



土木研究所資料
第1286号

沖縄総合事務局における一日土研資料

昭和52年11月29日(火)～30日(水)

建設省土木研究所

Copyright © 50年度 by P. W. R. I.

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

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

1. 共 通 部 門 (目 次)

1-1	法面緑化について	1
1-2	亜熱帯地方に於ける樹草の適種と植栽手法並びに維持管理上の 留意事項について	2
1-3	亜熱帯地方におけるコンクリート構造物築造上の注意事項について	3
1-4	鉄筋コンクリート構造物に使用する海砂に含まれる塩化物の除去方法 及び標準を越える含塩量の場合の使用方法について	6
1-5	コンクリートの標準養生および現場養生供試体の強度の相関 ならびにハンマーの信頼度について	10
1-6	$\sigma_{28} = 160$ ㎏/㎠のコンクリートで側溝を施工する場合、 スランプ 8cm と 12cm とでは、どのような相違をきたすか	14
1-7	下水道処理水の再利用について	15
1-8	サンゴ礁内における埋立事業について	24

1-1 法面緑化について

(質 問)

ダムの附帯工事として、山岳道路を延々数kmに渡り施工しているが法面緑化工法として種子吹付工事、点播植穴工法等種々の工法を用いて緑化し土砂流出防止、法面崩壊を防いでいるが当地方の土質は国頭マージと称される強酸性土壌で極度に肥料分のないもので構成されている。

現在施工に当っては石灰による中和と速効、遅効性肥料の混和で対応し発芽にこぎつけているものの半年もしない内に緑がなくなる有様である。維持管理をこまめにすれば緑の保持は可能であるが予算的な面もあり苦慮している現状である。この様な条件下での適切な処置方法について生態学的な面も含め御指導たまわれれば幸いである。(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

生態学的な面は、植物の種類組合せになります。この場合は、肥料木としてマメ科の植物、ハギ類を用いると良いと考えられる。また施工した植物が、酸性には強いが、気候が合わなかったことが考えられ、この意味で同じ土質の周辺での郷土植物を調べることが必要である。郷土植物のうちでもカヤ類は期待できそうです。

次に工法については、他の緑化工の施工例を調べたり、あるいは、試験施工を行なって良好な成績の工法を採用するかすればよい。

① 客土吹付け工

- ・客土の厚さは10～15 cm、堆肥を入れる。
 - ・勾配が急だと成績が悪く、30度よりゆるい法面が妥当である。
 - ・いずれにしても、周囲の自然斜面を調べるのが大切で、原則的には自然斜面にならえば良い。
- 地山は強酸性(PH 3以下)でも、その上の表土層はPH 5程度になっていると思われる。

② 点播工

- ・穴を深くし、最初、石灰を使う。
- ・早く腐養土をつくることが重要で、これができると郷土種が自然に入ってくるようになる。
- ・東名高速道路(日本道路公団)の浜名湖周辺で、強酸性地山(PH 3以下)を切取った法面でも緑化に成功している例があります。

③ 砕工法

法砕を施工し、砕内に客土し播種する。

いずれの工法を採用するにしても、使用する植生はマメ科の植物+郷土の植物である

(参考文献)

道路緑化保全協会、* 沖縄縦貫道路(名護～石川間)造園工事基本調査研究報告書 *

昭和49年1月

(急傾斜地崩壊研究室)

1-2 亜熱帯地方に於ける樹草の適種と植栽手法並びに維持管理上の留意事項について

(質 問)

切、盛法面の緑化、中央分離帯、路肩、アイランド、サービスエリア等の樹草の適種と植栽上の留意事項並びに、維持管理上の留意事項を指導願いたい。

(日本道路公団沖縄建設所)

(回 答)

緑化工について、従来は、とにかく緑にすれば良いと言う傾向があったが、最近では、最終的にどのようなものにしたいのか、例えば、森林にしたいのかを明確にして、そのためには、どのような方法を採れば良いかを検討する傾向が見られる。この場合、自然のものに帰すことを基本にし、これに造園的手法を加味して景観をさらに良くする方法が一般的である。

さて、亜熱帯地方での緑化についてですが、ここでは沖縄地方を対象にする。

沖縄では

① 雨が集中的に降る

— 表面流による種子等の流れ落ち、表面侵食が著るしい。

② 赤色土壌が広く分布する

— これは酸性 (PH. 4~5) であり、また切取面が乾燥すると、表面に平行に、厚さ1~2 cmの硬い盤ができる。

の2点が自然的制約条件である。

切土については、

① 播種工については、播種後侵食防止の処置をとる。

侵食防止材 (アスファルト乳剤、エスフィックスフの使用。

ネット、軽量砕工の使用。

酸性土では、普通の植物では衰退が著るしいので、肥料種としてマメ科の植物 (メドハギ、ヤマハギ) を混播する。

代表的な草は、外来種ではバヒヤグラス、ローズグラス、ウィービングラブグラス、パーミューダーグラス、ケンタッキー31フエスク (日陰部)、郷土種ではカヤである。

代表的な木本は、メドハギ、ヤマハギである。

これらは、一般に播種工による施工がとられ、植栽は原則として採用しない。

② 植栽工については、法面排水処理と法面勾配をなるべくゆるくする。

マルチング (植栽していない部分が硬くならないようにする) の施工。

堆肥を入れる。これは肥効を高める。

植栽に用いられる代表的なものには、トベラ、キョウチクトウがある。

盛土については、表面侵食対策を切土に準じて、十分行なうとともに、盛土材料が酸性土ならば、前述した方法に準じて処理する。

中央分離帯、サーブイエリア等の平地については、周囲の植生を調べ、郷土種から原則として選定する。

排水が悪いと、根ぐされが生ずるから根系が入る部分の排水を十分に行なう。

緑化工の維持管理については

- ・のり肩水路などの排水施設の点検保守を十分に行なう。
- ・当初、マメ科の種物・郷土種を外来種にまぜて、播く。
- ・追肥を行なう。
- ・播種後、2～3年度、衰退が見られることが多いので、この時期に郷土種のみをもう一度播く。

なお、沖縄における緑化については、次の文献が良い参考になる。

道路緑化保全協会、・沖縄縦貫道路（名護～石川間）造園工事基本調査研究報告書・

昭和49年1月

（急傾斜地崩壊研究室）

1-3 亜熱帯地方におけるコンクリート構造物築造上の注意事項について（質問）

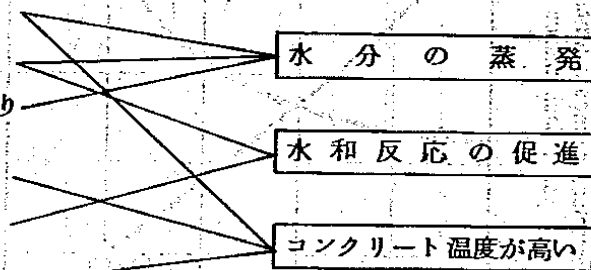
亜熱帯に位置する沖縄においては、気象、水象等の環境条件が他県と著しく異なる。このような地域でのマスコンクリート及び小規模なコンクリートの築造にあたって配合設計上、及び施工上の注意事項について御教示ねがいたい。又ダムコンクリートにおける冷却検討を行う場合の考慮すべき点についても合せ御教示ねがいたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回答）

気温が高く、日射も強いという気象条件下でのコンクリート工事では、①コンクリート温度が高い ②水分の蒸発が急激である ③セメントの水和反応が促進される、などの理由により次のような問題点を生ずる。

- (1) コンクリートの単位水量が増加する
- (2) 運搬によるスランプ低下が大きい
- (3) コンクリート面からの水分蒸発により収縮ひびわれを発生し易い
- (4) 空気量の調節がやや困難になる
- (5) コールドジョイントを発生し易い
- (6) 温度ひびわれを発生し易い
(温度差が問題)



気象条件やコンクリート温度と水分の蒸発、コンクリートの硬化、スランプ、単位水量などとの関係は図-1～図-4に示すとおりである。

この図の使用方法

- (1) 気温と相対湿度からコンクリート表面温度を求める。
- (2) コンクリート表面温度に風速を考慮して水分蒸発量を求める。
- (3) もし蒸発量が $1.0 \text{ kg/m}^2/\text{hr}$ 以上になるときはプラスチック収縮ひびわれのおそれがある。

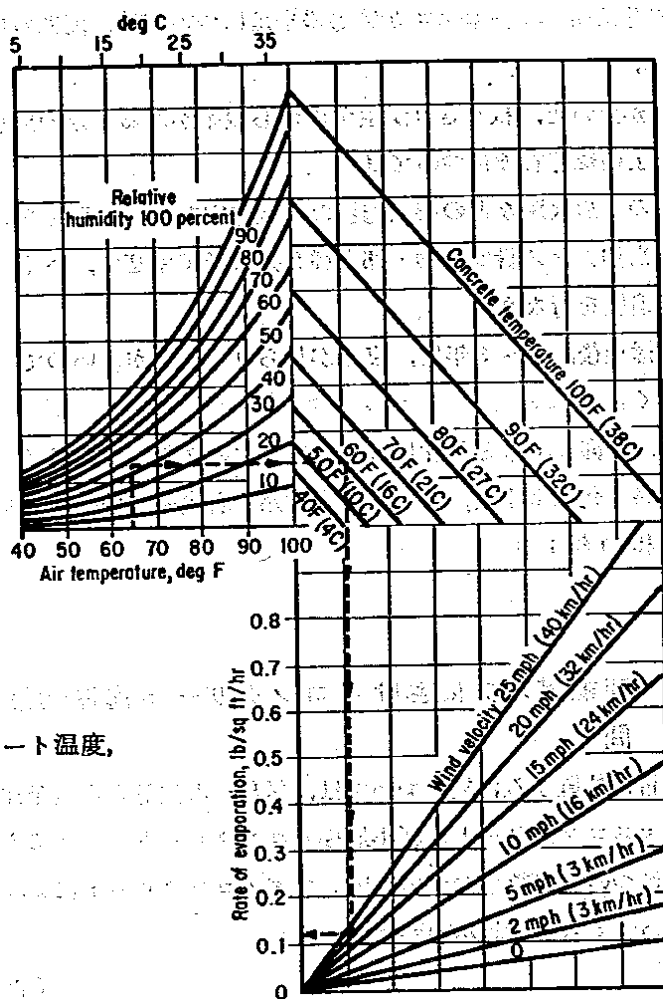


図-1 気温、相対湿度、コンクリート温度、
(1) 風速と水分蒸発量との関係

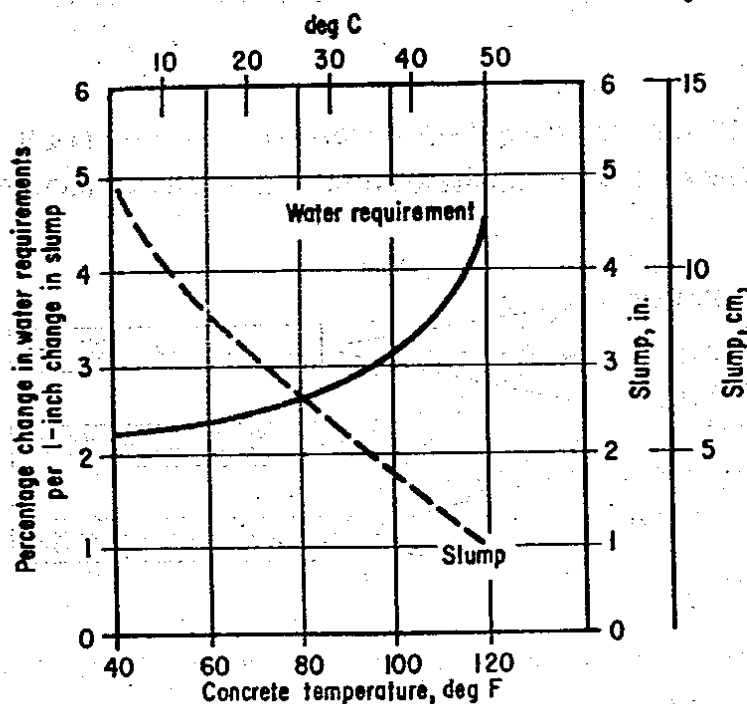


図-2 スランプに対するコンクリート温度の影響とスランプを変えるための所要水量の関係
(1)

単位セメント量 307 ㎏
空気量 4.5 %
粗骨材最大寸法 40 ㎜

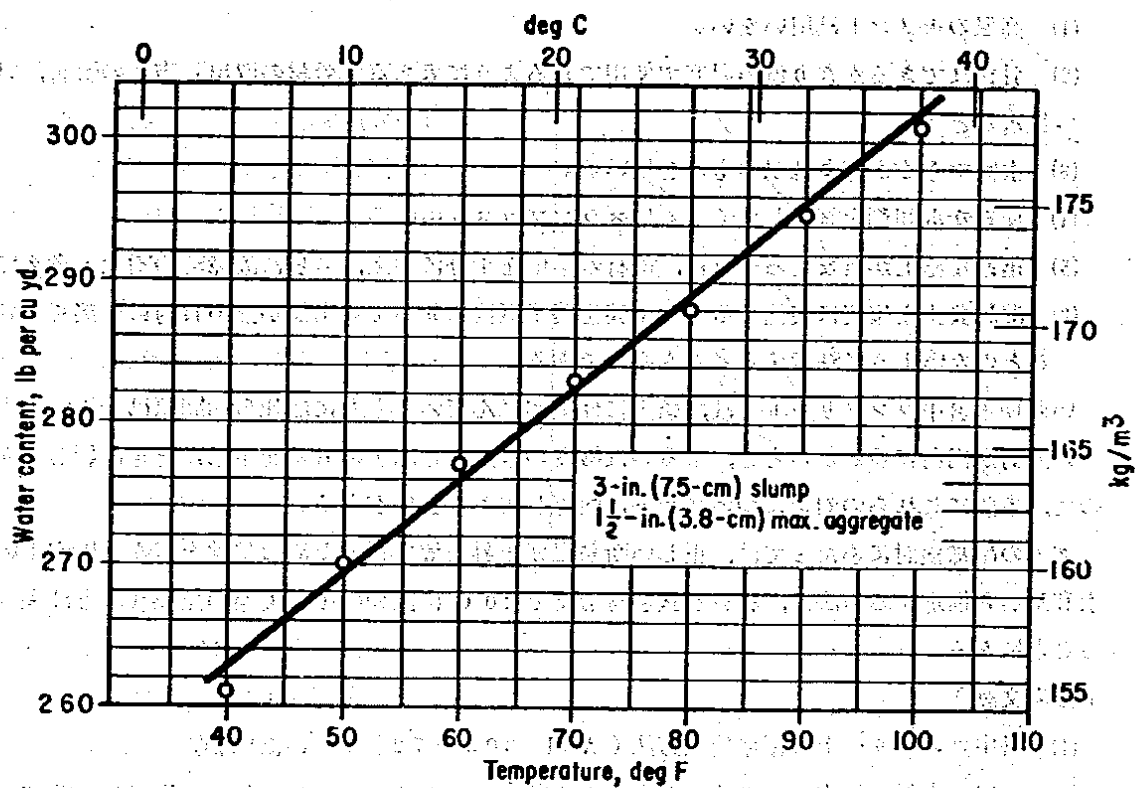


図-3 所要水量と温度との関係 (コンクリートマニュアル7版)

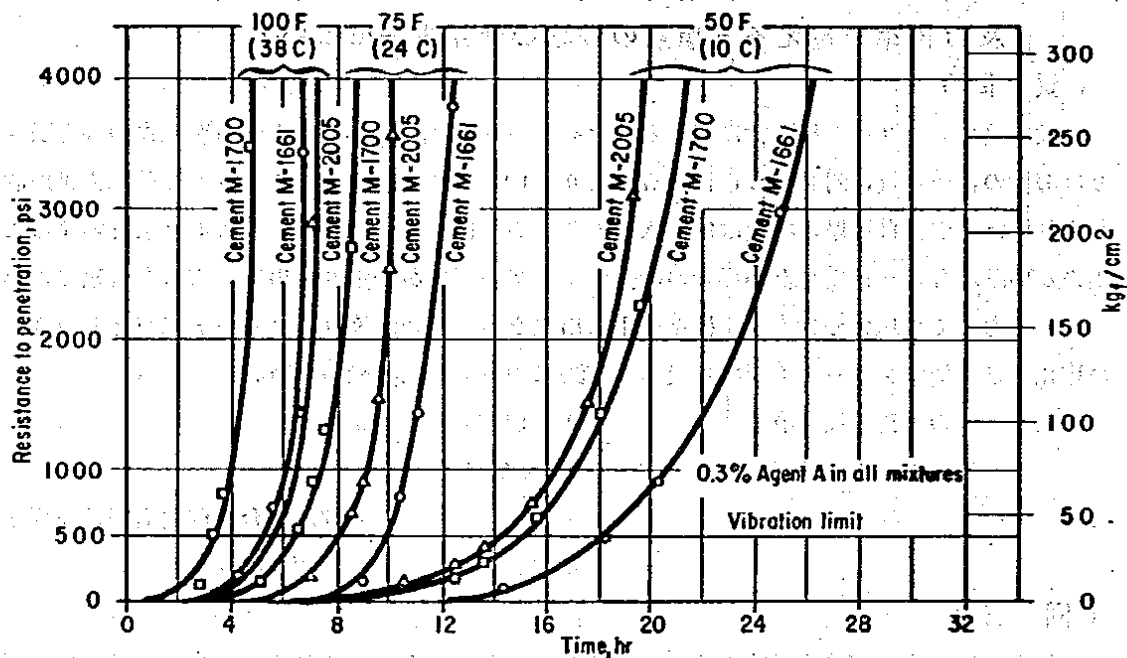


図-4 温度、セメントの種類とモルタルの初期硬化との関係⁽¹⁾

このようなことから次の点について留意することが大切である。

- (1) 高温のセメントは用いない。
- (2) 骨材はできるかぎり低い温度で使えるように考える（骨材の取出し方法の改善、日覆、散水など）。
- (3) 水はできるかぎり低温のものをを用いる。
- (4) 良質な混和剤を試験して（とくにスランプロス）用いる。
- (5) 迅速な施工が行なえるように、機材の準備を十分に整え、さらに故障時の対策も考えておく。
- (6) 湿潤養生を確実に実施することや養生終了直後において露出面が強い日射に直接さらされることのないように注意することも必要である。

いわゆる暑中コンクリートでは、順調に作業が進んでいるときには比較的問題は少ないが、生コンの入荷が円滑にゆかないとき、あるいは機器の故障など施工に異常を生じたときに影響が大きいので、事前にこれらの対策について十分に配慮しておく必要がある。

ダムの冷却検討にあたっては、正しい断熱温度上昇曲線を得るための試験を行なうのがよい。水和熱から推定する方法は、試料を試験材令まで20℃に保つので、実際の発熱状況とは大分異なることになる。

（参考文献）

- (1) 暑中コンクリートの標準施工方法（ACI 305-72）ACI施工標準
- (2) 武田，中村，暑中コンクリートとその問題点 セメントコンクリート No.179 昭和37年
（地質化学部長）

1-4 鉄筋コンクリート構造物に使用する海砂に含まれる塩化物の除去方法及び標準を越える含塩量の場合の使用方法について

（質問）

一般鉄筋コンクリート構造物に用いるコンクリートでは、海砂に含まれる塩化物の許容限度の標準は海砂の絶乾重量に対しNaClに換算して0.01%とすると「コンクリート標準示方書解説」に記されているが当沖縄県の場合は飲料水にもことかく位に水が少ない状態にあり水洗いすることも出来ない、水洗いを行なえない場合の除去について安価でかつ手軽に出来る方法を御教授願いたい。

又、努力しても塩化分含有量を標準以下に出来ない場合の鉄筋コンクリートに与える影きょう及び塩化分含有量のチェック（現場打設時）方法について御教授願いたい。

- | | |
|---------------|--------|
| （注） 砂の水揚直後含有量 | 0.44%位 |
| 砂の水揚1週間後 | 0.20%位 |

（沖縄総合事務局道路建設課）

（回答）

海砂から塩分をほぼ完全に除去するには洗浄するほかはない。洗浄する場合、海砂がまだ湿っており、さらに散水後の水切りに留意しさえすれば、砂の容積のほぼ1/2程度の水を散水するだけで十

分に目的を達すると考えられる。

(図-1)

もともと海砂中の塩分は、砂の表面水として存在する海水の塩化物(NaClで約3%)によるので、表面水がもし10%あれば約0.3%となる。したがって、砂の貯蔵時における排水や搬出時の採取位置あるいは粗砂、細砂の混合など表面水を低減する方法を考えれば塩分含有量を必然的に少なくできる。

(図-2)

海砂中の塩分がコンクリートの品質におよぼす影響は、初期の硬化速度、圧縮強度、乾燥収縮などでは比較的僅かであるが、水和熱は、海砂中の塩分が0.1%および0.5%あれば、材令7日で3 Cal/g および10 Cal/g 高くなる。

コンクリート中の鉄筋の腐食については、いまなお未知の点が多い。土木学会の規定も、海砂の活用が急がれていたので、塩化物を加えた水酸化カルシウム水溶液およびコンクリート中の鉄筋の発錆試験、海砂を使用した構造物の実態および同じ塩化物であるCaCl₂の許容限度などから総合的に判断して決定したものである。

コンクリート中の鉄筋は、通常、セメントの水和による水酸化カルシウムによる高いアルカリ環境下(PH 12以上)では鉄筋の表面が不働態化しているので腐食されないがこの保護皮膜もある条件下(中性化、塩分の存在、高温)では破壊されることになる。

(1)

土木研究所の実験では塩分濃度が0.225% (対砂比約0.06%)あたりから腐食が大きくなっている。

しかし、コンクリート中の鉄筋の腐食は、腐食環境をモデル化した水酸化カルシウム飽和溶液の場合と異なり、①塩分の1部がセメントと反応して常温でイオン化しない安定な化合物をつくる。

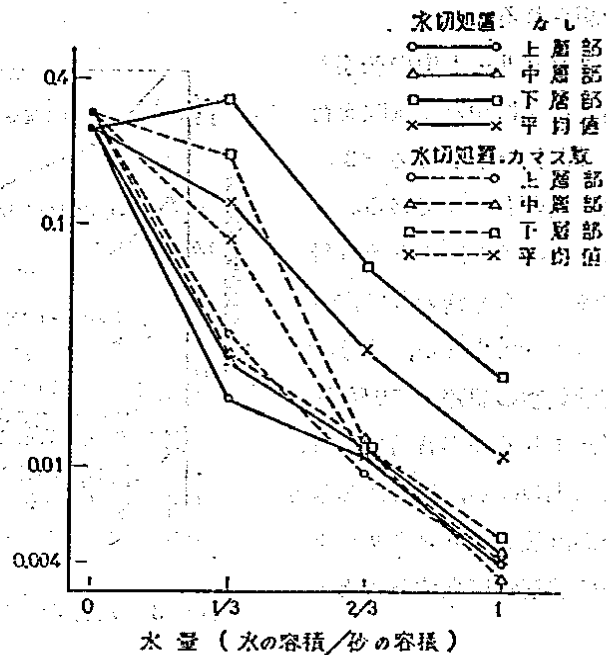


図-1 水切り処置をしたものとしらないものの水洗状態の比較(細砂) (1)

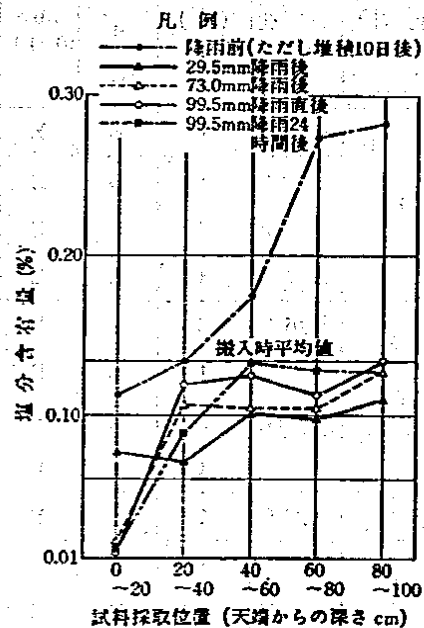


図-2 降雨量と海砂の塩分含有量の変化 (2)

②酸素の供給が少なくなる ③水分の補給が十分でないなどの理由から、かなり小さくなることが予想される。

コンクリート中の鉄筋の腐食状態について試験を行った例を示すと図-3、表-1のとおりである。これをみるとかなり塩分量が多くても発錆の程度が少ないようであるが、塩分含有量試験の誤差を50%位考えておくのが普通である。

以上のほか、外部から塩分が滲透してコンクリート中の鉄筋が腐食することも

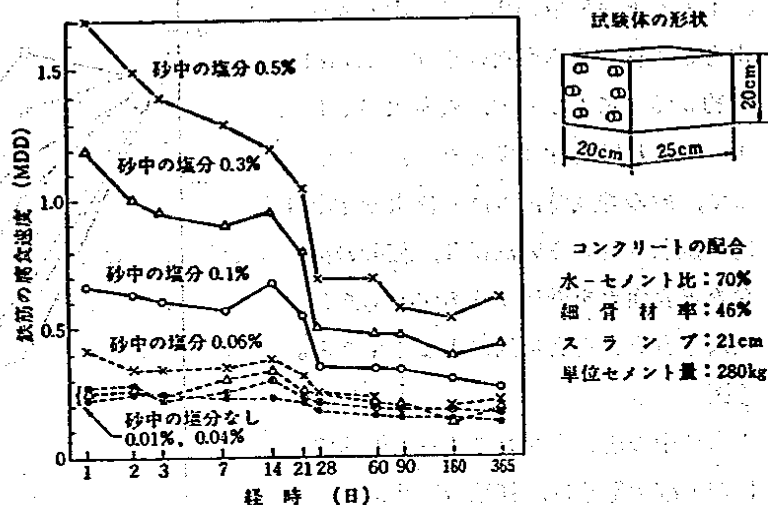


図-3 塩分のコンクリート中の鉄筋の腐食速度に与える影響

表-1 屋外に放置したコンクリート中の鉄筋の腐食状態

材 令 (年 月)	鉄 筋 種 別	かぶり (cm)	鉄 筋 の 腐 食 状 態 , () は 錆 の 数							
			練りまぜ水中の塩分量(%), ()は砂中に換算した塩分量(%)						水に対して 0.5 % Na NO ₂ 添加	
			0	0.05 (0.01)	0.25 (0.05)	0.50 (0.11)	3.00 (0.66)	0.05 (0.01)		
1	みがき	1	E	E	E	E	A(1)	E	E	
	黒 皮	1	E	E	E	E	A(1) CD(数カ所)	E	A(1) B(1) CD(数カ所)	
		2	E	E	E	D(1)	CD(数カ所)	E	B(3) CD(数カ所)	
		4	E	E	E	E	CD(数カ所)	E	B(2) CD(数カ所)	
2	みがき	2	E	E	E	C(1) D(3)	D(4)	E	D(1)	
	黒 皮	1	E	E	E	C(1) D(1)	A(1) B(1) CD(2)	E	C(6)	
		2	E	E	E	D(8)	A(1) B(1) CD(10)	E	A(1) CD(4)	
		4	E	E	E	E	A(2) B(1) CD(8)	E	A(1) B(3) CD(23)	
	みがき	2	E	E	E	E	D(4)	E	D(8)	
4.10	黒 皮	1	E	E	E	E	B(3) C(8) D(5)	E	A(2) C(13) D(12)	
		2	E	E	E	E	C(13) D(5)	E	A(2) B(3) C(8) D(7)	
		4	E	E	E	E	A(1) B(1) C(16) D(3)	E	A(1) C(12) D(5)	

