樹脂塗料 ポリウレタン樹脂塗料	

1.2 総プロでの検討内容

総プロにおいても、はつり、ブラスト、防錆処理、断面修復、表面被覆の各工程を損傷の程度に応じて組み合わせ用いることを補修の基本とし、特に各工程の施工性ならびに表-7 に示すような断面修復材および表面被覆材の品質性能等を詳細に調べるため、実橋を対象とした施工試験や小型供試体を用いた暴露試験を実施している。

断面修復材については、上述の補修要領ではそれまでの実績を中心に考慮して、比較的高価なエポキシ樹脂などの有機系材料を用いることとしている。しかし、ここでは適切な施工を行うことを前提とすれば、無機系の材料も十分に適用しうるという考えに立って、各種のポリマーセメントグラウトや早強セメントモルタルなども調査の対象としている。一方の表面被覆材についても、上

表-7 調査対象補修材料 (総プロ)

工 程		工 法	修 復 材 料	採用社数
断面修復	桁下フランジ部	プレバックド工法	SBR系ポリマーセメントグラウト	1
			アクリル系ポリマーセメントグラウト	2
			エポキシ系ポリマーセメントグラウト	1
			無収縮セメントグラウト	1
		モルタル工法	SBR系ポリマーセメントモルタル	2
	桁側面部 床版底部	モルタル工法	SBR系ポリマーセメントモルタル	4
			アクリル系ポリマーセメントモルタル	2
			早強セメントモルタル	1
表面被覆	塗 膜	コーティング	エポキシ系樹脂	1
			シリコン系樹脂	2
			ポリブタジエンゴム	1
			クロロプレンゴム	1
			アクリルゴム	1
	モルタル ライニング		SBR系ポリマーセメントモルタル	3
			アクリル系ポリマーセメントモルタル	2

述の補修要領には示されていないシリコン系樹脂やアクリルゴムあるいはある程度の厚みをもって塩害要因の浸入を防止するポリマーセメントモルタルなどが調査の対象となっている。

2. アルカリ骨材反応により劣化損傷が生じたコンクリート構造物の補修について

アルカリ骨材反応は、一般的にある種の骨材中の反応性鉱物とセメント中のアルカリ成分が反応して、骨材表面に珪酸ソーダを生成し、周囲から水分を吸収して膨張する現象と理解されており、コンクリート構造物の外観上からは、マップ状のひびわれや白い析出物でその発生を知ることが多い。これに対して既にひびわれが生じている構造物の補修を適切に行うには、次のような点を基本に用いる工法や材料を選定すべきであろう。

- ① コンクリートを乾燥させる。
- ② 反応に不可欠な水分の供給を遮断する。
- ③ ひびわれに樹脂などを注入して鉄筋の腐食の進行を抑制する。

現在、総プロではこれらの点を考慮に入れて、ひびわれ注入、パッチング、コンクリート表面被覆について有望な材料や工法を選定し、室内促進試験や屋外暴露試験あるいは実構造物の試験施工などを行い、それらの実用性について検討が加えられている。以下に総プロの中間成果として示されている補修工法の例を紹介する。

2.1 補修工法の例

補修工法の一例として、ひびわれ注入あるいはコンクリート除去後断面修復を行い、所要の下

地処理と続き、最後にコンクリートの表面被覆を行う方法が挙げられる。ここで下地処理はコンクリートのひびわれ部に樹脂等を注入して補修箇所の下地を確保するためのものである。

表面被覆は主とし防水効果を得るために行うもので、その効果を高めるために構造物全面を対象にするのがよいと考えられている。各補修工程について簡単に説明すると次の通りである。

① ひびわれ注入

コンクリートのひびわれに樹脂などを注入し、水密性を高めるために行うものである。注入方法としては加圧法、吸引法、重力流下法等がある。エポキシ樹脂を加圧注入する工法が多いが、表-8に示すような各種材料の実用性等に関する検討が進められている。

表-8 注 入 材 料 (総プロ)

材 料 分 類	種 類	特 徴
エポキシ樹脂系	硬質標準形	引張強度 300 kg/cm以上
	柔軟形-1	伸び率 100%以上
	柔軟形-2	伸び率 200%以上
	柔軟形-3	揺変性、伸び率 50%以上
ポリウレタン系	ポリウレタン系	低温における伸び特性に優れる
ポリマーセメント系	アクリル系	セメントスラリー状
	エポキシ系	セメントスラリー状
スラグ系	コロイド系	灰白色スラリー状
ポリサルファイド系	シーラント系	弾性シーリング材

② パッチング

断面欠損部あるいは除去すべきコンクリートをはつり、清掃後プライマー用樹脂等を塗布し、パテ用樹脂やポリマーセメント等で断面を整正するものである。

③ 塗 装

アルカリ骨材反応は上述のように水分を必要とすることから、コンクリート表面を塗装することは、補修対策の有効な一手段と考えられる。塗装材料としては、表-9に示すようなもの

表-9 コンクリート面の塗装の特徴

工法 特徴	有機質塗装 (エポキシ、ウレタン等)	含浸系塗装	ポリマーセメント モルタル塗装
方 法	コンクリート表面に遮水 および耐候性被膜を形成 する。	コンクリート表層に含浸 させ、コンクリート表層 に遮水層を形成する。	コンクリート表面に数mm のモルタル層を形成する。
長 所	性能の明らかな塗装系を 用いると効果が確実であ る。 塗り重ねが可能である。	コンクリート表面処理が 簡易ですむ。	モルタルなのでコンクリ ート基体との付着性は期 待できる。
短 所	高性能の塗装系はやや高 価である。	含浸の性能(耐候性)に 関するデータが少ない。	モルタルの遮水能力につ いては試験データが少な い。

表-10 塗装材料の効果確認試験内容 (総プロ)

	供試体形状	骨 材	塗 装	試験方法	数 量
新 設 (ASR予防)	10×10×40 ^{cm}	3	弾性エポキシ～弾性ウレタン 無機系浸透剤～弾性ウレタン 溶剤系樹脂塗料(アクリル系)	促進養生	30
既 設 (ASR補修) 促進養生により ひびわれ導入	15×15×50 ^{cm}	3	弾性エポキシ～弾性ウレタン 弾性ウレタン 厚膜形エポキシ～弾性ウレタン 高弾性ポリブタジエン～弾性ウレタン クロス入り弾性エポキシ クロス入り高弾性ポリブタジエン ガラスフレークエポキシ ガラスフレークビニルエステル 柔軟型ポリマーセメント 無機系(ポリマーセメントモルタル) 無機系浸透剤～弾性ウレタン 溶剤系樹脂塗料(アクリル系)	促進養生	60

骨 材：輝石安山岩2種、チャート

配 合：W/C=50%

アルカリ量：8kg/m³

のが有効と考えられるが、総プロでは表-10に示すような材料も選定し、促進試験を通じて検討を加えている。なお、一部の試験報告では、シラン系樹脂の含浸がコンクリート中の水分の低減に有効であると述べている。

<参考文献>

- 1) 光家康夫, 鈴木敏, 塩害で損傷した橋梁の補修基準(案) について, 道路とコンクリート, 46, 69, 1985年9月 (橋梁研究室)

共-5 束ね鉄筋の採用について

(質問)

杭あるいは躯体断面等に計算上多量の鉄筋を配置しなければならない場合、鉄筋を単鉄筋として配置すると、コンクリート打設時の施工に支障をきたしたり、必要量の鉄筋を配置できないことがある。このような場合、何本かの鉄筋を束ねて配置することができれば、施工性は向上するものと考えられる。そこで束ね鉄筋採用の是非について明確にしていきたい。

(愛知県土木部)

(回答)

1. 束ね鉄筋に関する各規準の記述

(1) 道路橋示方書

道路橋示方書においては、束ね鉄筋に関する規定は示されていない。ただし、小断面に配置される主鉄筋に関しては、場所打ち杭に対して、「主鉄筋の最大径は、今後、大径のものが開発される傾向にあるが、現状では付着性、加工性などの点から35mmまでのものが多く使用されている。」(示方書・下部 8.7.3場所打ち杭 解説)、あるいは、「主鉄筋の配列については、現時点では鉄筋かごの建込みなどの施工上の問題点が多いので、二重配筋をできるだけ避けて一重配筋で設計するのが望ましい。ただし、深礎工法によるくいで鉄筋組立てやコンクリート打ち込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工できる場合にはこの限りでない。」(8.7.3場所打ち杭 解説)のように、太径鉄筋(35mm)の使用可能性、条件付きでの多重配筋の使用を示唆した記述はある。

(2) コンクリート標準示方書, 国鉄構造物設計標準

これらの規準では、径32mm以下の単鉄筋を用いると鉄筋の配置が複雑になり、コンクリートの締固めが十分に行うことができないおそれがある場合に限り、以下のように束ね鉄筋の使用を認めている。

- ① はり, スラブの水平方向主鉄筋には、異形鉄筋を上下に束ねて配置してよい。また、柱, 壁

等の軸方向鉄筋は、2本または3本ずつ束ねて配置してもよい。

- ② 束ね鉄筋の換算径 ϕ' は、束ねた鉄筋の断面積の和に等しい断面積をもつ1本の鉄筋の直径として算定し、「かぶり」、「鉄筋のあき」の規定に従うものとする。(図-1)

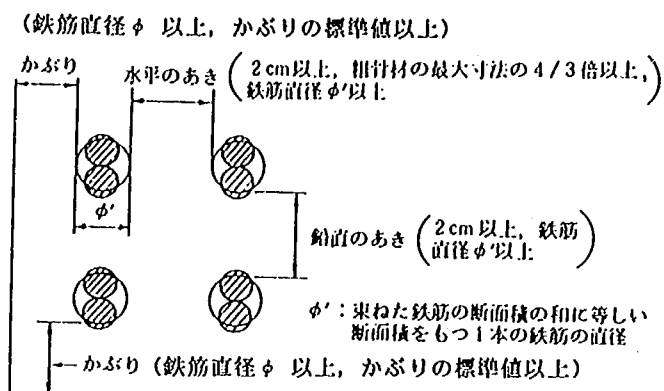


図-1 はりにおける鉄筋のあきおよびかぶり

- ③ 束ね鉄筋の重ね継手は、1本の鉄筋の継手長の1.3倍の長さとする。(国鉄のみ)
鉄筋の継手は図-2に示すように行う。

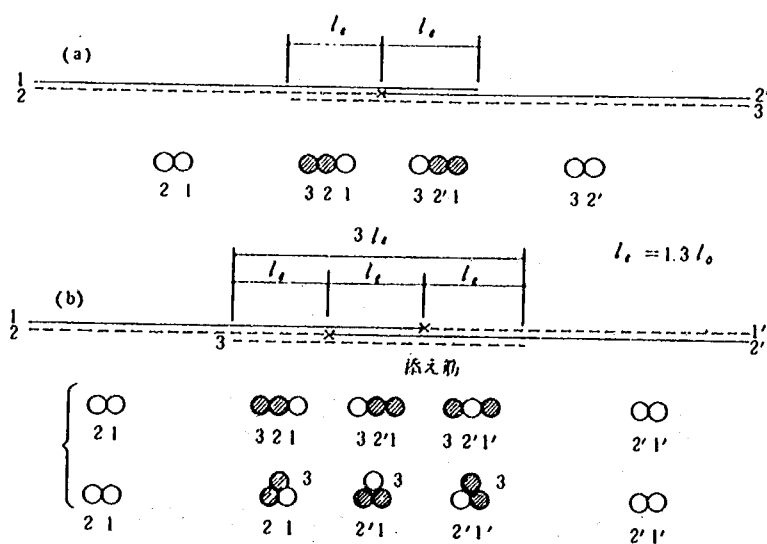


図-2.1 2本束ね鉄筋の重ね継手の例

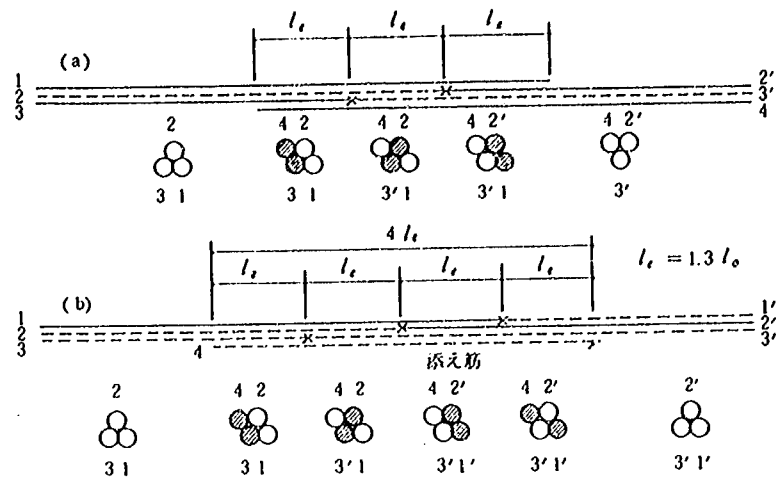


図-2.2 3本束ね鉄筋の重ね継手の例

2. 束ね鉄筋に関する既応の研究

図-3～図-4に示すように、供試体レベルにおける鉄筋コンクリート梁の耐力試験結果によると、単鉄筋配置の供試体と束ね配置とした供試体の耐力特性の間には大きな差異が認められない(ただし、継手の影響がない場合)。

また、継手を有する供試体の場合についても、完全に施工されたガス圧接継手か、十分な長さの突き合わせ間隔と添え筋を用いた重ね継手が成されていれば、3本束ね配筋であっても継手箇所のない供試体と同様の耐力と剛性を有する結果となっている。(図-5～図-7)。

ただし、添え筋の長さを十分に確保しなかった場合には、図-6に示すように極端な耐力の減少が見られる。

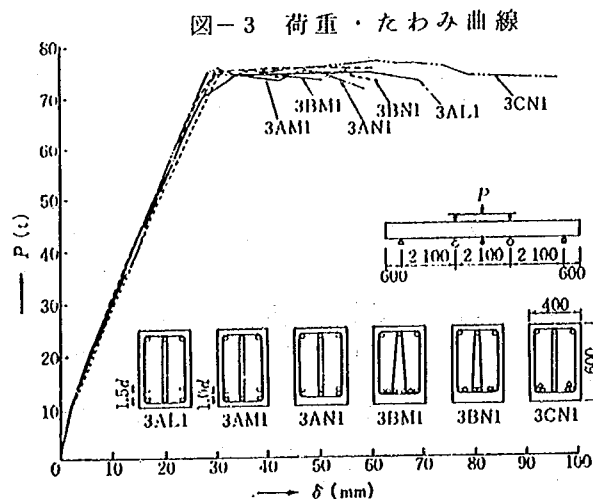


図-3 荷重・たわみ曲線

図-4 荷重・たわみ曲線

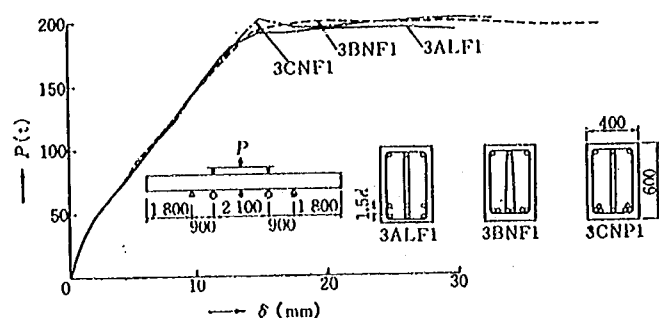
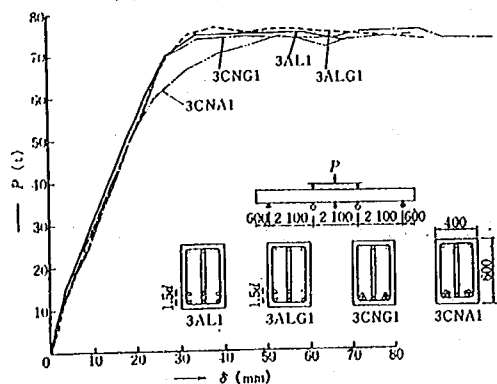


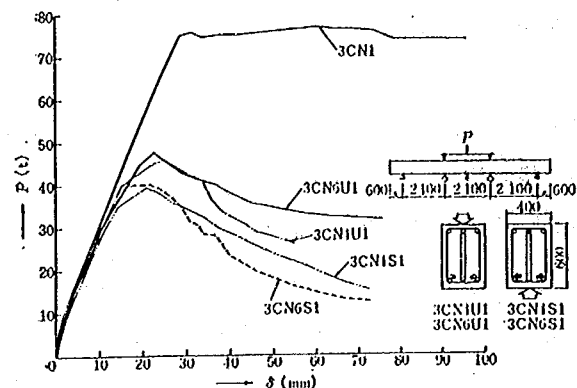
図-3～図-4 束ね鉄筋を用いた供試体の耐荷力

図-5 荷重・たわみ曲線



供試体番号	継手部の構造
3AL1	継手なし
3ALG1	ガス圧接継手
3CNG1	ガス圧接継手
3CNA1	鉄筋の突き合わせ箇所を10cm間隔として 50cmの鉄筋を添え、45cmに渡ってアーク溶接

図-6 荷重・たわみ曲線

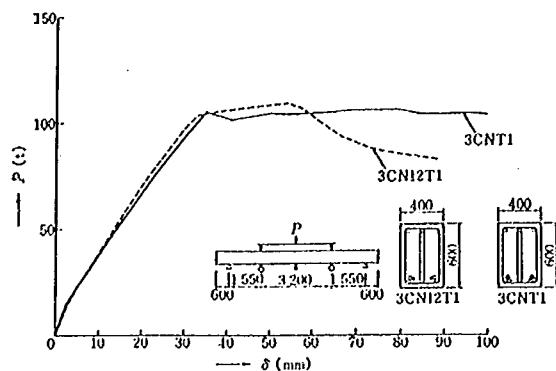


供試体番号	継手部の構造
3CN1	継手なし
3CN4U1	鉄筋の突き合わせ箇所を7.5d間隔とし、 45dの長さの鉄筋を添えた重ね継手
3CN6U1	鉄筋の突き合わせ箇所を10d間隔とし、 60dの長さの鉄筋を添えた重ね継手
3CN4S1	鉄筋の突き合わせ箇所を7.5d間隔とし、 45dの長さの鉄筋を添えた重ね継手
3CN6S1	鉄筋の突き合わせ箇所を10d間隔とし、 60dの長さの鉄筋を添えた重ね継手

* d: 鉄筋径

** 図中の矢印はコンクリート打設方向

図-7 荷重・たわみ曲線



供試体番号	継手部の構造
3CNT1	継手なし
3CN12T1	鉄筋の突き合わせ箇所を30d間隔とし、120dの長さの鉄筋を添えた重ね継手

図-5～図-7 束ね鉄筋の継手が供試体の耐力に及ぼす影響

(矢代秀雄他：たばね筋を用いたはりの曲げ試験，コンクリートジャーナル，1968年10月)

3. 束ね鉄筋の使用について

以上の研究成果にも見られるように，束ね鉄筋の継手部の信頼性についてはまだ問題が残されている。また，実験結果では，コンクリートと鉄筋の付着に関して問題がないとしているものの，現場におけるコンクリート打設では施工条件が悪くなるため（特に水中施工を行う場合など），単鉄筋で配置した場合に得られる付着力が，束ね筋の鉄筋と鉄筋の接触部付近でも同様に得られるかどうかは確認されていない。

したがって，原則としてコンクリート断面に配置する鉄筋は単鉄筋とするのがよいが，単鉄筋として配置すると著しい不都合（施工性等）が生じるおそれがある場合には，良好な施工環境にあることを確認した上で二段配筋，太径鉄筋あるいは束ね鉄筋による対応も考えられる。

その際，太径鉄筋あるいは束ね鉄筋を用いる場合の留意点は以下の通りであるが，その詳細については「太径鉄筋D51を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針」，また，束ね鉄筋に関しては，「コンクリート標準示方書」，「国鉄構造物設計標準」を参考にするとよい。

- (1) 施工環境が気中で，良好な施工が期待できる箇所以外での施工は避ける。
- (2) 束ね鉄筋に用いる鉄筋は径32mm以下の異形棒鋼とする。
- (3) 束ね鉄筋の本数は原則として2本とし，3本を超えない。
- (4) 太径鉄筋，束ね鉄筋の継手部には，応力伝達が確実に行われるような構造を用いる。

(基礎研究室)

(コンクリート研究室)

共－６ 低騒音，低振動型建設機械の動向について

（質問）

現在，建設機械では多数の低騒音型，低振動型が開発され普及している。

これらの建設機械に関する対策の現状並びに今後の技術開発の方向について，御教示願いたい。

（道路部機械課）

（回答）

1. 概説

低騒音，低振動型の建設機械，工法には大別して二つの方向がある。ひとつは，原型の建設機械に騒音対策や振動対策を施した機械，他は騒音，振動が原理的に発生しないことを前提に新しく開発された機械，工法である。

前者では，油圧ショベルや発動発電機などが代表的な機械であり，後者には鋼矢板圧入工法や中掘根固め工法などがある。

低騒音型，低振動型の建設機械については，昭和58年度に発足した「低騒音型，低振動型建設機械指定制度」があり，騒音が相当に小さくかつ一定の要件を満たした型式の機械が低騒音型として指定されている。（昭和62年3月現在17機種 973 型式）しかし，低振動型については，振動レベルの測定方法，その判定基準の検討がなされている段階で，まだ低振動型建設機械の指定に至っていない。

2. 建設機械の騒音の現状

建設機械の騒音，振動の実態については建設省で定期的に調査，取まとめを行っている。昭和52年頃の調査では，その10年前と比較して約10dB 程度，建設機械の騒音は小さくなっていたが，今日では更に5～6 dB 程度，騒音低減がすすんでいる。

図－1～6 に主な建設機械の騒音の現状を示す。図は標準型の機械について昭和52年と昭和62年での調査結果の比較を示すものである。空気圧縮機や発動発電機ではすでに騒音対策を施したものが標準となっており，したがって10dB 以上の騒音低減が見られる。

振動パイルドライバでは，起振器の起動および停止時に急速制動をかけることによって，振動パイルドライバの回転速度がクレーンの共振点を通過する時に発生する騒音を抑制する方式をとっている。このため，実質的な作業騒音は低減している。

ディーゼルパイルハンマの騒音対策は防音カバーによったものがほとんどである。しかし，昭和54年以降に製作された台数も小さく，騒音対策は進んでいない。実際には騒音対策が必要な現場では，ディーゼルパイルハンマに代って最近では油圧ハンマが使用されておられ，工事そのものを考えれば，騒音レベルは平均的に約10dB 小さくなっている。なお低騒音型建設機械の騒音判定基準

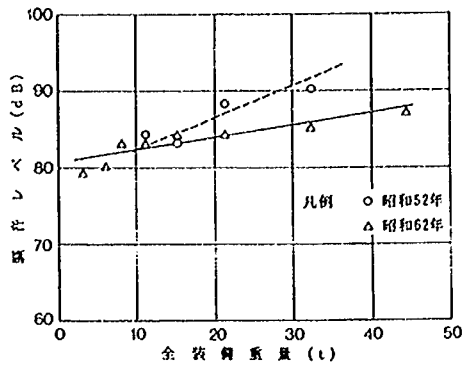


図-1 ブルドーザの騒音

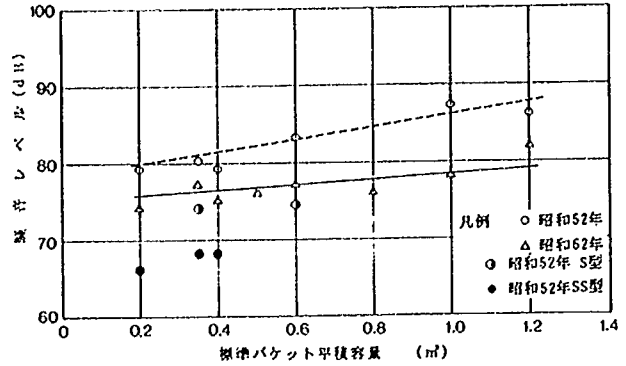


図-2 油圧ショベルの騒音

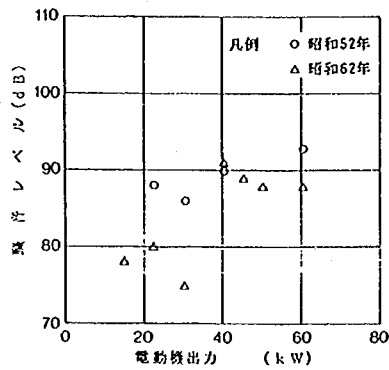


図-3 振動パイルドライバの騒音

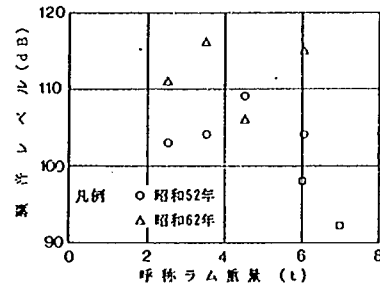


図-4 ディーゼルパイルハンマ(油圧ハンマ)の騒音

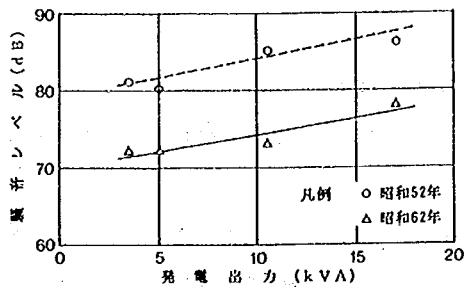


図-5 発電発電機(50 Hz)の騒音

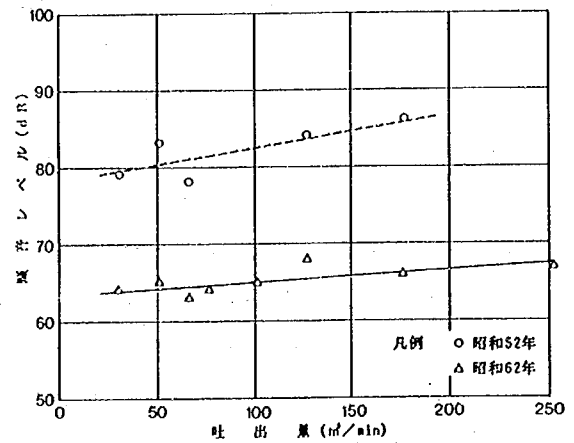


図-6 空気圧縮機の騒音

は現在の普通型の機械の騒音レベルより低いところに設定されている¹⁾。打撃式の杭打機およびコンクリートポンプなどでは指定された機械はないが、発動発電機、空気圧縮機ではほとんどの機械が低騒音型となっている。

3. 主な騒音、振動対策の実状

3.1 エンジン音対策

エンジンを音源とする機械は早い段階から騒音対策がすすめられてきた機械である。当初は、エンジンルームの遮音性能を向上させた、いわゆるエンジンルームエンクロージャが主体であった。今日では、これに加えて、エンジンを防振ゴムで支持し、固体音の伝搬を防止する方法が用いられている。その他、冷却ファンの大型化、低騒音化、排気消音器の大型化などきめ細かい対策が用いられている。また、大型のエンジンを用いて回転速度を落すなどの対策方法が用いられるようになった。従来、これらの騒音対策では試行錯誤的に実施されていたが、現在では騒音対策効果を計量的に予測できるようになり、低減目標に合わせた設計が合理的、経済的に行われている。

3.2 振動バイルドライバ

振動バイルドライバによる鋼矢板施工時には、打始めや打止まりで、振動バイルドライバの回転速度がクレーンのブームなどの共振点を通ることによって大きな騒音が発生することがあった。この対策として急速制動装置が用いられ、作業騒音の低減につながっている。また、製作精度を向上させ機械自体のガタつきによる騒音の発生などがなくなり、全体的に騒音低減が進んでいる。

振動バイルドライバでは、高周波形、超高周波形が開発され、振動の低減も図られている。

3.3 コンクリートブレーカ

現在、騒音が問題となる工種に打撃式の杭打工法と破壊解体工法がある。前者では、代替工法があることから近年都市部では使用されることがまれになった。しかし、破壊解体工事では現場条件によってブレーカを使用せざるを得ない条件がある。ブレーカの騒音対策としては空気式ハンドブレーカに排気消音器を取付ける方法があるが、打撃音について対策された例はない。現在これに対して音の発生機構を解析することによってより合理的、効果的な騒音低減を図ろうとする研究がすすめられている²⁾。

4. 騒音振動対策の研究動向

油圧ショベルやクローラクレーンなどエンジン音を主体とする機械の騒音低減は既に研究段階を終了し、実用化の段階に致っていると言うことができよう。また、基礎、土留工に見られる無騒音無振動工法も、既に完成された工法として社会的に認知されるに致っている。この意味からも、騒

音対策技術は成熟期にはいったと評価することができよう。

しかし、これまでは施工性や経済性を無視した騒音振動対策が行われることもあったが、今後は騒音振動対策の合理性、経済性が問題となろう。騒音対策に関する技術では、音響インテンシティによる音源探査、音の発生機構の解析が行われるようになってきており、より合理的な騒音対策が行われるものと思われる。

地盤振動の低減対策に関しては、現在のところ静的な工法を用いるしか方法がない。これは、地盤振動の発生や伝搬のメカニズムが明確でないことも原因である。地盤振動の発生と伝搬については、現在、土木研究所で研究（研究期間：昭和61年度から64年度）がすすめられており、振動対策の可能性と方法が明らかにされることが期待されている。

<参考文献>

- 1) 建設機械化協会：建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック（改訂版），昭和62年6月
- 2) 橘内，前田，他：建設工事用小型圧縮空気機械（コンクリートブレーカ）の低騒音化に関する研究；環境庁企画調整局研究調整課編，総合研究プロジェクト別環境保全研究成果集（騒音・振動）1986年

（機械研究室）

共一七 機械設備の保全の考え方について

（質問）

当地建において、トンネル換気設備の信頼性、評価手法について、調査を実施しておりますが、機械設備の信頼性には故障と保全の考え方が大きく影響してくるものと考えられます。トンネル換気設備に限らず機械設備全般の「保全」に関して故障の発生と点検、整備、修理のあり方の観点から基本的な考え方を示していただきたくお願いします。

（中部技術事務所）

（回答）

まず言葉の定義より説明すると、信頼性とは「システムや製品の機能の時間的な満足性」であり、一般的には正常に作動するとともに寿命が長いことと考えられている。この信頼性に尺度を与えたものが信頼度で「対象とする物が規定の使用条件および環境条件のもので使用者が期待する時間（距離日数など）をとったほうがよいこともある」、故障しないで満足する状態にある確率」を表わしている。表一1に関連する尺度とその定義を示す。

信頼性工学は漠然とした信頼性を統計を使って定量化し、解析を加えてはっきりとした結果を出すものでその適用にあたっては、使用条件、環境条件と時間の要素を充分に把握した上でなければ行え

表-1 信 頼 性 の 尺 度

信 頼 性 の 尺 度	定 義
信 頼 度 (R)	系, 機器, 部品などが規定の条件のもとで意図する期間中規定の機能を遂行する確率
故 障 率 (λ)	ある時点まで動作してきた系, 機器または部品などが, ひき続く単位時間内に故障を起こす割合
平均故障間隔 (MTBF)	修理しながら使用する系, 機器, 部品などの相隣る故障間の動作時間の平均値
故障までの平均時間 (MTTF)	修理しない系, 機器, 部品などの故障までの動作時間の平均値
耐 用 寿 命	故障率が規定の値よりも低い期間の長さ
保 全 度	修理可能な系, 機器, 部品などが規定の条件において保全が実施されるとき, 規定の時間内に保全を完了する確率
平均動作不可能時間 (MTTR) または平均ダウンタイム (MDT)	動作不可能時間の平均 (MTTR と MDT は同じ意味で使われるが, 事後保全の場合を MTTR として区別することがある)
稼 動 率 (アベイラビリティ)	修理可能な系, 機器, または部品などがある特定の瞬間に機能を維持している確率であり, つぎの式によって求める場合が多い. $\text{稼動率} = \frac{(\text{動作可能時間})}{(\text{動作可能時間}) + (\text{動作不可能時間})}$
システム有効性	信頼度, 稼動率および確度 (精度) の確率の積
コスト有効性	システム有効性とコストの比

ず, また, 使用条件に関係する保全の容易さ「保全性」の規定, 機能を果たせないとする状態「故障」の規定をどう行かなどで, その評価が変わってしまう。すなわち, 信頼度は時間的条件, 使用条件, 環境条件および故障が規定されてはじめて定量化でき, 信頼性の向上にどの程度効果があるかはシステム有効性, コスト有効性を含めた評価尺度で判断されるものである。

次に, 信頼性の向上の手法について, ここでは機械設備というシステムであるから, 根本的には構成する部品自体の信頼性を向上させることである。一般にはそれと同時に, システム全体に検討を加え, システムの構成方法, サブシステム間のインターフェイスを変えることによって信頼度を高める方法をとる。例えば, 構成要素がすべて満足に動作する場合にのみシステムの機能が果されるような直列システムでは, 最も故障しやすい構成要素の高信頼化を図る。あるいはそれが故障した時の処置がすぐ行える体制をとる方法をとる。また, 重要な構成機器には同じ機能を持った要素を付加して信頼度を高める並列システムなどの冗長方式を採用する。その他, システムの機能が若干低下しても, そのまま運用できるよう再構成するフェイルソフト運用方式をとることも効果がある。

建設省が管理する機械設備はトンネル換気設備, 道路排水設備, 散水融雪設備, 排水ポンプ設備, 河川用ゲート設備など多種, 多様にわたっており, しかも, 使用条件が厳しいものが多い。例えば, トンネル換気設備についてジェットファンの本体は, トンネルの天井面に設置され, 排気ガスに常時

さらされており、点検及び保全はその実施には交通停止が必要なため可能な限り長いことが望まれている。また、排水ポンプ設備では、出水があった時に確実に起動でき、かつ必要な時間作動し続ける義務が課せられている。その他の機械設備も同様に、信頼性工学により解析され、実行されている品質管理が主体の生産用機械設備とは大きく異なり、新たな解析、評価手法の検討、設計、維持管理手法の検討が必要とされた。

中部技術事務所で実施されたトンネル換気設備の信頼性、評価手法に関する調査はまさに、この信頼性工学を適用するための、評価尺度の検討、故障要因の抽出、システム解析を行ったものであり、その目的は合理的な機械設備管理手法の確立であった。

では、質問されています「保全」の基本的な考え方について説明しますと、信頼性、信頼度の定義で述べられているように、使用者が満足するというきわめてあいまいことに収束するわけです。ところがこれを具体的なもの、設備にあてはめると「期待通りに稼動する」という当然のことになるわけです。この当然のことが設備毎に異なることを維持管理する上で考慮することが第一です。すなわち、保全の目標を、長期間の稼動に主体を置くか、必要時に確実に作動することに主体を置くか、また、点検修理がどの程度制限されるか、最後にその経費はどこまで許容されるかを十分に把握した上で維持管理手法を検討し、実施していくことが必要です。

トンネル換気設備に期待されているのは、送風のために稼動することが中心であり、停止条件でも稼動しているのは経費の面から避けることと考えられます。点検、整備については、そのための交通停止は行わないことが基本で、修理の時も同様である。ただし、運転不能になるまで、交通停止した上での整備、修理を行わないことでなく、10年またはそれ以上の間隔を置くものであれば許容できるなどと考えられる。このような期待、保全の目標を各々の設備毎に設定し、その目的にあった維持管理方法を選択し、その効果と費用を考慮することが必要です。すなわち、点検と整備の内容については、その効果、すなわち故障発生防止にとりわけシステム全体の故障に対して、どれだけ寄与したかが重要です。そこでシステムの構成機器、部品ごとに、点検整備の内容と頻度を検討していきます。修理についてはその費用とともに修理に要する時間も重要です。

トンネル換気設備については、前にも述べたようにジェットファン本体など、整備、修理を行うのに経費を要するので、部品自体の信頼度を上げるとともに、合理的な期間をおいての定期的な整備を行うことが必要と思われる。

そして、それによって、効果が実際にどれ程あったかについて、十分なデータを長期間にわたり収集していくことが、次にそのデータを解析し新たな維持管理手法の合理化を行っていくために必要不可欠である。

なお、具体的な信頼性、評価手法の内容について、すでに中部技術事務所で行われておりますので、その説明は省きます。

<参考文献>

- 1) 「信頼性の考え方と技術」北川賢司 コロナ社
- 2) 「第40回建設省技術研究会 共通部門指定課題論文集 昭和61年10月」建設省
- 3) 「中部技報」170号 昭和62年6月 中部地方建設局 中部技術事務所

(機械研究室)

共-8 切土のり面の岩判定について

(質問)

のり面防災に線形改良を兼ねた工事を行なっているが、土砂ののり面のほかに花崗岩で岩分類が軟岩(I)、軟岩(II)、中硬岩の岩ののり面が発生する。

切土は、法肩部より掘削を行い、岩盤線が確認された後、横断測量を行なって切土勾配線を求め、それに沿って岩を掘削することになっている。

この際、掘削面の岩盤状況を確認するため簡易弾性波測定を行なおうと考えている。このとき、現場条件や作業工程により、掘削後、相当日数を経過し測定する場合も出てくる。このため降雨、経過日数あるいは風化等による岩分類ごとの測定値の変化とその評価および最近の測定器等について紹介されたい。

(名古屋国道工事事務所)

(回答)

のり面・斜面の弾性波速度は地山の含水状態によって変わり、また掘削の前後および掘削後時間が経過することによって一般に V_p 値は低下する傾向が認められている。ここでの質問の趣旨は、次の二つにあるものと考える。

- ① 岩掘削の岩分類の指標として用いる V_p 値は、掘削前のものであるため、掘削後の測定値を適用すると、岩分類が軟らかい方へ移る恐れがある。
- ② 掘削に伴う切土のり面の劣化を弾性波速度 V_p 値の変化で追跡する場合の初期値の設定をどうするか。

いずれにしても、のり面・斜面の弾性波速度が掘削前後でどの程度変化するか、という問題に帰すると思われる。

(1) 降雨による弾性波速度の変化

水中における弾性波速度 V_p 値は、 1.5Km/s 程であり、従ってこれより低い速度を示す土砂や風化岩は、その含水状態で弾性波速度の測定値が左右される恐れがでてくる。図-1は、まさ土の供試体における V_p 値に及ぼす飽和度の影響を示している。これを見ると切土のり面での自然含水比の変化領域と考えられる飽和度50～100%の範囲でかなり影響されることが分かる。

弾性波速度が含水比によってどのように変化するかについては幾つかの測定例があるが、のり面

については確認された例はほとんどない。図-2は2月の乾燥期と4月の降雨の V_p 値の測定値の比較である。これによると2箇月が経過しているにもかかわらず、降雨後に表層は $0.4 \sim 0.8 \text{ Km/s}$ を示し、若干上昇していることが分かる。深部の方はほとんど影響は見られない。現場測定は、できるだけ降雨直後は避けた方が良いと思われる。

(2) 掘削による弾性波速度の変化

掘削による応力開放や掘削施工による緩みによって、弾性波速度は掘削後低下することが知られている。図-3はその例であるが、これによると弾性波速度はのり面の表層部においてかなり低下することがわかる。したがって、切土掘削の岩分類の指標として掘削後の V_p 値を適用すると岩分類が軟らかい方

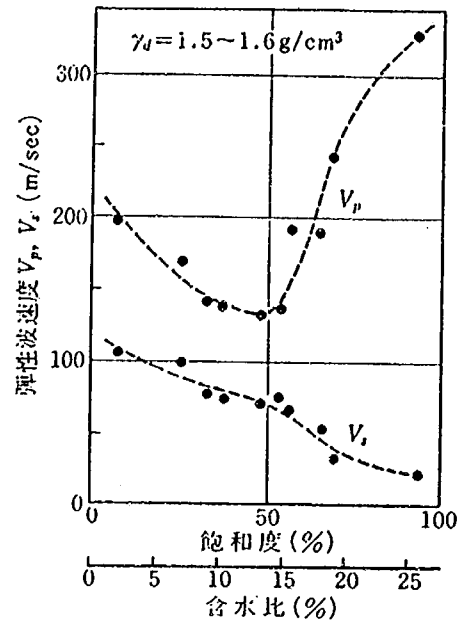


図-1 飽和度の弾性波速度に及ぼす影響¹⁾

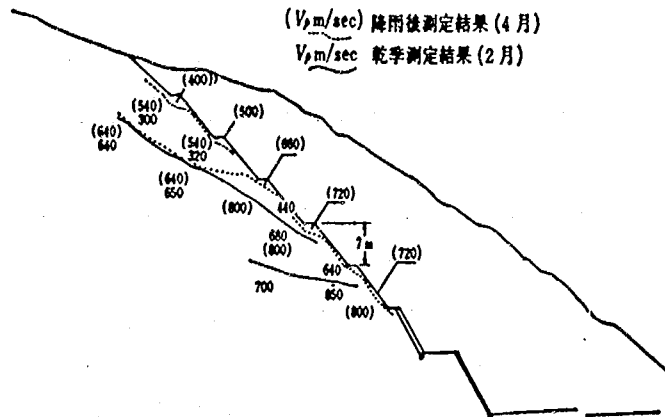


図-2 乾燥時と湿潤時の弾性波速度の比較例²⁾

へ移る恐れがあるので、この点を留意しておく必要がある。また、掘削に伴う切土のり面の劣化を弾性波速度 V_p 値の変化で追跡する場合の初期値としては、掘削前と後の V_p 値をきちんと区分して取扱う必要があり、切土後それほど時間を置かないうちに(3)参照)測定し初期値とするのが望ましい。

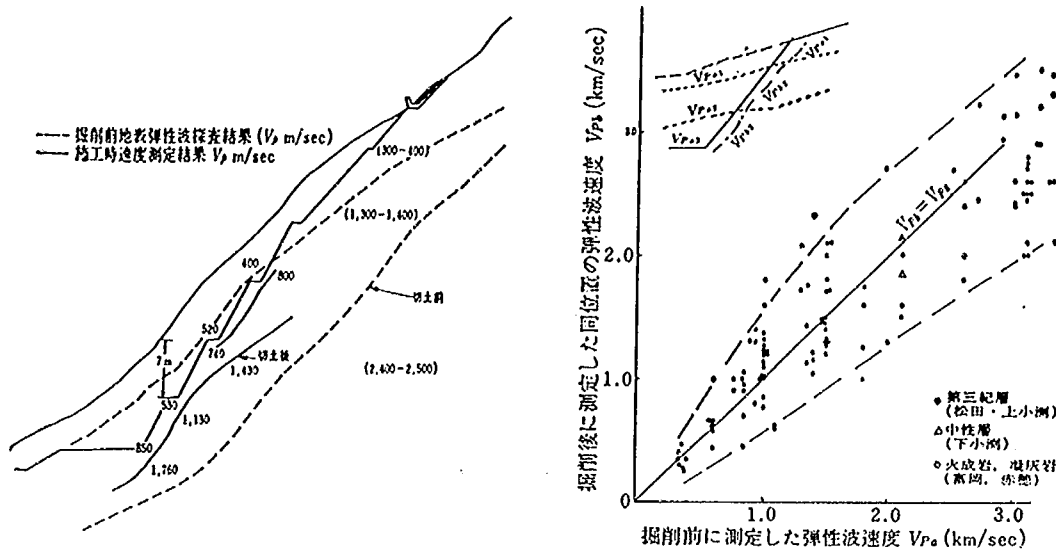


図-3 切土のり面の掘削による弾性波速度の変化²⁾

(3) 弾性波速度の経時変化

のり面は掘削直後の応力開放や経年的な風化によって劣化し、弾性波速度についても低下する傾向がある。図-4は、切取り後の風化層の弾性波速走時の経年変化を示しているが、これによると花崗岩についても、経年的に劣化し、弾性波速度が低下していくことが伺われる。しかしながら切取り後、数か月で急速に速度値が低下することはなさそうである。

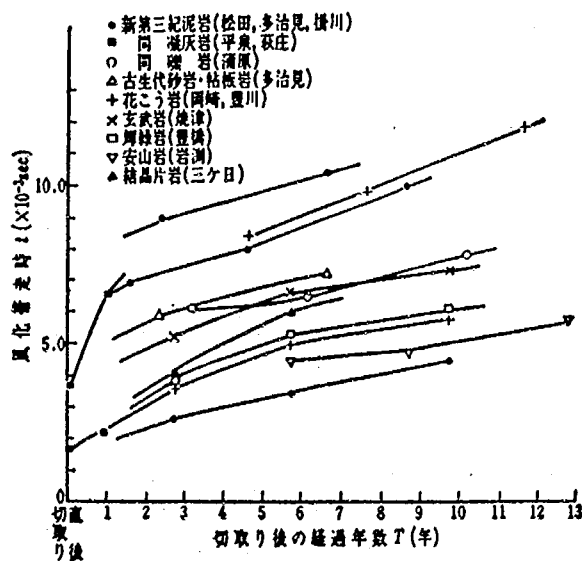


図-4 風化層走時の経年変化²⁾

(4) 測定器等

切土のり面に現われるような岩盤は風化の影響を強く受けていることが多く、従って弾性波速度値も元々低い。これをさらに区分する必要があるため測定も難しい。簡易弾性波探査ということで、火薬は使用できないと考えるが、近年振源としてシャープな波を発生させる工夫をしたり、計測についても、何回も測定を行ない、受振した弾性波を重ね合せて、ノイズを除き、有用な信号だけを取り出して解析するようなスタッキング法等も用いられるようになってきている。

のり面における弾性波速度の測定は、これまで長大のり面あるいは地すべりや崩壊等の不安定な斜面について、切土前に行なわれる例が多く、切土のり面そのものについて実施した例は少ない。従って、花崗岩についても、弾性波速度と含水状態との関係や経年変化等について岩分類ごとに調査した例はこれまで無いようである。

切土のり面の岩分類の定量化と経年的な劣化状況の把握は、積算の合理化やのり面防災の上からも重要な問題であるので、今後の課題としたい。

<参考文献>

- 1) 土質工学会(1979) 風化花崗岩とまき土の工学的性質とその応用 p 230
- 2) 奥園誠之(1983) 切土斜面の設計から維持管理まで pp20. 129

(地質研究室)

共-9 無筋コンクリート擁壁目地工について

(質問)

無筋コンクリート擁壁の目地工について(追共仕342条)「膨張目地は10m間隔に、収縮目地は5m間隔に鉛直に設置するものを原則とする。」となっており、これはオールジャパン運用ときいている。

長野県は急しゅんな地形で多くの擁壁が施工されており、過去の施工例を見ると10mあるいはそれ以上の間隔で10mm厚の瀝青質目地が設置されているが、クラックの発生例は見当たらないことから、10m間隔+断面急変ヶ所に膨張目地を設置すれば基礎地盤拘束クラックも充分吸収できることから収縮目地は不要と考えられる。仮に収縮クラックが発生したとしても、擁壁は2次元解析構造物であることから構造的欠陥とならない。

最近の土木工事は高令者就労が多くなり、施工の省力化が望まれるところである。

(天竜川上流工事事務所)

(回答)

- ① 一般に、無筋コンクリートのひびわれの原因となるのは、拘束状態にあるコンクリート構造物に

に対する乾燥収縮や、温度変化等である。

もし、コンクリート構造物が周囲から何の拘束も受けず、かつ、コンクリート表面とコンクリート内部との間に温度変化が生じないとするならば、コンクリートは温度変化等にもひびわれを発生すること無く、温度変化に伴う膨張、収縮を行うだけである。しかし、擁壁のように裏込め材と基礎材とにより2面で拘束するような構造物では、膨張や収縮が可能な箇所と拘束される箇所が出来ひずみ状態に差が生じ、ひびわれが発生することになる。

重力式擁壁において5m間隔で収縮目地を入れることとしているのは、ヘアークラックのようなひびわれの発生を防ぐ、あるいは、一ヶ所に集中発生させるためである。既に述べたように、ひびわれの発生が温度差等によるものである以上、目地の有無や間隔の規定は、各地域の気象条件や施工場所にあわせて規定するのが望ましいが、そのような観測データや実験データは今のところ無いのが実状である。そこで、過去の経験上5mという目地間隔を一応の目安として設けているものである。各地域においてデータの集積や、経験により目地の有無・必要な目地間隔が確認できれば、必ずしも5mにこだわる必要はない。コンクリートのひびわれは、施工管理やコンクリートの品質によっても発生状況が異なるので、これらの点にも注意する必要がある。

- ② 「ひびわれが構造上の欠点とはならない」と言うことはなく、コンクリート構造物にとってひびわれは欠点であり、問題は欠点の程度である。擁壁において、どの程度のひびわれがどの程度の欠点になるかは明確ではなく、また質問に述べられているように擁壁は2次元で解析されているが、実際にはある程度の長さを持ったマスとして土圧に抵抗しているものであり、無秩序にひびわれを発生させるのではなく、ひびわれの発生箇所をコントロールしてある程度の長さを持った構造物とすることが必要である。

(施工研究室)

共-10 地覆の目地(RC又はPC床版の場合)について

(質問)

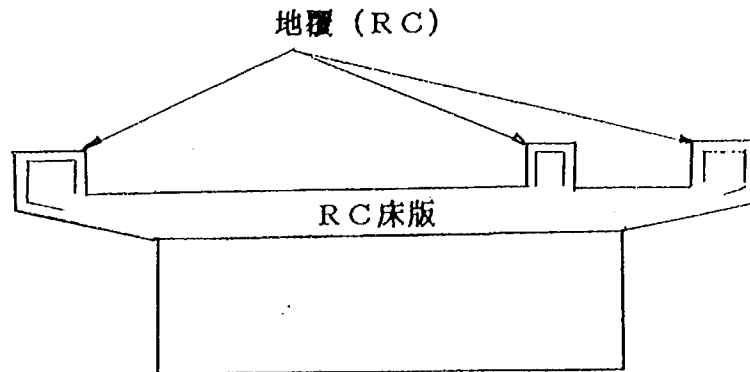
下図に示すようなRC床版(あるいはPC床版)において、地覆コンクリートを打設する際に、床版のコンクリートとの打設時期がずれた場合の目地の必要性の判定について教示願いたい。

事例; 勝川橋(国道19号)

- 1) 橋梁形式; 連続鋼箱げた橋
- 2) 支間割り; $2 \times 60 + 3 \times 60 = 300 \text{ m}$
- 3) 地覆幅; $0.4 \sim 0.6 \text{ m}$
- 4) コンクリートの打設時期のずれ; 4ヶ月程度

検討案;

- 1) 目地を設けない。



2) Vカットを設ける。

3) 目地を設ける。

(愛知国道工事事務所)

(回答)

1. コンクリートの乾燥収縮ひずみについて

コンクリートの膨張収縮変形が生じる要因の主なものとしては、水和熱や外気温の変化などによる温度変化および乾燥収縮が挙げられるが、これらのうち、床版と地覆コンクリートの打設時期がずれた場合に特に考慮しなければならないのは、乾燥収縮の影響であろう。

この乾燥収縮の特性は、セメントの種類、セメント量、水量等の配合に係わる条件のみだけでなく、鉄筋量や養生方法あるいは構造物周辺の湿度、部材の断面寸法等の多くの要因の影響を受ける。したがって、その定量的な評価は、これらの条件を考慮した試験に基づくことが望ましいが、ポルトランドセメントを使用し、スランプが2～8cm程度の道路橋の施工に用いられるコンクリートの場合には、乾燥収縮ひずみを次式に基づいて求めてよいと考えられる。¹⁾

$$\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{so} \{ \beta_s(t) - \beta_s(t_0) \} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\epsilon_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの材令 t_0 日から t 日までの乾燥収縮度

t_0 および t : 湿潤養生されて硬化した、ポルトランドセメントを用いたコンクリートの材令(日)。コンクリート温度によって、下式により補正した値を用いる。

$$t_0 \text{ あるいは } t = \frac{\Delta(T+10) \cdot \Delta t'}{30} \quad \dots\dots\dots (2)$$

T : コンクリート温度(℃)

$\Delta t'$: コンクリート温度が T ℃である期間の日数(日)

ϵ_{so} : コンクリートの基本乾燥収縮ひずみであり、環境条件に応じて表-1に示す値を用いてよい。

$\beta_s(t)$: コンクリートの材令 t 日および
部材の仮想厚さ h_{th} に関する関
数であり、図-1 に示す値を用
いてよい。

2. 勝川橋の地覆と床版コンクリートの乾燥収縮ひずみの差

コンクリートの打設時期がずれた場合には、
図-2 に示す乾燥収縮ひずみの差が生じ、地
覆コンクリートには床版コンクリートの拘束
等によって引張力が生じ、一方そ
の反作用として床版コンクリート
には圧縮力が作用する。

ここで上述の式-(1)に基づいて、
勝川橋の場合の乾燥収縮ひずみの
最終的な差 $\Delta \epsilon$ を求めると次のよ
うになる。

計算条件；

1) RC床版

使用セメント；ポルトラ

ンドセメント

仮想厚さ h_{th} ；0.3 m

2) 地覆

使用セメント；ポルトラ

ンドセメント

仮想厚さ h_{th} ；0.45 m

3) その他

コンクリートの平均温度

； 20℃

平均相対湿度；70%

表-1 環境条件による ϵ_{s0} の値

環 境 条 件	ϵ_{s0}
水 中	-10×10^{-5}
相 対 湿 度 90 %	$+10 \times 10^{-5}$
" 70 %	$+25 \times 10^{-5}$
" 40 %	$+40 \times 10^{-5}$

(注) コンクリートのスランピングが2～8 cm程
度の場合に適用する。

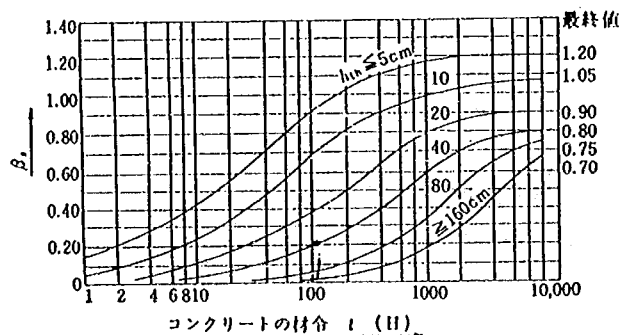


図-1 $\beta_s(t)$ の値

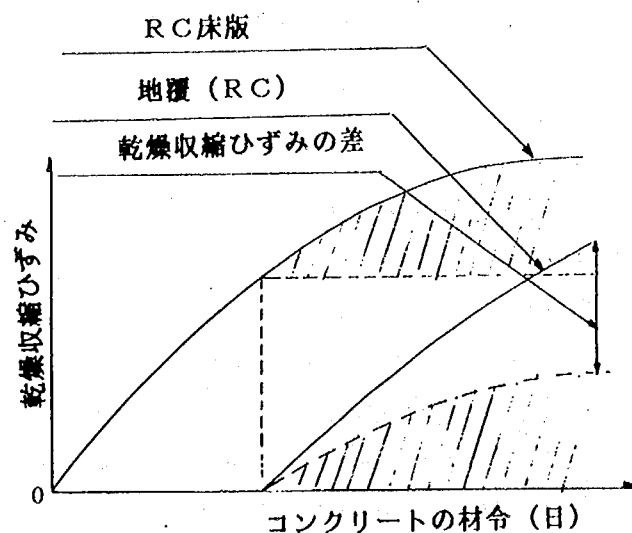


図-2 コンクリートの材令と乾燥収縮のひずみの差

$$\Delta \epsilon = \epsilon_{cs}^R (\infty, 0) - \epsilon_{cs}^S (\infty, 120) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 ϵ_{cs}^S : RC床版の最終乾燥収縮ひずみから材令4ヶ月時の乾燥収縮ひずみを差し引いた値。

ϵ_{cs}^R : 地覆コンクリートの最終的な乾燥収縮ひずみ。

式(3)に式(1), (2)の関係を代入すると次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon &= 25 \times 10^{-5} \times (0.79 - 0) - 25 \times 10^{-5} \times (0.85 - 0.30) \\ &= 6 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

3. 地覆の目地の必要性

コンクリートは、一般に収縮ひずみが $1 \sim 2 \times 10^{-4}$ 以下程度ではひびわれが生じないと言われている。これに対して、勝川橋の床版と地覆のコンクリートの最終的な乾燥収縮ひずみの差は、その計算の過程において種々の仮定を設けているが 0.6×10^{-4} であり、ひびわれの発生につながらない値になっている。ただし、地覆コンクリートには、乾燥収縮ひずみの他に、温度応力や特に中間支点付近の負の曲げモーメント領域では荷重による引張応力も作用するので、実際にはひびわれの発生を完全に防止することは困難と考えられる。したがって、中間支点付近には出来るかぎり目地を設け、その他の部分においても地覆の防水性が必要とされる箇所に目地を設けておくことが望ましいと考える。

<参考文献>

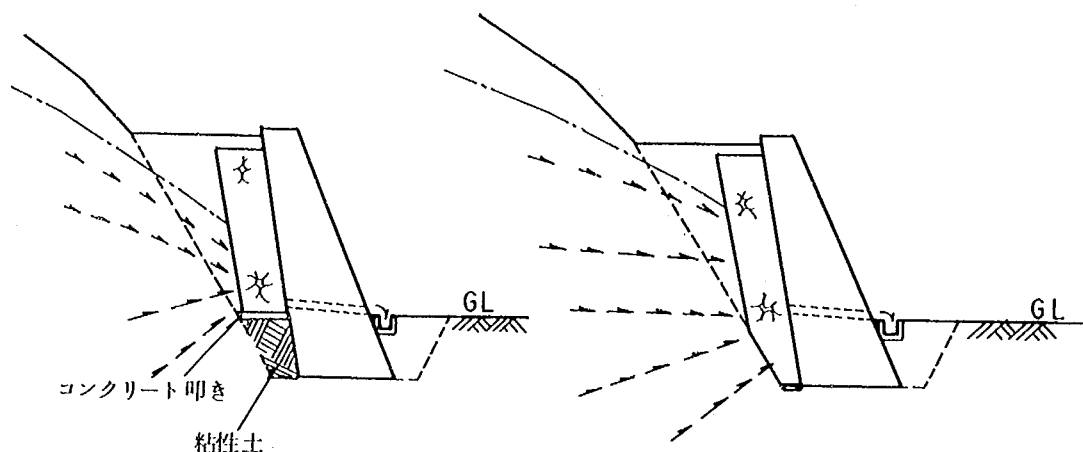
- 1) 日本道路協会；道路橋示方書共通編・同解説，昭和55年

(橋梁研究室)

共-11 山留擁壁の裏込礫について

(質問)

道路の山留擁壁工や河川の護岸工でよく浸透伏流水の排水のためにも裏込礫が施工されるが、この際、裏込礫の施工深さを擁壁前面のGLまでとしたり、さらには、その高さに不透水層(コンクリートの叩きを打ったり、粘性土で埋戻したりして)を設けたりする向きがある(下図参照)が、一方で裏込礫には埋戻土の十分な締固めと、せん断強度の高い材料でもって、背面土圧を軽減したり、埋戻土の圧縮沈下を、出来るだけ小さくする効果が期待されることから、前記の施工方法はこの点についてマイナス要因であると考えられる。そもそも地中の伏流水は被圧地下水と考えられるので、その排水は位置の上下に係わらないことを思えば上記施工は無用のものとしてよいのではないか。



< 不必要と思われる施工例 >

< 望ましいと思われる施工例 >

(愛知県名古屋土木事務所)

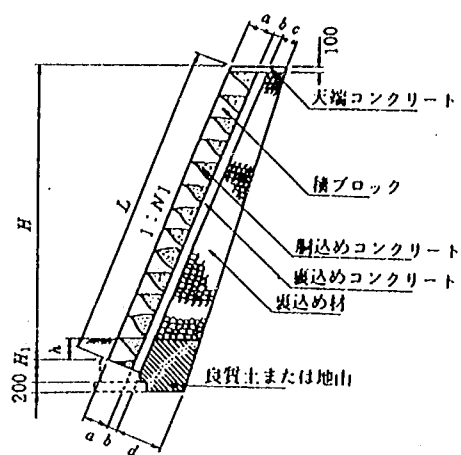
(回答)

擁壁の裏込め材は、擁壁裏面の水を排水し、擁壁に作用する土圧を分散させることにより擁壁に作用する圧力の増大を防ぐために設けるものである。裏込め材には、透水性が良く、噛み合わせの良いものが望ましく、このような条件を満足する材料として骨材が多く使用されている。一方、擁壁の設計においては、水圧は作用しないものとして取り扱われており、降雨や地下水による裏面の水は完全に排出することが大事である。

従前は、もたれ式擁壁やブロック積擁壁の裏込め材は、裏面全体に設けていたが、この方法では擁壁前面の地盤線以下、あるいは最下段の排水孔以下にある水は排水されることなく、裏込め材内部に滞水することになる。滞水した水は基礎地盤以外に抜け道が無く、最悪の場合は基礎地盤が飽和し、所要の支持力度が得られなくなり、擁壁の安定性に対してマイナスの要因となる。

最近はこのようなマイナス要因を取り除くため、地盤線以下あるいは排水孔以下の排水不可能な部分については、図-1に示すように裏込め材を設けず原地盤を残すか、良質土で埋め戻すことになっている。質問のように裏込め材の下部を粘性土で施工した場合は、質問の指摘のような心配は残る。しかし、良質土で施工しコンクリート等でシールすることで指摘のような問題も無く、全体としてより

安定した構造物になると思われる。



図一 1 裏込め材の設置方法

(施工研究室)

河－１ 河川模型実験の課題と今日的意義について

（質問）

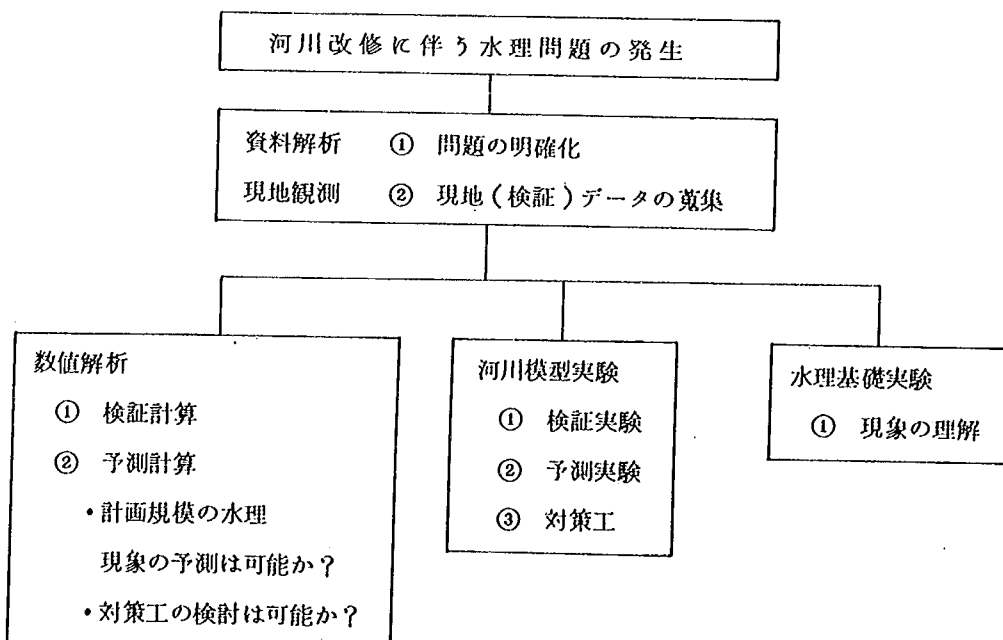
河川関係においては、流水コントロール計画関係（越流堤、分派計画等）、河道計画関係（河床変動等）などで模型実験が実施されることが多い。

今日電算機によるシュミレーション技術の発達、あるいは模型実験技術の進歩のなかで、模型実験をどのように利用し、解析シュミレーションとどのように使い分けたらよいか、その技術的限界や可能性などをふまえた模型実験の今日的な利用方法を教えていただきたい。（庄内川工事事務所）

（回答）

1. 河川の水理的問題の解決手段

河川改修事業を進めてゆく際に、解決すべき多くの水理的問題が発生する。これらの問題の解決法を誤ると、さらに多くの問題が生じ、時には災害につながることもなる。したがって、事業に先だって、これらの問題点の解決がまず必要となる。解決手段として次の5つが考えられる。(1) 資料解析 (2) 現地調査と観測 (3) 河川模型実験 (4) 数値シュミレーション（解析的研究を含む） (5) 水理基礎実験である。多くの問題は、単独の手段で解決を図るというよりも、むしろ図－１に示



図－１ 河川の水理現象解明の手段

すように互いに補完しあつて解答を見出すことになる。

河川関係の模型実験にはダム、砂防模型実験もあるが、ここでは河川模型実験に限定し議論を進めることとする。いま、現地観測及び資料解析から問題解決が図れものは検討の対象外とすると、現地観測及び資料解析は、河川模型実験及び数値シミュレーションが、解決手段として適切なものとなっているかを調べるための検証データを提供することになる。一方、水理基礎実験は、河川模型実験と比較してスケールが小さく、かつ実現象との相似性は必ずしも満足するものではない。したがって、定量的評価を期待するものでないものの十分計画された水理実験を行えば、問題となっている現象の理解に役立つものである。