注) 1. 鉄筋の腐食状態は、両端を除いた21cmの範囲内で示した。

2. A: 直径5~3mm, B: 直径3~2mm, C: 直径2~1mm, D: 直径1mm以下の腐食。
E: 腐食なし。

考えておかねばならない。

このような場合の、コンクリート中の鉄筋の防食対策としては、

- (1) 密実なコンクリートの施工をすること
- (2) かぶり厚さを十分にとること (5cm以上、できれば7cm以上)
- (3) 水セメント比を小さく (できれば40%程度に) する。

防錆剤の効果は、塩分含有量が比較的少ないときや比較的良好な環境下ではいちじるしいことが試験により確かめられているが、実際の構造物に用いたときの効果は、まだ明白ではない。

プレストレストコンクリートの場合は、鋼材の断面積が小さく、僅かな錆でも安全性に影響し、また応力腐食の心配もあるので、一般に0.02%程度に制限されている。海砂の洗浄が困難であれば製砂することも考える必要があろう。また、鋼材の保管に注意すること、グラウトに水道水を使用することなどの配慮が必要である。

塩化物の測定方法については表-2に示すとおりである。これらの中、アルカリ分の影響を受けないためにコンクリート中の塩分含有量について測定できるのは、ホルハルト法、水銀滴定法、イオン電極法である。

表-2 塩化物測定方法の比較

試験方法		測定原理	判定方法	特 徴
滴 定 法	モール法	硝酸銀の滴下により塩化銀を生ずる。さらに硝酸銀が加わるとクロム酸カリを指示薬に用いているのでクロム酸銀の赤褐色沈澱を生ずる。	赤褐色に変色したさいの硝酸銀溶液の滴定量	広く用いられており操作も簡単であるが、PHが5~9の範囲外では終点の識別が不明瞭となる (土木学会、建築学会ともに骨材の試験方法として認めている)
	ホルハルト法	上述の塩化銀を生じた溶液に硝酸を加えて酸性としたのちに鉄ミョウバン飽和溶液を指示薬として過剰の硝酸銀をチオシアン酸アンモニウムで逆滴定する。	橙紅色に変色したさいのチオシアン酸アンモニウムの滴定量	操作はモール法よりはめんどうであるが、溶液のPHに関係なく精度よく測定できる (イギリスのGLC海産骨材規格における試験方法)
試験紙法		濃度の異なるクロム酸銀系の液体を浸み込ませた紙を用い、塩分を含む水に浸して変色の度合いを見る。	クロム酸銀の濃度に応じた白色変化の程度	簡便であるが精度の点では劣る。
電気電導度法		電導度は電気抵抗の逆数で、ある程度までは、水中の溶存物質の量に比例して大きくなる。	塩分濃度と電導度との検量線	セメントの成分であるCa, Mg, So ₄ などが溶解しているときは、これらが電解物質であるためこの方法は不適當である。骨材のみには簡便な方法である。
イオン電極法		塩素イオンに感応する電極を比較電極と組合せて用いたときに、イオンの濃度に応じて発生する起電力を測定する。	イオン濃度と電位との検量線	比較的簡便に精度よく測定できる検量線をしばしば確かめるのがよい。

(参考文献)

- (1) 大場, 森, 坂本 海砂の利用および問題点(その2) 土木技術資料 Vol. 15 No. 4
昭和48年
- (2) 特集 海砂とコンクリート コンクリートジャーナル Vol. 12, No. 10 昭和48年
- (3) 森, 小林ほか 海上に暴露した鉄筋コンクリート試供体中の鉄筋の腐食
土木技術資料 Vol. 18, No. 11 昭和51年
- (4) 鉄筋コンクリートにおける塩化物の影響に関するシンポジウム 昭和50年3月
日本コンクリート会議(旧称のまま)
- (5) 具志 沖縄における鉄筋コンクリート橋の変状調査 セメントコンクリート No. 328
昭和49年6月
- (6) 具志 沖縄県における鉄筋コンクリート構造物の耐久性
セメントコンクリート No. 363 昭和52年5月

(地質化学部長)

1-5 コンクリートの標準養生および現場養生供試体の強度の相関, ならびに
シュミットハンマーの信頼度について

(質問)

現場養生と水中養生(試験室においての養生)の違いにより, 圧縮強度は異なると考えられている。水中養生は設計基準強度を満たし, 現場養生が, 設計基準強度に満たない場合どういふ処理をしたらいいか?

又, シュミットハンマーは, どの程度まで信頼出来るか?

(沖縄県訓練飛行場建設局)

(回答)

(1) 圧縮強度について

標準養生供試体と現場養生供試体とは, 養生中の湿度および温度の違いによって強度に相違が生ずる。

1) 湿度の影響: 表-1 に一例を示すように, コンクリート供試体の圧縮強度は脱型時期の違い

表-1 脱型時間の長短による圧縮強度の変化と水中養生の効果¹⁾

(MS = 25mm, SL = 7.5cm, C = 430kg/m³)

練りませ温度(℃)	脱型までの温度(℃)	脱型時間(hr)	脱型後の養生条件	4週圧縮強度(%)
20	20	10	標準水中	559
		72		463
20	20	10	供試体をビニールで密閉し, 20℃水中に入れる。	424
		72		410
20	20	10	20℃気中	338

および脱型後における供試体への水分の供給の有無によってかなりの相違が生ずる。脱型時間 10 hr, 養生温度 20℃ の場合, 標準養生供試体にくらべて水の出入りがない状態および気中放置の状態で養生した現場養生供試体の材令 28 日における圧縮強度は, それぞれ約 75% および約 60% となっている。このように現場養生供試体の強度は, 養生中の湿度によって標準養生供試体との相関が大幅に変化することに注意する必要がある。

2) 温度の影響: 一般に, 養生温度が高いほど初期における強度発現が早い, 長期強度は初期養生温度が低い方が太くなる(図-1, 図-2 参照)。このように, 標準養生供試体との強度の相関は, 現場養生供試体の養生温度によって変ることに注意する必要がある。

以上のように, 現場養生供試体の強度は供試体の脱型時期, 養生中の温度および湿度, 供試体の材令によって変化する, コンクリートの品質の判定はこれらの変動要素が限定された標準養生供試体にもとづいて行なうのが原則である。

現場養生供試体の試験は, 養生の適否を確かめること, 型わく取りはずしの時期を定めること, プレストレス導入などの载荷時に安全であるかどうかを確かめること, などを目的として行なうもので, 現場養生供試体の強度が標準養生供試体の強度にくらべて著しく低い場合には, 養生方法の改善など適切な対策を講ずる必要がある。

(2) シュミットハンマーについて

シュミットハンマーによる試験は, コンクリートの表面を打撃し, そのときの反発力の大小によって強度を推定しようとする方法である。一般には, ハンマーと反発力を測定する目盛とが一体となったシュミットハンマーが使用されている。反発面の硬度にくらべてハンマーの打撃エネルギーが大きすぎると, 表面が変形して適正な試験値が得られないので, 市販されているシュミットハンマーには, N型: 普通コンクリート用(打撃エネルギー 0.235 m·kg), L型: 軽量コンクリート用(打撃エネルギー 0.075 m·kg), P型: 低強度コンクリート用(打撃エネルギー

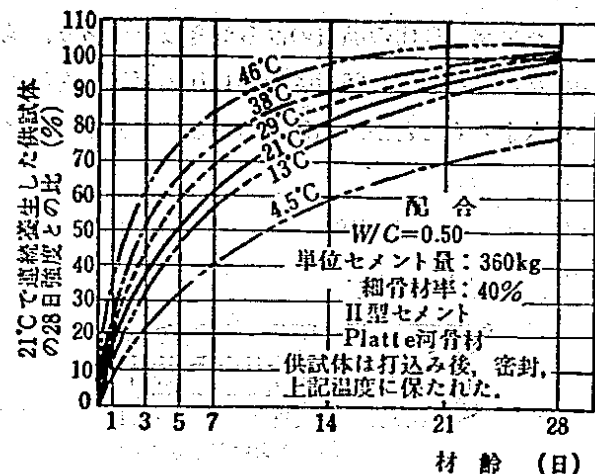


図-1 養生温度と圧縮強度との関係
(コンクリートマニュアル)

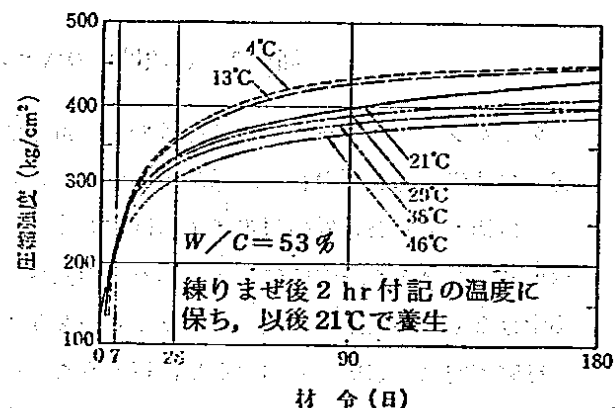


図-2 初期養生温度と圧縮強度との関係

0.09 m·kg)の3種がある。

以下に、もっとも多用されているN型ハンマーについてのべるが、使用上の留意点は他の機種についてもほぼ同様である。

シュミットハンマーの利点は、比較的安価であって、コンクリートの品質が相対的な値ではあるがあまり時間もかからずに現場コンクリートのどんな部分についても推定できるところにある。よく、構造体について反発試験を行ない、その反発値から標準供試体の強度推定をすることが考えられるが、構造体の施工に伴うコンクリートの表面状態の供試体のそれとの違い、シュミットハンマー自体の品質のばらつきなどがあり、補正を必要とすることが多くてなかなかうまくゆかない。むしろ、相対的に得られる反発値を活かして、構造体のコンクリートの均一性の調査に重点をおくことが、簡便さの利点を生かすことになる(図-3)。

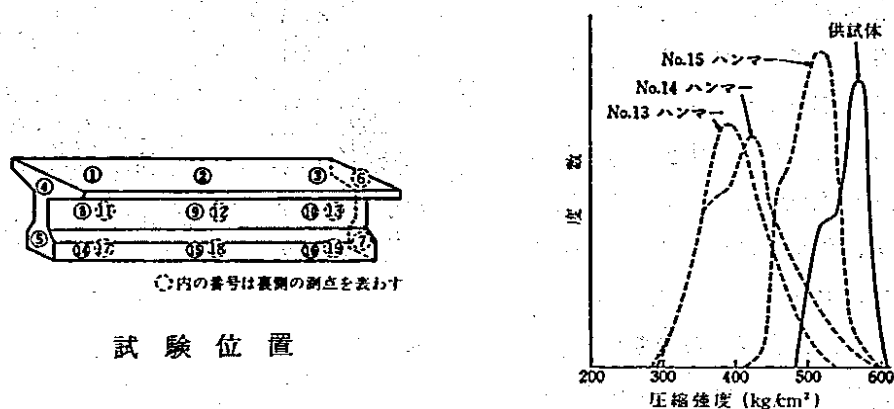


図-3 試験げたの各ヒストグラム²⁾の比較図

シュミットハンマーによる測定において留意すべき点は、①ハンマーの誤差、②打撃方向、③部材寸法、④表面の状態、⑤測定部分のコンクリートの応力、⑥測定個数などである。

立命館大学明石教授の報告²⁾によれば、シュミットハンマーは測定前に必要な調整(①衝撃の解放位置、②ライダーの摩擦、③衝撃バネの強さ、④規定アンビルによる反発試験)を行なっても不十分なものが使用中に生じてくる(表-2)。

打撃方向は打撃面に直角で水平に行なうことになっているが、現場では水平以外の方向でも測定しなければならない。この場合の補正量を、大きなはり型供試体を傾斜させて測定した結果は図-4のようで、上向きに打撃するほど反発値は大きくなる。部材の厚さが10cm以下であったり、柱の1辺が15cm以下であったりするようなものには使用を避けるのがよい。

表面の乾湿による反発値と標準供試体強度との関係は図-5のようである。

1箇所の測定は、20点以上について測定し、その算術平均値をその箇所の測定値とする。ただし、打撃時の打音やくぼみなどから判断して明らかに異常と考えられる測定値は除く。

上記の必要な補正を行なった場合でも、反発値と標準供試体強度との関係は図-6のようで、発表者によって大きく相違している。

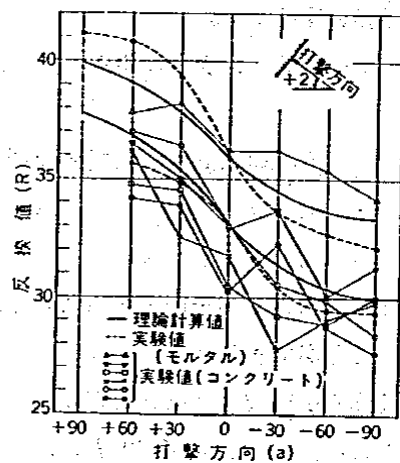
表-2 内部機構の調整前後の値とアンビルテスト結果²⁾

ハンマー番号 規定値			1 ³⁾	3	4	9	10	11	12
解放位置	前	100	98.0	99.5	101.8	101	100	97.5	101
	後		—	100	100	100	100	—	100
摩 擦 (%)	前	50~80	20.5	19	70	80	75	125. ²⁾	95
	後		—	—	70	80	75	—	78
衝撃ばねの力 (mm)	前	5.0	5.3	5.0	6.5	5.0	5.0	4.4	5.6
	後		—	5.0	5.0	5.0	5.0	—	5.0
R _a		80±2	82.7	78.1	76.3	79.1	85.1	69.9	80.1
標準偏差			2.0	1.6	0.4	1.1	0.2	1.8	0.3
変動係数(%)			2.4 ¹⁾	2.0 ¹⁾	0.5	1.4	0.2	2.6	0.4
80/R _a			0.967	1.024	1.048	1.011	0.940	1.144	0.999

注 1) ハンマー番号 1, 3 は N₁ 型で, アンビルテストでも変動係数がやや大きい。これは摩擦が小さいため指標の固定度がわるい。

2) ハンマー番号 11 は指標部分が摩耗して、明らかに欠陥を有しているもの。

3) ハンマー番号 1 は原器的な考えから調整しなかったものである。



註) 供試体寸法: 20×40×120cm
表面状態: 乾燥
試験値: 20点の平均
コンクリート: 粗骨材骨寸法40cmスランブ6cm
モルタル: 1:3・スランブ7cm

図-4 打撃方向による影響³⁾

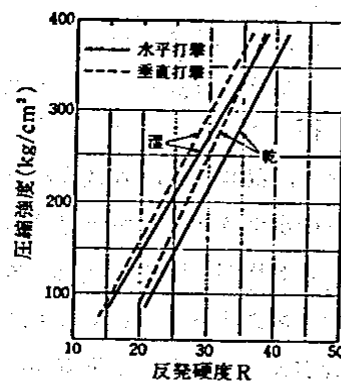


図-5 コンクリートの乾湿によるσ_cとRの関係²⁾

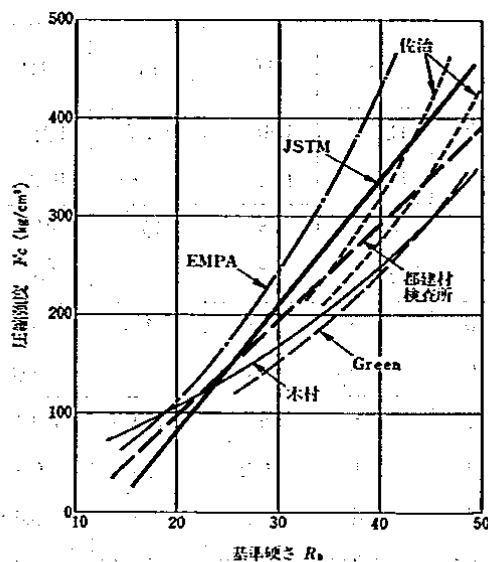


図-6 基準強度 R_c と圧縮強度 F_c の関係
(N型ハンマーの場合)⁴⁾

(参考文献)

- 1) 神田 衛, ほか: 夏季におけるコンクリート強度の低下現象に関する一考察, コンクリート・ジャーナル, Vol.8, No.11, 1970-11.
- 2) 明石外世樹: シュミットハンマー使用上の注意, コンクリート工学, Vol.14, No.5, 1976-5.
- 3) 柳田 力: テストハンマーの検査への適用について2, 3の検討, コンクリートの品質管理に関するシンポジウム, 1974-2.
- 4) 小坂: コンクリートの非破壊試験, 施工, 1976-4,
特集: コンクリートの簡易試験
(コンクリート研究室)

1-6 $\sigma_{28} = 160 \text{ Kg/cm}^2$ のコンクリートで側溝を施工する場合, スランプ 8cm と 12cm とではどのような相違をきたすか。

(質問)

$\sigma_{28} = 160 \text{ Kg/cm}^2$ スランプ 8cm で施工した構造物, $\sigma_{28} = 160 \text{ Kg/cm}^2$ スランプ 12cm で施工した構造物の場合, スランプ差 4cm によりその構造物は, どのような影響を受けるか。

例, スランプ 8cm で打設した側溝とスランプ 12cm で打設した側溝は, どう異なるか。

(スランプ 12cm が施工は容易)

(沖縄県訓練飛行場建設局)

(回答)

セメント, 混和材料, 骨材など使用材料が同一の場合, 設計基準強度が一定であることは, コンクリートの水セメント比が一定であることに置換えて考えることができる。

水セメント比が一定であれば, スランプが異なっても供試体の圧縮強度はほとんど変化しないが, 構造物のコンクリート, とくに 1 回の打込み高さが大きい場合には, スランプが大きいほど材料分離の影響が大きくなり, 上下方向に強度が不均等になる(図-1 参照)。

材料分離, とくにブリージングは, コンクリート中の余剰の水分の存在によって起るものであるので, このような場合にはできるだけ単位水量の少ないコンクリート, すなわちできるだけスランプの小さいコンクリートを用い, 入念な締固めを行なって施工することが重要である。

しかし, 側溝程度の背の低い構造物の場合には材料分離の影響も少なくなるので, 8cm と 12cm

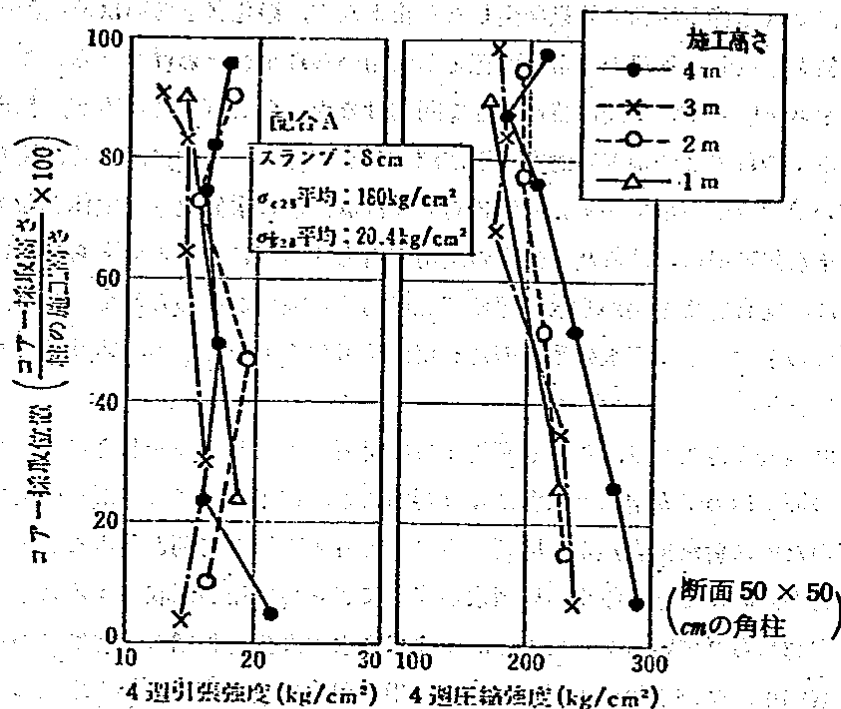


図-1 材料分離の影響による柱の高さ方向の強度の変化
(土木研究所)

のスランブの差による悪影響はほとんどないと考えてよい。

(コンクリート研究室)

1-7 下水道処理水の再利用について

(質問)

沖縄は非常にきびしい水需給のもとにおかれ、時間給水等の非常措置もたびたび実施されている。これに対する水資源開発の一手段として下水道処理水の再利用が考えられるが、その場合一般家庭の水洗用水まで使用させないと水量効果があがらない。しかしその為の二重配管を行なうには、コストに難点がある。

そこで下水処理水を何らかの方法、例えば河川上流部に環流して自然生態系を利用した浄化を行い、通常の上水道に混入して使うということは考えられないか、又、他の地域に類似の事例がないか、御教示願いたい。

(沖縄総合事務局建設行政課)

(回答)

1. 下水処理水の直接的再利用

下水処理水の間接的な再利用は、使用者が意識するにせよしないにせよ、取水河川の上流部に

都市を有する地域で以前より行なわれてきていることは周知の事実である。すなわち、上流に位置した都市における都市活動の結果発生した都市下水が、浄化後あるいは直接河川に放流されて河川水の一部を形成し、下流の都市の水源として用いられてきたわけである。このような形態が一定のバランスを保っている間は特に大きな問題はなかったと評価されるが、都市における活動が活発化するにつれて2つの本質的な問題が顕在化してきた。1つは、水質汚濁の進行、もう1つは河川水の絶対量の不足である。前者に対しては放流水の水質規準を主体とした法的な規制が整備され、下水処理場における高度処理の適用が有力な対策になると考えられている。一方、後者に対しては、総合的な立場から水資源の開発に対する検討が進められているが、水資源不足に対応するための手段として下水処理水の再利用が不可欠なものであるという認識が一般化しつつある。

処理水の直接的な再利用は、これを利用する使用者の拒否意識の問題を別にすれば、自然水に比べて水量の面で極めて安定した水源になり得ること、ダムなどによる新規の水資源開発費のコストアップのために新たに自然水を取得するよりも費用の面で有利となること、下水の処理と再利用水の取得が同時にできるうえ、処理水の売却によって費用が回収できることなど多くの利点があることが認められているためである。下水処理水の直接再利用の用途は、かんがい用水を主体とした農業利用、冷却水等の工場用水、家庭用雑用水を主体とした都市用水の2つに大別される。

わが国の下水処理水の再利用は昭和30年に東京都三河島下水処理場で急速濾過した処理水が近くの製紙工場に供給されて以来、主として大都市で工業用、とくに冷却用水として使用されてきた。主要な都市は、東京都、名古屋市、川崎市、北九州市などであり、専用の工業用水道としての整備が行なわれている。最大の規模を有するのは、東京都の江東工業用水道であり三河島、砂町両処理場の処理水を原水として、326,000 $\text{m}^3/\text{日}$ の給水能力を有している。昭和50年度は、契約給水量約11万 $\text{m}^3/\text{日}$ 、給水工場373であり、使用量によって異なるがその料金は10円～18円/ m^3 である。下水処理水を原水として、塩素処理、薬品凝集沈殿、急速砂濾過等の高度処理を行なったのち各工場への給水が行なわれているが、粒状活性炭によるさらに高度な処理をつけ加えて、河川表流水(荒川)を水源とする既設の工業用水道配水管に混入しようとする計画も進行中であり、代替水資源としての評価が高まっている。

生活用水への利用は、飲料水をはじめとして洗面、風呂、洗たく、掃除、水洗便所、洗車、散水などに分類される。これらは経口水、皮膚接触水、雑用水の3つに分けられるが、対象となるのは当面、水洗便所を中心とした雑用水になるものと考えられている。これは、皮膚接触に対する使用者の嫌悪意識が根強いこと、それぞれの用途に応じた許容水質に関する検討が十分になされているとはいえないため、慎重にならざるを得ないことが主な理由である。再利用の最も重要な目的が上水の供給量の節約にあるため、安全性を十分に確認したうえでできるだけ使用範囲をふやしていくことがこれからの大きな課題とされている。現在までに行なわれた多くの調査結果によれば、水洗便所水として下水を循環再利用することにより節約できる水量は、住宅の場合でただか20%、事務所ビルの場合、大規模で30～50%、小規模で50～80%とされてい

る。一般住宅の場合、たかだか20%程度の生活用水の節約のために二重配管等を含めた施設の建設費、高度処理のための維持管理費とも決して安くはない再利用システムを採用することが得策とはいえない場合がでてくると考えられるため、少なくとも将来は洗濯用水までは代替して利用率を高めていくことが必要となろう。

処理水の再利用に際しての許容水質は皮膚接触水以上で使用する場合には長期にわたる疫学調査が必要となる。現在までのところこうした調査は十分に行なわれておらず、既往の水質項目、水質基準をもとに提案、試案の作成が行なわれている程度である。これらの項目はPH、濁度、浮遊物質、硬度、過マンガン酸カリ消費量、鉄およびマンガン、ABS、大腸菌群などであり、これらの許容値に対して提案が行なわれている段階にすぎない。ここでは、これらの数値に対して個々の議論は行はわれないが、許容水質をいかに定めるかが、高度処理の程度、ひいては経済性を決めるうえで最も重要な課題であることを指摘しておきたい。参考として現在、都市用水の用途別の水質規準として用いられている法令等の一覧表を表-1に、工場用水道水質規準の例を表-2に、東京都で試案として暫定的に用いている家庭用雑用水の水質目標値を表-3に示した。

下水処理水の農業用水への再利用は、いくつかの理由で、有効になると考えられており、米国等でもかんがい用水として用いられている事例が多い。この理由は、かんがい用水（あるいはその補給水）として直接的に利用し易いこと、下水処理水中に含まれる有機物、窒素、リン等の栄

表-1 都市用水の用途別水質基準等一覧

再利用形態	利用対象	適用可能な基準等	摘 用
上水道	飲料水	○水質基準に関する省令 ○WHOの基準 ○各国の飲料水基準	昭41.5.6 厚生省令第11号
工業用水道	工業用水	○工業用水道供給水質標準値 ○自治体等の定める工業用水道水質基準 ○業種別用途別工業用水要望標準水質 ○米国工業用水許容水質 ○ボイラ用水水質基準	下水処理水を含むものを除く 茨城県、埼玉県、千葉県、東京都 川崎、横浜、名古屋、神戸、尼ヶ 崎、北九州、宮崎県、大阪府、 相模原 工業用水協会策定 米国水道協会 JIS B-8223
中水道	浴用水	○公衆浴場水判定基準 ○プール水の水質基準	昭38.5.11 厚生省通達 昭40.7 厚生省通達
	雑用水(参考)	○雑用水の水質目標(試案) ○用途別用水の水質目標値	東京都首都整備局(表-3参考) 建設省近畿地建試案

表-2 工業用水道水質基準一例

事業体	水温	濁度	PH	塩素イオン	鉄イオン	その他	根拠規程等
東京都	27℃以下	15度以下	5.8~8.6	1,500 ppm	0.7 ppm		条例4章第17条水質基準
名古屋市	27℃以下	15度以下	6.0~7.5				条例第3章第16条水質基準
神戸市	31.3℃以下	10度以下	5.8~7.2				条例第2章第14条水質基準
尼崎市		20度以下	6.0以上 ~ 8.0以下	200 ppm 以下	1.0 ppm 以下	アルカリ度 5ppm以上 蒸発残質物 500ppm 以下 硬度 322 ppm以下	条例施行規程第4章第29条水質基準
北九州市	常温	8度以下	5.8~8.6				条例第4章第18条水質基準
宮城県	常温	10度以下	6.0以上 ~ 8.0以下				条例施行規程第4章第22条水質基準
大阪臨海上水企業団		30度以下	6.0以上 ~ 8.3以下				条例第3章第10条水質基準
大阪府基準	30℃以下	10度以下	6.3~7.0	200ppm 以下	0.5 ppm 以下	アルカリ度 10ppm以上	

表-3 雑用水の水質目標（試案）

（単位：ppm）

分 類 用途 項目	I 類		A (①~②) の水質目標値	I 類				B (③~⑤) の水質目標値
	① 所 便	② 空 調 用		③ 洗 車	④ 雑 水	⑤ 持 浴	⑥ 池・項 水	
濁度 (SS)	30以下	10以下	10以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下
色	不快感を 伴わない	不快感を 伴わない	不快感を 伴わない	30以下	50以下	30以下	30以下	30以下
臭	不快臭を 発しない	不快臭を 発しない	不快臭を 発しない	不快臭を 感じない	不快臭を 感じない	不快臭を 感じない	不快臭を 感じない	不快臭を 感じない
pH	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0
B O D	20以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下
C O D	40以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下
溶解性物 11	5,000以下	1,000以下	1,000以下	500以下	1,000以下	500以下	1,000以下	500以下
フンモク性N	20以下	20以下	20以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下
硬 度	400以下	300以下	300以下	200以下	300以下	200以下	300以下	200以下
塩素イオン	400以下	300以下	300以下	200以下	300以下	200以下	300以下	200以下
A B S	2以下	1以下	1以下	1以下	2以下	1以下	1以下	1以下
鉄+マンガン	1以下	0.5以下	0.5以下	0.3以下	1以下	0.3以下	1以下	0.3以下
残留塩素	—	—	—	0.2以上	0.2以上	0.2以上	0.2~0.5	0.2~0.5
大腸菌群	—	—	—	(—)	(—)	(—)	(—)	(—)

資料：東京都下水道局「水の循環利用適合性予備調査報告書」昭和48年3月

備考 【I類の用途に限定して雑用水を供給する場合には、Aの水質目標値となり、【I類の用途に限定または【I類の全用途に雑用水を供給するときは、Bの水質目標値となる。

養塩類が植物の生育に有効であること、処理水の再利用にあたって要求される高度処理の程度が他の用途に比較して簡易にできる可能性が高いこと、かんがい（特に水田）用水として用いた場合、地下水の涵養効果がある程度期待できることなどである。

また逆に、窒素などの過剰による栄養過多の問題、下水中に含まれる微量物質の農作物への蓄積の問題、季節的に需要量の変動が激しいなどのいくつか注意すべき問題があることが指摘されているが、積極的に取り組んでいくべき分野であると考えられている。表-4は、農

林省の指針として出されている農業用水の基準であるが、特に全窒素の濃度が低いため、下水処理水に含まれる窒素分の積極的な活用をはかる方向での調査が行なわれている。

ここまで、下水処理水の直接的再利用の概要についてのべてきた。一般に、直接的な再利用をはかるためには何らかの形で高度処理を行なう必要がある。このため、質問者が指摘しているように費用のうえでの問題が生ずるが、あとでのべるように、

表-4 農業（水稻）用水基準

項 目	基 準 値
(1) pH (水素イオン濃度)	6.0 ~ 7.5
(2) COD (化学的酸素要求量)	6 ppm以下
(3) SS (無機浮遊物質)	100 ppm以下
(4) DO (溶存酸素)	5 ppm以下
(5) T-N (全窒素濃度)	1 ppm以下
(6) 電気伝導度 (塩類濃度)	0.3 Ω/cm以下
(7) 重金属類	
As	0.05 ppm以下
Zn	0.5 ppm以下
Cu	0.02 ppm以下

昭和45年3月「農業（水稻）用水基準」農林省

河川上流部に還流して浄化を行なう等の方法には、いくつか本質的な問題点があるので、下水道管理者にも積極的に働きかけて、下水の高度処理技術の適用を含めた直接的再利用の可能性を検討し、これを代替水源として本川からの用水量を減らすという方向での対応が重要であると考えられる。

2. 下水処理水の河川上流部への還流について

下水処理水を河川上流部へ還流して、流下に伴う自然浄化を行なうという考え方自体は、上流部に都市が存在し、その地域の発生汚水が処理後河川に放流されて下流の都市がこれを利用するという先の間接的再利用の考え方に極めて近いものがある。循環回数が無限に近くなるので、微量物質、あるいは溶解性の塩類の蓄積が増すという一般的な水質面からの懸念の他、基本的には次の2点がまず問題となるであろう。

- 1) 還流パイプの建設が技術的あるいは経済的に可能であるか。
- 2) 還流させた処理水が再流下する際にどの程度の浄化効果が期待できるか。

1) について

沖縄のように河川自身が平野を流れるのではなく、主としてかなりの勾配で流下する場合には、パイプの延長は短くてよいが、中継ポンプ場を何か所かに設置する必要がある。また、パイプ自体も山地を登らせる必要があり、この辺にも問題が存在する。このための技術的困難さはともかくとしても、建設費あるいは設置後の電力費等の維持管理費は極めて高くなる恐れがあるため、事前に十分に調査を行なって、経済面から他の代替法との相対評価を行なっておくことが特に重

要であろう。また、このための費用を誰がどのような形で負担するかも議論を呼ぶところである。

(2) について

還流することによって期待できる浄化効果は希釈および自浄作用である。

希釈効果は、河川水量 (Q_0 t/s)；河川水質 (C_0 ppm)，還流水 (処理水) 量 (q_1 t/s)，還流水質 (C_1 ppm) に関係し、合流後の流量 (Q t/s) は $Q = Q_0 + q_1$ ，水質 (C) は、

$$C = \frac{Q_0 C_0 + q_1 C_1}{Q_0 + q_1}$$

となる。しかしながら、実質上これは両者の水量、水質に大きな差があるときに期待できる効果である。

つぎに自浄作用であるが、これは有機物のように微生物による分解をうけて減衰していく水質項目だけに適用できる考え方であることを認識しておく必要がある。自浄作用を表わす式は

$$C = C_0 10^{-K_r t}$$

として一般に表示される。ここに K_r ；河川における自浄係数。なお、 $K_r = K_1 + K_3$ ； K_1 ；脱酸素係数と呼ばれる微生物が有機物を分解するとき用いる酸素の減少速度、 K_3 ；沈澱速度を表わす係数。 t ；流下時間。

上式は、 K_r および t が大きい程浄化効果が大きいことを示している。

ここで、この $K_r = K_1 + K_3$ について考えてみると、 K_1 は水温と汚濁の種類によって変化するが、水温 T との関係では $K_1 = 1.024^{T-20}$ であり、水温が高いほど大きい。 K_3 は勾配の急な程小さくなる (沈澱効果が期待しにくい)。したがって、沖縄の河川については、気温が高いため K_1 は大きめであるが、勾配がきついのて K_3 は小さく、全体として K_r は小さめであると考えられる。また、流下時間についても、河川長があまり長くとれず、流速が遅い区間が短かいので、大平野を流下する河川に較べて非常に小さくなる。すなわち沖縄の河川では、それ程大きな自浄効果を期待しない方が安全であると考えられる。

ここで、以下のような例で具体的に考えてみよう。

(条件) 還流水量 0.1 t/s， BOD_5 ；10 ppm

河川水量 0.2 t/s， BOD_5 ；10 ppm

$K_1 = 0.1$ 1/日， $K_3 = 0$ 1/日，

流速 0.5 m/s，流下河川長 5 km

(計算)

BOD_5 と最終 $BOD (U_0)$ の間には次の関係がある。

$$BOD_5 = U_0 (1 - 10^{-K_r t})$$

また、混合後の濃度は

$$C = \frac{Q_0 C_0 + q_1 C_1}{Q_0 + q_1}$$

である。以上の条件で、先の $C = C_0 10^{-K_r t}$ に数値を入れて、計算すると、流下に伴う濃度の変化は表-5 のようになる。

表-5 自浄作用 (BOD₅ および最終BOD) の計算例

流下距離 (km)	0	1	2	3	4	5
流下時間 (時間)	0	0.12	0.23	0.35	0.46	0.58
最終BOD (ppm)	4.87	4.74	4.62	4.49	4.38	4.26
BOD ₅ (ppm)	3.33	3.24	3.16	3.07	2.99	2.91

注) 流下距離0の値は希釈後の値

すなわち、この条件では、BOD₅ 10 ppm の還流水は直ちに希釈効果により 3.33 ppm まで減少するが、5km流下後にはこの値は 2.91 ppm に下がることを示しており、自浄作用のきき分はそれほど大きなものとはなっていない。これは、単なる一例であるが、いくつかの具体例について計算を行なうことによってある程度の評価を行なうことができよう。

前述した如く、自浄作用の考え方は BOD₅、COD 等の分解可能な有機物に適用できるものであって、最近、富栄養化の原因物質として問題となっている N、P については適用できない。したがって、もしも還流水の合流点の下流にダムや堰がある場合には、希釈率にもよるが、この部分で藻類が異状に発生する危険があることを認識しておかなければならない。下流の2次処理水中には通常 T-N で 20 ppm、T-P で 2~4 ppm 程度の栄養塩類が含まれており、これらの停滞水域への流入が、水の栄養化を進行させるからである。気温の高い地域では特に注意が必要である。

以上、河川の上流部へ処理水を還流することによる問題についてのべたが、その浄化能力には限界があるほか、経済性の面にも問題があることを認識しておかねばならない。なお、我が国では、このような形で実施している例はない。

3. 土壌を利用した処理水の浄化など

最近、わが国でも関心を集めているのは、処理水の陸地への散布法である。これは、処理水を土壌中に浸透させることによって、その浄化能力を利用しようとするものである。

土壌の浄化能力は、土壌中に多数生棲する微生物による有機物の分解等の生物作用と、土壌の有する吸着能力による物理、化学的作用である。この浄化能力は古くから知られており、近代的な下水道の発達の前には、土壌を利用して汚水の処理を行なうことが行なわれ、現在でも、米国の南西部では盛んに利用されている。わが国の最近の関心は、汚水ではなく、下水の処理水を散布することによって、高度処理の代替、かんがい用水の補給、涵養池を利用して地下水源の補給をはかる等の目的に向けられている。(これらについては、各地方建設局による調査結果の中間報告が、すでに刊行されている。)

米国の EPA (環境保護庁) においても土壌の陸地散布法に関する調査を精力的に行なっているが、彼らの分類法の1例としてその特性を表-6、および図-1に示す。

土壌を利用して処理を行なう際の問題点は、1) 目づまり、2) 土壌および地下水に対する汚染 3) 土地の必要面積からの制約、に集約できる。

目づまりに対しては、その原因となる処理水中の浮遊物の負荷量と土壌中での分解能力の面か

表-6 各散布法の特長比較

因 子	散 布 方 法		
	かんがい法	散布流出法	浸透法
標準散水率	60 ~ 240 cm/年*) (1.6 ~ 6.6 mm/日)	240 ~ 450 cm/年 (6.6 ~ 123 mm/日)	450 ~ 12,000 cm/年 (123 ~ 330 mm/日)
処理水 1 m ³ に要する 必要面積	145 ~ 590 m ²	80 ~ 145 m ²	3 ~ 80 m ²
散布方法	スプレー又は冠水	スプレー	通常は冠水
望ましい土壌の特性	処理水中の肥効成分が 働き易く適当に透水性 がある土壌	粘土質あるいは粘土ロ ーム質等透水性の低い 土壌	砂、砂質壤土、 ローム質砂等透水性の 高い土壌
地下水質への影響の 可能性	中	小	大
地下水までの必要深さ	約 1.7 m	不明	約 15 m
処理水の行先	蒸発および浸透が主体	表流水への流出か蒸発 および浸透より大きい	地下水へ浸透

*) 水田の場合は約2倍……筆者注

ら限界負荷量の検討が行なわれている。通常の下処理水の場合、目づまりの面からの限界負荷率は15 ~ 20 mm/日 というのが一般的な考え方である。

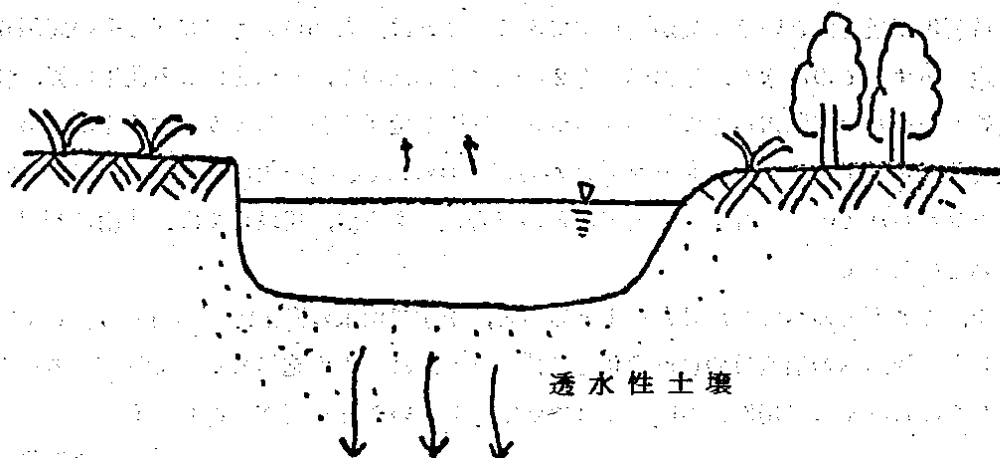
下水の2次処理水を適正な散水負荷で散布している場合には、特に地下水に対しての汚染は深刻ではないというのが、一般的な考え方である。土壌の浄化能力によって、有機物の分解、リンの吸着、窒素の硝化、脱窒が期待できるからである。しかしながら、下水処理水中に含まれる重金属等の微量物質は土壌中に保持されるので、長期間にわたる散布を行なう場合には、浄化能力の低下とともに、土壌中への蓄積が問題となる場合があることが指摘されている。

土壌へ散布する場合の、目づまり等の安全性を考えた場合には20 mm/日 という散水率が限界であることは前述したとおりであるが、この場合、1日当り、1 m²当りの散布量は20 l となる。すなわち、1 m²/日の散布を行なう場合の必要面積は50 m²となる。表-6で示した、浸透法で、ある程度の目づまり対策を行なう場合は、200 mm/日まで散布率をあげることができるが、この場合には5 m²となる。これらの数値は、土壌の特性、水質、散布方法によって大きく異なるため、それぞれの特性を知るために慎重な調査を行なう必要があるほか、かなりの用地が必要であることを認識しておかなければならない。

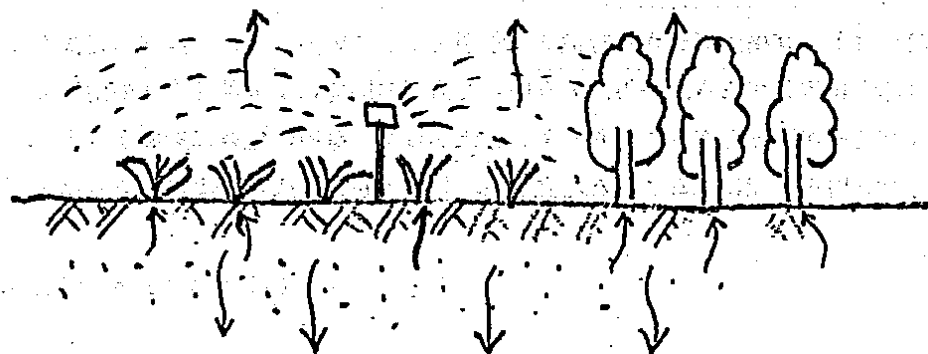
我が国でも、各地方建設局が種々の観点から調査を行なっていることは前述のとおりであるが、1つの事例としてイスラエルにおける例を紹介する。

イスラエルは水が乏しいため、下水の再利用に積極的な国として知られているが、近い将来に

1) 浸透法



2) かんがい法



3) 散布流出法

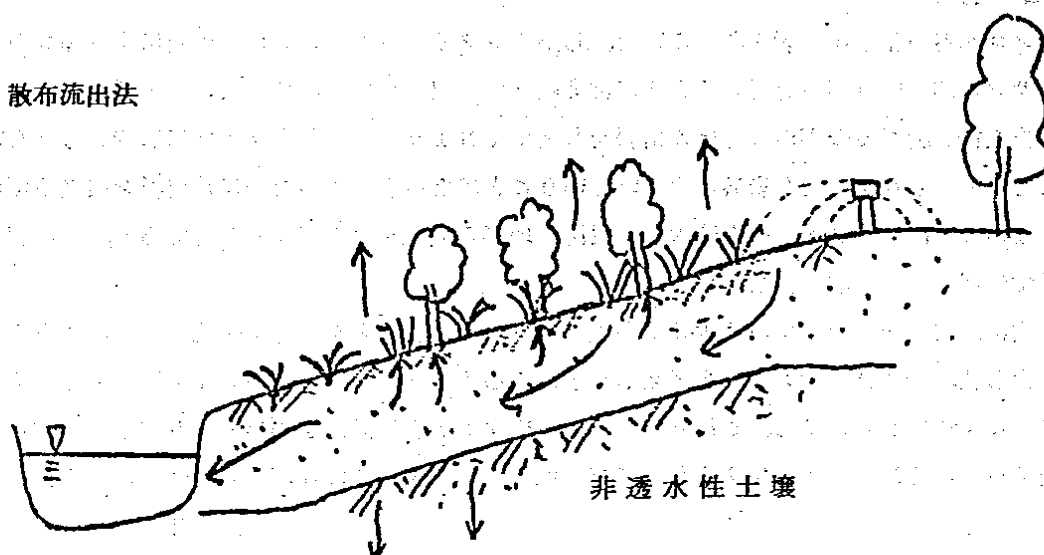


図-1 散布方法の概念図

予測される深刻な水不足に対処するために、首都テルアビブの周辺地区において、Dan地区下水再利用事業計画という事業が進行中である。これは、大都市テルアビブとその周辺6地区から発生するすべての汚水を、生物処理（2次処理）したのち、石灰等による凝集沈澱、濾過等の高度処理を行なって同市南方の涵養池へポンプ輸送し地下水源としようとするものである。取水は涵養池から数100メートル離れた井戸から行なわれるが、処理水の滞水層での滞留時間は約400日と見積られている。井水は、地下水との混合水であるが、現段階では、飲用に利用する計画はないとのことである。

以上、ここまでのべてきたことをまとめると、下水処理水の直接的再利用も無視しえない手段となること、河川への環流等の自然浄化を期待する手法はその実施にあたって各ケースごとに事前に検討しなければその適用性についての評価が定まらないことなどがあげられる。

（三次処理研究室）

1-8 サンゴ礁内における埋立事業について

（質 問）

沖縄の沿岸はサンゴ礁が形成され特徴ある景観をなしている。また、非常に遠浅なことから埋立等の工事は非常に容易である。一方、そういった沿岸の開発により沖縄本島中南部では海浜のレクリエーション利用が困難となっております。したがって、礁内の生態に影響を与えず、しかもレクリエーション利用を可能にするような埋立工法、堤体の断面構成など実例があったら御教示いただきたい。

（沖縄総合事務局建設行政課）

（回 答）

サンゴ礁内の生態に影響を与えないで、しかもレクリエーション利用を可能にする埋立の実施例は、サンゴ礁という環境を考えると沖縄以外で見出し得ないのではないかと考えられ、これまでの施工例を調べるのが最も有効な情報を与えてくれよう。しかし全然生態に影響を与えないということは考えられず、ただ影響が少ないということになる。このためには現況を出来るだけ変化させないようにすること、例えば水質、流況、地形の変化を少なくすることであり、単に埋立工法だけで処理できる問題ではない。

一般には環境を支配している主要な要素を明らかにしそれらを大きく変化させないような地形（平面形状、および縦断形状）を考えることになる。またレクリエーションにしても、その形態と必要な条件を明らかにし、これらの目的を達成するように計画を決める必要があろうがこれらは対象地点の環境によって変化するために具体例について調べなければならないであろう。

（海 洋 研 究 室）

2 河 川 部 門 (目次)

2-1	海岸保全施設の計画波設定について	27
2-2	浮遊土砂の処理について	27
2-3	FEMを用いたダム基礎の応力解析の条件について	28
2-4	ダム基礎附近の地質調査について	31
2-5	ダム基礎の強風化部の処理例について	38
2-6	減勢工の水理実験における結果の判定 (流況と被害との対応関係) について	40
2-7	岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について	42
2-8	ダム事故の実例について	43
2-9	環境アセスメントとダムへの適用事例について	45
2-10	地すべり調査, 堆砂量調査について	47
2-11	沖縄における流出特性と解析方法について	48
2-12	河川構造令における設計洪水流量の算定について	50
2-13	利水計算における計画基準年の評価について	52
2-14	水路トンネルの調査方法について	53
2-15	水路トンネルのライニング厚の決定について	58
2-16	漏水とダムの安全性について	60
2-17	仮排水路トンネル内の漏水について	62

2-1 海岸保全施設の計画波設定について

(質問)

従来の計画波設定方法としては、伊勢湾台風をモデルに設定されている例が多いようですが、ここ数年対象確率が議論されてきました。対象確率で計画波を決定した事例がありましたら紹介願います。又、河川事業の様にランクによる確率対象区分けがありましたら御教願います。

(沖縄総合事務局河川課)

(回答)

海岸保全施設の計画に際して基本となる波浪については、これまで実測を中心とした考え方で決められてきた。すなわち既応最大波高や伊勢湾台風をモデルコース(実績のあるコース)に沿って移動させ、そのとき発生した最大波を推算した値が用いられている。確率的な処理を行なった例はほとんどないと考えられる。この理由としては、統計処理が可能なほど観測値がないことがまずあげられよう。波浪観測が始まったのは昭和30年代であり、観測期間としては20年程度であり、これによって50年または100年の確率波を求めることは精度上問題がある。

気象資料は波浪観測資料に比較して長期間の資料があるため、これをもとに波浪推算を行なって確率波を計算することが考えられる。昭和50年から3年間わたって建設省技術研究会で「波の研究」として確率波の計算が行なわれており、ほぼ全国の沿岸での確率波が得られた。しかし、その信頼性については今後観測値をもとに修正していくことが必要である。

確率波についての検討がこれまであまり行なわれていなかった理由として、波高のみが施設の規模、例えば堤防天端高を決定する要素とはならないことである。浅海に造られた構造物に対し、波力やうちあげ高が最大になる波浪条件は、その構造物の直前で碎波する波であって、これより波高が増加しても波力などは減少する場合が多い。したがって1/100の確率波で決められている場合もあり確率が意味を持つためには他の要素も合せて考える必要がある。

統計的な考え方を入れた構造物の設計方法については、今後検討しなければならない問題であろう。

(海岸研究室)

2-2 浮遊土砂の処理について

(質問)

表土が降雨により、赤土砂となって河川、海岸に流出し、支障を生じていますが、他地域で浮遊土砂の処理対策工を実施し、好結果が得られたケースがありましたら、御紹介願います。

(沖縄総合事務局河川課)

(回答)

沖縄のように流域の広範囲にわたってバイン畑から表土が流出するような大量の漂遊土砂に対し有効な処理対策工の実例はない。ダム工事、土砂採取等に関連して濁水処理として、沈澱池、薬品処理等の施設を設ける例は多いが、これらは全て使用水量が少なく強雨時の河川流出を対象とす