河川模型実験は、実物の現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって実際に生じている水理現象を詳細に把握し、生起する可能性のある計画規模の現象を必要な精度で予測し、必要があれば対策工まで検討しようとするものである。河川模型実験の有利な点は、① 解析的、数值的に解の得がたい場合でも実際的に解を得ることができる。② 多数のケースを比較的容易に検討できる。自然界では、稀にしか起こらない計画規模の洪水でも模型の中で容易に検討できる。したがって、現地観測に比して相対的に検討期間が少くてすみ、費用も少い。③ 実現象に近い現象を目で見ることができ、複雑な現象が容易に理解できる。④ 対策工の直接的検討が可能である。これまで行われた模型実験の具体的項目と検討方法を表-1に示す。検討内容によって固定床実験と移動床実験に分類されているが、個々の実験ケースによって異なることもあり、一般的なものを示した。固定床実験で信頼できる結果が得られるものについては、固定床実験によることとし、移動床実験の列は空白となっている。固定床模型実験は水位・流速分布および流況の把握には適しているが適用にあたっては、あくまでも現地での河床変動が激しくないことが前提である。したがって、固定床模型実験のみによって結論を得る場合には、現地資料や河床変動計算によって河床の安定性について十分検討しておく必要がある。

電子計算機の進歩と数値計算技術の発達には、解析的手段では解けなかった問題を数值的に解くことを可能にしてきた。数値シミュレーションは、現象を記述する方程式系を特定の初期条件、境界条件のもとに直接的に解くものである。ここでは、解析的取扱いで必要であつた仮定や単純化は必ずしも必要としない特色をもっている。数値シミュレーションは河道など、複雑な境界形状を有する流れの場を種々の初期条件、境界条件に対して解を求めることから、河川模型実験と同様な意義をもち、数値実験とも呼ばれている。河道内の平均的な流れや河床の縦断的な変化を知るには、不等流計算、不定流計算、河床変動計算などの一次元数値シミュレーションで実用上十分な解が得られる¹⁾。最近では二次元洪水流計算²⁾、二次元河床変動計算³⁾など、より高度な数値シミュレーションも行われるようになってきたが、これらのシミュレーション技術は発展段階にあり、水理現象の予測や対策工の配置などを検討するには、いまだ解決すべき多くの問題が残されている。数値シミュレーションが適切であるかどうかの検証は現地観測、及び河川模型実験の結果との比較を通して行われ、これによってシ

表-1. 検討事項の具体例

項 目	検 討 内 容	実 験 種 別	
		固定床	移動床
河道の縦横 断計画	・河道の縦横断形状，低水路法線形 ・流過能力 ・構造物の配置 ・河床変動，水衝部等の対策 ・階段施工	△ ○ ×	○ ○ ○ ○ ○
分 流	・流量配分 ・平面，縦横断形状，低水路法線形 ・堰，水門の構造配置 ・水門操作方法 ・河床変動量	△ △ ○ ○	○
合 流	・背割堤，導流堤の配置 ・平面，縦横断形状，低水路法線形 ・河床変動，水衝部等の対策効果	△ △	○ ○ ○
河 口 処 理	・河口水位，流過能力 ・波浪侵入 ・河口砂州形成，砂州フラッシュ機構	△ ○	○ ○
堰・水門	・流出量，流量係数 ・位置，堰軸 ・操作方法 ・仮締切工，護床工の長さ	○ ○ ○ ×	○ ○
橋 脚	・配 置 ・水位，流過能力 ・洗掘と対策	△	○ ○ ○
床 止 め	・配置，形状 ・護床工，局所洗掘と対策	○ ×	○
調 節 池	・越流堤の配置形状，越流係数，越流量	○	
密 度 流	・塩水くさびの侵入，取水限界，水門の塩水侵入防止，堰の効果	○	
氾 濫 流	・水位，浸水状況	○	

※ここに○：適しているもの（または最終的な検討で実施されるもの）
 △：概略（予備的な）の検討が可能（特定の水理諸量の把握が可能）
 ×：適していないもの

シミュレーション技術の向上をはかっていく必要がある。重要なことは一次元計算で実用上十分な結果が得られる現象と必要な精度を得るには、少くとも二次元計算によらなければならない現象とに分類し、二次元計算が必要な場合にも河川模型実験等を行う場合と比較し、求められる精度、時間、経済性などを十分吟味したうえで計算を実行することが望まれる。

水理問題の中には、数値シミュレーション以外の他の手段では、解を得ることができない種類のものもある。これは、境界条件、場の条件が複雑で、模型実験では、現象を再現できないもので、例えば、湖や河口域での二次元・三次元流れ及び水質問題がこれに概当する。このような場合には数値シミュレーションは、相対的に有力な解決手段を与える。そこでは、数多くの初期条件、境界条件に対して計算を実行する。現状では、数値計算技術上の問題、観測条件の不十分さなどから初期条件、境界条件の違いによる解の相対的評価を行うことによって、近似解を見出そうとする。このとき、得られたものが妥当な解となっているかの判断には、現象に対するかなりの洞察力が要求される。この種の問題では数値シミュレーションしか解を得る方法がないので、それによっていることが多いが、数値シミュレーション結果の信頼度の向上には対象とする場での現地データの蓄積が最も必要とされるところである。数値計算技術は今後一層進歩し、その適用範囲は今日よりもさらに広がることとなるが、ますます多様化する河川の水理問題の解明のためには、河川模型実験と数値シミュレーションは両輪で補完的関係にあることは今後も変わらず、むしろその関係は強まるであろう。

2. 河川模型実験技術の現状と課題

模型実験を実施する際の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（敷地面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係によって決められる。このとき、模型の大きさの選べる下限は、流れが乱流でかつ水深は3 cm以上に保たれ、さらに限界掃流力と流砂量に関して相似性が保たれることなどより決められる。

一般に移動床模型実験においては、少くとも水位縦断分布が現地河道のそれと相似になるようにするため両者の河床形態を同じにする必要がある。このため無次元掃力 τ_* と摩擦速度と沈降速度の比 U_* / W_o を現地と模型で同一となるような河床材料が用いられる。ただし、模型河床材料が小さくなると、粒子レイノルズ数 $Re_* = U_* d / \nu$ が小さくなり、小規模河床波が形成され、河床形態の相似が満足されなくなる。このため流れの抵抗が異なり相似な水位分布が得られないことになる。これまでの模型実験によれば模型の河床材料が $d = 0.6 \text{ mm}$ 以上、または Re_* が20以上であれば河床形態がほぼ相似となり、また支配的な無次元量 τ_* が同一河床形態の領域の範囲内にあれば、異なる形態が現われる境界付近を除けば比較的相似になりやすいことが知られている。 $d = 0.6 \text{ mm}$ 以下、また Re_* が20以下の場合は、河床材料の粒径を幾何学的に相似にする代りに、水中比重の小さい材料を用いることによって河床形態を相似にし、現地と模型の水理現象を相似にすることが試みられる。

河川模型実験は検証実験と計画規模の洪水についての予測実験の二段階からなる。検証実験は現地の現象を模型の中で再現させるもので具体的には現地の出水時の水位分布に相似となるように模型の

粗度係数を決めることになる。検証実験の精度が悪ければ、予測精度は低くなるので、検証実験の段階で粗度係数などを十分に検討しておかねばならない。したがって、模型実験の精度向上のためには現地の実測資料が十分集められていることが必要条件である。

予測実験では計画河道に計画規模の洪水が生じたときの、計画洪水位、河床変動状況を調べ、危険箇所が認められるところでは、河道の法線形、縦、横断形や対策工の検討が行なわれる。予測実験では、模型河道で生じた現象が実河道でも生じるものと考えられているが、このことは、計画規模の洪水が発生しない限り確認することができない。一般に、河川は複断面形状を有しており、このような河道では、高水敷の粗度係数が低水路の粗度係数よりも、かなり大きいために、水位の増大とともに粗度係数が大きくなることが知られている⁴⁾。したがって、検証実験に用いる洪水と計画規模の洪水の水位が大きく異なると検証実験で求めた粗度係数が、計画洪水のそれと異なり、予測実験から得られた計画水位の信頼性が低くなる。このため、資料の整っている可能な限り大きな洪水を検証実験に用いることが信頼度の高い予測結果を得ることになる。河道に植生がある場合にも粗度係数が、水位とともに変化するので、種々の植生状況の河道について、洪水の現地観測を行い、植生の種類・分布、洪水位について粗度係数を見出しておき、これを計画河道の模型実験に利用することが、予測実験の信頼度を高めることになる。

河川構造物の破壊に関しては、現在の模型実験法では解答を与えることはできない。この理由は流れの外力と構造物の耐力について、相似則を満足する模型実験ができないことによる。この点については、後述するように、新しい模型実験法の確立と、現地観測によって構造物に作用する外力と耐力の関係の情報の蓄積を図って行かねばならない。

3. 模型実験法の新らしい展開

河川事業が多様な拡がりを持つようになっている今日、新しい型の問題が次々と提起されてきている。これらの新しい型の問題にも対処していくためには、従来の模型実験法の改善とともに、新しい模型実験手法の開発が必要である。ここでは、現在土木研究所ですすめている幾つかの新しい模型実験手法について紹介する。

前述したように河川の模型実験法はほぼ確立され、多くの場合実用上満足される結果が得られている。しかし、模型は現地を縮尺化したものであるがゆえに、模型から得られる結果が現地の現象と相似にならない場合が起こり得る。一般に縮尺は1/50～1/100が選ばれるが、現地と相似な結果が得られるならば模型は小さい縮尺のほうが望ましい。したがって、研究対象項目ごとに、どこまで縮尺を小さくすることができるかを明らかにすることの意義は大きい。例えば、河口付近の模型実験を行おうとすると、現状では幾つかの難かしい問題に遭遇する。河床材料が小さいため模型河床材料に何を用いるべきか苦慮するところであり、水位などの相似条件を満たそうとすると模型規模を大きくせざるを得ず、費用も多額となる。これらの問題に対処するために、現在二つの新しい方法が検討されている。

第一は、模型の河床材料として比重の小さい数種の新しい河床材料を用いることによって従来、検討し得なかった水理現象まで検討できるようにしようとするものである。すなわち河床材料が小さいところの縮尺模型において生ずる現地と模型の河床砂の移動性及び河床形態の相異に起因する相似性の低下を改善するため、従来の相似条件である τ_* と U_* / W_0 を同一にする代りに、現地と同一の河床形態をとり、かつ流れの抵抗 $\phi = V / U_*$ を同一にするような新しい河床材料を用いるものである。このとき、 ϕ は河床形態ごとに τ_* と h/d （ここに、 h ：水深、 d ：粒径）の関数として求められている。現在のところ砂のかわりに表-2に示す3種類の材料が模型河床材料として有効であることが認められている。⁵⁾

表-2 新しい河床材料の特性

	スラッジライト	石炭粉	P B T
水中比重 : s	0.80	0.48	0.31
粒径 : d (cm)	0.085	0.11	0.10
沈降速度 : W_0 (cm/s)	7.92	4.58	3.43
無次元限界掃流力 : τ_{*c}	0.035	0.040	0.042
空隙率 : λ	0.47	0.47	0.35
水中安息角 : ϕ (度)	31.3	33.0	31.2
形状	球	破碎状	円柱

第二は、現地の現象との相似性を満たしながら模型縮尺をどの程度まで小さくできるかについての技術的検討である。実験室内に3種類の縮尺の異なる大型河川模型（縮尺 1/15, 1/20, 1/40）を製作し、それぞれの模型で実河道の水理現象と相似になるように河床材料と水理条件を適切に組み

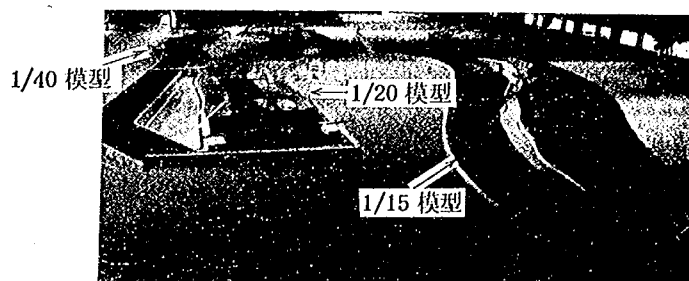


写真-1 渦沼川の河川模型

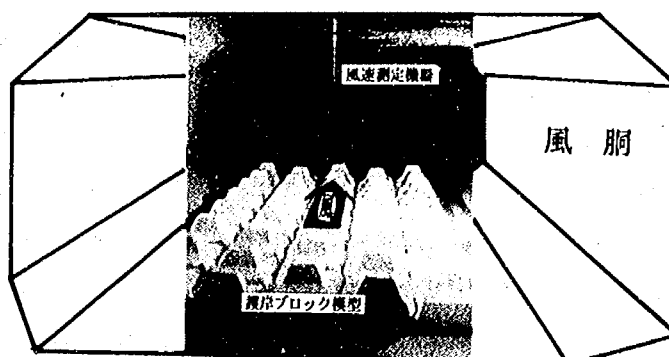


写真-2 風洞中の護岸ブロック

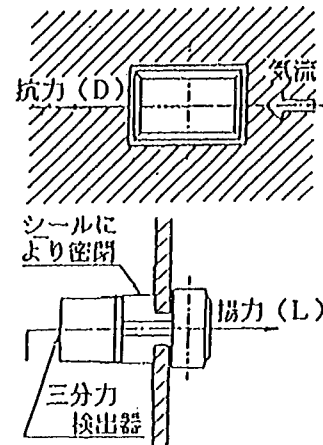
合せ、実用上の精度を満たす縮尺と実験手法を明らかにしようとするものである。現地資料は、那珂川の右支川、渦沼川の洪水と河床変動の観測結果である⁶⁾。

つぎに模型実験を河川構造物の合理的設計にどのように生かしていくかについての新しい試みを述べる。河道の縦・横断計画、河川構造物の配置計画及び対策工の選定と配置決定などの検討には、河道模型実験が他の手段より優っており、有力な解決手段を提供してきた。しかし、河川構造物の強度と外力など設計に必要な基本量については、これまでの河川模型実験法では、十分な答えを与えることができなかった。この理由は、模型における洪水流では、流れの流速などが小さく、外力の直接測定が不可能なこと、外力と構造物の破壊強度の関係が明確でないことなどによるものである。堤防、護岸、根固め、水制など現地施工に際して、これらの配置範囲が水理的に決定されるだけでなく、安全でかつ適切な設計となるような諸元を模型実験から推定できれば、模型実験の活用範囲が著しく拡がることになる。河川模型内の構造物に働く外力が精度よく測定できない理由は、縮尺が小さくなるため、模型に用いる構造物が小さくなり、流速もまた小さくなることによる。水流の代わりに空気流を用いれば、高流速が容易に得られ、外力も容易に測定できる。ここで問題があるとすれば、洪水流は水面を有しているが空気流にはそのような境界面が存在しないことである。したがって、水面の存在及び水面付近の流れが、構造物に影響を与えない種類の構造物すなわち水面下深い位置にあるものであれば、空気流中でも水流中でも構造物の周りの流れは同一となり、外力も同一となる。洪水時は水深が大きく、護岸、根固め、水制などは水面下十分深いところにあることから水面の存在は外力評価に影響しないとみなし得る。そこで、洪水流を風洞内の空気流で代用し、風洞内に護岸などの構造物を設置固定し、直接作用している外力を測定する。このとき、構造物の代表長さで表現したレイノルズ数、 $Re_L = V \cdot L / \nu$ が洪水流と空気流中で同一であれば、空気流中で測定された外力が洪水流中の構造物に働く外力となる。ここで、 ν はそれぞれの流体の動粘性係数である。水の ν は空気のもの約10倍であることから、空気流の風速 V を洪水流の流速の10倍程度に選り、構造物の代表長さ L を現地と風洞中においてほぼ同じ大きさとなる同じ形状のものを選ぶとき、 Re_L は現地と模型で同一の値をとる。風洞においては、このような V と L の選択は可能である。

現在、このようにして護岸、水制、根固工に作用する外力の測定を行い、設計外力の評価を行っている。写真-2と図-2は、風洞内に設置された護岸の外力測定状況を示す。結果については文献⁷⁾を参照されたい。

風洞実験の採用は、河川模型実験法に新しい展開を与えることとなり、外力評価等が可能になった。しかし、風洞実験では河川構造物と移動床河床面の相互作用にもとづく構造物の安定性と破壊限界について、十分な解答を与えることはできない。この場合には、さらに新しい考えに基づく実験法、すなわち、洪水流に匹敵する流速を確実に作り出せる大型回流式閉水路を用いた移動床実験が望まれる。風洞実験の経験を生かし、河床変動を伴う洪水流中の河川構造物に作用する外力とその破壊機構が調べられる。

前述したように、河川模型実験は、検証実験が正しく行われていれば、計画規模さらには超過洪水が発生した場合に予想される河道内の流れ及び河床変動などを予測する有効な手段となる。渦沼川においては超過洪水を含む種々の洪水規模の流れと河床変動の現地観測資料が蒐集されている。河川模型において、これらの資料を活用し、河道改修の施工順序、改修効果の把握、河道管理方式など水理的な面からの望ましい河道の検討が可能となる。このように模型において著積される知見は、全国で実施される河川改修を合理的に行うために基本的考え方と情報を提供することになる。



図一 護岸ブロックに作用する力の計測

(参考文献)

- 1) 例えば、吉川秀夫編、流砂の水理学、丸善、1985。
- 2) 福岡捷二ほか、変断面河道における洪水流の水理解析と等価粗度係数、土木学会論文集、第363号/II-4、1985。
- 3) 清水康行、板倉忠興：河川における二次元流れと河床変動の計算、北海道開発局土木試験所、1985。
- 4) 福岡捷二、浅野富夫、藤田光一、坂野章、複断面河道における洪水流の抵抗則、土木学会、第30回水理講演会論文集、1986。
- 5) 福岡捷二、浅野富夫、林正男：新しい河床材料を用いた移動床模型実験の有効性、土木学会第31回水理講演会論文集、1987。
- 6) 福岡捷二ほか：1986年8月洪水による渦沼川の河床変動、土木学会第31回水理講演会論文集、1987。
- 7) 福岡捷二、藤田光一、森田克史：護岸設計法に関する研究、第41回建設技術研究会講演概要、1987。

(河川研究室)

河一 2 基本高水とその河川計画への反映方法について

(質問)

基本高水は、「洪水防御に関する計画の基本となる洪水」と定義されているが、河道整備の指標と

して用いる基本量としては、これまでピーク流量あるいはピーク水位という側面のみを重視する傾向があった。しかし、今日次のような問題が生じて来ており、以下お尋ねしたい。

- (1) 洪水の異常な継続による浸透作用による破堤や予期せぬ洗掘作用による破堤など越水なき破堤についても、洪水防御計画からの超過性を説明する必要があるが、その場合河川管理者は主として経験という基準以外に説明のための有力な切り札をもっていない。これら浸透や洗掘という外力についても、洪水防御計画の対象となるわかりやすい基本量を持つ必要があるのではないか。
- (2) 超過洪水対策の推進方策について河川審議会からの答申で、高規格堤防の整備が打ち出された。この高規格堤防とは超過洪水に対しても破堤しないと定義されるものであるが、その設計に当って、越水や洗掘、漏水等に関する外力の基本量をどのようにとらえたらよいか。

(庄内川工事事務所)

(回答)

基本高水は洪水防御計画の基本となる洪水のハイドログラフであり、この基本高水に対して洪水防御効果が確保されるように種々の洪水防御計画が立てられる。洪水防御計画は、現河道改修や放水路等所定の流量を完全に流そうとするものと、遊水池やダムなどにより流量ハイドログラフを変形させ、ピーク流量に代表される洪水の規模自体を減少させようとするものの2つに大きく分けられる。これらのうち後者については、ピーク流量だけでなく流量ハイドロ全体が洪水防御効果に関係するので、従来より流量ハイドログラフの波形全体が計画に当って考慮されてきた。一方前者については、おもにピーク流量とそれに対応するピーク水位を対象にした改修計画が立てられてきた。これは、氾濫防止が洪水防御の最も大きな目的であり、ピーク流量に対して堤防溢水が起きない河道を設計することが河道計画の第一目標とされてきたことによる。しかし言うまでもなく、洪水防御計画は堤防溢水の防止だけでなく、基本高水に対して洪水を安全に流下させることを目的としており、質問の中で指摘されているように、浸透や洗掘等の越水に直接関係しない堤防破壊についての安全性も計画において当然考慮されなければならない。特に、堤防の整備が進捗するにつれて、浸透や洗掘に対する安全性の検討の重要性は相対的に高くなることが予想される。こうした状況にある現在においても、計画において浸透や洗掘に対する基本量を少なくとも表面的には取り入れていなかったのは、次のような理由によると考えられる。すなわち、越水については、通常の土堤防が越水に非常に弱いことから、越水による堤防破壊の危険度を少なくとも計画上は越水の有無により明確に判断できるに対し、浸透、洗掘については、その機構や外力と被災程度との関係が十分には明らかになっていなかったために、それらによる堤防破壊の危険度の定量的な判断と外力の設定が困難であったためである。もちろん、越水以外の外力の基本量がまったく考慮されていなかった訳ではなく、例えば、護岸については法覆工の構造が急流・緩流など河道状況に応じて変化すること、根固め工の異形コンクリートブロックについては河状や流速に対応してその諸元を決める必要があることなどが河川砂防技術基準(案)に述べられて

おり、明確ではないものの単に水位のみならず流速なども考える必要があることを示している。しかし、これらは具体的、定量的に外力基本量を明示するまでにはなっていない。また、個々の河川においては、模型実験などを利用した検討や既往のデータ等を用いた検討等が行われてきた。しかし、これらはあくまで限定された範囲のものであり、やはり一般的な基準まで至らなかった。以上からわかるように、浸透及び洗掘に対する洪水防御計画の基本量を明らかにし、また、高規格堤防の具備すべき条件を明らかにするには、浸透及び洗掘の機構ならびに外力と被災程度との関係を、またこれらを防止する種々の施設（護岸、水制、浸透防止工法）の効果を、定量的かつ一般的に明らかにする必要がある。そこで以下に、これらの問題についてどの程度技術的な検討が行われているかを述べることで本質問に対する回答としたい。

まず、浸透については、既往の被災事例の解析、模型実験及び数値解析などにより、被災発生の基本的な機構は明らかになっている。それによれば、降雨あるいは河川水もしくはその両方の堤体内への浸透により堤体の飽和度が上昇し、堤体強度が低下して崩壊を起こす。また場合によっては、パイピングなどを引き起こすこともある。これらの被災要因としては、降雨と河川の水位、堤体の形状と土質、基礎地盤条件が上げられる。この中でも降雨については、累積降雨量と降雨強度が、河川の水位については、水位の高さと高水位の継続時間が被災の有無およびその程度を左右する。また堤体土については、透水係数が高く粘着力が小さい砂質土が被災を受けやすいことがわかっている。地盤についても、被災を受けやすいタイプの検討が進められている。こうした調査の成果を基に、漏水の有無を上記の種々の要因から判定する手法が検討され、簡単なものでは、地盤高から測った河川水位と堤防幅から漏水の有無を判定する方法、統計理論によるものでは、数値化理論Ⅱ類を用いていくつかの重要と思われる要因から漏水発生の確率を推定する方法などが開発されている。さらに、数値シミュレーションなどにより、堤体内の飽和度と飽和度の増大に伴う土質強度の低下量を求め、これより、堤体への外力と被災程度との関係を求める手法が開発されつつある。以上から、浸透に対する外力の基本量として、河川の水位と高水位の継続時間、累積降雨量、降雨強度、あるいはこれらと類似の諸量を設定すべきであるが、これらを正式に外力の基本量とするにはまだ検討すべき課題が多く残されている。これは、計画において外力の基本量を明示するには、外力基本量の項目を明らかにするだけでなく、その基本量をもとに堤防などが被災を受ける危険度を定量的に把握できなければならないが、近年開発されつつある上記の手法には次のような問題点が残されているからである。すなわち、経験的あるいは統計的に漏水の有無を判定する手法については、漏水の有無と浸透による堤体破壊の危険度を定量的に結びつけることができず、また対策工の効果を予測することができないという問題を持っている。また、数値シミュレーションによる方法によれば浸透による堤体破壊の危険度を推定できるものの、実際の堤防およびその基盤の性質が場所によって千差万別であり、計算において実際の条件を単純化するために、計算自体の精度は十分であっても計算結果の精度がそれに伴わないという問題を持っているからである。以上から、堤体条件や基盤条件等場所的に複雑に変化する要因を計

面に用いる基本量としてどのように取込むかが、上記の外力基本量を取入れる上での課題となる。

洗掘については、つぎのようなことが現在技術的に明らかになっている。まず、護岸、水制等の洗掘防止工法が施されていない場合には、堤体表面及び低水路護岸の洗掘の有無と一度洗掘が生じた時の洗掘進行速度をまず考えなければならない。このうち前者を支配するのは主に流速あるいは掃流力（植生のある堤防表面については高流速継続時間も関係するが、流速に比べると影響度は小さい）と侵食を受ける部分の耐侵食特性を表わす指標（例えば植生の繁茂状況、低水路河岸物質）であることから、一洪水中の最大流速あるいは最大掃流力が外力の基本量となり、これを対象とする場所の耐侵食特性に応じて決めることになろう。一方、後者については、洗掘の外力である流速あるいは掃流力に加えてある程度の洗掘力を持つ流速等の継続時間が外力の基本量として必要になる。以上のうち前者、すなわち堤体表面及び低水路側岸の洗掘防止の有無については、上述の外力と耐侵食特性を表わす指標によって洗掘の危険性を判断するための調査研究がかなり見られる。しかし、洗掘の有無を支配する要因が複雑なこともあり、今後さらに検討を続ける必要がある。また、こうした外力の基本量に用いられる局所的な流速あるいは掃流力を河道の状態に応じて求める簡便な手法が開発されておらず、今後この点についても調査研究の発展が望まれる。これには、洪水中の河床変動にともなう外力の増大の予測も含まれる。後者、すなわち洗掘進行速度については、河床構成材料と河道形状に強く依存するため、解析モデルはあるものの、それを定量的に予測する段階には至っていない。しかし、一般に洗掘進行速度が問題になるような箇所については、種々の洗掘防止工法を施すことが計画上の前提になると考えられるので、外力の基本量としての重要度は低い。次に、洗掘防止工法が施されている場合には、それらの工法の耐力自体が基本量を考える上で重要となる。洗掘防止工法の代表として護岸・根固めを考えるとすると、これらの洪水中での安全性を考える際の外力は二種類ある。一つは、一洪水中の最大流速あるいは掃流力であり、もう一つは、それらが設置されている河岸付近の洗掘の大きさである。最大流速あるいは掃流力と護岸、根固めの安全度との関係については、従来構造物に洪水中で作用する外力の測定が困難であったことから、その把握が困難であった。しかし近年、種々の新しい方法や現地観測によってそれらの問題に新たな展開が見られつつあり、今後研究が進めば、洗掘防止工法の外力の基本量である最大流速あるいは掃流力から洗掘に対する危険度を評価できるものと考えられる。もう一つの外力である洗掘深についても、洪水中的最大洗掘深の予測がある程度可能になりつつある。しかし、大きな洗掘が予想される場合には通常根固め工の設置が行われるが、河床材料、予想される洗掘の大きさが与えられた時に根固め工の諸元（幅、厚さ、吸出し防止材の有無など）をどのようにすれば、護岸法尻の保護機能が失われないかが明らかになっておらず、この点についてさらに調査する必要がある。以上のことから、洗掘についての外力の基本量は、基本的には一洪水中の最大流速あるいは掃流力と、洪水中的最大洗掘深であり、これらを定量的に定めるには、洗掘に関係する局所的な流速あるいは掃流力を簡便に求める手法の開発が必要となる。このため、最も単純な直線部での護岸近傍の流速算定手法をもとに、湾曲部、水衝部などより厳しい条件の下で直線部での数値をどの程度上乘せすべきかという検討を、

数値計算や現地観測によって行っている。また、外力の基本量が与えられた場合に洗掘に対する安全度を評価できるようにするためには、種々の外力に対する洗掘防止工法の安全度評価手法の開発が不可欠である。このため、外力に対して安定な法覆工の構造を決定する方法、あるいは既存の法覆工の流水に対する安定性を判定する手法の開発が風洞実験や現地観測によって進められており、また、予想される外力に対して安定で、法覆工基部の保護機能を失わない根固めの設計法あるいは既設根固め工が洪水時においてその機能を保持するかどうかを判定する手法について検討を行っている。

以上示したように、浸透、洗掘それぞれ今後調査研究を行うべき項目は依然残されているが、従来に比べると外力と堤防安全度との関係が把握されつつあり、将来少なくとも個別の検討、たとえば対象とする範囲が狭く堤体形状、堤体材料、河岸物質、局所的な流速など種々の要因を詳細に調べることができる場合には、洗掘及び浸透に対しても計画、設計上考慮できる段階が来るものと考えられる。実際、新しい堤防の補強、強化工法に関する事業については、その設計において最近の調査研究が積極的に取入れられており、こうした成果の積み重ねが洗掘、浸透についての外力基本量をより一般的に計画、設計に取入れることにつながって行くと考えられる。

高規格堤防は、今後進めていく新しい事業のなかでも最も重要なものの一つと考えることができる。その設計に当たっては、越水しても堤体に著しい侵食が生じない天端・裏法が持つべき諸元・構造・非常に長期にわたる河川水の浸透と降雨によっても法尻部に飽和度の高い領域が現れず、またパイピングも生じない構造と諸元、川表が著しい洗掘を受けてもそれが堤防の主要部分まで及ばないような堤体の材料と諸元を、今まで述べてきた最近の調査研究の成果を用いて検討する必要がある、またそれが可能になりつつあると考えられる。

(河川研究室)

河-3 水害防備林の実態と効果について

(質問)

主旨：伝統的な治水工法に樹木による堤体補強、流路固定などの工法があったと聞く。又、現場でもそれらしい名残りを散見する事ができる。

土研においては、水害防備林を研究されていると聞いているので、この機会にこれまでの成果をご教授ねがいたい。

内容：(1) 現存する事例

- (1) 水害防備林の分類及び分類ごとの機能
- (2) 水害防備林の樹種
- (3) 水害防備林の維持管理状況
- (4) その他(防火・防風、環境等への効果)
- (5) 研究の段階と今後の課題

(静岡県土木部河川課)

(回答)

水害防備林とは、水害の防禦あるいは水害被害の軽減を目的に、河道周辺に設けられた樹林帯を云い、計画的に造成されたものと、主に土地利用の関係から河川沿いに残され、次第に水害を防ぐ機能があると認められて、保全・育成された自然発生的なものがある。

土木研究所では、今後の河川計画に資することを目的として、水害防備林の成立経緯、変遷、現況調査を行ない、治水面、環境面の機能を明らかにした。更に河道計画の基礎となる水理特性について検討を行った。以下にその概要を述べる。

1. 水害防備林の歴史

水害防備林として史実に現れたものゝ始めは、景行天皇57年の大和国坂手池の堤への植竹である。大宝2年(702)年に発布された大宝律令の防水・治水に関する条に「凡堤内外并堤上、多植榆柳雑樹充堤堰用」とあり、堤防の内外及び堤上に植樹することを規定している。これが法規として最初のものである。藩政時代に入ると、水害防備林は幕府や諸藩によって禁伐、造成が行われ、明治29年の河川法制定までは治水の一方式として維持・造成が図られていた。河川法制定以降は、河道改修の進捗と共にその伐採が進んだが、今日まで幾度か水害防備林が見直され、保護された時代もある。しかし、河川管理上は、河川敷内の樹木は流水への阻害になる場合もある等の理由から、原則的に取り除く方針とされて来た。

2. 水害防備林の機能

水害防備林は、河道あるいは堤防に対する立地位置によって、その有する機能が異なる。機能によって次の3つに分類している。

堤塘林：古くは土留林、堤植松等と呼ばれていた地方もあった。名前の通り堤防に植えられたものである。治水技術が発達する以前の堤防は、現在のように堅固なものではなかったので、竹木の根によって破堤を予防したり、堤防を覆った竹木によって越水による決壊を防ぐことが求められた。但し、高木は風によって堤体をゆるめるということから植樹を禁止していた所が多い。

護岸林：古くは立竹林と呼んでいた所もある。高水敷の低水路沿いや、無堤部の河岸沿いにある樹林帯で、竹木の根によって河岸の決壊を防止したり、林内へ土砂礫を堆積させることにより背後地への土砂流入防止の機能を有する。

水除林：古くは川原柳、川除柳林と呼んだ地方もあり、霞堤の間や堤内地、高水敷の堤防前面等であり、洪水の流速を減衰させ背後地の流失を防止したり、土砂礫を林内に堆積させる機能を有する。

3. 水害防備林の現況

直轄河川の内、管理区域内に水害防備林が多く残されている阿武隈川支川荒川、由良川、佐波川、旭川、江の川、吉野川、仁淀川、矢部川、嘉瀬川の9河川182箇所について1/5,000 平面図によ

て水害防備林の形態を調べた。これ等を表-1のように分類し、その割合を見たものが図-1である。無堤部に存在する水害防備林(A)が全体の42%を占めており、堤内地にあるもの(B)も8%存

表-1 水害防備林の形態分類

A.	無堤部に存在する水害防備林
A-1	水際に存在する
A-2	水際より離れている
B.	堤内地に存在する水害防備林
C.	堤外地に存在する "
C-1	高水敷の水際より堤防法尻まで分布する
C-2	堤防法尻付近に分布する
C-3	水際に沿って分布する
C-4	堤外の背後地を囲っている
C-5	背後地を囲っているが、上流側が開いている
C-6	その他

在する。残り半数が堤外地(C)にある。また、無堤部にある水害防備林の多くは水際に存在し、堤外地にあるものも水際に沿って分布しているものがその1/3程度を占めている。

上記9河川を含む水害防備林の存在する直轄河川等42河川の河川管理者に対し、水害防備林の現状、歴史、環境面等に関するアンケート調査を行った。この内の一部を紹介すると、調査の対象となった水害防備林に対する行為制限の有無に関する設

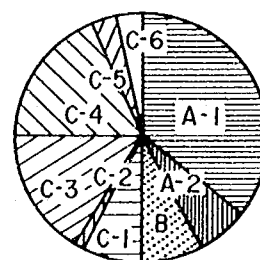


図-1 水防林の形態別割合

問には28件の回答があり、有り、無し各14件の半々であった。行為制限の半分以上が森林法で、次いで都市計画法、自然公園地域指定等である。水害防備林の土地所有状況は、民有が67%を占め、その内維持管理をしているものは47%である。沿岸住民の水害防備林に対する意識についてみると、図-2

の維持管理の目的から分るように、水害防禦の為の“水害防備林”が民地(30%)、官地(38%)両方とも全体の1/3程度の割合を占めている。また、水害防備林が流域住民に水害防禦のための施設であると意識されているか否かの設問では、はっきりありとの回答が27%あり、水防団等一部の人にあり、の回答を加えると60%近くになり、未だ相当の割合の住民が水害防備林による何等かの効果を期

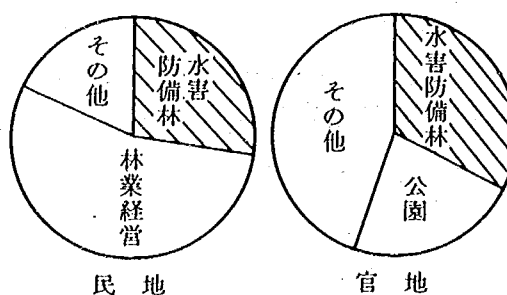


図-2 維持管理の目的

待していることが分った。

4. 水害防備林の樹種

水害防備林を形成している樹竹類についてアンケート調査表及び文献から整理すると竹類が最も多く（特にマダケが多い）、針葉樹では松、杉で松は赤松が主である。広葉樹は柳、榎、樺、檜、アカシア等多種あり、アンケート調査結果では竹林が全体の1/4、針葉樹、広葉樹単独で形成されているものは全体の1/5で他は混合林である。

5. 水害防備林の効果

前述したように、水害防備林を形成している樹竹類は多様であるが、ここでは資料が最も多く蒐集できた竹類による水害防備林について整理してみた。図-3は対象とした水害防備林の竹の平均直径と100 m²当りの本数及び平均幅を示したもので、洪水時に効果があつた例を○印、効果の無かつた例を△印、洪水に対する事例の無いものを□印で表した。

上田¹⁾によれば、竹林の防災力は、一般に放任竹林は弱く栽培林は強い。又、適当な延長があれば支川の小川等氾濫の程度の軽いところでは10 m程度の幅でも効き目があるが、少くとも20~30 mの幅を持たせた方が良好としている。河川の規模、地勢勾配等により異なると思われるが、上田の説を参考にして図-3から判断すると、直径2 cm程度の細い竹であっても幅15 m、密度120本/100 m²以上であれば、洪水による被害軽減効果は期待できる場合もある。

6. 河川環境面から見た水害防備林

アンケート調査（対象：32河川）によれば、環境面から見て何らかの価値がある水害防備林である、と回答があつた河川は全体の44%にのぼっている。その環境の価値を分類してみると重複を含め、①親水活動の場としての価値 ②歴史的価値 ③景観的価値 ④生物特に貴重種の生息の場としての価値となっている。堤内地、堤外地等水害防備林のおかれている位置や治水安全度の状況に

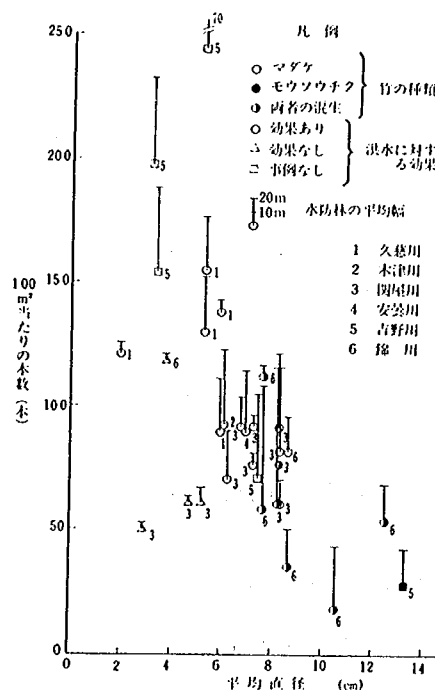


図-3 竹の直径と100 m²当りの本数及び竹林の平均幅

1) 上田弘一郎:水害防備林, 産業図書, 1955.

よって存続の難易は当然異なるが、水害防備林は環境上重要な位置に存すると考えられる。

7. 水害防備林の今後の課題

現行の河川管理上では、河道内の樹木は原則的に取り除くとされている。この方針は、洪水処理の一つの方法であるが、ハードな対応だけでなく植生を利用して、洪水を安全に流すことも考慮しなければならない、との認識も生まれて来ている。又、今日の河川には、環境面で期待されているところが大きいこともあり、水害防備林の取り扱いについては広い側面から十分に検討する必要がある。上記のように、河道内の樹木については、基本的には撤去することである。しかし、河道の疎通能力から河積に余裕のある場合には、その効用を再評価することも考えられる。又、水害防備林の粗度要素としての検討、平面的に見て水害防備林が洪水流に与える影響等についての検討が必要である。これをまとめると「治水上支障のあるものは、これを除去ないし改善し、治水上支障のないもの、更にプラスの効果を期待し得るものについてはこれを認めて、その効用を十分発揮させる」と云うことになる。

8. その他

水害防備林の水理的な影響については61年度の近畿地建における一日土研資料P. 148～P. 153を参照されたい。
(総合治水研究室)

河-4 中小河川計画のモデル・ハイエトの設定について

(質問)

中小河川の河道及び調節池の評価をするため、防災調節池基準に従い、後方集中型のモデルハイエトを作成し、合理式を介して三角ハイドログラフを作成し、その重ね合せにより流量を算定し、断面等を決定している。

しかし、ハイドログラフを策定するに当たり、一山降雨を採用することは、貯水池を伴う計画をするときは、実際の生起降雨を考えると疑問があるが如何。
(名古屋市)

(回答)

防災調節池技術基準(案)では水文資料が十分に整っていないことを前提にして、降雨資料としては確率降雨強度～継続時間曲線を使うように定めている。この曲線は、通常、特定の観測所の雨量観測データから作成される。

この曲線の作成手順の概要は、その観測所の主要な降雨記録がn個あったとき、継続時間を1hr, 2hr, ……24hr ……等と定めて、n個の降雨のそれぞれから、例えば1hr継続時間に対する最大降雨部分を切り出してn個のデータを作り、確率処理を行うことによって1hr継続時間に対する確率規模ごとの降雨強度を求める。他の継続時間についても同様の作業を繰り返し、同じ確率の点を結ぶと

とによって曲線が得られる。

以上の作成手順からわかるように n 個の降雨を対象とすることにより、それぞれの降雨継続時間なりに、1山、2山、……複数山のデータをとりこんで曲線ができあがっている。

また、それぞれの降雨継続時間の降雨量、すなわちボリュームを対象として確率処理をしているので、必然的にこの曲線にはボリュームがとりこまれている。

同一確率、同一継続時間という条件であれば、前方集中、中央集中、後方集中、複数山を比較した場合、降雨量＝ボリュームは一定であるから、後方集中型が貯水池にとって最も危険な洪水であることは自明である。

基準では、実際の降雨の時間分布パターンの生起はいろいろなのに、貯水池にとっては一番危険な後方集中型が100%生起すると仮定して容量を決めるようにしている。

さらに、基準では、継続時間を24 hr、48 hr……と変化させて最大となるボリュームで容量を決めるようにしている。

以上のように、貯水池容量の決定過程においては、それなりの水文量が計算の中に取込まれ、安全側、安全側に降雨パターン等を設定するような方法を取っている。

しかし部分的には次のような若干の問題点がないわけではない。

そのひとつは、確率降雨強度～継続時間曲線を作成するときのデータである。このようなデータを処理する場合、各継続時間について毎年最大降雨資料（各年から、その年の最大の降雨を1個だけ抽出する）で行うのではなく、毎年極大降雨資料（各年の最大値にこだわらず、大きいものはすべて抽出する）で行うべきものと考えられる。特に、実際のデータ整理の手間を考えたとき、継続時間の短い降雨を整理する場合に、極大資料の中で見落しが出る可能性が高くなると考えられる。これについては、できるだけたねんなデータ整理を行って曲線を作成することが望まれる。

もうひとつは、降雨パターンを作成するときの降雨の各時間への配分の問題である。基準では、後方集中の最後の t_c 時間にその継続時間の降雨と同じ生起確率の雨が t_c において降ると仮定している。これについては、近傍類似流域の実際の降雨パターンでのチェックも行ってみる必要があろう。

（総合治水研究室）

河－5 海岸堤防（高潮堤含む）の舗装厚さについて

（質問）

海岸堤防は三面張構造としており、表のり面はコンクリート張、天端・裏のり面をアスファルト舗装としている。この天端及び裏のり面のアスファルト厚に関し、道路と兼用する場合を除き、その決定方法に苦慮している。海岸保全施設築造基準では6 cm以上となっているが、その決定方法について御教示願いたい。

（河川部河川工事課）

(回答)

この問題について考える前に、今年度改訂がなされた海岸保全施設築造基準解説の天端被覆工及び裏のり被覆工の基準及び解説を参照する。まず基準については次の4項目の記述がある。

- (1) 天端及び裏のりには、原則としてコンクリート、石材、アスファルト等による被覆工を設けるものとする。
- (2) 被覆工は、堤体土の収縮及び圧密による沈下に対応できる構造とするものとする。
- (3) 天端被覆工の表面には、排水のために適当な横断勾配をつけるものとする。
- (4) 天端を道路として使用する場合、天端被覆工の強度は、予想される交通荷重に対して耐え得るものでなければならない。

これらに続き、解説が次のように加えられている。

海岸堤防の天端高は海底勾配、堤防の利用条件、越波の許容程度などを考慮して決定され、通常、計画波浪時にはある程度の越波が予想される。この点が、計画高水位にも堤防からの越流を許容しない河川堤防の天端高の決定法と大きく異なる点である。海岸堤防においては、越波した海水により堤体土砂が流失し、堤体の破壊がおこらないように、堤防の表面全部を強固に被覆する必要がある。従来、越波した海水は、波返工のすぐ背後、すなわち天端工の海岸寄りの部分に落下すると予想し、この部分を水叩工として特に強固に被覆することが行われていた。しかし、昭和28年9月25日伊勢湾地方を襲った台風13号の被災状況を検討した結果、越波した海水は、天端工の部分よりむしろ裏のり工の部分に落下し、この傾向は強風下であればあるほど強くなることが判明したので表のり、天端、裏のりの三面とも被覆するいわゆる三面張りが一部に用いられた。さらに、昭和34年9月26日の伊勢湾台風(15号)により伊勢湾一帯の海岸堤防は各所で破壊したが、その被災状況の検討から、13号台風の場合と同様の事実が指摘され、それ以後、海岸堤防は三面張り構造とすることが常識となった。

ここでいう被覆工とは、コンクリート被覆工、アスファルト被覆工、コンクリートブロック張被覆工、石積または石張被覆工などである。

このような経緯を経て、現在被覆工の一つとしてアスファルト被覆工が用いられているのである。

したがってその厚さの決定は主として経験的に決められていると言える。越波した波が天端、裏のりに及ぼす波力とそれに対する抵抗力を検討して具体的に定められたものではない。実際には、裏込めの状態によっては天端や裏のり面が不

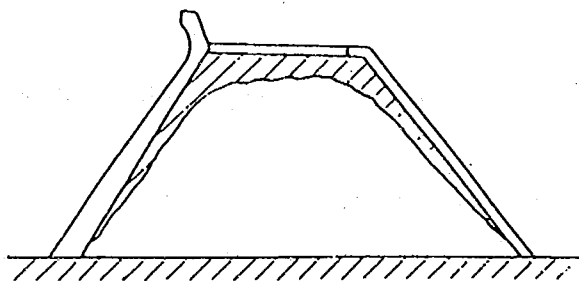


図-1 空洞の発生の模式図

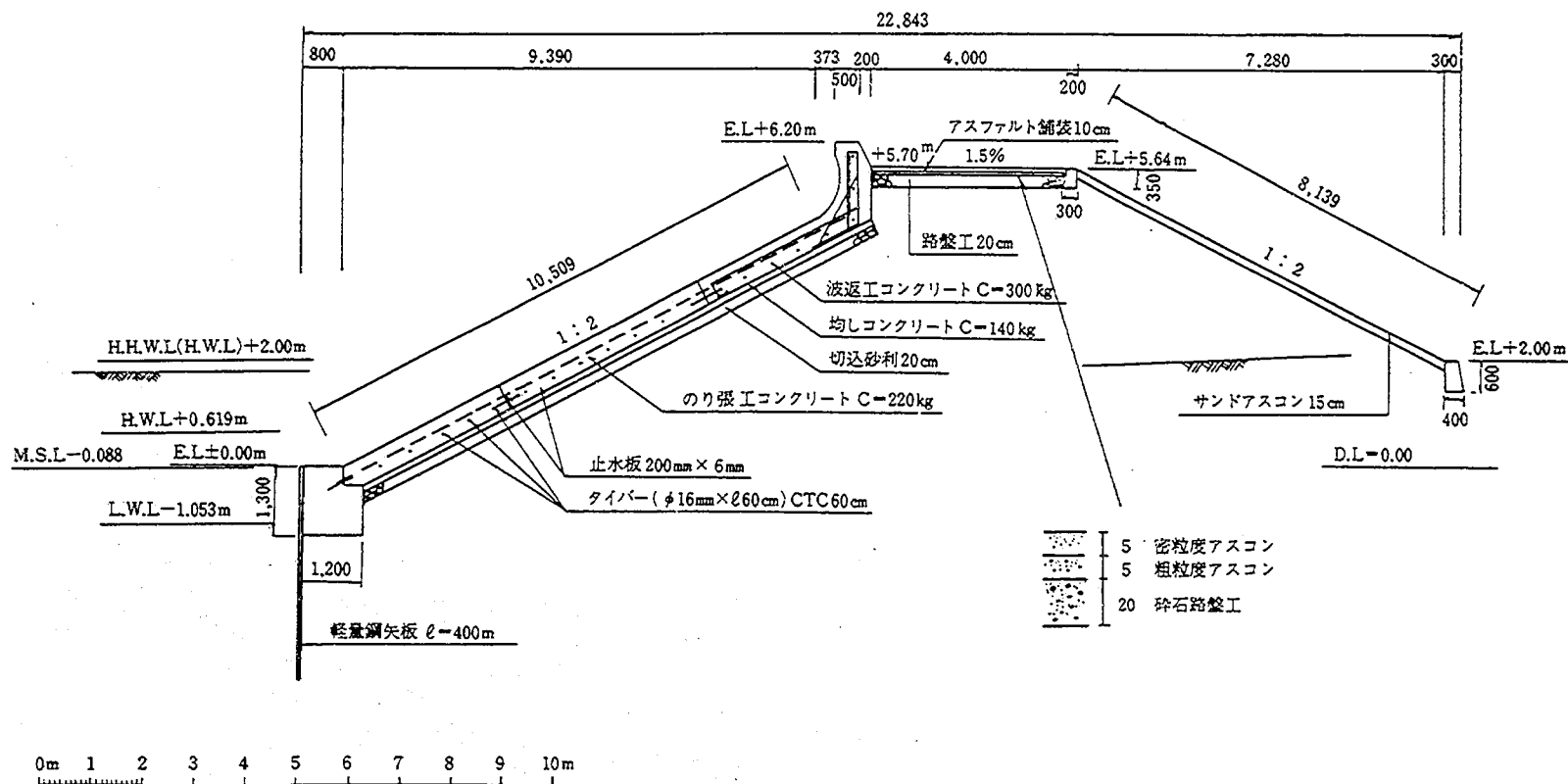


図-2 遠州海岸の海岸堤防断面

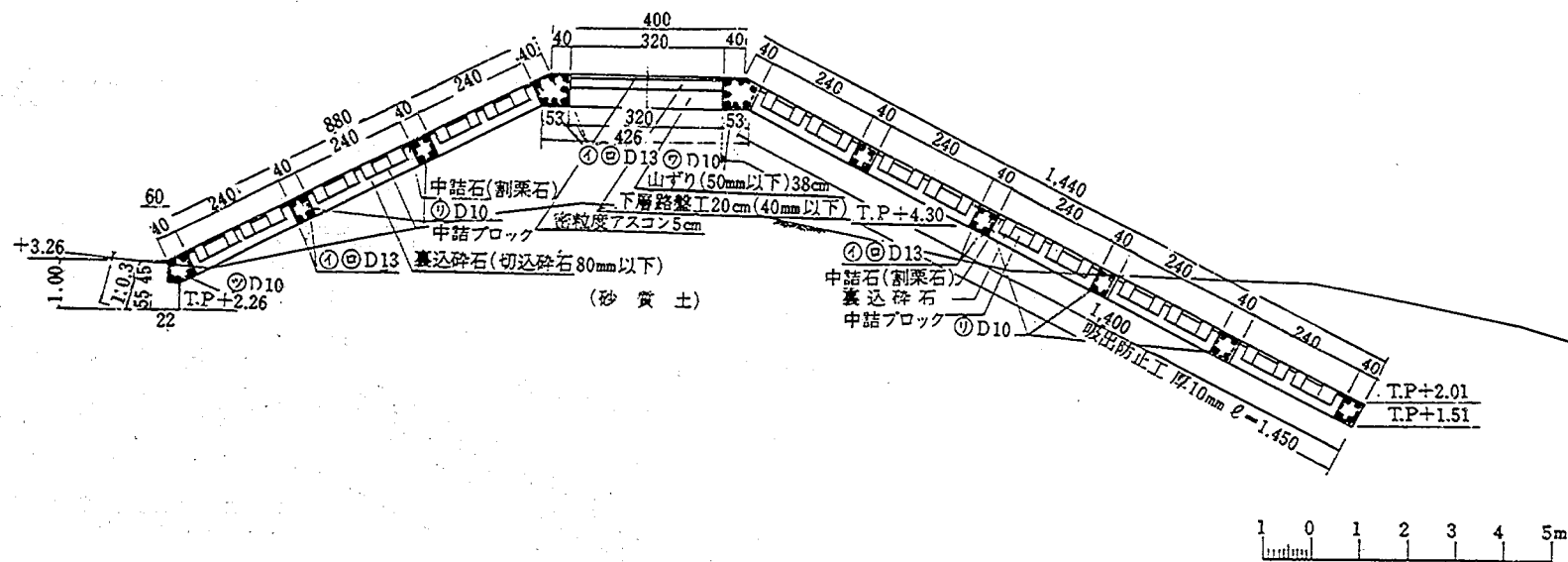


図-3 蒲崎海岸の海岸堤防断面

安定になることが多い。すなわち、盛土は一般に年月が経つと収縮または沈下することがあるから、被覆工の裏側に図-1に示すような空洞が発生する場合がある。

これは被覆工にき裂を生ずる原因となり、堤防としては弱点となる。これを避けるためには、盛土は十分に締固めるとともに、盛土が十分収縮沈下するまで待つて被覆工を施工するか、あるいは構造上沈下に順応できる被覆構造とする必要がある。とくに伊勢湾沿岸では昭和34年9月の伊勢湾台風後の災害復旧として多くの施設が造られたが、地盤条件はあまり良好ではないために、かなり多くの施設で図-1のような状況が生じている可能性がある。

したがって、空洞化現象に関し非破壊調査法を検討する必要がある。

被覆の厚さは、波力、揚圧力、斜面こう配に対する安定及び交通量などの外力に対して安全な厚さでなければならず、最小厚さは耐久性を考慮して、締固工法による場合6cm以上とし、その他の工法による場合は、これと同程度以上のものとする。この時、基礎砕石は厚さ20cm程度が望ましい。

結局、アスファルト被覆工の設計、施工は、越波量や交通量などを堪案して、道路舗装に準じて行えば良いと考えられる。最後に、実際にアスファルト舗装を用いて造られた海岸堤防の例として、静岡県県の遠州海岸と宮城県県の蒲崎海岸の海岸堤防を図-2,3に示す。¹⁾

(海岸研究室)

参考文献

- 1) 全国海岸協会：海岸保全施設構造例集，201p.,昭和57年。

河-6 砂防樹林帯について

(質問)

土砂害対策における砂防樹林帯の効用、利用について最近議論がなされてきている。一方、土石流の衝撃力については質点系での研究がなされてきているが、樹林帯を考えた場合面としての衝撃力の検討を行う必要がある。

樹林帯の立木の耐力を支配するものとしては、根の支持力、幹の強度等種々の要因がからみ合っていると考えられる。土石流対策としての樹林帯の計画・設計を行うときの土石流による衝撃力の考え方及び樹林帯という群効果の定量的な算定法等について教示願いたい。

(富士砂防工事事務所)

(回答)

砂防樹林帯は一般に扇状地上流部付近に設置される遊砂地内に造成され、扇頂部付近へ流れ出てくる土石流の持つエネルギーを、河床勾配の緩和と河幅の増大による土砂輸送能力の減少という遊砂地の持つ効果と合わせて、土石流の樹木群への衝突や樹木群内の通過時に起こる土石流のエネルギーの減少効果により、土石流を減速あるいは停止させ、下流における土砂災害を防止あるいは軽減しようとするものである。

安定になることが多い。すなわち、盛土は一般に年月が経つと収縮または沈下することがあるから、被覆工の裏側に図-1に示すような空洞が発生する場合がある。

これは被覆工にき裂を生ずる原因となり、堤防としては弱点となる。これを避けるためには、盛土は十分に締固めるとともに、盛土が十分収縮沈下するまで待つて被覆工を施工するか、あるいは構造上沈下に順応できる被覆構造とする必要がある。とくに伊勢湾沿岸では昭和34年9月の伊勢湾台風後の災害復旧として多くの施設が造られたが、地盤条件はあまり良好ではないために、かなり多くの施設で図-1のような状況が生じている可能性がある。

したがって、空洞化現象に関し非破壊調査法を検討する必要がある。

被覆の厚さは、波力、揚圧力、斜面こう配に対する安定及び交通量などの外力に対して安全な厚さでなければならず、最小厚さは耐久性を考慮して、締固工法による場合6cm以上とし、その他の工法による場合は、これと同程度以上のものとする。この時、基礎砕石は厚さ20cm程度が望ましい。

結局、アスファルト被覆工の設計、施工は、越波量や交通量などを堪案して、道路舗装に準じて行えば良いと考えられる。最後に、実際にアスファルト舗装を用いて造られた海岸堤防の例として、静岡県県の遠州海岸と宮城県県の蒲崎海岸の海岸堤防を図-2,3に示す。¹⁾

(海岸研究室)

参考文献

- 1) 全国海岸協会：海岸保全施設構造例集，201p.,昭和57年。

河-6 砂防樹林帯について

(質問)

土砂害対策における砂防樹林帯の効用、利用について最近議論がなされてきている。一方、土石流の衝撃力については質点系での研究がなされてきているが、樹林帯を考えた場合面としての衝撃力の検討を行う必要がある。

樹林帯の立木の耐力を支配するものとしては、根の支持力、幹の強度等種々の要因がからみ合っていると考えられる。土石流対策としての樹林帯の計画・設計を行うときの土石流による衝撃力の考え方及び樹林帯という群効果の定量的な算定法等について教示願いたい。

(富士砂防工事事務所)

(回答)

砂防樹林帯は一般に扇状地上流部付近に設置される遊砂地内に造成され、扇頂部付近へ流れ出てくる土石流の持つエネルギーを、河床勾配の緩和と河幅の増大による土砂輸送能力の減少という遊砂地の持つ効果と合わせて、土石流の樹木群への衝突や樹木群内の通過時に起こる土石流のエネルギーの減少効果により、土石流を減速あるいは停止させ、下流における土砂災害を防止あるいは軽減しようとするものである。

砂防樹林帯は環境を配慮した砂防施設として関心が高まっており、修景の面からも好ましく、公園的機能も合わせ持つことができるため、今後ますます利用されることが期待される。

土石流対策施設としての砂防樹林帯の設計法については現在基準化されたものはなく、目下研究中であり最終的な指針を示せる段階にはないが、ここではこれまで検討されて来た事項を整理するとともに、現在進められている研究の動向を紹介し、砂防樹林帯の設計において留意すべき事項を述べる。

1. 砂防樹林帯の設計の流れ

砂防樹林帯の設計に関する全体の流れを図-1に示す。この中で特に立木1本当りの諸元の設計方法と樹林帯としての群効果の検討が土石流の流体力や衝撃力の検討に深く関連している。以下では主として立木1本当りの諸元の設計方法に関連して、既往の研究成果及び現在土木研究所で行っている試験結果をもとに設計に当たっての留意事項を述べる。

なお、樹林帯としての群効果についてはこれまでほとんど検討されておらず不明の点が多いが、土石流対策のスリットダムの閉そくに関する報告¹⁾やなだれ減勢工に関する報告²⁾が参考になると思われる。

2. 土石流の樹林帯への衝突および通過時に立木に作用する荷重(土石流荷重)

土石流の樹林帯への衝突および通過時に立木に作用する力は、土石流の水と土砂の細粒分の混合した流れが立木におよぼす流体力(F_d)と土石流中の大きな礫が立木へ衝突した際に生ずる衝撃力(P_d)の2つに大別される。

このうち流体力は図-2に示すように立木に対してほぼ一様にかつ土石流の通過中連続的に作用する。また礫による衝撃力は図-2に示すように礫と立木の接触部で非連続的に作用する。土石流により立木に作用するこれらの荷重を、実際の現地における立木への載荷試験では次のようにモデル化した。すなわち、図-3に示すように流体力は土石流の水深の $\frac{1}{2}$ の高さの箇所に向く静的な水平引張荷重として、また礫による衝撃力は振り子の形で鋼球を地面よりある高さ(礫と立木の接触点の高さ)の位置に、実際の土石流に近い速度で衝突させることにより生ずる衝撃力として考えた。

以下では、土石流の流体力に関しては、これまで全国各地での実施例が多く研究も進んでいる地際(地面直上)へ静的な水平引張荷重を与え場合と、今回砂防研究室で実施した、地面より高さ1.0~2.0 mの箇所に静的な水平引張荷重を与えた場合の試験結果を示す。また土石流中の礫の衝撃力に関しては、振り子の形で鋼球を立木に衝突させた試験結果を示す。

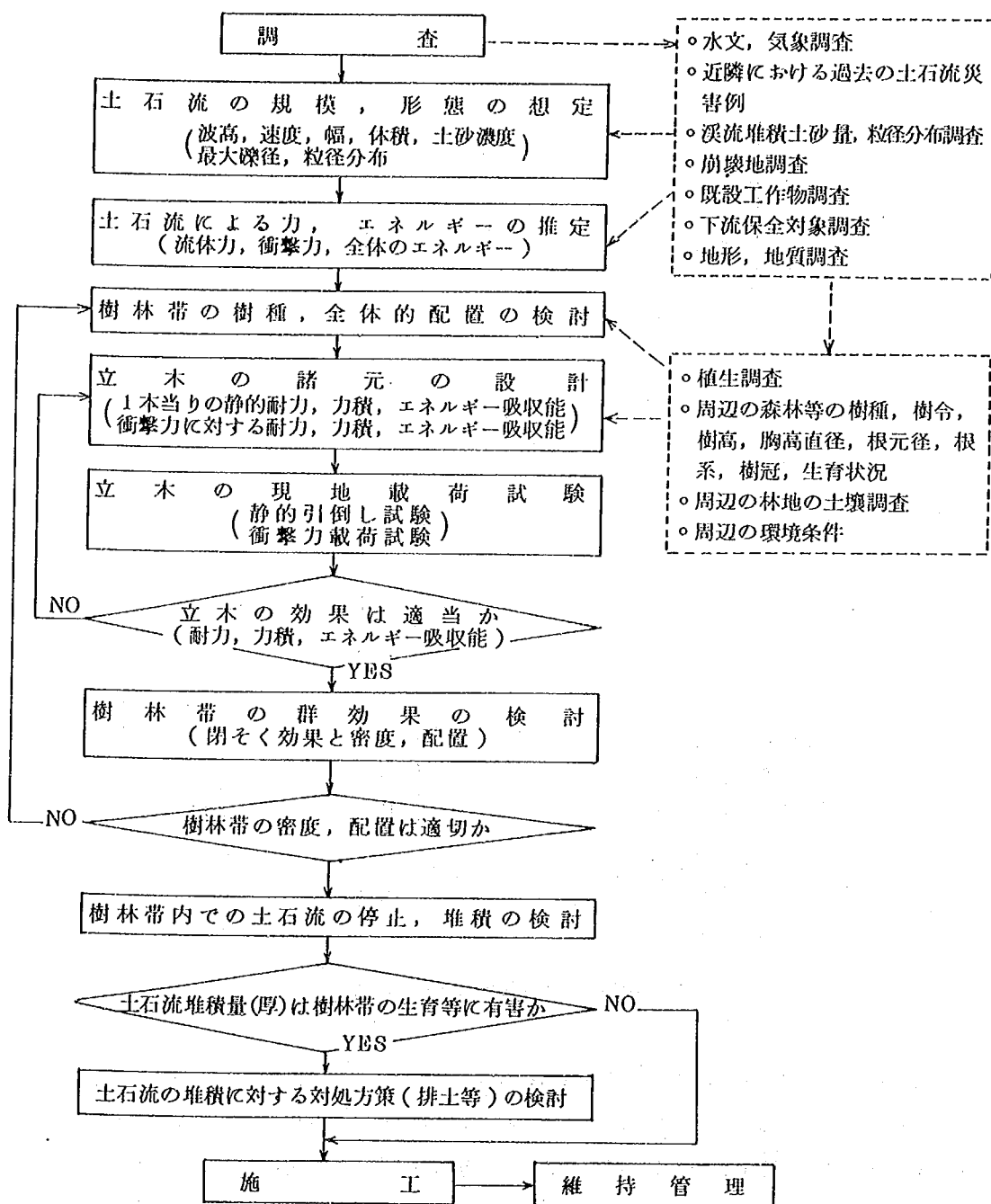


図-1 砂防樹林帯の一般的な設計の流れ

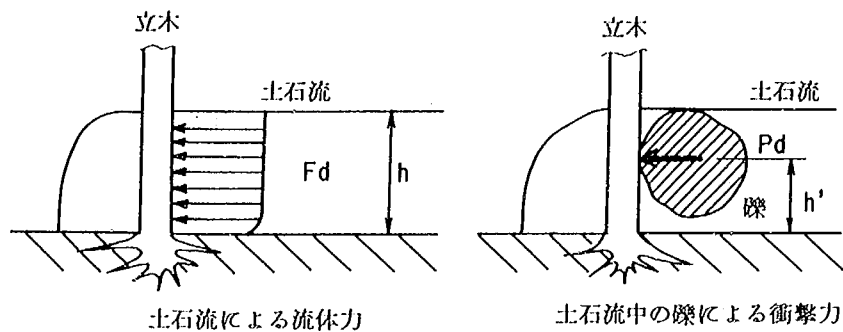


図-2 土石流により立木に作用する荷重の模式図

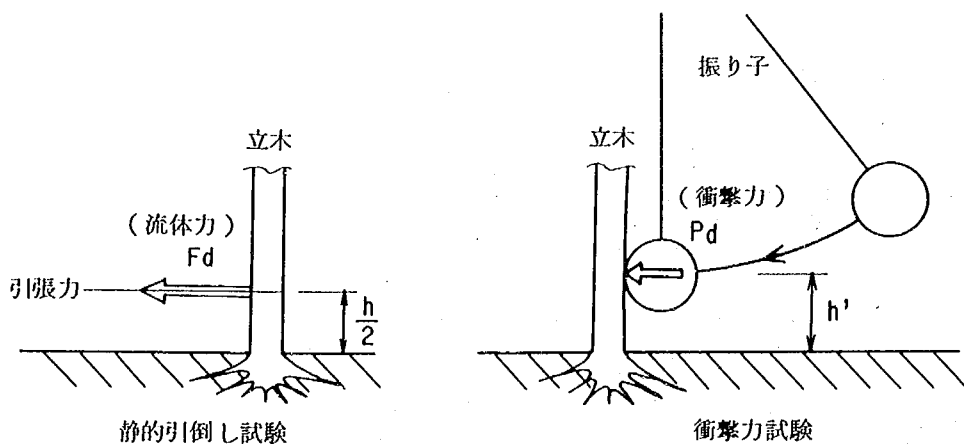


図-3 現地における載荷試験の考え方

3. 立木の抜根抵抗力（地際における静的引倒し耐力）

立木の地際における静的な引倒し耐力に関する現地試験結果および検討結果は林業試験場の北村・難波による報告³⁾(1981)に詳しくまとめられている。全国各地において樹木を根元から引張って行った抜根試験結果をまとめて最大抵抗値を検討した結果、データのばらつきはあるものの立木の抜根抵抗力に最も関連するものは立木の根元直径であり、その関係は樹種毎に図-4に示されている。この図より萌芽木を別にすると樹種間には大きな差は認められない。また根元直径は各樹種の林齢と図-5のような関係にあり、これらをまとめると樹種別の林齢と抜根抵抗力には図-

6のような関係が認められる。この図より林齢が10年を越すと広葉樹よりも針葉樹の方が抜根抵抗力が出てくることが分かる。

また高橋⁴⁾(1967)によれば、抜根抵抗力は根元直径の他に、根の質的な強さ・広がり、断面積、斜面の傾斜、土の凝集力、土の内部摩擦角、土の含水量などの因子に影響される。

4. 立木の静的引倒し耐力

前述したように土石流により立木に作用する荷重には、流体力(F_d)と衝撃力(P_d)の2種類があり、それぞれ理論的、実験的な解析が加えられている。ここでは土石流の流体力を想定して実施した立木の静的引倒し試験の結果について述べる。

土石流の流体力により1本の立木には

$$F_d = \alpha \frac{\rho_d}{2g} D \cdot h \cdot U^2$$

の力が加わる。

ここに、 F_d :立木1本当りの土石流流体力(tf)、 α :立木の抗力係数、 ρ_d :土石流の単位体積重量(tf/m³)、 D :立木の直径(m)、 h :土石流の水深(m)、 U :土石流の平均流速(m/s)である。

この流体力に対して立木が倒れるか否かを判定するための基礎資料として、また次に述べる土石流中の礫による衝撃力に対する抵抗力との相関を求めるために、立木の静的引倒し試験を実施した。表-1に示すような根元径14.3cm~20cmの立木(21年生の杉)に対して、土石流流体力 F_d が高さ $\frac{1}{2}h$ の点に集中荷重として働くと仮定して、地上より高さ1.0, 1.5, 2.0mの位置においてワイヤーロープにより水

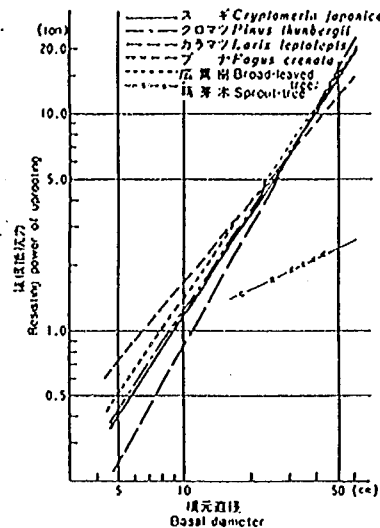


図-4 樹種別の根元直径と抜根抵抗力の関係(立木)

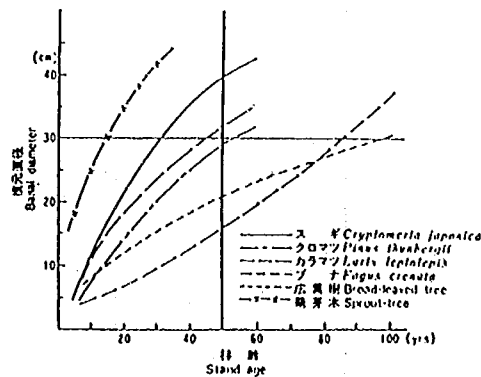


図-5 樹種別の林齢と根元直径の関係

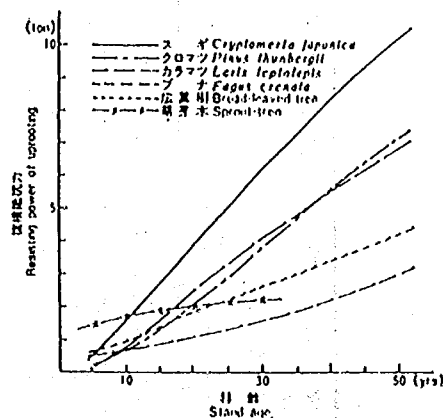


図-6 樹種別の林齢と抜根抵抗力の関係(立木および萌芽木)

表 - 1 立木の静的引倒し試験結果

実験 ケース	載荷点 樹 径 (cm)	根元径 (cm)	載荷点 高 さ (m)	最大荷重 (tf)	最大曲げ モーメント (tf・m)	最大荷重時 の変位 (cm)	最大荷重時の 回転角 (度)	破 壊 形 態	根張り 直径×深さ (m×m)	備 考
1	13.5	15.8	1.0	0.69	0.69	15.0	8.53	根 抜 け	2.0×0.6	
2	10.3	14.3	1.5	0.29	0.44	14.0	5.33	根 抜 け	1.8×0.5	
3	11.0	15.5	2.0	0.30	0.60	100.0	26.57	根元で折れる	—	引倒す反対側の根の上に大石 があった。
4	13.5	16.5	2.0	0.45	0.90	40.6	11.48	根 抜 け	1.9×0.6	
5	16.0	19.2	1.0	1.21	1.21	22.0	12.40	根 抜 け	1.9×0.6	
6	17.0	20.0	1.5	0.61	0.92	45.5	16.87	根 抜 け	1.8×0.6	
7	15.5	19.5	2.0	0.34	0.68	17.6	5.03	根 抜 け	1.3×0.4	
1～4平均		15.5	1.63	0.43	0.66	42.4	13.0	—	1.9×0.6	根元径 約 15 cm
5～7平均		19.6	1.50	0.72	0.94	28.4	11.4	—	1.7×0.5	根元径 約 20 cm

平荷重を与えて引き倒し抵抗力を測定した。試験に用いた各立木の根元径と最大荷重（抵抗力）および最大曲げモーメント（地上から載荷点までの高さ×最大荷重）を図-7に示す。これらの結果

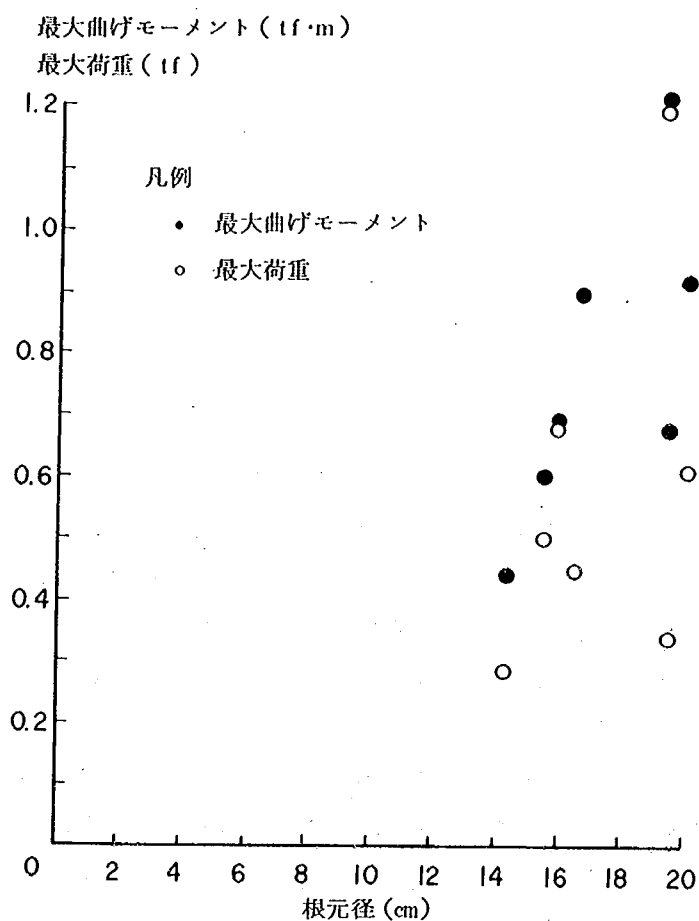


図-7 立木の静的引倒し試験結果

よりばらつきはあるものの立木の引き倒し抵抗力は、根元直径約15cmで平均0.4tf、約20cmで平均0.7tfと北村・難波の報告によるそれぞれ約2.5tfと3.5tfに比較すると1/5～1/6程度である。これは試験方法において、水平引張り力の載荷点が今回の試験では地上1.0～2.0mであったのに対し、北村・難波の報告に用いられた試験では地際に載荷したことによる違いが大きく影響しているものと考えられる。また今回の試験における立木の破壊形態は表-1の実験ケース3を除いて全て根が浮き上って抜けたことによるものであり、樹幹の折れは認められなかった。なお実験ケース3では引倒す側と反対側の根の上に大きな石が載っていたため根の浮き上りが妨げられ、樹幹の折れ

により破壊した。これらの結果より、樹木の土石流流体力による破壊形態は根の浮き上り（引抜け）によるものが卓越すると考えられる。

なお立木による土石流の減速あるいは停止効果は、立木の最大抵抗力が土石流流体力より大きい場合（すなわち立木が倒れない場合）は立木による土石流の運動量の減少（ $\Rightarrow$ 立木に生ずる力積）により評価し、また立木の最大抵抗力が土石流流体力よりも小さい場合（すなわち立木が倒れる場合）は立木が倒れるまでに土石流に与える力積、あるいは立木が倒れるまでのエネルギー吸収能（ $E_s = \int dF_s \cdot d\delta$ ，荷重 $\times$ 変位の積分）等により評価するのが適切であると考えられるので、現在これらについて解析を行っている。

5. 立木の衝撃力載荷試験

土石流中に含まれる礫の衝突による力（ P_d ）は樹木の種類、直径、高さ、根系の強度、樹冠の形・重量等により変化し、さらに礫が樹木に当る位置、礫の材質、質量、速度等によっても大きく変化すると考えられる。現在のところ樹木に対する礫の衝突の際に発生する衝撃力（ P_d ）を与える一般式は提案されていない。

ここでは、上記の静的引倒し試験と同じ箇所で、500 kgの鋼球を振り子の形で立木（杉）に衝突させて、その時発生する荷重と立木の変位を測定した試験結果の概要を紹介する。この立木の衝撃力載荷試験においては、表-2に示すように載荷点の位置を地上より1.0～2.0 mとし、鋼球の落下高を調節することにより衝突速度を4.0～8.0（10.0）m/sに変化させた。この試験結果においても立木の破壊は全て根の浮き上り（引き抜け）によるもので、樹幹自体の破壊によるものは認められなかった。

表-2の実験ケース3および7では鋼球が立木の幹の中心から逸れて当たったため、最大荷重、最大曲げモーメント（載荷点高さ $\times$ 最大荷重）共に小さな値を示している。このためこの2つのデータを除いて立木の根元径と最大荷重、最大曲げモーメントの関係をまとめた結果を図-8に示す。

この図より、根元径15～21cmの杉の立木の最大荷重（衝撃力抵抗力）は約1.7～3.5 tfであり、前述した静的引倒し試験時の約5倍である。また最大曲げモーメントでも約1.7～5.8 tf $\cdot$ mと約4～5倍の値を示している。また図-8より、試験本数が少ないため明確ではないが衝突速度によっても最大荷重、最大曲げモーメントが変化すると推察される。

ところで、樹林帯の土石流に対する制御効果としては各立木が土石流の衝突や通過により倒伏しても、その時土石流の運動エネルギーを減少させて、立木群全体として土石流を減速あるいは停止させれば良いのであるから、各立木1本当りの倒伏に対する抵抗力は土石流による流体力や礫による衝撃力よりも小さくても良いと考えられる。従って、樹林帯を構成する各立木が持つべき土石流の減速・停止効果を各立木の持つ倒伏や破壊に対する最大抵抗力や最大曲げモーメントのみで評価することは不適当であり、衝突時に立木が礫に与える力積あるいは衝突時から倒伏に至るまでの間の立木のエネルギー吸収能（荷重 $\times$ 変位の積分値）により評価することが必要であると考えられる。

表 - 2 立木の衝撃力載荷試験

実験 ケース	載荷点 樹 径 (cm)	根元径 (cm)	載荷点 高 さ (m)	落下高さ (m)	衝突速度 (m/S)	最大荷重 (tf)	最大曲げ モーメント (度)	樹 高 (m)	樹 冠 幅×高さ (m×m)	樹 冠 部 重 量 (kgf)	樹 冠 部 折 れ 長 (m)	破 壊 形 態	備 考
1	12.5	15.5	1.0	0.8	4.0	1.81	1.81	6.9	1.0×2.0	5.5	—	根 抜 け	
2	14.0	15.0	1.0	1.8	6.0	1.67	1.67	10.9	2.0×4.7	5.3	—	根 抜 け	
3	14.8	17.5	1.0	1.8	6.0	0.89	0.89	10.7	1.4×3.6	8.3	—	根 抜 け	立木の中心に 当らなかった。
4	14.0	18.0	1.0	3.3	8.0	2.86	2.86	9.5	1.4×3.5	7.5	—	根 抜 け	
5	13.5	16.5	1.5	3.3	8.0	2.52	3.78	10.0	1.8×4.0	21.3	2.5	根 抜 け	
6	11.0	—	2.0	3.3	8.0	2.46	4.92	9.4	1.2×2.4	5.5	2.2	根 抜 け	
7	12.0	—	1.0	5.1	10.0	1.41	1.41	8.9	2.0×3.5	10.3	—	根 抜 け	立木の中心に 当らなかった。
8	16.5	21.0	1.0	3.3	8.0	3.45	3.45	10.9	2.6×	38.3	—	根 抜 け	
9	16.5	19.0	1.5	3.3	8.0	3.02	4.53	11.7	1.8×4.0	14.0	2.0	根 抜 け	
10	15.0	17.0	2.0	3.3	8.0	2.65	5.30	10.7	2.3×4.0	33.5	1.5	根 抜 け	
11	14.3	19.0	2.0	3.3	8.0	2.04	4.08	10.9	2.0×3.1	33.3	—	根 抜 け	
12	16.5	20.0	2.0	3.3	8.0	2.90	5.80	12.6	1.5×5.2	38.8	3.3	根 抜 け	

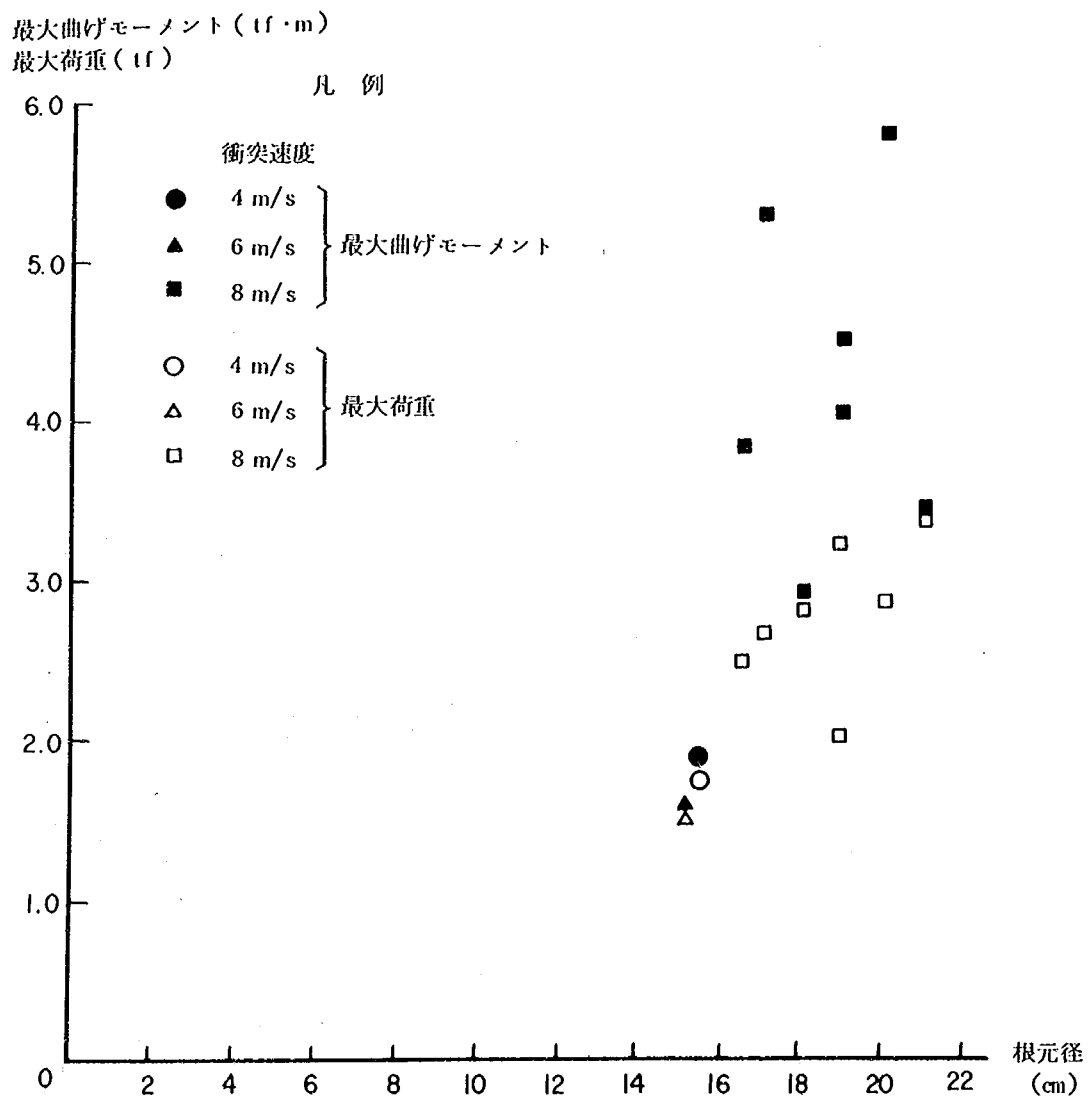


図-8 立木の衝撃力載荷試験

現在、前述した静的引倒し試験の結果とこの衝撃力載荷試験のデータを用いて立木の持つエネルギー吸収能を算定する手法を検討しており、近い将来この成果をまとめて発表する予定である。

以上述べたように立木の土石流による荷重に対する抵抗力は、立木の樹種、直径、樹高、根系、樹冠や土壌の土質、含水比のみならず、礫の大きさ、重量、形、材質、速度、また立木と礫の衝突する位置や角度によって変化し、現在の数少ない現地試験結果によるデータから一般式を提案するには至っていない。従って、今後砂防樹林帯の計画、調査、設計を行う際には現地において土石流の規模や特性を想定して、静的引倒し試験や衝撃力載荷試験を実施して設計の信頼度を向上させると共に、将来の砂防樹林帯の設計基準の作成のための貴重なデータを集積されるようお願いする次第である。

(参考文献)

- 1) 渡辺正幸，水山高久，上原信司：土石流対策施設に関する検討，新砂防第115号，1977。
- 2) 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室：雪崩減勢工に関する実験報告書(I)，土木研究所資料第2468号，1982。
- 3) 北村嘉一，難波宣士：抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能，林業試験場研究報告第313号，1981。
- 4) 高橋宏治：保全の見地にたった森林取扱いに関する研究(1)，青森林友225，1967。

(砂防研究室)

河-7 最近のダム洪水吐きの動向について

(質問)

近年、増加の傾向にある自然調節ダムでは、一般に越流幅が大きくなり、減勢工との取り付けに困難が生じるなど、従来のゲート調節ダムとは異なった検討が必要になる。

また、RCD工法の実用化と普及にともない、洪水吐きの形式をそれに対応させることも課題とされている。

そこで、これらの状況を勘案し、最近における洪水吐きの動向について教示願いたい。

(小里川ダム工事事務所)

(回答)

(1) 洪水吐き設計の考え方

ダムの放流設備に係る技術の最近の動向として、設備構成の多様化が挙げられる。これは、貯水池の環境保全に対する要請から流量に加えて水質が重要視されるようになったこと及び管理の合理化、

省力化という新しい流れから設備の操作性が重要な設計条件として認識されたために、各設備の機能を補う放流設備が機能分化の形で付け加わるようになったためである。しかし、ダムは重要な河川管理施設であるから、合理化、省力化が行われるとしても、その結果として適正なダム管理が阻害されてはならないのは言うまでもない。

また、近年、RCD工法に代表されるように合理化施工法が多数のダムで採用されるようになってきており、放流設備の設計では、その施工性に対して十分な配慮を加える必要性が増している。

このような背景から、ダムの放流設備を構成する洪水吐き等の形式、規模の選定の重要性が再認識されている。

ダムの放流設備には次の5つの機能が必要となる。

- イ) 流水の正常な機能を維持する機能
- ロ) 利水目的のための放流機能
- ハ) 河川の従前の機能を維持する機能
- ニ) 洪水調節の機能
- ホ) ダム及び貯水池の安全を確保する機能

イ) 及びロ) の機能は「河川砂防技術基準 設計編」第2章7.1.2の解説で低水放流設備と定義されている設備機能で、比較的小さい放流量の範囲で河川が流量、質ともに正常な機能を維持できるように設計される。

ハ) は従来、常用余水吐きと呼ばれてきた設備機能で、利水目的の最大放流量から洪水調節開始流量までの範囲の流量に対して貯水池築造に伴う付替河道としての機能を発揮できるように設計される。具体的には、常時満水位あるいは制限水位を維持する放流及び常時満水位から制限水位への水位低下あるいは洪水調節後の水位低下に使用される設備機能である。最近では、イ)、ロ) にハ) を加えて低水放流設備と総称することも多い。

最近の洪水吐きの構成の代表的なものを表-1に示す。

表1 洪水吐きの構成

	越流型洪水吐き	管路型洪水吐き
形 式 A	ゲートレス	ゲートレス
形 式 B	ゲートレス	ゲート付き
形 式 C	引き上げ式ゲート付き	ゲート付き
形 式 D	越流式ゲート付き	ゲート付き

これらのダムの放流設備の特徴は、先に述べたように、機能の分担が明確になってきたことであり、具体的には、大規模な洪水調節用の高圧管路型洪水吐きの操作条件を緩和すること及び選択取

水の機能を確保するため、洪水調節開始流量以下の流入量进行处理する設備として、ハ) の機能を持つ低水放流設備が採用されるようになったこと及び非常用洪水吐きの操作性、特に確実性に関するもので、自由越流堤、越流式ゲートが採用されるようになったことである。

(形式A)

いわゆる穴あき坊主ダムであり、洪水時の操作を必要としないことから、流出時間の比較的短い流域面積の小さいダムで採用されることが多くなっている。穴あき坊主ダムでは、貯水池を常に空にして洪水調節容量を確保することとなるから、利水面からみれば不利であり、有限なダム建設可能地点を最大限に活用することが必要な我が国の水資源開発状況からみれば決して好ましいことではない。しかし、中小ダムのように利水上の有利さの少ないダムでは両者を勘案してダム管理を優先させることもダム事業全体から見れば必要なことである。

この形式では、イ) あるいはロ) の機能を持つ設備によりハ) の機能を代替させることがあるが、通常はニ) の機能を一義的なものとする洪水調節用放流設備がハ) の機能を代替することになる。しかし、厳密な意味では「定水位制御」ではなく、「洪水に達しない流水の調節」ということになる。

洪水調節用放流設備には、越流型と管路型の2種があるが、施工性を考慮した形状の単純化が進んでいる。

非常用洪水吐きとしての自由越流堤からの放流水の処理方式は、次の形式Bを含めて、重力式コンクリートダムでは堤趾導流水路方式が、フィルダムでは堤体隣接型洪水吐きとして側水路及び急勾配水路の組合せが最も多く採用されている。非常用洪水吐きについても施工性を考慮した形状が採用される傾向にある。

(形式B)

非常用洪水吐きだけがゲートレスとなっているもので、非常用洪水吐きの操作性を重要視した端的な例である。

この形式では洪水調節用放流設備を操作して洪水調節を行うが、洪水調節容量を有効に利用するという観点から、下流河道の無害流量程度まではハ) の機能により定水位制御が行われる。近年、水質制御や自動制御等の要請および施工の合理化との調和に対する要請が非常に強いが、これらに応えるためには、放流設備の形式、規模の選定が重要であることは言うまでもない。

一方、自由越流堤とゲート付の管路型洪水吐きで洪水調節及びダム設計洪水流量の両者に対応する放流を行う計画がある。これは自然調節による越流ダム形式を基本とするもので、前述の洪水調節容量の有効利用の観点から定水位制御を行うため管路型洪水吐きが操作される。その後は自然調節となり、頻度の少ない大洪水に対して、再び管路型洪水吐きが操作されることになる。

(形式C)

全ての洪水吐きにゲートを有するもので、貯水池容量を効率的に活用するため、ある程度以上の規模のダムで最も良く用いられている形式である。

非常用洪水吐きとしてのクレストゲートの設置にあたっては、ゲートの操作ルールを明確にし、貯水位が設計洪水水位に達する以前に全開出来ることを確認している。ゲートの操作規則は、水位とゲートの目標開度を直接対応付けるもので、目標開度に達しゲートを停止させてから再起動するまでの時間およびゲートの開速度は、通常時を下回らない様にすることが多い。なお、当然のことながら洪水吐きの規模は設計洪水水位においてダム設計洪水流量が流下出来るものとなっている。

洪水調節用放流設備は形式Bと同様である。高压管路型洪水吐きの操作性の問題から、ハ)の機能を持つ低水放流設備として、小容量の高压放流設備や低压管路型の放流設備が設けられる事例が増えている。特に水質を考慮して高標高の水を放流する必要がある場合には、低压管路型が採用される事が多い。

(形式D)

越流型洪水吐きに越流形式のゲートを設置するもので、フィルダムで採用の事例が増えている。越流式ゲートの特徴はその水理特性が自由越流堤と同様であり、水位上昇の規制が比較的容易であること及び自重による開動作が可能であることである。採用の事例の大半は引き上げ式ゲートの操作性の問題を補うため、ゲートの一部をフラップゲートで置き換えたものである。またこのフラップゲートは非洪水期に常時満水位維持用の放流設備としても用いられる。

(2) 自由越流堤の設計の留意点

「河川砂防技術基準 設計編」第2章7.1.3には「・・・流入部、導流部については、サーチャージ水位における放流可能流量若しくは年超過確率1/100の規模の洪水流量、若しくはダム地点の基本高水のピーク流量のうちいずれか大なる流量以下の流量を安定した流況で安全に流下させる構造とするように設計するものとし、・・・」とあるが、これは非常用洪水吐きにゲートを有するダムでは、年超過確率1/100程度の放流量までは基本的にはサーチャージ水位維持操作を行いつつゲートを全開にするという考えによるものである。実際にはゲート操作に伴う貯留があることから、サーチャージ水位近傍の貯水位で運用されることになる。このとき、洪水調節容量の2割の余裕は付加的な調節容量として、洪水調節用放流設備から非常用洪水吐きへの放流特性の不連続性を軽減するのに有効である。

洪水吐きにゲートを有しないダムではゲートを有するダムと異なり、貯水池の運用が固定されてしまうため、放流特性の不連続性を軽減するために、敷高の異なる自由越流堤が必要になることもある。また、洪水調節計画を上回る洪水に対しても従前の河道の貯留機能を維持するために、自由越流堤の越流幅が制約されることに注意する必要がある。

これらの詳細については、参考文献を参照されたい。

(3) 堤体下流面での導流方式

自由越流堤の導流部形式は、等幅導流水路、漸縮導流水路及び堤趾導流水路の3種に分類される。等幅導流水路はさらに3形式に細分される。第1は、正面越流型と呼ばれ、導流水路が等幅で減

勢工の幅とほぼ等しく、両者の接続点で流れの特性がほとんど変化しないものである。形式Cの重力式コンクリートダムの導流部は、大半がこの形式となっている。第2は天端側水路型と呼ばれ、自由越流堤の直下にダム軸に平行な側水路を設け、減勢工正面まで導流し、堤体下流面の等幅水路で減勢工に流下させるものであり、正面越流型の一種と考える事もできる。この型の設計の要点は天端側水路内の流速を4～5 m/s程度に規制することで、水路は比較的大断面となる。このため、合理的な設計をするためには堤体の基本三角形にフィードバックさせることが必要となることもある。

第3は、堤趾導流水路と同じように堤趾部に設けられた導流壁を利用するものであるが、壁によって形成される水路の流下方向の勾配がほぼ水平であって、水路内の流れは側水路と同様な流れとなる場合である。この側水路部分は、導流部の一部としてではなく減勢工の一部として取り扱われ、側水路型減勢工と呼ばれる。

漸縮導流水路は堤体下流面を斜めに横切る形で導流壁が設けられ、越流部と減勢工を接続することになる。このため、越流幅が減勢工に対して極めて広い場合は壁沿いの水面が非常に高くなり、斜面に高い壁が設置されることになる。このような形式を採用することは施工上大きな問題を抱えることになる。特に、空気混入に対する相似性が實際上最も問題となる形式であることから、ダムが高い場合には付加高の決定に相当の検討が必要である。

堤趾導流水路は堤趾部のフーチング上に設けられた導流壁により、堤体下流面を流下してきた流れを偏向させようとするもので、水路の流れは非常に乱れた射流となっている。この導流壁と堤体下流面およびフーチングで構成される水路は導流部の一部と考える必要がある。従来、水理実験施設の規模の問題から、模型実験では実際の現象を十分な精度で再現することが難しかったため、補助構造物はほとんど採用されていなかったが、最近では、実験施設の充実及び基礎実験の成果の積み重ねを背景に、壁高を低くする方策が検討されるようになってきている。

洪水吐きの設計では、水理設計および構造設計の2つが必要となる。水理設計では流水に接する面の形状が定められ、構造設計ではこの接水面の形状を保持するための構造物の諸元が定められることになる。

従来より、洪水吐きの設計では同一の流れに対処する水理構造物で安定した流況を実現することは、構造物の規模を最小にし、合理的な設計に通ずるものと考えられてきている。しかし、ダム本体の構造上の問題、地形条件、施工性、さらには経済性等の制約条件によって、当然のことではあるが、流況の改善を行うことが困難な場合が生じてくる。

このような場合は、構造物の規模を大きくすることで流況の不安定さに対応することが現実的な解決策となる。また、このような解決策を選定する方が構造物全体の経済性を保つために有利となる場合も少なくない。ただし、何等かの設計手法により実際に起こる水理現象が十分な精度で推定出来ることが前提であることは言うまでもない。

自由越流堤の導流部形式を、このような観点から検討してみると、等幅導流水路とりわけ正面越流型は、流れが構造物に及ぼす作用力を全体として最小に近付けた設計と言えるのに対して堤趾導流水路は、構造物の規模を大きくして流況の不安定さを補う形式とみなす事ができる。

(参考文献)

- 藤本 成 「洪水吐きの機能設計(多目的ダムの建設第4巻)」建設省河川局, 昭和52年
ダム水工研究室 「非常用洪水吐きとしての自由越流堤の越流幅の決定方法について(九州地建に
おける一日土研資料)」土木研究所資料第 2255 号, P. 47, 昭和60年
藤本 成 「あと 1.5 m 高くなりませんか」ダム技術 4-1, 昭和61年
藤本 成 「今, ダムが直面していること」土木技術資料28-10, 昭和61年
高須修二 「洪水吐きに調節ゲートを有しないダムの水理設計」大ダムNo 120, 昭和62年
(ダム水工研究室)

河-8 河川の流量観測技術の動向について

(質問)

当事務所では、本年度から新しい流量観測システムの開発を始めました。本年度については、資料の収集と実態調査、そして測定法と機種種の検討を行う予定です。この中で、資料収集の一環として下記の質問をします。

- (1) 既存の流量観測手法の問題点
- (2) 流量観測システムの考え方
- (3) 最近の流量観測システムの例と既存観測手法の比較
- (4) 土木技術資料(20-2.1978)で紹介された電波流速計で測定された表面流速と水深方向の断面流速との関係

(中部技術事務所, 静岡県土木部)

(回答)

一般に流量観測と言えば、低水時の流速計測法、高水時の浮子測法が連想される。これらの方法では流速計や浮子を用いて、現地で流速測定と断面測定(断面測量)を実施し、最終的な流量計算を行って初めて流量が得られる。更に、数多くの流量観測値を基に水位流量曲線を作成しておき、水位値から流量値に変換される。

1. 流量観測の現状と問題点

昭和61年度に流量観測の現状調査を行った結果を紹介する。

① 観測地点

観測地点の適非に関しては、洪水時の浮子観測を考慮して橋梁の存在が必須条件となっており、選択の自由度は低い状況となっている。

② 観測地点の状況

観測地点において、河道形状、流れ、河床変動、河床形態（砂州）等の問題とヨシや立木等の問題が挙げられた。これらの問題は①の関係でたやすく解決できるものではないが、基本的には流量観測に適した地点を選ぶと共に、除草等の観測所の整備を行うことが必要である。

③ 観測指示の基準

洪水観測に関する受託者への観測指示の基準が不明確な地点が多く、観測開始の遅れによりピークを観測できない等の問題が発生している。流量観測を確実にを行うためには、流量観測班の出動基準の確立および流量観測に関連した委託者との連絡体制の強化を行う必要がある。

④ 浮子の準備量

観測所によっては1洪水当りの浮子の準備量が不足しており、洪水のピークを観測できなかったり、観測回数（観測データ）の不足等の原因となっている。浮子は各種類について十分に備蓄しておく必要がある。このためには観測小屋の設置も検討する必要がある。観測小屋があれば、データのチェックや観測員の休憩所としても有効である。

⑤ 浮子表の作成

浮子表を作成していない観測所が多く見受けられる。浮子の選定を誤らないように、最新の横断面図を用いて浮子表を作成しておくことが望ましい。

⑥ 浮子の流下時間

流下時間は洪水によって変化するが、今回の調査では、最小流下時間が30秒以上の地点が20%程度あり、最大流下時間が2分以上に及ぶ地点も15%程度あった。流下時間が長くなると、浮子が予定の経路から外れたり、流量観測時間内に水位が変化し流量観測精度が悪くなる可能性もある。流下距離が長過ぎるのであれば、短くする。場合によっては、2種類の流下距離で測定するような方式を検討する必要がある。

以上のように代表的な問題について例示したが、これらの多くは技術的に十分解決できるものである。しかしながら、流量観測には、降雨時の観測であったり、洪水時の観測であったりして、多大な労力と生命の危険とが存在する。このような状況にあって、河川を適正に管理するためには、流量観測の合理化及び省力化のための流量観測システムが必要となる。

2. 流量観測システムの考え方

従来手法の改良や新しい流量観測システムを構築する場合、

① 流量観測の省力化のためのシステムアップ

② リアルタイムあるいは連続的な流量観測のためのシステムアップ

③ 感潮等の背水の影響に対する流量観測精度向上のためのシステムアップ

等に分類できる。

①のように従来手法を改良する場合には、簡略化でき部分と更に測定を強化する部分を見極めた上で、観測精度を低下させないようなシステム開発を行う必要がある。②や③のように新しい観測システムを開発する場合には、導入する新技術の原理、センサーや機器の信頼性等に配慮すると共に、設置地点の流れ、断面、流況、構造物等のその他周辺の状況について調査を実施しておき、問題点が発生したときに原因の究明や各種の対応が取れるようにしておく必要がある。

更に流量観測の条件により、①低水流量観測システム、②高水流量観測システム等に分けて考える必要がある。

開発時点においては、低水から高水に至るまでの流量観測を目標に開発したものであっても、各種の条件や制約により、適用範囲を限定される場合が多い。これは、そのシステム自身が持つ安定した精度を保てる測定レンジが支配するものである。

3. 既存の流量観測システム

これまでに開発された河川の流量観測システムとしては、超音波流速計による流量観測システムがある。

超音波流速計は、超音波送受波器の一对を河川の兩岸の水中に斜めに対向して設置し（図-1）、この一对の送受波器によって超音波が、上流から下流へ、下流から上流へ伝搬したときの両者の時間差を基に、超音波伝搬線上の平均流速を求めることができる。また、水深方向に何対もの送受波器を設置しておけば各レベルの平均流速を求めることができ、精度を向上させることができる。

流速測定と同時に水位測定を実施することにより、事前の断面測量結果から流水断面積を求めることができ、平均流速と流水断面積を掛け合わせることで、流量値が得られる。ただし、流速測線数が少ない場合には、鉛直方向の流速分布を十分表現できないため、キャリブレーションを行う。

基本的には、この様な方式により、流速測定、水位測定、断面計算、流量計算等を自動化することができ、連続流量観測が可能になった。しかしながら、次に挙げた問題点も発見された。

- ① 塩水と淡水、あるいは流水の鉛直方向の温度分布による密度差により超音波自身が屈折し、送波器から受波器に到達しないという問題点。
- ② 洪水時には、浮遊物質により超音波が減衰し、超音波を受波できないという問題点

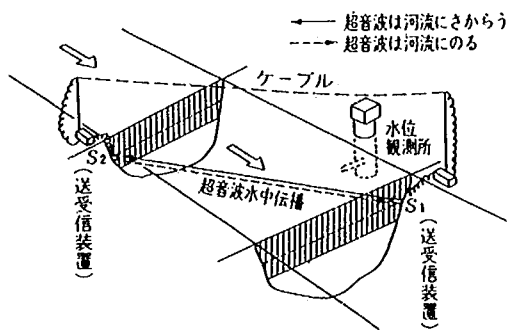


図-1 超音波流速測定模式図

超音波流速計による流量観測は、低水から洪水までの万能な流量観測システムとして大きな期待があった。しかし、これらの基本的原理に関わる問題点のために、設置条件の見直しを必要とする場合も生じてきている。

4. 最近の流量観測システム

河川の流量観測の省力化、自動計測を行うための流量観測システムのほとんどは、現在開発中のものが多い。

開発中のシステムには、

- ① 画像処理による流量（流速）観測
- ② 水面勾配計を用いた流量推算
- ③ 開水路電磁流量計
- ④ 電波流速計による流量観測

等がある。

①の方式は画像の分解能、夜間の観測（サーマルスキャナを用いるとある程度可能）、画像データの処理等の問題があり、当面は流量観測というよりも流況監視システムに適するものと考えられる。②の方式は水理学の原理に基づき、ある地点の水位と水面勾配よりリアルタイムの連続した流量を推算するものである。③の方式は、リアルタイムの連続した流量観測と観測の精度向上を目的としている。④の方式は、将来においてはリアルタイムの連続した流量観測を目指すものであるが、当面は、流量観測の省力化を狙って検討を進めている手法である。

ここでは、将来実用化の可能性が高いと考えられる②、③、④の方法について説明する。

4.1 水面勾配計を用いた流量推算

水面勾配は、上下流の2地点の水位差から求められるが、水面勾配は流量や流速を決定する1つのファクターとして以前から指摘されている。

水面勾配を測定する方法としては、2地点で水位を測定して計算によって両者の差を求める方法があるが、この方法では、測定水位の誤差が大きく、水位差にさらに大きな誤差を生じさせる結果となり、有効な測定値を得ることができなかった。

最近開発された水面勾配計は、上下流の2地点の水位差を1つの物理量と考え、図-2に示すように上下流の2地点から中央地点に水を導入して、測定しようとする水位差を作り出し、差圧計でこれを検出するものである。この方法により不等沈下等による量水標の零点高のずれや測定時刻の誤差も解消することができ、水位差の測定精度は0.1～0.2mmの誤差でおさめることができると報告されている。上下流の2地点の距離

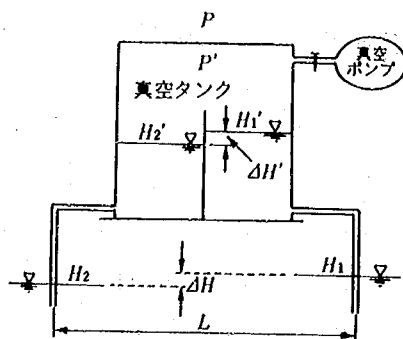


図-2 吸上げ方式の水位差測定

をその河道の河床勾配等に含わせて必要距離を十分取っておくことにより、十分な精度で水面勾配を測定できる。たとえば、必要距離を50 m ~ 100 m とれば、 $1/5000 \sim 1/10000$ の水面勾配を感知することが可能である。

流量Qは、等流条件では、Manning の平均流速公式

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

が示すように、粗度係数n、断面積A、水位H、及び水面勾配Iの関数、すなわち、

$$Q = F(n, A, H, I) \dots\dots\dots (2)$$

であるから、水面勾配Iを水位Hと同等の精度で連続的に測定することにより、これらを演算、処理して開水路の自動流量測定を可能にするものである。

また、不等流条件では、微小区間において不等流の計算式をたてて流量を算定することができる。

自動流量測定を実施するまでには、流速計や浮子による流量観測や水位観測結果から、粗度係数n、水位Hと $I^{1/2}/n$ の関係等を把握しておく必要がある。

4.2 開水路電磁流量計

開水路電磁流量計は、コイルを河床に埋設するか、河道をまたがせることによって、河道全幅にわたって鉛直方向の磁界を作り、流水が磁界を横切って流れることにより発生する誘導起電圧を、兩岸に設置された電極により電極間の電位差として取り出すことにより、流量を水位と起電圧の関係から測定するシステムである。

この流量計は上記のような構造であるため、

- ① 流れの向きが逆転しても測定できる。
- ② 水位の上昇をもたさない。
- ③ 航行、魚の通行の支障とならない。
- ④ 測定場所の存在がめだたない。

等の特色を有している。

開水路電磁流量計は、可搬型電磁流速計と同様に、電導体が磁界中を横切って運動すると、その導体の移動速度に比例する起電力が発生するというファラデーの電磁誘導の法則を利用したものであり、その起電力 $e(V)$ は、

$$e = B \cdot v \cdot b \times 10^{-8} \dots\dots\dots (3)$$

と表される。流量 $Q(m^3/sec)$ は、

$$Q = b \cdot h \cdot v \dots\dots\dots (4)$$

で得られることから、式(3)、(4)より、

$$Q = h \cdot e / B \dots\dots\dots (5)$$

と表せ、 e を測定することにより、流量を求めることができるものである。ここに

B : 磁束密度 (ガウス)

v : 流速 (m / sec)

b : 水路幅 (m)

h : 水深 (m)

である。ただし、面的に磁界強度を一定にできないこと、河床電導度の問題があり、これらについて別途補正することになる。

これまでの実験では、図-3に示すような模型水路を製作し、河床絶縁かつ12.5 HzのSin波励磁方式により図-4のような非常に良好な結果を得ている。

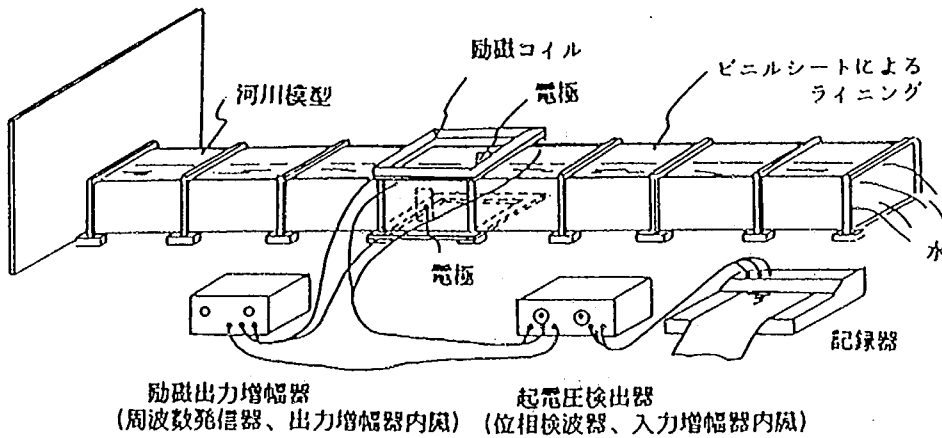


図-3 実験装置

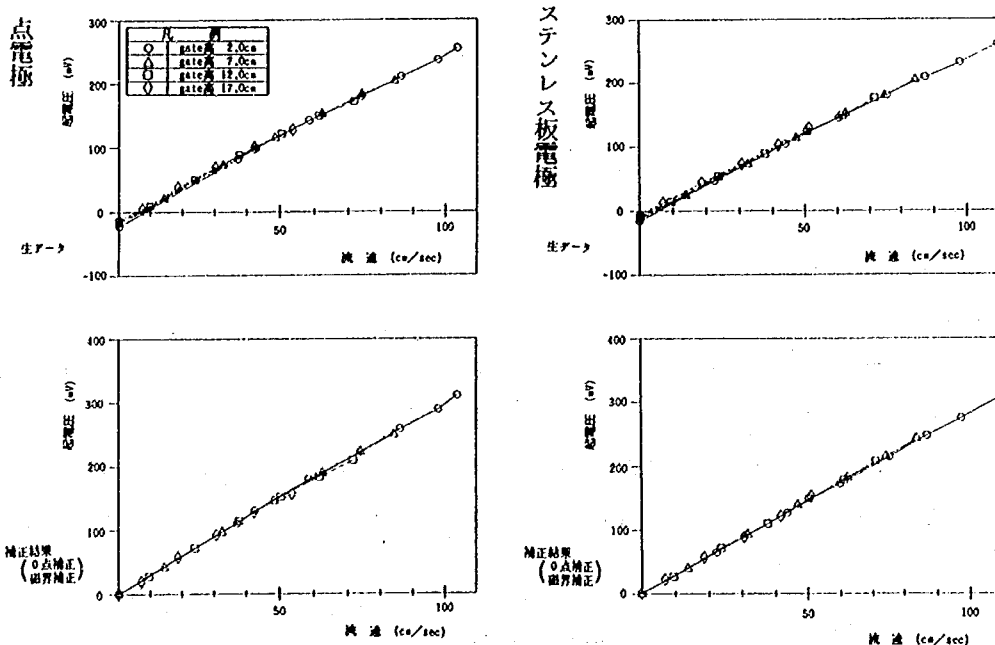
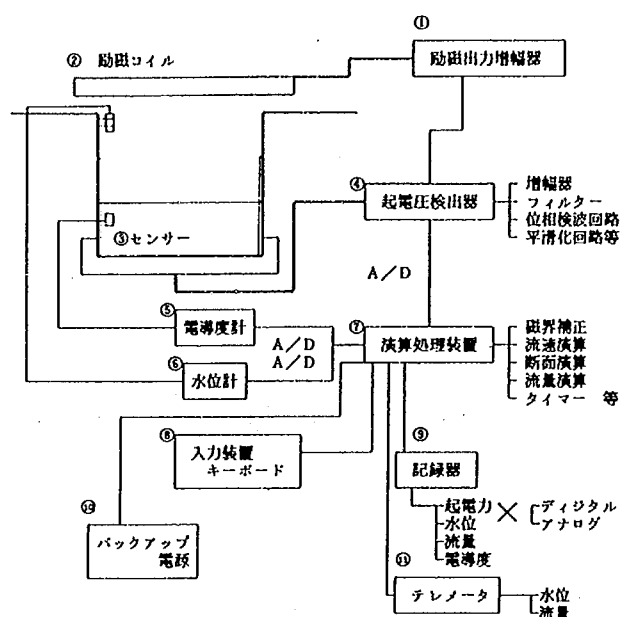


図-4 第4回実験結果

このように多くの問題点を残しながら、少なくとも実験室レベルでは実用域に達しており、今後の研究如何によって実水路においても十分実用化できるものと考えられる。



図一5 開水路電磁流量計のシステム構成図

4.3 電波流速計による流量観測

(1) 電波流速計

電波流速計は、流体には接しないで流れの表面流速測定するもので、警察が取り締まりに使用するレーダスピードメータと同様に、ドップラ効果を利用している。

いま、速度 V_T の移動体に周波数 f_0 の電波を照射すると、その移動体からの反射波はドップラ効果により周波数変調を受け、 $f_0 \pm f_d$ となる。この f_d のことをドップラ周波数と呼び、次式で表される。

$$f_d = \frac{2 f_o}{C} \cdot V_r \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 C は電波伝播速度であり、空中では 3×10^{10} cm/sec である。

また、図-6のように上方より俯角 θ で照射した場合、
流れ表面流速 V_R の電波伝播方向の速度成分 V_r は、

$$V_r = V_R \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots (7)$$

で表されることから、表面流速 V_R は、

$$V_R = \frac{C \cdot f_d}{2 f_0 \cdot \cos \theta} \quad \dots\dots\dots (8)$$

として求められる。

図-7のように橋梁等から偏角 ϕ で照射した場合にも、
(8)式にさらに $\cos \phi$ の補正を実施する必要がある。しかし、
偏角が30度以上に大きくなると、アンテナの指向特性の関係で、
アンテナを向けた方向の流速を測定していつもりがサイドローブの電波によって流速を測定してしまい、
理論値よりも大きな流速を捉える場合がある。この補正は困難なため実河川の使用時には
偏角があまり大きくならないように注意する必要がある。

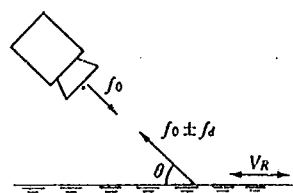


図-6 表面流速測定

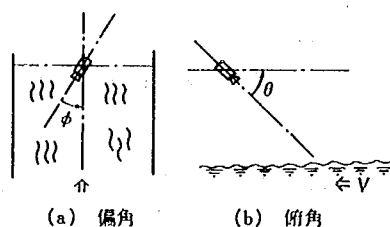


図-7

電波流速計は、流体表面からの反射強度が弱い時には使用できない。これは、測定の対象が流れ

(実際には波の移動)であるため、水表面が鏡のように平であったり、非常に小さな波であれば、
反射しても自らの所に戻って来なかったり、その反射電波が非常に弱くなるため、少なくともある
程度の強度を持った反射波が戻ってくるように水表面が波立っている必要がある。

電波流速計は、アンテナヘッド部、流速計制御部及び記録計から構成されており、これらの諸元
は次のとおりである。

- a) 周波数 : 1 0.525 GHz
- b) 測定範囲 : 0.5 ~ 10 m/sec
- c) 計測距離 : 0 ~ 20 m
- d) 計測角度 : 上下 (俯角 20 ~ 60度)
左右 (偏角 0 ~ 60度)
- e) 表 示 : デジタル式 3 桁表示
- f) 機械精度 : 1 % 以下
- g) 平均処理時間 : 1 秒 (連続測定可能), 20 秒, 40 秒, 60 秒, 切替式
- h) 電 源 : A C 100 V $\pm$ 10 %

DC12V $\pm$ 10% (外部付加)

この流速計は、非接触型であるため、これまで不可能であった土石流の観測や人間による観測が困難な山間部や遠隔地の観測が可能となった。また、公害関係の総量規制等のような常時の流量把握が必要な分野においては、表面流速の観測値を基に流量を求めるシステムが開発・研究され、実用化実験が実施されている。

(2) 表面流速と測線平均流速の関係

この電波流速計は流水の表面流速を測定しようとする機器であるが、実際には表面の水と共に移動する波の速度を測定する機械である。このため、この流速計で測定された流速と流水表面の流速とは風等の影響如何によって同一ではない。また、測線平均流速に変換するには、やはり浮子観測と同様に更正係数の概念を導入する必要がある。風等の影響がなければ表面流速と平均流速との相関は比較的高いものとなるが、風等の影響を受けた表面流速から平均流速を算定するため、ある程度の誤差を許容しなければならない。これらの影響については、現在検討中である。

電波流速計による流量観測として、東京都で実施した小河川の流量把握の例と神奈川県の3面張りの小水路における流量把握の例について紹介する。

① 東京都の例

東京都においては、河川における汚濁負荷量調査に関連し、流量把握の方法について調査したときの結果として図-8のように報告している。このときの流量観測の条件は、流速測線を降雨

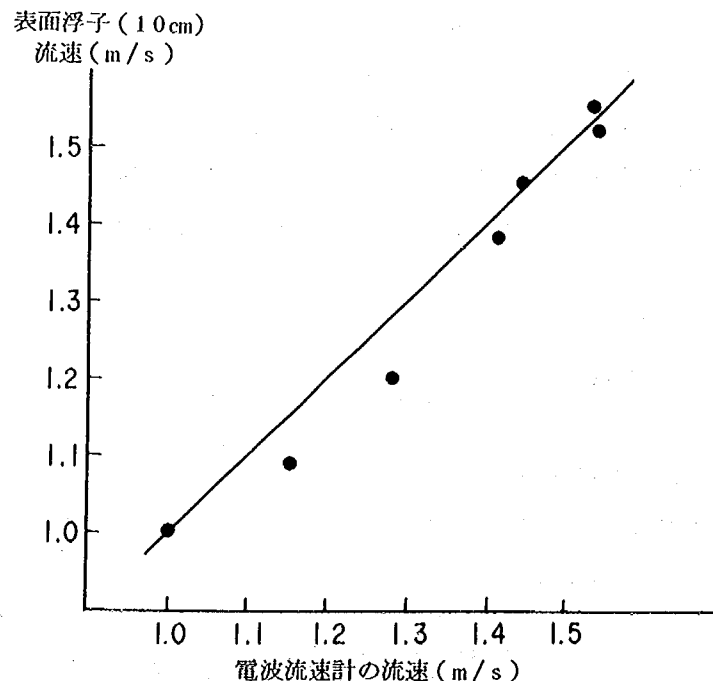
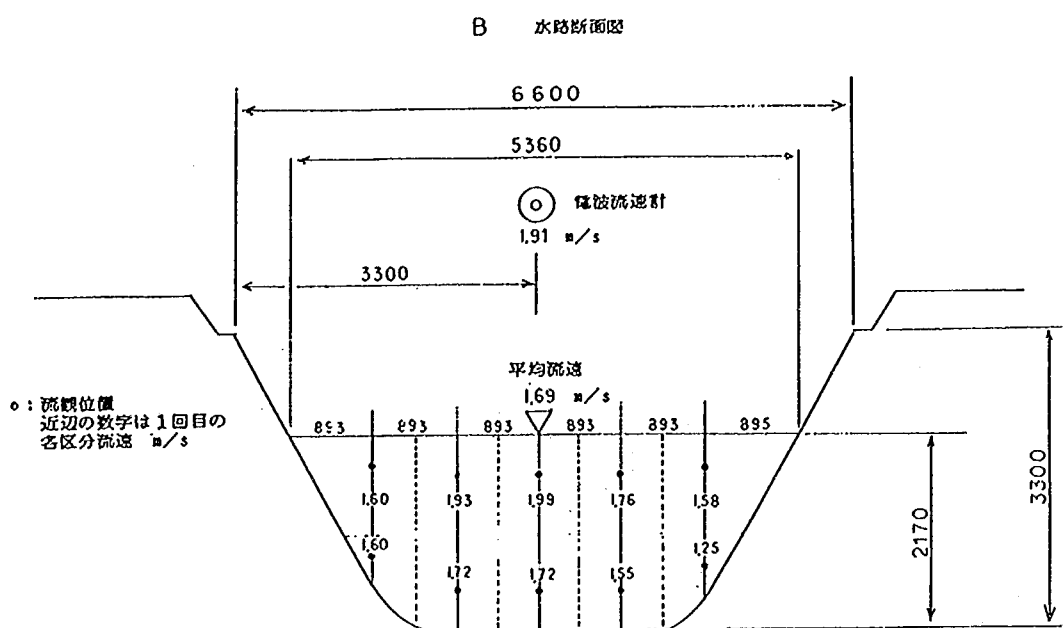


図-8 表面浮子と電波流速計の流速の関係

表-1 観測記録表

	観測時刻 始 終	水位 始 終	流量観測結果			表面浮子 流 速	記 録 計		V_m/V_s
			流 量	断面積	平均流速		水 位	流 速	
1	55年1月30日 12:33~12:46	0.57~0.58 ^m	3.65	3.68 ^{m²}	V_m m/s 0.99	m/s 1.45	(12:30) m 0.561	V_s m/s 1.45	0.68
2	13:00~13:12	0.61~0.63	4.09	3.98	1.03	1.52	(13:00) 0.596	1.54	0.67
3	13:50~14:00	0.67~0.65	4.78	4.30	1.11	1.55	13:50 13:56 0.65 0.65	1.52 1.55	0.72
4	14:21~14:29	0.62~0.60	4.29	3.92	1.01	1.38	14:20 14:26 0.65 0.60	1.42 1.41	0.78
5	14:49~14:58	0.55~0.53	3.45	3.40	1.01	1.20	14:38 14:58 0.53 0.52	1.29 1.27	0.79
6	15:44~15:51	0.48~0.47	2.64	2.92	0.91	1.09	15:42 15:47 0.48 0.47	1.18 1.12	0.79
7	16:40~16:48	0.39~0.39	1.75	2.30	0.76	1.00	16:40 16:50 0.40 0.38	1.01 1.00	0.76
8	54年12月8日 11:00~11:13	0.33~0.33	1.20	1.89	0.63		11:15 0.33	0.87	0.71
9	13:45~13:52	0.35~0.35	1.32	2.07	0.64		14:00 0.35	0.89	0.72
10	15:15~15:20	0.34~0.34	1.24	1.98	0.63		15:40 0.34	0.89	0.71

データ1,2の記録計は記録紙の値
3~10は表示版の値



水路の平均流速と電波流速計の表面流速および流量測定によるデータ各種

回数	1	2	3	4	5	6	7
平均流速	1.674	1.692	1.687	1.679	1.633	1.645	1.590
電波流速計による表面流速	1.91	1.86	1.86	1.86	1.85	1.83	1.82
係数 $\frac{V_m}{V_s}$	0.88	0.91	0.91	0.90	0.88	0.90	0.87
流観による流量	15.3	15.7	15.4	15.4	14.7	14.8	14.1

V_m : 平均流速 V_s : 電波流速計による表面流速

表-2 平均流速の算出

時には1 m間隔8測線、平水時には0.5 m間隔15測線として、微流速計を用いて観測したものである。ただし、この中では小河川の流量把握を前提として、流水の全断面平均流速(v_m)と1地点の電波流速計の流速(v_s)について評価していることに注意されたい。ここで v_m/v_s の比に注目してみると0.68～0.79と変動が大きく、各水位において流速分布は一樣ではないことがうかがえる。

また、同報告の中で、表面浮子(吃水約10cm)による表面流速と電波流速計による表面流速について比較をして表-1の結果を示し、どちらかといえば、流速は前者<後者の関係にあり、電波流速計の特性として表面流速の速い部分の流速をとらえる傾向にあると報告している。

② 神奈川県の場合

神奈川県では、川幅6 m程度の導水路において東京都と同様に流量把握の手法について検討しており、表-2に示すような結果を得ている。観測は1時間毎に実施しているが、人工的な導水路であり、流量変化・水位変化が小さいため、このような良好を得たものと考えられる。

以上2例について紹介したが、何れも電波流速計による1点の流速によって水路全体の流量を把握しようとするものであり、実際の河川において浮子の代わりとなるような表面流速の測定方式とは異なる。これらの結果から即座に河川の流量観測に適用できるものではないが、これらの報告は電波流速計による流量観測の可能性を示すものである。土木研究所では現在この電波流速計を用いて洪水流量観測を行うための研究を実施中である。

(水文研究室)

河-9 フローティングダムの揚圧力の考え方について

(質問)

岩着している既設ダムを副ダムとして、上流部にフローティングダムを計画する際、水叩きに対する揚圧力はどのように考えたらよいか。

(越美山系砂防工事事務所)

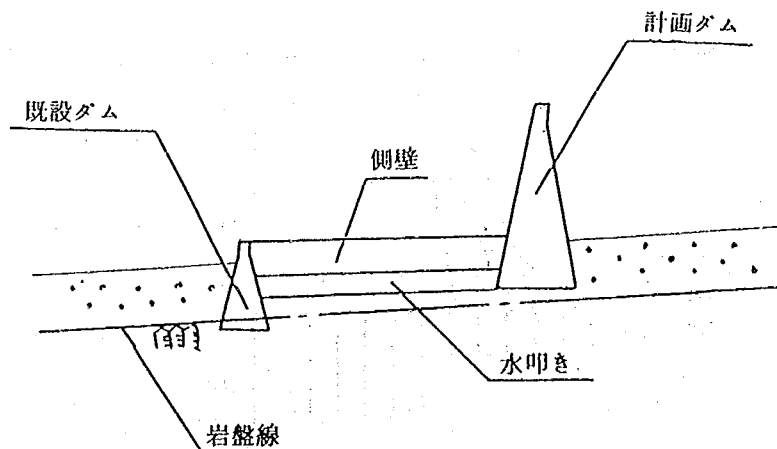


図-1 副ダムが岩着している場合のフローティングダム

(回答)

質問の条件で砂防ダムを計画する場合、既設ダムのかさ上げによるものも含めて、本ダムを岩着させるか、基礎処理によって遮水することが好ましい。本ダムでの対応ができない場合は、水叩き部の揚圧力を軽減する方策を取る必要がある。

水叩きに対する揚圧力の算定について、河川砂防技術基準(案)では次式を示している。

$$t \geq \frac{4}{3} \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1}$$

$\frac{4}{3}$: 安全率

t : 水叩きの厚さ (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

Δh : 上下流水位差 (m)

Δu : ダム堤底下流端までの損失揚圧力

$$\Delta u = \frac{\ell'}{\ell} \Delta h$$

W_c : コンクリートの単位体積重量 (t/m^3)

h_1 : ダム上流の水叩き天端高からの水深 (m)

$$\ell = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3 + \ell_4$$

h_2 : ダム下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

ℓ : 総浸透経路長 (m)

$$\ell' = \ell_1 + \ell_2$$

ℓ' : ダム堤底下流端までの浸透経路長 (m)

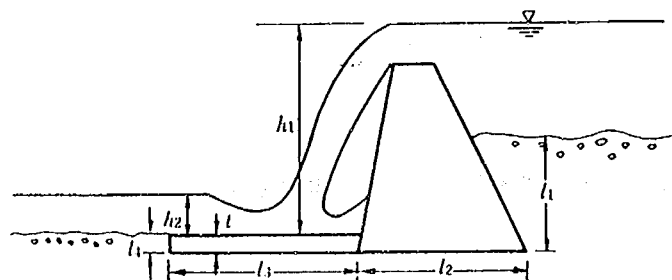


図-2 越水時の砂防ダム状況

この式は、揚圧力分布が図-3のような場合に適用されるが、質問の条件では、前堤部下流端で浸

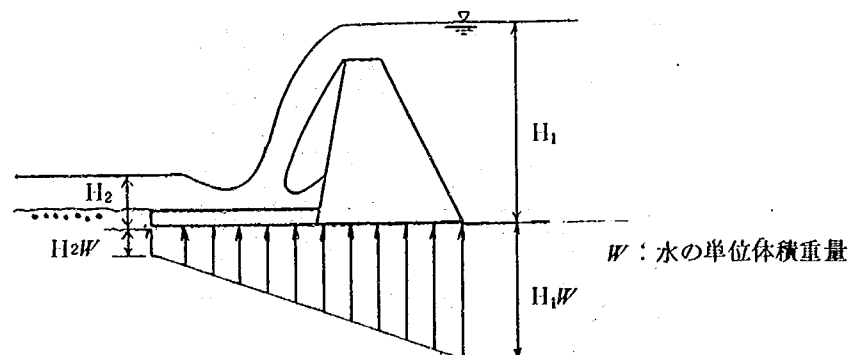


図-3 砂礫河床上の揚圧力分布

透水が排水されないため、図-4に示す揚圧力分布となる。この圧力分布に対して安全な水叩き厚さを考えると、通常施工されている3 mの厚さを超える場合も出て来ると考えられる。この場合、対策としては、浸透水の排水があり、図-5に示すように下流側ダムから排水することが考えられる。ま

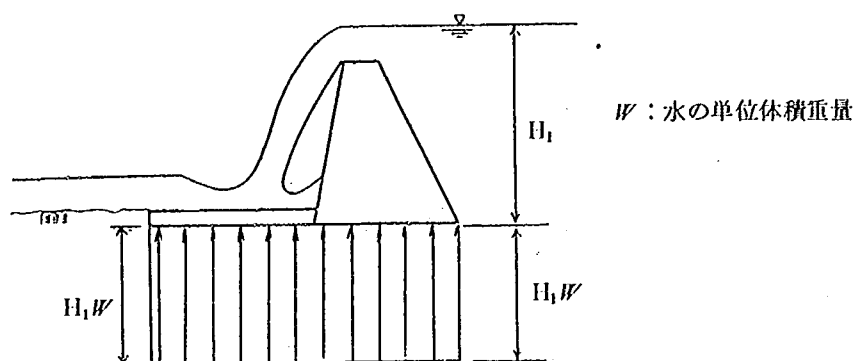


図-4 前庭保護工下流端が岩盤の場合の揚圧力分布

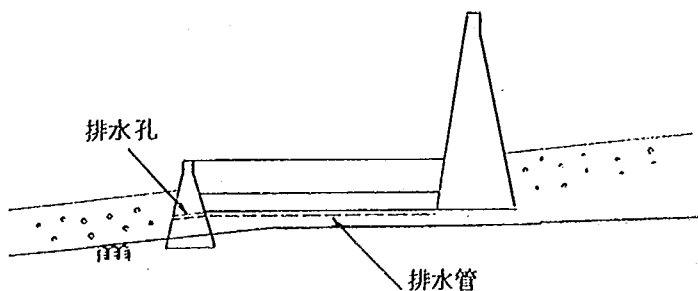


図-5 浸透水排水のための工法

た、排水管を水叩き下に設置し排水を促す工法をとると、より安全になると考えられる。実際に水叩工の下に直径15cmの透水管を布設した例もあるが、これらの工法の効果については厳密な検討はなされていない。これらの工法を採用する際には、状況に応じて詳細な検討をすることが望まれる。