ることは不可能である。

対策としては、侵食地での土壌からの発生を極力少なくすることにつきる。パイン畑での機械力による耕作方法と、それによって生ずるガリ侵食の実態や対策手法については既に多くの調査が実施されているので¹⁾ここでは特に述べないが、沖縄海洋博造成工事において、海岸への土壌流出対策を検討したときの対応策についてふれておく。

土壌流出防止対策において考えられた基本方針は次の如くである。

1) 流出量の抑制

表面流出が生ずれば土粒子が浮遊され、河川へ流出する。従って降雨をできるだけ土壌に浸透させ、直接流出を発生させないことが肝要である。このための方策として i) 裸地をつくらないこと。ii) 土壌の上にコラルサンドを敷き均し、表面流出抑制と浸透促進の効果を図る。iii) 道路に側溝を設けず周辺の土地に湛水させる。

2) 緑地帯の造成

海洋博造成地と海岸の間に自然の植生地を保護し、この間で赤土を浮遊した表流水を浸透させる。

3) 沈澱池による浄水

人工的に造成された排水路の末端では、小規模な沈澱池を設け薬品処理により放流水の浄化を図る。

4) 石灰岩中への浸透促進

海岸附近には石灰岩や砂層が広く分布しているので、これらの地層をフィルターとして使用する。井戸を掘削しこれに排水を導き浸透させる。

この様な処理方針に基き各種の対策が行なわれた結果、工事造成中および会期中にも降雨による海岸への土砂流出は殆んどみられなかった。

(参考文献)

沖縄の自然災害の調査報告書(昭和47年度)、文部省自然災害特別研究

(河川部長)

2-3 FEMを用いたダム基礎の応力解析の条件について

(質問)

FEMを用いてダム基礎の応力解析を行う場合その条件(入力条件)の取扱いについては未確定のものが多。例えば基礎岩重、上流水量、場圧力の取扱い方や計算範囲等である。これらの取扱い方についての見解を御教示願いたい。又、この方法を用いた上流傾斜断層上の安定解析について方法、注意事項等を断層規模別にお聞きしたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

有限要素法を用いて基礎岩盤を解析する場合に問題となるのは

- (1) 岩盤の物性のとり方
- (2) 基礎岩盤をどの程度の広さまで解析の対象とするか。
- (3) 境界条件のとり方
- (4) 上流側水重の取扱い方
- (5) 揚圧力の取扱い方
- (6) 基礎岩盤の自重、地震力の取扱い方

などである。これらについて簡単に説明を加えよう。

先ず、(1)の岩盤の物性についてであるが、元来岩盤は弾性体ではないが、一盤の岩盤の解析は弾性体として行われている。これは主として、

- (i) 非弾性体としての解析は極めて複雑で、計算に要する労力も電子計算機使用料もかなりのものになる。
- (ii) 非弾性体としての解析は、ある程度実用化されているものは、物性論的にみて無理と考えられる仮定が導入されており、一方、物性論的にみて妥当と思われる方法はその計算に用いる諸係数の決め方が確立していないなど、どちらかといえば未だ研究段階にあると言える。
- (iii) ダム基礎の場合に、弾性体として解析しても、非弾性体として解析してもその差は10~30%で、つぎに述べる岩盤の弾性係数、強度などの推定方法による誤差の方がはるかに大きい。

などの理由による。ここでわかるように、この問題で最も重要なのは(iii)に述べたように設計解析に用いる弾性係数、強度などの数値の決め方である。これらの値は一般には岩盤の原位置試験により求められるが、これらの値は質問7にも指摘されているように一般にかなりバラついており、これらを十分に整理し、検討しないで値を決定すると1.5~2倍程度の誤差を生ずる可能性があるので注意を要する。

(質問7の回答参照)

(2)の解析の対象とする基礎岩盤をどの程度の範囲にすべきかという問題については、問題の種類と(3)の境界条件のとり方により異ってくるが、重力ダムの基礎の場合境界条件のとり方が適切であれば、図-1のように、ダムの上下流にダムの底面の長さの2倍以上、深さ方向にもダムの底面の長さの2倍以上とればよい。

(3)の境界条件のとり方については、同じく図-1に示すように、基礎岩盤の上下流側の鉛直方向には移動可能、水平方向には移動不能のように固定し、底面は鉛直：水平方向とも固定するのがよい。

(4)の上流側水重は厳密には考慮すべきである。上流側水重の影響はダム本体の底面の上流端付近の応力および上流側の基礎岩盤の応力にはある程度の影響を与えるが、ダム本体および基礎岩盤の下流半分の応力にはあまり影響を与えない。したがって、ダムの下流付近および下流側の基礎岩盤の応力分布を問題にするときは、これを省略してもさしつかえない。

(5)の揚圧力の取扱い方は厳密にはかなり複雑な手続が必要となる。ダムの設計ではダム本体および岩盤内の間隙水圧を仮想の切断面でこれに垂直に作用する圧力として解析している。しかし、有限要素法のような連続体としての力学では、この切断面にすぐ隣の平行な切断面に反対方向の圧力

が作用しているので、この2つの切断面の間にはさまれる部分にその圧力差だけ容積力として作用していると考えなければならなくなる。(図-2)

したがって、揚圧力を厳密に考慮するためには、

(i) 先ずダム本体および基礎岩盤の浸透流の解析を行い、

(ii) 各要素の動水勾配を求め、

(iii) これを各要素の容積力として弾性解析を行う。という手順が必要となる。とくに(i)を行うためには

(a) カーテシグラウトゾーンの厚さとその透水係数

(b) コンソリデーショングラウトゾーンの範囲とその透水係数

(c) ドレイン孔の効果

などを推定しなければならず、かなり複雑となる。このような手順で解析を行うときは上流側水重は考慮しなくてよいが、計算はかなり複雑となり、今までにもこのような手順で解析した例はわずかにすぎない。(鯖石川ダムなど)

簡単で多く用いられる方法は揚圧力を考慮しないで基礎岩盤の応力解析を行い、各点の直応力から推定した間隙水圧を差引く方法である。この場合間隙水圧の推定はダムの底面近傍はダム設計基準にもとづいて行えばよく、これから離れた所は浸透流のフローネットなどを用いてもよい。(下笠ダム)

(6)の岩盤の自重、地震力の取扱い方は極めて複雑である。先ず自重について述べると、基礎岩盤の自重も外力として加えて解析すると、岩盤の深い所程低い安全率を示すような結果が得られるのが一般である。このような常識と異なる結果となるのは主としてつぎの二つの理由による。

(i) 自重を加えるとこと自体の有する矛盾

(ii) 岩盤の強度評価に関する矛盾

先ず(i)については、岩盤はダムが築造される以前から自重が作用し、平衡状態を保っていたと考えるのが妥当である。したがって、単純に言えばダムを新たに築造したための応力のみを対象にするのはよいが、岩盤の自重まで新たに付加するのは荷重のかけ過ぎである。

つぎ(ii)については二つに分けて考えることができる。ひとつは岩盤の強度をクーロンの式で定義することによって生ずる固有の結果である。すなわち、点安全率はつぎの式で表わせるが、こ

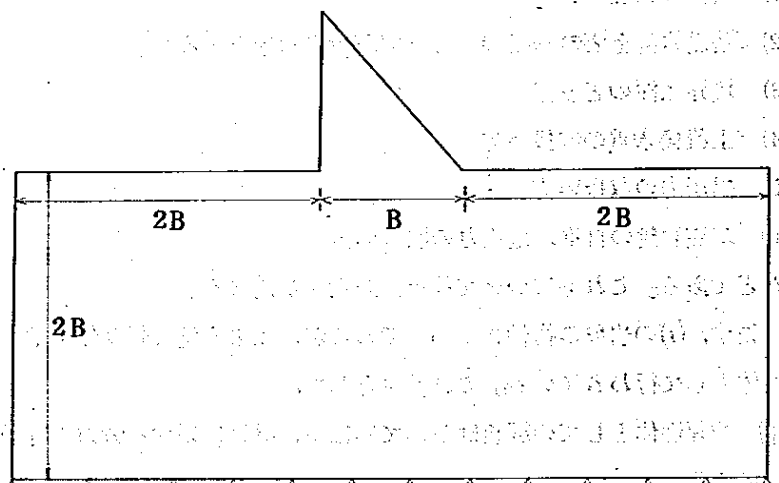


図-1

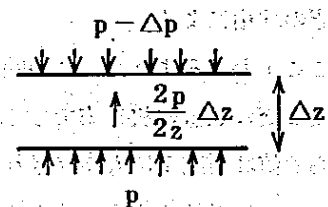


図-2

で岩盤の自重を考えると、

$$n = \frac{\tau_0 + f \cdot \sigma}{\tau}$$

ここで、 n = その点での安全率

τ_0 = 岩盤の純せん断強度

f = 岩盤の内部摩擦係数

σ = その点での仮定方向の垂直応力

τ = その点での仮定方向のせん断応力

σ および τ は岩盤の深さに応じて増加する正の関係であるが、 τ_0 は深さに関係のない定数である。したがって、点安全率 n は深さに応じてその値が小さくなることがわかる。

二つめは、岩盤の強度は一般に深部の方が新鮮で強度も高いが、普通はこのことを考慮に入れることが少いことによる。

通常このような理由が考えられるが、これだけでは十分説明しきれないようである。この点に関しては、堆積岩の上載荷重による締固め過程からある程度の説明がつくようであるが、やや専門過ぎるのでここでは省略する。

また、地震力については、境界条件のとり方で色々な結果が得られ、明確な取扱い方については未知である。一般的には、岩盤の地震力は考慮せずに解析する方が常識的な結果が得られるようである。これらの点については今後の研究にまつべきであろう。

質問の岩盤に断層がある場合の解析は、上記の点に留意すれば充分であるが、特に注意すべきことは断層の弾性係数 E_f と堅岩の弾性係数 E_R との比と断層の巾 B の値により結果は大きく異ってくる。

E_R/E_f の値を 10 以上にとり、 B を 5 m 以上にすれば、断層の影響はかなり著しくなるが、 E_R/E_f が 5 以下で B が 2 m 程度だと断層の影響は著しくない。したがって、 E_R/E_f と B の種々の値について解析して、傾向を捕えると興味ある結果が得られ、問題のダム基礎がそのどのあたりに相当するかを見定めるとよい。

また、断層を有限要素法で表現する際に、その巾 B をせまくすることは、要素分けから困難なことが多い。この場合に、 $B \cdot E_f$ を同じにとれば、 B は要素分けし易いようにとっても、大体同様の結果が得られる。

(ダム構造研究室)

2-4 ダム基礎附近の地質調査について

(質問)

ダム基礎の調査は適切に行えば、調査数が少なくても所定の目的を達成しうると考えられる。そこで調査に当たっての一般的な注意事項(種類、範囲、規模、密度、時期等)について、ダムタイプ別1規模別に御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回 答)

1. まえがき

ダム建設の技術的な難易性は、先ず、基礎の設計がうまく行われるかどうかにかかっている。ダム基礎の設計はダムの形式・規模と地形・地質的条件（とくに岩盤の工学的性質）との相関をよく把握して行われる。ダム本体の形状はそれぞれのダムの形式同士では、ダムサイトの地形に順応した形状をなしていて、多くのダムでも地形的差異を除けば大きな差はないといえる。しかし、基礎については各ダムサイトにおいて、形式・規模に応じて独自の配慮がなされている。だが、それは外観からは判じ難い。このことから、ダムサイトにおける基礎岩盤の地質調査はダムの建設において非常に重要な役割をもっている。

以下一般論として基礎の調査について述べる。

2. 地質調査の順序

ダムの地質調査の順序は表-1に示すように、概査、設計調査、施工中および完成後の調査と進められる。しかし、これはダム建設計画上の段階とは必ずしも一致してない。概査は一つの水系にダム建設計画が樹てられ、既存資料及び地形上の判断から1ないし数個所の候補地点が選定された場合に、おおよその高さ、型式及び工事の難易を判定し、ダム建設の可能性あるいは優劣について判断するために必要な地質情報を求めるための予備的な調査試験である。

表-1 ダムの地質調査の流れ

地質調査区分		概 査	設 計 調 査	施工中および完成後の調査
建設計画区分		予 備 調 査	実施設計調査	管理および かさ上
			建 設	
ダム タイプ 区分	アーチダム	地 形 地 質 構 造 ダム軸比較 (他表踏査 弾性波探査) 横 坑(主) (岩盤強度) ボーリング >主	左右両岸岩盤強度 下流側堅岩線 劣化部処理計画 ルジオンテスト 岩 盤 試 験	基礎岩盤掘削後のチェッ クと保護 グラウトおよび透水性 のチェック
	重力ダム	" 横 坑 河床ボー リング	基礎岩盤の調査 (とくに河床)(岩盤試験) 透 水 性	透水性のチェック 掘削岩盤の安定性と劣 化部の処理
	フィルダム	" ボーリング (主) (透水試験) 横抗・堅坑	骨材の確保 河床の透水性 ダムサイトおよび 貯水池 地すべり 材料選定 洪水吐基礎および 法面	(仮設構造物基礎の安定) 掘削面の安定(とくに 地すべり) ダム軸および広域の透 水性と地下水位 地すべり対策

設計調査は、おおよそダム建設の可能性があると判断された地点について、ダムの高さ、型式規模、位置及び中心線などを選定し、ダムの設計及びダム建設に付随する工事に必要な地質情報を求めるための調査試験である。

施工中および完成後の調査は、ダム基礎掘削前、掘削途中、掘削後において実施する地質調査で、とくに基礎岩盤の掘削面の評価にもっとも重点がさかれる。

またダム本体工事に先行して施工される仮締切工、仮排水トンネル工、ダム用仮設備工等によって得られる地質試料は、ダム基礎の地質解析上、各種の地質調査を補足する貴重な資料となる場合が多く、これら資料は、施工段階にとりまとめておかなければならない。

完成後においても、漏水を監視するための地下水調査や、貯水池内の地すべり地の計測が続けられることも珍しくない。

3. 概 査

概査の初期においては、ダムの形式による調査の方法や数量についての大きな差はみられない。要するにダム建設計画をすすめることが妥当かどうかを判断する。そのようなことから、地形調査、空中写真判読、地表踏査による地質図の作成（地質構造、岩質、風化および表層堆積層の概略を把握する）、および弾性波探査が先行する。地質図は普通の場合 $1/5,000$ 地形図を基本として使用し、地質図作成範囲は図-1に示すように、想定される貯水池全域を含み、ダム中心線より上流側およびダム敷では想定さ

れる満水面よりそれぞれ山側へ

300~500 m、下流側へは貯

水池上流端までの距離の約半分

について川の中心線よりそれぞ

れ山側へ300~500 mにわた

る範囲を原則とし、他流域への

漏水の危険性がある場合、材料

調査を兼ねる場合、付近に大き

な地質構線が存在すると想定さ

れる場合等については、必要な

範囲まで拡大して実施する。

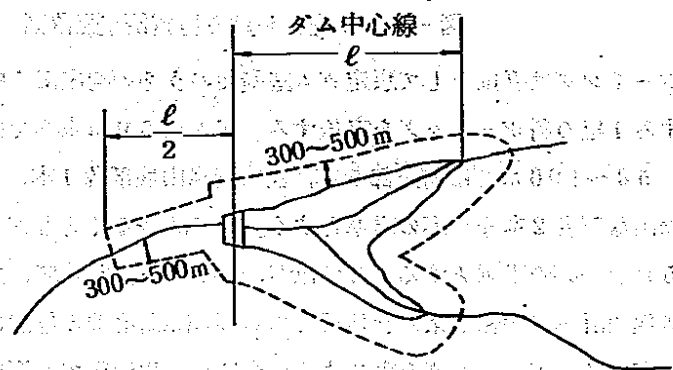


図-1 概査における地質図作成範囲

物理探査（弾性波探査など）を実施する場合は、測線がそれぞれ想定されるダムの基礎面の外側へ少なくとも200 m以上は延長するように配置する。

この段階で基礎岩盤の地質上の特徴を把握する。

概査の後期においては、調査横坑およびボーリングを実施する。ダムの形式が未定の場合は、ほぼ重力ダムを想定し、ダム軸付近を中心として調査を実施する。（図-2）

概査段階での調査横坑は、ダム高50 mごとに、左右兩岸山腹に少なくとも1本以上を必要とし（ダム高50 m未満左右岸各1本、50~100 m左右岸各2本、100~150 m左右岸各3本）、原則として想定ダム中心線上に深さ30 m以上掘進し岩盤の部分少なくとも全長の半分以上に及

び、岩盤が存在すると判断できるまでとする。更に岩質および地質構造の判定上、あるいは、地すべりの測定上必要であれば調査横坑の数および深さを追加延長するものとする。

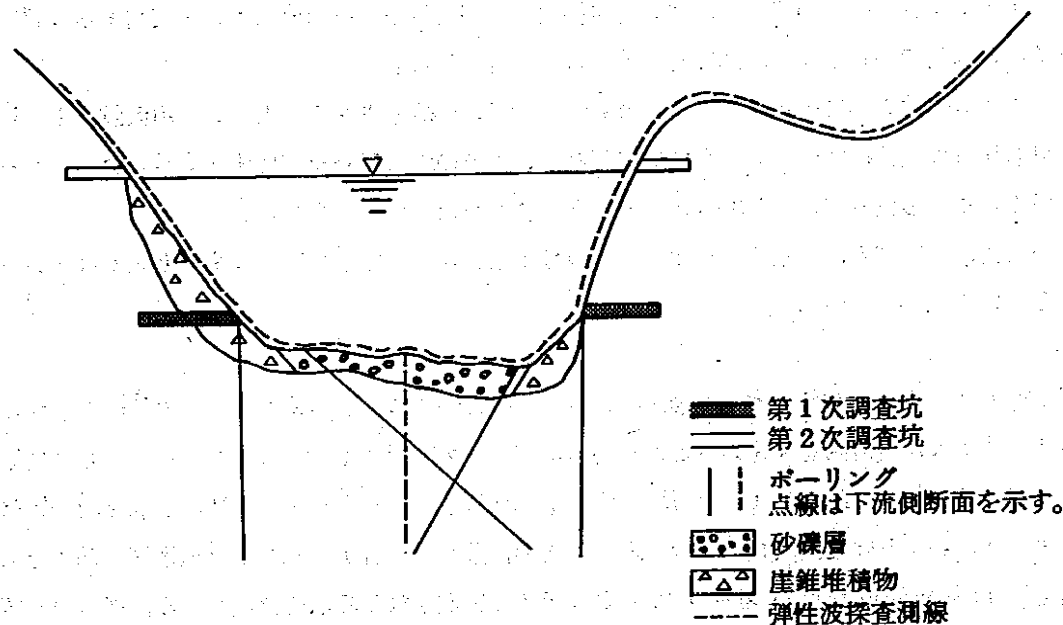


図-2 概査における地質調査配置図

ボーリングは原則として想定ダム基礎面のうちの河床部を中心に5～10本配置し、河床下で交差する1組の斜ボーリングを実施する。ダム高50m未満では、河床部3本、左右兩岸山腹部各1本、50～100mでは河床部5本、左右兩岸山腹部各1本、100～150mでは河床部7本、左右兩岸山腹部各2本を一応の標準とする。深さは少なくともダム高の半分以上とし、最も短いもので50mを一応の下限とする。このほか、地すべり、漏水層、大規模な破碎帯などの存在が予想され、ダム建設計画に関係が深いと判断される場合には、必要な位置に適当な深さのボーリングを実施することがある。ボーリングを実施する場合には、岩盤部では原則としてルジオンテストを行う。

調査横坑とボーリングを実施する順序は、ルジオンテストへの影響を避けるためにボーリングを先行させ、ルジオンテストの終了後に調査横坑を掘削するものとする。特に基礎岩盤の透水性を調べる目的で、ルジオンテストに重点を置くボーリングの場合には、既設調査坑から少なくとも20m程度離れた位置に配置すべきである。

タイプ別では、アーチダムが計画されている場合はとくに、アバットメント候補地点から下流側にかけて、またダム高で河床から1/3程度の位置から調査横坑を優先させて始める。重力ダムの場合はダム軸山腹部（とくに河床に近い位置と天端）の調査横坑を、河床部でボーリングを実施する。フィルダムの場合は、ダム軸線にボーリングを先行させ、表層堆積物や風化の状況を調べ、ルジオンテストを実施して透水性を把握する。コアの採取のために無水掘を必要とする場合には、別に清水掘ボーリングを行って、ルジオンテストを実施しなければならないこともある。また、この時期に広域の地表踏査による地質図を作成し、材料の確保について目途をたてておく必要がある。

概査の段階から設計調査へ移行する場合には、概査において実施したすべての地質調査の成果を整理して、ダム建設の可能性について判断するための総合的な地質概査報告書を取りまとめる。

4. 設計調査

設計調査ではダムの形式・規模を一応考慮した上で地質調査が行われるので、調査の主眼点、調査方法、数量などには若干の違いがでてくる。

重力ダムは上流に作用する荷重ダムをダムの自重によって基礎へ伝える構造物である。

重力ダムでは基礎岩盤の強度、特に剪断強度が小さい岩質がはさまっていないか、剪断強度を低下させるような地質構造になっていないか、浸透水による揚圧力がダムに大きな影響を与えないか、という点に重点が置かれるべきで、特に河床部の状況に注意を払う必要がある。(図-3)

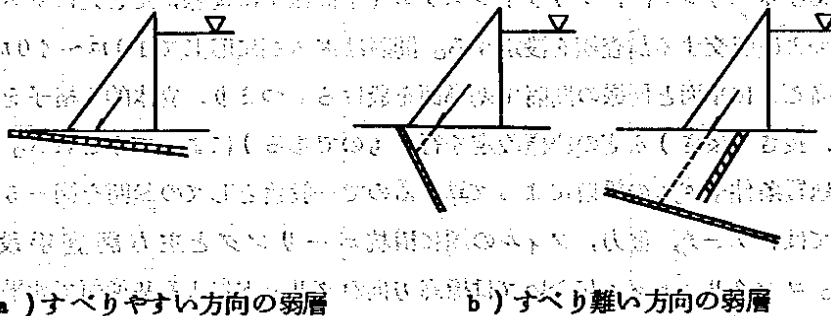


図-3 重力ダム基礎と弱層の関係

アーチダムは上流面に作用する荷重を水平なアーチ作用と鉛直な片持り作用によって左右岸と河床の基礎へ伝える構造物である。

アーチダムでは、アバットメントの兩岸山腹から下流にかけて、アーチスラストの方向に対して不利な方向の地質的弱線がないかどうか重点を置き、下流側の堅岩線の状況に注意を払う必要がある。(図-4)

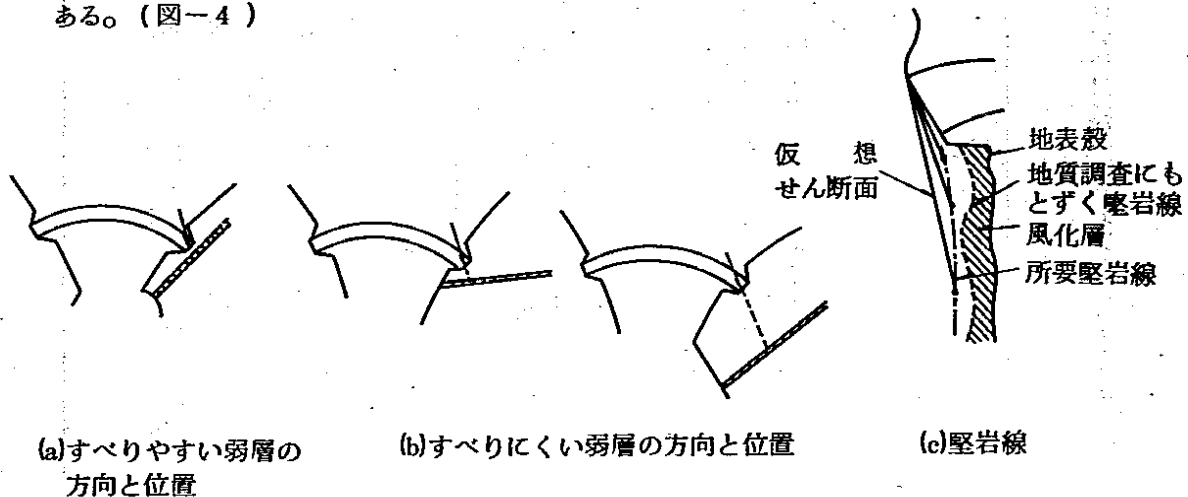


図-4 アーチダム基礎と弱層の関係

フィルダムは天然の岩や土を盛りたてて、水圧をその自重によって基礎に伝える構造物である。

フィルダムでは、基礎岩盤からの漏水、施工性および材料の選定に重点が置かれ、コア基礎部分の透水性、洪水吐の基礎と掘削斜面、仮排水路出入口の掘削斜面の安定に重点が置かれる。

とくに、質量共に所要の材料がダムサイト近傍から得られるか否か、を調査する材料調査に大きな力点がかかってくる。

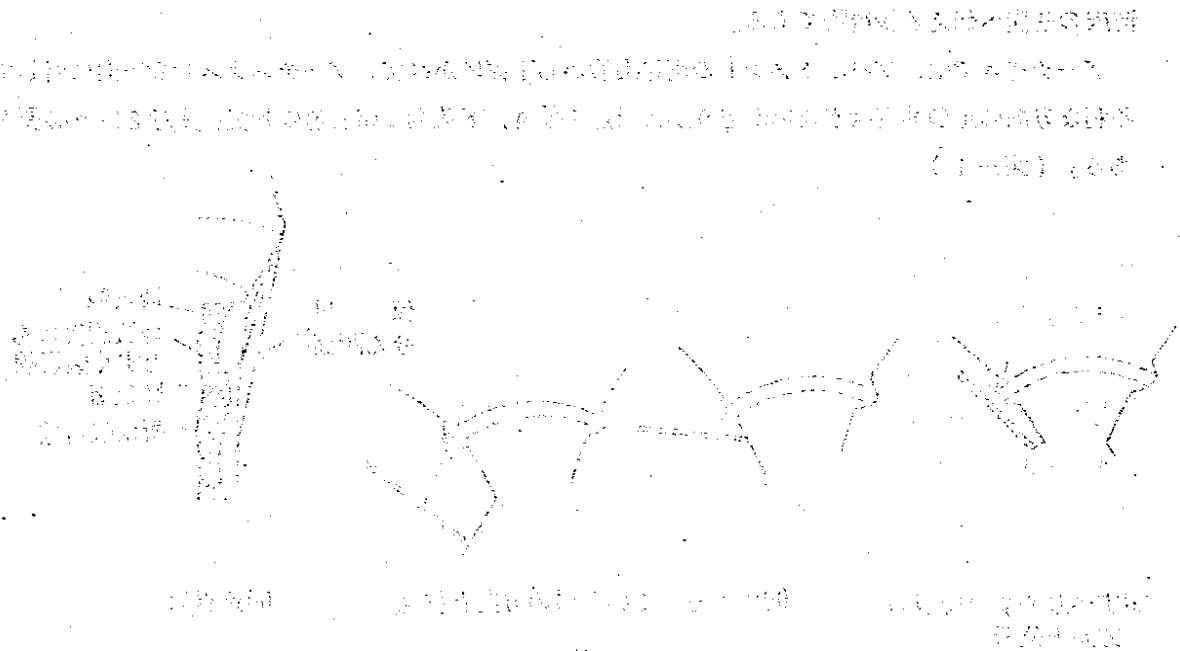
設計調査における基図は原則として1/500 実測図であり、高いフィルダムや広域の止水計画に使用する場合に1/1,000 実測図を使用することがある。