(砂防研究室)

河-10 潜り越流となるダム水位計算方法について

(質問)

図-1に示すような条件を有するダムで、下流ダム嵩上げを実施することに伴いダム下流側の水位

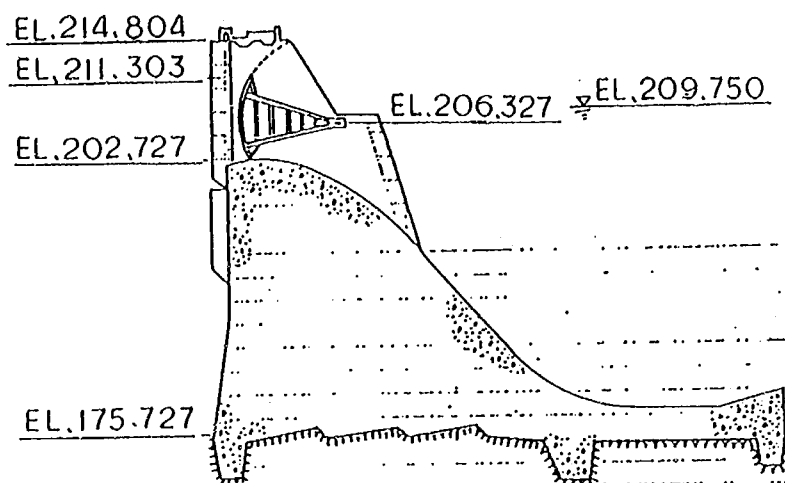


図-1

が上昇し、洪水吐テンターゲートピンが水没し、流下状態も自由越流から潜り越流へと変化することとなった。

これらの状況に鑑み洪水吐ゲートの改造を行うためにはダム越流部の水位計算を行う必要があることから、

① 潜り越流状態でのダム上流側越流水深の計算方法

② ダム上流側水位(越流水深)～ダム下流側水位間の水面形計算方法について御教示願いたい。

表-1

計 算 流 量	Q	5555 m ³ /s
洪水吐橋脚幅	b	2.3 m
1 径間当りの径間幅	B	8.6 m
洪水吐径間数	n	14 門
洪水吐堤頂から橋脚上流端までの水平長	S'	3.655 m
堤頂より上流側内壁面までの水平距離	ℓ	2.455 m
ダム下流側水位	Hs	EL. 209.75 m
洪水吐越流部形状		$y=0.032 \cdot x^2$

(中部地方建設局丸山ダム工事事務所)

(回答)

ダムの越流部付近の流れは、鉛直方向の急変流であり、さらに橋脚の影響によって縮流が発生するため、3次的に複雑な流れとなっている。

このうち、下流水位の影響がない自由越流状態では、各越流頂形状に対して流量公式が得られており、特に標準越流頂については、種々の検討がなされている。また、標準型として、放物線形状においても、堤頂下流面の曲率半径から流量係数を換算することが可能である。さらに、越流量に対する橋脚の影響は、縮流により見かけ上越流幅が減少したとする考え方もあるが、標準越流頂における既応の実験資料から流量係数の変化を解析した石井、藤本の式が通常用いられている。

一方、下流水位が高く越流量に影響を及ぼす場合には、台形せきに関する本間公式が、一般によく知られているが、上流側越流水深と下流側水深の比と、潜り越流時と自由越流時のそれぞれの流量係数の比の関係を整理した図表がM. Schmidt や USBRにより、種々の越流形状に対して求められている。これによれば、一般的傾向として、台形越流頂に比べて、標準越流頂や放物線越流頂の方が、下流水位の影響を大きく受けて流量係数が低下している。

次に、越流部附近の水面形を計算で求めることは極めて困難であり、流れが静水圧分布にならないために、不等流計算で求めることにも無理が生ずる。仮りに、自由越流状態であれば、越流ナップの上流形状(WES)により水面形を推定することが可能であるが、潜り越流状態での水面形資料は十分には得られておらず、模型実験によって確認するのが通常的手段と考えられる。

質問は、放物線越流頂を有するダムにおいて、橋脚の影響と、下流水位の影響を考慮して、ダム上流側越流水深と、越流部における水面形を求めたい主旨であるが、前述のように、水面形については計算で求めることが困難であるため、ここでは、上流側越流水深を求める手順を以下に述べるにとどめる。

潜り越流時の流量係数は、自由越流時の流量係数から計算されるため、いずれにしても、上流側越流水深を仮定して、題意の放流量に見合うまで、繰り返し計算を行なわなければならない。

まず初めに、下流水位が十分低く、自由越流となる場合の流量係数を求める。

H_d (設計水頭) = EL. 221.303 - EL. 202.727 = 8.576 m として、

$$Q = CBH^{3/2}, C = 1.704 \left(1 + 0.648 \frac{H}{R} \right)^{1/2} \text{ (水理公式集 P 291)}$$

ここに、 R ; 堤頂下流側の曲線より堤頂の位置に対して計算される曲率半径 (m) で、放物線形状 ($Y = KX^2$) に対して $R = 1 / (2K)$ である。

そこで、 $K = 0.032$, $R = 15.625$ m より

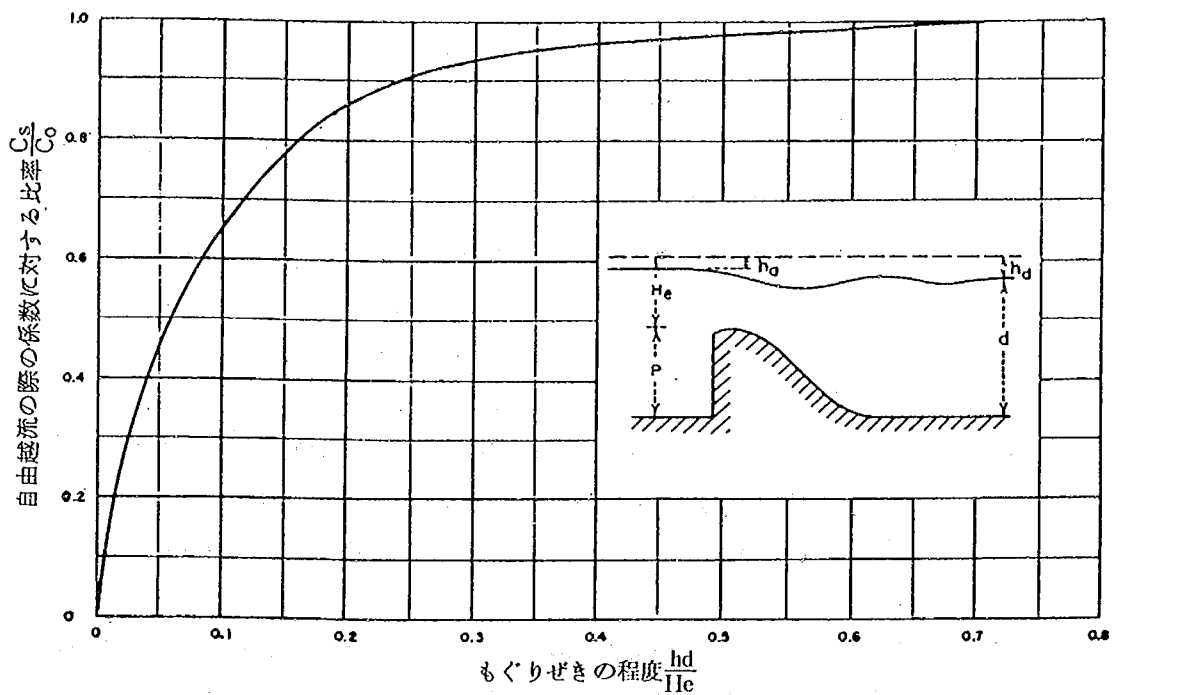
$$C = 1.704 \left(1 + 0.648 \frac{8.576}{15.625} \right)^{1/2} = 1.984$$

次に、本ダムは、越流部形状が放物線であるが、標準型越流頂に対する橋脚の影響を求めた石井・藤本の式 (水理公式集 P 292) を便宜的に適用すると、

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{8.576}{8.6} \right)^{0.5} \left\{ \frac{1}{14} + 1.465 \frac{13}{14} \left(\frac{2.3}{3.655} \right)^{1.7} \right\} = 0.0521$$

$$C' = 1.984 \left\{ 1 - 0.0521 \times \left(\frac{8.576}{8.576} \right)^{1.5} \right\} = 1.881$$

そこで、上流水位を $h_1 = 8.576 \text{ m}$ と仮定して、下流水位 $h_2 = 7.023 \text{ m}$ ($= \text{EL. } 209.75 - \text{EL. } 202.727$) に対して潜り越流時の流量係数 C_s を求めると、(図-2)



下流側水位の越流係数に及ぼす影響 (USBR-ダム計画と設計)

図-2

$$P = \text{EL. } 202.727 - \text{EL. } 175.727 = 27 \text{ m}$$

$$\therefore H_e = h_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{A} \right)^2$$

$$= 8.576 + \frac{1}{2 \times 9.8} \left(\frac{5555}{(14 \times 8.6 + 13 \times 2.3) \times (27 + 8.576)} \right)^2$$

$$= 8.631$$

$$\therefore h_d/H_e = (H_e - h_2)/H_e = \frac{8.631 - 7.023}{8.631} = 0.186$$

従って、 $C_s/C_o = 0.84$ (C_o ; 自由越流時流量係数) となり、実際の上流水位 h'_1 は

$$h_1' = \left(\frac{5555}{14 \times 1.881 \times 0.84 \times 8.6} \right)^{2/3} = 9.483 \text{ m}$$

さらに、新たな上流水位として、

$$h_1 = \frac{8.576 + 9.483}{2} = 9.030 \text{ m}$$

を仮定して、計算を表-2に示すように繰り返すと、潜り越流状態でのダム上流側越流水深として、

$h_1 = 9.106 \text{ m}$ が最終的に求められる。このとき、貯水位は E.L. 211.834 m である。

表 - 2

h_1	Md	C	C'	h_2	hd/He	Cs/Co	h_1'
8.576	0.0521	1.984	1.881	7.023	0.186	0.84	9.483
9.030	"	1.998	1.886	"	0.227	0.88	9.180
9.105	"	2.000	1.886	"	0.233	0.89	9.107
9.106	"	2.000	1.886	"	0.233	0.89	9.106

(参考文献)

1. 水理公式集昭和60年度版
2. ダムの計画と設計—USBR, 日本大ダム会議訳
3. 物部—水理学—, 本間仁, 安芸皎一編

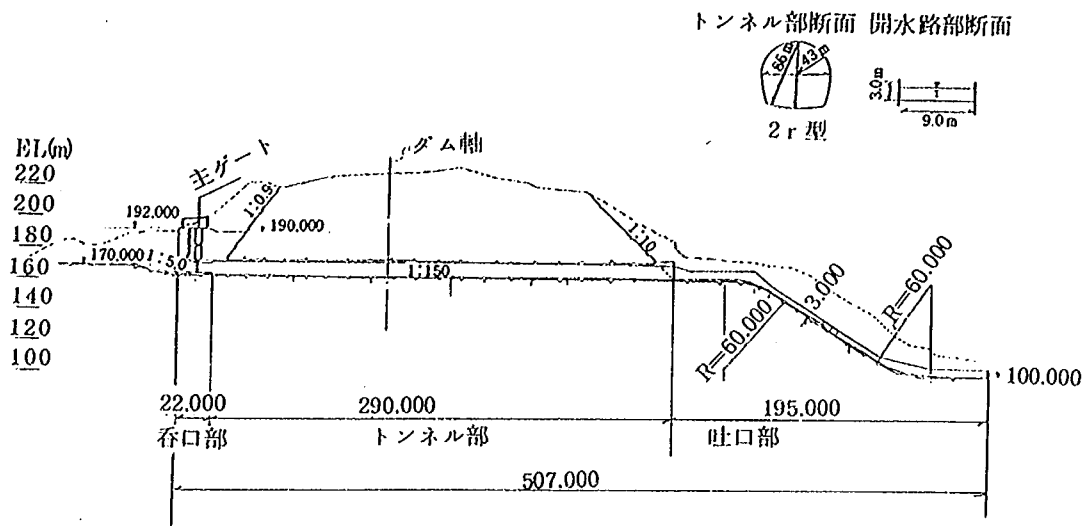
(ダム水工研究室)

河-11 仮排水トンネルにおける流れの検討について

(質問)

仮排水トンネルの流れが射流で、呑口付近に支配断面が現れる場合は、そこを出発点として不等流計算等により水面形を求められる。しかし、図-1のように、呑口がオリフィスである場合は、流れの状況はどのように求めれば良いか。また、図-1のような流路形状の場合、減勢の方法及び減勢工部の形状はどのようにすれば良いか御教示願いたい。

(丸山ダム工事事務所)



(回答)

オリフィス部を通過する流れは、開水路流（オリフィス上面より下方に水面がある）と管路流（オリフィス上面が流れに晒される）に大別され、開水路流の場合には水路勾配が常流勾配から射流勾配へ移行する部分で支配断面が生じるものとして不等流計算等を行えば良く、オリフィスの存在は関係ない。

一方、管路流では流積が明らかな開水路断面であるオリフィス出口断面が、開水路流の支配断面に相当する断面となる。即ち、この断面において、水理量とオリフィス上流の全水頭との関係が与えられ、射流である下流に向かって不等流計算を行うこととなる。

ここでは、開水路流としての取扱い方法については省略し、管路流時の管出口断面での水理量の求め方について説明する。なお、以下では設計条件として流量 Q が与えられているものとする。

オリフィス出口断面では、流れの断面積が与えられており、オリフィス上流側との間にベルヌーイ式を適用すると次の関係が得られる。

$$H = \frac{\alpha Q^2}{2g(BD)^2} + \beta D + \Delta H \quad (1)$$

ここに、 H ：オリフィス出口下面を基準とした上流での全水頭、 g ：重力加速度、 B ：出口断面幅、 D ：出口断面高さ、 α ：エネルギー補正係数、 β ：圧力分布補正係数、 ΔH ：オリフィスを流下する際に生じた損失水頭である（図-2 参照）。式(1)を変形して

$$Q = \sqrt{\frac{1 - (\Delta H/H) - \beta(D/H)}{\alpha}} BD \sqrt{2gH} \quad (2)$$

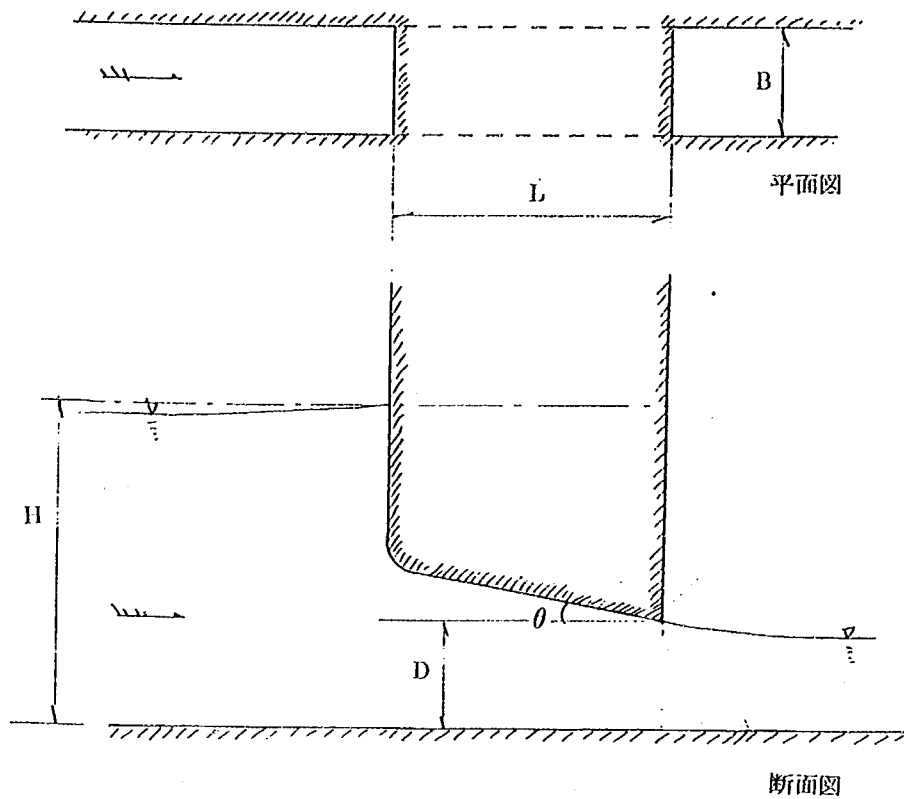


図-2 諸量説明図

$$= CBD \sqrt{2gH} \quad (3)$$

ここに、Cは流量係数であり、次の実験式が与えられている。

$$C = \sqrt{a - b(D/H)} \quad (4)$$

$$a = 0.914 - 0.500 \sin \theta$$

$$b = 0.895 - 0.625 \sin \theta$$

θ は、オリフィス上面の下面に対する傾斜角である。式(4)はオリフィスおよびオリフィス下流の水路断面が水平で、オリフィス長 $L/D = 0.75 \sim 1.5$ の管長の短い場合に対する実験により得られたもので、本水路への直接の適用が可能と思われる。また、その適用範囲は実験範囲である $0.15 \leq \sin \theta \leq 0.5$ とされているが、 $0 \leq \sin \theta \leq 1$ の範囲に拡張してもそれ程誤差は生じておらず、適用可能である。

実験式は、流れをポテンシャル流れとした計算値とも良く一致しており、この程度のオリフィス長ではオリフィス入口から発達する境界層も十分発達せず、 ΔH は無視し得るものと考えられる。式(2)、(4)を比較してわかるように、この場合、 a 、 b は α 、 β を表しており、

$$a = 1/\alpha, \quad b = \beta/\alpha \quad (5)$$

の関係がある。従ってもし管長が長く（実験範囲を考慮し、 $L/D \geq 1.5$ を考慮しておく）摩擦損失が無視し得ない場合には、式(4)のCをそのまま用い、

$$Q = CBD \sqrt{2g(H - \Delta H)} \quad (6)$$

として計算すれば良い。但し、 ΔH は、摩擦損失水頭を表し、通常の放流管と同様に計算される。

以上示したように、式(3)、(4)より Q とオリフィス上流水位との関係を求めることができる。また、管長が短い場合の出口断面での比エネルギー $H_0 \cong H$ として良く（管長が長い場合は、当然式(6)の ΔH を求める必要があり $H_0 = H - \Delta H$ となる）、出口断面を出発断面とする不等流計算により、水路の水面形を求めることができる。ところで、図-1では主ゲートがオリフィス中央部に設けられている。このゲートの設置主旨は示されていないが、設置するのであればゲート下流から開水路トンネルへと移行させるべき、即ち、主ゲート位置と、オリフィス出口位置を一致させるべきである。また、オリフィス下流トンネル内への給気を配慮しておく必要がある。

オリフィスを通過する流れが開水路流か管路流かの判定は、 Q を放流した場合の水面形を、オリフィス上面を取り除いた開水路流として計算し、この水面がオリフィス上面より下にくるか、上にくるかで判定される（下方の場合は開水路流、上方の場合は管路流となる）。洪水吐きで用いられているオリフィスでは、 $H/D = 1.8$ 付近で開水路流と管路流の臨界水位となるが、本設備ではオリフィス上流で水路底面標高が高くなっており、比較的大きな H/D まで開水路流として流下するものと思われる。なお、オリフィス形状によっては、 H が大きくなり開水路流から管路流へ移行した時点で放流量が低下する状況が生ずるので、計画放流量の放流が開水路流による放流で、臨界水位に近い場合には、管路流とした場合の流量についても検討を行う必要がある。

次に減勢工についてであるが、本設備はオリフィス敷高と河道の標高差が60mに達し、水頭差ではもっと大きくなる。従って、水路内の損失を考慮したとしても30 m/s以上の流速を持つ流れを河道に放流することが予想される。このような流速は、河道の洗掘は勿論、地山の安定を脅かす等、周辺に由々しい事態を生じさせる可能性がある。従って、本設備は仮排水路という仮設構造物ではあるものの、その放流水の減勢については原則としてダム洪水吐きの減勢工と同レベルに取り扱われるべきである。但し、仮設物との考えから、シュートブロック等の補助構造物の設置により、減勢工規模のある程度の縮小化は可能であろう。

以上、本設備が仮排水トンネルという仮設構造物、即ち、呑口での水頭は小さく、短期間しか使用しない設備であるとの観点から回答したが、オリフィスや主ゲートの存在、呑口と出口との大きな標高差等、提示された図からは、むしろ洪水吐きの印象を受ける。質問には設備の使用期間や計画水位が示されていないが、これらの条件によっては、設備全体を通じ洪水吐きと同等の水理構造物として取り扱い必要があるものと思われるので注意されたい。場合によってはオリフィスやゲート構造を高圧放流設備として設計する必要もあろう。

（参考文献）

柏井、小島：一面ベルマウス式ダム低圧放流設備の水理

河-12 氾濫解析手法の洪水流出計算への適用について

(質問)

氾濫解析手法を氾濫解析ばかりでなく, 洪水流出計算に活用した事例及び活用する場合の適用性と問題点等について御教授願いたい。

(名古屋市土木局)

(回答)

1) 氾濫解析手法の洪水流出計算への適用について

氾濫水は基本的には流域の地盤高低差により流下してゆく。氾濫解析モデルは, 流域の特性として地盤高以外に, 小水路・樋門・ポンプなどを計算の境界条件に組み込むことが可能であり, そういう意味で種々の水文環境に影響を及ぼす要因を考慮できると言える。しかしながら, 氾濫解析が対象としている現象はある程度の水深をもった流れであり, 山地流域または浸透域における雨水流出現象までも把握できるものではなく, 既往の流出モデル(有効降雨モデルなど)との組合せによ

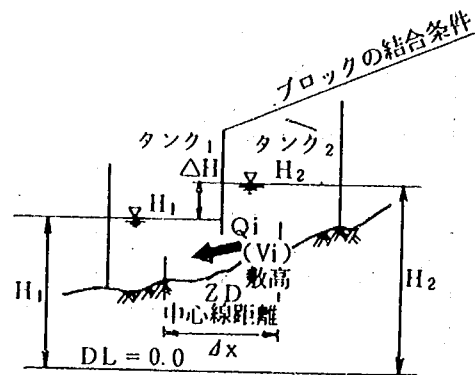


図-1 モデルの概念図
(開水路ポンドモデル)

表-1 施設・地形特性と氾濫モデル

施設と地形特性 氾濫モデル	ポンド間の挙動を再現する施設 モデル定数	氾濫原内の盛土	建物の密集度	排水路	氾濫原勾配(概略値)		
					$i=1/2000$	$1/1000$	$1/250$
貯留関数法	K, P	×	Δ^*	×	→	→	→
マスキング法	K, X	×	Δ^*	×	→	→	→
簡易一次元不定流モデル	開水路 地目別粗度	×	Δ^*	×	→	→	→
越流ポンドモデル	越水堤 流量係数一定	Δ	○	○	→	→	→
氾濫ポンドモデル	開水路 水深別粗度	○	○	○	→	→	→
開水路ポンドモデル	開水路 地目別粗度	○	○	○	→	→	→
二次元不定流モデル	開水路 地目別粗度	○	○	○	→	→	→

注) ○; 考慮されている特性

Δ ; 近似的に考慮されている特性(Δ^* ; モデル定数のなかで考慮されている特性)

×; 考慮されていない特性

り，雨水流出→洪水流出→氾濫といった水文サイクルを解明していくモデルである。

2) 適用事例

阿蘇山にある黒川（白川の支川）流域において，低平地タンクモデル（越流ポンドモデルと類似のモデル）を使って，ほ場整備による流出の変化を算定した事例がある。この計算においては河道内は不等流式，河道と水田及び水田同士の水のやりとりは越流公式により計算が行なわれている。計算の結果，ほ場整備地区はほ場未整備地区に比べて水路勾配が緩いにもかかわらず，排水路の粗度係数が小さくなったため，遅れ時間が短かく，かつピーク流量が大きくなっている。

表－2 ほ場未整備地区と整備地区の流出特性比較表

流域特性	面積 (km ²)	ほ場未整備地区			ほ場整備地区		
	水路及び地形勾配 (代表水路の勾配)	1/120			1/200		
流出特性	粗度係数の変化によるピーク値及び遅れ時間の比較	n	ピーク流量 (m ³ /分)	遅れ時間 (min)	n	ピーク流量 (m ³ /分)	遅れ時間 (min)
		0.035	0.940	94 分	0.020	23.6	25 分
		0.040	0.940	96 分	0.025	23.1	28 分
		0.045	0.939	97 分	0.035	20.2	41 分

3) 適用性と問題点等について

氾濫解析手法は現在7モデルあり，うち4モデルは2次元モデルである。この2次元モデルを活用すれば，流域の面的情報を支映できるため，今までの一次元的流出モデルに比べて高い精度で計算可能であり，その適用性は高いと言える。ただし ①氾濫原粗度係数が未だ不確定的である，②流域特性の情報収集に時間を要する，③計算が複雑で時間を要するなどの問題点があり，計算事例を増やしたり，流域情報をデータベース化することなどにより，これらの問題点をクリアできれば，今後洪水流出計算への適用性が更に高まることが期待される。（総合治水研究室）

河－13 横越流計算の手法について

（質問）

本川から洪水調節池へ河川水を流入させる方式としては，越流堤を本川に設け河川水を調節池へ横越流させる方法が代表的である。計画通り洪水調節を行うための越流堤と調節池の設計に際しては，横越流についての水理的検討を行うことが必要となる。そこで，横越流の水面形を水理的に解析し横越流量を求める方法と，その際の注意すべき事項について御教授願いたい。

（名古屋市土木局）

(回答)

1. 概 要

本川と平行に設けられた越流堤からの横越流による洪水調節方式は、本川の流れを大きく乱すことなく大量の水を調節池へ流入させることができ、また越流堤の高さと長さを適切に定めることによって、様々なパターンの洪水調節を行うことができるという特長を持っている。このため、種々の制約条件の中で最大限の洪水調節効果を確保することが要求される場合によく用いられる。その反面、越流堤の高さや長さ、あるいは越流区間下流の本川の水利条件が横越流量に大きな影響を与えるため、上記の利点を生かすには、ある程度厳密な水利的検討を行った上で越流堤の設計を行わなければならない。

越流堤上の各点の横越流量は、その地点での本川の水利量（越流水深，フルード数）などに依存し、設計対象となる越流堤がある程度の規模を持つ場合（総横越流量が本川流量に対して無視できないほど大きい場合、あるいは川幅に対して堰長が大きい場合など）、本川の水利量は縦断方向に大きく変化する。このため一般的には、水面形に代表される本川水利量の縦断的な変化を横越流を考慮して計算し、その結果から各点での横越流量を求め、それを縦断方向に積分するという手順により総横越流量を求める。そこでまず、横越流を伴う流れの水利計算法を示す。

2. 横越流を伴う流れの水利計算法

水利計算法は、不等流計算と不定流計算とに分けられる。不等流計算は、定常流を対象にしたものであり、横越流による流量カット量をピーク流量時についてだけ知れば越流堤の設計ができる場合に用いられる。しかし多くの場合、洪水調節池の容量は限られており、洪水の総流量が調節池の容量に比べて相対的に大きい場合には、洪水が終わらないうちに調節池の容量が満杯になり減水時に調節池から本川へ逆流が生じる。このような場合に最大限の調節効果を発揮させるためには、洪水の流量ハイドロ波形の特性と調節池の容量に見合った越流堤の設計を行う必要が出てくる。こうした設計を行うためには、不定流計算により洪水、横越流及び調節池内の水位に関する非定常的な特性を把握し、流量ハイドログラフの変形という観点から調節効果の検討を行わなければならない。そこで以下に、不等流、不定流それぞれの計算法を示す。

2.1 不等流計算法

(1) 基本方程式（一次元解析法）

横越流を伴う場合の不等流の水面形方程式は以下の通りである。（図－1 参照）

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} + \frac{qQ}{gA^2}}{1 - \frac{Q^2}{gA^2 R}} \quad (1)$$

ここに、 h ：水深， x ：流下距離， I_0 ：水路床勾配， Q ：主流の流量， A ：断面積， q ：単位幅

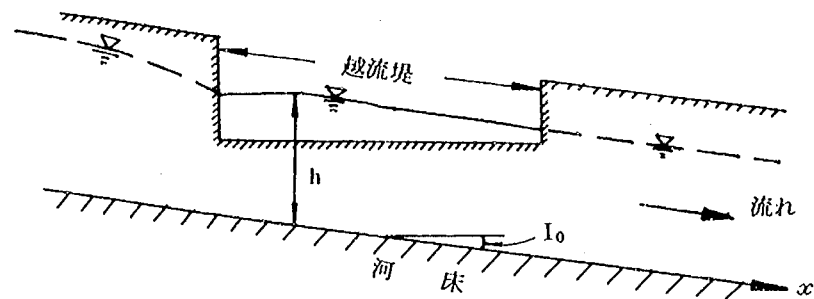


図-1 横越流区間の記号説明

当たりの横越流量, n : マニングの粗度係数, R : 径深, である。式中の qQ/gA^2 は流出によるエネルギーの持ち出しを表す項で一般的にはこれに補正係数がかかるが, 過去における実験等よりこれをほぼ 1 として良いことがわかっている。 Q と q は, 連続の関係から次式により結びつけられる。

$$dQ/dx = -q \quad (2)$$

また, 横越流量 q は, 通常次式に表されるように, 本川の水理量と関係付けられる。

$$q = f_1 (\text{本川の水理量}) \quad (3)$$

ここで, f_1 : 越流量と本川の水理量とを関係付ける関数であり, 一般に越流公式と呼ばれる。(3)式の具体的な式形が明らかになれば, (1)~(3)を連立させて解くことにより本川の水面形など, 各点での水理量が明らかになる。そこで次に, (3)式の具体的な式形を示す。

(2) 越流公式

越流堤を越える流量を求める式は種々提案されているが, 最も代表的なものは, 台形堰の正面越流を対象にした本間公式¹⁾であり, 完全越流の場合には越流量 q は次式で表される。

$$q = C \cdot h_1^{3/2} = C \cdot (h - W)^{3/2} \quad (4)$$

ここに C : 越流係数, h_1 : 越流水深, W : せき高 (図-2 参照) である。本間公式によれば, 越

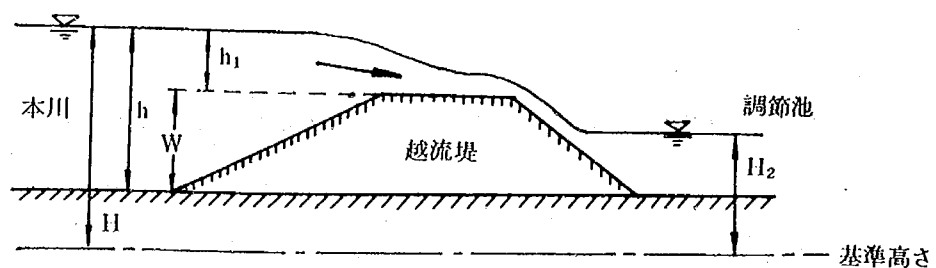


図-2 越流公式の記号説明

流係数Cは、越流水深・せき高比 h_1/W と越流堤の法勾配によって表示されるので（文献(1)を参照）、本間公式を横越流に適用すれば、越流堤の形状に応じて越流公式を定めることができる。

以上のように、(3)式の具体的な式形は本間公式によって定めることができるが、実際の計算を行うに当たっては次の2点に注意しなければならない。第1点は、正面越流と横越流との違いである。本間公式は正面越流を対象にしたものであり、一方計算では横越流を対象にしている。横越流の場合、越流する水は本川主流方向の流速を持っているため斜めに越流することになり、正面越流の場合よりも越流係数が小さくなる。横越流のこうした特性は主流が持っている流速が大きいほど顕著になるので、本川の流速が大きい場合にはこの効果を見捨てることはできない。この横越流の効果を、越流係数と本川のフルード数 $(V/\sqrt{gh})$ 、ここでV：本川の流速）との関係で表現しようとする研究があり、その代表として、中川・宇民²⁾による刃型堰の横越流についての実験資料の整理結果を図-3に示す。この図より、フルード数が大きくなる、すなわち本川の流速が卓越するほど

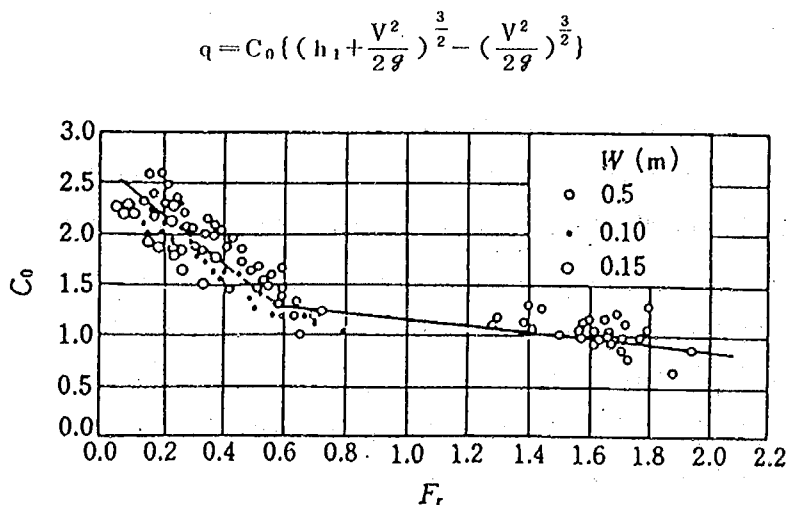


図-3 横越流せきの流量係数とフルード数との関係

越流係数が小さくなることがわかる。この結果は台形堰についての結果ではなく、越流係数の定義式も(4)式と異なるので、越流堤の越流公式としてそのまま用いることはできないが、正面越流と横越流との越流係数の差を考慮する上である程度参考になる。第2点は、越流区間の本川河道の法線形である。河道が湾曲している場合には、湾曲の影響により本川の表層の流向が越流堤と平行でなくなるため、既存の越流公式を用いた越流係数の推定には大きな誤差を含む可能性が高い。このような場合には、計算だけで厳密な水理的検討を行うことは困難になる。以上のように越流公式は、

場合によっては大きな誤差を含むことがあるので、その適用に当たっては、公式の持っている精度の限界を良く認識しておく必要がある。

(3) 基本式の解法

数値計算の方法はいろいろあるが、ここでは最も簡単な方法について説明する。(3)式を(1)、(2)式に代入すれば、式(1)及び式(2)は h 及び Q について一般的に

$$\begin{aligned}\frac{dh}{dx} &= g_1(x, h, Q) \\ \frac{dQ}{dx} &= g_2(x, h)\end{aligned}\tag{5}$$

〈 at $x = x_0, h = h_0, Q = Q_0$ 〉

の形で表記されるので、常微分方程式の初期値問題に帰着する。この形で表される問題の数値解法は、ルンゲ、クッタ(ジル)法など既に数多くのものが提案されており、ライブラリーに逐次積分のサブ・プログラムとして登録されている。したがって、これらのものを用いれば、 g_1 に対して、式(1)の右辺に式(3)が代入されたものを与え、 g_2 に対して式(2)の右辺に式(3)が代入されたものを与えるだけで簡単にプログラムを作ることができる。

境界条件は、流れが射流である場合には上流端における流量及び水位で与え、流れが常流である場合には下流端における流量及び水位で与えられる。したがって、この連立方程式は射流の場合は上流から下流へ向って、常流の場合は下流から上流へ向って数値的に逐次積分することによって解くことができる。しかし、一般的には流量は上流で与えられ、下流の流量は横越流量がわからないので未知の条件となる。したがって常流の場合、水位は下流で与えられるが、流量は下流で一義的に決められず、下流端の流量を仮定して上流へ向って計算を行い、その結果得られる上流端での流量が所定のものと一致するまで下流端流量を変えて繰り返し計算を行うことにより解を求める^{*})。以上の計算により本川の水理量が与えられるので、越流堤上の各点での越流量が求まり、総越流量を得ることができる。

^{*}) 常流の場合において、この手順で水面形が計算できない場合がある。これは、越流堤が長く越流堤区間の下流部で越流水深が0となる場合である。このような時、ここで示した方法で水位を計算すると、越流堤において越流しないという結果しか得られない。このような場合には、上流で水位を与えて、上から不等流計算を行う必要がある。

2.2 不定流計算法(1次元解析法)

(1) 基本方程式

不定流計算の運動方程式は次式で表される。

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{2Qq}{gA^2} + \frac{Wq}{gA} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} = 0 \quad (6)$$

ここで、 t ：時間、 H ：水位、 W ：横越流する流体が持っている本川流下方向の流速、である。また、本川についての連続の関係から(7)式が、調節池についての連続の関係から(8)式が得られる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \quad (7)$$

$$H_2 = \phi(v) \\ v = \int_0^t \left[\int_{x_1}^{x_2} q dx \right] dt \quad (8)$$

ここで、 H_2 ：調節池の水位、 v ：調節池の貯水量、 ϕ ：貯水量と調節池の水位との関係を表わす関数、 $x_1 \sim x_2$ ：越流堤の区間、である（図-2参照）。横越流量 q は、通常次式に表されるように、本川の水理量及び調節池の水位 H_2 と関係付けられる。

$$q = f_2(\text{本川の水理量}, H_2) \quad (9)$$

ここで、 f_2 ：越流量と本川の水理量、調節池の水位 H_2 とを関係付ける関数である。調節池の水位が高くなった場合も計算の対象となるので、完全越流だけでなく、不完全越流、滞り越流、調節池から本川への逆流まで考慮できるものとする。

(2) 越流公式

不等流計算の場合と同様に、基本的には本間公式を用いる（文献(1)を参照のこと）。なお、本川と調節池の水理条件に応じて完全越流、不完全越流、滞り越流すべての場合の公式を用いる。さらに、調節池の水位の方が大きくなった場合には、調節池から本川へ越流すると考えて公式を適用する。もちろん、この際 q は負となる。ただし、越流公式の精度については、2.1(2)で述べたと同様の問題があることに注意する必要がある。なお、(6)式中の W は、次のように与える。

- ・本川から調節池へ越流する場合—— $W = V$ （本川の流速）
- ・調節池から本川に越流する場合—— $W = 0$

(3) 基本式の解法

横越流を考慮した不定流計算については、すでに多くの数値解法が開発されており、それらを参照すれば良い。1例を文献(3)に挙げておく。計算に当たっては、上流において流量ハイドログラフを与えて、下流において水位を与えて解く。以上の計算により各時刻の本川の水理量と調節池の水位が与えられるので、各時刻の総越流量や調節池から本川への逆流量を得ることができる。

3. 計算に当たっての留意事項

越流堤を設計するための横越流の計算を行うに当たっては、次のことに留意する必要がある。

① 下流端の水位条件及び粗度係数の設定について

常流を対象にする場合、不等流計算においても不定流計算においても下流端において水位が与えられる。下流端の水位は、越流区間の水位に大きな影響を与えることから、越流量にも大きな影響を与える。したがって、越流区間において横越流の厳密な計算を行ったとしても、下流端水位条件が実態と合わない場合には無意味な計算となる。こうした意味で、下流端条件の設定は実態を良く反映したものでなければならない。同じような意味で、粗度係数の設定も実態を十分考慮して行う必要がある。特に、河川の計画粗度係数は水位に対する安全度を見込んでやや大き目に設定されることが多いが、このことは越流量に関しては過大評価につながることに注意する必要がある。以上のように、河川の水理計算では通常安全側となる下流端水位条件及び計画粗度係数設定の考え方が、洪水調節池への越流量については過大評価となり、このことが越流堤長を過小に、調節池容量を過大に設計することにつながる場合があることを認識した上で、種々の条件設定はなるべく実態に近いものにしなければならない。

② 越流係数の設定法について

前述したように、横越流の場合の越流係数は、正面越流の場合と異なる値を取ることが一般的である。例えば、主流部の流速が大きい場合には越流係数が小さくなる。このような場合に、正面越流の係数をそのまま用いると、横越流量を過大に評価し、越流堤長を小さく、また調節池容量を大きく造りすぎてしまうことも考えられる。したがって、図-3などを参考にして、越流係数に過大な値を与えないよう注意する必要がある。しかし、図-3の台形堰への適用性は明確でなく、また河道が湾曲している場合には、越流係数の推定が一層困難となる。したがって一般的には、越流係数の値を固定して計算を行うのではなく、考えられる範囲の越流係数の下での水理計算を行い、越流係数が多少変化しても所定の調節効果が得られるような設計を行うことが望ましい。(例えば、越流堤の長さが大きく、越流水深が越流区間の下流端付近で小さくなる場合には、総越流量に与える越流係数の影響が小さくなる。)こうした余裕のある設計を行うことが困難である場合には、模型実験により越流係数を精度よく求める必要が出てくる。

③ 計算法の限界について

ここで示した方法は、1次元解析法に基づいて本川の流れを解くという考えに基づかれている。河道の法線形が複雑であったり、本川流量に対する越流量の割合が非常に大きい場合等には、流速分布や水面形が2次元のあるいは3次元に複雑に変化し、1次元解析法の精度が低下する。対象河道がこうした特徴を持っており、しかもある程度確実性のある洪水調節効果を期待する場合には、越流係数の検討とも合わせて模型実験を行わなければならない。

(参考文献)

- 1) 土木学会：昭和60年版水理公式集，第4編発電編，P. 287～288，1985。
- 2) 中川博次・宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究，京大防災研年報，第9号，P. 541，

1966.

- 3) 土木研究所河川研究室：河川における不定流計算法(Ⅳ) 一分合流・遊水池・複断面を考慮した陰型式差分法一，土木研究所資料 2080 号，1984. (河川研究室)

河-14 流出抑制施設の河川計画上の評価手法について

(質問)

都市河川流域において総合的治水対策として流域貯留浸透施設等の小規模な流出抑制施設が多数実施されているが，これらの治水施設の効果を河川計画上評価するための手法について教示願いたい。

(名古屋市土木局)

(回答)

一般論を述べると，都市化流域において雨水排除を行うために設けられる治水施設は，貯留型と排水型の二つを基本に分類され，様々な規模，形態を呈している。これらの各治水施設から構成される都市排水系がある場合にこれをどのような観点から評価すべきか，換言すればどのような評価システムが必要かを挙げると以下のようなものである。

- ・流域の地形特性，土地利用による流出，浸水特性が反映できること。
- ・治水施設には排水型と貯留型があり，この組合せによる治水安全度の評価が可能なこと。
- ・小規模で流域内に分散配置されている治水施設に効果が評価できること。
- ・流出抑制施設だけでなく面的排水施設，幹線排水施設の整備効果を流出課程の一要素として評価できること。
- ・治水施設の配置，進捗状況により浸水形態に影響を及ぼすことがありうるので，施設の整備状況に応じた浸水形態が予想できること。
- ・実用的であり，従来から用いられてきた流出解析，計画手法と整合がとれること。

現在，都市化流域において一般的に用いられている流出解析手法は，合理式，等価粗度法，貯留関数法，準線形貯水池法，修正RRL法等がある。これらの手法について，地形や土地利用，治水施設の効果を表現できるかという観点からみると，合理式は簡便なため広く使われているが，計画面では地形や土地利用状態を流出係数に反映できるが，到達時間は標準的な値を用いるのが一般的で，都市化の影響の表現が難しく，また治水施設の効果を反映させることは難しい。等価粗度法はパラメータの物理的意味がはっきりしており，地形・土地利用を組込むことが可能。治水施設の効果については，防災調節池の効果を等価粗度で表現する¹⁾試みがなされている。貯留関数法はパラメータの物理的意味が不明確という難点があったが，等価粗度法のパラメータを用いて総合化²⁾が可能となり，都市化の影響を表現できるようになった。治水施設の効果の表現は未だである。準線形貯水池法は都市化の

影響をパラメータの中に反映可能であるが、治水施設の効果を表現することは未だである。修正RRL法は下水道管渠の規模の変化を表現することが可能である。

以上のように都市化の影響を流出モデルに反映させることは、合理式を除き可能である。しかし、一般にマクロ的な計算の中で治水施設効果を表現することは難しいものといえる。

流域に分散配置された流域貯留・浸透施設の効果を流出過程の中に組み込み評価する方法としては、現状では確力されたものがなく、今後の検討課題として早急に解明されなければならない。ここでは一般的な考え方を示すものとする。

1) 浸透施設の効果

浸透施設を考慮した流出計算を行うには、対象流域を浸透処理域とその他に区分した上で、

① 有効降雨モデルにおいて設計浸透量相当をカットする方法

② 斜面流出計算を行い、設計浸透量相当を流出ハイドロからカットする方法

が考えられる。このうち、①の方法が現状では一般的であり計算し易いものと思われる。最近では、道路雨水の浸透マスの効果を考慮した流出モデル³⁾も作られている。

なお、設計浸透量の算定には十分現地の浸透特性を把握した上で、目詰まり等による浸透能力の低下を考慮した上で設定しなければならない。

2) 貯留施設の効果

遊水池、調節池等の規模の大きな施設については、通常の流出モデルにおいて流域分割し、個々の施設毎に調節効果を取り入れることが可能であるが、小規模分散施設についても同様に一つ一つ取扱うことは労力の点及び流出現象の非線形性の面からも実用的ではない。なお、最近では都市域での流出現象を細かく追跡する方法として、市川ら⁴⁾は流域をメッシュに細分化し、流出抑制施設、下水道網を組み込んだモデルにより洪水流出を追跡している。また、豊国ら⁵⁾は下水道管渠の流れまで厳密に解くことにより都市域の洪水流出・浸水現象の再現を行っている。これらの方法によれば、流域貯留施設の効果を流出過程の中に反映することが可能となってきた。一方、マクロ的解析では、鮎川ら¹⁾により防災調整池の効果を等価粗度で表現することが行われている。その他の方法としては、流域内の多数の貯留施設をあたかも一つの貯留施設が在るかのようにならざるに総合化して、計算する方法が考えられる。この場合、流域貯留施設による調節効果を有効降雨モデルの中に一種のフィルターとして組み入れるものと流量系としてインフローを調節するものが考えられる。各施設の規模、集水区の大きさ、位置等を考慮してどのような形で総合化するか、また非集水区からの流出との合成法が重要な課題となっている。

3) 貯留型と排水型施設の組合せによる治水安全度の評価

貯留型と排水型施設の組合せによる治水安全度の評価方法として、江藤ら⁶⁾の等危険度線による評価が挙げられる。等危険度線とはピーク流量と洪水継続時間（総流量）の結合確率分布に基づき、流下施設と貯留施設を併用した計画の安全度評価に関して理論的解析により、排水施設と貯留施設

の容量との関係を表したものである。神田川や寝屋川流域での総合的な治水計画に際して適用されている⁷⁾⁸⁾。ただ、等危険度線は降雨波形と流出波形の相似が前提、即ち合理式が適用できるような流域条件となっているが、流域特性等を反映させるために降雨から流量系の変換を貯留関数法で行うこともできる⁹⁾。

なお、組み合わせるべき排水施設と貯留施設は幹線排水整備と幹線貯留施設を対象としているため、流域の中に分散配置されているものに対しては幹線貯留施設と貯留効率の面での検討が必要であろう。

以上、都市域での治水施設の効果評価手法の概要を述べたが、まだまだ解決すべき課題が多く今後の調査・研究に期待される。なお、各手法等についての詳細は参考文献を参照されたい。

(参考文献)

- 1) 鮎川, 北川: 線形貯水池モデルに基づく住宅団地の流出解析, 第29回水理講演会論文集, 1985.
- 2) 星, 山岡: 雨水流法と貯留関数法との相互関係, 第26回水理講演会論文集, 1984.
- 3) 守田, 和泉, 星: 道路浸透マス設置を考慮した都市流域の雨水流出モデル, 第42回土木学会年次講演会, 1987.
- 4) 市川, 橋原, 大口: メッシュ法の都市河川流域への適用—その手法と実際, 第29回水理講演会論文集, 1985.
- 5) 豊国, 渡辺: 都市流出シミュレーションモデルとその応用, 第29回水理講演会論文集, 1985.
- 6) 江藤, 室田, 柳本: 貯留施設と排水施設を並用した高水計画の安全性, 第28回水理講演会論文集, 1984.
- 7) 吉川, 佐藤, 和泉: 都内中小河川の治水安全度と大規模調節池, 第31回水理講演会論文集, 1987.
- 8) 金井, 中坂, 福森: 治水施設の機能分担について—流すか, 溜めるか—, 大阪府第12回建設技術発表会論文集, 1985.
- 9) 星, 七沢, 福田: 等危険度線の治水計画への応用, 北海道開発局土木試験所月報No.407, 1987.

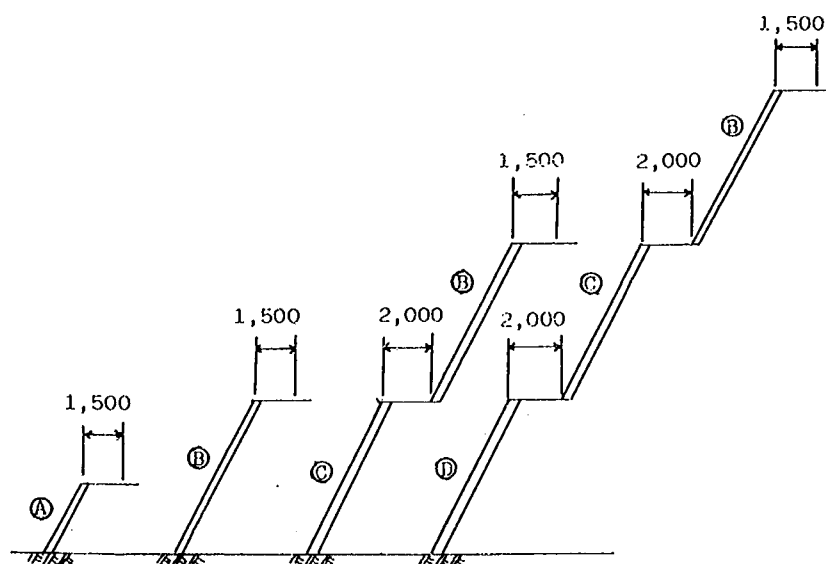
(総合治水研究室)

道－１ 切土部法面の補強土工法の採択について

（質問）

- ① 中部地建では切土部法面の安定を図るため、経験にもとずき等厚もたれ式擁壁を採用しているが、この場合の考え方は、どのようにすれば良いか。

タイプ	厚 さ	土砂、河岸段丘礫層 軟 岩 の 場 合	硬 岩 の 場 合
A	450	1段のみの場合	1段目（ $H \leq 6m$ ）
B	600	1 段 目	2段目
C	750	2 段 目	3段目
D	900	3 段 目	



- ② 近年、切土部において地山の安定を図る鉄筋挿入工法がある。切土法面に等厚もたれ式擁壁にかわり、鉄筋挿入工法を永久構造物として採択してよいかご教示願いたい。

（道路部道路工事課）

(回答)

1. 等厚もたれ式擁壁について

擁壁の安定計算は一般に盛土部を対象としたものであり、切土部は、地山の風化程度、応力状態等不明な点が多く、土圧計算や安定計算は困難である。切土部に関する施工の実態は、勾配、表面処理、土留め構造物等、過去の経験に頼っている部分が多く、中部地建で採用されている等厚もたれ式擁壁についても、著しく風化していないような土圧の小さい場所での擁壁タイプと考えられる。管内における過去の実績から判断して、切土部における構造として問題がないようであれば使用することはかまわないであろう。但し、全国的にもこのようなタイプの擁壁の施工例は多くないので、今後も擁壁の定期点検を続け、地山条件や勾配等より適用範囲を明らかにしていくことが必要である。

2. 鉄筋挿入工法について

2.1 補強土工法の概要

鉄筋挿入工法は、補強土工法と呼ばれる工法の1つであり、補強土工法としては他にテールアルメ工法やジオテキスタイル等を用いたものなどがある。近年、我国においても種々の補強土工法が実用化され、その使用実績も年々多くなっている。補強土工法自体は、そだ、竹等を使い古くから行われていたが、近年、新工法や新材料の開発により注目をあびるようになった。

補強土工法と似た工法としてアンカー工法があるが、アンカー工法はアンカーにかけた緊張力で地山を定着させているのに対し、補強土工法は土構造物に沈下やすべり破壊等の変化が発生した時、その変形に伴い補強材に発生する引張り力や、せん断応力で土構造物の変形に抵抗するところに相違点がある。

2.2 補強土工法の種類と特徴

補強土工法の種類としては、①テールアルメ工法のように補強材と壁面材とで壁を成すもの、②盛土中にジオテキスタイル等を敷いて盛土本体を補強するもの、③ジオテキスタイル等を敷いて構造物の基礎を補強するもの、④地山に鉄筋等を挿入することにより地山を補強するもの、の4種類に分けられる。土質、施工規模、補強目的、補強の程度等により工法を選ぶ必要がある。

各補強土工法の特徴は、次のようになる。

① 壁式補強工法

実用化されている壁式補強工法を表-1に示す。

壁式補強工法は、水平に設置された補強材と盛土材の崩落防止のための壁面材から成り、一般に、次のような特徴がある。

- ・ 垂直あるいは急勾配な壁面が施工できるので、用地幅が狭くてよい。

- ・重機の使用が少なく、狭い現場でも施工可能である。
- ・盛土材以外の重量が少なく、また、ある程度の沈下にも追従するので、基礎工が簡単で良い。
- ・通常のコンクリート擁壁に比べて壁面の変状が生じやすい。
- ・設計上、盛土材には材料を選定する必要がある。

② 盛土本体の補強工法

盛土構造物の補強工法として、実用化されているものを表-2に示す。

盛土内にジオテキスタイル等を水平に敷き、引っ張り補強材として機能させ、盛土の沈下、法面崩壊、すべり破壊等を防ぐ工法である。透水性の良い材料を用いて、ドレン材としての機能も持たせることができる。

補強材を入れることで、通常の法面より急勾配法面の施工も可能となるので、用地費の節約にもなる。

③ 基礎の補強工法

軟弱な地盤上での盛土構造物建設で、基礎部分にジオテキス

タイルを敷き、支持力補強や、不同沈下の軽減を目的とした工法である。重機のトラフィカビリティの確保の為に仮設工に使用することもある。

セメント等による固結工法と比較すると、沈下軽減効果は少ないが、施工の速度、工事費等で

表-1 壁式補強工法

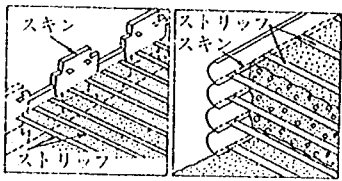
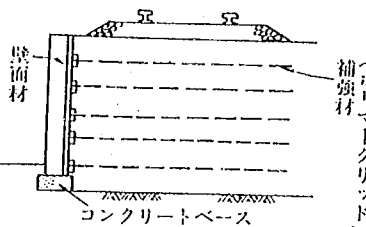
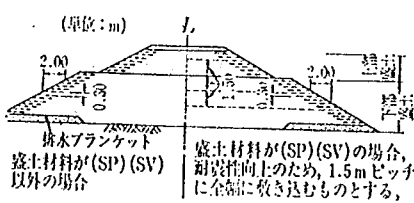
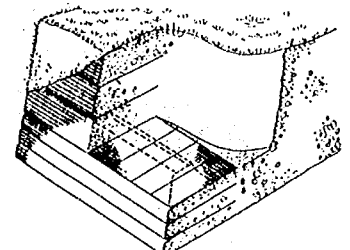
工法名	概略図
テールアルメ工法	
ポリマーグッドに垂直補強土擁壁	

表-2 盛土本体の補強工法

工法名	概略図
樹脂ネット(未延伸)を用いた工法	
ポリマーグッドを用いた工法	

メリットがある。

表-3に基礎の補強例を示す。

④ 地山の補強工法

地山の補強工法は、自然斜面や切土法面の崩壊防止、切土勾配を急勾配にして長大法面を避

ける場合、あるいは構造物基礎の補強などに使用される。

地山の補強工法には、表-4に示すように鉄筋挿入工法と網状鉄筋挿入工法の2種類がある。

図-1に適用例を示す。

表-3 基礎の補強工法

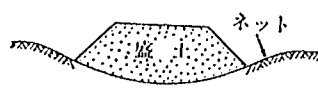
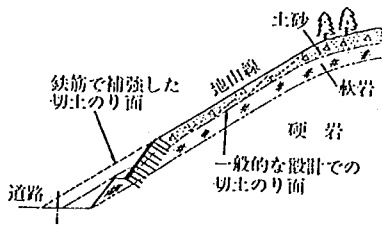
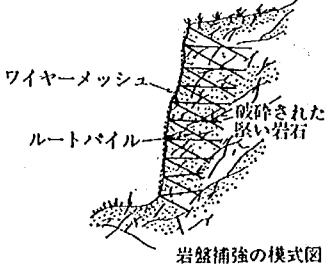
工 法 名	概 略 図
シート、敷網工法	

表-4 地山の補強工法

工 法 名	概 略 図
鉄筋挿入による工法	
網状鉄筋挿入工法	

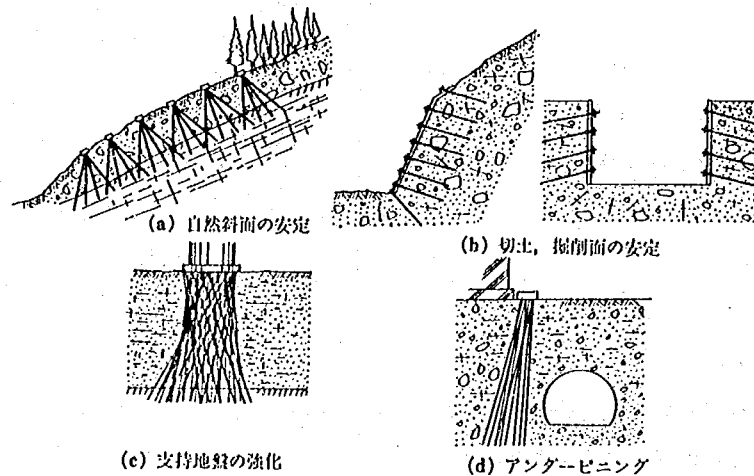


図-1 地山補強の適用例

2.3 鉄筋挿入工法の概要

鉄筋補強工法は法面に鉄筋を挿入し地山を安定させる工法であり、他の補強土工法が盛土施工しながら補強材を敷いていくのに対し、鉄筋挿入工法は鉄筋を打設や削孔により地盤内に埋設する。鉄筋の打設ピッチは、 $1.0\text{ m} \sim 1.5\text{ m}$ 程度が多く採用されている。また、通常、法面の表面は鉄筋の間から土が崩壊しないよう吹付コンクリートを施工する。

鉄筋挿入工法の手順は図-2に示すように、切土-コンクリート吹付-削孔-鉄筋挿入-グラウト注入を繰り返す。

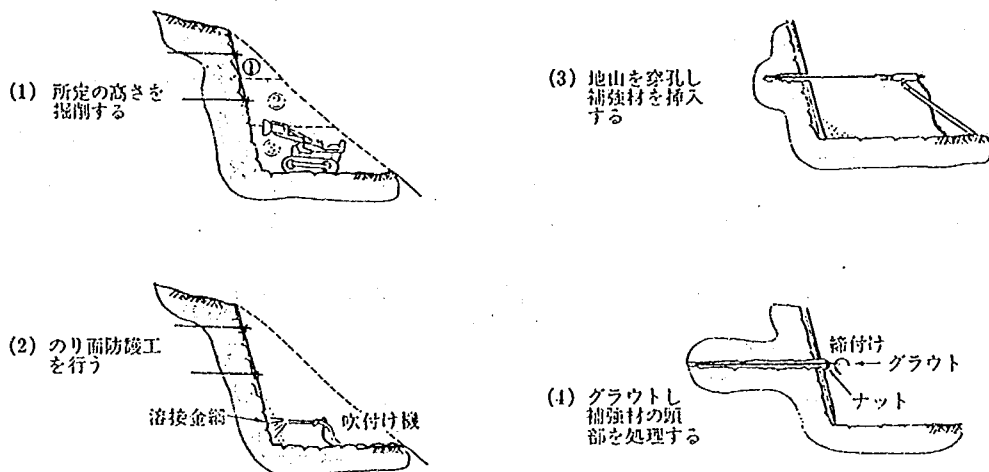


図-2 施工手順

鉄筋挿入工法は次のような特徴を有している。

(長所)

- 一般に鉄筋長は数mと短く、削孔機械も小型なので現場までの運搬が容易であり、また、施工ヤードが狭くても施工可能である。
- 標準勾配よりも急勾配で施工できるので、用地幅、掘削量、掘削面積が少なくてすむ。切土量が少なくなるので、結果的に自然景観上も有利となる。
- 掘削・補強を繰り返すため、地山の緩みを最小限に抑えることが出来、また、施工中の地山変状にも対応できる。
- 風化等の経年変化による地山の変質、変状にも鉄筋の増し打ちで簡単に補強できる。
- 従来工法に比べて経済的である。

(短所)

- ・鉄筋をグラウトで地山と一体化させるので、仮設構造物として使用した場合、鉄筋の撤去が困難である。
- ・礫を多く含む地盤では、場合によっては大型の削孔機が必要になり、アースアンカー等と比べ工費が高くなることもある。

2.4 鉄筋挿入工法の設計・解析方法

鉄筋挿入工法は歴史が浅く、また長期の観測データも無いため、確立された設計方法・解析方法が無い。現在のところ経験的に、従来の円弧すべり解析等に鉄筋による影響を考慮した解析を行っている。

鉄筋挿入工法による補強の基本的な考え方には、内的安定と外的安定の両面からのアプローチがある。内的安定は、図-3に示すようにすべり面を仮定し、すべり土塊の重量にすべり面上での土のせん断抵抗力と、すべり面より奥にある鉄筋に発生する張力とで抵抗するというものである。この場合の安全率(F_s)の算定式は何種類か提案されているが、次式はその一例でフェレニウスの円弧すべり法を拡張したものである。

$$F_s = \frac{R \cdot \sum [c_l + T \cos(\alpha + \theta)] + \{W \cos \alpha + T \sin(\alpha + \theta)\} \cdot \tan \phi}{R \cdot \sum W \sin \alpha}$$

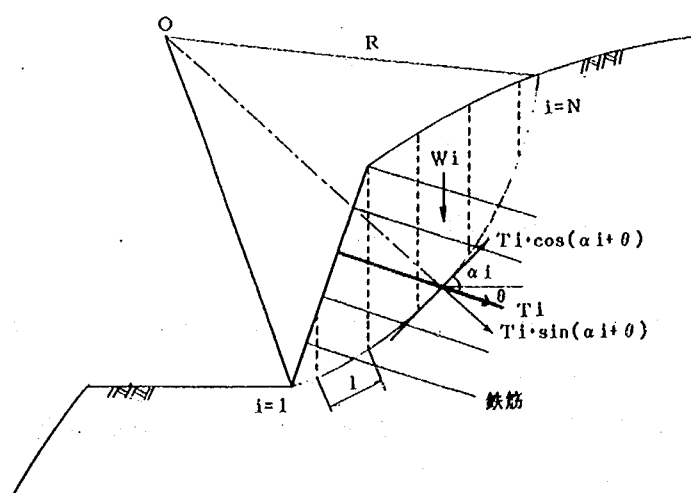


図-3 内的安定

外的安定の考え方は、図-4に示すように補強された領域を一体化した擁壁であると仮定するものである。安全率の検討は擁壁と同様に、転倒、滑動、基礎地盤の支持力について行えばよい。

なお、すべり線が法面に近い部分では図-5のような土の抜け出しが問題となる。これまでの実績によると小規模施工の場合は鉄筋端部のプレートとコンクリート吹付けで問題は生じてないが、大規模な場合は土の抜け出しについても検討項目の1つとするのが望ましい。

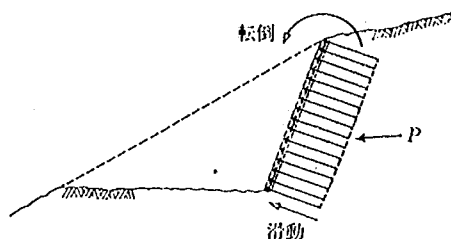


図-4 外的安定

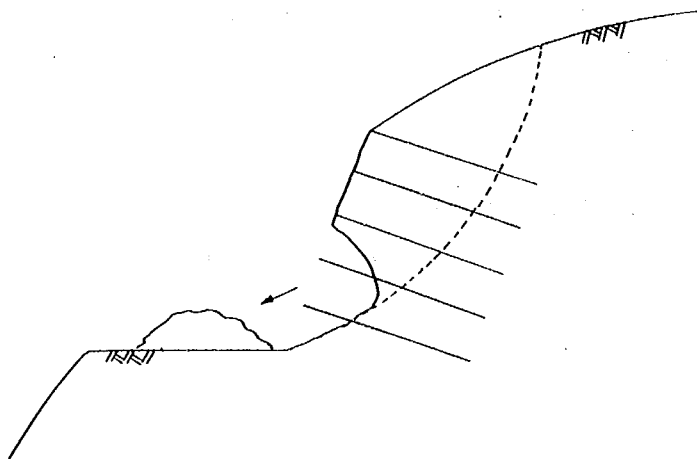


図-5 地山の抜け出し

2.5 鉄筋挿入工法を使用する場合の注意点

鉄筋挿入工法を採用する場合、以下に述べる点について注意をする必要がある。

(1) 設計上の注意点

- ・予想される地山の崩壊形態により補強する箇所が変わるので、地質、横断図等から適切な崩壊形態を設定する。
- ・仮定するすべり線の深さにより、必要な鉄筋の長さ、打設密度が変わるので、ボーリング調査

結果や現地踏査などにより、できるだけ正確なすべり線の位置を求める必要がある。

- ・土質定数の僅かな違いが計算結果に大きく響くので、正確な土質定数が得られるよう試験を行う必要がある。

(2) 施工中および施工後の注意点

- ・削孔時に設計通りの地層かどうかを確認し、異なる場合は鉄筋長の変更等の対策をとる。
- ・鉄筋の引き抜き試験の結果、設計条件を満足しない場合は、打設密度や鉄筋の長さの変更を行う必要がある。
- ・施工中は法面の観測を行い、法面の変状、吹付コンクリートのひびわれ、湧水等異常が発見された場合は施工を中止し、鉄筋の増し打ち等適切な処置をとる必要がある。
- ・永久構造物として設計する場合は、鉄筋に腐食しろを見込む必要がある。
- ・施工後は、定期的な法面点検を行い異常が発見された場合は鉄筋の増しうち等の処置を行う必要がある。

鉄筋挿入工法はその歴史が浅いこともあり、永久構造物としての実績は少ない。しかし、以上に述べた長所、短所、注意点等に留意して設計を行い、入念な施工を行うことで永久構造物としての取扱いも十分可能である。

(参考文献)

- ・(社)土質工学会、補強土工法、昭和61年5月
- ・(財)高速道路調査会、補強土工法に関する研究 報告書(日本道路公団委託)

昭和61年2月

(施工研究室)

道-2 道路情報表示施設について

(質問)

(1) 標識情報の電算管理システムの検討

具体的なシステムの内容説明と実用化への展望

(2) LED情報板の開発

現在の既設A型、B型情報板のように規格統一化していくのか、また効果的な図形の内容の検討もなされていくのか伺いたい。

(道路部交通対策課)

(回答)

- (1) 道路標識管理システムは、道路標識情報の管理者間の交換を容易にし、情報検索や表示地名のチェック等を可能にするパーソナルコンピュータレベルのシステムである。本システムは、昭和61年度に基本設計を終え、現在より操作を行いやすくするためにプログラムの修正を鋭意行っている段階である。

本システムの概要は以下のとおりである。

① システムの基本的な考え方

システム構成における基本的な考え方は次の3点である。④対話形式で入出力できること：事務所では専門家が頻繁に入出力することはないため、初心者でも容易にできるように、CRT画面を見ながら行えるキーボード入力とした。⑤画面表示とハードコピー：標識の画面表示はできるだけ実際に近い色を用いたカラー表示とした。ただし、プリンターにコピーをとる場合、白黒でコピーできるよう配慮した。⑥データの保管方法：基本的にはフロッピーディスクに保管するものとした。ただし、将来、データの量が膨大になること等を考慮に入れてハードディスクも利用できるようにした。

② システムの概要

システムの全体構成を図-1に示す。以下、このシステムについて概略説明する。

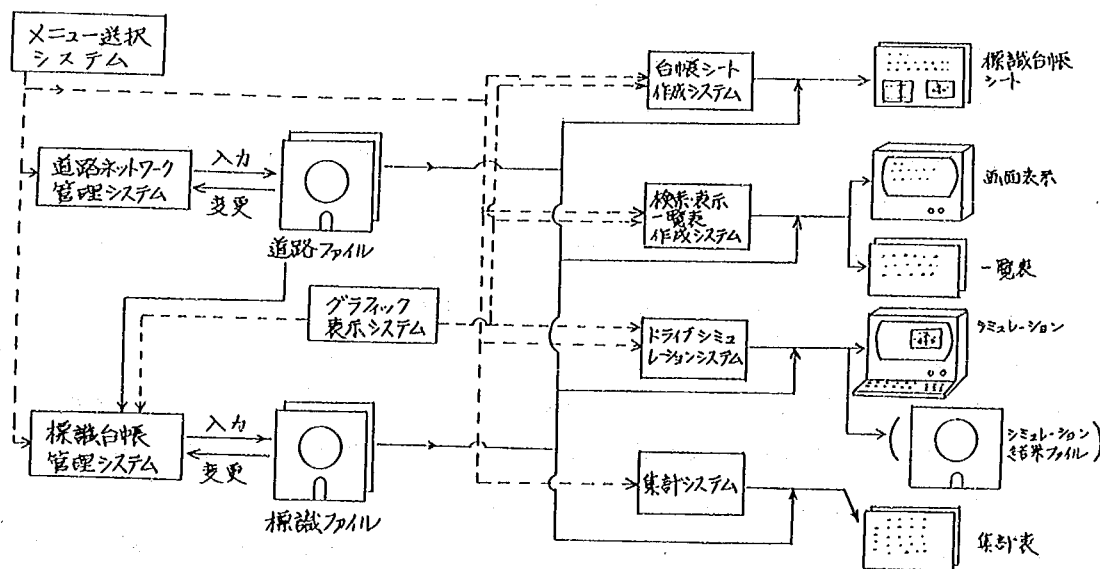


図-1 道路標識管理システム全体構成図

- ㊦ メニュー選択システム：入力、出力など作業の目的によってサブシステムを選択するシステムである。
- ㊧ グラフィック表示システム：標識板面の図形及び日本字等を、カラー画面として表示するシステムである。図-2に、108-4系の道路標識のプリント例を示す。画面上では実際に近いカラー表示であるが、プリントアウトした場合は、図-2のような白黒表示となる。

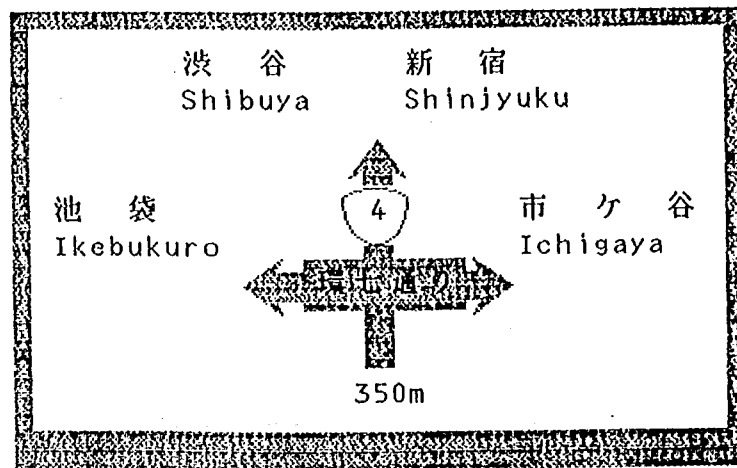


図-2 グラフィック表示画面印字例

- ㊨ 道路ネットワーク管理システム：道路網、交差点形状、交差路線などのデータを管理するシステムである。
- ㊩ 道路台帳管理システム：道路標識調書に記載される各種の情報を入力し、標識台帳ファイルをディスクに作成するシステムである。
- ㊪ 台帳シート作成システム：作成した標識台帳ディスクファイルの内容を標識ごとに打ち出して、台帳シートを作成するシステムである。また、現行のシートによる標識管理との併用も可能である。
- ㊫ 検索・表示・一覧表作成システム：「ある路線上の105系標識すべて」といった形で特定の標識を検索し、画面表示し、必要な場合はそれを一覧表として印字するシステムである。
- ㊬ 集計システム：標識に関する様々なデータを集計するシステムである。
- ㊭ ドライブシミュレーションシステム：実際の道路上を走行する場合に現れる順に標識を画面上に表示しパソコン上で模擬走行ができるシステムである。これによりどの交差点で迷走しやすいかといった検討を行うことができる。また表示地名の整合性等のチェックもできる。

③ 実用化への展望

現在、表示地名の整合性の論理チェックをより行いやすいようにシステムの改良を進めているところであり、これが完了すれば、より事務所等でさらに使いやすくなると考えている。また、案内標識は一道路管理者の中でのみ整合がとれていてもそれほど有効でなく、国、都道府県などの異なる管理者間で整合がとれて初めて有効である。こうした点からも本システムの利用価値は非常に高いと考える。

(2) LED情報板の開発は、官民共同研究等により押し進められているところであり、文字表示は電光式情報板と比べ遜色がないことや、その他図形表示、多色表示、動画表示等ができることから効果的な情報提供が可能となることが確められている。また、現在、実用化に向けて次の検討が加えられている。

① 基本仕様

提供情報の質や情報装置の施工、管理、運営等の容易さを考えると、情報装置は規格統一されていることが望ましい。そのため、A型電光式表示機相当のLED情報装置について基本仕様の検討が行われている。

B型、C型相当の小型情報板については、現在検討されていないが、道路の区分等に応じて適切な情報の大きさ、量等があると考えられるので、これらの小型情報板についても今後検討される場が設けられるものと思われる。

② 図形表示

これまでの調査から、運転者からみた図形表示の理解度は図形の複雑さに大きく左右され、簡明な図形は非常に有効な情報となるが、図形が複雑になると視認性（理解度）は著しく低下し効果的な情報提供が行えないことが判明している。そこで有効となる図柄を決めるためには、いく種類かの図形を案として実際の道路で表示しその有効性を確認するなど、LED情報板の現道設置と並行して調査がなされていく必要がある。このため、図柄パターン集としてとりまとめられた形式のものを作成するまでには、さらに数ヶ年を要すると考えられる。

③ 設置運用

既設道路情報表示装置の中央装置を利用する場合と全て新規製作とする場合の2つのシステム案について検討している（表-1）。

LED情報板は今年度より現道設置が行われる予定であり、道路情報の質的、量的整備拡充に即した装置として、今後の活用が期待される。

表-1 システム案

(4612)

	システム構成図	主な機能
第一案		(1) 高解像表示機を新設する。 (2) 表示内容 ・固定項目表示のみ ・3色表示可能 ・フリーボタン表示不可能[*] (3) 伝送、制御方式 ・中央側、表示機側の通信手順 ・制御方式は既存システム流用可能 ・表示機の制御ソフト新規
第二案		(1) 中央装置及び表示機すべて新設する。 (2) 表示内容[*] ・フリーボタン表示及び固定項目表示が可能 ・3色表示可能(ドット毎色指定) (3) 伝送、制御方式 ・中央装置、表示機ハード、ソフト共すべて新規開発する。

*フリーボタン：各MC毎に提供できる独自のボタン

(交通安全研究室)

道-3 自動車等による振動の緩和について

(質問)

一般国道23号は、近年、自動車交通量(75,400台/日)及び大型車両の増大と高速化に伴い、地元住民より騒音、振動の苦情があり、特に振動についてはきびしい。今回の一日土研に於いて、振動を下記の様な工法で緩和出来ないか御検討願います。

- 遮断層の施工範囲について
 - 橋台、橋脚の周囲で良いか。
 - 道路と平行(家屋連端部)に施工した方が良いか。
- 遮断層の使用材料について
 - 砕石(40~0)等の角パッタ材料の方が良いか。
 - 天然砂利等の丸みをおびた材料が良いか。
- 地下水について
 - 遮断層内に地下水があると遮断の効果がなくなるか。

(回答)

1. 交通振動軽減対策の一般的な考え方

道路交通振動軽減対策としては、振動を発生源、伝播経路、受振点で軽減させる対策がそれぞれ検討されている。現在までに検討された振動軽減対策のうち、対策としての有効性が認められ、かつ現実に可能であるものは次の5つであり、実現性の高い順に並べると以上のようなになる。¹⁾

1) 路面の平坦性の改善

(オーバーレイ、舗装の打替)

2) 交通規制

(走行速度の低減、車両重量制限、走行車線規制)

3) 環境施設帯の設置

(緑地帯、側道の設置)

4) 軟弱地盤改良

5) 地中壁(遮断層)

上記5つの対策のうち、最も簡単で効果が大きいのは路面平坦性の改善である。その他の対策については、現地の状況に合せて適切なもの、実現可能なものを選択する必要があるし、環境施設帯の設置など道路建設時に考慮しておくことが望ましいものもある。今回検討対象の地中壁については順位が第5位となっており、設置効果や実施上の制約などの点で一般的でなく実施例も限られているということに注意する必要がある。

2. 高架道路の交通振動特性と振動軽減対策

2.1 交通振動特性

今回検討対象地点の道路構造は高架道路であり、その交通振動特性は一般の平面道路とは異なったものがある。そこで、この交通振動特性を平面道路と対比して整理すると以下の通りとなる。

(1) 振動発生、伝播のメカニズム

平面道路では、車両が路面を走行するときに及ぼす変動荷重が加振力となり、これが直接路面、地盤に伝わっていくのに対し、高架道路では車両が高架橋上を通過するときに生じる桁のたわみ振動や伸縮装置部を通過するときに生じる衝撃的な振動が、橋脚、基礎を介して地盤に伝播してゆく。

(2) 振動成分

平面道路では鉛直成分が水平成分よりも卓越する。これに対し、高架道路では鉛直成分が水平成分よりも大きいものの、両者は同じオーダーにある。

(3) 周波数特性

高架道路では、鉛直、水平成分ともに高架構造の振動に起因すると考えられる10Hz以下と10～20Hzに卓越するピークがみられるに対し、平面道路では10Hz以下の成分がほとんどみられず、10～20Hzにピークがみられる。水平成分については明確な特性がみられない。

2.2 振動軽減対策

現在までに種々の高架橋交通振動対策が検討されているが、それらを取りまとめると以下のようになる。

- (1) 路面：① 平滑化
- (2) 伸縮装置部：① 段差除去、ノージョイント化
- (3) 上部構造：① 連続化、短スパン化
 - ② 主桁剛性増、荷重分配横桁剛度増
 - ③ TMD (Tuned Mass Damper), アクティブコントロール
- (4) 支承部：① ゴム支承
- (5) 下部構造：① 橋脚のラーメン化、壁式化、Y型化
 - ② 橋脚柱、はり剛性増
 - ③ フーチング重量増、基礎支持剛度増
- (6) 地盤：① 土かぶり増、地盤改良(フーチング周辺)
 - ② 地中壁設置

路面の平滑化は振動源となる自動車からの動的荷重を減少させるもので対策の基本となろう。特に高架道路では伸縮装置部に段差が生じやすく、車両が伸縮装置部を通過するときの橋脚や地盤で振動加速度最大値が生じていることから伸縮装置部の段差除去、ノージョイント化は発生する振動の最大値をかなり低減するものと考えられる。一方、振動レベルから見ると地盤では低い振動数成分のパワーが大きいいため、低周波成分の振動をおさえないと振動レベル軽減対策としての効果はそれ程大きくならない可能性もある。

桁の連続化、短スパン化は上部構造の振動低減により、地盤振動の低減を図るものである。桁の鉛直たわみ振動は橋脚、地盤に伝播しており、桁の振動加速度が小さい場合は橋脚、地盤上でも振動加速度は小さくなっていることから、これらは、対策としての効果が期待でき、また比較的実現可能な対策であろう。主桁剛性増、荷重分配横桁剛度増は剛性増による桁のたわみ振動低減対策である。荷重分配横桁剛度増は桁の鉛直たわみ振動を平均化し、小さくする他、T型橋脚に見られる橋軸直角方向の振動を小さくすることができるものと思われる。ただし、これら剛性増による対策は要する費用と対策の効果について検討が必要であろう。TMDは質量とバネとダンショポットを用いたダンパーで構造物の振動数と同調させて振動低減を図るものである。アク

ティブコントロールは振動源となる外力に対応する力を電氣的、機械的に発生させて振動を低減させるものである。TMD、アクティブコントロールについては現在のところ調査、試験段階であり、コスト面からも実構造物への適用はかなり限定されたものとなろう。

橋脚のラーメン化、壁式化、Y型化は橋脚形式により橋脚全体の剛性を高め、橋脚に生じる振動を小さくするもので効果が期待できる。橋脚柱、はり剛性増やフーチング重量増、基礎支持剛度増は主桁剛性増、荷重分配横桁剛度増と同様に要する費用と対策の効果について検討が必要であろう。

地盤に関する対策は検討事例や実績があまりないようであり、未解明な点が多い。

土木研究所では、現在までに、橋脚形式²⁾(門型ラーメン橋脚、T型橋脚)、上部構造形式³⁾(連続桁と単純桁)による対策の効果について実測調査を行っており、その結果、振動軽減対策上は、橋脚形式は門型ラーメン橋脚が、上部構造形式は連続桁がそれぞれ他と比較して有利な構造であるとの結果を得ている。

3. 地中壁の効果

3.1 一般

現地における地中防振壁による軽減対策実施例は少ないが、これまでの調査結果から地中防振壁による伝播経路の対策についての成果は次のようにまとめられている。⁴⁾

- (1) 溝に防振壁を設けない空溝の場合に最も振動の遮断効果がある。その効果は溝が深い程、また、振動源の振動数が高い程効果が大きい。一般に溝の直近では軽減効果が大きい、溝から離れるに従って軽減効果は小さくなる。
- (2) 防振壁の効果はその幅よりも深さにより大きく左右され、深さが地表面を伝播する波の波長の4割以上で現われ、波長以上の深度でその効果が顕著となる。(図-1参照)
- (3) 地中防振壁の材料は、地盤と防振壁の波動インピーダンス比が大きい程軽減効果があるが、地中壁の施工性、入手の容易さ、軽減効果程度を考えると発泡スチロールがよい。
- (4) 試験施工により発泡スチロールの地中壁を設置した場合、(深さ3.6m、巾80cm)では防振壁の後方40mの範囲で平均的に2~9(dB)の軽減効果が得られており、(深さ3.6m、巾40cmと80cm)では、地中壁の巾が大きい方が効果があり、巾40cmで壁の後方30~35mおよび巾80cmで壁の後方35~40mで、各々平均的に2~10(dB)および2~12(dB)の軽減効果が得られた。(図-2参照)

3.2 高架道路の場合

1) 地中壁の施工範囲

地中壁による振動の絶縁は、振動源近くに地中壁を設け、振動源から放射される波動エネルギーを遮断する方法と、振動源から離れた受振点近くに地中壁を設ける方法とが考えられる。⁵⁾ 振動

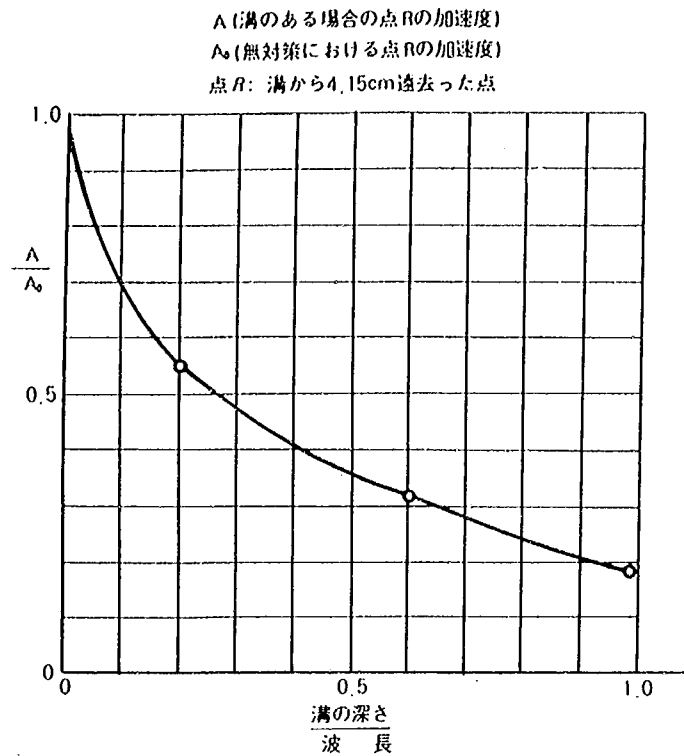
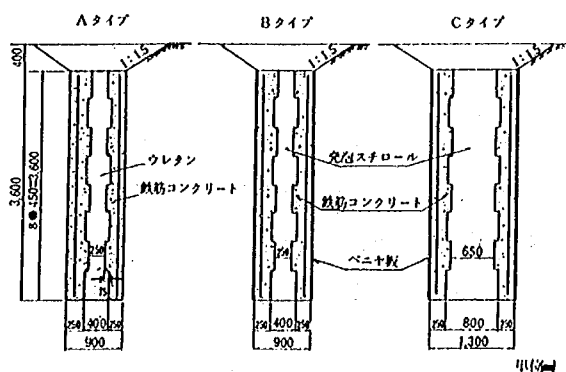
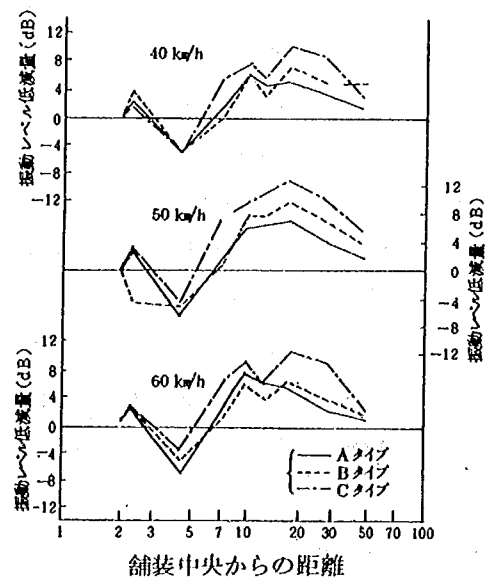


図-1 溝の深さと振動遮断効果



(1) 地中防振壁構造図



(2) 地中壁施工前後の振動レベルの変化

図-2 地中防振壁の効果

源が点的な場合、振動源対策をとった方が経済的になろうし、逆に受振点が点的な場合受振点側での対策をとった方が経済的となろう。

高架道路の振動は橋脚の基部、フーチング、杭などから地中に伝播することから、振動源としては点的な振動源に近いと言えよう。また受振点側は現地の状況にもよるが、家屋連坦地域では受振点が線的に分布しているということができる。このことから判断すると、地中壁は振動源である橋脚または橋台の付近に設置する方がより効率的ではないかと思われる。ただし、その場合、地中壁の設置により橋脚や橋台の安定性に悪影響を及ぼす可能性があり、慎重な検討が必要であろう。従来、高架道路に地中壁を適用した事例はないようである。

地中壁の深さは一般の平面道路では地盤振動（レーリー波）の波長の4割～5割程度が目安となっているが、高架道路ではフーチングや杭などの基礎構造から振動が伝播するため、これらの深さを考慮して決定することが必要であろう。

また、地中壁の幅が振動軽減効果に及ぼす影響は小さいことが分っている。

2) 材 料

3.1 一般でも述べたように地中壁は空溝の場合が最も振動の遮断効果がある。また材料を用いる場合は地盤と地中壁材料の波動インピーダンス比

$$\alpha_{ij} = \rho_i V_i / \rho_j V_j$$

α_{ij} ; 波が i 層から j 層に進行するときの波動インピーダンス

ρ_i ; i 層における密度

V_i ; i 層における波動速度

が大きいもの程、遮断効果がある。

今回検討の地中壁材料である砕石と天然砂利でこの波動インピーダンスがどれだけ異なっているかは不明であり、最適な地中壁材料について、他の材料を含めて検討する必要がある。

3) 地下水の影響

地盤中の地層構成、地下水位が地盤中の波動伝播状況を変える可能性があるが、地中壁内に地下水があった場合に遮断の効果が全くなるとは考えなくて良いと思われる。ただし、この影響程度については、地下水の存在による波動インピーダンスの変化や地下水面での波動の反射の影響について考慮しておく必要がある。

4) 検討に係る留意事項

実際に伝播経路上で地中壁を設けた対策を講ずる場合、防振壁の建設費用、建設用地の確保等の問題が生じるので、事前に振動源での対策（路面平坦性の改善、高架構造面からの対策、交通制御）あるいは他の伝播経路上での対策（環境施設帯、地盤改良）との比較検討を充分行う必要がある。しかし、振動レベルの軽減対策の必要とされる区間が比較的短かくて済むような場合は、有効な対策となり得る場合も考えられる。その際に、空溝を設ける場合は溝の維持、安全性

に留意する必要がある。また、地中壁を設置する場合は現在までの調査結果等を参考にして、設置地点の地盤条件（土質、地下水等）を考慮した上で、最も適当な構造、施工法を検討することになる。

（参考文献）

- 1) 第33回建設省技術研究会 道路交通振動の対策に関する研究，昭和55年11月，建設省道路局企画課，建設省土木研究所
- 2) 建設省土木研究所構造研究室 高架橋交通振動実測調査報告書，昭和62年1月，土木研究所資料第2428号
- 3) 建設省土木研究所構造研究室 連続桁高架橋交通振動実測調査報告書，昭和62年7月，土木研究所資料第2500号
- 4) 第32回建設省技術研究会 道路交通振動の対策に関する研究，昭和54年10月，建設省道路局企画課，建設省土木研究所
- 5) 山原 浩，環境保全のための防振設計 彰国社

（構造研究室）

道－4 床版補強対策工法について

（質問）

道路橋の床版においては、大型車による重交通によりクラックの発生がみられ、①床版打替、②増桁工法、③鋼板接着等の工法で積極的に対策を行っている状況である。補強対策工法の決定について

- ① 損傷度に見合った最適な補修工法の選択
- ② 各種補修設計（許容応力度の取扱い等）
- ③ 補修効果の確認

等、不明な面が多々みられる事により、これらの考え方を伺いたい。

（道路部道路管理課）

（回答）

(1) 損傷度に見合った最適な補修工法の選択

図－1にRC床版の一般的な劣化損傷過程を示す。同図や既往の損傷実態報告等から理解されるように、RC床版の劣化損傷は過度のひびわれやたわみ、遊離石灰の滲出、コンクリートの角かけ、錆汁の発生あるいは舗装面の異常等によって発見される。

現状において、これらの指標を定量的に評価した統一的な対策工法の選定基準は確立されておら

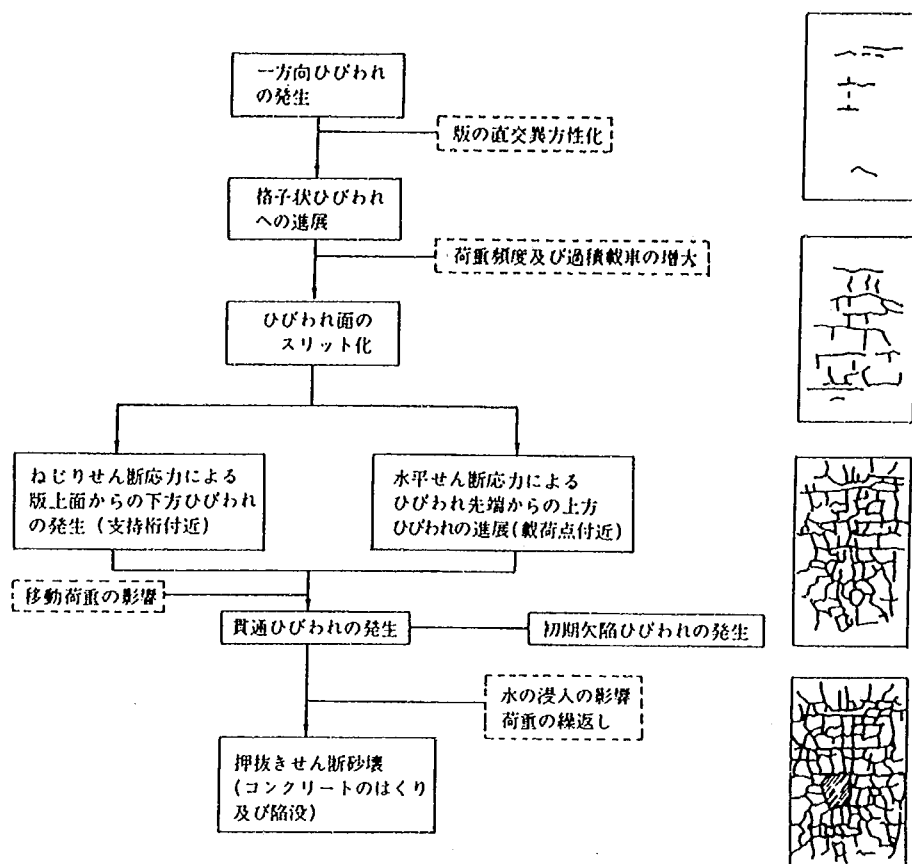


図-1 RC床版の一般的な損傷過程

ず、各機関が個々に定めた選定要領により対処しているのが実状であろう。しかも多くの選定要領は数値的に捉えることができ、他の諸指標に比べると測定が容易で実用的であること、及び過去の調査結果の蓄積があることを背景に、ひびわれ密度を劣化損傷度の評価や対策工法選定の際の基本にしている。これに対して合理的に対策工法を選定するためには、若干の時間と手間の増加を伴うことが予想されるが、単にひびわれ密度のみによるのではなく、たわみ、遊離石灰の滲出あるいは舗装面の変状などの他の劣化損傷度に関する指標を同時に考慮することや、劣化損傷の原因を十分に検討することが肝要と考える。

ここで、RC床版の主要な劣化損傷原因を挙げてみると次のようになる。

- ① 交通量の増加と過大な輪荷重
- ② 配力鉄筋量の不足
- ③ 剛性不足（床版厚の不足）
- ④ 水の影響

⑤ コンクリートの品質、施工不良

したがって、仮りに同じひびわれ密度、換言すれば損傷度であっても、そのひびわれの原因が単に剛性不足によるものか、コンクリートの品質・施工不足があり、水の影響を同時に受けているかによって選定すべき対策工法が自ずと異ってくる。例えば、既に遊離石灰の滲出が激しく、コンクリートの角かけ等が見られる際には、交通処理の問題が密接に関与してくるが、なるべく打替えるのがよく、特に鋼板接着工法の採用は付着面に水が留まり、付着強度に不安が生じるので見合わせるべきである。また、遊離石灰の滲出が見られない場合でも、鋼板接着工法を用いる場合には、床版上面に防水工を併せて施しておくことが肝要である。他方、増桁工法は、曲げひびわれの進展を抑制し、軽度の損傷度の場合にはその効果を有するが、すでに格子状ひびわれが形成されているような場合、配力鉄筋量が不足している場合およびコンクリートの品質や施工が不良な場合には、十分な補強効果が期待できないので注意を要する。なお、参考までに図-2に若干古いデータであるが、第29回建設省技術研究発表会道路部門指定課題「鉄筋コンクリート床版に関する調査」によって得られた結果を示す。これより、①鋼板接着工法の施工件数が最も多く、しか

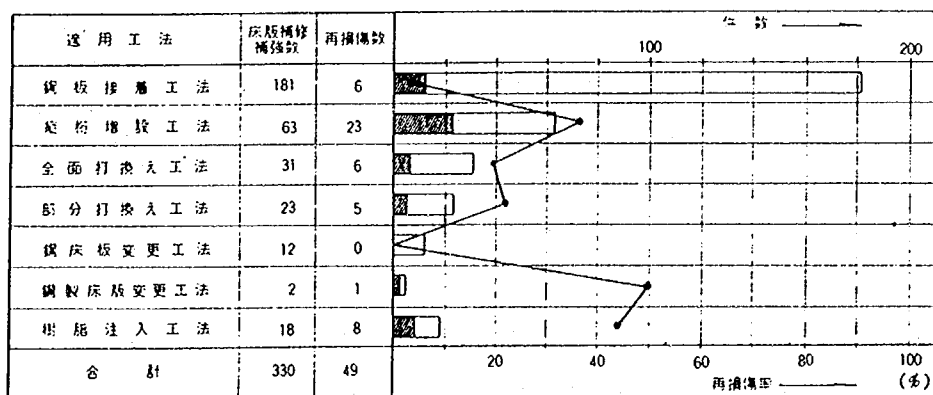


図-2 補修補強工別調査結果¹⁾

も再損傷の割合が他に比較して小さいことから一応安定した工法と言えること、②増桁工法は、鋼板接着工法に次いで多く用いられているが、再損傷率が比較的高いことなどが理解されよう。要するに劣化損傷の程度、交通処理条件および考えられる原因を適切に検討して対策工法を選定すべきと考える。それぞれ表-1、表-2に損傷要因とその対策および主要な対策工法の特徴や問題点をまとめているので参考とされたい。また、昭和61年度から3カ年を目途に建設省技術研究会の道路部門指定課題として「既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究」を行っており、その一環として床版補強に関する追跡調査を実施する予定である。その調査の結果を基に、床版の損傷と対策工法の関係が把握できれば、別の機会に報告したい。

表－１ 損傷要因とその対策（参考文献２による）

床版損傷にかかわる因子	対 策
① 過大な輪荷重の作用	床版の補強、荷重制限
② 過大な衝撃の作用	橋面舗装・伸縮継手の維持補修
③ 輪荷重通行軌跡による過大モーメントの作用	車両通行帯の調整（大型車の通行位置指定など）、床版の補強
④ 設計耐力の不足	床版の補強、打換えまたは取替え
⑤ コンクリート品質・施工の不良	床版の打換えまたは取替え
⑥ 配力鉄筋量の不足	床版の補強
⑦ 床版の剛性不足	床版の補強（床版の剛性増大または支間の短縮）
⑧ 主げた作用による負の曲げモーメントまたは引張力の作用	床版の補強
⑨ 自由縁における過大モーメントの作用	床げたの設置、床版の補強または部分打換え
⑩ 支持げたの不等沈下による付加モーメントの作用	荷重分配横げたの設置、床版の補強

(2) 各種補修設計（許容応力度の取扱い等）

表－３に現行の主な床版補修補強工法の概要を示す。既設床版の補修補強の設計にあたっては、可能な限り、現行の道路橋示方書ならびに「鉄筋コンクリート床版の設計施工指針」（昭和59年2月、建設省通達）の規定に準じて行うことが望ましいと考える。ここで床版の補強に伴ない、許容応力度の取扱いが問題になるケースとしては、①合成げた床版の打替え時の主げた応力度、②床版厚を現行基準に照らして厚くすることに伴う主げた応力度の増加を挙げられよう。①については、まず床版撤去時の応力分配の変化に伴う主げた等の応力変化を所要の応力計算に従いチェックすることが必要であるが、その際、主げたの応力度は架設時の許容応力度の割増しを考慮した値を下回ればよいと考える。また②の場合については、その程度が2～3割以下であれば、一般に別段の補強を施す必要がないと考える。

(3) 補修効果の確認

補修効果の確認については、定まった方法が確立されていないが、一般に補修直後および一定期

表-2 各工法の補修効果及び問題点一覧(参考文献2による)

分 類		部 分 打 換 え	縦 桁 増 設 工 法	鋼 板 接 着 工 法	上 面 増 厚 工 法	防 水 工
補 修 補 強 効 果	耐 曲 げ 耐 力	・補強はされていないので補強効果はない。 ・弱点部の耐力の回復	・増設桁上は増加する。 (合成作用) ・ $\frac{1}{4}$ 点付近は効果薄い。	鋼板とコンクリートが一体化していれば効果ある。	有効厚が増加するため効果あり。	効 果 な し
	せん断 耐 力	同 上	床版自体は補強されていないため効果はない。	やや効果あり	有効厚が増加するため十分な効果あり。	効 果 な し
	防水 効果	な し	下面から行う方法であるため効果はない。	下面から行う方法であるため効果はない。	上面の不良コンクリートを取り除き、新しいコンクリートを打つためやや効果あり。	効 果 あ り
	す り 作 用 の 防 止	損傷部分を取り除くので効果あり。	増設桁上付近のみ効果あり。	やや効果あり	有効厚の増加に伴い剛性も増加するため効果あり。	防水による効果あり
施工の容易 お よ び 交 通 規 制		交通規制を必要とする部分的である。 施工は注意を要する。	交通規制を必要としないため容易 確立された工法である。	交通規制を必要としないが、樹脂注入を完全に行う必要がある。	交通規制を必要とし、新・旧コンクリートの一体化が必要条件となる。 施工は高度の技術を要する。	交通規制を必要とし、施工管理に注意が必要。 施工容易。
問 題 点		1. 充分施工をしないと施工打継目が増加し新たな弱点を作ることになる。	1. 補強桁と主桁間では曲げ耐力の増加が少ない。 2. せん断補強効果はない。 3. 縦桁上に負の曲げモーメントが働く。	1. 下面に入ったひびわれの観察ができない。 2. 床版内に入った水の抜け道がない。	1. 交通規制が伴う。 2. 場合によっては伸縮装置のつけ替えが必要。 3. 施工例が少なく、内要を熟知している者が少ない。	1. 補強対策とはなっていないため損傷が進んだ箇所では他と併用して用いる事となる。

表-3 現行の床版補修補強工法一覧

工 法	概 要	参 考 図
補修工法	1). 樹脂注入工法 床版のクラック内にエポキシ樹脂を注入し、コンクリートの一体化をはかる工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能で、床版の防水性の向上、コンクリートの劣化防止、鉄筋の防錆効果が期待できるがこの工法のみでは耐荷力の増加は望めない。	
工法	2). 床版防水工法 床版コンクリート上面の舗装を強化したり、塗布剤等により防水する工法で、他の工法と併用されることが多い。コンクリートの劣化防止、鉄筋の防錆効果が期待出来るが、施工にはある程度の交通規制が必要である。	
工法	3). F.R.P.接着工法 床版コンクリートの引張線にF.R.P.(ガラス繊維補強プラスチック)を接着して床版を補強する工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能で、素材が柔軟、軽量であり作業性に優れている。ただし、弾性係数が小さい(1.0×10 ⁴ kg/cm ²)ため、補強というよりも床版コンクリートの剥落防止のような補修的感が高い。	
工法	1). 鋼板接着工法 床版コンクリートの引張線に鋼板(厚さ4.5~6.0mm)を接着し、既設のコンクリート床版と一体化させ、活荷重に対する抵抗力を増す工法である。鉄筋量が不足している床版で損傷があまり進行していない場合に適している。現在まで適用例が最も多い。接着にはエポキシ系の樹脂が用いられ、接着法には圧着法と注入法がある。鋼板は、ひびわれの状況に応じて縦向きと横向きを使い分ける。道路を全面供用しながらの施工が可能で工事も大掛かりにならないが、接着用樹脂は高価であり、また床版下面が鋼板で隠れてしまうため、施工後の内部変化の追跡が困難である。	
工法	2). 縦筋増設工法(ストリンガー工法) 鋼板接着工法について施工例が多い工法であり、既設床版の支持間隔に1~2本の縦筋を増設して床版支間を短くすることにより軸荷重による曲げモーメントを軽減しようとするものである。道路を全面供用しながらの施工が可能で、損傷があまり進行していない床版の補強に適しており、補強後の損傷進行の抑制も可能である。なお、既設支持間隔と増設縦筋の間隔が違いすぎると不等沈下を生じ、補強効果が上がらないばかりか再損傷の原因ともなる。	
工法	3). 横筋増設工法 対縦筋、横筋を補強し、荷重分配効果を高め、床版支持間の不等沈下を減少させる工法である。道路を全面供用しながらの施工が可能であるが、床版自体の補強ではないので床版コンクリートの剥落防止とはならず、他の工法との併用が望ましい。	
工法	4). 鉄筋モルタル吹き付け工法 床版下面に鉄筋、鉄筋網などを設置し、これにモルタルを吹き付けて既設床版と一体化させ、床版厚の増加により床版を補強するものである。モルタルが硬化するまでは交通規制が必要であり、また、既設コンクリートとの付着にも不安がある。死荷重の増加有り。	
工法	5). 床版増厚工法 床版上面に鉄筋、鉄筋網などを設置してコンクリートを打設し、床版厚を増すことによって既設床版を補強する工法である。他の補強工法に比べて工費が廉価であるが、交通規制が必要であり、また、死荷重増加に伴い主筋等の死荷重応力が増す。現時点では、施工例は少ない。	
工法	1). RC床版による打替え 既設床版を撤去し、新たにRC床版を打設する。または、部分的に打替える。交通の全面閉鎖が可能な場合は確実に安全な工法である。現場作業が多く、工期が長い。	
工法	2). I形鋼格子床版による打替え 主鉄筋の代りに小型のI形鋼を使用したコンクリート充填鋼格子床版で打替える。床版厚は薄くでき、死荷重増はない。また、型枠も不要である。交通の全面閉鎖が必要であるが、かなりの部分が工場で作製されるため現場作業が少なく済み、工期の短縮が図れる。	
工法	3). プレキャストコンクリート床版による打替え 耐荷力の大きいプレキャストコンクリート床版で打替える。全面打替えと同様に確実な方法である。工期が短く、現場の条件によっては道路を供用しながらの施工も可能であるが、桁との取付け方法に問題があり、工費も比較的高い。施工実績は少ない。一例を参考図に示す。	
工法	4). 鋼床版による打替え 既設床版を鋼床版に置換する。全面打替えと同様に確実な方法であり、現場の条件によっては道路を供用しながらの施工も可能である。工期は短縮できるが、打替え工法の中では工費が最も高い。	

間経過した後、外観調査やたたき調査によって行なわれている。また、鋼板接合工法を採用したものの中には、鋼板にひずみゲージを貼付し、載荷試験を行って床版と鋼板の一体性を確認している例も報告されている。

（参考文献）

- 1) 建設省土木研究所，鉄筋コンクリート床版に関する調査，第29回建設省技術研究発表会，昭和50年11月
- 2) 日本道路公団試験所：道路橋コンクリート系床版の損傷機構に基づく健全度判定と補修工法の選択，試験所技術資料413号，昭和60年3月

（橋梁研究室）

道－5 路面凍結防止剤の性状について

（質問）

従来の凍結防止剤と低塩害化凍結防止剤の相違する点および低塩害化型のコンクリートの凍結融解に対する影響等について説明を受けたい。

（中部技術事務所）

（回答）

1. 凍結防止剤の現状

積雪寒冷地域における冬期路面の凍結防止対策として、凍結防止剤（以下、薬剤という）散布は、簡便で即効性があるため広く用いられている。現在、我が国でこれらに用いられている薬剤は、塩化ナトリウム、塩化カルシウム、塩化マグネシウムなどの塩化物が主体で、道路構造物などへの塩害が懸念されており、塩害を生じないような低塩害化薬剤開発の必要性が指摘されている。

薬剤による道路構造物などの被害は、欧米でも深刻な問題となっており、種々の対策が講じられている。その対策の一環として、低塩害化薬剤開発の検討が進められてきている。これらの現況を日本と欧米についてまとめてみると次の通りである。

1) 凍結防止剤の散布量および種類

- (1) 日本：散布量は各年度によって変化するが、年間10万t程度である。散布薬剤としては、塩化ナトリウム、塩化カルシウム、塩化マグネシウムなどの塩化物が主として用いられている。
- (2) 欧州：散布量はイギリスで約87万t/年、西ドイツで約100万t/年、フランスで約33万t/年（1973～74）である。散布薬剤としては、岩塩（塩化ナトリウム）が主として用いられている。

(3) 米国：散布量は年間1000万t程度である。散布薬剤としては、岩塩が主として用いられている。

2) 塩化物系凍結防止剤による道路構造物の被害および対策

(1) 日本：薬剤散布による道路構造物の被害に対して、これまでに具体的な事例は報告されていない。しかし、凍結防止剤を散布する地域のコンクリート床版から高い濃度の塩化物が検出されたという報告もある。最近、このような地域では、コンクリート床版防水を行った方がよいということが“道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料”に述べられている。なお、空港ではモンモリロナイトを含む骨材を使用した舗装が、尿素やエチレングリコールなどの薬剤によって被害を受けた例がある。

(2) 欧州：供用後10～20年経過したものに被害が認められる。これに対しては補修基準を設けて対応している。一般的には、建設時にコンクリート床版防水などを行っている。

(3) 米国：道路と橋梁の被害は年間約5億ドル程度である。対策としては、被害を起こさない薬剤の開発、鉄筋コンクリートの電気防食、エポキシ塗装鉄筋、含浸コンクリートなどを行っているが、これといった解決策がないのが現状である。

3) 低塩害化凍結防止剤の開発現況

(1) 日本：塩化物に防錆剤などを添加したものやアミド系、その他のものが検討されている。このうち、塩化物に防錆剤などを加えたものは、低塩害化薬剤として一部の地域に試験的に散布されている。

(2) 欧州：現在のところ、特に検討はしていない。

(3) 米国：カルシウム、マグネシウム、アセテート(CMA)の製造、室内試験および現場実験を系統的に行い、実用化を推進している。また、塩化物に防錆剤などを添加したものも開発されている。

4) 低塩害化凍結防止剤として期待できる薬剤

低塩害化凍結防止剤として期待できる薬剤は、①非塩化物タイプのもの、②塩化物タイプ(防錆剤などを添加して低塩害化を図ったもの)に分けられる。これを分類すると表-1の通りである。

表-1 低塩害凍結防止剤として期待できる薬剤(例)

塩化物区分	薬 剤 名
非塩化物タイプ	カルシウム・マグネシウム・アセテート(CMA), 尿素, 硫酸マグネシウム, マグネシウム・アセテート(MA), アルコール(メチル, エチル)エチレングリコール, アミド混合物,
塩化物タイプ	塩化ナトリウム, 塩化カルシウム, 塩化マグネシウムなどの塩化物に防錆剤を添加したもの,

2. 土木研究所における凍結防止剤の研究

土木研究所（化学研究室，道路研究室，新潟試験所）では凍結防止剤について研究を実施しているので，これらをもとに従来の凍結防止剤と現在メーカーが低塩害化凍結防止剤と称しているものの相違について述べる。

1) 組 成

低塩害化薬剤として，我が国で用いられているものは，塩化物に鋼材腐食抑制のために防錆剤を添加したものだけである。図-1に薬剤のX線回折図を示す。これより，塩化物の有無を判定してみると，CMAや尿素には塩化物は含まれていないが，低塩害化タイプの凍結防止剤の回折図は塩化ナトリウムと同様の位置に回折が認められ，塩化物が主成分であることが判断できる。

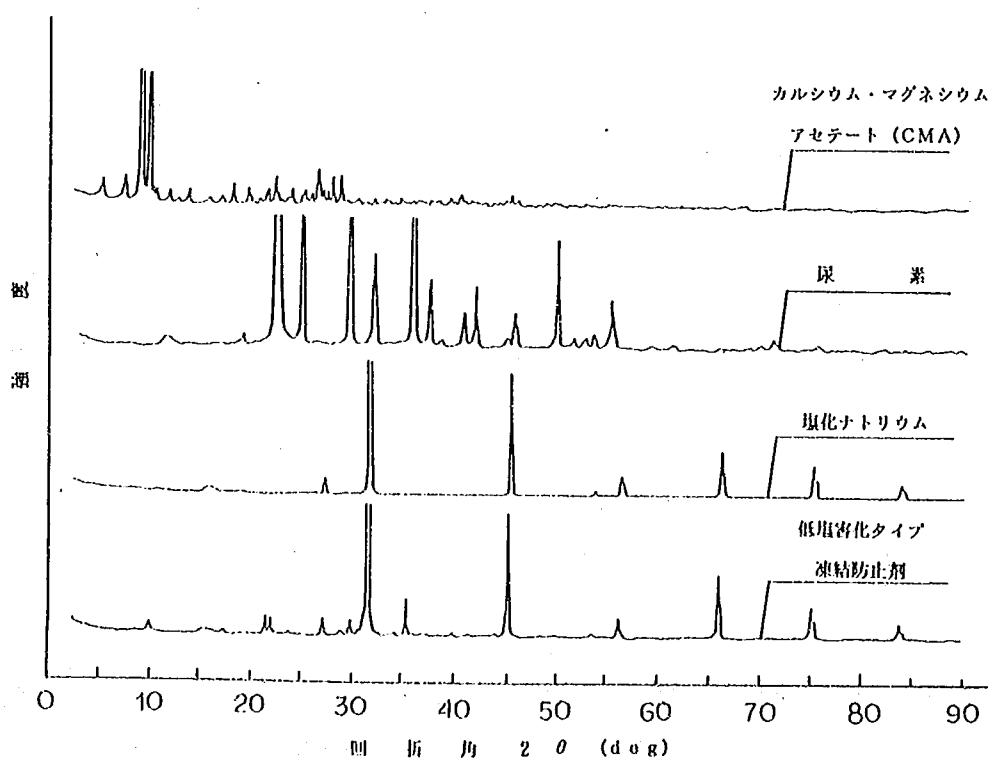


図-1 凍結防止剤のX線回折図

2) 薬剤の凍結温度

凍結防止剤の凍結温度（凍結防止剤水溶液が凍結する温度）と溶液濃度との関係を図-2に示す。これより，凍結防止剤の凍結温度を比べてみると，溶液濃度が同値でも凍結温度は薬剤の種類によってかなり変化することがわかる。

また，塩化カルシウムや塩化ナトリウムに防錆剤を添加したものは，添加しないものに比べて，凍結温度が少し高い値を示しているがこれは，凍結防止剤の組成上の要因によるものと考えられる。

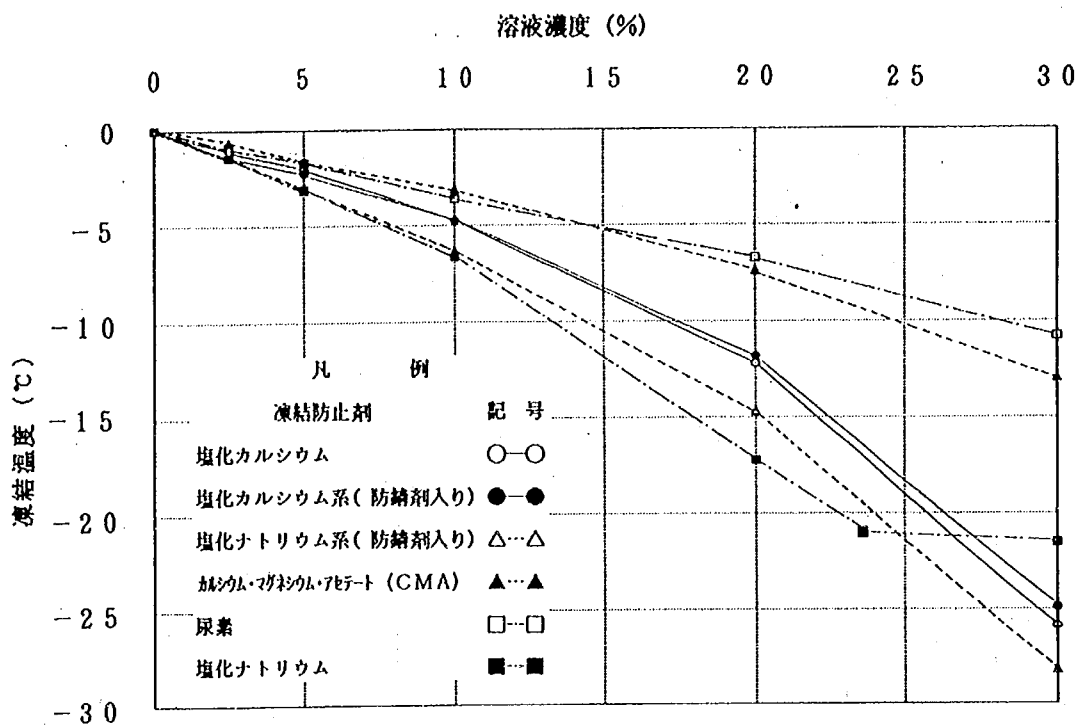


図-2 凍結防止剤の凍結温度と溶液濃度の関係

3) コンクリートの凍結融解に対する薬剤の影響

コンクリートの凍結融解に対する薬剤の影響を評価する試験は、現在定まった試験方法はないので、これを調べる試験としてコンクリートの凍結融解試験を行った。凍結融解試験は、ASTM C 290 に準じて行い、動弾性係数と供試体の重量変化を測定した。試験条件は次の通りである。

- (1) コンクリートの配合を表-2に示す。
- (2) 薬剤：5種類および水道水（比較材）
- (3) 供試体の周囲を満たす薬剤の薬液濃度：各薬剤とも3.0%

試験開始時を基準とした動弾性係数の変化を図-3、供試体の重量変化を図-4に示す。図-3から、動弾性係数減少率は凍結融解繰り返し回数が増えるにつれて、各薬剤とも大きくなっていく傾向にある。いずれの薬剤も水道水より大きな値を示しており、薬剤の影響が表われている。一方、図-4の供試体の重量減少率からも薬剤の影響は明確で、いずれの薬剤も水道水のものより重量変化率が大きくなっており、薬剤の影響度は、動弾性係数減少率の順位と符号している。塩化カルシウムに防錆剤を添加したものは、添加しないものに比べて動弾性係数および重量

表-2 コンクリートの配合

実 測 値		水・セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
スランプ (cm)	空気量 (%)			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 (C×%)
7.8	4.1	70	45	172	246	836	1041	0.025

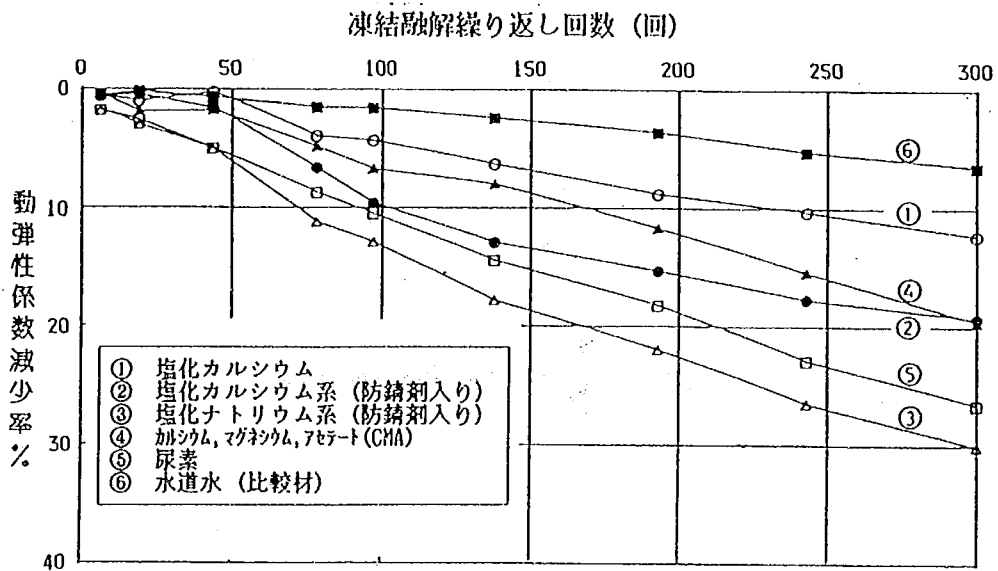


図-3 凍結融解の繰り返しによる動弾性係数の変化

減少率とも大きく、防錆剤添加の影響があるといえるが数値的な差からは特に問題になるものではないと考える。また、本試験で薬剤の影響が大きく表れたのは、コンクリートの水セメント比が70%と大きかったことに起因しているものと考えられる。今後、コンクリートの水セメント比の小さいものでも、このように薬剤の影響があるか否かを確認していくことにしている。

なお、低塩害化薬剤の使用に当たっては、さらにコンクリート中の鉄筋腐食や凍結防止効果などについても確認しておく必要があるので、今後検討していきたい。

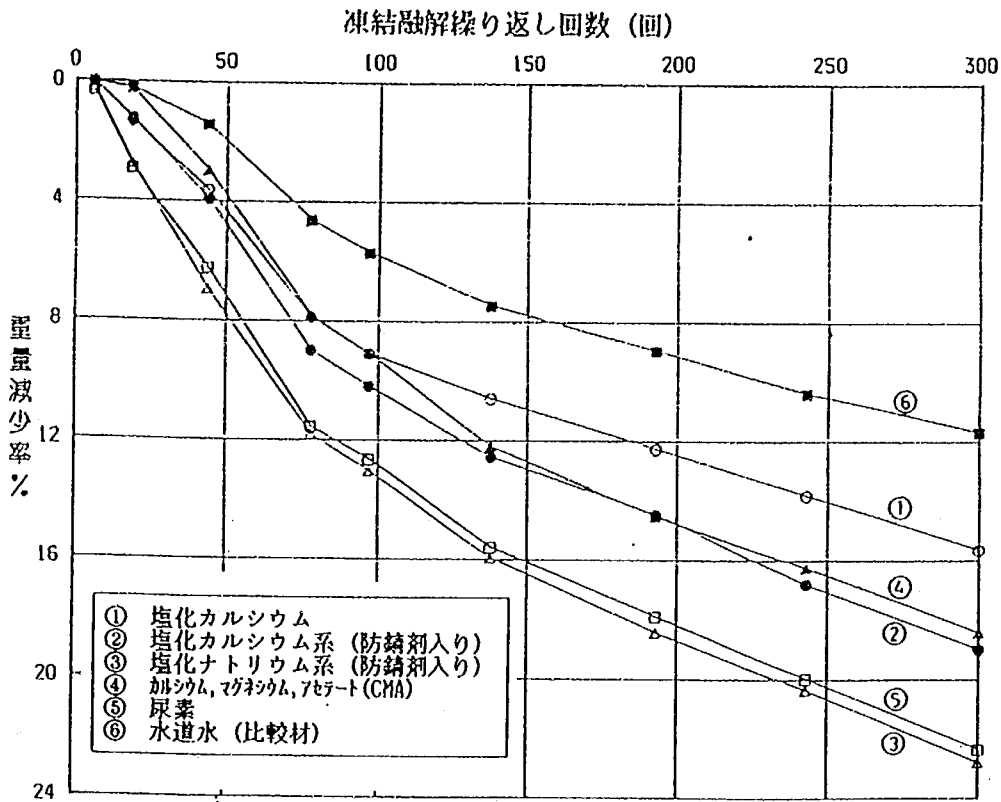


図-4 凍結融解の繰り返しによる供試体重量の変化

(化学研究室)

道-6 トンネル工法 (NATM) について

(質問)

建設省においても NATM がトンネルの標準工法として採択されてきているが、本工法に関連して次の点について教示願いたい。

(1) 近接トンネルの中心間隔について

在来工法では、近接トンネルの中心間隔は 30 m 程度 (3 D, ここに D: トンネル掘削幅) を標準として設計を行ってきたが、トンネルアプローチの用地、橋梁等との関係で問題が多い。NATM を採用した場合、その特性からさらに近接施工が可能であると思われるが、一般的に中心間隔をどの程度で設計してよいか。

(道路工事課)

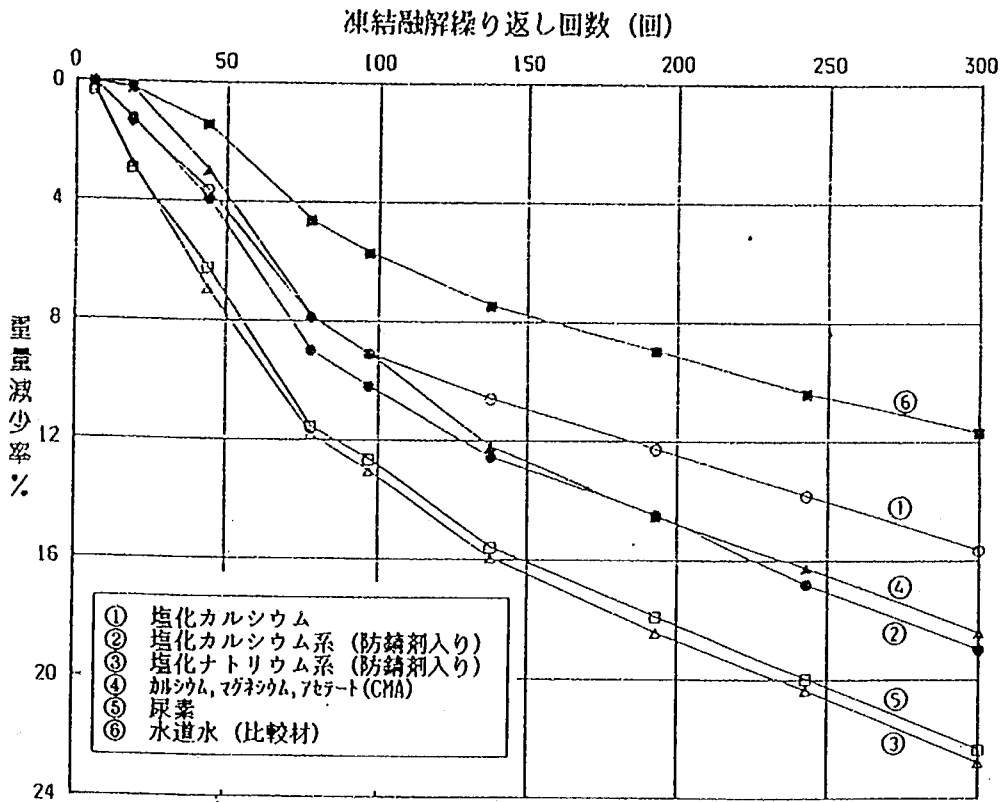


図-4 凍結融解の繰り返しによる供試体重量の変化

(化学研究室)

道-6 トンネル工法 (NATM) について

(質問)

建設省においても NATM がトンネルの標準工法として採択されてきているが、本工法に関連して次の点について教示願いたい。

(1) 近接トンネルの中心間隔について

在来工法では、近接トンネルの中心間隔は 30 m 程度 (3 D, ここに D : トンネル掘削幅) を標準として設計を行ってきたが、トンネルアプローチの用地、橋梁等との関係で問題が多い。NATM を採用した場合、その特性からさらに近接施工が可能であると思われるが、一般的に中心間隔をどの程度で設計してよいか。

(道路工事課)

(2) トンネルの加背割(掘削断面の分割方法)について

車道の両側もしくは片側に自転車歩行者道をかかえているトンネルの断面は偏平となるが, N A T Mの採用によりさらに偏平化が可能となり, その結果, スプリングラインが1.5~2.0m低くなる。

上部断面先進工法の場合の加背割は, 上下半の使用機械の作業範囲等を考慮すればスプリングラインより0.5~1.0m上げた方が掘削サイクルの短縮, 早期の断面閉合が行え, 掘削単価も安くなるがどうか。
(高山国道工事事務所)

(回答)

(1) 近接トンネルの中心間隔について

トンネルを併設する場合の中心間隔について, 土木学会制定「トンネル標準示方書(山岳編)」(昭和52年版)の解説に, 『地山が完全弾性体と考えられる場合には掘削幅の2倍, 粘性土等の軟弱な地山では5倍とすれば, 静的には相互にほとんど影響がない。』と記されている。トンネルの掘削によって周辺地山に生じる応力の再配分についての解析解は, 図-1に示すとおりである。応力再配分の結果生じるトンネル周辺の応力集中に対して, 地山が十分に堅硬で弾性範囲内にあれば,

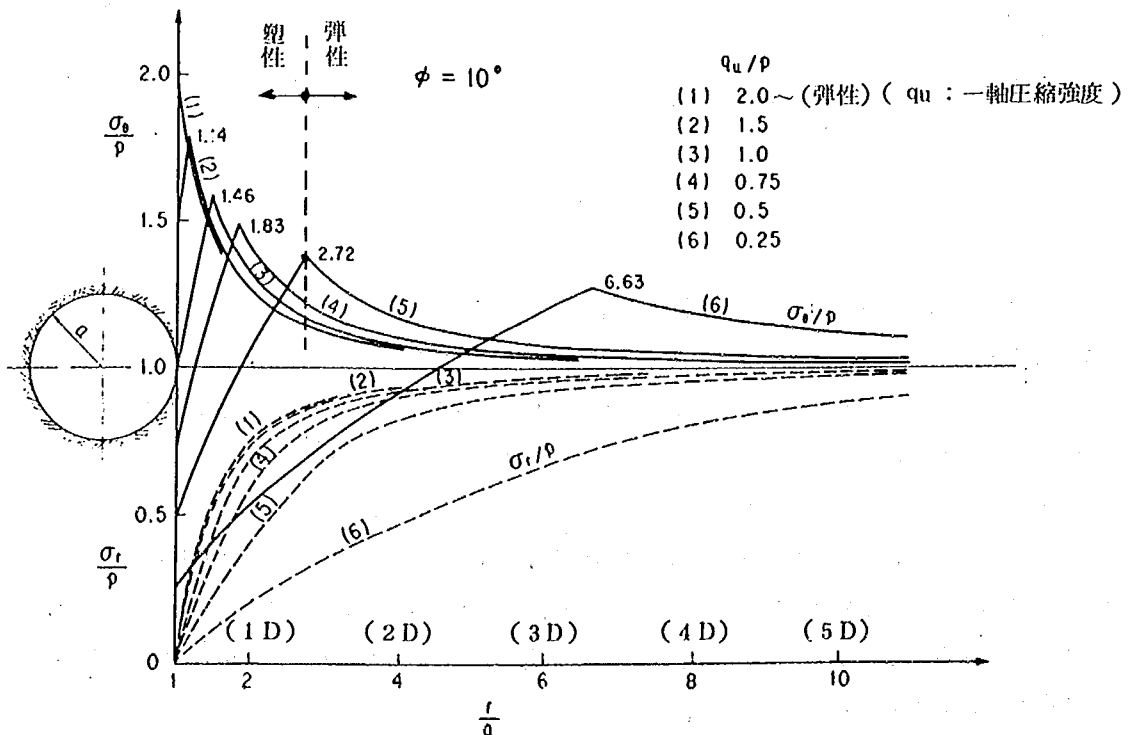


図-1 円形トンネル周辺の応力分布

図中の曲線(1)に示すようにトンネル中心から2D以上(D:トンネル径)の点で初期地山応力pに対する応力の増加率は10%以下であり、併設トンネルの中心間隔を2~3Dとすると相互の影響による初期地山応力の増加分も10~20%以内となり、実用上の問題はほとんど無いと考えてよい。なお、地山強度が小さい場合には、図中の曲線(2)、(3)……に示すように塑性化する部分が広がり、応力集中の影響範囲も地山の深部にまで達するため、中心間隔はさらに大きくとる必要がある。