地質調査は調査横坑やボーリングのような岩盤内部の性状を直接判定できる方法が主になり、調査横坑の観察から岩級区分が実施され、岩盤の強度分布を推定し、現位置変形試験・せん断試験と結びつけて、岩盤の設計強度が設定される。ボーリングはほとんどすべてルジオンテストが実施され、透水度の分布図が作成される。

このような横坑およびボーリングは、グリッドシステム（平面図上に基線、たとえばダム中心線を設けてそれに平行および直交する調査網を設定する。間隔はダム高に応じて10m～40mである。高さ方向にも標高ごとに平面と同様の間隔で基準面を設ける。つまり、立体的な格子を形成し、地質調査箇所、方向、長さ（深さ）などの座標設定を行うものである）によってなされる。

地質調査の範囲は地質条件やダムの規模によって異なるので一般論としての範囲を図-5に示す。とくに左右岸については、アーチ、重力、フィルの順に横坑ボーリングと主な調査手段が変わっていくと考えてよい。コンクリートダムにおいては標高方向のグリッドによる基準面で水平地質断面図が作成できる程度には調査横坑がはいっていないからならぬだろう。

さらに施工中においては、掘削面の詳細な岩盤図を作成して、将来のための記録として残しておくかなければならない。



ダム高を Hm とする	平 面			断 面	略 図
	上 流 側	下 流 側	左 右 岸	河 床	
重力ダム	ダム敷上流端 より $H/2$	下流端 より H	ダム敷より H 天端標高地表から 山側へ H (投影)	掘削面より $H/2$ 河床から H	
アーチダム	上に同じ	上に同じ	ダム敷より H	掘削面より $H/2$	
フィルダム	ダム敷上流端	下流端より $H/2$	上に同じ	コア敷面より $H/2$	
L-u値 5 以下の線が満水面より上位になるまで左右岸は調査する。					

5. 参考文献

- 1) 多目的ダム建設 第1巻 建設省河川局 1977
- 2) 建設省河川砂防技術基準 調査編 建設省河川局 1976
- 3) ダムの地質調査 土木学会 1977
- 4) 最近のダムの地質 岡本隆一, 土木技術資料 Vol.115, No.7, 1973

(地質研究室)

2-5 ダム基礎の強風化部の処理例について

(質問)

沖縄の地山は風化層が厚いため、ダムのアバットを風化部にのせる場合も考えられる。掘削除去以外の処理方法の実例について示していただきたい。又、ダム基礎の止水目標として、一般に1~2mの値が採用されているが、福地ダム、新川ダム等の例では3~5mが限度である。この程度の値で処理する場合の配慮について又、1~2mの設定根拠について御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

コンクリートダムを強風化部に取り付ける場合に問題となるのは、

- (i) 止水上の問題
- (ii) 岩盤強度の問題

の2点である。

先ず、(i)の止水上の問題について述べると、最上部の強風化部は、グラウトなどによる改良は全く望めないが、案外難透水なことが多い。その下の半風化部は未だ岩石の心部は硬く、節理は残っているが、節理面沿に風化が進行し、その一部は泥化したりが、流入粘土が入っている部分であるが、一般に透水度は高く、貯水した場合に非ダルシー流となって流れる場合もある。この部分がグラウトなどにより改良されるか否かは極めて難しい問題であって、グラウト試験などを行い、調査しなければ明確な答は出し難い。一般的に言って、この部分で、上載荷重が小さい所は、グラウトによる改善は望み難い。上載荷重が大きい所では、グラウト圧もそれに応じて上げられるので、ある程度の改善が望みうることもある。

その下の堅岩部は、一般の堅岩と同様にグラウトにより改善される。

一般には以上のような状態なので、

- (i) 全面的にグラウトにより改善する。

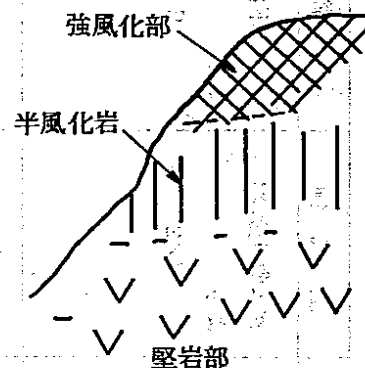


図-1

(ii) 半風化部の上部以上を除去して、その部分にフィルダムを入れ、その下はグラウトにより改善する。

(iii) 止水壁を入れる。などの工法がとられている。

(i)を行うには、半風化部のグラウトが充分行うることと、強風化部が不透水であることの確認が必要であるが、ある程度不安が残るのが一般であり、実際には半風化部までしか取付かない時にこの方法はとられている。

(iii)の工法はトンネルバイトンネルにより、止水壁を施工する工法（美和ダム、皆瀬ダムなど）と連続壁工法（大町ダムで計画中）とある。前者は施工が極めて複雑で、一般にトンネル掘削に当っては鉄製支保が必要となり、これを除去せずにコンクリートが打設されるために逆に水みちを作る可能性もあり、さらには周辺の地山をゆるめる難点もある。後者は施工上上部がある程度平地である必要があり、どうしても清水面上の無駄掘りが生ずる。また連続壁の下をグラウトする場合には施工上の困難さとともに、その連続性に十分留意する必要がある。したがって、(ii)の工法が最も多く用いられている。

次に、コンクリートダムの基礎としての岩盤の強度の面からこの問題を検討してみよう。

強風化部および半風化部にコンクリートの堤体を載せた場合、この部分に対しても現在のダム設計基準のせん断摩擦抵抗安全率を4以上にとるとすると、ほとんど泥化した強風化部にコンクリートダムをのせることは困難であるし、半風化部でも10～15m程度のダムをのせるのが限度であろう。

このように考えると、止水面から考えた対策の(i)～(iii)のうち、(i)および(ii)は岩盤強度の面からみた構造設計上に問題が生ずることになる。

とくに、ダム天端の標高まで半風化が存在するときはこれにコンクリートダムを直接取付けている例はあるがダム天端の標高まで半風化部が存在せず、強風化部に直接取付けた例はない。

したがって、ダム天端の標高で強風化部しか存在しない場合には、半風化部ないし風化していない部分にコンクリートダムとフィルダムを接合させる隔壁を設け、これより山側はフィルダムとして設計するのが一般である。（山神ダムなど）

このように設計されると、一般には隔壁の山側は大巾に掘削されるので、この部分はフィルダムのコアーにより止水し、フィルダムは半風化部に対して上載荷重がある程度あってグラウトによる改善が可能と考えられ、強風化部に対しては浸透路長が充分で止水が可能と考えられるまで延長し、以後はグラウトにより処理が行われているのが一般である。

美和ダムの場合には、止水壁が設けられているが、この部分はコンクリートダムを直接取付けることが可能な程度の風化部であり、大町ダムでは上部の河岸段丘に対して、連続壁工法による止水が計画されているが、河岸段丘への堤体の取付けはフィルダムを介在させることにより行われている。

つぎにダム基礎の止水目標であるが、従来のコンクリートダムは1～2Lu程度までグラウトにより改良してきたということで、フィルダムでは4～5Luでとどまっているのもかなりあり、コ

コンクリートダムでも部分的には4~5 Lu までしか改良できなかった例はある。しかし、これらのダムは湛水後やや漏水は多いようであり、1~2 Lu は一つの目標であって、ここまで全般的に改良し得たときは、漏水量が比較的少く抑えることができた例が多いという経験的なものである。

1~2 Lu は透水係数にして $1\sim 2\times 10^{-5}\text{cm/sec}$ であり、4~5 Lu は透水係数にして $4\sim 5\times 10^{-5}\text{cm/sec}$ で、両者の間に本質的に大きな差があるわけではない。要は1~2 Lu まで全般に改良すれば安心して湛水しうるといふ目標値であって、ここまで改良できないときは直ちにダムが危険であるということではない。

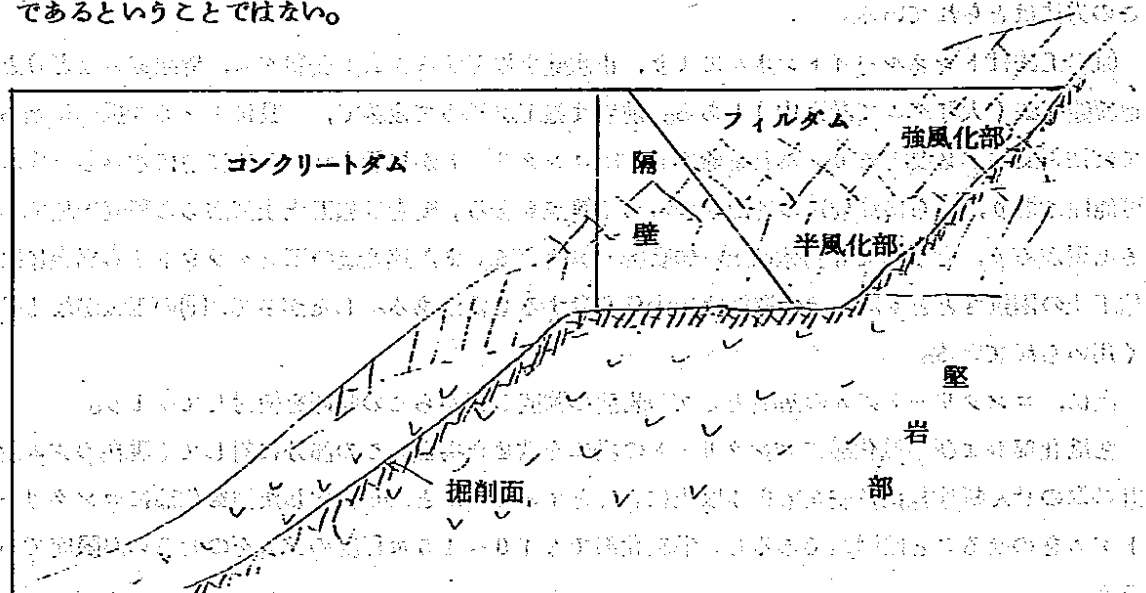


図-2

しかし、10 Lu 以上ではかなり速い流速を観測したこともあるので、部分的にも高々4~5 Lu 以下にするように努力する必要があると考えられる。

(ダム部長)

2-6 減勢工の水理実験における結果の判定(流況と被害との対応関係)について

(質問)

減勢池内における水流の状況とそれによって生ずると想定される被害との間の一般的な関係(被害の種類、範囲、規模等)について御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

減勢工は、河川管理施設等構造令第9条に示されるように、ダムの堤体の安全を確保すること、ダム下流の河道を保護することおよびダム下流の河川管理施設等の各種の施設を保護することのために、ダムのせき上げによって増大した水流のエネルギーを緩和するように設けられるものである。

減勢工は、一般にその形態によって、跳水式、スキージャンプ式および自由落下式の3種に大別

されるが、跳水式を除く他の2型式の減勢方式はいずれも特殊な環境で使用されるものであり、一般の減勢工はすべて跳水式であると言っても過言ではないので、ここでは跳水式減勢工を念頭におき説明する。

跳水式減勢工の水理機能設計においても、水理模型実験がしばしば利用される。これは、一樣水路における跳水現象は設計上必要な精度で解析的取扱いが可能であるが、洪水時の水理条件あるいは河道の形状等が一樣性を欠く場合あるいはダム地点の地形、環境等の制約から流れを人為的な枠の中で強制的に処理したい場合などでは、一般の水理公式のみによっては設計や管理に必要な十分な精度の資料が期待できないからである。このような場合あるいは機能設計の結果の検証においては、水理模型実験が最も確実な方法となる。

なお、水理模型実験では、通常はフルードの相似律によって模型と原型の対応関係を規定するので、模型の状態や流況によっては実験に際して無視した力の影響が顕著になる場合がある。これが模型実験の最大の難点であるが、この点さえ十分配慮すれば水理模型実験は水理機能設計の最良の手段と言える。

水理模型実験における減勢工の流況判断は、ダム管理区間内とその下流河道部分とに区別して行う必要がある。これは、両者の将来の維持管理に対する取扱いが異なるために、設計における流況判断のポイントも自ずと異なるためである。

水理模型実験の減勢工ならびにダム管理区間内の流況は、主として、流況の安定度と工作物の規模との関係および水流の破壊力と構造物の耐久性との関係から判定するのが普通である。

減勢工周辺の流れは、大規模な渦をともなった流れであり、水深・圧力・流速あるいは流向等の時間的変動が顕著なことが特徴である。よって、構造物の規模はこれらの変動幅を包含しうることが必要であり、模型実験ではこのような変動の規模と構造物の寸法との適合性が判断の材料となる。

また、減勢工では、水流の破壊力と構造物の耐久性との関係が問題となる。

この場合、水流の破壊力としては、流水による摩耗キャビテーションによる浸蝕、流水による動圧あるいは揚圧力が該当し、また、水叩き周辺の水流の特徴である渦の形態も問題となる。

これら水流の破壊力は構造物の耐久性との対応で議論され、構造物の損傷の進行速度と減勢機能の持続性の比較が問題にされる。また、同時に、判定の要素として、流況改善の難易ならびにその経済性が配慮されなければならない。

一般に、減勢工水叩き内の工作物は、減勢能力をより効果的にするために、消耗品的性格が濃厚なものが多いため、放流頻度と損傷の進行度とのバランスを考慮して判断する必要がある。

減勢工水叩き内の流況ならびにその下流のダム管理区間内の流況については、このような観点からの判断が必要であり、短時間に急激に進行する被害を生ぜしめないための流況判断がその基礎となる。

これに対してダム管理区間下流の流況は、従前の流況との比較論となる。ダム管理区間下流については、ダム築造にともなう水流の変化を生ぜしめないことがダム設計上の原則であるから、流速、流向あるいは水面の状態等の従前との相違に対して細心の注意が必要であり、それらに起因する従前の河川にみられない被害の発生防止がその流況判断の基礎となる。

このようにダム管理区間下流の流況についてはダムのおかれた環境との適合が重要であり、流れの変動規模のあるいは構造物の規模等をその環境を支配する代表的尺度と合せることが基本である。

減勢工における流況判断では、減勢工の設置目的ならびに現象の流れとしての性格から、特殊な配置あるいは型式の減勢工の場合を除きダム自体の安全性に対して判断すべき要素はほとんどなく、ダム下流の河道の流れとしての正常度が判断の基準となるものと考えられる。

また、それによって生ずる被害の性格も一般の洪水時の河道災害と同一のものと考えてよい。したがって、それ以外の流況と被害との対応関係は、ダムのおかれた環境条件に支配されるためケーススタディの問題に属するので、一般的な問題として取扱うことは困難である。

(篠崎試験所)

2-7 岩盤剪断試験結果と設計強度との関係について

(質問)

粘板岩、千枚岩系統の地質の場合、剪断試験結果は層理の方向や、微小クラック等に大きく影響され、値がバラつくことが安波ダムにおける試験結果から判明している。このような値を整理解析し、設計値を求める場合どのような注意が必要かについて御指導願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

粘板岩、千枚岩に限らず、一般に岩盤試験結果はかなりバラついている。この原因としては、

(i) 岩盤区分はかなり詳細に行われた場合でも、数メートルの間の平均的所見にもとづく場合が多い。一方、岩盤試験結果は載荷面およびその近傍数十cmの部分に支配される。

(ii) 岩盤試験は横坑内で行われることが多いが、岩盤区分は側壁での所見にもとづいて、底面の状況を推定していることが多く、試験箇所との対比が完全に一致していないことが多い。

(iii) 試験の巧拙

(iv) 適用している岩盤区分方法が、その地点の岩盤の力学的性質に適しているか否か。

などがあげられる。

このうち、(i)、(ii)については最近載荷面に対して、試験前と試験後の写真とスケッチを残すようにしているので、ある程度解決してきているが、(iii)、(iv)については未だ十分に検討されていない例が多い。

ここで留意すべきことは、いかにバラついた値でも、個々の値についてはそれなりの意味を持っていることである。すなわち、測定値および、荷重-変位曲線を入念に観察すれば、その試験が適正に行われていたか否かは、明らかになるし、載荷面を入念に観察すれば、何故にその試験結果が予想に反して低い値であったか、あるいは高い値であったかは理解できる場合が多い。

多くの場合、岩盤区分を既定のものとして受け入れるためにバラついた値となっており、試験後バラついた原因を確かめ、自分で再区分するつもりで整理すると、それ程バラついていないことを発見することが多い。

岩盤試験の結果にもとづいて、設計に用いる値を決定することは基礎岩盤の設計において最も重要であり、また最も誤差の生じ易いところである。これをバラつくだま低目の値をとって設計することは一法であるが、ダム建設も一つの経済行為である以上、バラついた原因を充分検討し、それにもとづいて合理的に設計に用いる値を決定すべきであると考えられる。

なお、この検討の具体的な事例は、「多目的ダムの建設」第3巻、P. P326～P. P330に述べられているので参照されたい。

（ダム部長）

2-8 ダム事故の実例について

（質問）

最近、米国のティートンダム、ソ連のダム等、ダムに関する事故報告を耳にするが昭和年代における世界、日本における事故の実態とその原因について調査資料がありましたら御教示下さい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回答）

ダムの事故の例として代表的なものは、戦前にアメリカカリフォルニア州のセントフランシスダムの破壊、1959年のフランスのマルパッセダムの破壊、1963年のイタリアのバイオンツダムの地這りによる越流、1976年のアメリカアイダホ州のティートンダムの破壊などであり、これらはその下流にかなりの被害を出している。その他1971年のアメリカのロサンゼルス地震に際してのサンフェルナンド下ダムおよび上ダムの破壊は下流にはダム破壊による被害は生じなかったが、有名である。幸い、我が国においては大正年代に長野県の小諸ダムが破壊した以外に20m以上のダムの破壊例はなく、1968年の十勝沖地震の際に小さな溜池が決壊したなど小さな農業用の溜池の破壊例をみるだけである。

次に、これらのダムの破壊例の原因とその後の設計の対処について述べよう。

1) セントフランシスダムとマルパッセダム

この両ダムとも基礎岩盤が破壊したためである。特に1959年のマルパッセダムの破壊は、各国が争って薄いアーチダムを設計し、建設していた時期でもあったので、大きな反省をうながすこととなり、それ迄の設計がダム本体の応力に主眼を置いていたのに対し、基礎岩盤の安定の方がダムの安全性にとってより重要であるとの認識を高める結果となり、岩盤力学という新しい分野が開拓されるに至り、ダム本体と同等またはそれ以上に基礎岩盤の安定性を検討するようにダムの設計が変わっていった。現在ダムの調査でみられる岩盤試験やダム基礎の安定解析はすべてマルパッセダムの破壊以降に登場したものである。

2) バイオンツダムの地這りによる事故

バイオンツダムの事故は貯水池左岸上部にあった貯水容量を上回る容積の土塊が瞬時に貯水池内に崩落し、これがため貯水が100m以上の水深でダムを越流したものである。この地這りは建設当時知られていたが、余りにも規模が大きいために対策の講じようがなく、地這りが生

しないであろうとの想定のもとに湛水を開始したところ、この土塊が動き出したため、急激に貯水位を下げたため、逆に急激な崩落を来したようである。

我が国では未だこのような大規模な地崩りは見られないし、またバイオントダム事故以前から貯水池周辺の地崩りに対しては充分な調査と入念な対策が講ぜられて来たが、バイオントダムの事故以降はさらにこれらの調査と対策には慎重を期しており、貯水位の上下に対してもかなり厳格な規制が行われている。(ので、今後このような事故は起りえないようになっている。)

3) サンフェルナンド下ダムおよび上ダムの事故

サンフェルナンドダムは1920年代に水締め工法により施工されたダムである。ロサンゼルス地震に際して破損したが、幸い貯水位が低かったので、貯水は下流に流れ出ず、ダム破損のための被害はまぬがれた。また、この際このダムの附近にあって、現在行われている転圧工法により施工されたバイパスダムは全くの無傷であった。

このダムの破損の原因は地震による砂の流動化によるものであるとされ、その後アメリカではカリフォルニア州の全フィルダムに対し再検討が行われ、転圧工法により施工されたダムは地震時の流動化に対し充分安全であることが結論づけられた。

我が国のフィルダムは戦前に施工された農業用溜池を除いて、いずれも転圧工法により施工されている。(地震により流動化現象の起る危険は全くない。) また、我が国でも、これを契機にフィルダムの耐震性について検討されたが、我が国の大きなフィルダムは充分な耐震性をもっていると結論づけられている。

4) テートンダムの破壊

アメリカ、アイダホ州のテートンダムは1976年6月最初の湛水時のほぼ満水に近い状態になったとき、右岸の着岩部から大きな漏水が起り、大凡3時間後に全面的に破壊するに至った。

このダムの破壊の原因としては

- (i) 基礎岩盤に無数の開口した冷却節理が発達し、透水性が極端に高かったこと。
- (ii) これに対する止水グラウトが不十分であったこと。
- (iii) コアゾーンおよびキートレンチの埋戻しに使用した風積シルトは可塑性に欠け非常に侵食されやすい材料だったこと。
- (iv) キートレンチの形状が悪く、また底面の整形が不十分のため、アーチ作用や締固め不良が生じ、不等沈下やハイドロリックフラクチャリングによるクラックが発生しやすかったこと。などがあげられている。

テートンダムの基礎岩盤は第4紀の流紋岩質熔結凝灰岩で、下位標高は比較的マッシュブだったが、上位標高は開口した冷却節理が多数存在し、極めて透水性が大きかった。我が国でも第4紀の熔結凝灰岩は、冷却節理が発達し透水性が極めて大きく、ダムの基礎としては最も困難なものの一つとされている。この種の岩盤で浸透流の測定を行うと1cm/sec以上の流速が観測され、真の透水係数は10cm/sec程度となることがある。したがって、この種の岩盤上にダムを建設する場合には、ダム本体および下流流域に有害な浸透流が生じないよう慎重な調査と設計が要求される。我が国のダムではこの種の岩盤の下盤となる第3紀以前の岩盤が満水面以上となるまでグ

ラウトして湛水している例や、湛水面が地下水位以下となるようダム高を制限した例もあり、この種の岩盤上のダムは浸透流に対する安全が保障されない限り事業として採択されないだろう。

この点でテートンダムの設計は極めて不備であり、クラウチング不良、浸食されやすい材料の使用、キートレンチ形状、底面処理不良、開口亀裂に対する処理不良等の欠陥が指摘され、この種の岩盤上のダム設計に対する未開拓局の経験不足から来た設計ミスが事故の基本原因となっている。

以上は代表的なダムの事故例とその後の対応であるが、これらの事故に共通して言えることは、地震による事故を除き、いずれも最初の湛水の時に事故が生じており、事故の直前に大きな漏水をともなっており、さらにいずれも漏水、変位などダムの安全管理に不可欠と考えられる観測が充分に行われていなかったことである。

ダムの湛水を行い、安全管理を行う上で重要なことは、これらの異常現象をできるだけ早く処置可能な時期に捕え、対策工事を行うようにすることである。

この点に関しては、我が国では既に10年以上前から、過去の事故例にのっとり、ダムの安全管理規制を設けている。すなわち、ダム完成後の年数に応じて

第1期：ダム完成後初めての湛水まで

第2期：初めての湛水後ダムの挙動が定常状態に達するまで

第3期：ダムの挙動が定常状態に達したとき以後

の3つの時期に分けて行っている。

特に第1期はダムの安全管理上最も重要で、ほとんどの事故がこの時期に起っていることから、この時期は工事関係者が残り、補修用の工事費が残っている段階で行い、変位、漏水量など主要な観測は毎日行い、ダムの事故につながる恐れのある異常現象はできるだけ早く捕え、速刻対処するようにしている。

このような、管理規準は我が国以外では未だ行われておらず、テートンダムを建設したアメリカの開拓局は1940年代に完成したボールダーダムやグランドグリーダムの埋設計器による観測は今でも行われている反面、テートンダムにおいては漏水量の測定は行われておらず、地下水位の測定が月に1回程度行われているにすぎないなど、どちらかと言えば安全管理の観点からは観測は行われておらず、研究的な目的で行われているようである。

このようにみると、ダムの安全管理はダムの大きな事故を防ぎ、適切な処置を行う唯一の手段であるので、現在行われている安全管理規準に従って万全の安全管理体制をひいて湛水を行えば、ダムの事故は完全に防げる筈である。

(ダム部長)

2-9 環境アセスメントとダムへの適用事例について

(質問)

開発行為の設定に対し、自然保護論者との間で多くの論議がもし出される昨今であるが、重要文化財、特別保護地区などに関係した地域にダムの築造を計画する場合、環境評価については、必

須の条件ともなりつつある環境評価の現状とダムへの適用事例があれば御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

昭和47年6月6日、「各種公共事業に係わる環境保全対策について」が閣議了解され、公共事業の実施主体は所掌する事業の実施により、地域の環境保全上重大な支障をもたらすことのないよう、あらかじめ、必要に応じ、その環境に及ぼす影響の内容及び程度、環境破壊の防止策等に関する調査・研究を行ない、所要の措置をとることとされた。

建設省においても、これまで必要な事項について環境影響に関する事前調査が実施されていたが、これらの内容は、技術的手法が未だ十分整備されていなかったこともあって、必ずしも斉合性がとられたものでなかった。

このような実情からして、環境アセスメント手法を開発するとともに、手法の規格化、指針の作成および運用上の指導を図ることとなり、昭和51年5月に環境アセスメント手法(試案)のとりまとめが行なわれ、その適合性、作業性等を検討するためモデル事業についてのケース・スタディが実施されている。

また、昭和51年3月にはダム建設環境調査要領(暫定案)、現況把握論がとりまとめられており、これに関する事例はかなりあるようである。

なお、本年7月本省内に環境影響調査推進委員会が設置され、9月中ぐらいに技術指針を作成する予定で、その細目と併せ検討がなされており、実施(試行)のための準備が進められている。

なお参考までに、むつ・小川原開発に係る環境アセスメントの経緯等その概要を以下に記すこととする。

むつ・小川原地域は、新全国総合開発計画(昭和44年5月30日閣議決定)において、「大規模開発プロジェクトの構想」として掲げられたものであるが、青森県はこの構想を受け、昭和47年6月「むつ・小川原開発第一次基本計画」を作成し国に提出した。

これに対し、公害防止など環境問題を中心としてさらに調査を行ない再検討することの条件が付けられ、県はこれをうけて環境アセスメントを実施したものである。

このむつ・小川原開発事業について環境庁は、昭和51年9月アセスメント指針を提示しており、これに従って青森県が実施したようである。環境影響評価書は昭和52年2月26日から3月25日までの期間、関係住民に縦覧され、3月26日から4月1日までに意見書が提出され、最終的にこれらの意見を反映させ、本年8月30日に閣議了解がなされたものである。

この結果は、むつ・小川原開発第2次基本計画に係る「環境影響評価報告書」昭和52年8月・青森県・としてまとめられている。

なお、評価書は次の7つの章で構成されている。

第1章 地域の概況

第2章 地域環境の現況と解析

第3章 開発計画の内容

第4章 環境保全目標の設定

第5章 環境影響解析と許容される活動の規模

第6章 環境管理計画

第7章 環境影響評価結果総括

(水資源開発研究室)

2-10 地すべり調査・堆砂量調査について

(質問)

沖縄本島における水源開発地域は北部の山岳部に位置付けられている。北部は風化が著しく上位部に赤褐色のラテライト土壌となっており、所々で地すべりを過去に経験している所もある。この様な地点でのダム築造は貯水池周辺の地すべり、堆砂量が大きな問題になると予想される。他県に比べ基礎的データの不足している当地では他県で集大成された推定堆砂公式等で評価している現状である時に、貯水池内の地すべりの可能性があり崩壊はまぬがれない所については、それらの流出土砂等も堆砂量の一部として評価しなければならないと思うが、今後計画するダムについて堆砂量の適格は推定を行うには、どのような方法で調査検討をすべきか、又、地すべりの調査の方法についても、具体的に御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

ダム貯水池周辺での地すべりの発生は、その原因が自然のものであれ、ダム貯水位の増減によるものであれ、いずれにしてもダム貯水容量を減少させる一因となるとともに、せっかく建設した付替道路などの施設はおろか、周辺の民家、公共施設まで地すべり災害のまきぞえにしてしまう恐れもある。

このためダム建設に際しては事前に貯水池周辺の斜面について地すべりの危険性の有無を調査することが定着化してきているし、また地元のダム建設に関する要望のなかに地すべり発生の予防措置が強く打ち出されていることもめずらしくなくなった。

ダム貯水池予定地域周辺の地すべり調査としては、まず、空中写真を図化した1/2,000~1/1,000の地形図からいわゆる地すべり地形をひろい出し、その分布のあり方と地質分布、地質構造との関連を検討する。次いで地すべりに詳しい技術者が現地踏査を行ない、地すべり地形であると考えられた地区が地すべりの徴候を示しているか地表からの観察により、それぞれの特徴を把握して地すべりごとのカルテを作成する。この現地調査では地形図に表われなかった小規模の地すべり斜面をみつけることも重要な目的の一つであるから先にあげた地すべり地区のみでなく全域について踏査することはもちろんである。

作成するカルテの一例には次のようなものがあるが、更にダムの計画に応じて斜面の水没域、H.W.L.からL.W.L.の水位変化の影響範囲などを付加するとか参考データをあげることも必要であるろう。

このカルテから判断される地すべりの危険度が高く、ダム水位との関連が大きく、かつ人家、これから建設するものも含めた公共施設に影響のある主な地すべりについては現地調査を実施する。調査項目等については、一般の地すべり調査とほぼ同じであるから参考書を参照していただきたいが、ダム水位の増減と地すべり斜面の安定度の変化が特に知りたいところであるので、地すべり地域内の地下水に関する調査については正確な資料を得たい。すべり面の位置形状の調査とともに地すべりの解析と、これから検討される防止計画に大きな影響を与えるものである。

（質問）（地すべり研究室）

（回答）

2-11 沖縄における流出特性と解析方法について

（質問）流出に与える影響因子としては、降雨形態、特性土質、地上植性、地形因子等があるといわれているが、他県に比べ著しく環境を異にする沖縄において他県で実施されている方法をそのまま踏襲し算定している様な方法があれば御教示ねがいたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回答）

流出解析は通常低水流量用と洪水用の2つに分けられる。前者は通常時間単位は1日を取り1年を通じてのモデルが作成される。後者は時間単位として1時間～数時間を取り、一洪水を対象として解析される。両者は取扱いが異なるので別々に述べることにする。

「低水流量解析」において、流出解析方法の選択に大きな影響を与えるものは、蒸発及土壤浸透の取扱いである。周知のように蒸発量を支配する要素は主として蒸発すべき土壤水分の存在と蒸発気化熱を供給する顕熱の存在である（我国のような）湿潤地帯では1年を通じて蒸発すべき土壤水分が充分にあると考えられ、土壤水分は蒸発量を決定する要素としては入ってこない。しかし半乾燥地帯及乾燥地帯では、蒸発量を決定する要素として土壤水分が重要であり、土壤水分量が蒸発・浸透・直接流出を定める要素となる。この点が明確なのがアメリカの諸モデル（SSARR、NWSH、SRFCH）及スウェーデンのモデル（SMHI）、ソ連のモデル（HMC）である。

日本のタンクモデルは土壤水分という表現はないが、第1、第2タンクの貯水量に応じて、浸透、直接流出が定められる仕組みになっており、土壤水分の大きさがある程度まで考慮されるようになっている。

先に世界気象機構が主催した「流出モデルの国際比較」においては、日本からタンクモデルが参加したが、乾燥地帯を含め世界各地に対しても充分適用の可能性のあることが確かめられている。

なお同じモデルが条件の異なるいろいろな地域に適用可能であるということは流出モデルの基本的性格と関連がある。すなわち流出モデルがしばしば「概念モデル」と呼ばれることから想像されるように、流出モデルは流出の機構を記述した、というよりは流出現象を模擬したと考える方が現実に近い。流出モデルは必ず数個のパラメータを有しており、これらは流域毎に観測された降雨

一流出関係を満足するように定められるのである。(同定又は調整という)。

逆に言えば、流出解析を行って流量をうまく表わせるようになったからと言って、(予測の信頼性という面からは必ずしも安心できないという事を意味するのである。同定したパラメータを使用して、同定に使用した以外の洪水について流量をよく表わせたとすれば、安心できるだろう。

(検証)。

「洪水流量解析」

外国の流量解析では低水と洪水をとくに区別せず、同一モデルで両者を同時に取扱っている例が多いようである。

しかし我国では低水と洪水を別々に取扱っている。

その理由を考えると我国では洪水流出において、非線型の性質が強いということが挙げられる。非線型の性質とは、降雨が2倍になったとき流量は2倍ではなくそれ以上になるような性質を言う。

我国において当初は単位図法が導入されたが、その後貯留関数法によって代わられた理由は、結局線型である単位図法が我国の流出の非線型性をよく表現しえなかったという事にあるのではなかろうか。

貯留関数法は非線型モデルであるが、もちろん線型モデルにもなり得るからより一般性の高いモデルということが出来る。

次に損失の扱いである(洪水流出では浸透のことを損失と呼ぶ)。我国では降雨のうち損失となる割合がそれほど大きくないので損失についてはごく単純なモデルをあてはめることが多い。例えば一定流出率モデル、一次流出率-飽和雨量モデル等。そして流量解析作業の大部分は直接流出分の時間配分に集中される。

しかし降雨のうち損失の割合が大きくなってくると、損失を適切に定めることが流量解析の精度向上のために重要になる。この点についてはこれまで先行降雨等の概念もあるが、それよりも先に低水流量解析の項で紹介した土壌水分の概念を適用する事が得策と思われる。

以上は特に沖縄の流出特性の知識がないままにごく概念的に流出特性と解析方法の関係について解説して見たものである。詳細は1)、2)の文献を参照されたい。

(参考文献)

- 1) 世界気象機構 「流出モデルの国際比較」 1976 (英文)
- 2) 石崎, 橋本 「各国の水文概念モデルとその特徴」 土木技術資料18-11 (1976)
(水文研究室)

2-12 河川構造令における設計洪水流量の算定について

(質問)

先に制定された河川管理施設等構造令によればダム設計洪水流量の算定は地域別比流量値を考慮し算定するものとされ、概ね、 20km^2 以上の流域面積をもつものに適用するとされている。沖縄のダムにおいては、ほとんどが 20km^2 未満の流域面積をもつものがほとんどであるが、これらの水流域での解析においてはどのような方法をとれば良いか御教示ねがいたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

河川管理施設等構造令第2条第3号において定義される「ダム設計洪水量」を定める場合の比較すべき流量として、「当該ダムに係る流域と水象若しくは気象が類似する流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水に係る水象若しくは気象の観測の結果に照らして当該地点に発生するおそれがあると認められる洪水の流量」がある。

この中で、水象の観測の結果に照らして求める際に用いることができる比流量図は、全国のダム地点で観測された既往最大の比流量を、地域別に集水面積との関係で表わしたものである。(水政課長、開発課長通達「河川管理施設等構造令施行規則の運用について」(昭和52年2月1日付)・土木研究所資料第1247号「全国ダム地点地域別比流量図(1976年)」(昭和52年3月)参照)

しかし、この比流量図は、前記の通達により当分の間、小流域を除き用いることができるものとされている。

ここでいう「小流域」とは、 20km^2 を目安としており、これ以下のダム流域に対しては、その近傍における流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水を生じさせた気象現象の観測資料を用いて適切な流出解析を行ない決定する必要があるとの判断によるものである。つまり、比流量図をそのまま小流域に適用することについては問題があるからで、これにはつぎのようなことが挙げられる。○小流域のダムにおける流量観測値が全体的に少ないこと、また、得られているとしても、極地的な豪雨による流量値として採用するのに十分であるかどうかの問題があること。

○小流域のダムにおける流量観測値は、一般に、1時間々隔等での貯留量の変化と設流量とによって算定されており、平滑化された値である。このような値をもとにして得られた比流量図をもとに小流域のダムの設計洪水流量を定め、設計洪水位を定めるには洪水波形(特に最大流量の継続時間)の影響が大きく、これと併せ検討する必要があること。

なお、流域面積と洪水到達時間との関係を調べた結果によると、 20km^2 程度の流域での洪水到達時間はほぼ1時間となる。

このようなことからして、降雨から流量を算定するには流出モデルとその定数の決定などの問題があるが、当分の間、小流域のダムの設計洪水流量の算定には、比較的長年に、かつ多地点において得やすい降雨資料を用いていく方法がとられていくものと考える。

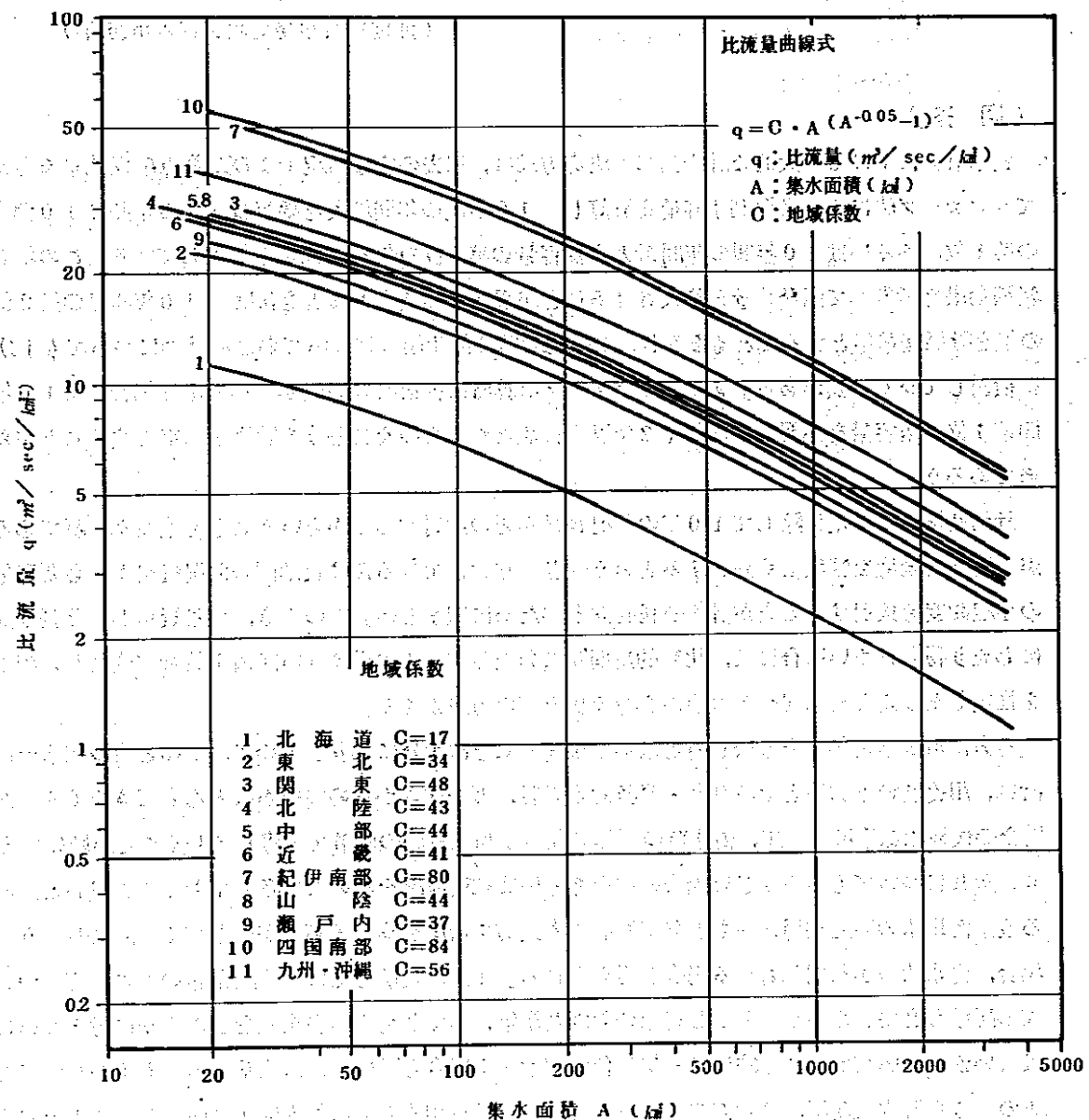
この場合、当該ダムの属する地域における既往の降雨の強度とその範囲などについては十分に調

べておく必要があり、この為の参考に供することを目的に、当研究室において調査を進めており、地域別比流量図との関連において定める方法も含め、小流域のダム設計洪水流量の決定手法について本省と打合せを行なっている。

いずれにしても、小流域のダムについては、極地豪雨により異常な洪水が出現する可能性も強く、特にフィルダムの場合には、かなり安全側のダム設計洪水流量となるようこれを決定することが望ましい。

地域別比流量図（別紙）

（水資源開発研究室）



附図 地域別比流量図

2-13 水利計算における計画基準年の評価について

(質問)

水利計算の立案に当り最も重要な問題は計画基準年の設定である。一般に水利計画は渇水流況あるいは、マスカーブ法による開発可能量の尺度によって渇水をとらえ、原則として10ヶ年の第1位相当を対象とし、又、貯水池運用計画は単年度であり貯水は1年単位で復水するのが通常である。しかし沖縄のダム計画においては単年度復水スタイルでなく数年復水で検討されている。この様に数年復水で計画を設定する場合、計画基準年、渇水の程度を表現する尺度についてどの様に考えれば良いか御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

水利計画における一般的な計画基準年決定方式は、過去の実績流況および基準点確保流量を与えてマスカーブ法により必要利水容量を計算し、10年間の年間最大必要容量(10年間で10個)の第1位、あるいは20年間の年間最大必要容量の第2位の年を計画基準年としている。この場合、経済効果を考慮して開発水量を増大させることが妥当と考えられるときには、10年間の第2位の年を計画基準年とすることもあるが、この場合第1位生起年についての運用計画についても十分に検討しておく必要がある。また、マスカーブ計算時に補給必要期間が経年である場合にも10年間第1位相当容量を必要とする年(2年以上にまたがるものを含む)を計画基準年とすることが妥当であろう。

計画基準年の決定に際して10年の流況資料がどの期間であるかということも重要な問題であるが、利水安全度を精度よく評価するという観点に立つとできるだけ長期間の流況資料から必要容量の生起頻度を検討することが計画の精度向上のために望ましい。このとき、流量資料が十分長期間にわたり得られない場合には、比較的長期間にわたるデータの得やすい降雨を流量に変換し、流況を推定したうえで利水安全度の検討を行なうなどの方法がある。

一方、計画基準年よりも厳しい渇水が生起することは十分に起りうるので、このときの節水運用計画、用途別節水方法とその社会・経済的な影響、万一ダムからの補給がほとんどできなくなった場合の代替水源等について、渇水時の対処の仕方を水利計画の段階で考慮しておくことが肝要であり、それについてもあらかじめ過去の流況あるいは推定流況を用いて検証しておくことが必要であろう。河川水の開発利用が進むと経年貯溜の考え方で計画を立てる必要が生じてくる。このような場合、渇水状態が長期にわたる場合が考えられる。また、長期貯溜による蒸発等のロスなどについての配慮も必要となろう。しかし利水の計画基準年、つまり利水の安全度をどのように考えていけばよいかについては、基本的には一年単位で復水する場合と同様に、計画基準年よりも厳しい年でどのような貯水池運用、節水方法をとればよいか、既得用水との調整も併せて検討し、利水の安全度を下げるにしても、利水者がその安全度でよいと考え、かつこれに対する河川管理者が妥当であると認めることが必要である。このような検討などにより所要の安全度を有する基準年すなわち貯水池規模が決定されていくものとする。

次に、利水計画あるいは運用計画上の渇水の程度を表現する尺度としては、必要容量の他には、不足流量、不足期間、不足流量の必要水量に対する割合と不足期間の積の総和（％・day）等が考えられるが、渇水状態の把握は開発が進むにしたがって流況的なものから必要容量へ、さらに量的なものから時間的な要素も加味したものへと変化していくこととなる。これらの値を総合的に比較することによって計画の参考とすることができる。しかし、たとえば、上水道の場合では関東地建が東京都の水道局の協力のもとに、昭和44年10月に実施した都内水道利用者に対するアンケート結果とか、新聞等でとりあげられた時の節水状況からして、600～900％日が給水制限としての一応の限界であるといわれている。これらの評価項目と渇水の社会経済的影響については、明確ではないので、あくまで計画の相対的な評価を行なううえでの参考となるものである。

（水資源開発研究室）

2-14 水路トンネルの調査方法について

（質問）

利水用導水路としてダム間連絡の調整水路を延々数kmにわたり計画施工中である。今後、後発ダムでも考えられるものであるが調査方法について御教示願いたい。現在施工におわれている所もあるが、ルート沿いの測量、地表踏査、物理探査程度で調査、計画し施工しているが、施工にあたり、かなりの精度で弱層、断層等が予測されているものの、予測以上の不良岩盤に出合ったり、湧水による崩壊に出合ったりで、建設工程が上らない場合もある。又、湧水によって沢水の枯渇を生じたりする場合もあり、トンネル築造における調査方法と沢水枯渇に対する対処事例がありましたら合せ、御教示願いたい。

（沖縄総合事務局北部ダム事務所）

（回答）

1. 地質調査

水路トンネルの地質調査方法は、道路トンネルの地質調査と大きな相違はない。とくに流量の大きい大断面の水路トンネルについては全く同じといってよい。

トンネルの地質調査はダムの基礎岩盤の地質調査と異なり、一般に精度が粗く、トンネル掘進個所の岩盤状況を直接に把握認識できるような部分は非常に少ない。主として間接的な調査手法によって地質構造、岩質、湧水を予測し、もっとも適当と考えられる計画線を選定し、施工方法を想定した上で設計が行われる。

調査事項と調査方法を表-1に示す。

既存資料調査とは、計画線付近の地形図、空中写真、地質図、調査および工事記録を入手し、調査の事前に予測をたて、調査計画をより効率よく実施するのに非常に役に立つものである。空中写真判読は、地質構造線、風化状況などを暗示してくれるだけでなく、地すべりや崩壊の有無、地形や植性の判読による工事計画の立案にも非常に有効である。一般に概略計画のための地形図は、空中写真測量によって作成されるので、調査の初期段階から1/2万～1/1万程度の空中写真が準備

されることが多いが、国土基本図作成のための空中写真がほぼ日本全国をカバーしているので（国土地理院，1/2万，1/1万），それを利用することができる。

表-1 トンネルの地質調査

調査事項	地質調査法 調査目的	既存資料調査	地質踏査	弾性波探査	電気探査	磁気探査	ボーリング調査	ボーリング孔内試験	岩石等の試料試験	水文調査	試験坑調査
表層堆積物	坑口付近や土被りの小さい区間の地すべり，崩壊等の有無およびその挙動	◎	◎	◎	△		◎	○	○	○	△
岩質	施工法（トンネル掘進機，発破工法）の選定，骨材等の適否	○	◎	◎			◎	△	◎		
地質構造	断層破碎帯，しゅう曲構造，変質帯，等の性状把握	◎	◎	◎	△	△	◎	○		○	△
地地表下水	トンネル湧水および湧水に関する調査	◎	◎	△	△		◎	◎		◎	△

- 注 1)◎：特に有効な調査法
2)○：実施したほうがよい調査法
3)△：特殊な場合に必要の調査法

地質図については，概略的な予備知識を得るには，各県別 1/20 万地質図がもっとも簡便である（沖縄県については，大阪府と共に未出版であるから利用できないが）。

その他，学術的研究や公共事業のための地質調査の記録を入手して参考とすることもできる（これは地質コンサルタントの役割であろう。沖縄については，過去の非常に優れた学術的研究の結果による 1/5 万地質図が存在し，占領下のアメリカによる調査資料も存在する。）

とくにトンネル工事の場合には隣接地域や，類似の地質構造の地域の工事記録があれば，工法の選定や湧水の予測に非常に役に立つ。（沖縄においては，過去に長大トンネル建設の事例がないが，地質構造的には南九州，南四国，紀伊半島南部および大井川流域などの砂岩，粘板岩互層地域の記録が有力な参考になるはずである。）

地質踏査は，トンネルの地質調査においてもっとも基本的な手法であり，地質構造解析のためにもっとも重要な方法といえる。一般に計画線が選定され，比較案との優劣を判断する段階では 1/5,000 程度の地形図を基図として踏査が行われ，地質平面図および断面図が作成される。

しかし、踏査はあくまで地質露頭の観察にもとづくものであるから、踏査の困難性、表層堆積物の厚さ、風化の深さなどによって精度はいちじるしく劣ることがある。まして、地山深い所の地質構造を判断することは非常に困難で、実際のトンネル掘削時に調査時点の予測と異なるということがおこる。しかし、地表踏査の段階では、トンネルの工法の変更を生じないように、突発的な大湧水があるかどうか、掘削・支保・巻立の施工をいちじるしくおくらせるような地山状況かどうかと判断する眼で実施されるべきである。ただ漫然と地表を歩き回って露頭を追っかけただけでは、トンネルの工事に実際役立つような調査にはなり得ない。支保工にかかる異常な荷重や、工事に支障を与えるような湧水は大規模な断層破碎帯によって生じることが多いし、表層堆積物との境界部や地山岩体の極度な異方性によることも多い。また、このような状況を事前に予測できなかった場合のトラブルがもっとも大きくなる。

沖縄本島北部の導水トンネルの場合には、粘板岩～千板岩の片状構造がいちじるしい異方性岩盤となり、断層の数も多いのではないかと判断される。現地が原生林であり、表層はかなりラテライト化した風化がいちじるしく進行していると思われるので踏査は平均以上に困難であると思われる。むしろ、空中写真による微地形や線状構造の判読を詳細に行ない（かなり判読に熟練した地質構術者による）、それから弾性波探査測線を有効に引いた方が良いと思われる。必要とあれば、通常の調査箇所より多くの垂直および水平ボーリングも実施すべきであろう。

弾性波探査は計画線調査段階では短期間に広域の地質構造を（とくに地質断面図として）把握することができるのでよく実施される方法である。地山内部の地質構造の予測がたし難い条件では非常に有効な方法であるが、注意すべき点は、弾性波探査で得られる情報は、弾性波伝ば速度の絶対的あるいは相対的な値であり、そのことが直接岩盤（地山）の工学的な性質を示すものではないということである。地山の岩質が少し分っている段階で、その岩体の新鮮な場合の速度を想定し、現実の測定値との間の差異が、どのような条件によって生じたかという解析をすべきである。そのような理解にもとづく解析から、もっとも有利な計画線の選定がなされ、設計・施工に役立つ情報を提供することができるものであろう。一般的にいて、弾性波探査において解析が困難な事項として次のような例が考えられる。

表-2 弾性波探査において解析困難な事項

- ① 異なった地層で速度がほぼ同じ場合の地層の区分
- ② 走時曲線に現われない速度層が存在する場合
- ③ 測線の近くに、これとほぼ平行に早い速度層が存在する場合の測線下の真の速度
- ④ 破碎帯や軟弱層等が緩やかな傾斜をなす場合の傾斜角
- ⑤ 断層や岩脈等の傾斜角
- ⑥ 低速度はさみ層の存在
- ⑦ 飽和、含水している場合の新期の地層（沖積層、洪積層、新第三紀層）の判別
- ⑧ 初動の読み、起振時刻、中間層や基盤層の速度値、地形の複雑性等による深度計算上の誤差（最大10～20%）
- ⑨ 地形、基盤面の急傾斜によって生ずる速度値の補正
- ⑩ 異方性を有する地層の速度値の算定および速度と岩石強度との関係