一方、硬岩の場合には、爆破による振動の影響についても検討が必要である。爆破による振動速度V(kine, cm/s)は、一般に次式で表されている。

$$V = K \cdot W^{3/4} / d^2$$

ここに、W:斉発薬量(kg)、d:爆源から対象物件までの距離(m)、K:薬種、爆破条件、地質条件等によって定まる定数(K=500~1000)である。図-2は芯抜きを対象としてK=1000と仮定して振動速度と距離の関係について薬量をパラメータとして示したものである。隣接トンネルの無筋の覆工コンクリートを対象として許容振動速度を5kineとすると、芯抜きの斉発薬量2kgの場合で約20mの離れが必要となる。

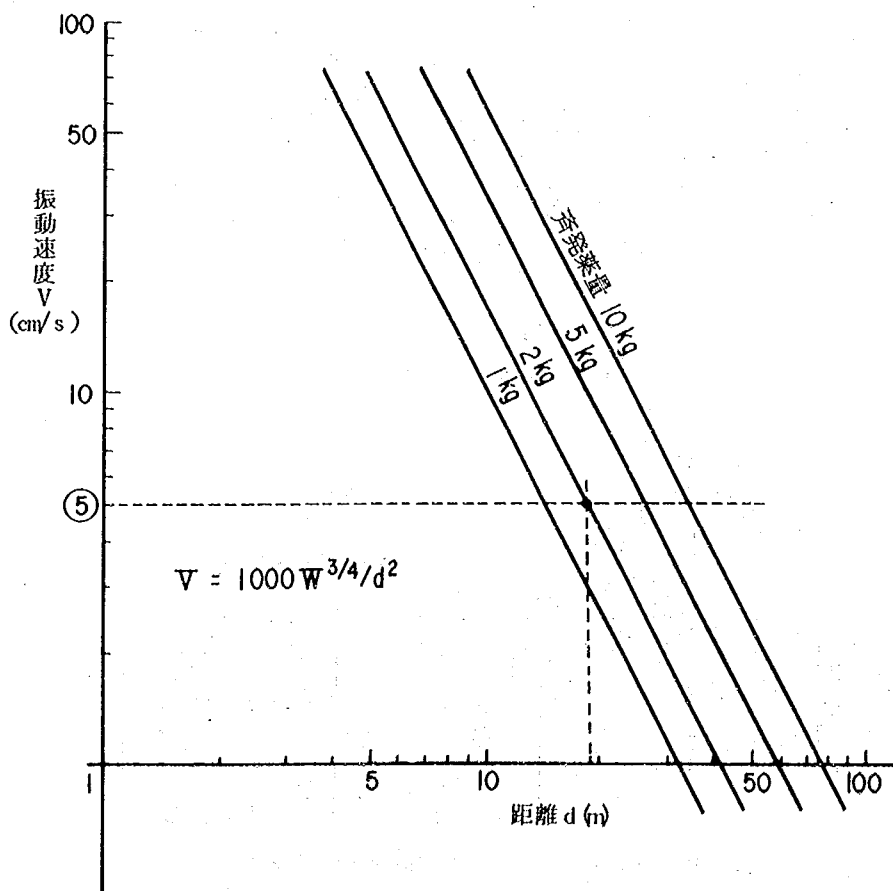
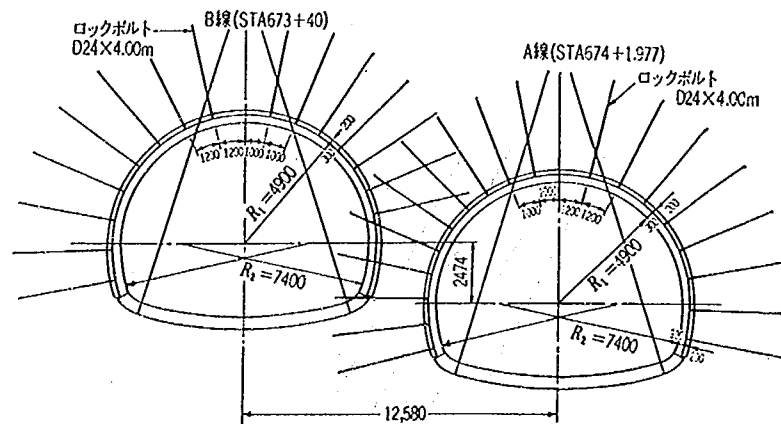


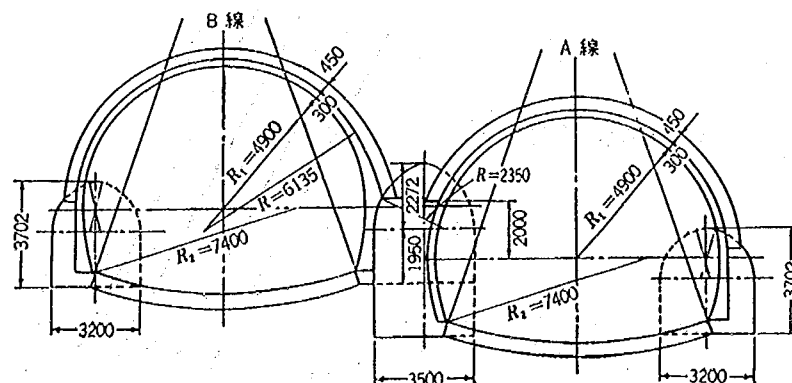
図-2 爆破による振動速度と距離の関係

以上の点を考慮して、一般的な地山条件では、掘削幅の3倍程度、2車線の道路トンネルの場合は30m程度を中心間隔の標準として用いており、このようにすれば相互の影響をほとんど無視して単独のトンネルが2本あるものと考えて差支えない。

しかし、近年は、質問にもあるように、市街化が著しい地域におけるトンネルアプローチの用地取得難の問題などからトンネルの中心間隔を小さくしたいとの要請が強い。間隔を小さくする場合（図-3(a)参照）には、上述した観点から両トンネルで挟まれる部分（ビラー部）の地山の強度、および硬岩における爆破振動の影響について事前に十分な検討が必要である。なお、ビラー部の地山が堅硬であっても、事前に十分把握しえない割れ目の存在等に対する安全を考えると、事前に地山を補強する方法を検討するか、あるいはビラー部の幅を極端に小さくすることは避けるべきである。なお、ビラー部すなわち集中応力を支持すべき地山の部分をコンクリート等の構造体で置き換えたものが、いわゆる眼鏡トンネルである（図-3(b)、図-4参照）。この場合には、地山条件、施工方法等にもよるが、1~2m程度のコンクリート壁を設けてその両側にアーチコンクリートを



(a) ビラー部が地山の場合



(b) ビラー部をコンクリートで置換えた場合

図-3 近接トンネルの例（小木津トンネル）

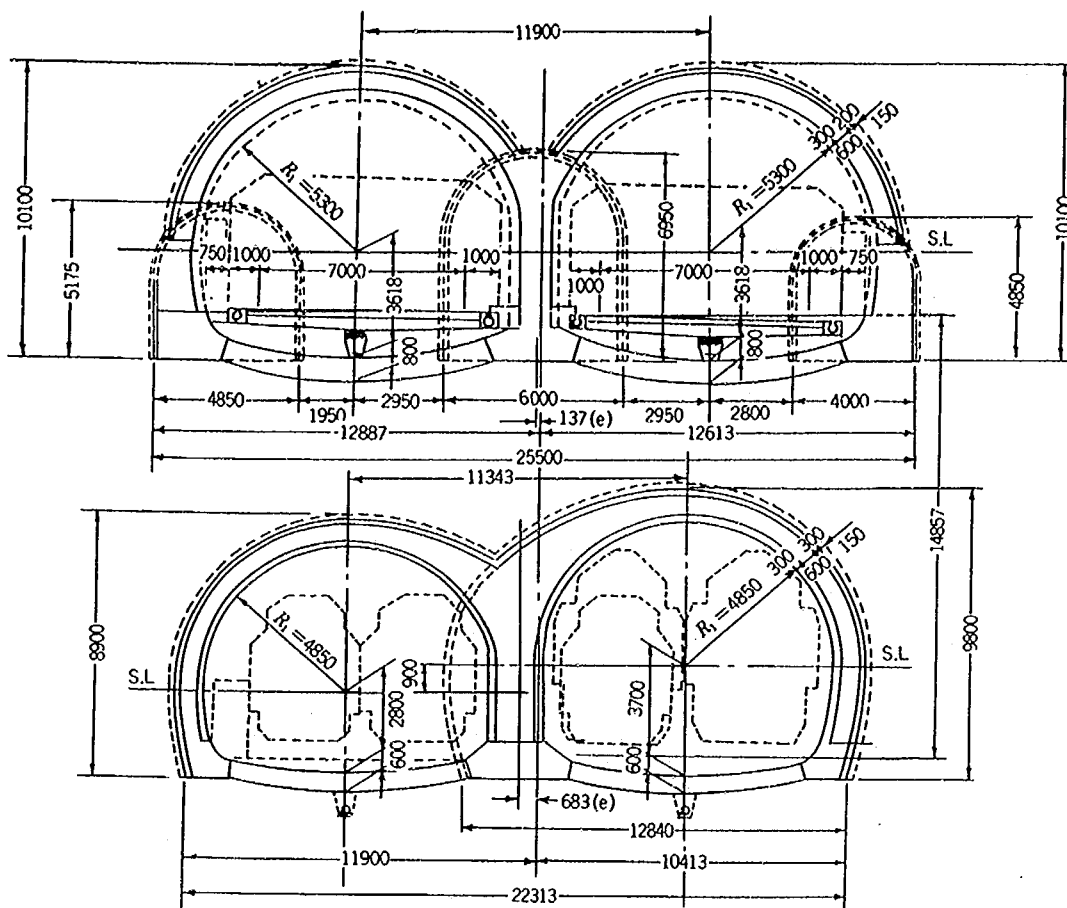


図-4 2段眼鏡トンネルの例(鷲羽山トンネル)

施工することになる。いずれにおいても、併設トンネルの間隔を小さくするためには、相互の影響に対するトンネル構造の補強と施工上の慎重な配慮が不可欠であり、このため建設費もかなり割高なものとなりざるを得ない。したがって、中心間隔を小さくしようとする場合には、トンネルとしての技術的な検討課題の他、トンネル建設費の増加の程度とトンネル前後の用地や道路構造上の問題の大きさの程度とを総合的に比較検討したうえで、全体として経済的かつ合理的なものとしなければならない。

さて、近年、トンネル工法が在来工法(矢板工法)からNATMに移ってきているが、NATMは地山に密着した支保工(吹付けコンクリート)を施工するため掘削に伴う地山の損傷が最少限で済むという特長がある。併設トンネルの中心間隔をその分だけ近づけることが可能であると定性的にはいえる。しかしながら、その効果が定量的にどの程度であるのかについては未だ十分な検討がなされておらず、また、従前の中心間隔30m程度という値についても不確定な地山条件をマクロ

にとらえて定めたものであることから、NATMに切り替わったばかりの現時点ではこの数値を改めるまでには至っていないと考える。これらのことから、併設トンネルの標準的な間隔は、当面、従前と同様の30m程度を踏襲することになる。ちなみに、最近改訂された土木学会制定「トンネル標準示方書（山岳編）」（昭和61年版）はNATMを標準工法と考えた内容となっているが、併設トンネルの中心間隔についての記述は昭和51年版と同様である。

なお、NATMが採用されるようになってからは、FEMなどのトンネル解析手法の発展ともあって、眼鏡トンネルあるいはピラー部が狭いトンネルの設計、施工が比較的容易に行われるようになってきたことも事実である。これは、NATMの特長として、地山が本来有する強度を十分に活用できること、施工中の計測管理を通じて安全かつ経済的な施工が可能となったことが要因となっており、このような事例は今後も増えることと思われる。

(2) トンネルの加背割について

上部半断面先進工法（NATMではベンチカット工法ともいう）における加背割の考え方の基本は、まず、掘削の費用をいかに安くするかという点にある。

① 上半断面掘削と下半断面掘削を個別に独立して施工する場合（ロングベンチ工法）

上半断面の掘削の方が自由面および作業箇所が限られるため、一般には掘削単価が割高になる。このため、上半の加背をできるだけ小さくするのが経済的であるといえる。しかし、大型で高能率の施工機械が投入できないような極端に小さい加背ではかえって割高になるのでこれには限度がある。

なお、機械掘削を用いる場合には、機械の形状寸法、作業可能範囲等についても配慮が必要である。

② 最も一般的に採用される上・下半断面の掘削を併進させる場合（ショートベンチ工法など）

上半断面掘削のサイクルタイムと下半断面の掘削サイクルタイムが整合するように加背割と施工機械の配置とを計画することが肝要である。上・下半の掘削サイクルタイムが異なり、いずれか一方に待ち時間が生じると、その分だけ作業員、施工機械にロスタイムが生じ、不経済となるので注意が必要である。

例えば、通常の2車線トンネルの場合には、上下半の加背割をスプリングラインとし、上半（約50m²）に2台のドリルジャンボ、下半（約25m²）に1台のドリルジャンボを配置すると、両者のサイクルタイムはほぼバランスするとされている（図-5）。しかし、質問にあるように幅員の広い断面では必然的にスプリングラインが下方に下がり、仮にこのスプリングラインで加背を切ると、上、下半の掘削断面積のバランスが必ずしも適当ではない場合が生じる。このような場合に上・下半断面の掘削サイクルタイムを合わせようとする、結果としてスプリングラインより少し上方で加背を切ることが必要となる。

加背割の決定に際し、次に考慮しなければならないのは支保構造としての安定についてである。支保工は上、下半の加背の境界の位置で接続することになるが、接合部分は構造的にも弱点となり

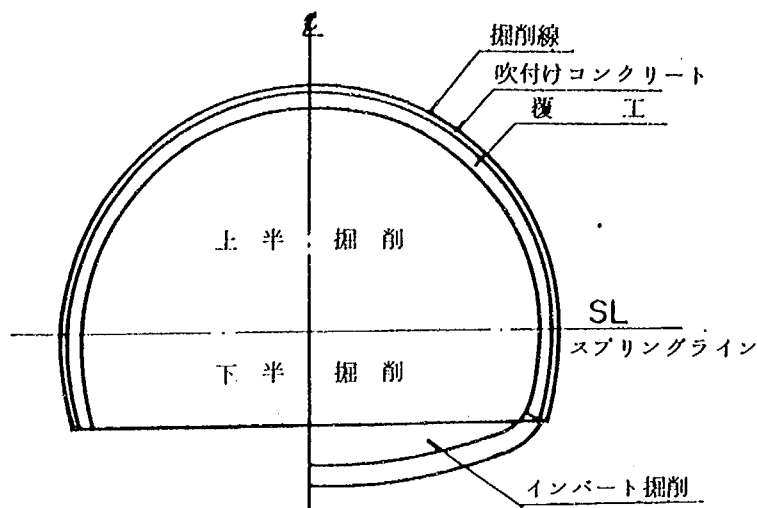


図-5 普通の2車線断面の加背割の例

やすい。支保工に作用する荷重、特に、ゆるみ荷重は、一般には重力の作用により鉛直方向の成分が卓越している。このため、下半の支保工が上半の支保工を支えるという概念からは、上・下半の支保工の接合部は水平面、すなわちスプリングライン上に位置するのが安定感もあり問題はより少ない。このことから考えると、加背割をスプリングラインからいたずらに上げてしまうことは、構造的にも不安が残り好ましいものではない。

なお、細部ではあるが、加背割が上方にくると、踏前付近のロックボルトの打設方向が掘削面に対して斜めにならざるをえない。

以上述べた検討項目を総合的に判断して加背割を決定することになるが、実務上は個々のトンネル毎にその都度上記の検討を行うことは極めて繁雑である。このため、幾つかの標準的な断面に対する標準的な加背割を予め定めておき、それにより運用する方法が適当であると考えられ、この関連の設計図書類の整備が望まれる。

(トンネル研究室, トンネル計画官)

道-7 リフレクションクラックの防止工法および防止材料の適用基準について

(質問)

既設のコンクリート舗装版を修繕する際に、アスファルト混合物でオーバーレイを施工しているが、数年後に目地部およびひび割れ箇所にリフレクションクラックが生じている。これは、現状では完全に防止することができない欠陥であり、道路維持管理担当者として苦慮している問題である。

リフレクションクラックの対策工法として、当事務所では道路維持修繕要綱に示されているシート類を用いる工法を採用している。

施工に当たっては、路面切削完了後に路面調査を行い、既設路面にひび割れが発生している場合にはシートを敷設している。しかし、ひび割れの規模等によるシートの施工の必要性について採択基準がないので、適当な判断基準があれば教示願いたい。

また、市販されているシート類の種類が多く、幅、厚さ等の使い分けについての判断に迷っている
ので、適当な判断基準があれば教示願いたい。
(名古屋国道工事事務所)

(回答)

舗装の修繕を行った場合、リフレクションクラックの発生は道路管理上の問題点となる。その防止について様々な研究が行われているが、現状の技術では、リフレクションクラックの発生を遅延させることはできるが、完全に防止することはできないことを最初に述べておきたい。

リフレクションクラック対策のシート類が、リフレクションクラック発生を遅延に有効かどうかについては、明確な現場観測データが得られていないのが現状である。しかし、昭和61年度に土木研究所で行なった室内試験の結果によれば、シートを敷設することによって、ひび割れが発生するまでの時間が2～5倍程度に伸びることが確認されている。室内実験を通じて明らかになったことは、以下のとおりである。

(1) オーバーレイ層に曲げのみがかかっている状態では、ひび割れは発生しないが、曲げとせん断が同時にかかるようになるとひび割れが進展する(図-1)。

(2) 既設層とシートが接着していると、せん断が生じないが、接着がはがれるとせん断が生じる(図-2)。

(3) せん断に対する剛性が大きいほど、せん断的な動きが小さくなるので、シートは厚い方がひび割れの発生が遅くなる。

従来のリフリフレクションクラック発生を遅延を目的としたシート類は、曲げが発生したときの引張りに対抗できるように、引張強度に着目して材料を開発していたが、この実験を通じて、リフリフレクションクラック発生を遅延には、シートのせん断強度と接着剤

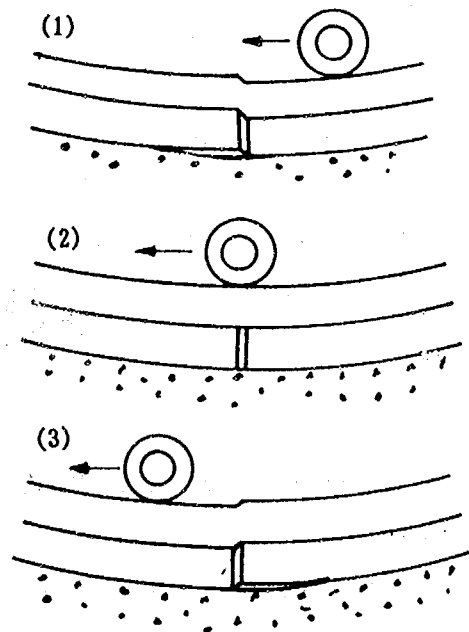


図-1 オーバーレイ層の挙動

の接着力の影響が大きいことがわかった。

質問の第一点目であるが、リフレクションクラックの発生には、既設舗装のせん断的な動きの有無が影響する。したがって、路面調査の際には、路盤のブルーフローリング試験のように、荷物を積載した大型車で、既設舗装に発生しているひび割れをまたぐ方向に走行し、ひび割れを乗り越える際に、せん断的な動きをするかどうか確認する方法が考えられる。なお、セメントコンクリート舗装では、コンクリート版の下に空洞を生じていることがあるので、動きが大きい場合には、セメントモルタルやブローンアスファルトを注入してからシートを施工することが必要である。

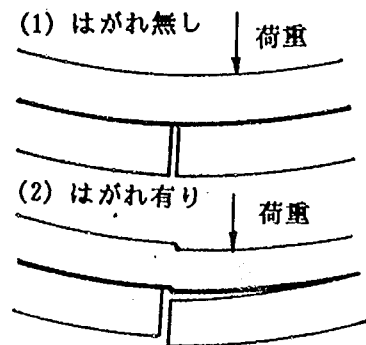


図-2 接着の影響

質問の第二点目であるが、シートの選択に当たっては、幅、厚さの他に、接着剤についても注意を払う必要がある。

まず、幅については、市販のシート類は30cmから100cm程度までであるが、ひび割れのせん断的な動きの防止には、ひび割れに近接したシートだけが関係するので、線状のひび割れについては、幅30cmで十分と考えられる。しかし、ひび割れが面状に広がっている場合には、シートでおおわなかった部分に早期のひび割れが発生するので、ひび割れ全体をおおう幅のシートを選定し、場合によっては2枚以上のシートを並列に貼り付けることも必要となる。しかし、シートと既設層およびオーバーレイ層の接着を、完全に保証できる接着剤は現状では開発されていないので、車線全体にシートを貼り付けることは、走行車両がブレーキをかけた場合に、シートを境界面としたオーバーレイ層と既設層の間のすべりにつながることがある。したがって、車線全体にシートを貼り付けることは、当面避けた方がよい。

次に厚さであるが、室内試験の結果からシートが厚い方がリフレクションクラック発生の遅延に効果的であることがわかったが、シートが厚すぎると施工時における転圧でひび割れが発生する。既設舗装のひび割れの形状は必ずしも直線ではなく、シートを貼り付ける際にはひび割れの形状に合わせてシートを切断し、切断部を重ね合わせて施工することになる。オーバーレイ厚が50mmのとき、2mmのシートを3枚重ね合わせた部分にひび割れが発生した事例がある。シートの重ね合わせは施工上避けられないので、オーバーレイ厚が50mmのときにはシート厚さが約2mmが限界といえよう。

最後に接着剤であるが、市販品の中にはシートの裏に粘着剤を塗布して、粘着剤の保護紙をはがして路面に貼り付けるものがある。しかし、室内試験の結果によると、粘着剤のみで貼り付けた場合には接着力が十分ではなく、他のシート類に比較して早期にひび割れが発生した。したがって、シートの敷設の際には、接着剤を使用することが必要といえる。接着剤としては、ストレートアスファルト

トにゴムや樹脂を添加して、接着力を高めたものが使用されている。シートの製造者は、自社製品に合わせた接着剤を用意しているため、材料選定の際には接着力の試験結果を提出させ、選定の参考にするとよい。

シートの施工による、リフレクションクラック発生遅延効果は、接着剤の施工の良否にかなり影響される。接着剤の多くは加熱熔融型であり、ゴムや樹脂を添加している関係で施工温度がかなり高くなっている。したがって、施工の際には接着剤の温度を適切に管理することと、路面に接着材を塗布したら、ただちにシートを敷設することが必要である。

シートの施工による、リフレクションクラック発生の遅延効果について、室内で評価する試験方法については、参考文献1)を参照願いたい。

(参考文献)

- 1) 安崎・池田：「ひびわれ防止材の室内試験による評価」，第17回日本道路会議一般論文集，昭和62年

(舗装研究室)

道-8 落石覆工の設計のための落石荷重について

(質問)

落石覆工の設計は「落石対策便覧」により行っているが、この場合、落石覆工の設計荷重に用いる落石荷重は覆工の構造・工費に大きく影響する。現在、一手法として、浮石・転石が多く、路面への落石の可能性が大である箇所において10m×10mの範囲で落石の大きさ、個数を調査して、加積曲線を描き、90%を落石の設計径としている。残る10%については小割・除去等の方法により対応することを考えて覆工を設計しているが、覆工の工費の経済性もあり、一般にどのように考えればよいか教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

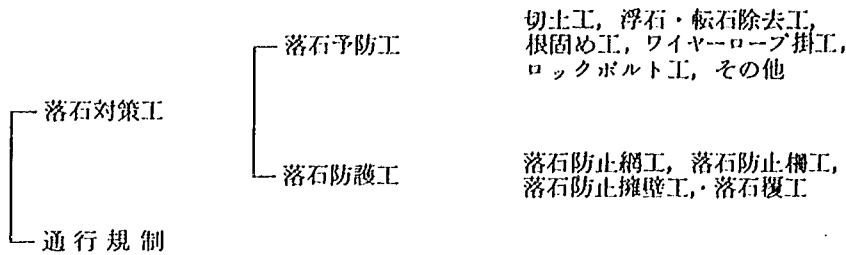
1. まえがき

落石による災害を防止するためにとり得る手段は表-1のように分類される。

落石覆工(洞門工)は、落石防護工の中でも最も本格的で工費も高価な構造物であり、適用場所の選定、設計荷重の決定、本体構造及び基礎構造の設計について詳細な検討が必要とされる。

昭和58年に日本道路協会から刊行された「落石対策便覧」¹⁾は落石対策全般について既往の技術情報を整理したものであり、落石覆工についても以下のような事項についての記述がある。

表-1 落石対策の種類



(1) 落石覆工の設計の考え方

落石覆工は、一般に道路の側方に余裕がなく、落石の発生し易い急傾斜面が連続する場合、あるいは落石の規模が大きかったり、落石防護柵等ではその上を飛び越すおそれのある場合などに使用される。

落石覆工のように衝撃力を受ける構造物を合理的に設計するためには、構造物の衝撃力に対する極限耐荷力を明確にしたうえで、構造物の弾塑性変形による吸収エネルギーを把握する必要があるが、落石覆工のように大規模かつ複雑な構造物をエネルギー概念に基づいて設計した例はほとんどなく、またその手法を確立するための知識も、研究は進められているもののまだ十分とは言えない。さらに、落石覆工は落石防護工としては最も高価であり、永久構造物としての使用が期待される傾向にあり、安易に変形を許す設計を行うことは問題が多い。したがって、当面はこれまで行われてきたように、落石による衝撃荷重を静的荷重に置き換えて、許容応力度法により設計するのが適当であろうと考えられている。

(2) 落石覆工設計のための落石の影響

落石覆工は斜面の状況により落石又は崩土を対象として設計するものである。

落石覆工の落石荷重としては、落石の重量と落下高から求まる落石の衝撃力を考慮する。落石対策便覧によれば次式により落石の衝撃力 P が求められる。

$$P = 15.49 W^{2/3} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに P : 落石の衝撃力 (t)

W : 落石の重量 (t)

H : 落下高 (m)

α : 覆工上の緩衝材の砂層厚による補正係数 (砂層厚90cm以上で1)

式(1)で用いられている落下高は自由落下した場合のものであり、斜面を落下してくる場合には次式により換算した落下高 H' を用いることができる。

$$H' = \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot H \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに H' : 換算した落下高さ (m)

H : 斜面の落差 (m)

θ : 斜面の勾配 (度)

μ : 斜面の等価摩擦係数 (落石及び斜面の特性から求められる。一般には 0.05~0.35 の値をとることが多い。)

崩土荷重の考え方には、堆積土砂の静的荷重を考慮する方法と崩土の流下・衝撃による動的荷重を考慮する方法とがあるが、特に後者については不明の点が多い。

(3) 落石覆工の基礎

落石覆工の基礎は本体構造から様々な荷重を受けることと一般に急な斜面上に建設されるという制約があるが、落石対策便覧においては基礎の設計については言及されていない。

2. 落石覆工の設計に用いる落石について

1. で述べたように、落石覆工は落石又は崩土の荷重を考慮して設計されるものであり、特に落石を対象とする場合には、設計用の落石の位置、重量、斜面の勾配・状況が与えられれば、落石による設計荷重が算定される。

ただし、ここで、「斜面上のどの石を設計用落石とするか」という課題がある。

このためには、次の事項の判定が必要となる。

(1) 施設の供用期間内に崩落する可能性のある斜面上の石の判定

(2) (1) が判断されたとして、斜面上のどの位置のどの石を設計用に用いるかという判断

(1) は、斜面上の落石の危険度判定法であり、落石対策便覧によると、以下のような方法を組合せることが述べられている。

① 巡回点検調査

② 既存資料調査

③ 空中写真判読

④ 現地踏査

⑤ 弾性波探査

⑥ ボーリングおよびサウンディング

① の巡回点検調査で通常行い得るのは、路面への崩落や既往の落石対策工や斜面安定工の変状の把握等である。これにより、当該斜面の落石の履歴・特性がある程度把握できる。

② の既存資料には、道路建設時の調査資料、工事記録、災害記録が含まれるが、これにより、① と同じく当該斜面の落石の履歴が把握できる。

③の空中写真において大縮尺（1/2000 程度）ものを用いると、浮石等、個々の不安定物質の状態やその周辺の状態などの微細な地表の条件についても判読可能となる。

④の概査における主として道路からの調査と、精査における落石等の発生源、通過経路および落石対策工設置位置の調査とがある。

現地踏査における留意点は、以下のようである。

- (a) 地形：斜面状況、勾配、微地形、崩壊、崖すい等
- (b) 地質・土質：地質構造及び岩質、浮石及び転石
- (c) 植生：植生状況、植生の変化

⑤の弾性波探査は、現地踏査や空中写真判読では知ることの難しい地山の深い所での基盤の深さ、岩盤の緩み、風化岩盤、弱層、崖すい等の厚さや分布状態を弾性波速度分布から推定できる。この探査法は斜面についての全般的な情報を得るためのものであって、個々の浮石や転石の安定性について直接情報を得ることはむずかしい。

⑥のボーリングやサウンディングによって得られる斜面についての情報には次のようなものがある。

- (a) 基盤岩に到達するまでの深さ
- (b) 地下水面
- (c) 緩み地盤の厚さおよび岩質と割れ目の状況
- (d) 風化岩の厚さおよび割れ目の状況
- (e) 崖すいの厚さと構成する土砂や岩塊の分布状況と性状
- (f) 斜面上の岩塊が浮石か転石かあるいは露岩かの区別

現時点で、個々の落石の崩落の可能性の判断は、④の現地踏査によるものが、最も有効と考えられる。具体的な判断は、落石の種別（抜け落ち型か、はく離型か）、斜面の状態等により、かなり困難になる場合があるが、例えば高速道路調査会によって、石の安定状態を評価するために表－2のような区分が提案されている。

なお、最近では、浮石に振動を加えて測定する方法によって落石の安定度を判定する方法²⁾について研究が進められている。

以上のようないくつかの方法を総合的に組合わせることによって将来生じ得る落石の発生可能性を判断することになる。

(2)は、(1)によって、将来生じ得る落石の判別がなされたとして、どの落石に対応して覆工を設計するかという問題である。まず、落石覆工の建設が検討されるような個所において落石に対応する方法として大別して次のような方策があろう。

- 1) 落石の規模が比較的小さい場合、可能落石の最大のものを落石覆工に作用させて設計する。
- 2) 落石の規模が大きい場合、落石予防工として、規模が大きく不安定と考えられる落石を除去又

表-2 石の安定状態(高速道路調査会)

区分	石の安定状態	安定係数 α
①	石が地山からはほぼ完全に浮きあがったり(地上露出部分100~90%),木の根にのっているもの、又は岩目が発達した極めて不安定な状態の石	1.00
②	石の下部の埋没が浅い(地上露出部分90~70%)もの、又は岩目がはっきりした不安定な状態の石	0.75
③	石の下部の埋没が比較的浅い(地上露出部分70~50%)もの、又は岩目があってやや不安定な状態の石	0.50
④	石の下部がほぼ埋没している(地上露出部分50~30%)もの、又は岩目はあるが明確でない、ほぼ安定した状態の石	0.25
⑤	石が地山に埋没している(地上露出部分30%以下)もの、又は岩目が未発達で安定した状態の石	0

安定係数 α が大きいと不安定

は、斜面に固定することにより、可能落石の最大値を低減させる。

- 3) 斜面途中に防止柵等を設け、落石覆工への大規模な石の直撃を避ける又は、落下速度の軽減を図る。
- 4) 路肩下方の状況が許せば、落石覆工に作用する落石荷重を軽減するために、覆工上の土砂を傾斜させて堆積させ、落石がその上を転落するようにする。
- 5) その他、例えばトンネル構造に変更する。

以上のような方法のどれかにより落石覆工の設計を行う場合、落石荷重として現地調査により落石となりうる石のそれぞれについて式(1)により求めた荷重の中で最も大きい荷重を用いるのがよい。

しかしながら、実際の設計では必ずしもそのような設計が容易に行い得るとは限らない。ここで、落石荷重の決定法の実態調査をもとにその現状を述べる。

この調査は、昭和61年度技術管理業務連絡会土質部会において全国(8地建及び北海道開発局)で昭和60年度に施工もしくは設計された落石覆工について、落石または崩土荷重およびその決定法について調査したものである。

図-1は設計に用いた落石を決めた根拠をまとめたものであり、全国58箇所の調査箇所の多くが既往の落石実態のみならず現地踏査に基づいて設計用の落石を選定していることを示している。

図-2では設計に用いた落石の諸元をまとめたものであり、設計に用いられる落石重量は通常最大10~20 t、位置エネルギーで言えば最大で200~300 t・mであることが分る。

設計用落石は原理的に言えば、

- (a) ある頻度以上で発生の予想される落石に対して安全なように対策工を設ける(事故確率の方法)か、
- (b) 発生確率を考慮した災害による損失費と建設関連費用を経済的にバランスさせる(妥当投資

の方法),

いずれかの観点から決定するのが合理的と考えられる。

どちらの方法も見方によれば、ある確率で災害が生ずることを前提とするものともいえるが、このような見方は本質的に他の多くの防災構造物(堤防等)に共通するものと考えることができる。

(a)(b)の方法とも厳密に言えば、当該斜面での落石の発生頻度・確率特性を把握することが必要であるが、これに関しては当研究室でも各地建技術事務所等の協力を得

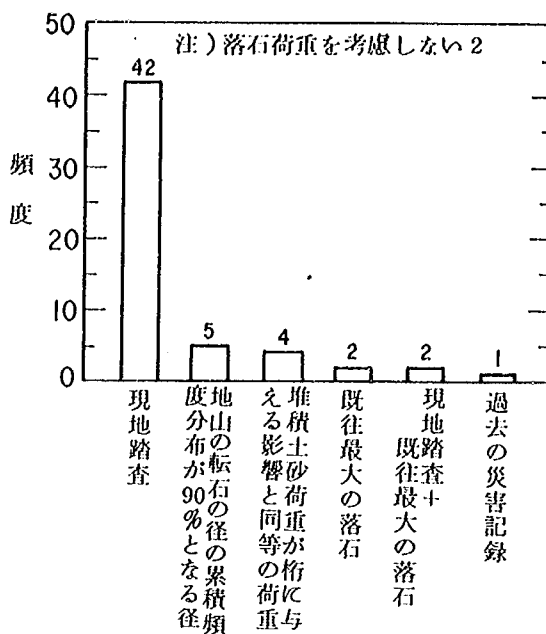
て全国のいくつかの調査箇所では調査を開始したばかりであり、定量的データ・特性についてはほとんど知識は皆無である。落石発生現象は、洪水や地震以上に局所的色合いが強く、又、従来の統計も不足しているため、各斜面における落石発生特性を個別定量化することはかなり困難でデータの集積にはかなり時間を必要とすると考えられる。

落石覆工の設計に際しては、設計用落石として、調査した落石の中で最大寸法のものを用いていることが多く、落石事故を未然に防ぎ、いいかえれば、事故確率を極小にしようとする考えが明らかに示されている。一方斜面上に存在する可能落石の度数分布に対して、95%径、90%径、75%径を用いている例もある。この考え方も、上述したどちらかの考えに基づくものと考えられるが、主として経験的判断に基づくもので定量的な解析によったものではないようである。

妥当投資の方法及び事故確率の方法は、原理的には、ある程度の成果を見ている³⁾が、具体的に各地で用いるためには、上述したように落石の確率等を簡易に定量化する手段等が必要であり、今後の調査が必要とされる。

3. あとがき

落石覆工の設計、特に設計用落石の決定法に関し、現時点での知見を述べた。今後、落石危険度の判定法及び現地での落石特性を具体的に反映した手法の確立が必要である。

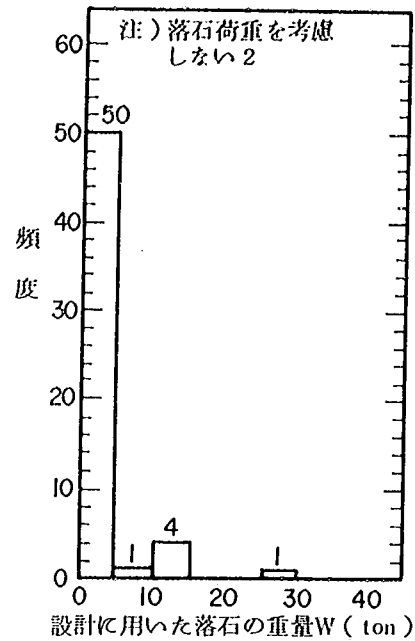


図一 1 設計に用いた落石を決めた根拠

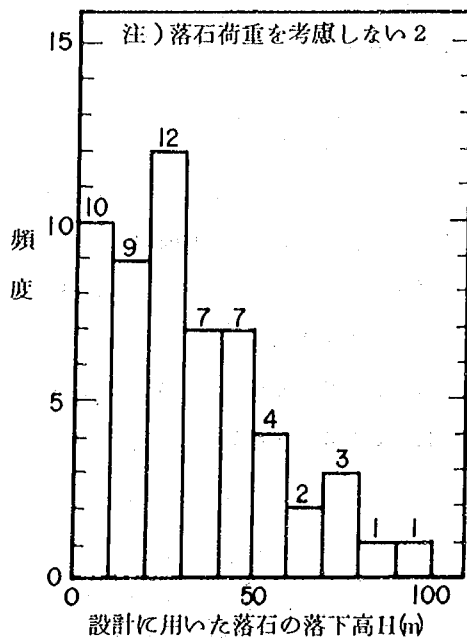
(参考文献)

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，昭和58年7月。
- 2) 奥園誠之，他：振動による落石危険度判定，応用地質 21巻3号，1980。
- 3) 谷口栄一，他：落石防災対策における妥当投資額の推定方法，第16回日本道路会議一般論文集，昭和60年。

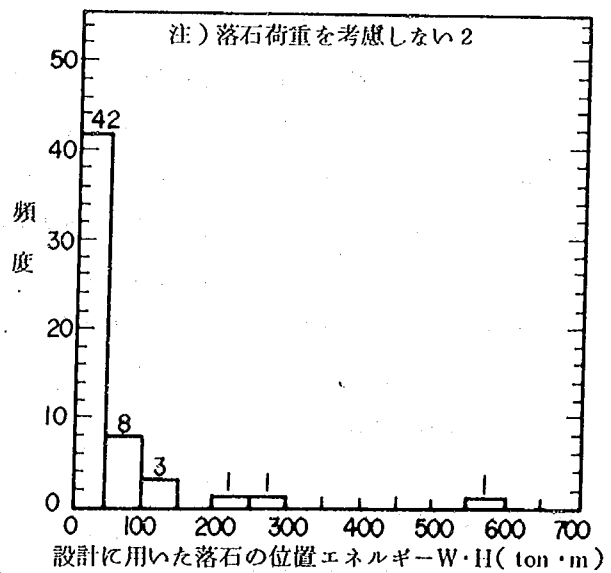
(動土質研究室)



(a) 設計に用いた落石の重量 W (ton)



(b) 設計に用いた落石の落下高 H (m)



(c) 設計に用いた落石の位置エネルギー W·H (ton·m)

図一 2 設計に用いた落石の諸元

道-9 交通振動について

(質問)

1. 振動予測値と実測値の信頼度について
2. 地表面振動と屋内振動との相関とその被害の程度についての調査方法と評価方法
3. 振動対策の現状と有効な対策工法等開発の見通し

(道路部計画調整課)

(回答)

1. 建設省所管道路事業環境影響評価技術指針による道路交通振動の予測には次式が用いられている。

$$L_{10} = a \log_{10} (\log_{10} Q^*) + b \log_{10} V + c \log_{10} M + d + \alpha_0 + \alpha_l + \alpha_s - \alpha_e$$

本予測式は、平面道路、盛土道路、切土道路、堀割道路および高架道路の予測基準点およびそれ以遠における振動レベルを予測するものである。本予測式は多くの実測データをもとに回帰分析の手法を用いて作成されたものであり、予測式の検討時に各種道路構造における予測精度の検証を相関係数(r)、平均偏差($\epsilon = (\sum_{i=1}^N (L_{10i} - \hat{L}_{10i})^2 / N)^{1/2}$ で定義した)について行っている¹⁾。予測基準点ならびに基準点以遠での予測精度について検討した結果は表-1に示すとおりである。

表-1 予測精度の検証結果

道路構造	予測地点	データ数	相関係数(r)	平均偏差(ϵ)(dB)
平 面	基 準 点	4,106	0.67	5.3
	基準点以遠	9,821	0.732	5.6
切 土	基 準 点		0.440	4.4
	基準点以遠	1,575	0.454	4.5
盛 土	基 準 点		0.735	4.4
	基準点以遠	4,414	0.738	4.4
堀 割	基 準 点		0.844	4.6
	基準点以遠	713	0.751	4.8
高 架	基 準 点	234	0.687	3.9
		252	0.646	4.0
	基準点以遠	1,315	0.596	4.4
		1,347	0.663	4.2

上段：1本橋脚
下段：2本橋脚以上

2. 地表面振動と屋内振動との相関については中央公害対策審議会騒音振動部会の資料にとりまとめられている。²⁾

地表面振動と屋内振動の関係は、家屋等の振動特性の影響を受け、振動数により増加したり、あるいは減衰し、複雑なものとなっている。我が国の平均的家屋構造である木造家屋の板の間と地表面振動の関係は図-1のようになり、減衰するものから最高15dB位増幅するものまであり、これを平均的にみると-1~+8dB程度の増幅を示している。

また他の報告によれば、図-2に示すように地表の加速度に対して床面加速度は最高5倍に達する振動振幅がみられるが、平均では加速度比で約2倍(約6dB)をみればよいとされている。

以上のことから、家屋等の振動増幅量の目安としては5dB(約1.8倍)と考えられている。

また、より詳細な実測調査に関しては、現在のところ調査方法などの規定はない。

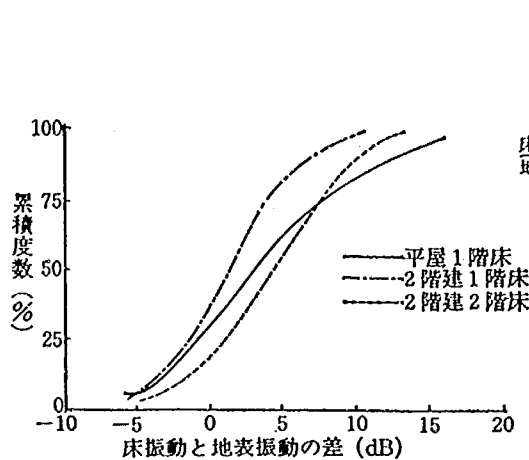


図-1 木造家屋の板の間と地表振動との関係(環境庁)

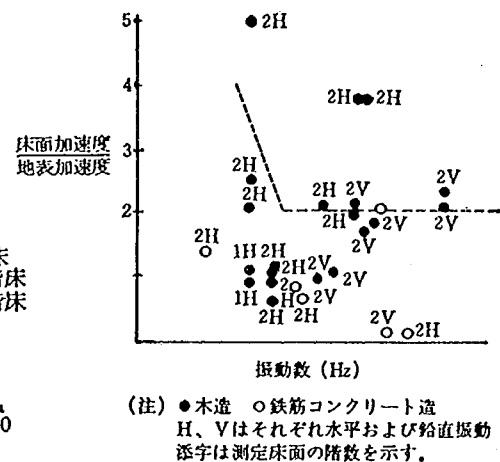


図-2 木造家屋および鉄筋コンクリート造家屋の振動増幅量(畑中)

3. 現在までの調査研究によると、道路交通振動の対策として有効性が認められ、かつ現実にも可能であるものは次の5つであり、実現性の高い順番にならべると以下のようになる。³⁾

- (1) 路面の平坦性の改善(亀裂、凹凸・段差の除去)
- (2) 交通規制(速度制限、積載制限、大型車通行規制、通行区分指定)
- (3) 環境施設帯の設置
- (4) 軟弱地盤改良
- (5) 地中壁

上記の5つの対策のうち最も簡単で効果の大きいものは路面の平坦性の改善である。交通規制の方法としては、走行速度の低減、車両の重量制限、走行車線制限等が考えられる。環境施設帯の設置も大きな振動軽減効果をもっており、心理的な効果も期待できる。また道路交通振動は軟弱地盤において問題になることが多いが、その場合には地盤改良が対策として有効であり、改良の幅より

も深さを増した方がよい。地中壁については振動の波長との関係を考慮して深さを決定しなければならない。上記の5つの対策の定量的な効果をまとめると表-2のようになる。

表-2 各種の道路交通振動対策による軽減効果

No	対 策	具体的方法	振 動 軽 減 効 果
1	路面の平坦性の改善	○オーバーレイ ○舗装の打替	路面凹凸の標準偏差 σ が1mm小さくなると L_{10} が約4dB小さくなる。
2	交通規制	○走行速度の低減 ○車両重量制限 ○走行車線制限	走行車線を最外側車線から1つ内側に変更することによる振動軽減量は道路端における振動レベルが60dB以下においては2~3.5dB, 60dB以上においては6.5~7dBとなる。
3	環境施設帯の設置	○道路と民地の間に空間を設ける。	幅20mの環境施設帯を設けた場合、道路端における L_{10} は砂地盤においては5~12dB, 粘土地盤においては3~6dB減少する。これらの減少量は道路端における L_{10} の値に依存する。
4	軟弱地盤改良	○ケミコパイル工法 ○サンドコンパクション工法 ○サンドドレーン工法等	直径40cm, 深さ12mのケミコパイルを90cmのピッチで打設した場合、地表面の加速度は打設しない場合の $\frac{1}{2}$ ~ $\frac{1}{3}$ に減少した。
5	地中壁	○ウレタンあるいは発泡スチロールによる地中壁	深さ3.6m, 幅80cmの発泡スチロール地中壁により壁の後方35~45mまでの範囲において2~12dBの振動軽減効果が得られた。

次に高架橋対策についてであるが、高架道路の場合には、発生する振動は平面道路の場合とは次の点で異なると考えられる。⁴⁾

- (1) 振動の発生には、伸縮継手部の段差と、桁のたわみが影響すると考えられる。
- (2) 高架構造自身(桁、橋脚、基礎等の材質、構造)の特性が影響する。
- (3) 地盤に深く入った基礎を介して振動が伝わる。
- (4) 平面道路が併設されていることが多く、高架道路と平面道路との両方の影響を考慮しなければならない。

表-3に高架橋交通振動の軽減対策を示した。⁵⁾ 交通荷重による橋桁の振動としては橋桁全体が振動する低次振動と床版の一部および横桁や対傾構等の部材が振動する高次振動とに大別されるが、軽減対策においても同様に示すように低次振動と高次振動とに大別される。現在までに低次振動対策としては10種類の対策法が考えられているが、そのなかでも最も検討件数が多いのがノージョイント化、次いで橋桁の剛性増加およびTMDの設置、さらに主桁連結となっている。

一方、高次振動対策は11種類の対策が考えられており、そのなかでも最も検討件数が多いのが、低次振動対策と同じくノージョイント化、次いで床版剛性増加、さらに端対傾構補強、端部横桁追加となっている。

新しい振動軽減対策法として表-3にも示したようにTMDとアクティブコントロールがある。

(1) TMD⁵⁾

TMDとは付加質量の固有振動数と減衰定数を適当な値に調節して主振動系に取り付け、その連成振動によって主振動系の振動軽減を図るもので、これまでには歩道橋の歩行者による橋梁振動を軽減する対策として実施した例がある。

図-3に単純ばりの支間中央に取り付けた場合の模式図を示す。

(2) アクティブコントロール⁶⁾

アクティブコントロールによる振動制御は、振動系に対してフィードバック制御系を構成し、振動性状に合わせた制振エネルギーを積極的に供給することにより、振動を防止しようとするものである。この方式は宇宙ロケットや機械の振動制御の分野でも広く研究されてきたが、最近では土木構造物の分野でも利用しようとする試みがなされている。

表-3 対策工法

低次振動対策	主桁・横桁の補強
	主桁連結
	主桁の斜張橋化
	橋脚の剛性増加
	橋脚剛性の調整
	TMDの設置
	粘性ダンパの採用
高次振動対策	アクティブコントロール
	ノージョイント化
	制振材の打設
	端横桁補強
	端対傾構補強
	床版の剛性増加
	端対傾構RC巻き立て
その他	端部横桁追加
	床版支持
	ジョイント部段差補修
	支承の改良
	ノージョイント化
	ゴムジョイントの採用
	中間対傾構補強
その他	地中防振壁の設置
	遮音箱の設置

K : TMDのばね定数

C : TMDの減衰係数

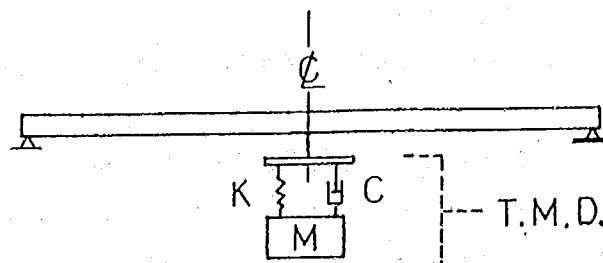


図-3 TMDの概念図

アクティブコントロールにおけるフィードバック制御系は次のとおりである。

- i) センサーにより構造物の振動を検出する。
- ii) センサーの信号に応じて制御力を求める。
- iii) 求めた制御力をアクチュエーターにより構造物に作用させる。

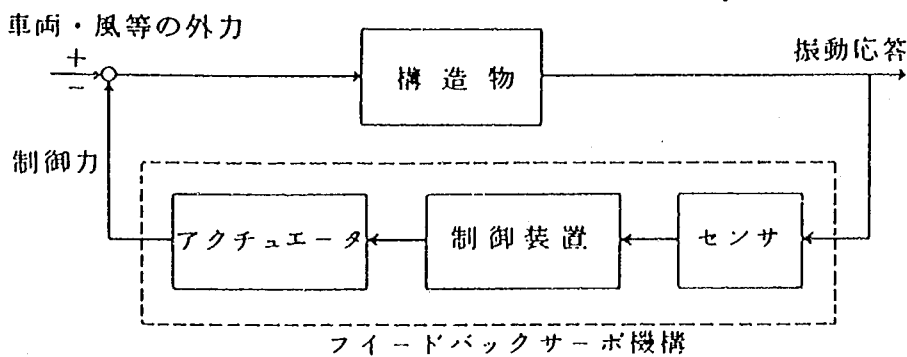


図-4 アクティブコントロールの構成

(参考文献)

- 1) 横山, 佐藤, 藤城; 交通振動に関する試験調査報告書〔IX-1985〕, 土木研究所資料2263号, 昭和60年10月
- 2) 工場, 建設作業, 道路交通, 新幹線鉄道の振動に係る基準の根拠等について; 中央公害対策審議会騒音振動部会, 振動専門委員会, 昭和51年2月28日
- 3) 第33回建設省技術研究会 道路交通振動の対策に関する研究, 昭和55年11月 建設省道路局企画課, 建設省土木研究所
- 4) 第31回建設省技術研究会 道路交通振動の対策に関する研究, 昭和53年11月 建設省道路局企画課, 建設省土木研究所
- 5) 道路交通振動対策に関する研究業務, 昭和62年3月 阪神高速道路公団, (財)道路環境研究所
- 6) 矢作, 吉田; 高架橋における交通振動のアクティブコントロール, 土木学会論文集, 第356号/I-3, 1985年4月

(構造研究室)

道一10 加熱アスファルト安定処理混合物の等値換算係数について

(質問)

当地では舗装構造の決定にあたって、C交通以上では耐久性やアスファルト舗装要綱の設計例を参考にして上層路盤には必ずアスファルト安定処理層を設けることにしている。

しかしながら、加熱アスファルト安定処理混合物の等値換算係数(a_n)は舗装要綱によれば安定度 350 kg 以上で 0.8 と定められているため、表層・基層に用いる密粒および粗粒度アスファルトコンクリート及び同じ上層路盤に用いられる粒度調整砕石に比べアスファルト安定処理の単価が相対的に高いものになっている。

舗装構成の決定に際し、経済性を無視することはできないが、反面、経済性だけで構成を変えてよいのか判断しかねているのが実情である。そこで、アスファルト安定処理を使用した場合と使用しない場合との舗装の供用性、耐久性にどのような差異があるのか御教示願いたい。また、実際のアスファルト安定処理混合物のマーシャル安定度は 700 kg を超え、要綱の規定値の 2 倍以上となっているのが実態であるので、等値換算係数の見直しの是非についても併せてお教え願いたい。

(愛知県土木部)

(道路部道路工事課)

(回答)

要綱では舗装構造の決定に必要な等値換算係数について値を示しており、アスファルト安定処理に対して、質問にもあるように安定度 350 kg 以上の加熱混合タイプのものには係数値を 0.8 に、粒度調整砕石には修正 CBR が 80 以上のもので係数値を 0.35 と定めている。これらの数値は昭和 30 年代後半に実施された AASHO 道路試験の結果を基に定められたものであるが、表一 1 にも示すように AASHO 道路試験から得られた値と完全には一致していない。この理由として、AASHO 道路試験で用いられた舗装材料と我が国で通常に用いられる材料の規格は必ずしも一致していないこと、及び、これらの材料を用いた舗装の我が国での供用成績等をも加味して、各々の係数値が決定されたことによる。

しかし、舗装要綱に示された等値換算係数は AASHO 道路試験の成果が基本となっており、AASHO での試験条件と大きく異なる舗装構成に対しては、その値が保証されたものでないということに注意する必要がある。すなわち、AASHO 道路試験の舗装は加熱アスファルト混合物による厚さ 10~15 cm の表・基層の下に、厚さ 7.5~23 cm の上層路盤(砕石、砂利、アスファルト安定処理、セメント安定処理によるもの)と厚さ 10~40 cm の下層路盤(砂・砂利混合物)で構成されており、従って路床より下から逐次支持力の大きい材料でつくられ、交通荷重を上から下に分散させて安全に路床に伝えることのできる力学的に釣合のとれた構造をもつ舗装に対してのみ、前記の等値換算係数が保証されるものである。即ち、上層路盤におけるアスファルト安定処理の 0.8 や粒度調整砕石の 0.35 はそれなりの厚さの下層路盤上につくられた場合のみ意味をもち、上層路盤に用いる材料の下に下層路盤がないような特

表-1 舗装材料の等値換算係数

	材 料	AASHO*	舗装要綱	備 考
表層	プラント混合 (安定度 680~1140 kg)	1.0		安定度平均 900 kg
・	サンドアスファルト	0.91		
基層	表層・基層用加熱アスファルト混合物		1.0	
上 層 路 盤	粒度調整砕石 (CBR ≥ 75)	0.31		室内 CBR 平均 = 107
	〃 (修正 CBR ≥ 80)		0.35	
	アスファルト安定処理 (砂利使用)	0.77		安定度平均 748 kg
	〃 (サンドアスファルト)	0.68		
	〃 (安定度 ≥ 350 kg)		0.80	
	〃 (常温混合, 安定度 250 kg)		0.55	
	セメント安定処理 (7日圧縮強度 45%以上)	0.52		圧縮強度平均 59%
	〃 (〃 28~45%)	0.45		
	〃 (〃 28%以下)	0.34		
	〃 (一軸圧縮強さ 30%)		0.55	
下 層 路 盤	石灰安定処理	0.34~ 0.68		
	〃 (一軸圧縮強さ 10日, 10%)		0.45	
	砂まじり砂利 (CBR60以下)	0.24		室内 CBR 平均 35
	切込砂利, 切込砕石 (修正 CBR ≥ 30)	0.2	0.25	
	〃 (修正 CBR ≥ 20)		0.20	

* AASHO道路試験の成果で示された相対強度指数をプラント混合のアスファルト混合物を1として換算したもの

殊な構造に対しては、別途、その構成について検討が必要である。

なお、舗装要綱に規定されたアスファルト安定処理混合物の安定度は350kg以上で、現在、一般に用いられるアスファルト安定処理混合物の安定度が700kg以上であるのに対し著しく小さく、このため相対的に割高な材料となっているとの指摘であるが、AASHO道路試験や舗装要綱では現地産材料の有効利用を前提としており、そのために安定度の基準値を低目にとっている。アスファルト安定処理混合物の実態として、砕石をプラントで加熱混合したものの使用しか考えられないとしたら、その係数値は再検討されるべきものと思われるが、その場合でもAASHO道路試験でも安定度700kg以上を大半が出しており、上層路盤として用いられる限り、現在の係数値と大きく異なることはないと考えられる。

ところで、重交通道路において、上層路盤に加熱アスファルト安定処理混合物を用いるようにしているのは、アスファルト混合物でつくられた層が厚ければ、舗装の破壊の進行が急速にすすまないことによるものである。アスファルト混合物層の厚さが薄いものは、一たん、舗装破損が生じると、表面から浸透した雨水等により路盤の軟弱化を招き、その後、破損が急速に進行する。このため、重交通道路では、舗装破損が生じると一般交通に与える影響が大きいため、アスファルト安定処理混合物を上層路盤

に用いることを原則としている。これは、構造設計にあたっては、舗設後の維持管理をも含めて検討する必要があることの反映といえよう。

道-11 R Cプレキャスト函渠の採択について

(質問)

R Cプレキャスト函渠は、多数のメーカーが製造し、製法、肉厚、重量、荷重条件など統一された規格はない。地建としては標準設計第一巻の設計条件のうち荷重条件、許容応力度を満足するものを使用している。しかし、工場製品(工場管理)のため最小かぶり(12 mm)も小さく、かつ最小部材厚も125 mmと場所うちR Cに対し1/2の厚さとなっているのが実情である。構造、耐久性等に問題がないか教示願いたい。

(回答)

R Cプレキャスト製品は、運搬費や製造費を考えると出来るだけ薄く、また、かぶりも小さくした方が有利となるので、制限をしないと限りなく薄い部材になってしまうことが予想される。一方、コンクリートの耐久性等を考えると出来るだけ厚く、かぶりの大きいものを造っておく方が良いと思われる。その兼ね合はどうすべきかという点はいろいろな観点があって一概に決めるのは困難である。

しかしながら、プレキャスト部材を用いる場合の設計基準も定まっていない現状では、現場でも判断に苦心されているものと思われる。プレキャストカルバートの設計基準が決まるまでの間の暫定策として表-1に示すような最小かぶり厚さと、函渠厚さを提案しておくので参考にされたい。数値の

表-1 プレキャスト函渠の許容応力度、最小かぶり、最小厚暫定案

$\sigma_{ok}(kg/cm^2)$ 項目	210	240	270	300	350	400以上
許容せん断応力度 (kg/cm^2)	3.6	3.9	4.2	4.5	5.0	5.5
許容圧縮応力度 (kg/cm^2)	70	80	90	100	120	140
最小かぶり厚 (cm)	3.5				2.5	
最小部材厚 (cm)	20				15	12.5

* 350 kg/cm^2 未満、** 350 kg/cm^2 以上 400 kg/cm^2 未満

算出根拠は、以下に述べるようなものである。

許容せん断応力度および許容圧縮応力度：

道路橋示方書（コンクリート橋編 昭和53年版，下部工編 昭和55年版）による

最小かぶり厚：コンクリート標準示方書（61年改訂版）によれば工場製品であれば施工精度が良いので，かぶり厚は現場打ちコンクリートよりも20%減じることができる。現場打ちのコンクリートの最小かぶり厚さは4 cm（スラブ，腐食環境）であるので， $4 \times 0.8 = 3.2 \text{ cm} \approx 3.5 \text{ cm}$ とした。設計基準強度が350 ㏪を越える場合にはさらに0.8倍できるので， $4 \times 0.8 \times 0.8 = 2.56 \text{ cm} \approx 2.5 \text{ cm}$ とした。

なお，標準設計ではかぶり厚を主鉄筋の中心からの距離としているものもあるが，ここで述べる最小かぶりとは，鉄筋表面とコンクリート表面との距離の最小値である。

最小部材厚：設計基準強度が350 ㏪未満の場合には，現場打ちコンクリート（25 cm）の80%として20 cmとした。設計基準強度が350 ㏪以上の場合には，許容せん断応力度が5.0 ㏪と大きくなるので， $20 \times 3.6 / 5.0 \approx 15 \text{ cm}$ とした。400 ㏪以上の場合には許容せん断応力度が5.5 ㏪となるので， $20 \times 3.6 / 5.5 \approx 12.5 \text{ cm}$ とした。

なお，PCのカルバートについては「PCボックスカルバート道路埋設指針」（国土開発技術研究センター昭和60年6月）を参考にするとよい。この指針には上記に述べた提案内容との矛盾はない。

（コンクリート研究室）

（システム課，基礎研究室供覧）

道-12 橋脚の洗掘対策工法について

（質問）

木曽三川の河口部に架る長大橋梁においては，洪水により，橋脚基礎周辺が最高6.0 m程度洗掘されている。洗掘による影響について概略検討した結果によれば，ケーソン基礎としての地震時の水平方向の安定度が不足して危険な状態に置かれており，補修対策を行う必要があることが判明した。

したがって，洗掘補修対策を行うにあたって次の事項について教示願いたい。

- ① 橋脚の影響による洗掘深および洗掘域の推定方法について
- ② 洗掘対策工法の選定，施工事例および施工方法について
- ③ 根固工等を施工することによって，これまで洗掘されていなかった橋脚が新たに洗掘されることも考えられるが，これを防止するための留意点について

（道路部道路管理課）

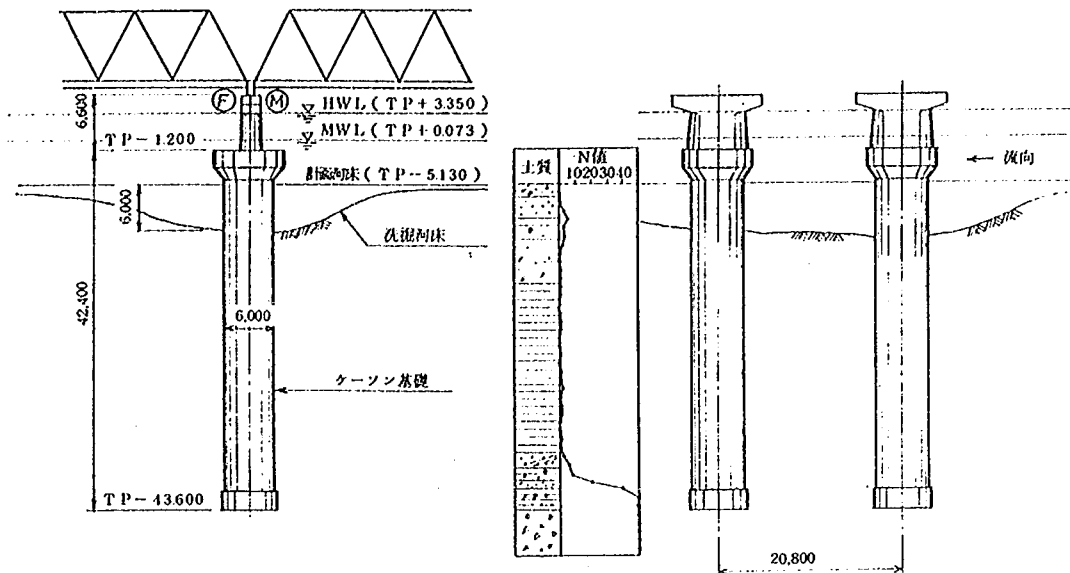


図-1 橋脚洗掘状況

(回答)

1. 橋脚の影響による洗掘深および洗掘域の推定方法について

橋脚周辺の局所洗掘機構に関しては、従来から数多くの調査・研究が行われているが、現象を支配する多くの要素が複雑に影響し合うため、種々の条件に対応しうる洗掘深の予測法は確立されていない。ここではこれまでの研究成果に基づいた洗掘特性や推定法について以下に述べる。

(1) 橋脚による局所洗掘深の推定

橋脚周辺の流れの特性は、橋脚前面で左右に分かれる流れと、前面で鉛直下方に橋脚に沿う下降流とに大別される。左右に分かれた流れは、橋脚壁面に沿った湾曲流となり、橋脚側面で局所的な流れの集中をもたらす。橋脚前面での下降流は河床に衝突し、河床砂礫を巻き上げる回転渦を発生する。この渦によって巻き上げられた土砂は、左右に分かれる流れによって橋脚後方に運ばれる。

一般に、同一水理量ならば橋脚幅の広いほど流れが集中、すなわち流速が大きくなり、橋脚最前縁から側部にかけての河床材料を掃流する。これらの現象や最大洗掘深は橋脚の規模および形状、水理量ならびに河床材料等の特性に支配される。洗掘機構の異なる二つの作用によって生じた洗掘口は、洗掘深の増加に伴い橋脚の平面形状に近似した形状となる。平衡状態に達した洗掘口の法面勾配は河床材料の水中安息角に見合い、最深部が帯状に橋脚側面に沿って伸び、その深さはしだいに浅くなる。掃流力が低下する橋脚下流部では一般に洗掘されることはまれで、上流で洗掘された土砂は後流領域では堆積する。

いっぽう、このときの最大洗掘深は、橋脚周辺の局所洗掘に影響をおよぼすと考えられる物理量について考察し、従来の研究をも考慮して最大洗掘深を次式のように表現した。¹⁾

$$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, F_r\right) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに Z : 最大洗掘深, D : 橋脚幅, d_m : 河床材料平均粒径, h_0 : 橋脚の影響を受けない断面における平均水深, F_r : フルード数 ($= u_0 / \sqrt{g h_0}$), u_0 : 平均水深断面での平均流速である。これより従来の研究成果のデータも含め, h_0/D を一定の範囲に分割して, 他の3要素を同一紙面上に表わした洗掘深推測図を提案した。この洗掘深推測図の一例を図-2.1, 2.2に示す。これより最大洗掘深を推定する場合, 水深粒径比が小さいときは限界掃流力となる付近が最大となるが, h_0/d_m が大きい場合は, フルード数の実存限界で最大洗掘深を与える必要があろう。なお, 図-2の推測図は主として円柱橋脚のデータに対するものである。しかし, 流頭部が半円形の小判型橋脚の実験による検討でも最大洗掘位置は流頭部付近に生ずることによって, 洗掘形状は異なるものの最大洗掘深に大きな違いはなく, そのまま適用可能である。

流頭部を二円弧型(レンズ型)橋脚とした洗掘深軽減効果の定量評価については, Laursen によって検討されている。これによれば流頭部の長さ ℓ と橋脚幅 D の比 $\ell : D = 2 : 1$ の場合, 半円形に対して約90%の洗掘深となる。したがって, このような場合は, 推定洗掘深に対してその割合を乗じて得られる値を洗掘深とすればよいであろう。なお, 図-2の推測図は橋脚構造物自体による局所洗掘深であり, 河道の湾曲部や砂州による偏流がある場合, 河道断面の急変部等では, 河道特性による洗掘深も考慮した適切な判断が必要である。次に木曽川大橋のように2本の円柱が配置されている場合の洗掘状況は, $\ell_1/D = 2$ 付近までは1本の単円柱のような流れを示し, 円柱間の巻き込みも少ない。ここに ℓ_1 は円柱間の中心間隔である。洗掘深は上流側円柱の流頭部が最も深く, 洗掘口形状は逆円錐形に近似している。しかし, ℓ_1/D が4以上に中心間隔が広がると後方円柱も単独の逆円錐形に近似した洗掘が生ずる。ただし, 上流側円柱で洗掘され, その下流に堆積しようとする砂礫が後方円柱の影響を受けて, さらに後方へ掃流されるが, 下流側円柱は上流側よりも洗掘深, 範囲とも小さい。

(2) 洗掘範囲の推定

橋脚周囲の局所洗掘範囲は, 河床砂の水中安息角と洗掘深によって密接な関連を示す。安息角は粒径および砂礫の形や比重に影響されると考えられるが, 久宝の実験結果によれば, $28^\circ (d_m = 0.2 \text{ mm}) \sim 33^\circ (d_m = 5.0 \text{ mm})$ である。また実験での洗掘口斜面勾配もほぼ同一となる結果が得られている。したがって, 洗掘範囲は推定される最大洗掘深より水中安息角を用い, 図-3の模式図のようにその勾配に見合う水平距離を橋脚周囲に与え, 洗掘深は橋脚前面と上流の側面で最大として, 洗掘範囲の下流端で平均河床へ結ぶ形状としたものを推定される概略の洗掘範囲, 形状とすればよいであろう。

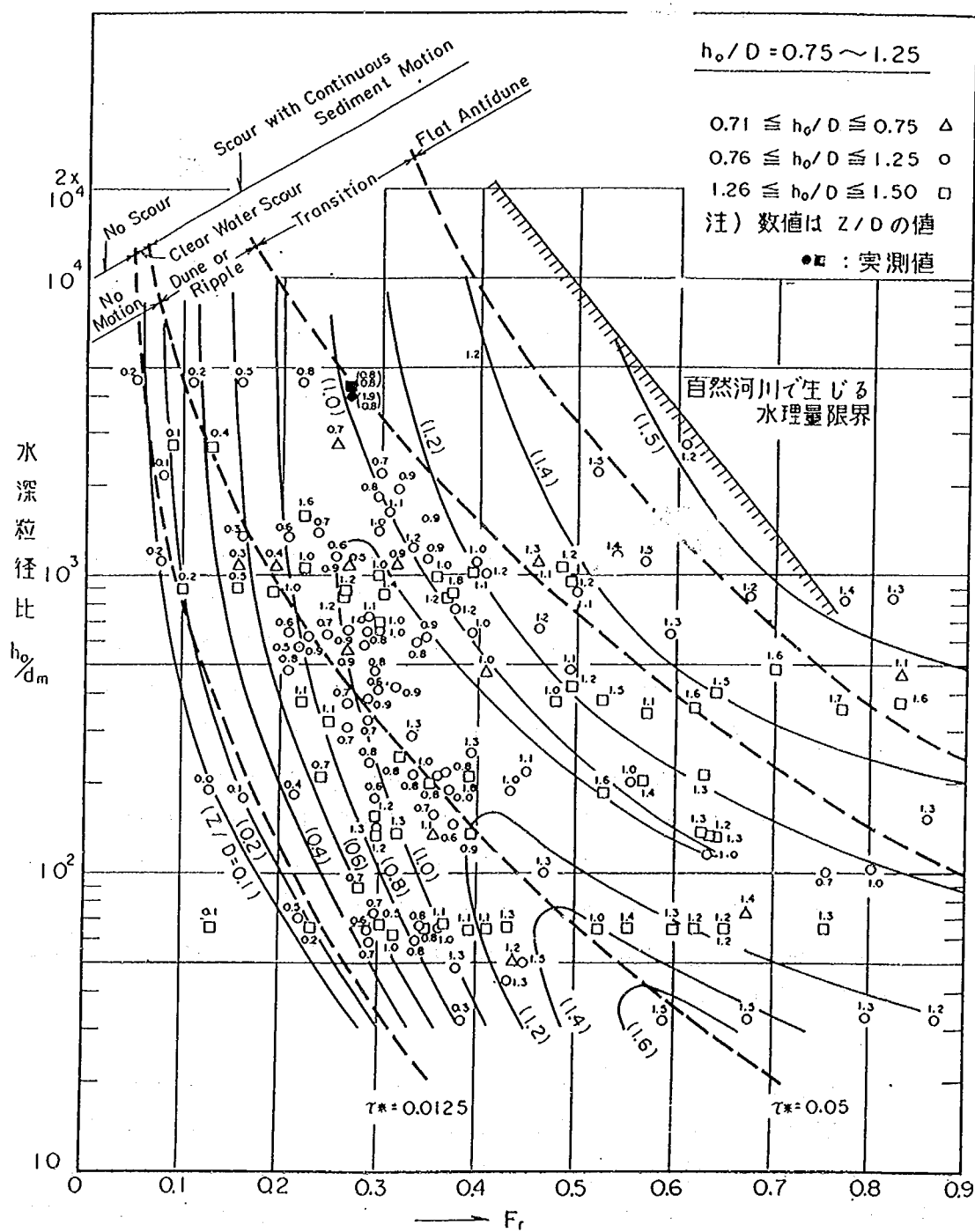


図-2.1 洗掘深推測図

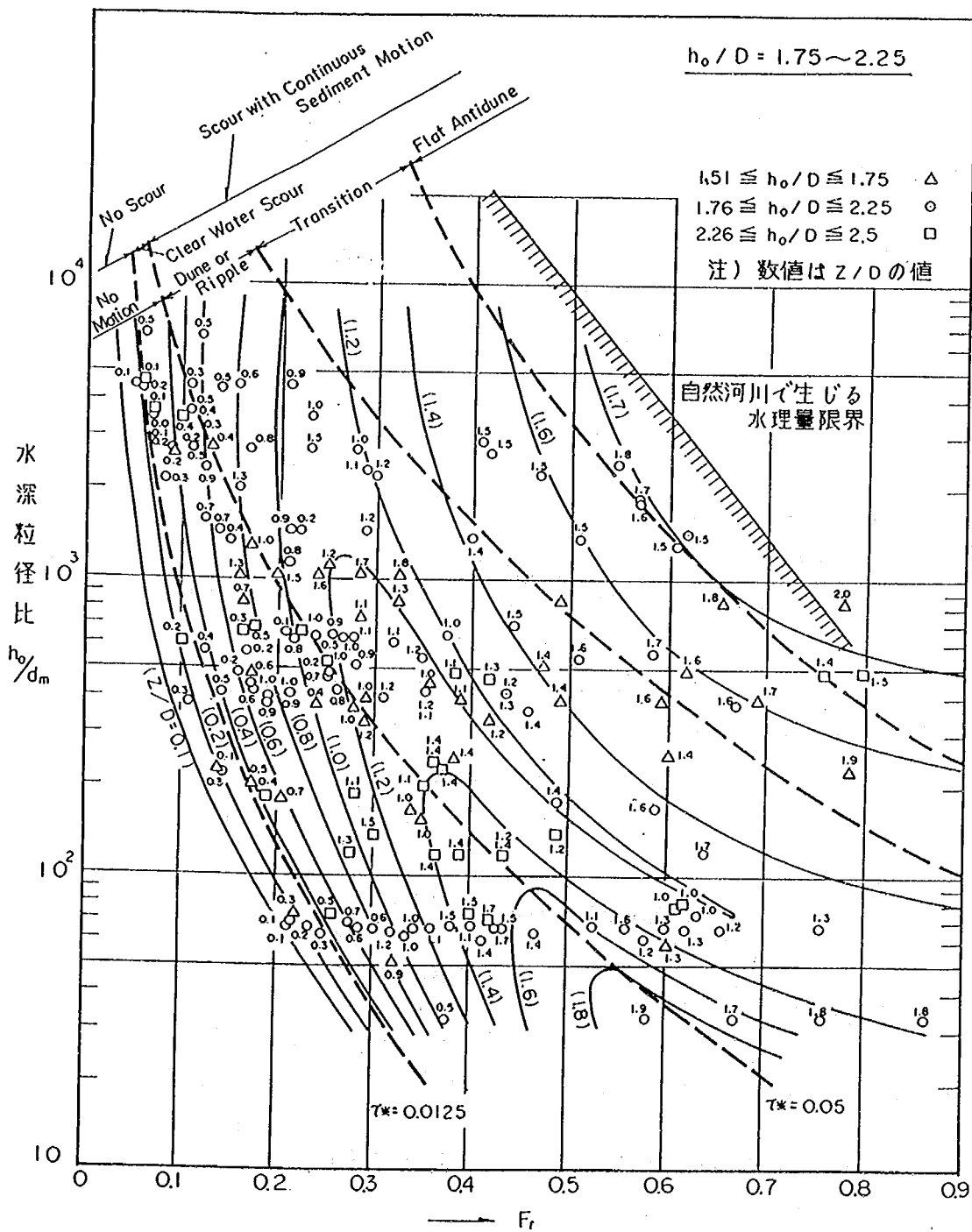


図-2.2 洗掘深推測図

2. 洗掘対策工法について

洗掘された橋脚に対して補修対策が必要になるのは次の場合である。

- ① 洗掘深が設計地盤面以下に達したか、または将来設計地盤面以下に達すると判断され、構造物の強度や安定性、耐久性に問題が生じた場合
- ② 洗掘の影響で既に橋脚の沈下や傾斜、移動、断面破損などの弊害が生じている場合

対策工法の選定にあたっては、洗掘深と洗掘域の調査や構造物の変状調査、河床の地質調査、河相調査などを行い、当該橋梁の設計図面、構造計算書、施工記録を収集・整理して、橋脚については洗掘深を設計地盤面とした安定計算を、上部工については橋脚の沈下

などの影響を考慮した応力計算を行うのが望ましい。これによって現在置かれている橋梁の安全度が判明し、その程度に応じた対策工法の選定の目安になる。また、このような技術的判断の他に、当該橋梁の使用目的、将来の耐用年数、使用不能となった場合の社会的影響度などについても工法選定にあたって考慮されなければならない要因である。

橋脚の補修は一般に作業空間が制限される上に水上、水中、高所、傾斜面での作業となり、施工条件が極めて悪いという特徴がある。したがって、通常の橋梁工事以上に施工が難しいものも多く、補修工法の選定および設計については施工性に十分な配慮を必要とする。

ケーソン基礎の橋脚の洗掘対策として行われている工法を分類すると図-4のようになる。

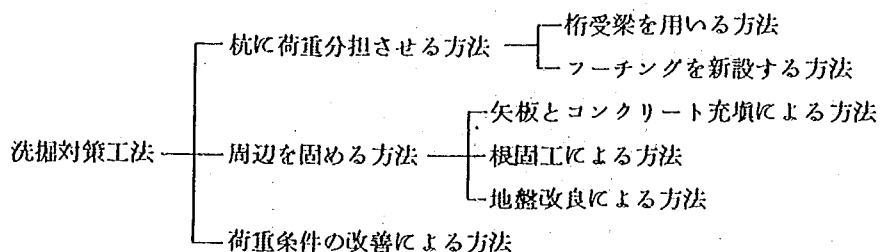


図-4 洗掘されたケーソン橋脚の対策工法

ケーソン基礎に作用する鉛直荷重はケーソン底面地盤の鉛直地盤反力のみで支持させ、ケーソン周囲の抵抗を考慮しないのが原則であるから、質問のように洗掘深がケーソン底面付近にまで達していない場合は鉛直支持力は満足されていると考えられる。ここでは水平方向の安定度が不足する

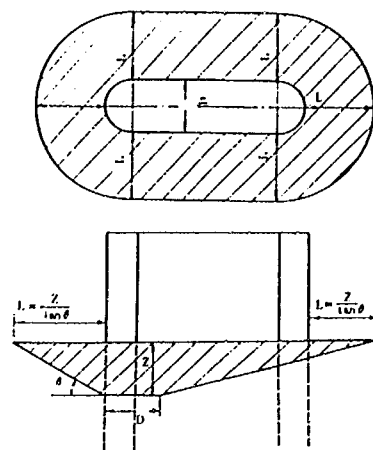


図-3 橋脚周囲の洗掘範囲と形状の推定模式図

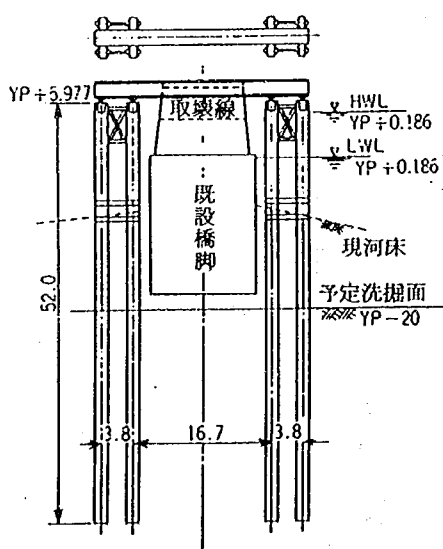
場合の対策工法について述べるものである。

(1) 桁受梁で杭に荷重分担させる方法

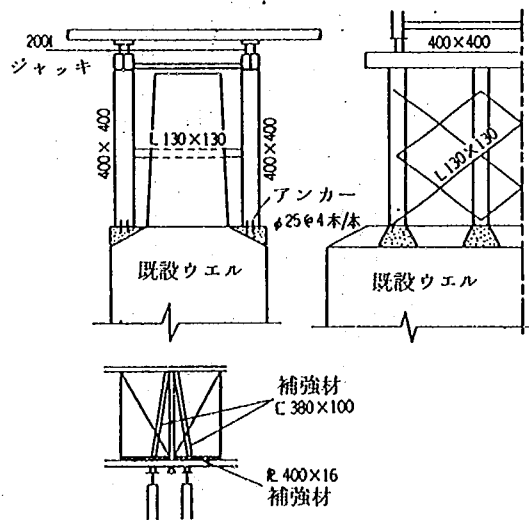
既設橋脚の周囲に突出し杭を打ち込み、杭頭部に結合した桁受梁で直接上部工を支持する方法である。

図-5に鋼管杭を用いた対策事例を示す。²⁾ この場合、既設橋脚の頭部を取壊し、上部工反力は全て杭で支持させたが、予想される将来の洗掘面からの突出し長さが非常に長いため、杭本数と杭径は鉛直方向の支持力よりも水平方向の安定度から決定された。

旧橋脚から新橋脚への切替え期間中は上部工を仮受けしなければならず、旧橋脚のケーソン天端上に建込んだH形鋼を支柱とし、油圧ジャッキで持ち上げた。杭の施工法としては仮設棧橋上から杭打機で打ち込む方法もあるが、現場の状況から判断し、完全に固定した杭打ち兼クレーン船からディーゼルハンマーにて打込んだ。桁受梁は材料置場で組み立て、クレーン船で吊り上げ、曳き船によって所定位置まで曳航し、既設橋脚の折り面上に引込んだ。



(完成図)



(仮受け図)

図-5 桁受梁で杭に荷重分担させる方法

(2) 新設フーチングで杭に荷重分担させる方法

既設橋脚の周囲に杭を打ち込み、フーチングで結合して安定度を増加させる方法である。既設基礎と新設基礎が一体化して安定するためには、旧コンクリートと新コンクリートの結合方法に十分な配慮を必要とする。一般には旧コンクリートに削孔した穴にアンカー筋を定着させ、旧コンクリートの表面のチッピング、接着剤の塗布、新設フーチングへのプレストレスの導入などが

図一 6 に鋼管杭を用いた対策事例を示す。³⁾ 設計については、ケーソンは従来の鉛直荷重のみを負担し、杭は新設フーチングの死荷重と地震力などの全体の水平荷重を負担するものとして考えた。フーチングの施工方法としては仮締切りを設けてドライな状態でコンクリートを打設する方法か、または事例のようにプレバックドコンクリートで水中施工をする方法が行われる。

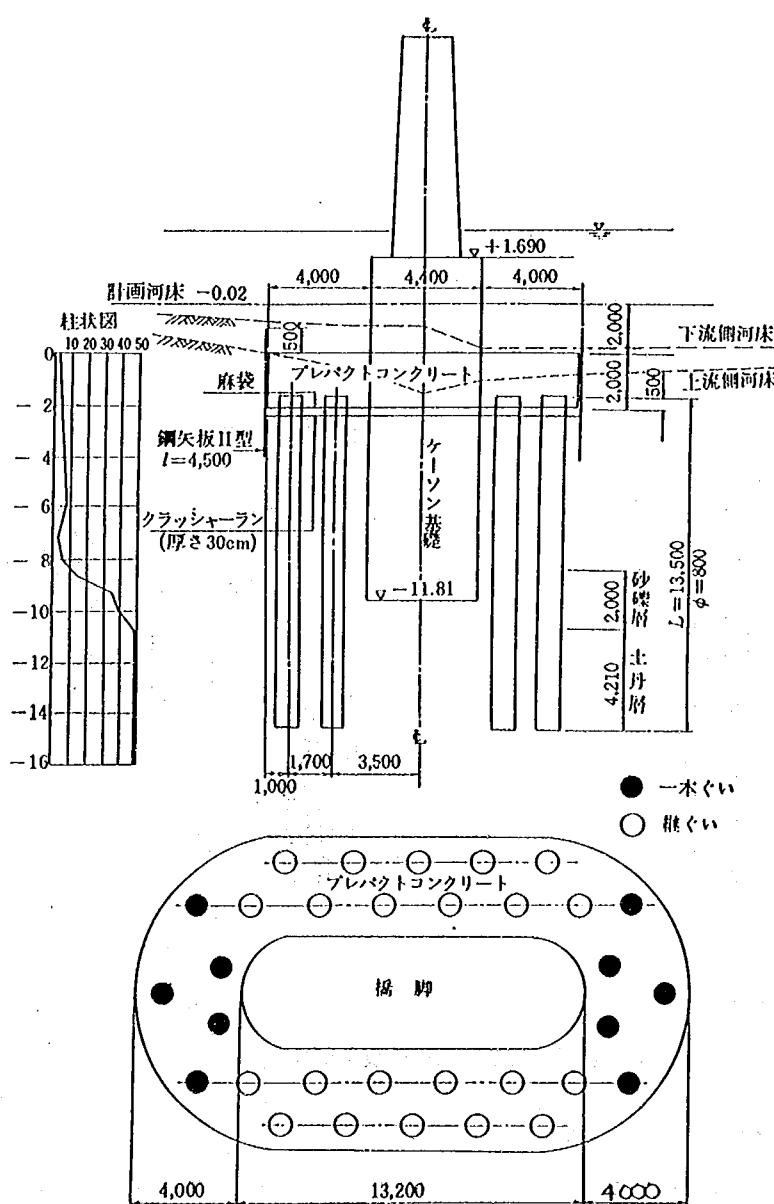


図-6 新設フーチングで杭に荷重分担させる方法

(3) 矢板とコンクリート充填で周辺を固める方法

基礎の周囲を矢板等で取り囲み、洗掘の進行を防止するとともに矢板内部にコンクリートを充填して周辺を固める方法である。充填材として捨石などの投入も行われる。

図-7に簡易鋼矢板を施工し、内部にコンクリートを充填した事例を示すが、これは過去に新設フーチングで杭に荷重分担させる方法で洗掘補修を行ったものの、再び洗掘されたため、図のように再補修を行った事例である。コンクリートの打設については矢板が仮締切りとして利用できれば、ドライな状態での施工が可能であるし、仮締切りとしての兼用ができなければ水中コンクリートで施工すれば良い。なお、水中コンクリートには、最近、特殊な混和剤の効果によってコンクリートの粘着性を高め、周囲からの水の洗い出し作用に対する抵抗性を増大させるものが開発されており、狭い空間の充填に有効である。

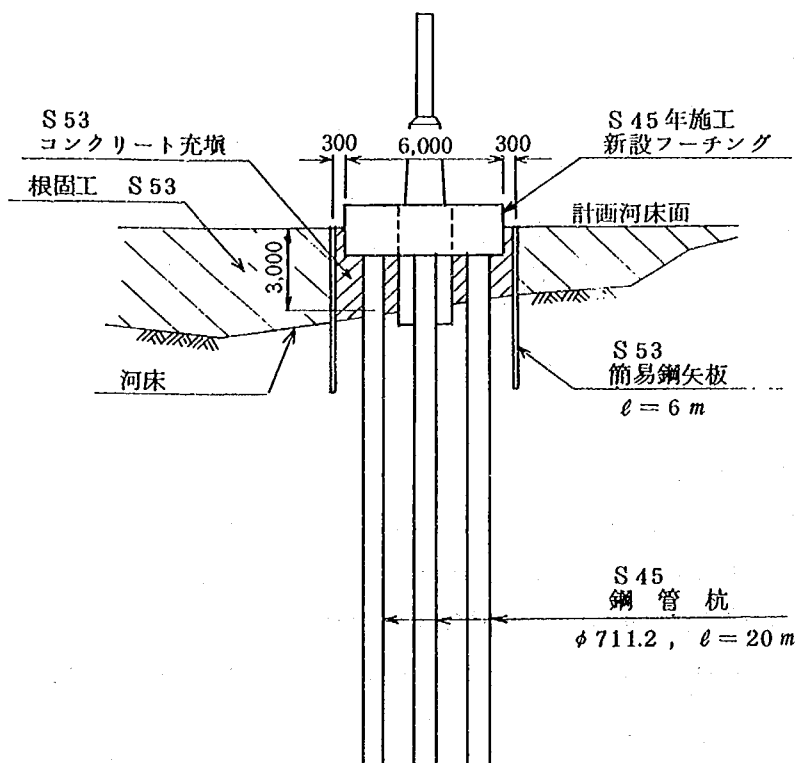


図-7 矢板とコンクリート充填で周辺を固める方法

(4) 根固工で周辺を固める方法

洗掘の事前対策として捨石、沈床工、コンクリートブロック単床、異形コンクリートブロックなどの根固工があるが、橋脚周辺の局所洗掘に対しては投入、乱積、水中施工が可能な捨石や異形コンクリートブロックが良く用いられる。異形コンクリートブロックには中空三角ブロック、

六脚ブロック、三連ブロック、三柱ブロック、ホロースケヤなど各種のものがあ、その種類、重量、積み方の選定には河川の地形、地質、洗掘形状、流域の状況や既往の洗掘状況などを調査し、それぞれの河川の特性に合った工法としなければならない。またこの方法は他の補修方法と併用して行われることが多い。

図-8に三連ブロックを一層積みした事例を示す。

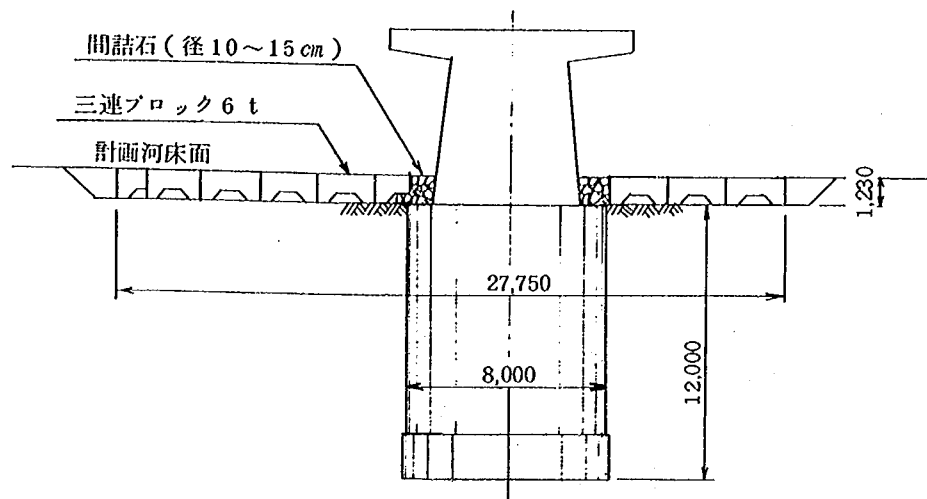


図-8 根固工で周辺を固める方法

(5) 地盤改良で周辺を固める方法

河床地盤の強度増加と洗掘の進行を防止する目的で地盤改良が行われる。

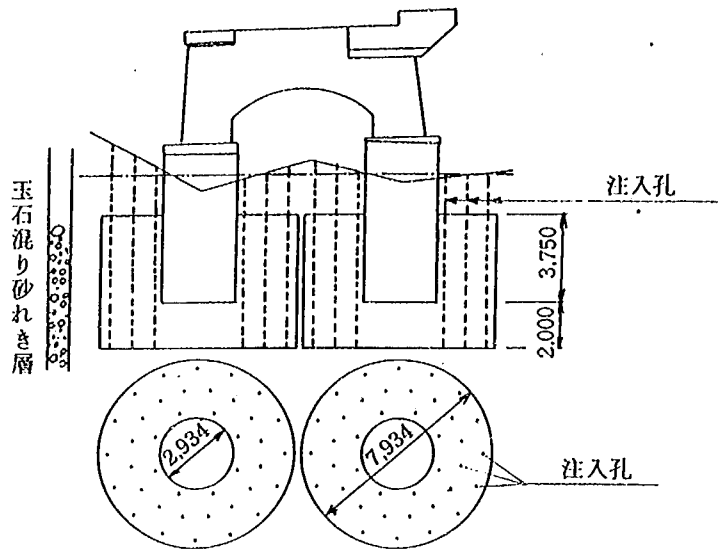
図-9は固結強度の大きいセメント系の注入材と、砂れき層の均質な改良を行うために浸透性の良い水ガラス系の注入材を複合注入した事例である。削孔、注入とも水上足場を設けて水中施工が可能である。事例の場合以外に、注入材の逸出防止のためにあらかじめ注入範囲を矢板で囲むことも行われる。

(6) 荷重条件の改善による方法

構造物型式の改造などによって荷重の軽減を図る目的で行われる方法であり、固定支承の可動支承化、自重の大きいRC桁の鋼鈑桁化、中間橋脚の増設などがある。

3. 根固工施工による隣接橋脚への影響について

橋脚周囲の洗掘防止工として根固工を施工する場合、最大洗掘深に見合う水中安息角の範囲を保護する必要があり、それ以下では保護工周囲に洗掘が生ずる。また、橋脚周囲の現河床高より高い



図－9 地盤改良で周辺を固める方法

位置まで保護敷設すると、流水の阻害によって、橋脚下流への堆積とその両側で洗掘が生じ、新たな問題や悪影響が発生する。したがって、保護敷設する高さは現河床高より高くしないことが隣接橋脚への影響を防止するうえからも重要である。なお、根固工の施工によって、これまで洗掘されていなかった橋脚が新たに洗掘されるようなことは少なく、むしろ砂州の移動やみお筋の変化等、河床変動によって新たな洗掘が生ずる可能性があるため、これらの検討も必要であると考えられる。

（参考文献）

- 1) 土研資料第1797号，橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，昭和57年3月
- 2) 蜷川信行；水郷大橋の補修工事，橋梁と基礎，Vol. 3，No. 2，1969
- 3) 道路橋補修便覧；日本道路協会，昭和54年2月

（河川研究室）

（基礎研究室）

道－13 コンクリート吹付及びモルタル吹付の適用区分について

（質問）

岩の切土法面における法面処理法の一つとして、セメント系の吹付処理が行なわれているが、コンクリート吹付及びモルタル吹付の適用区分の考え方を示されたい。（道路部道路管理課）

(回答)

セメント系の吹付工法は切土法面の表面から進行する風化による崩壊や落石を防止するための工法であり、次のような条件の箇所に適用される。

硬岩については、

○現在は安定しているが、割れ目があって将来表面から落石の生ずる恐れのある法面

軟岩については、

○風化しやすい法面

○植生工が行ないにくい箇所

いずれにしろ湧水(局部的なものを除く)がないこと

この工法は法面の表面保護が主な目的であり、法面そのものの安定を増強するものではない(もちろん吹付工の何がしかの重量で、結果的にそれなりの抑えの効果が生ずることはありうるが)。したがって法面そのものはすべりなどの本質的な破壊に対して安定していることが必要である。特に数 m^3 をこえるような不安定な浮き石のある法面では、いかに金網や鉄筋を入れてもこれを止めることは不可能に近く、小さな岩塊の落石を止めるのが限界であると考えべきである。

吹付材料はいずれもセメント系であって本質的な差はないが、所要の厚さが必要であり、これは次のような条件によって決まる。

○切り取った地山が軟らかく、風化に弱いほど厚いものが必要である。

○寒冷地で、特に寒暖の差が大きいほど厚いものが必要である。

○法勾配が緩いほど、また法長が長いほど吹付工自体もしっかりしたものでなければならぬので厚くなる。

以上のような要素を考慮し吹付材料の区分、厚さ、構造などを決めることになる。現状ではこれらについてはっきりとした基準はないが、経験的には次のようなことが言える。

(1) 吹付厚

表-1及び図-1は吹付工の施工例を地山表面の状況からまとめたものであるが、これらから次のようなことが分かる。

○吹付厚さが10~15cm程度のところでモルタルとコンクリートの境界がある。

○厚い吹付ほどコンクリートを使用している。

気象条件に対しては、吹付厚は割れ目や粒子間隙の水の凍結による破壊を考慮して決定しているが、凍結による破壊の生じた法面の吹付厚は図-2のような傾向が見られ、これよりも厚くすることが必要であるので、一般に余裕をとって15~20cm以上としているところが多い。

(2) 金 網

吹付工は、施工条件、施工法などから亀裂も入りやすく、剝離や凍上、凍結による破損も生じやすい。これらの対策として金網の挿入が有効であり、14#×50%程度のものが経験的に使用され

表-1 地山の状態と吹付け厚さ

岩質	主 な 岩 層 (例示)	吹付け厚さ
軟 岩 層	1. 普通土砂層 (含む関東ローム)	一般的には 植生工
	2. 砂利混り土砂層	
	3. くずれ易い千枚岩および片岩層	防護網工
	4. 風化著しい頁岩および凝灰岩層	
	5. 風化中程度の真砂土層	
準 硬 岩 層	1. 風化花崗岩	80~150mm
	2. 割れ目の多い石英斑岩	
	3. 風化粗面岩および風化安山岩	
	4. 凝灰岩, 頁岩, 凝灰質砂岩	
	5. 風化砂岩 (割れ目のあるもの)	
	6. 硬質粘土層	
	7. 締った砂質土層	
硬 岩	1. 節理あり風化の少ない火成岩, 花 崗岩, 閃緑岩, 石英斑岩, 石英粗面 岩, 安山岩, 輝緑岩	70~100mm
	2. 割れ目あり風化の少ない堆積岩, 古期の珪岩 (砂岩), 粘板岩, 石灰岩	
	3. 割れ目あり風化の少ない変成岩, 緑色片岩, 石英片岩, 千枚岩	

ている。

また、吹付工での金網の位置は表面の近くがよい。これは吹付工に対して曲げ応力が作用すると考えられるためである。

一般に、凹凸の著しい法面への金網の設置は難しく、吹付厚が増える傾向がある。凹凸の著しい法面へ吹付施工をする場合、凹部では金網が引っ張られて浮き上るので、できる限り金網を地山へ接近させる必要がある。

(3) 排水処理

吹付法面の裏側に湧水や浸透水があると、直接には吹付が付着しないととも、凍上や水圧によって背面から吹付工を破壊するほか、

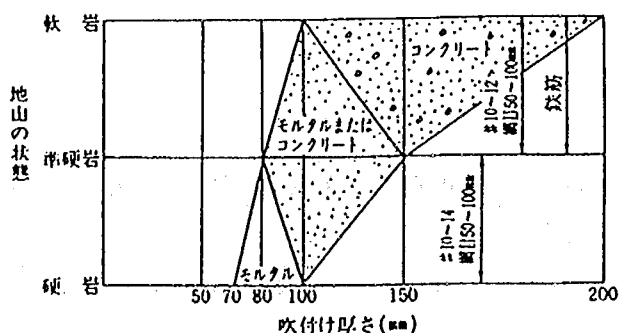


図-1 地山の状態と吹付け厚さ、金網と鉄筋の使用

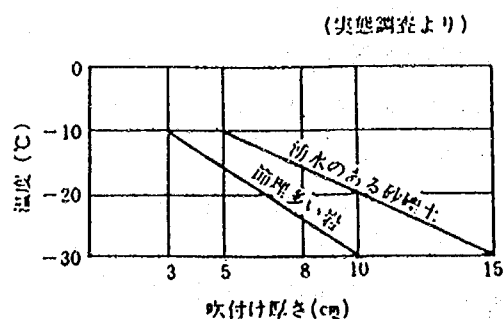


図-2 冬期最低温度と破壊した吹付けの厚さ

間接的には地山の割れ目や粒子の間隙の水が地盤そのものを軟弱化させて、吹付工と地山との一体性を損なうことがあるので、地山の内部の水が吹付工の施工面にまわらないような処理が必要不可欠である。

表面から水が浸透しないようにすることは言うまでもなく、法肩からの浸透水が背面に回り漏出するのが最も好ましくないので、水抜工や裏込め排水層の設置のほか湧水が多いと予想されるときには暗渠、表面排水工などを設置することが必要となる。

このほか、法肩の巻き込みや法止めなどは一般の法面保護工の場合と同じである。

(4) 目 地

幅10mで厚さ10cmをこえるような場合は、収縮亀裂防止のため5～10m毎に縦目地を入れるのが一般的である。

(5) 維持管理

吹付工はコンクリート、モルタルともにショットクリートであり、施工や養生は、ほかの構造物に比較して悪条件におかれるため耐久性はあまり良くない。

完成後は表面の変化（はらみ出しや亀裂）に注意して管理をすることが必要である。剝落や亀裂が大きくなった吹付工は所期の目的には耐えられないので、取り壊して再び施工するか、他の工法（切り直しや岩盤緑化工法あるいは法枠工等）に切り換える必要がある。

なお、近年モルタルやコンクリートそのものの強度を上げる目的でスチールファイバーを混入した吹付工が適用される例がある。

（地質研究室）

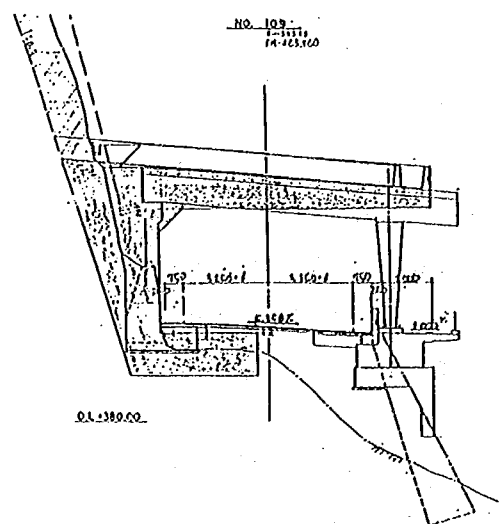
道一14 片持式洞門工の実施例について

（質問）

当事務所では、現在交差点部の防災対策として片持式洞門工を考えています。（右図参照）この形式の覆工は北海道・層雲峡で実施例があるようですが、他の実施例はあるでしょうか。

また、他の箇所で実施例がある場合、一般の洞門工と比して設計上の差異がありましたら併せて御教示願います。

（高山国道工事事務所）



（回答）

現時点では北海道層雲峡での実施例を除くと片持式洞門工は見あたらないようである。層雲峡の洞

門工の設計内容は既に把握されていると考えられるので、ここでは実施例の大半を占めるラーメン式洞門工と今回の片持式洞門工の考えられる設計上の相違点を挙げてみる。なお、片持式洞門工は静定構造物であり、一方ラーメン式洞門工は不静定構造物に分類されるのが通常である。したがって両者の設計上の相違点は、この構造系の相違に関係しているものが多い。

- ① 片持式洞門工は、ラーメン式洞門工のように構造物基礎の地盤沈下およびコンクリートの乾燥収縮やクリープの影響によって生じる不静定力を考慮しなくてもよい。したがって、設計計算が比較的容易であり、また構造が簡単なために万一変状が生じた場合でもその原因を究明し易く、対策も講じ易い。
- ② 現状では洞門工の実設計に反映することは困難であるが、ラーメン式洞門工の場合には、ある断面が降伏に至ってもモーメントの再分配（不静定次数に等しい塑性ヒンジが形成されるまで構造物が崩壊せず、モーメントの分配が生じること。）が期待でき、一般に許容応力度法に基づく現行設計法で想定している終局耐力より実際の耐力は高くなるばかりでなく、それに応じて落石エネルギーを吸収する能力もかなり高くなることが期待できるのに対して、片持式洞門工の場合は、それらの予備的な耐力力向上を構造上あまり期待しえない。
- ③ 片持式洞門工の場合、その曲げモーメント分布の形状に対して屋根材の断面が大きくなる。また、それに対応して柱材（壁材）の断面も大きくなり、ラーメン式洞門工等と比べて経済的に不利な設計になることが考えられる。

（橋梁研究室）

道-15 スペア（簡単な補修）のできる洞門について

（質問）

現在、洞門の設計に対し、ひび割れ等を許していないが、こういったものを許し、洞門の中を通る車に対して、支障のない程度の故障を許すとすれば、洞門の工費がある程度軽減されることが予想される。

この様な設計を行う場合、Ⅲ種設計の導入が考えられるが、その可否及び導入した場合、どの様な点に留意する必要があるのか、また工費がどの程度軽減されるのか教授されたい。

（高山国道工事事務所）

（回答）

Ⅲ種PC部材は、別名PRC（Prestressed Reinforced Concrete）部材とも呼ばれ、既にわが国においてもコンクリート標準示方書（土木学会、昭和61年）において取り扱われているほか、建築の分野においても同部材の導入がなされている。したがって、Ⅲ種PC部材の洞門の設計への導入については、それらを参考に洞門に加わる荷重の特性や建設地点の環境条件等を考慮に入れて検討すればよいと考える。ここでは以下参考までにⅢ種PC部材の特徴、洞門の設計に導入するに際しての

検討項目及び工費に及ぼす影響について簡単に述べる。

このⅢ種PC部材は、設計荷重下においてある幅以下のひび割れの発生を許容するもので、従来のRC部材とPC部材の両者の耐荷挙動上の特徴を兼ね合せた特徴を有する。RC部材からみれば、プレストレス力の導入により、ひび割れ幅を任意に調節でき、適用スパンを大きくすることができる。一方、従来からのPC部材からみれば、設計計算が多少複雑になるが、仮にひび割れが生じた時にその分散を図ることができ、ひび割れの急激な進展を抑止できるとともに、終局状態（破壊に近い領域）において、鉄筋の良好な延び性能によって部材のねばり（じん性）を向上させ、エネルギー吸収能を高くすることができる。また、従来からのPC部材に比べて、同スパンで比較した場合、PC鋼材の使用割合の低減を図れることやけた高を抑えることができることから経済的に有利な設計が可能になるものと考えられる。

しかしながら、Ⅲ種PC部材の設計の考え方を実際に洞門の設計に導入するにあたっては検討すべき課題も多い。ここに主な課題を挙げると次の通りである。

① 設計荷重の設定

現行の洞門の設計荷重作用時にあたる常時荷重作用時は、例えば道路橋の場合では死荷重作用時に相当する。したがって、この状態に対してひび割れの発生を許容するとすれば、常時ひび割れが開いた状態になり、耐久性の確保の面から好ましくない。このようなことから、荷重を取り去れば再びプレストレス力によってひび割れが閉じるⅢ種PC部材の特徴を考えると、ひび割れ幅の照査を行う設計荷重を例えば平均的なレベルの落石荷重の作用時に設定することも一案であろう。

② 許容ひび割れ幅の設定

上述の設計荷重の設定とも関連するが、建設地点の環境条件に応じた洞門としてのひび割れ幅の許容値を検討する必要がある。

③ 耐久性の確保

PC鋼材は一般に高応力状態で使用されており、鉄筋に比べて腐食し易いので、ラーメン形式洞門や片持ち式洞門の負の曲げモーメント領域においては、コンクリート表面と緩衝材の間に適切な防水工を施すことが必要と言える。

④ PC鋼材と鉄筋の配置割合

先述したⅢ種PC部材のひび割れ分散性能や終局状態でのねばりが確保できるような洞門としての最適なPC鋼材と鉄筋の配置割合を明らかにしておくべきであろう。

⑤ プレストレス導入度

ここでいうプレストレス導入度 λ とは次式によって定義されるものであるが、この値をどの程度にするかはⅢ種PC部材を設計するうえで重要である。

$$\lambda = \frac{M_d}{M_{g+q}}$$

ここに

M_d : 断面引張縁コンクリート応力が0となる曲げモーメント

M_{g+q} : 死荷重と活荷重 (洞門の場合は落石荷重に相当すると考えられる) による曲げモーメント

例えば、スパン26mの単純箱げた橋を対象として曲げ耐力、ひび割れ幅、疲労 (道路橋の場合、設計荷重が繰返し作用するので鋼材の疲労強度に関するチェックが必要となる。) の各項目に対して検討した結果¹⁾によれば、図-1、2に示すようにプレストレス導入度によって安全率や鋼材量

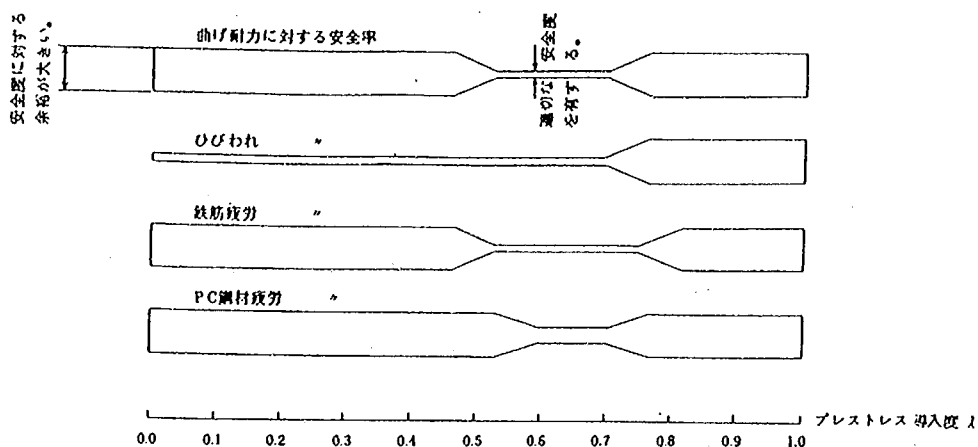


図-1 プレストレス導入度と安全度

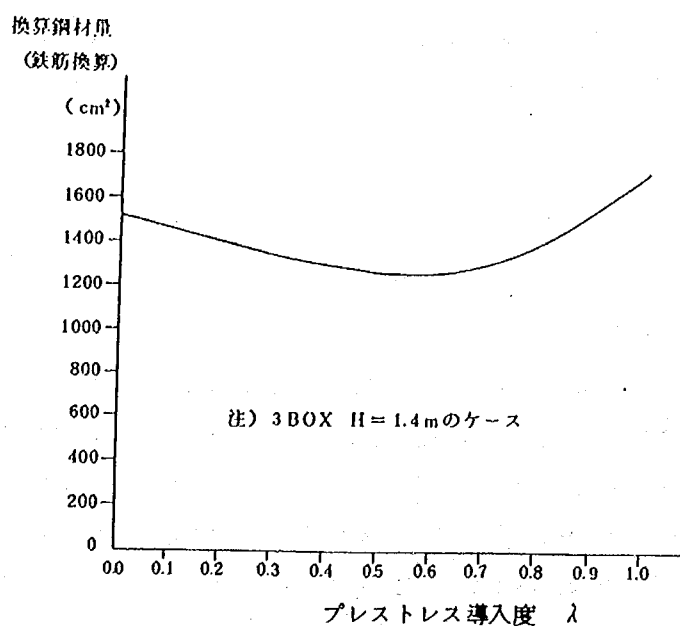


図-2 プレストレス導入度と鋼材量の関係

(鉄筋とPC鋼材の単価比を6倍として換算した必要鋼材量)が変化し、その値が0.5~0.7の範囲が最適であることがわかる。このように洞門についても平均的なスパンを設定し、所要の計算を行い、最適なプレストレス導入度を明らかにすべきであろう。

なお、Ⅲ種PC部材の考え方を洞門の設計に導入した場合、工費がどの程度軽減されるかについての資料は見あたらないが、参考文献2)にポストテンションTげた道路橋を対象としたⅢ種PC部材の導入と工費の関係について検討した結果が掲載されているので参考とされたい。また、上述の図-2もⅢ種PC部材の経済性をみる点からは参考になると思われる。 λ が0.9~1.0の従来からのPC部材に比べて、Ⅲ種PC部材の λ に相当すると考えられる $\lambda=0.5\sim0.7$ 付近ではかなり鋼材量が減り、工費の節減につながると思われる。

(参考文献)

- 1) プレストレスコンクリート部材の設計法に関する調査研究報告書(その2);(財)高速道路調査会,昭和60年3月
- 2) 梶村雄佑;Ⅲ種PC構造で設計したポストテンションTげた道路橋の形状とその経済性
(橋梁研究室)

道-16 トンネル工事における水質汚濁の予測について

(質問)

環境アセスメントにおいて、水質汚濁に影響を与えるおそれがある工事については工事中の予測が求められている。トンネル工事における水質汚濁については、環境基準に適合するように処理設備を設置し河川へ放流されるが、環境アセスメントの段階で水質汚濁の予測が可能であれば、その手法を教示願いたい。
(高山国道工事事務所)

(回答)

(1) 水質汚濁の要因について

トンネル掘削による湧水自体は、一般に透明で無害であるが、さっ孔、掘削、ずり積、ずり運搬による細粒化土の混入やコンクリート打設、薬液注入などによるセメント、注入剤などの混入、および作業用機械類などから漏出する油分の混入により濁水となる。一般に水質汚染源として問題になるものは、浮遊物質(SS)、pH、油分で、その他の成分が問題となることはほとんどない。

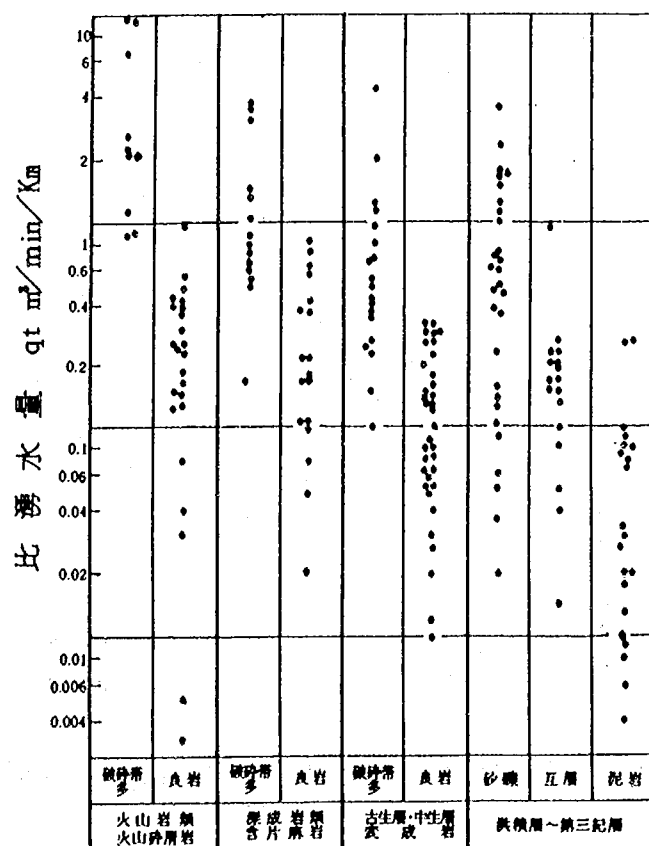
濁水の性状は、地山状況(地質、湧水量)、掘削方法(発破、機械掘削)、ずり出し方式(タイヤ、レール)、排水方法(自然流下、ポンプアップ)、コンクリート打設状況などによって大きく異っている。

(2) 水質汚濁の推定

水質汚濁の推定と濁水処理計画の進め方を示すと次のようになる。

- ① 原水量の推定（トンネル掘削長と湧水の発生量，破碎帯の有無と湧水量）
- ② 濁水性状の推定（SS濃度，SSの粒度組成，pH，その他の成分の有無）
- ③ 濁水処理条件の決定（放流水の排水基準，スラリーの脱水の程度）
- ④ 濁水処理方法とその規模決定

原水量の推定に直接関係する要素として湧水量があるが，湧水量は地下水位，地山の透水係数，集水影響範囲等が大きく関係するため推定が非常に難しく，予測と実態に差があるのが現状である。事前の推定方法としては，有限要素法等の数値解析により複雑な地盤中の浸透状態を推定する手法の利用も可能になってきたが，地質構造の複雑さから条件設定が難しいという問題がある。このため，河川の湧水比流量より湧水量を推定する高橋の方法は，簡便であるためよく利用されている。参考までに地質別比湧水量の例を図－1に示す。



図－1 地質別比湧水量

濁水の性状は、前述したように各種条件に大きく左右されるため、類似トンネル現場の実績を参考として推定されている。水質汚濁で問題となることが最も多いSS濃度の実績は、200~30,000 ppmと幅が広い。一般にSS濃度は、湧水量が多くなると相対的に小さくなり、タイヤ方式の場合はレール方式の場合より大きく、自然流下よりポンプアップによる場合の方が大きくなると言われている。参考として湧水量とトンネル坑口における濁水のSS濃度との関係を図-2に例示する。一般的な自然流下により排水する場合には、タイヤ方式の場合にはずり出し時、レール方式の場合には削孔・発破時にSS濃度が最大となることが多いので留意しておくこと。また、濁水の粒度組成の違いにより浮遊物質の沈降速度が異なるため、濁水処理方法もかわってくる。なお、SSの粒度組成はシルト・粘土(0.074 mm以下)の微細な粒子が一般に80%以上を占める例が多い。

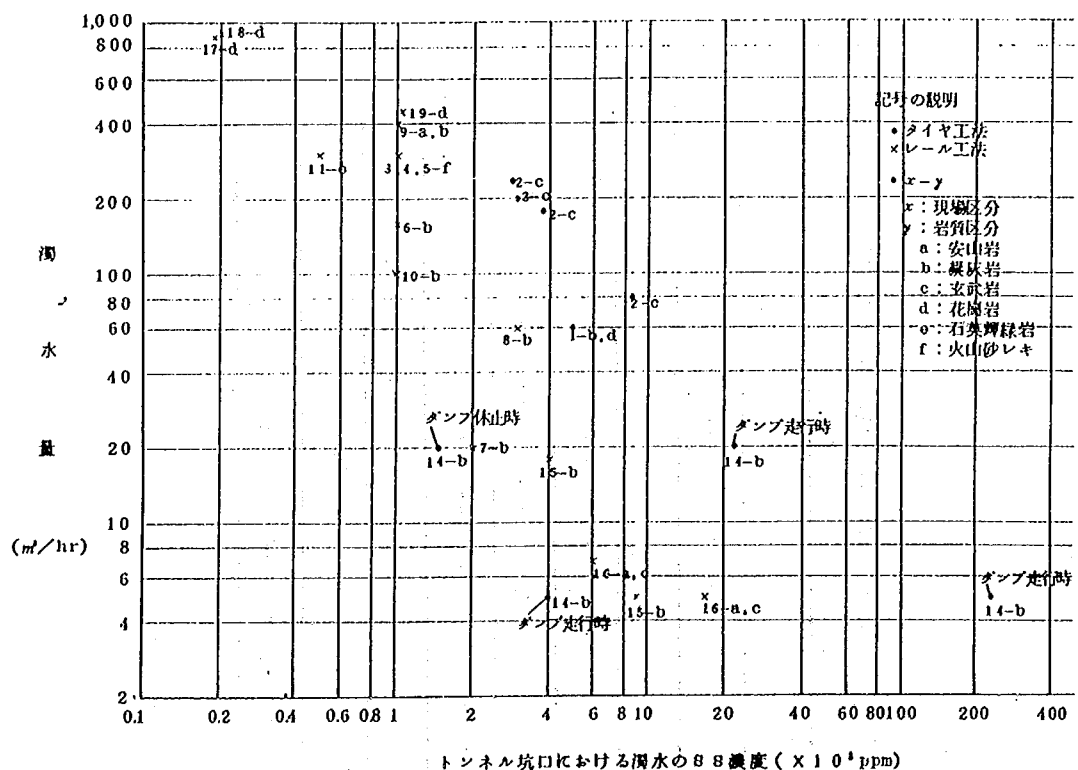


図-2 濁水量とトンネル坑口における濁水のSS濃度との関係

濁水のpHは、湧水のpHが一般的に6.5~7.5であるのに対し、コンクリート打設時などは9~13程度まで上がる。このため、強アルカリ性となる場合には中和処理が必要となる。なお、吹付けコンクリートを使用する場合には、吹付時のはね返りにより排水が高いpHを示すので注意する必要がある。

ある。

以上、水質汚濁を推定する際の一般的事項を述べた。水質汚濁に与える各種要因は、相互に複雑に絡み合っており、その影響を定量的に解明されるには至っていないため、工事前における水質汚濁については、湧水量を想定し過去の類似例より推定せざるをえないのが現状である。

(3) 排水規制と環境アセスメントについて

公共用水域に排水する場合の規制は、水質汚濁防止法に基づき行なわれており、政令で特定施設を定め排水基準を設定している。特定施設の中に土木工事業は含まれていないが、トンネル工事の場合は生コン製造業、砕石業、砂利採取業などの排水基準が準用されることが多い。排水基準には総理府令の他、都道府県による上乗せ排水基準がある。総理府令排水基準ではSSは200 ppm以下、pHは河川等で5.8～8.6となっており、一般にはトンネルからの濁水を直接放流することはできない。このため、沈澱池あるいは機械的濁水処理施設を設置するとともに、pHが高い時には中和剤が用いられている。掘削当初は湧水が少ないために簡易な施設をつくり、掘削の進行に伴い湧水が増加してきた段階で、現況より今後の濁水量、濁水性状を予測して、本格的濁水処理施設を設置するのが一般的である。

トンネル工事による排水は、トンネル掘削とともに濁水処理施設を設置することにより一般には排水基準を守るために、水質汚濁の影響はないとして事前の環境アセスメントは行われていない。ただし、特に湧水量が多いトンネル工事および周辺環境対策のため排水基準が厳しい地域でのトンネル工事等については、事前に湧水量、濁水性状を予測して濁水処理設備を計画しておくことが望ましい。

(参考文献)

日本トンネル技術協会：トンネル工事と環境保全対策，昭和60年7月

(トンネル研究室，トンネル計画官)

道-17 たわみ量による舗装の設計について

(質問)

オーバーレイ厚を考える場合、通常は T_A 法にもとづいて設計をしているが、修繕時には、たわみ法および理論計算にもとづいて工法検討を行った方が、経済的、技術的に合理的であると考えられる。修繕時における、たわみ法および理論計算による工法検討の妥当性について教示願いたい。

また、新設時に構造設計を行う場合、たわみ法および理論計算にもとづいて構造設計を行った場合に、設計上の問題点を生じるかどうかについて教示願いたい。

(高山国道工事事務所)

(回答)

質問者の言うたわみ法および理論計算による設計とは、ベンケルマンビームによる舗装のたわみ量を実測し、理論計算から求められるたわみ量と比較することによって厚さを決定しようとする考え方と思われる。

質問者がたわみ量による設計方法を妥当と考える理由は、

- (1) 修繕の設計においては、表面の破損だけでなく、表層より下の破損状態も評価することが必要であるが、開削を行わずに非破壊で構造を評価する方法としてはたわみ量が適当である。
- (2) たわみ量の測定によって、個々の現場の特質を把握できる。

という点であろう。

現在の舗装設計に関する技術的な進展を考えた場合、たわみ量による設計と理論計算による設計を分けて説明した方が適切なので説明を分けることにする。

まず、たわみ量による新設舗装の設計について説明する。たわみ量による舗装の設計については、古くはカナダ道路協会から提案された方法がある¹⁾ (図-1)。この方法は、カナダ国内の舗装についてたわみ量を実測した結果をまとめた方法である。また、簡易舗装要綱にはたわみ量で舗装厚を決定する方法が掲載されているが (図-2)、この方法は日本国内の県道等の、比較的簡易な構造の舗装について、たわみ量の実測を行ってまとめた方法である。

たわみ量によるオーバーレイ厚の設計については、道路維持修繕要綱 (日本道路協会刊) に掲載されている (表-1)。

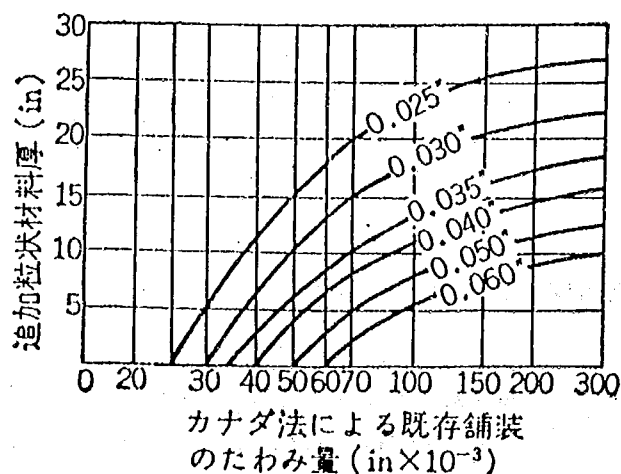


図-1 たわみ量による舗装厚設計曲線

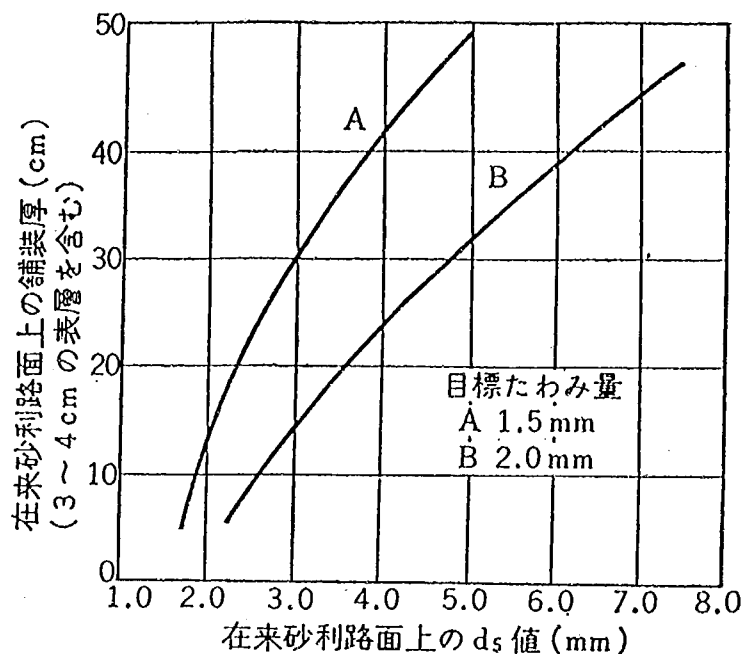


図-2 ペンケルマンたわみ量による舗装厚の設計曲線

表-1 たわみ量による所要オーバーレイ厚

在来路面のたわみ量 D (mm)	交通量の区分				
	L交通	A交通	B交通	C交通	D交通
0.6 未満	—	—	—	4	4
0.6以上	—	—	4	6	8
1.0以上	—	4	6	10	12
1.5以上	4	6	10	12	15
2.0 以上	6	10	12	15	—

以上のように、舗装の新設および修繕においてたわみ量を利用する方法が示されているが、その後進展しておらず、また広く普及するに至っていない。その理由は以下の通りである。

- (1) たわみ量は、ばらつきの大きい測定値であり、特に舗装厚が大きくなると、測定値が小さくなり誤差が大きくなる。
- (2) たわみ量は舗装の温度に影響されるが、たわみの温度補正方法には決定的なものがない。
- (3) 日本のような多雨地帯では、路床の含水比など季節的な要因によって測定値が変動する。
- (4) 道路を走行する車両が舗装に加える荷重は動的な荷重であるが、ペンケルマンビームによる測

定は静的な荷重であり、交通の実態とは必ずしも整合していない。

(5) たわみ量は現場で測定する必要があるが、交通量が多い場合には測定の実施が難しい。

(6) 要員の不足等によって、机上の計算で設計できる T_A 法による設計しか行えない。

ベンケルマンビームによるたわみ量測定では、これらの限界を乗り越えることは困難であり、今後の進展もあまり期待できない。現在各国において、たわみ量の測定方法として、重錘が落下するときの動的な荷重を利用した、フォーリングウェイトデフレクトメータ (FWD) が注目を集めており、これを利用した舗装修繕の設計方法について研究が進められている。この測定方法では、ベンケルマンビームによる測定方法の持つ欠点のうち、(1)と(4)を解決することができ、測定値の補正方法が確立すれば、有効な方法になるものと思われる。

次に、理論計算による設計方法について説明する。理論計算による舗装の構造解析については、1960年代に各国の研究者によって研究がさかんに行われた。その後、それらの解析手法と材料に関する評価手法を組み合わせ、理論的な設計方法が提案されている。その代表的なものが、アメリカアスファルト協会 (A I) の設計方法²⁾の改訂である。

それらの改訂においては、路床および各層に用いる材料の弾性係数を設定し、多層弾性計算を行っている。そして、アスファルト混合物層下面に発生する引張りひずみと、路床上面に発生する圧縮応力に基準値を設け、両方の計算値が基準値を下回るように断面を決定している。ここで注意すべき点は、構造を決定する判断基準にたわみが入り入れられていないことである。

たわみ量および理論計算について、現況をまとめると以下のようなになる。

- (1) ベンケルマンビームによるたわみ量での新設舗装の設計は、誤差の影響を考えると、簡易舗装の設計方法以外には適当とはいえない。
- (2) たわみ量による舗装修繕の設計は、FWDの利用によって確立することが期待される。
- (3) 理論計算による設計方法は今後の発展が期待できるが、判断基準にたわみ量が入る可能性は少ない。

(参考文献)

- 1) 南雲ほか：「道路舗装に関する試験法」，pp 586，昭和50年8月，山海堂
- 2) 「Thickness Design-Asphalt Pavements for Highways and Streets」，The Asphalt Institute，昭和56年9月

(舗装研究室)

道-18 寒冷地における橋面舗装について

(質問)

橋面舗装の主な破損原因は、当事務所の場合、摩耗とクラックから生じるアスファルト混合物のはく離の2種類と考えられるが、特にのはく離による破壊が著しく、修繕を行なう場合の第一原因となっている。このことは、橋梁部には一般部より大きなたわみが発生し、また、橋梁部は一般部より低温となることにより、アスコンの許容重を超えクラックが発生、舗装面の破壊が進行していくと考えられるが、このような条件において舗装修繕を行なう場合、どのような点について留意し設計すればよいか、配合、バインダー、施工法おのおのについて回答願いたい。

(高山国道工事事務所)

(回答)

橋面舗装は、

- ① 通常の舗装に比較して大きな変形を受ける
- ② 車両の走行軌跡が一定しやすい
- ③ 温度変化を受けやすい
- ④ 交通規制が難しく、補修が困難である
- ⑤ 防水上の配慮が必要である

など、通常の舗装に比較して、苛酷な条件の下におかれている。したがって、早期に破損し、補修が必要となる場合が多い。

このような橋面舗装については耐久性を高めるために様々な検討がされている。それらの対策は対象とする床版の種類、気象条件、新設、補修の区別などにより多少異なる。当質問については、主のどのタイプの床版を対象としているのか不明であるため、鋼床版、コンクリート床版両方を対象とした一般的な場合を対象とし、また特に寒冷地における条件を想定して述べることにする。