沖縄本島北部の場合には、測線の方向が地層をクロスする方向か平行に近い方向かによって生じる速度の相違をよく把握し、速度減を生じる原因が、岩層のゆるみによるものか、風化によるものか、破碎帯によるものかの判断をする必要がある。湧水個所の弾性波探査による予測もこのような立場から行われるべきであろう。とくに沖縄においては、弾性波探査の解析者は現地をよく事前に踏査して、上記のような原因をよく判断した上で解析すべきであって、そのようなことがおそれる場合にされた場合には、解析の精度に疑問を生じる恐れがある。

ボーリングは、長大トンネルの場合でも、ポータル付近に集中し、地山深部ではトンネルのフォーメーションまで達しないことが多い。トンネルの場合は踏査や弾性波探査による間接的な調査を補足し得る調査方法はボーリングに限られているようであるから、できるだけ数多く実施するのが望ましい。とくに表層堆積物や風化部分が厚いと想定される場合（垂直、斜、水平方向のいずれか）や、湧水調査のために地下水位や湧水量、湧水圧の測定を必要とする位置では是非ボーリングを実施すべきである（この場合は垂直方向）。弾性波探査測線の交点においても実施する方がベターである。

沖縄においてはやはり標準よりボーリングの数や深さについて多く必要とする地質条件であると思われる。

2. 湧水調査

トンネルの施工において湧水が最も困難なトラブルを引きおこすので湧水の調査は入念に行う必要がある。湧水を定量的に予測することは困難であるが、湧水個所や湧水の多少、影響範囲等はある程度予測できる。調査方法としては地質調査にもとづく方法と水文調査にもとづく方法とがある。

地質調査にもとづく方法はこれまでのべてきた一般的な地質調査方法と同じ手法によるもので、踏査や物理探査によって滞水層や透水層の拡がりや層厚を推定し、さらにボーリングや湧泉の調査によって地下水位、湧水圧、透水係数等の水理定数を求めて総合的に予測する。

水文調査にもとづく方法は広範な流量調査によってその地域の水文的特徴、すなわち表流水の浸透、地盤の保水性等を検討するものである。

岩種や岩質と湧水量との関係、土被りと湧水量との関係、等は過去の実験調査においてもその関連性は極めて乏しい。つまりトンネルの湧水は多分にランダムであり、局所的な地質条件によって大きく変わってしまう特徴がある。特に断層や他の不透水層の背後からの突発的な湧水等は予測できなかったものが多く、想像を絶するものがあり、坑口湧水量で 210 t/min が観測されている。

中性層や古生層からなる地山中のトンネルにおける比湧水量は比較的大きく、 $0.1 \sim 3 \text{ t/mm}^2/\text{km}$ 位である。ただしこれは貫通時の坑口湧水量をトンネル延長で割ったもので上記のような突発的な湧水量とは異なる。

3. 湧水

トンネル周辺の湧水は大きな問題となる。中生層や古生層の湧水範囲はトンネルとの比高が $50 \sim 80 \text{ m}$ で最大となり湧水範囲が $1,000 \text{ m}$ に達する。比高が大きくなるにつれて湧水範囲が狭まくなり、比高 200 m でほとんど影響がなくなるようである。（図-1）

トンネルにおいては湧水をグラウト等で永久的に止めることは、ほとんど不可能である。トンネ

ルの土被りが大きい場合には覆工に水圧がかかり破壊される恐れがあるので排水工を行うのが一般的であり、排水を十分行っても地上の植物が枯死することは少ないといわれている。

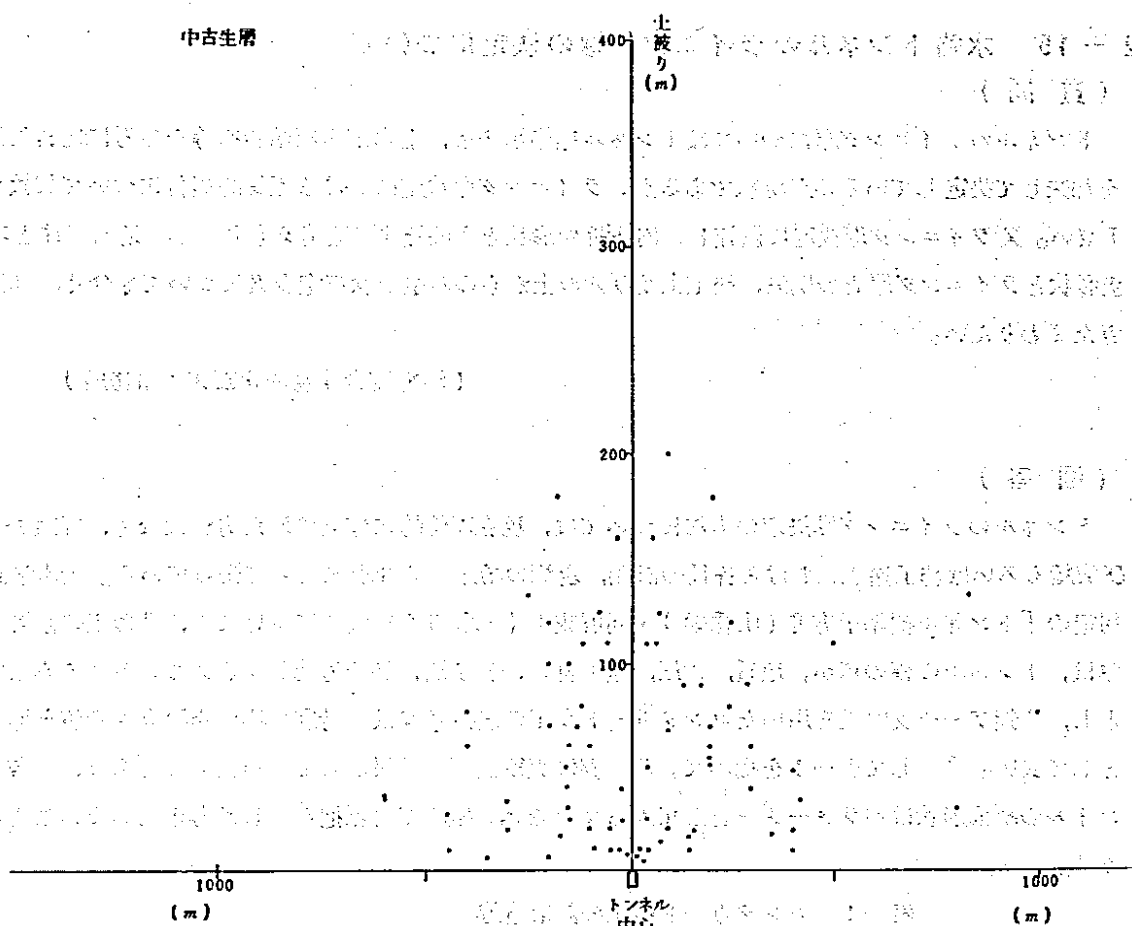


図-1 岩質と湧水位置の関係

湧水が問題化した件数は飲料水(約50%)と農漁業(約40%)関係が大部分を占めている。これらの問題に対する補償措置としては金銭補償も若干みられるが、水源を他に求めて補給しているのが大多数のようである。

トンネルの掘削によって引き起こされた湧水問題の事例としては、新幹線の福岡トンネル、中山トンネル、在来線の旧丹那トンネル、塩尻トンネル等、道路トンネルでは新神戸トンネル等がある。

4. 参考文献

- 1) トンネル標準示方書(山岳編) 土木学会(昭52)
- 2) 土木地質学 宮崎政之, 高橋彦治 共立出版(昭45)
- 3) トンネル工事ポケットブック 斉藤ほか 山海堂(昭47)
- 4) トンネルの湧水予測に関する研究 菅原 捷

土木研究資料第1020号

(地質研究室)

2-15 水路トンネルのライニング厚の決定について

(質問)

トンネルのライニング厚についてはトンネル標準示方書, 土木工事標準歩掛等を参考に地質条件を加味して決定しているのが現状であるが, ライニング厚決定における理論的裏付けについて御教示下さい。又ライニング厚決定に関連し, 内空断面形状とも関連すると考えられるが, 地質条件と内空形状とライニング厚との関係, 施工上及び水理上からの内空形状選定要素についても合せ, 御指導をまわりたい。

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

トンネルのライニング厚決定の方法については, 現在理論的に確立された方法はなく, 経験および実績あるいは施工途上における各種の計測, 観測の結果から判断によって決めている。土木学会判定の「トンネル標準示方書(山岳編)・同解説」(昭和52年版)においても, “覆工の設計巻厚は, トンネルの幅のほか, 地質, 水圧, 覆工材料, 施工法, 等を考慮して定めなければならない。”とし, “鋼アーチ支保工を用いたコンクリート覆工の設計巻厚は, 特別の場合を除き表の値を標準として良い。”として表-1を掲げている。表は実績調査の結果からまとめたものであり, 地質トンネルの断面形状はパラメーターとして入っていない。極めて大雑把な値しか与えていないことになる。

表-1 コンクリート覆工の設計巻厚

内空断面の巾(m)	コンクリート覆工の設計巻厚(cm)
2	20 ~ 30
5	30 ~ 50
10	40 ~ 70

これは覆工厚決定の現状を示すものであって, 覆工厚決定に関係すると考えられる各種のパラメーターが覆工厚にどのような影響を持つか明らかにされていないためである。

このように覆工厚の決定が曖昧な理由は覆工に作用する荷重の把握がむずかしいこと, 荷重が把握されたとしても覆工と地山との相互関係が複雑で解析がめんどうであることなどが主な理由と考

えることができる。トンネルの覆工の合理的設計を考える場合は、作用荷重とそれによって生ずる応力が許容値以下になるかどうかというような検討では不十分であって、地山中にトンネル掘削によって生ずる応力の再配分と地山の安定を検討しなければならない。

トンネルを掘削すると、掘削面の応力が解放されるため地山中に存在していた応力状態が変り新しい応力状態となる。これを応力の再配分というが、応力の再配分の結果生じたトンネル周辺の応力が地山の強度を越えなければ、トンネルは安定であって覆工は必要としない。勿論、通常の場合は発破等の影響によってトンネル周辺の地山はゆるむであろうし、また、力学的な不連続面を持った岩塊が重力下に置れば、不連続面の位置によっては岩塊がゆるんで落下しようとするから、これを防ぐための支保工あるいは覆工が必要となる。これが一般にゆるみ荷重といわれるものであって、施工の方法や節理等の状況によって複雑に変化する。ロックボルトなどによって岩塊相互の一体性を保つようにすれば、地山自身で安定を保つことが可能であり、覆工に作用する荷重は零とすることもできる。

一方、応力の再配分によって生ずるトンネル周辺地山の応力が地山の強度を越えれば、トンネル周辺地山は破壊あるいは塑性変形を起し、トンネル内空が狭められるようになる。トンネルを安定なものにするためには、地山をささえて変形を拘束するか、あるいは、塑性状態でも安定が保ち得るようになるまで塑性領域を発達させざるを得ない。このような状態で覆工を設けた場合に覆工に作用する地圧をゆるみ荷重とは区別して真の地圧と呼ぶことがある。真の地圧が作用する場合は、トンネル壁面の変位量と地圧とが関係するようになり、一般に図-1に示すような関係が概念的に考えられている。図の縦軸は地圧で、横軸は変位である。曲線①が地圧と変位との関係を示すもので、変位が大きくなれば地圧が低下するが、ある点を過ぎれば逆に大きくなる。これは、地山の変形がある程度以上進むと地山の緩みにより強度が低下するためであるといわれている。曲線②は覆工の荷重変位曲線であって、地山の変形が δ_0 。(これは掘削してから時間で表現することもできる)進んだ状態で掘削面と密着した覆工を施工することを仮定したものであり、曲線①との交点Pにおいてトンネルは安定することになる。

以上のようにトンネルの覆工に作用する荷重は、地山の初期応力状態、地山の特性、覆工の特性、覆工の施工時期などによって複雑に変化するので、その設計を荷重を比較的把握しやすい構造物と同じようには取扱い得ない現状である。仮り、ある荷重を仮定して設計計算を行っても、覆工厚決定の重要な判断材料とは

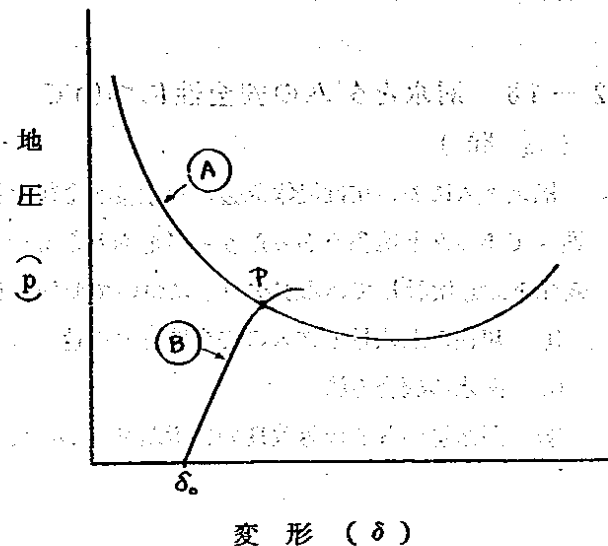


図-1 トンネル壁面の変形と地圧の関係

なるが、これによって覆工厚を決定することはできない。

また、覆工厚は作用する荷重条件によってのみ決まるのではなく、覆工の荷重支持機能以外の目的、施工性、耐久性を考慮することが重要で、最小覆工厚は施工性から、覆工の配合は耐久性から決まるのが普通である。

従って、トンネルの覆工厚は、実績を参考にして仮に定め、施工途上において、必要があれば、施工性や力学的な挙動を参考としながら最適なものに近づけていくようにするのが最も確実であるといえる。

内空の形状が覆工厚に与える影響については、覆工の形状がなめらかな曲線で連続する場合は、覆工厚として標準的覆工厚を用いることができるものと考えられており、形状と覆工厚との関係は特に考慮しない。ただし、地質が悪くなって側圧が作用するようになるにしたがって、トンネルの形状は馬蹄形から円形に近付けるようにする。

水路トンネルの断面形状は、通水能力、損失、場合によっては沈積、摩損など水理上の条件、施工性、地質条件および将来の維持点検などを考慮して決められるが、施工性および将来の維持点検の点からは馬蹄形が一般に望ましいといえる。

なお、一般のトンネルでは覆工にある程度のクラックが入るからといって、それがただちにトンネルの安定に影響するということはないため、クラックの発生を放置することがあるが、水路トンネルでは、覆工のクラックは漏水の直接の原因となり、漏水は覆工背面の地山を地質によっては洗い流して、偏圧や崩壊の原因となることが考えられるので注意が必要である。このようなことが予測される場合はいたずらに覆工の厚さを大きくするよりも、裏込め注入を十分に実施したり、鉄筋コンクリートとするのが良い。施工継手も同様のことが考えられるので配慮が望ましい。

(トンネル研究室)

2-16 漏水とダムの安全性について

(質問)

福地ダムにおいては堤体周辺の漏水量が全体で約 $2 \text{ m}^3/\text{min}$ あり、これらの漏水は直接貯水池と通々であったり関係なかったりと考えられるものである現在、これらの漏水量の測定を実施し経年変化を記録検討しているが次の事についてお伺いしたい。

- ① 現在の漏水量とダムの安全性との関連
- ② 漏水の調査方法
- ③ 漏水量から岩盤等改良の判断基準について

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

漏水量の測定はダムの安全管理にとって最も重要な測定の一つである。

この漏水量として測定される水量は次の3つに大別される。

- (i) 貯水池からの水ではなく、表流水または貯水池とは無関係な池下水

(ii) 堤体からの漏水

(iii) 基礎岩盤からの漏水

このうち、(i)はダムとの安全性とは関係のないもので、ダムの安全管理上注目すべきものは(ii)と(iii)とである。

コンクリートダムにあっては、一般に監査廊で漏水量の測定が行われるので、表流水が混入することはほとんどなく、(i)の貯水池と無関係な水はダムを建設する前からあった地下水の湧水のみである。この分離は、個々の排水孔の漏水量のグラフを描き、貯水位とは無関係で、雨量に強い相関性を示すものを除外することにより可能となる。フィルダムでは底設監査廊を設けているものはコンクリートダムと同様な方法により分類することができる。フィルダムで底設監査廊のないものについては、ダムの下流側の堰で全漏水量の測定が行われているのみであるので、表流水の流入も多く、この分離は極めて困難である。しかし、これら表流水および貯水池に無関係な地下水は降雨の後数日でかなり減少するので、数日間(3~5日間)降雨のなかった時の漏水量から、貯水池からの漏水量を推定する以外にない。

(ii)と(iii)の分離はコンクリートダムでは堤体のキレット、継目などは季節的な温度変化により開閉するので、堤体からの漏水は季節的に変動するのに対し、基礎岩盤からの漏水は季節的に変動しないので容易に識別できるが、フィルダムの場合にはこのような特徴的な相違がないために集水箇所の相違から区別する以外にない。この(ii)と(iii)の分離は補修工事を行う場合、補修箇所を見出す上で重要となる。このため、建設省のフィルダムは一般にこの点を補うために、特別な場合をのぞいて底設監査廊を設け、部分部分の漏水量を測定し得るような設備を設けているが、福地ダムはアメリカ工兵隊から引継の時点で底設監査廊なしでダム本位の盛立てが行われていたので、これらの設備を設けることができなかった。この点を補うために右岸に二段のトンネルを設け、そこから追加グラウトを行うと共に、これらのトンネルで、右岸の基礎岩盤を通しての漏水量の測定も行われている。

さて次にこれらの漏水量からダムの安全性をどのように判定するかについて述べよう。結論から述べると漏水量の大小からダムの安全性を判断するのは困難で、同一の水位で漏水量が一定か減少しているときは、今後も漏水が増加する可能性がないので安全であると判断し、漏水量が同一の水位で増加する傾向にあるときは、浸透流路が大きくなっていると考えられるので、直ちに補修する必要があると判断するのが一般である。

ダムの漏水量はダムの型式、規模、漏水量の測定方法によって異なり、100 m程度ダムで言えば、コンクリートダムで監査廊により漏水量を測定しているときは100~300 ℓ/min が通常であり、フィルダムでも底設監査廊により測定した場合にはこの程度である。一方、フィルダムで、下流側の堰で測定した場合には1~3 m^3/min が通常である。

漏水量がこれ以上でも、同一の貯水位での漏水量が減少する傾向にあるときは、ダムは安全であると判断してよい。

同一の貯水位での漏水量が減少傾向にあるときは、漏水についてさらに詳細な調査を行う必要はないが、はっきりした減少傾向を示さないときは

(i) 漏水に濁りがあるか否か調査する。

(ii) 部分部分の漏水量を調査し、漏水量が多い部分、漏水量が増加傾向にある部分を調べる。この際、工事中のグラウトの実績、グラウト工事中の L_u 値なども調べると有益である。

(iii) (ii)の調査結果にもとずき、水路と考えられる部分にボーリングして透水度を測定してグラウトを行う。

という手順で行われる。しかし、監査廊がない場合には部分部分の漏水量を測定することができないので、グラウトの実績を参照して、水みちを推定する以外にない。

この場合に、漏水量が減少傾向を示しているときはダム本体および基礎岩盤は浸透水に対し、安定した平衡状態にあるので、これを乱すようなボーリングなどは避け、漏水量が減少する傾向をはっきり確認することが重要である。

福地ダムの場合、漏水量は $2\text{ m}^3/\text{min}$ と多いが、その経時的な変化は安定ないしやや減少傾向にあり、その安全性には問題は無いと考えられる。

(ダム構造研究室)

2-17 仮排水路トンネル内の漏水について

(質問) 仮排水トンネルは堤体盛立後コンクリートで閉塞され、この中に利水管($\phi 1500\text{ mm}$)が埋設されているが、この利水管のまわりから 400 l/min 程度の漏水が生じている。原因等については不明であり、何らかの処置を計画中であるが、次の事項についてお伺いしたい。

① 漏水の原因調査方法

② 止水対策と方法論

(沖縄総合事務局北部ダム事務所)

(回答)

仮排水路は一般にカーテングラウトの面か、やや上流側で閉塞され、周辺の岩盤はコンソリデーショングラウトにより止水されている。この仮排水路の掘削に当たっては周辺の岩盤をかなりゆるめ、また閉塞後はコンクリートプラグの直上流まで水を呼び込んでおり、プラグの下流では間隙圧を大気圧まで下げていたので、プラグ周辺はダムの基礎岩盤内では最も強い動水勾配が形成される所となっている。

従って、仮排水路のプラグ周辺は他の部分に比して漏水が多いのは一般的傾向であって、福地ダムだけの特別な現象ではない。仮排水路からの漏水が 400 l/min は他の例よりはやや多いようであるが、これより多くても、次第に減少した例はいくちもある。

原因は

(i) 仮排水路の掘削に際して生じた周辺岩盤のゆるみが完全にグラウトされていない。

(ii) 動水勾配が強すぎる。

(iii) 利水管周辺の止水が充分でない。

の3つが考えられる。

(i), (ii)の場合には仮排水路のライニングからの漏水が主であり, (iii)のときは利水管の周辺からの漏水が主である。

そこで漏水箇所が利水管周辺からか, ライニングからか分けて測定しておくことが必要である。

ライニングからの漏水が主であるときは, プラグの周辺にグラウトを行い, さらに漏水が減少しないときはプラグの下流側のライニングを厚くし, この部分にもグラウトを行えばよい。

利水管の周りからの漏水が主なときは, 利水管周辺の止水を強化することになるが, どのような方法が適切かは設計図を見た上でないと判断できない。

又, ダムの安全性からは漏水量ではなくその経年的変化が重要である。

福地ダムの場合, 仮排水路での漏水が 400 l/min 程度で同じ貯水位での漏水量が一定ないし減少傾向にあり, ダムの安全性については問題ないと考えられる。対策方法はケースバイケースであり一概に言えない。

(ダム構造研究室)

3. 道 路 部 門 (目 次)

3-1	島尻層の設計基準について	67
3-2	海砂を用いたP.Cコンクリート橋のかぶり厚について	71
3-3	亜熱帯地方に於ける鋼構造物の塗装仕様と維持管理の基準について	72
3-4	建物が接近している所でのPIP等施工する場合の範囲の決定方法について.....	79
3-5	アスファルト舗装の施工可能最小厚について	84
3-6	防災工事における擁壁の施工高とストンガードの設置高さの決定について.....	85
3-7	島における大気汚染について	88
3-8	針入度40~60の舗装用石油アスファルトの使用について	90
3-9	石粉(コーラルリーフロック)の等値換算係数について	96

3-1 島尻層の設計基準について

（質問） 沖縄本島中南部では、地すべり土層である島尻層が全体的に拡がっているが、問題のある土質で

あるとして、琉球政府や米軍工兵隊の仕様書においてもその使用が制限されていた。しかし、今後この地区において、大規模な土木工事も予想されることであり、その土質を適確につがんで、その使用区分、施工法、対策工法などを検討し、設計基準を定める必要がある、その方法等を御教示願いたい。また各地で行なわれた地すべり対策工法の実例も紹介いただきたい。

（日本道路公団沖縄建設所）

（回答—その1） 各地で行なわれた地すべり対策工法の実例について

沖縄本島における地すべりは、中部から南部にかけて広く分布する第三紀島尻層群地域に主として分布しており、数多くの地すべり地形が発達している。なかでも主として東海岸沿いのコーラルからなる石灰岩台地をキャップロックとする島尻層は、その境界部を滑落崖とする大規模な地すべり地形が顕著である。すなわち、降雨は比較的ポーラスなコーラル層の中に容易に浸透、貯留され、島尻層に砂質の挟みがあればこれに浸透して、周辺の泥岩層の粘土化を促進して、層すべり状の岩盤地すべりを生ぜしめるといふ役割りを果している。

地すべりが継続すれば、この泥岩は容易に粘土化して粘質型地すべりとなって緩い斜面を形成し、緩慢な地すべり現象を呈する。通常このような斜面は砂糖キビ畑として利用されていてクリーブ変動による地すべり現象は発見し難いが、道路など構造物が作られたときに異常が生じて地すべりの傾向があるのを知ることが多い。

このほか泥岩の崩壊堆積物がある規模以上になって地すべり現象を示すことがあり、大別してこの三種類が島尻層群にみられる地すべりということになる。

この地すべりに対する防止工法としては、内地で行なわれている第三紀泥岩、頁岩の地すべり防止工法と同様のものが考えられるが、前述したように、多くの地すべり地はキビ畑であり、居住地区とするのは避けられてきたので、どうしても地すべり防止対策を必要とする地区が比較的少なかったため、これまで行なわれてきた防止工法の実例は数少ない。

以下の四例が沖縄県復帰以後に地すべり防止区域に指定されて、沖縄県によって防止対策が施工されたもので、いずれも島尻層群中の地すべりである。

新里は10～20mの滑落崖を有する比較的大規模な地すべりで、層状岩すべりであつたろうと考えられている。

地すべり名	施工年次	概算事業費	工 種
新里	47～	129,500	水路工, 枠工, 床止工, 集水井工(1基)
安喜喜	47～51	74,900	杭工(2段39本), 水路工, 集水井工(1基)
谷屋	47～51	65,710	杭工(1段), 盛土工, 集水井工(1基) 水路工
喜舎場	47	9,000	矢板工, 暗キョ工,

上部に広い台地を有し、ここからの渗透湧水が影響したものであろう。上部からの地下水供給を断つための水路工と、谷地形の地すべり土塊の厚い部分での地下水排除のための集水井工を実施している。安谷屋地区は地すべり頭部に県道があって沈下現象を生じ末端は斜面下部の平地部に盛り上げを生じた。人家が多く地域内に存在し完全な防止が要望されたので杭工を2段に施工し、ほぼ中央部に集水井工を設けた。