(1) 摩耗対策について

摩耗対策については、通常の舗装における摩耗対策と特に異なった対策はない。したがって以下に述べる対策は通常の摩耗対策にも適用されるものである。

- ① 最大粒径の大きい骨材を使用する。アスファルト舗装要綱の密粒(20F)が望ましく、後述する水密性を考慮した場合、密粒(13F)の採用も考えられる。またギャップ系の粒度は耐摩耗性は高いが、反面、水が浸透しやすく、特に寒冷地のたわみの大きい橋面舗装については、はく離等による耐久性の低下が懸念される。
- ② 硬い骨材を使用する。ただし現在では、骨材の耐摩耗性を的確に評価する試験方法がないため、スパイクラベリング試験によるアスファルト混合物の摩耗試験を行なって判断するのが最も適切である。
- ③ 改質アスファルトを使用する。改質アスファルトには種々のタイプのものがあるが、現在のと

ころゴムを添加したものが最も適切である。ただし、改質アスファルトの選定に当たっても、スパイクラベリング試験の結果を考慮することが望ましい。

- ④ 施工の際は十分締固める。橋面舗装に着目したものではないが、全国の直轄国道についての調査結果¹⁾によると、締固め度を2%上げた場合、スパイクタイヤを装着した車が100万台通過した時の摩耗の深さが、5mm減少することが明らかにされている。

(2) 橋面のたわみについて

床版のたわみによって舗装にクラックが入ると、そこから水が浸透し、急速にはく離を進行させることが予想される。この場合の対策は主として、1) 床版のたわみに起因するクラックが生じにくい舗装の設計、2) 浸透した水の速やかな排出、に大別されると考えられる。

1) 舗装の設計

床版に生じるたわみは、コンクリート床版よりも鋼床版の方が大きい。したがって鋼床版舗装の方がクラックは生じやすい。これについては本州四国連絡橋の鋼床版を対象とした、多くの実験結果^{2) 3)}があるため、ここではその結果を中心にして述べることにする。

- ① ゴムを添加した改質アスファルト、天然アスファルト(トリニダットレーキアスファルト)を配合したグースアスファルトは疲労抵抗性が高い。

- ② 舗装体に生じる歪みは床版の歪みの大小に影響される。ただし、舗装体と床版の歪みに対する合成作用が期待される場合、荷重の分散効果により舗装体に生じる歪みが小さくなる。したがって舗装体と床版の合成作用を高めるため、舗装体と床版、および舗装が2層構成の場合、各層の間の接着性を高める必要がある。

この接着性の良否は、室内における曲げ疲労試験の結果からも、舗装の耐化性に大きな影響を及ぼすことが確認されており、接着層、タックコートの接着性の良否は橋面舗装の重要なポイントであると言える。

- ③ 改質アスファルト、グースアスファルト、硬化性アスファルト(エポキシ樹脂)を使用した場合、通常のストレートアスファルトの舗装に比較して発生する歪みが小さい。しかし、実道路での試験舗装の結果によると、硬化性アスファルトは発生した歪みに対する追従性が低いため、早期にひび割れが発生しており、橋面舗装として適切ではない。

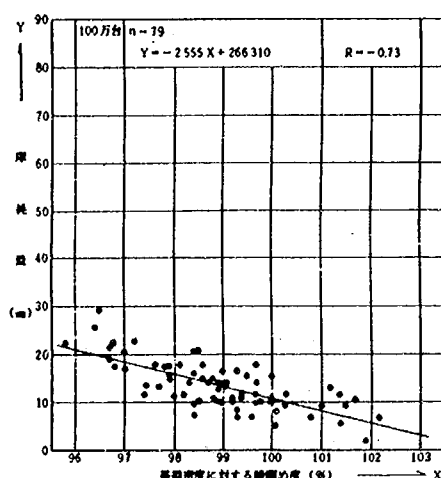


図-1 締固め度と冬期摩耗量の関係
(スパイクタイヤ装着累積台数
100万台時)

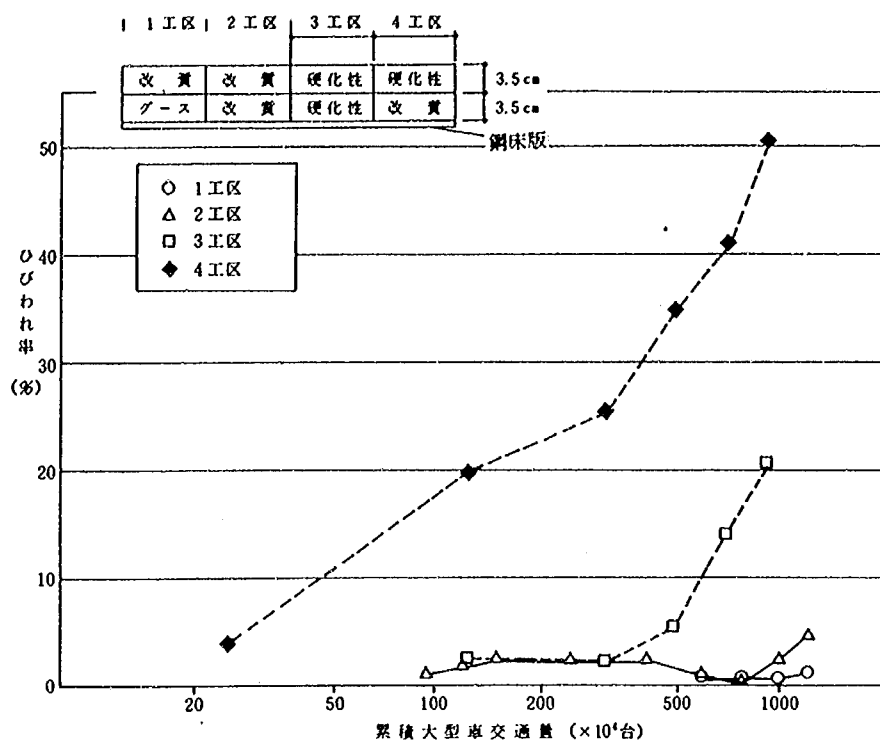


図-2 ひびわれ率の経時変化(長浦試験舗装)

④ 理論的な検討によると、舗装厚は、舗装体に生じる歪みの大小に影響し、舗装厚が大きいほど生じる歪みは小さい。ただし、実際の舗装を考えた場合、むやみに舗装厚を厚くすることは現実的ではなく、2層で8～10 cmの舗装構成が現在のところ最も妥当であると考えられる。

⑤ 特に鋼床版の場合、床版の縦リブ上に施工ジョイントを設けない。また2層の舗装構成の場合、上、下層の施工ジョイントをずらす。

2) 浸透水の排出

表層より浸透した水が舗装体内に滞留し、舗装を破壊する現象は、下層にグースアスファルトのような不透水性の材料を用いた場合、および床版上に防水層を設けた場合などに生じやすいと考えられる。このような浸透水に対しては速やかな排出が前提とされる。対策として、

① 新設橋の場合は、水の滞留しやすい箇所(ジョイント部、横断勾配の最低部など)に排水孔を設ける。

② 既設橋の場合、舗装の修繕の際に可能であれば新設橋と同様に排水孔を設ける。ただし、これは多くの場合、困難であると考えられる。したがって表層の水密性を高める程度の対策が現

実に可能な対策であろう。締固め度を高めれば水密性は高まるため、前記の摩耗対策と合わせて、締固め度の向上は施工の際のポイントであるといえる。

- ③ 路側に設けた排水溝等が目詰りしていると、舗装表面に水が滞留し、舗装体に水が浸透しやすくなる。したがって定期的に排水溝等の点検が必要である。

以上述べた対策をまとめると次のようになる。

- ① 粒度は密粒(20F)または密粒(13F)とする。
- ② 骨材は硬いものを用いる。
- ③ 改質アスファルト、特にゴム入りのアスファルトを用いる。
- ④ 舗装の締固め度を上げる。
- ⑤ 接着層、タックコートの施工を入念に行う。
- ⑥ 排水対策を行う。

これらは、いずれも完べきな対策とはいえないが、これらの対策を並行して行うことで、ある程度の耐久性の向上ができると考えられる。

(参考文献)

- 1) アスファルト舗装締固め度と冬期摩耗の実態調査：建設省技術管理業務連絡会摩耗分科会，昭和61年10月
- 2) 土木研究所資料第1660号，昭和56年3月，p37-58
- 3) 土木研究所資料第1973号，昭和58年3月，p25-40
- 4) 道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料：(社)日本道路協会，昭和62年1月

(舗装研究室)

道-19 ナンバープレートを用いたOD調査について

(質問)

ある路線を対象にして路側OD調査を予定しているが、調査箇所に退避所を設ける余裕がないので、ナンバープレート調査によってODを推定する予定である。このような調査の問題点、調査方法についてご教示願いたい。

(高山国道工事事務所)

(回答)

ナンバープレート調査は、地区を対象とした交通調査においては多用されているが、路線を対象としたOD調査で用いられることはまれである。これは、地区を対象とした交通調査では、ODよりも車の走行経路、滞留時間、通過交通かどうかといった点に関心があり、ナンバープレート調査がこの

ような目的に適しているからである。ナンバープレート調査がODを知るのに適していると必ずしもいえない理由は以下のとおりである：

- イ) 車が登録されている車籍地とトリップの起点あるいは終点とが一致するとは限らない。
- ロ) ナンバープレートを読み取るさいに読み間違えがおこる。地区交通を対象にしたナンバープレート調査では、正確な読み取りの率は約80%といわれている。

イ)については、車籍地とトリップの起終点とが一致する率がどのくらいなのか詳しい数字がないので、確かな結論を述べることはできない。しかし、イ)、ロ)の両者を勘案すれば、ナンバープレート調査によってODを推定しようとしてもかなりの誤差がともない、現実的ではないといってよい。したがって、ODを知るには路側調査によるのが最もよいと考えられる。

対象路線には、路側OD調査をやるだけの余裕がないとのことであるが、調査対象とする路線の範囲を広げ、対象路線と対象路線に接続する路線の両方についてOD調査を従来どおりの方法で実施するのがもっとも確実な方法である。この場合には、対象路線に接続する路線に退避所を設ければよい。調査に要する経費を削減するには、運転者にインタビューするのではなく、運転手に質問票をわたし郵送で回収する方法を採用することも検討に値する。ただし、この場合には回収率が10～20%に低下するので、回収率を上げる方策（景品をつけるなど）を考えておく必要がある。郵送回収方式によるOD調査については、関東地方建設局が房総半島の観光交通を対象に実施した『交通特性分析調査報告書（昭和59,60,61年度）』が参考になろう。

（新交通研究室）

道-20 構造物の既設杭撤去後における地盤について

（質問）

道路用地の取得が困難な地域では老朽化した既設構造物を撤去して同位置に構造物を新設することが増加すると思われる。

既設構造物が杭基礎の場合は、杭の撤去が必要な場合も考えられる。杭撤去の工法としては、ウォータージェットおよびアクアカッターとパイプロハンマーの併用による引抜き工法、ロックオーガーによる破砕工法等が用いられるが、いずれの工法においても杭撤去の同位置に新たに杭基礎を構築するためには、設計上どのような留意が必要なのか、また地盤の復元はどのようにすれば良いのか教示願いたい。

（名古屋国道工事事務所）

（回答）

杭の撤去については、撤去工法、杭の種類、杭径、杭長、地盤、環境などにより多種多様であるため、ここでは基本的な考え方を示す。

1. 撤去工法の選定

杭の撤去工法を大別すると、引抜き工法と破碎工法にわけられる。引抜き工法は、杭外周のフリクションをカットして杭を引抜く方法であり、破碎工法は、杭の掘削機・掘孔機などを利用して既存杭を破碎する方法である。

主な杭撤去工法については、表-1に示してある。杭撤去工法選定においては、地盤や近接構造物等周囲におよぼす影響、新設基礎構造物の工法・種類・特徴・施工性を念頭におき、極力現状地盤を乱さない方法をとる必要がある。表-1に示してある撤去工法の特徴については、参考文献を参照されたい。

表-1 杭の撤去工法選定表¹⁾

杭の種類		松 杭		RC(PC)杭		場 所 打 ち 杭			その他基礎
		単杭	継杭	単杭	継杭	アース ベノト リバース	深 礎	ベデス タル杭	地中コンク リート基礎
引 抜 き 工 法	1. プレボーリング (フリクションカット)工法	○	×	○	×		×		×
	2. 鋼 管 (フリクションカット)工法	○	×	○	×		×		×
	3. 鋼 管 ジェットエア併用法	○	△	○	△	×	×	○	×
	4. ケーシングオーガ工法	△	×	○	△		×		×
	5. 鋼管・ジェット併用 +底部シャッター工法	○	○	○	○	×	×	△	×
破 碎 工 法	6. アールケーシング+ 破碎機+バケット工法	○	○	△	△	×	×	△	×
	7. ロックオーガ工法	△	△	△	△	△	△	△	○
	8. 深礎式破碎工法	△	△	○	○	○	○	○	○

2. 地盤の復元について

杭を引抜いた後の空洞は、なんらかの方法で充填する必要がある。しかしながら充填物が硬すぎても軟らかすぎても、新設基礎構造物の施工に支障をきたす場合もある。このため、充填物は地中において地盤となじみがよく、周囲と同等の性質をもった材料をもって、現状地盤に近い状態に復旧するのが望ましい。

過去の施工例では、山砂等による埋戻し、生石灰等による改良、貧配合モルタルによる充填、泥水モルタルによる充填等がある。いずれの復元法にしても、一長一短があり、地盤状況、現場条件、

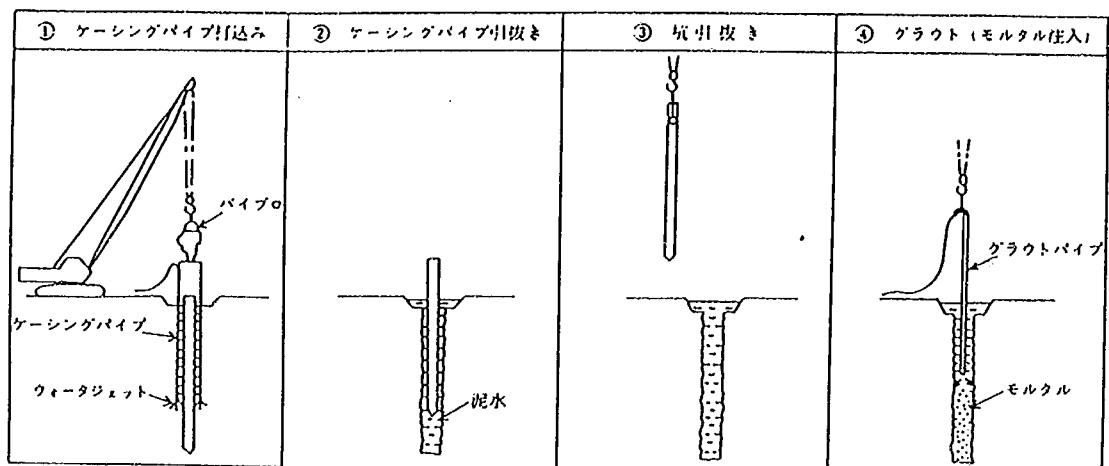


図-1 引抜き工法の一例²⁾

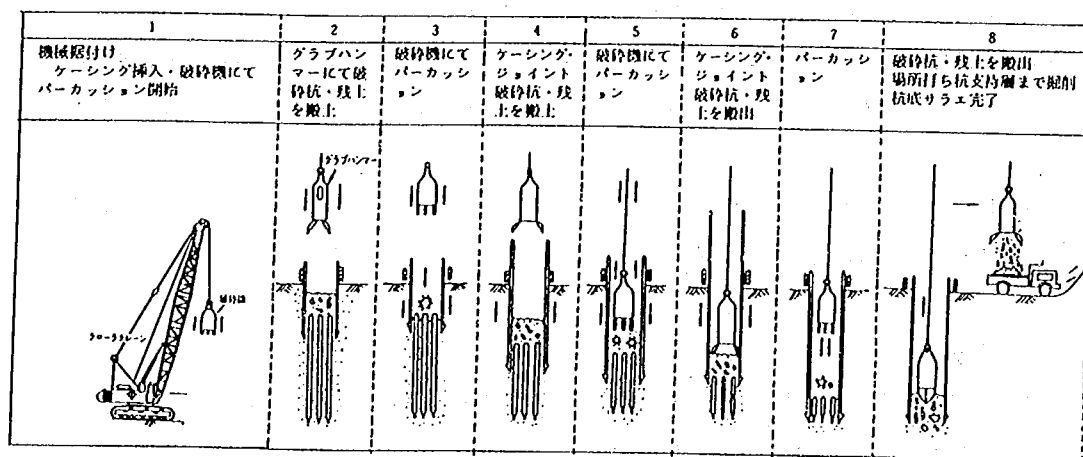


図-2 破砕工法の一例¹⁾

施工性、経済性等総合的に判断し選定するのがよい。

3. 設計上の留意点

1) 設計上の地盤面

設計上の地盤面を定めるには、長期にわたり安定した土層として存在し、支持力が期待できる。

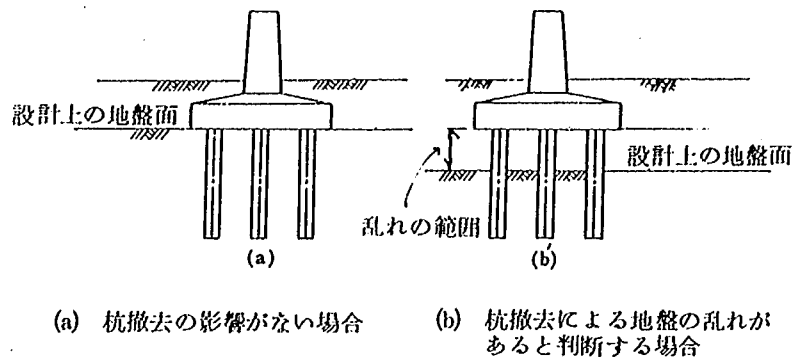


図-3 設計上の地盤面

かの判断が必要である。杭撤去の施工により、地盤が乱され地盤強度が回復しない場合は、設計上の地盤面はこの土層以下としなければならない。

ii) 設計のための地盤定数

地盤定数は、地盤の支持力や変位量算定に直接係わるものであり、基礎の安定に大きな影響を与える。一般的には、地盤の復元により改良効果がある場合でも、長期的な信頼性も加味して現地盤と同等の評価が望ましい。地盤の復元が大規模になる場合は、杭の載荷試験により支持力等を直接知ることができるが、実際の設計に適用する場合には、現地盤調査結果と併せて判断しなければならない。

設計は、計画された施工条件を前提としている。従って、杭の撤去や地盤の復元上何らかの不都合が生じた場合は、基礎構造物の安全性を再度チェックしておく必要がある。

(参考文献)

- 1) 佐藤, 久保, 大坪; 既存杭の撤去と施工例, 基礎工, Vol. 10, №7, 1982
- 2) 広川, 相馬; 長尺な既設松杭・RC杭の引抜き工法, 基礎工, Vol. 10, №7, 1982
- 3) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編; 日本道路協会, 昭和55年5月

(基礎研究室)

道-21 洞門工事における深礎杭の設計について

(質問)

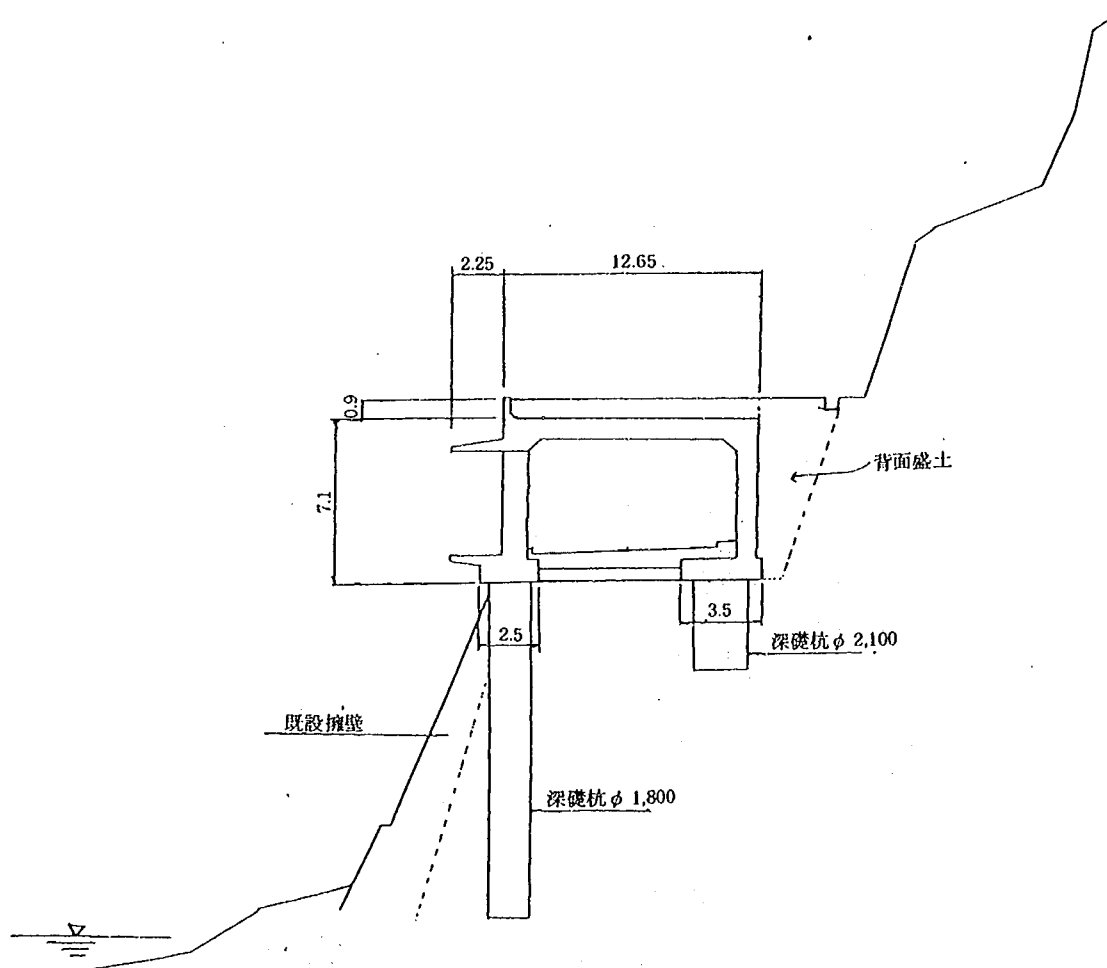
(1) 深礎杭の杭頭許容変位量について

洞門工の基礎杭の杭頭変位量は、橋梁基礎のように $\delta_a = 25 \text{ mm}$ と拘束する必要があるか。

(2) 深礎杭の背面土圧の考え方について

斜面上の深礎杭において谷側に擁壁等がある場合には、杭にかかる土圧を設計上考慮しなくてもよい。

(飯田国道工事事務所)



図一 1 洞門工標準断面図

(回答)

- (1) 通常、橋梁の杭基礎に関する水平方向の安定照査は、杭体応力度と杭頭許容変位量を考慮して決めた許容支持力で行う。

許容支持力に制限を加える変位量としては、上部構造から決まる許容変位量と下部構造自体に必要な剛性を付与する基準変位量とがある。

前者についての一般的な考え方は、上部構造が不静定構造物の場合には、基礎の変位量と上部構造に生じる応力度の関係から定まる値とするか、または静定構造物の場合は橋脚天端や沓座位置での許容される変位量から定まる値とする。

一方、後者は上部構造が静定でかつ橋脚天端等での変位量が制限されていない場合に、地盤の不確定要素を考えて許容支持力に制限を与えるために、杭の設計地盤面において定めた値である。

基準変位量は、地盤や杭体の力学的特性を、弾性的で信頼性の高いひずみの小さい領域で設計に取り入れるため、一般に杭頭固定の条件で常時10mm、地震時15mmとしている場合が多い。

現行道路橋示方書では、杭の変位量をフーチングの回転を考慮した変位法により計算しており、許容水平変位量として常時15mm、地震時25mm程度とすることが一般的である。ただし、許容水平変位量に関する明確な規定はなく、必ずしも地震時の変位量を25mmに拘束するものではない。

深礎杭は一般に斜面に設置されるため、地表面付近の地盤の塑性化が杭の安定性に大きく影響する。このため、橋梁基礎の深礎杭の設計においては杭の変形と地盤の支持力の両者の照査を行っているのが現状である。

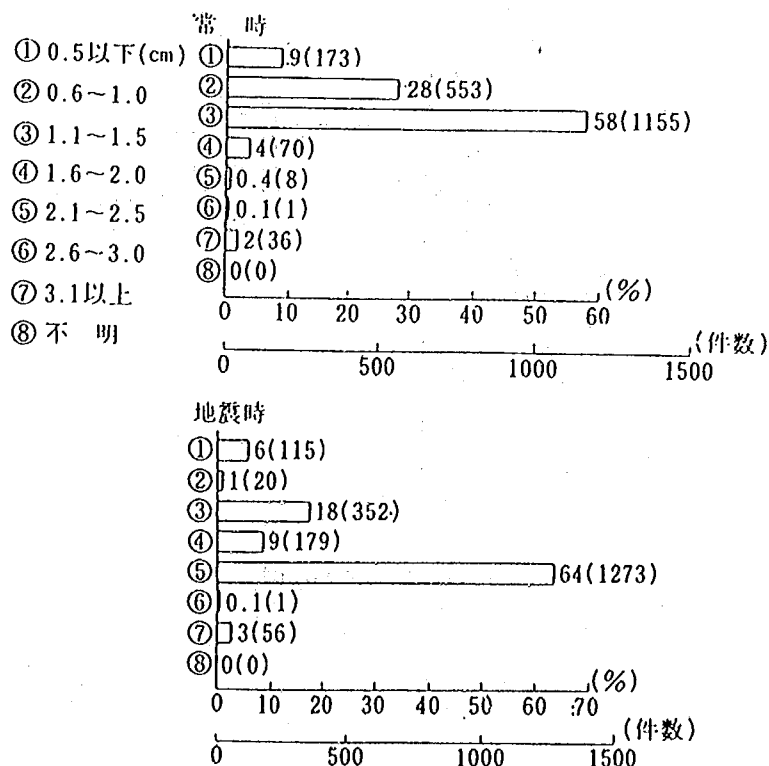


図-2 許容変位量

(第40回建設省技術研究会)

共通部門指定課題「構造物基礎の形式選定」より抜粋)

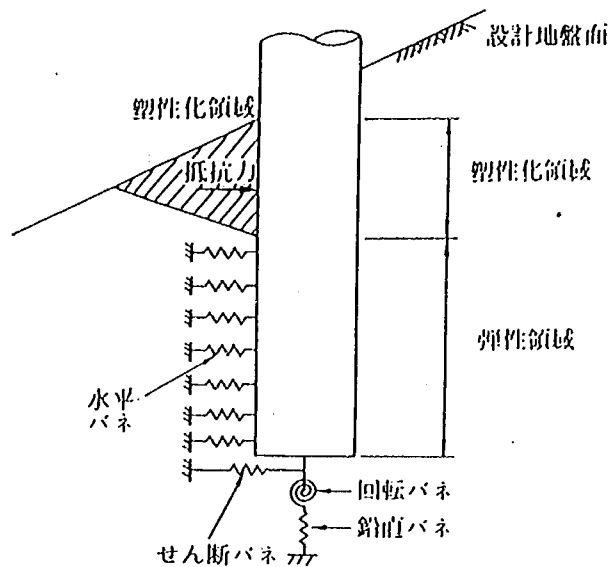


図-3 深礎基礎の力学モデル

〔雑誌基礎工 1986, Vol. 14, №6〕

洞門工は、落石や崩土対策として建設される本格的な構造物であり、落石・崩土・地震を異常時と考えると本体工の安全度を確認しており、基礎工の安全度も同程度とするのが望ましい。

ただし、落石防護工と橋梁との違いを考慮すれば必ずしも変位量を橋梁基礎と同程度に拘束する必要はなく、むしろ、深礎杭を支持する谷側地盤の塑性化を考慮した水平安定度の照査を行うことにより基礎の安定を確保するのが望ましい。

(2) 斜面上の基礎の設計では、設計地盤面の設定位置と外力評価が重要なポイントとなる。

設計地盤面を設定することは、長期的に安定している地盤面を推定する問題に帰着される。従って、通常斜面上の深礎杭の設計地盤面は、円弧すべり面を想定した斜面の安定計算の結果しかるべき安全率を確保できる地盤面とし、この面より上に杭体に作用する土圧として主働土圧を考慮することが多い。

擁壁自体は滑動や基礎地盤の支持力に対して安定であっても、斜面上に擁壁を設置する場合には擁壁を含む広い範囲にわたってすべり破壊などを生じることがある。

従って、谷側に擁壁等がある場合においても表層土の強度や地盤構成、周辺地域での崩壊の有無等を十分考慮し設計地盤面を設定するとともに、適切な外力評価を行い安全性を検討するのが望ましい。

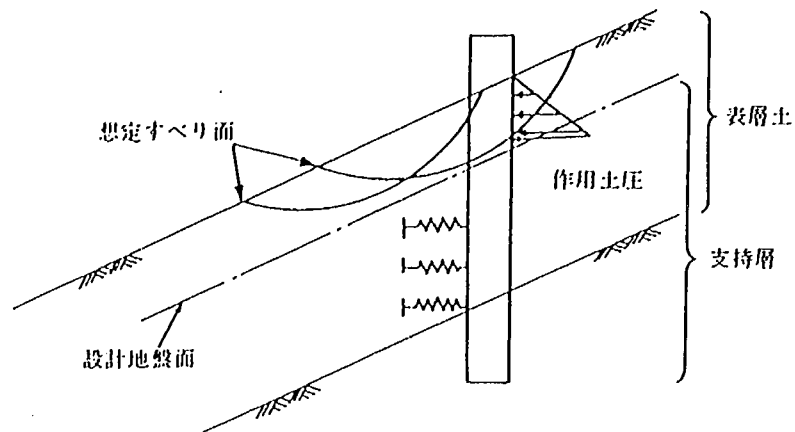


図-4 支持層と設計地盤面

〔杭基礎設計便覧(日本道路協会)より抜粋〕

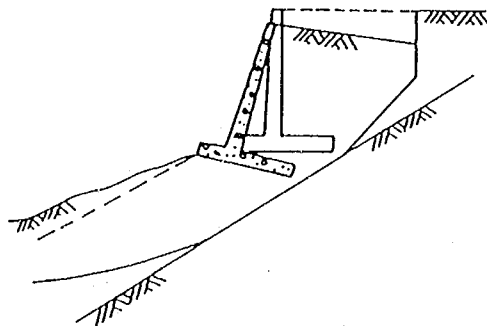


図-5 斜面上のすべり

〔道路土工擁壁・カルバート・仮設構造物工指針
(日本道路協会) S62.5より抜粋〕

(基礎研究室)

道-22 交通弱者の道路安全対策について

(質問)

交通弱者(身体障害者)に対する交通安全対策は社会的な要請である。施設の利用実態により、当面の改善などがあると思われる。したがって現時点で改善すべきことがあればお伺いしたい。又将来の展望としてどのような整備方針であるか、お聞きしたい。

(回答)

身体障害者の社会活動範囲の拡大を確保するためにもその安全施設の果たす役割は大きなものがある
と考える。第4次交安5カ年においても、高齢者、身体障害者に配慮し、安全で快適な歩行者空間の
拡大として、質の高い歩道を整備していく施策がとられている。

今、身体障害者対策が示されている主な通達は

1. 歩道および立体横断施設の構造について(S 48.5.2)
(歩道等の切下げについて、立体横断施設について)
2. 「歩道および立体横断施設の構造について」の取扱いについて(S 48.11.14 付)
3. 立体横断施設設置基準および道路標識設置基準について(S 53.3.22 付) であり

これ等により施設が整備されてきた。

質問の施設の利用実態をふまえた改善策についてであるが、施工後、供用された施設をどのように
使っているかという事後調査がほとんどされていない実情である。

土木研究において昨年度視覚障害者の歩道利用実態調査を実施したので、これについて、わかった
事項を以下に述べる。

1. 歩道幅員

付添人が並列する場合、丈のふり幅を考慮して、又すれちがい通行幅を加え $3 \times 0.75 = 2.25 \text{ m}$ は
必要である。(最小値)

2. 点字ブロック

点字ブロックは単路部、横断歩道、立体横断施設の階段手前など全般的に良く利用されている。

横断歩道に設置される点状ブロックの設置位置については信号機、照明柱、ガードレール端部等
の施設の配置を検討し歩行上支障のないように設置する必要がある。進行の支障となっている例が
見られた。視覚障害者用誘導ブロック設置基準が昭和60年にできたが、それ以前の誘導ブロックの
設置状態は設置基準の主旨にそぐわない面もあり改善していく必要がある。尚、昭和61年4月現在
の誘導ブロック設置枚数は約580万枚(道路関係) となっている。

単路部の線状ブロックは両足で点字ブロックを歩く為1列よりも2列配置の方が利用しやすい。
弱視の人でも点字ブロックを利用していると考えられ、点字ブロックを黄色にする意味はあると考えられる。

3. 歩車道の段差

基準値である段差2cmは目の不自由な人に歩車道境界を認識させるために必要な最小段差であり、
車椅子利用者を考慮した妥協点といわれているが、今回の調査では慣れた通学路ということであっ
たためか段差の必要性は全く認められなかった。今後、検討していく余地があると思われる。

4. すり付け勾配

調査箇所において11%の場所があった。歩行上健常者との相違点はなかったが、健常者の歩行時においても不快感をもつ勾配であり、現在の基準値8%以下にすることが必要と考えられる。

5. 信号機

青信号途中での横断開始は皆無であった。又、青信号になっても用心をし、3～5秒遅れて横断開始する場合が多く、最小青信号時間の設定時に3～5秒の余裕を加えておくことが必要と考えられる。

最後に今回の調査で特に気が付いた事項として、歩道上の放置自転車、看板類、車両の歩道上駐車、荷物の放置の路上障害物があった。歩行に支障をきたすものを、取り除く為には取り締まりと住民協力が必要である。なお、現在視覚障害者の磁性体による誘導という研究も他機関で進められており、将来普及する可能性がある。

以上が視覚障害者の歩道利用実態調査結果であるが、この他の交通弱者例えば、車イス利用者の歩道利用実態については調査されたものは少なく、今後その実情を調査し、研究して施設の改善を考えていく必要があると考える。

(交通安全研究室)

道-23 アンカー工を受け持つコンクリート法枠工の設計荷重について

(質問)

山留工として、最近、図-1のようにコンクリート法枠工を斜面に施工して、これにアンカー工をとることが急傾斜工事、災害復旧工事さらに道路工事等に用いられることが多くなった。このときのアンカー工の緊張力を受けもつコンクリート法枠工の設計方法として、縦梁、横梁をとり出して単純梁(はり出し梁、主に縦梁)、連続梁(主に横梁)として鉄筋コンクリート梁を設計する手法、更に、これを弾性床上の梁として設計する手法が用いられているが、これらの設計荷重として従来縦梁、横梁をそれぞれ切り離して設計アンカーを分布荷重に換算して設計してきた。しかし最近一部に、この設計アンカーカを縦梁、横梁に2次元(平面)的に荷重分散させて鉄筋コンクリート梁の設計をしようとする経済的ではあるが、危険側の手法が打ち出されてきた。

この設計手法で疑問に思われるのは次の2点が考えられる。

1. 縦梁、横梁にアンカーカを均等に分配しようとしているが斜面に転石があったりして、締めつけられる斜面地山の圧縮、圧密が必ずしも一様とは考えにくくおのずからアンカー1本1本が均等の力を発揮するものではなからうこと。
2. 施工の段階でアンカーを全部一緒に緊張することが出来ず、緊張の順序に従って設計荷重以上の荷重が梁にかかることになる。

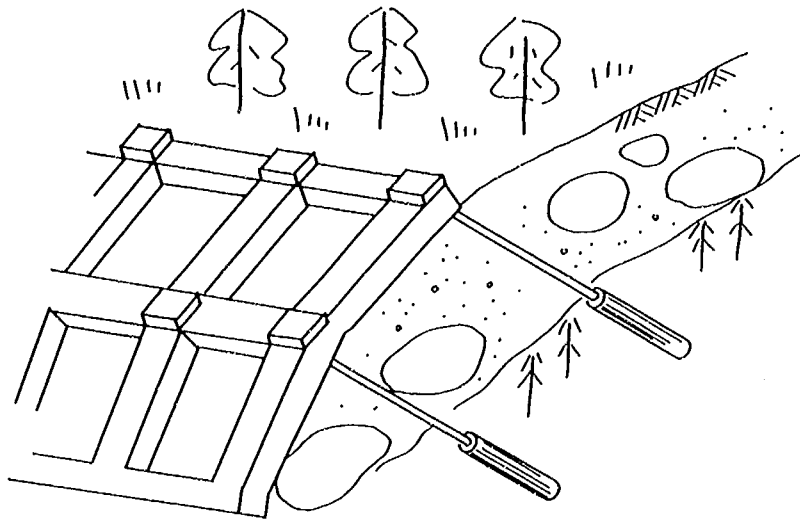


図-1

ちなみに土木学会編「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」7節フラットスラブ構造59条構造解析の「解説」に、「このxとyの2方向のラーメンにのせる荷重は2方向ともそれぞれに全荷重とし荷重を2方向に分担させてならない」とあるごとく、このコンクリート梁工の設計においても安易な荷重の分散は廃すべきものと考えられるが如何ですか。

(愛知県名古屋土木事務所)

(回答)

ロックボルト、グラウンドアンカー等と組み合わせたコンクリート法枠工の枠の設計には次の3通りの考え方がある。

- (1) 弾性支承上のはりとして、弾性床土にはりの集中荷重(P)が作用すると考えて検討する場合
- (2) アンカーの引張力が2方向(平面的)に作用すると考えて検討する場合
- (3) 最も危険な縦断面を対象にして、アンカー引張力力が一方向にかかるものと考えて検討し、鉄筋量を算出する場合

本質問は上記(2)の場合を取り上げているものであり、この点については次のように考えられる。

アンカーの引張力力が2方向(平面的)に作用すると考える場合、縦・横の枠の剛性が等しく、枠の交差部において鉄筋も連続しているという条件が満たされた時で、かつ、枠にかかる外力(引張力)が平面的に一樣な場合である。この時、枠に作用するアンカー力が平面的に均等であるか否かが

重要であり、当研究室の調査結果によると、次のような問題があると考える。

- i) 図-2のように同一の地層においてもその風化の程度により、アンカー耐力はバラツキを示し、地盤の局所的な変化に左右されて、個々のアンカーが均等の力を発揮しない。

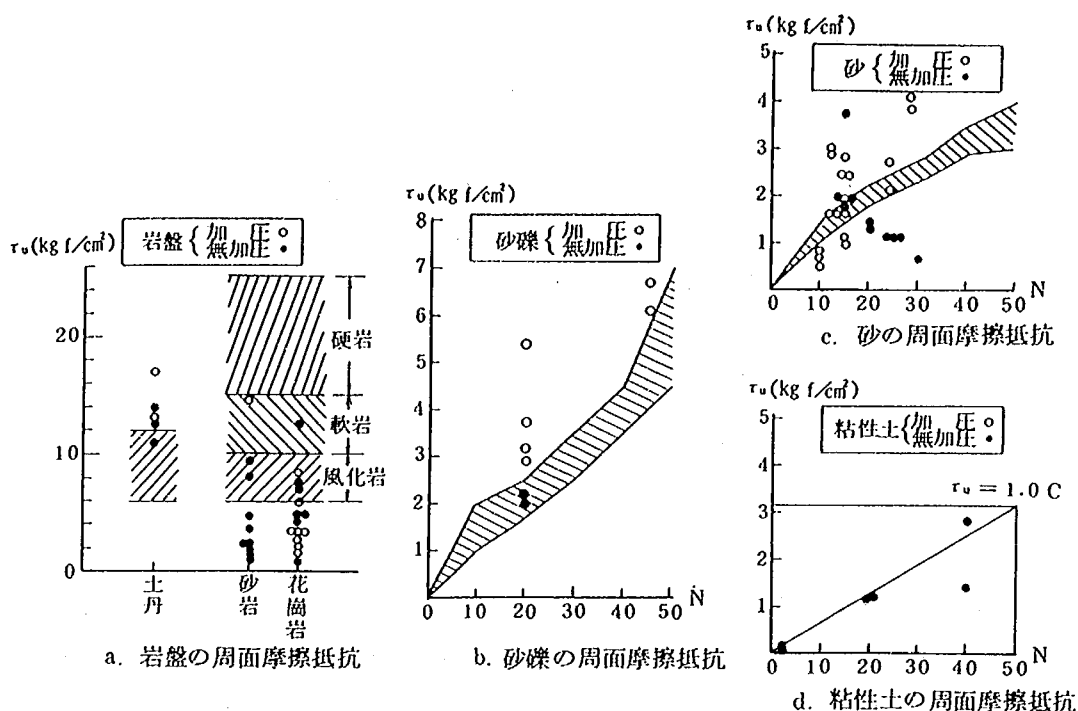


図-2 極限周面摩擦抵抗 τ_u と地盤・岩盤の関係

- ii) 図-3のようにアンカーのクリープ速度 ΔK はアンカーに対する引張り力が増大する程大きくなり、アンカーの緊張の順序および初期緊張力の大小により、設計アンカー力と異なるアンカー力が施工される可能性がある。

標準的なアンカー工法の設計方法は、崩壊形態の推定 → アンカー体の検討 → 受圧板の検討までであり、アンカー工併用の法枠工の設計として、法枠工の枠の検討についてまで整理されていない。縦枠、横枠を単純ばり、あるいは連続ばりと考え、アンカー体の緊張力を計算する手法が現状では一般的であると考える。

次に、本質問では土木学会編「コンクリート標準示方書、7節フラットスラブ構造・59条構造解析」の計算手法を引用しているので、この方法について検討する。フラットスラブはスラブがはりの仲介なく直接柱で支持され、かつ、柱と剛結された2方向以上の配筋をもつ鉄筋コンクリートスラブであ

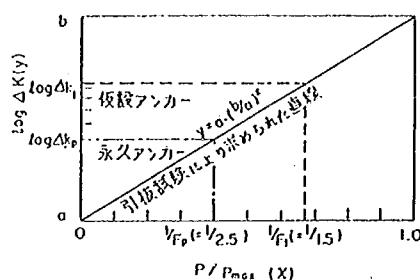
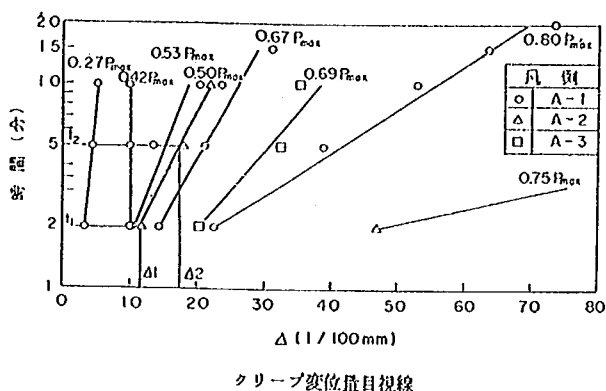
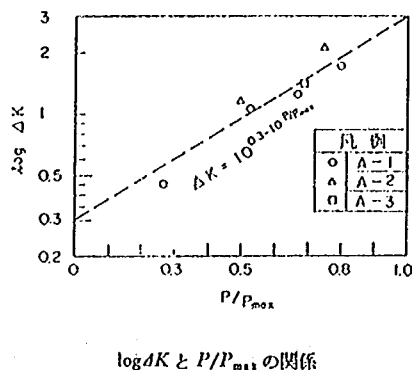
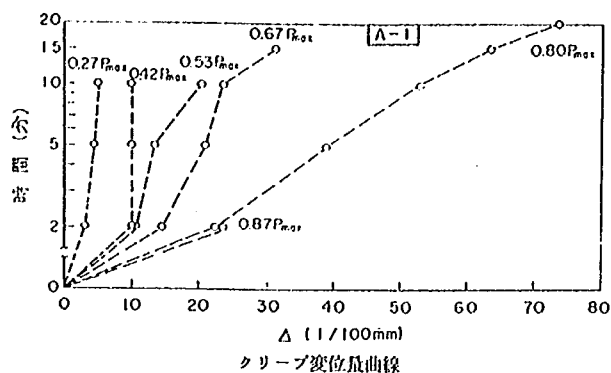


図-3 アンカーのクリープ特性

り、外力はスラブの自重および上載荷重である。一方、アンカー工を受けもつコンクリート法枠工における縦はり、横はりはアンカーを支点とするはりと考えられ、外力はアンカー緊張力となる。よって、同示方書の見解をアンカー工を受けもつコンクリート法枠工の設計に適用することには問題があると考えらる。ただし、質問の末尾にあるように、構造物を設計する場合、とりわけ、アンカー工、法枠工のように不確定要素の多い自然斜面を対象とする場合、設計外力の設定には慎重な対応が望まれる。

(参考文献)

- 1) 土木研究所急傾斜地崩壊研究室；アンカー工に関する試験調査報告書，土木研究所資料第1636号，昭和56年3月
- 2) 石川芳治；斜面におけるアンカー試験，土木技術資料21-6，昭和54年6月
- 3) 建設省河川局砂防部監修；斜面崩壊防止工事の設計と実例，全国治水砂防協会，昭和58年12月

- 4) 日本道路協会；道路土工のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月
- 5) 土質工学会；アースアンカー工法，昭和57年8月
- 6) 土木学会；コンクリート標準示方書，同解説，昭和55年3月
- 7) 土木学会；コンクリート標準示方書・設計編，昭和61年10月
- 8) 土木学会；土木工学ハンドブック・中巻，昭和49年11月

(急傾斜地崩壊研究室)

道-24 製鋼スラグの舗装要綱への掲載時期について

(質問)

本県では製鋼スラグ(転炉複合スラグ，電気炉スラグ) について58年度より試験舗装を国道，県道で行っています。

追跡調査では，エージングを充分行えば路盤材として利用できると考えています。将来は舗装要綱に掲載されると思われますが，その時期は何年頃になる予定ですか。見通しを御教示載きたく，お願い致します。

(愛知県土木部)

(回答)

鉄鋼の生産課程で副次的に発生する鉄滓を破砕したものを鉄鋼スラグと呼び，鉄鋼スラグはさらに鉄鋼の製造課程でつくられる高炉スラグと鋼の製造工程で生産される製鋼スラグに分けられ，このうち，高炉スラグについては舗装要綱にも既に昭和53年の改訂版から路盤用骨材として採用されている。

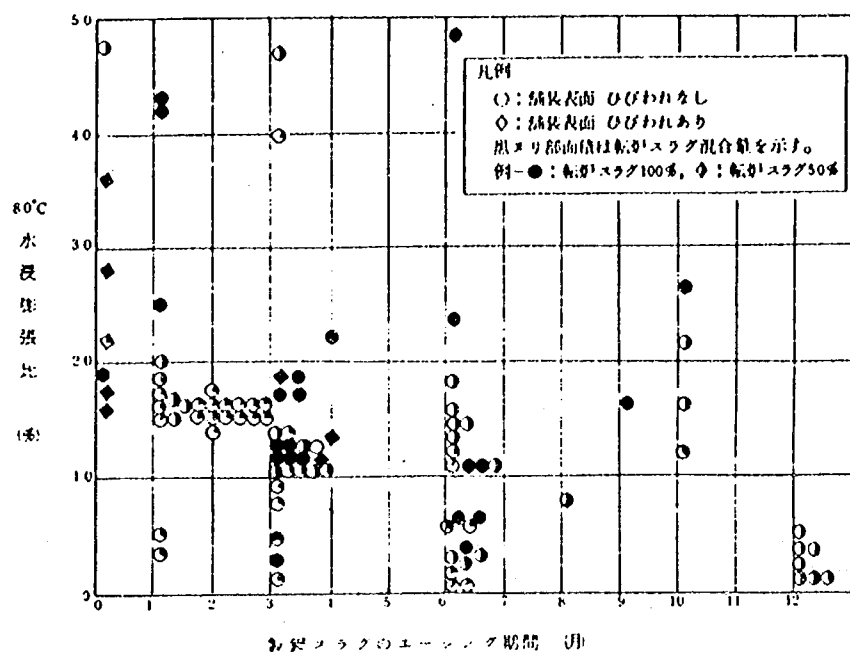
製鋼スラグの路盤材料への有効利用については，従来，建設省土木研究所，(財)土木研究センターおよび鉄鋼スラグ協会の3者による共同研究のなかで検討が進められてきた。

製鋼スラグは，その中に鋼の精錬時に添加された生石灰が未溶解のまま遊離石灰として残っていると，これが水と反応して製鋼スラグを膨張崩壊させる恐れがあるので，路盤材料として用いる製鋼スラグは，このような遊離石灰が残っていない安定した材料でなければならない。

共同研究では，製鋼スラグの種類や配合あるいは膨張安定性が異なる路盤用製鋼スラグを用いた実際の道路を対象に追跡調査を行ない，これらの供用後1～5年の路面性状と，製鋼スラグのエージング期間，水浸膨張比の関係を図-1のようにまとめた。これによると，エージング期間が6ヶ月以上でかつ80℃水浸膨張比が2%以下の路盤用製鋼スラグならば実際の道路における路面性状は良好となっており，この結果，エージング期間が6ヶ月以上で，80℃水浸膨張比が1.5%以下の路盤用製鋼スラグならば，膨張安定性は十分確保されていると判断される。

なお，電気炉スラグは，転炉スラグに比べ遊離石灰が少なく，膨張性が小さいので，この場合は，エージング期間が3ヶ月以上で，80℃水浸膨張比が0.6%以下ならば施工実績などを参考にして使用

できると判断される。



図一 1 製鋼スラグのエイジング期間と路面のひびわれ

製鋼スラグを用いた路盤材料の構造的な評価については、実路における供用性の評価ならびに開削調査をもとに表一1のようにまとめられる。これより、品種別の等値換算係数は、HMS相当品で0.55，MS相当品で0.35，CS相当品で0.25と推定され、製鋼スラグを用いた路盤材料も従来用いられてきた高炉スラグと同等の評価が可能であることがわかった。

以上共同研究のなかで得られた成果より、所要のエイジング処理がなされ、膨張安定性が確保されている路盤用製鋼スラグならば、従来用いられてきた路盤用高炉スラグと同様に、アスファルト舗装要綱で規定する上層路盤あるいは下層路盤に用いる路盤材料の一つとして扱うことは十分可能と判断される。

したがって、路盤用製鋼スラグについては、このような成果を基に、現在アスファルト舗装要綱のなかに取り入れるべく検討作業を進めているところで、その結果は、63年度中にまとめようと作業を進めている現要綱の修正版に反映されていくものと考えられる。

表-1 品種別の等値換算係数推定結果

品名	規格	配 合	粒 度	修正CHC (%)	修正CHC (kg/cm ²)	等 価 係 数		標準値の推定	標準値との比較結果		
						推定法	推定結果				
HMS 相 当 品	c	HMS 30% L.D 50% GS 20%	25 ~ 0 (HMS規格)	133	12.2	σ_a σ_s	1.0 1.0	HMS-25 1.0	HMSと同等であることから $\sigma_a=0.55$ として問題がない	0.55	
	e	HMS 70% L.D 30%	25 ~ 0 (HMS規格)	145	12.3	σ_a σ_s	0.91 0.48	* 0.47	標準値であるHMS-25が0.47、比較値が0.48であり、 $\sigma_a=0.55$ が期待できる。		
MS 相 当 品	a	L.D 100%	25 ~ 0	100	—	σ_a σ_s	0.52 0.45	MS-25 0.35	MS-25と0.35とした場合、L.D-100の σ_a は0.45であり、MS-25以上が可能である。	0.35	
	b	MS 60% L.D 40%	25 ~ 0 (MS規格)	205	17.8	σ_a σ_s	0.40 0.31	* 0.30	標準値も比較値も同程度であり、標準値のMS-25の σ_a 0.35は望める。		
	f	L.D 100%	25 ~ 0 (MS規格)	147	—	σ_a σ_s	0.71 —	HMS-25 —	標準工区であるHMSが「不足のため推定できず」しかし、いずれの工区もMC1は大きく、品質性は良好		
	g	MS 50% L.D 50%	40 ~ 0 (MS規格)	150	12.8	σ_a σ_s	0.41 —	* —	各工区ともMC1は大きくMC1による方法では推定できなかった。		
	d	E.F 100%	40 ~ 0	—	—	σ_a σ_s	0.52 0.26	M-25 0.35	標準値M-25と0.35とした場合E.F-40は0.26と若干小さいものの、ただし、品質は良好のみである。		
CS 相 当 品	a	L.D 100%	40 ~ 0	170	—	σ_a σ_s	0.62 0.65	MS-25 0.35	MS-25と0.35とした場合L.D 100の σ_a は0.65と大きい値であり、 $\sigma_a=0.25$ 以上が可能である。	0.25	
	b	L.D 80% B.F 20%	40 ~ 0	121	—	σ_a σ_s	0.45 0.15	* 0.30	直接推定したM-25の $\sigma_a=0.30$ であり、これから比較値の σ_a を推定すると0.15程度である。		
	g	L.D 100%	30 ~ 0	125	—	σ_a σ_s	0.52 —	* —	MC1が9.0以上であり、MC1からの σ_a は推定できなかった。		
	h	L.D 50% CS 40% GS 10%	30 ~ 0	166	—	σ_a σ_s	0.52 0.60	—	標準工区は設けていないので比較はできないがいずれの配合もCS相当品以上の品質が期待できる。		
		L.D 90% GS 10%	30 ~ 0	142	—	σ_a σ_s	0.30 0.99	—			
		L.D 100%	30 ~ 0	60	—	σ_a σ_s	0.49 0.92	—			
		i	L.D 30% B.F 35% GS 35%		—	σ_a σ_s	0.49 —	—			

(舗装研究室)

道-25 防災工事におけるアースアンカー工法について

(質問)

防災工事におけるアースアンカー工法について以下の点を教示願いたい。

1. 現場調査からアンカー強度決定における流れの中の一般的な目安(フローチャートのようなもの)。
2. アンカー強度の設計において、スタートとなる現況安全率は $F_s=1.0$ が適当と思われるが、擁壁に亀裂が入っている場合の補強アンカーの場合にも、 $F_s=1.0$ が適当か。
3. アンカー施工にあたり、定着にセメントミルク、モルタル等を使用しており、その注入量は当初土質により設計し、その量は使用材料表の空体で確認している。そこで、作業時又は作業終了時にゲージ等で正確に確認できる方法があればその方法について。

(静岡県土木部道路維持課)

(回答)

1. アンカー工の調査・設計は次の手順で行うのが一般的である。

1.1 調 査

アンカー工施工のための調査は、地下水の状態、過去の崩壊状況を把握するなどの斜面調査に加えて次の調査を重点的に行う。

(1) すべり面の想定のための調査

設計に必要なアンカー力を求め、アンカーの定着位置を決定するため、サウンディング、ボーリング、弾性波探査等を行う。

(2) 定着地盤の強度およびアンカー体極限付着力の調査アンカーの耐力やアンカー工の施工性はアンカー体の定着地盤の性質・強度により大きく左右されるため、ボーリング、弾性波探査、サウンディング、土質試験等によりアンカー体の定着地盤の強度・性質および岩盤の有無を十分に調査する必要がある。また、アンカー体の設計の基本事項であるアンカー体極限付着力を正確に推定するためにアンカーの引抜試験を行う。

1.2 設 計

防災工事におけるアースアンカーの一般的な調査・設計手順を図-1に示す。また、アンカー工の設計におけるチェックリストを表-1に示す。

2. アンカー工の設計において、斜面の安定計算法は斜面を構成する地盤の性質、想定すべり面の形状、崩壊要因、構造物およびアンカーの種類と配置等により異なり、くさび形の崩壊が想定される斜面でアンカーを擁壁等の補強に用いる場合と、比較的勾配が緩く斜面が長い箇所で円形すべりが想定される場合の二つに大別できる。

くさび形の崩壊が想定される斜面で擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合（擁壁とアンカーを当初から同時に計画する場合）、このようなすべりに対しては力の多角形を用いて、構造物（擁壁）およびアンカーによる必要すべり抵抗力（ E ）を求め、この値から擁壁によるすべり抵抗力（ F ）を減じてアンカー強度（ P_n ）を求める。

この時の必要すべり抵抗力は現状安全率（ FS ）と計画安全率（ PFs ）から求め、斜面安定計算に用いる計画安全率は一般に元地山の現状安全率を

① 現状の斜面において斜面の変状（亀裂、崩落、移動等）が認められない場合 $FS = 1.0$

② 現状の斜面において斜面の変状が認められる場合 $FS = 0.95$

として逆算した地盤定数を用い、かつ構造物の重要度や維持管理上の問題点等を考慮して、 $FS = 1.2 \sim 1.5$ を採用している。

これらのことから、本質問のように既設擁壁に亀裂が入っている場合の補強アンカーの設計では、擁壁の亀裂の程度および斜面の変状の程度が重要なポイントであり、

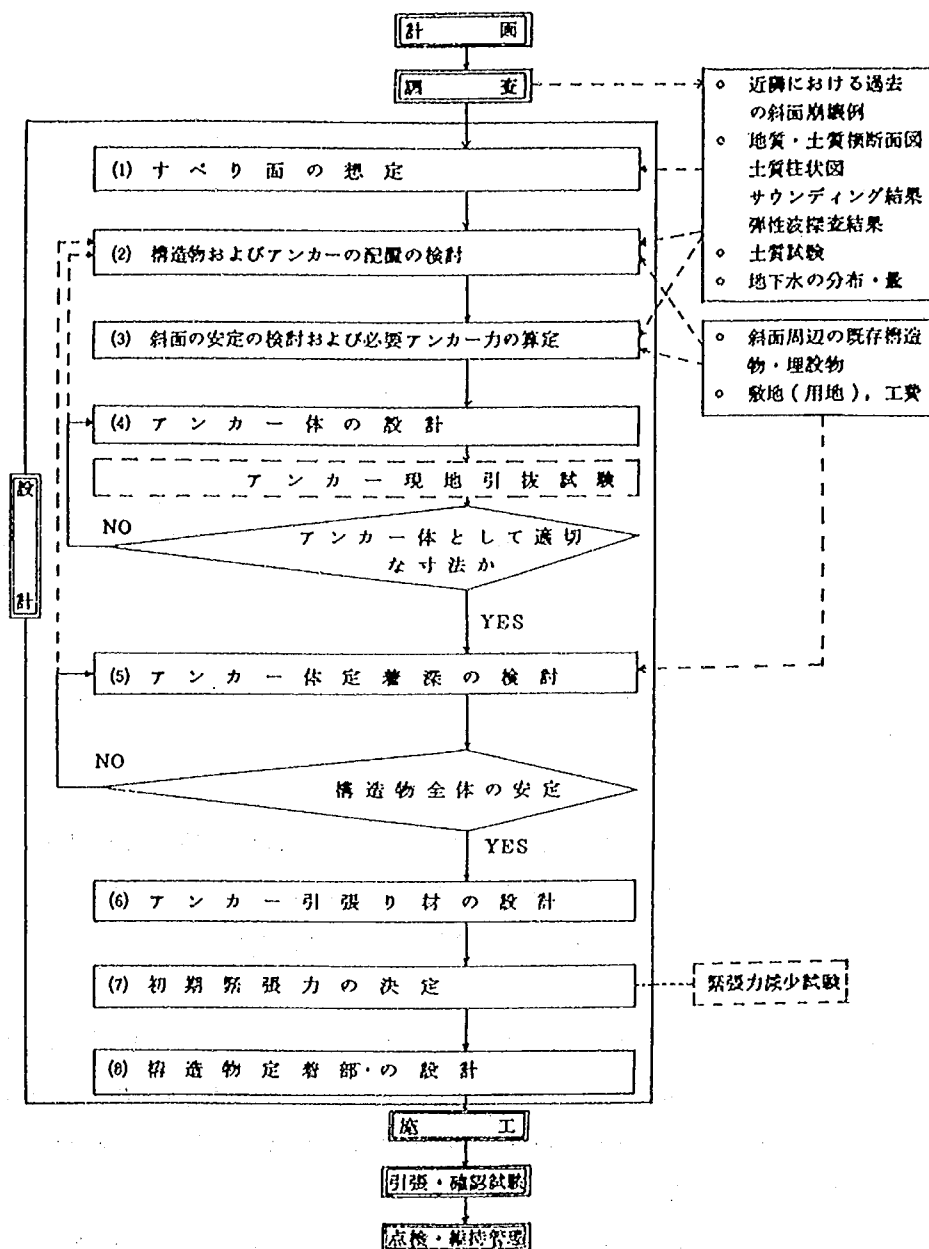


図-1 アンカー工の一般的な設計手順

- i) 構造物の変状が著るしく、構造物による抵抗が期待できない場合は、力の多角形で擁壁によるすべり抵抗力 $F=0$
- ii) 斜面の変状が認められる場合は、現状安全率 $F_s = 0.95$ として、アンカー強度の設計を行うことが望ましいと考えられる。

表-1 アンカー工の設計におけるチェックリスト

設 計 手 順	設 計 項 目	
(1) すべり面の想定	すべり面 (現状および切土後)	形 大きさ 深さ 危険度
(2) 構造物およびアンカー の配置の検討	構造物 アンカー	種類 平面的位置 横断的位置 平面的位置 横断的位置 定着地盤・岩盤
(3) 斜面の安定の検討およ び必要アンカー力の算定	安定計算 構造物 アンカー	方法 現状安全率 計画安全率 土質定数 安定効果 安定効果 必要アンカー力
(4) アンカー体の設計	アンカー 定着地盤・岩盤 アンカー体	間隔 設計アンカー力 極限周面摩擦抵抗 安全率 径 長さ 現地引抜試験の結果
(5) アンカー体定着深の検 討	構造物、アンカーを含んだ全体としての安定の検討 自由長の検討 アンカーのグループ効果 アンカー体の土かぶり厚の検討 アンカー体定着位置の決定	
(6) アンカー引張り材の設 計	引張り材 防錆処理	種類 鋼材断面積 引張り強度 降伏強度 長さ 材料 処理法
(7) 初期緊張力の決定	初期緊張力	緊張方法 初期緊張力 初期有効緊張力 クリープ 緊張力の点検可否 再緊張の可否 再打設の可否
(8) 構造物定着部の設計	締付金具 台座 補強鉄筋 防護	種類 寸法 形状

3. アンカー工施工に際して、アンカー体を製作する過程でグラウト材としてセメントミルク、モルタル等を注入するが、その注入量の確認は本質問による方法が現状では一般的である。

最近、注入量を確実に測定できる方法として、モルタル流量測定装置、グラウト流量計等が開発されている。この計器はグラウトミキサー、グラウトポンプとパイプ管が接続されており、大きさは750×680×400mm、重量は130kg程度である(図-2)。その他、計測部分と記録部分が分離したセパレートタイプの計器があり、総重量は50kg程度と軽い。

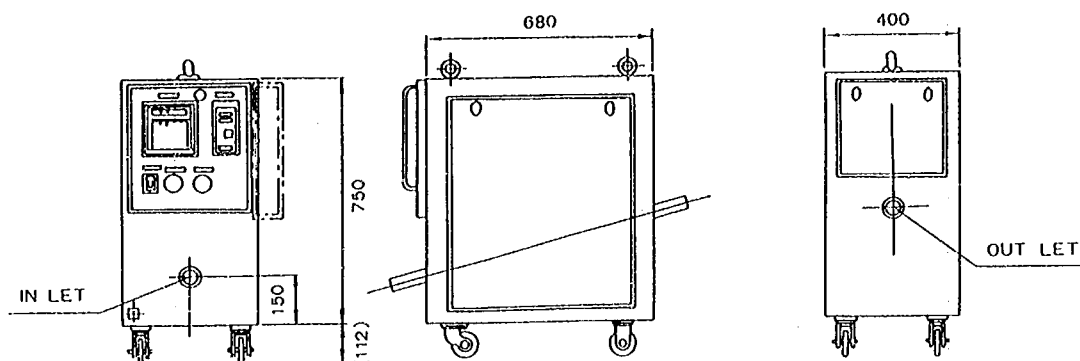


図-2

性能は、たとえば表-2に示すとうりて、通常のアンカー工の注入に関しては十分対応でき、また

表-2

測定範囲	流 量	0 ~ 150 ℓ/min 0 ~ 300 ℓ/min 2レンジ
	圧 力	0 ~ 15 kg/cm ² 0 ~ 30 kg/cm ² 2レンジ
	流 量 積 算	0 99999電子カウンタ 5桁 (薬注用2倍積算スイッチ付)
精 度		±1%(最大定格値に対し)
記 録 紙		180mm巾国際標準 (目盛は3色刷で記録用ペンの色と対応) (乾燥用スペースヒータ内蔵)
記 録 用 ペ ン		赤…流量 緑…圧力(流量マーカー)
記 録 速 度		60、120、240、600、1200、2400mm/H 6速
プリセットカウンタ		1ℓ ~ 999ℓ (定量ブザー) (流量マーカー)
電 源		AC200V±10%, 50/60Hz, 200VA
使 用 温 湿 度		-10°C ~ +50°C, 90%以下 (この範囲をこえる場合は別途オプションあり)

防水，振動，衝撃についても考慮されており，この点についても有効な方法であると考えられる。

（参考文献）

- 1) 建設省河川局砂防部監修；斜面崩壊防止工事の設計と実例，全国治水砂防協会，昭和58年12月
- 2) 土質工学会；アースアンカー工法，昭和57年8月
- 3) 日本道路協会；道路土工のり面工・斜面安定工指針一，昭和61年11月

（急傾斜地崩壊研究室）

中部地建における一日
土研資料

土木研究所資料第 2517 号
昭和 62・11 (1987)

企画部 企画課

キーワード 一日 土 研

要 旨

中部地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対しての回答をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課行

No.

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第 2517 号
(昭和62年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印