喜舎場地区は頭部の県道に滑落崖を生じて谷側一車線が2mあまり欠落した。下部の末端崩壊は米軍基地宿舍敷地内にかかり、道路保全と宿舍の安全確保のため防止工が実施された。地すべりほぼ中段に杭工を施工し、道路復旧による盛土の影響をさけるため杭工頭部に片のり砕工を施工して抑え盛土工を実施した。また下部の末端崩壊を防止するため表流水の乱流を防ぐため水路工を整備し、地すべり中央部に集水井工を行なって安定させている。

以上のように保全対象が多くの人である場合には積極的に杭工を行ない、かつ集水井工を併設することで誘因となる地下水の排除を行なっている。島尻層群だからといって特殊な工法を用いている訳ではないが、上層石灰岩層からの地下水排除は欠くことができないと思われる。内地で一般に実施されている道路の地すべり災害防止工事でも、道路の重要性、保全対象物の有無によって工法の検討がなされているが、道路自体の保全を強く要望される場合には主として杭工が計画されることが多いようである。斜面の形状、大きさにより頭部排土工、末端抑え工が有効であることはいうまでもない。

(地すべり研究室)

(回答一その2)

1. はじめに

島尻層は沖縄固有の土であるから厳密には他県での経験が役立つことは少ないと考えられ、また島尻層に関する情報は土木研究所においては非常に少なくその知識は現地技術者の方が豊富であると思われるが、これまでに発表された文献を中心にその性質をとりまとめ、土工における考えかたを二、三指摘しておく。

2. 生成の状況と問題点

島尻層は第三紀海性の層で泥岩と砂岩の互層または一つの層が他の薄い層をはさんだ形で滞積し上部の第四紀石灰岩により過圧密状態にある。下位から砂岩を主体とした那覇層、泥岩が主な与那原層に区分され、地表に露出しているのは泥岩であるが砂岩の那覇層の露頭がみられる場合もある。^{1),2)} 上部の石灰岩は多孔質で滞水層となりその下の不透水性の島尻泥岩層が地下水の滞水層基盤となっている。³⁾ 島尻層のうち砂岩は泥岩に比して風化や侵食に対して強く、たとえば飽和試料の残留強度で $\phi \geq 30^\circ$ という結果がでていることから強度も比較的であると判断され、したがって問題は泥岩の方に多いと考えられる。¹⁾

泥岩は大気にさらされたときの乾燥収縮によるクラックの発生や乾燥吸水のくり返しによるス

レーキングのため細粒化が進むとともに強度が低下するが、その他にこれまでの土がぶりが除去された過圧密状態における応力開放やあらたな切取りによる荷重の減少に伴う吸水膨張による強度低下が予想される。

3. 物理的性質 島尻泥岩の物理的性質については表-1のような報告がある。試料Eにはレキ分が非常に多く含まれているようになっているが、これは掘削時の塊状のものをそのままの状態での粒度分布を求めたものと考えられ、そのような土塊を砕いた場合のいわゆる島尻粘土といわれるものに近づき場合によっては1.6にも達することも報告されている⁵⁾。このことは乾燥と吸水をくり返すことにより、外部からの刺激に対する安定度が低下していくことを示している。

表-1 島尻泥岩の物理的性質

試料	比重	自然含水比	液性限界	塑性限界	粘土分	シルト分	砂分	土質分類
A	2.73	— %	59.6 %	22.6 %	27.1 %	47.7 %	25.2 %	CH
B	2.72	21.5	61.6	23.0	73	25	2	CH
C	2.79	23.0	52.9	22.5	54	45	1	CH
D	2.75	27.3	(67)	(30)	67	32	1	CH
E	2.77	24.3	88.1	22.5	—	13	9	(G-C)

4. 力学的性質

表-2は締固め試験の結果の例である。^{6),7)} 非乾燥法、非繰返し法による締固め試験によれば、自然含水比の乾燥側と湿潤側でそれぞれ乾燥密度のピークを持つ締固め曲線が得られているがそれぞれの最大乾燥密度に大差はない。締固めエネルギーによる最大乾燥密度のちがいはかなり大きく、自然含水比においても得られる乾燥密度は試料B, C, Dに代表されると思われる。

島尻層の風化はまず薄片がはく離するような形で始まりこれが細片化、細粒化していくといわれており、掘削時の土塊を室内において乾燥と吸水のくり返しを交互に行なうと細粒化していくことが確かめられているが、表-1の試料B, C, Dはかなり風化の進んだものといえよう。

乾燥吸水のくり返しにより塑性

表-2 島尻粘土の締固め特性

1)	2)		
	試料	締固め方法	最適含水比 最大乾燥密度
限界はほとんど変化しないが、液性限界は増加した後減少の傾向を示すが吸水により含水比は大きく増加するので、たとえば安定性の度合を示す液性指数 = (含水比 - 塑性限界) / 塑性指数 = (含水比 - 塑性限界) / (液性限界 - 塑性限界) は1締固めエネルギーによりかなり異なる。いいかえると、	B	1.1	17 % 1.45 g/cm ³
		2.4	24 1.47
		2.4	16 1.64
	C	2.4	15 ~ 20 1.71
		2.5	27.4 1.50
	E	2.5	27.4 1.50

1) 試料記号は表-1に対応する。

2) JIS A 1210の呼び名

注意して締固めることにより十分な密度を確保することが可能といえよう。⁴⁾長時間水浸された島尻泥岩塊の強度の経時変化の測定によれば、非排水強度 C_u は時間の対数と直線関係で減小し、100 日後には 73 % に低下していたことが報告されており（初期強度は $C_u = 15 \%$ ）、さらに別の例では 5 年経過後に強度は 10 % にまで低下していた（初期に $C_u = 14.6 \%$ 、 $W = 25 \%$ 、5 年間水中に放置して $C_u = 1.41 \sim 2.25 \%$ 、 $W = 32 \%$ ）が供試体中心部にはまだ吸水が進んでいないで、強度低下が終了するのにはかなりの時間のかかることが推察されている。⁴⁾次に乾湿くり返しによる強度低下を調べた実験例によれば、乾湿くり返し 5 回程度（必ずしも自然状態における降雨と乾燥のくり返し回数を意味しない、実際の場合ではもっと長期間に相当すると考えられる）でほぼ 1/20 に非排水強度 C_u が低下している（初期強度 $C_u = 11 \%$ が $C_u = 0.5 \%$ 程度となる）。

これらのことから吸水膨張による強度低下（過圧密状態における強度低下）よりも乾燥吸水のくり返しによる強度減少の方がかなり大きいということがいえよう。

CBR 試験の例を表-3 に示す。^{6), 7)}これから CBR についてはある程度の値が期待できるようである。

表-3. 島尻粘土の CBR

試料 ¹⁾	締固め方法 ²⁾	CBR	備考
C	2.4	水浸: 7 %	自然含水比
	2.5	水浸: 5.2	"
E	2.5	修正: 5.2	含水比 28.6 %

1) 表-1 に対応する。

2) JIS A 1210 による。

5. 土工における問題点

上述のような観察結果から、土工における注意点として次のようなことがあげられよう。

5.1 切土

まず、一般的な成層状況から島尻層はその上部石灰岩の帯水層基盤となっていることが多いので切取り時にはこの地下水の処置が問題となる。吸水膨張以外にのり面が降雨、流水等により軟弱化することが予想されるので島尻層上部と石灰岩の境界に適切な排水層を設けるなどの対策が望ましい。

のり面には流水および乾燥による劣化を防ぐためにのり面保護工が必要であるが、植生工はその硬さの点から困難と思われ、また島尻泥岩の pH は 8 程度といわれておりこの点からものり面用植物には必ずしも適していないので石張工またはブロック張工などが考えられよう。

5.2 盛土

掘削したときの土塊の処理がまず問題であろう。転圧を有効に行なうためにはまき出し時にかなりの小塊にまで破碎することが要求され、作業性の面では降雨等により表面が泥ねい化して、トラフィカビリティの確保が困難になる場合が予想される。

締固めは自然含水状態でも特に困難なように思われず、適切な機械である程度の回数転圧を加えることによりかなりの密度に到達するように考えられるが、これには掘削時の土塊が締固め作業の容易なように小さく砕かれていること、転圧面に降雨等がなく機械の作業性が十分保証されていることが前提となるので、それに対する配慮が必要である。

締固めた場合の強度には特に問題はないと考えられ、CBRもある程度以上の値が期待できるようである。

6. おわりに

島尻粘土の問題点は盛土の場合よりも切工の場合に多いようである。乾湿のくり返しによる強度低下は相当予想されるようなので、実際の切取り斜面における観察などを行なってその結果を設計基準の作成に反映させる方向で検討すべきである。

盛土材料としては施工法に適切な工夫をすることにより、使用には比較的問題を残さず対応できるようである。

(参考文献)

- 1) 上原方成 「島尻砂岩土(沖縄)の二、三の工学的性質」 第9回土質工学研究発表会 1974.
- 2) 上原方成, 大成博文 「沖縄島尻層構成土の化学特性とすべり崩壊について」 土木学会第30回年次学術講演会第3部 1975.
- 3) 沖中雄二, 高安克己 「石灰岩地帯の第四紀地質学」 土と基礎 Vol.24, No.1, pp.65-72, 1976.
- 4) 新城俊也, 小宮康明 「乾湿繰返しによる島尻層泥岩の強度低下」 第12回土質工学研究発表会 1977.
- 5) 新城俊也, 小宮康明 「乾湿繰返しによる島尻層泥岩のコンシステンシー変化」 第12回土質工学研究発表会 1977.
- 6) 新城俊也 「沖縄, 島尻層泥岩土の締固めについて」 土木学会第30回年次学術講演会第3部, 1975.
- 7) 一部は日本道路公団試験所土工試験室のデータ

(土質研究室)

3-2 海砂を用いたP.Cコンクリート橋のかぶり厚について

(質問)

当沖縄県ではコンクリートの細骨材としてはたいはんが海砂を使用せざるを得ない状態にある。塩化物含有量の許容限度0.10%以下とした場合は通常の川砂又は山砂と同様に使用してさしつかえないと思われるが、飲料水にことかく沖縄の場合水洗いにより塩化物含有量を許容限度の0.10%以下にすることが困難である。この場合、シースのかぶりを厚くすれば良いものか、それともピアノ線を増線すれば良いのか、又、シースのかぶり厚を厚くする場合並びにピアノ線を増線する場合は、それぞれどの位が良いか御教授願いたい。

(沖縄総合事務局道路建設課)

(回答)

PC鋼材の破断は、PC橋の破壊に直結している。したがって、PC鋼材を腐食させる有害な成分を含むコンクリートの使用はできる限り避けるという基本的な考え方を持つべきと考える。

PC鋼材の腐食を防止するためには、グラウトを入念に行なうことが重要である。すなわち、グラウト自体にPC鋼材の腐食に有害な成分が混入しないように特に留意し、また、PC鋼材のまわりをすき間なくグラウトすることである。

このほか、海砂を用いたコンクリートと直接に接触するシースの厚さを厚くするのも、PC鋼材の腐食防止の方法としてあげられよう。

なお、PC鋼材の破断に対処するためPC鋼材を増しておく方法は、PC鋼材の破断がどの程度生じるか明らかにできない以上用いるべきでなく、端的に言えば、PC鋼材が破断するおそれがある場合には、PC橋とすること自体に問題があるといえよう。

また、PC部材は断面が薄いのでシースが密着するなどして、コンクリートの被覆が不十分となる場合も見受けられるが、このような欠陥をつくらないことがとくに大切である。

(地質化学部長、橋梁研究室長)

3-3 亜熱帯地方に於ける鋼構造物の塗装仕様と維持管理の基準について

(質問)

年間降雨量2,118%, 月平均湿度78%, 月間日照率の平均46%, 月間蒸発量の平均1,678%, 年間日最高気温30°C以上の日数84日、沖縄が300km以内に入った台風の数109ヶ(1941~1970)及び海塩粒子の附着量は沖縄の許田で15.8kg/m²に対し、兵庫県淡路島で14kg/m²……等沖縄は本土に比べ、太陽光線に依る塗膜の熱劣化、紫外線劣化、風、集中豪雨、台風に依る海塩粒子の附着等、自然条件がきびしく塗膜劣化が著しい。

これら条件下に於ける橋梁の塗装仕様と供用後における塗装替の時期、塗り方、クレン、塗装間隔、塗回数(膜厚)、旧塗装系との関係等の維持管理上の問題点について御指導願いたい。

{ 沖縄総合事務局道路建設課
日本道路公団 沖縄建設所 }

(回答)

1. 新設鋼橋に適用する塗装系の選定について

新設鋼橋に適用する塗装系は、架設地点の腐食環境、橋梁の規模や構造、製作及び運搬ならびに架設の方法などの施工に関する事項等を考慮に入れて、これらの条件に適性のある塗装系の中から選定しなければならない。従って、塗膜性能だけで選定できない場合がある。

ここでは、沖縄の腐食環境を推定したりえて、その環境に適性を持つと思われる塗装系を選んでみた。

沖縄の海岸に架設された鋼橋は、その立地条件ならびに気象条件の苛酷な点から考えれば極め

表-1 塗装系とその特徴

適用環境	下地処理	第1層	間隔	第2層	間隔	第3層	間隔	第4層	間隔	第5層	間隔	第6層	特 性	
													防錆性	上塗の耐候性
一般環境における外面	原板プラスト	長ばく形 エッチング プライマー	12h ~ 3M	鉛系さび止 1種	48h 以上	鉛系さび止 1種	24h ~6M	フタル酸系 中塗	24h ~10d	フタル酸系 上塗			↓ 優 ↑ ↓ 優	↓ 優 ↑ ↓ 優
	製品プラスト	短ばく形 エッチング プライマー	1h ~ 12h	同 上	48h 以上	同 上	24h ~6M	フタル酸系 中塗	24h ~10d	フタル酸系 上塗				
海岸環境における外面	原板プラスト	長ばく形 エッチング プライマー	12h ~ 3M	同 上	48h 以上	同 上	48h ~6M	フェノール系 MIO	3d 以上	塩化ゴム 中塗	24h ~3M	塩化ゴム 上塗		
	製品プラスト	厚膜型 無機ジंक	48h 以上	短ばく形 エッチング プライマー	1h ~ 12h	フェノール系 ジंकクロ マト	12h ~7d	フェノール系 MIO	3d 以上	塩化ゴム 中塗	24h ~3M	塩化ゴム 上塗		
海水のしぶきを受ける環境における外面	製品プラスト	同 上	同 上	ミストコート (エポキシ)	—	エポキシ 下塗	24h ~3M	エポキシ 下塗	24h ~3M	ポリウレタン 中塗	24h ~7d	ポリウレタン 上塗		
	同 上	同 上	同 上	同 上	—	同 上	24h ~3M	同 上	—	ポリウレタン 用中塗	24h ~7d	ポリウレタン 上塗		
	同 上	厚膜型 有機ジंक	同 上	エポキシ下塗	24h ~3M	同 上	24h ~3M	ポリウレタン 中塗	24h ~7d	ポリウレタン 上塗				
内面及び着色の不要な面	原板プラスト	無機ジंक リッチ プライマー	48h ~ 6M	タール エポキシ	24h ~10d	タール エポキシ	24h ~10d	タール エポキシ						
耐熱性が要求される面 (鋼床版下面)	同 上	無機ジंक リッチ プライマー	同 上	エポキシ下塗	24h ~3M	エポキシ 下塗	24h ~3M	エポキシ 下塗						

(注) || → 現場塗装する場合

ミストコートはエポキシ下塗を50%程度のシンナーで希釈したもので、発泡を防止するために塗付する。
従って、下塗を塗るまでの間隔は短い方がよい。

て厳しい腐食環境にあると推定され、海塩粒子付着量の大きいこともそれを裏付けている。

従って、新設鋼橋に適用する塗装系としては、海上橋に適用できる塗装系の中から選定するのが適当であると判断される。ただし、海岸線からかなり離れた地域では、海塩粒子の影響も著しく小さくなるから、従来より用いられている油性さび止め～フタル酸系の塗装系も適用できると思われる。

なお、塗装系に用いる上塗塗料は、沖縄における日射量の大きい点を考慮して、紫外線劣化に対して抵抗性の大きいものを採用することが望ましい。

適当と思われる塗装系とその特徴を表-1に示す。

塗装系の実際の適用に当っては、構造部位別の腐食特性、着色の必要性、塗り替えの難易などを考慮する必要がある、1つの橋梁に2～3種類の塗装系が併用される場合もある。

2. 塗り替えの時期について

塗り替え時期は、防錆上の見地からは早いほどよいが、余り早すぎるとは不経済である。遅すぎると腐食が進み塗り替え費用がかさむばかりか十分なさび落しができないため塗り替え塗膜の寿命が著しく短くなるなど経済上のマイナス面が多い。このため、塗膜の劣化状況とにらみ合わせて経済上最も有利になる時期をえらぶことが大切である。塗膜劣化がどの程度になったら塗り替えるべきかは、塗装系や架設環境によって異なるほか仮設足場用吊元の有無など足場仮設費に影響する要因によって左右されるので簡単ではないが、一般的な塗装系の場合は、イギリスの鉄鋼研究会の防食研究所で最も経済的な塗り替え時期としている塗膜全体の0.2～0.5%にさびを生じた時期が適当と考えられる。

一方、厚膜のジンクリッチペイントなど亜鉛系の防錆下地の上に厚膜の塗装を施したいわゆる長期防錆型塗装系の場合は、素地から発錆させると塗り替えが甚だ面倒になるので、素地から発錆する前に塗り替える必要がある。ただし、長期防錆型塗装系は一般塗装系と比較して水分や酸素などの腐食性物質の透過が著しく小さいため、塗膜欠かんが全面に発生することは考えられず、運搬及び架設時の損傷部分の現地補修箇所などの特定箇所に欠かんの発生が限定されると思われるので、供用初期にこれらの欠かんの点検により発見し適切な補修塗りを実施しておけば、以後は、亜鉛系防錆下地を温存しながら、中塗り及び上塗りのみの塗り替えで維持管理ができるので、長期防錆型塗装系の場合は、塗り替えよりもむしろ補修塗装が中心となり、それだけに、点検及び補修のしやすい構造と設備が必要になると考えられる。

一次プライマーにジンクリッチプライマーを用いる形の塗装系の場合にも、長期防錆型塗装系に準じた形で、点検により発錆箇所を発見したら、拡大しないうちに補修塗りを励行することが望ましい。

塗り替え時期に達したかどうかの判断は、塗膜の劣化形態が、われ、はがれ、ふくれ、さびなど様々であり、しかも、われやふくれのように接近して観察しないとわからないものもあるのでかなり、困難であるが、塗膜劣化度を標準写真と比較して判定する方法が最も实际的である。日本道路協会の「鋼橋塗装便覧別冊資料塗膜劣化度およびケレン程度規準」はそのような主旨で作成されたもので、現在は更に使い易くしかも実用的価値を高めるための改訂作業が進められてい

るので利用するのがよいと思う。

3. 素地調整について

公害問題などがあってプラスト工法によるさび落しを塗り替え工事に採用する例は極めて少ない。通常は手工具や電気サンダー、パワーブラシなどの動力工具が用いられ、とりわけ電気サンダーが利用されることが多い。

電気サンダーは、劣化塗膜の除去はかなり能率的にできるが、固着したさびの除去には殆んど無力で、かなりの固着さびを残したままその上に塗装されているのが実情である。海岸地域における塗り替え塗膜の耐久性が小さい結果となっているのは、塗装系が適当でないほかにさび落しが不十分なことも大きな原因と考えられる。塩分を含んだ固着さびに対して適性のある塗料が開発されていない現状では、さびた面に対しては、できる限りよくさびを落して高性能の塗料を厚く塗る以外に長持ちさせる方法はないようである。その意味でも、塗設時の塗装系の選定と適切な塗膜の維持管理が大切である。

4. 塗り方について

塗り替えなど現場での塗装は、足場の関係や通行中の人車及び民家等への塗料の飛散防止などのため、一般にはけ塗りがおこなわれているが、そのような恐れのない環境で平面部分の多い橋や箱げた内面などでは、吹付け塗りやローラー塗りが採用されることもある。

はけ塗りは、簡単な足場でも複雑な形状の被塗物でも凹凸の激しい面に対してもすみずみまで塗料を塗り付けることができるし、熟練すれば種々の塗料をかなりの厚さに塗ることもできるほか、塗装に際して損失が少なく従って周囲への塗料の飛散も少ないなど多くの利点を持っている。しかし、フェノール樹脂系MIO塗料やビニル樹脂系塗料のような溶剤型の速乾性塗料を厚く均一に塗ることは困難である。

吹付け塗りは、エアレスブレーとエアスプレーをうまく使い分ければどのような性状の塗料でも能率的に塗装できるが、塗料の損失が大きく周囲への塗料の飛散が多い、凹凸の激しい面には塗料がよく付着しない、装置の重量が大きく動力源が必要である、などの理由から現場ではあまり採用されていない。しかし、吹付け塗り以外には均一な塗装が困難な塗料の場合や構造的に吹付け塗りに適し、かつ、環境上の問題がない場合には現場でも採用されることがある。

ローラー塗りは、広い平面の塗装には能率的であるが段のある部分や隅の部分には不適當で複雑な形状の鋼橋には適當とは思われない。

以上のように塗装の方法は種々ありそれぞれ特徴を持っているが、塗り替えにおけるさび止め第1層のように凹凸がありかつさび層やほこり等の付着物のある被塗面に対しては、やはりはけ塗りが最も有効であると考えられる。しかし、今後は、塗り替えの場合にも他の塗装法の特長を生かした使い方がされると予想される。

5. 塗装間隔について

塗装間隔は、塗料の種類及び塗料の組合わせにより異なるが一般には短かすぎても長すぎても塗膜性能によい結果を与えない。代表的な塗料の組合わせについて塗装間隔の下限及び上限を示せば表-2のとおりである。従って、新規塗装の場合に工場塗装と現場塗装の間隔が表-2の上限

をこえるような場合は、塗膜面の面あらしや他の塗料の増し塗り（鉛系さび止めペイント1種と長油性フタル酸樹脂塗料の組合わせで6ヶ月以上経過した場合に鉛系さび止めペイント1種を増し塗りするなど）などの対策が必要になる。

しかし、塗装間隔が適当でも、仮置きまたは架設されている環境が鉛系顔料の黒変や塗膜の紫外線劣化を生じやすい場合は、塗装前の研磨清掃とさび止め塗料の増し塗りが必要な場合がある。沖縄は、紫外線劣化が著しいと考えられるため、太陽光線の直射を受ける面に対してはその配慮が必要と考えられる。また、塗膜面への海塩粒子の付着が多い場合は、水洗などの処置が必要で

表-2 各塗料の塗装間隔の制限（温度20℃）

塗 料 名	塗 装 間 隔
エッチングプライマー（短）	1 h ~ 12 h
エッチングプライマー（長）	12 h 以上
厚膜型無機ジンクリッチペイント	48 h "
厚膜型エポキシジンクリッチペイント	48 h "
無機ジンクリッチプライマー（ショッププライマー）	48 h "
鉛系さび止め塗料（鉛円1種→鉛円2種）	48 h "
鉛円2種→長油性フタル酸樹脂塗料中塗	24 h ~ 6 M
鉛円2種→フェノールMIO	48 h ~ 6 M
鉛円以外の鉛系さび止め塗料 1種 → 同じ1種	24 h 以上
同 上 → 長油性フタル酸中塗	24 h ~ 6 M
同 上 → フェノールMIO	48 h ~ 6 M
長油性フタル酸・樹脂塗料 中塗 → 上塗	24 h ~ 10 d
塩化ゴム系塗料 中塗 → 上塗	24 h ~ 3 M
フェノール樹脂系ジクロメートプライマー → フェノールMIO	12 h ~ 7 d
フェノールMIO → フェノールMIO	16 h 以上
同 上 → 塩化ゴム系塗料 中塗	3 d 以上
厚膜型エポキシ樹脂塗料プライマー → 同左プライマー	24 h ~ 3 M
同 上 ウレタン用 中塗	" ~ "
ウレタン用中塗 → ウレタン上塗	" ~ 7 d
厚膜型ウレタンプライマー → 同左プライマー	" ~ 3 M
同 上 → ウレタン用中塗	" ~ 1 M
厚膜型エポキシ樹脂塗料用ミストコート（H. Bエポキシを約50%希釈したもの）	可能な限り早く次の塗装を行う。 （すなわち wet on wet の感覚で次の工程に入る。）
タールエポキシ樹脂塗料用ミストコート（両方とも約50%希釈したもの）	同 上
タールウレタン樹脂塗料用ミストコート	同 上
タールエポキシ樹脂塗料	24 h ~ 10 d
タールウレタン樹脂塗料	24 h ~ 10 d
亜鉛溶射	4 h 以内

本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書

別冊3. 本州四国連絡橋の防錆塗装（昭和49年3月）より抜粋

ある。

水洗に高圧水を用いると少ない水量で高い洗浄効果が得られ作業も早い。

最初から塗装間隔が長くなることが予想される場合は、フェノール系MIO塗料や、エポキシ系MIO塗料のように上塗り塗装の間隔に制限のない塗料を工場塗装の最終工程に入れておくとう便利である。ただし、MIO塗料は他の塗料より塗膜によごれや海塩粒子が付着しやすく、塗装前の水洗の必要性は他の塗料の場合より大きい。

6. 膜厚について

塗膜の厚さは塗膜の防錆効果を支配する要因の1つである。同一膜厚でも鋼材面のあらさが大きければ最小膜厚は小さくなるため防錆効果は小さくなるので、あらさが大きい程最小限必要な膜厚は大きくなる。このため、あらさは一定値以下におさえると同時に一定以上の膜厚を確保する必要がある、そのためには塗装施工中の膜厚管理や塗膜厚検査が重要になる。現在のところでは新規塗装における膜厚検査には種々の問題があり、有効にはおこなわれていないようである。塗膜の厚さは、鋼材面のあらさを平均約70Sとした場合に平均乾燥膜厚は一般環境において最低限 $120\mu\text{m}$ (0.12mm)は必要で、通常の塗装系ではこの程度の膜厚が下塗2回、中塗及び上塗各1回の塗装によって得られている。

しかし、海上橋などの海洋環境に適用するジंकリッチペイントを防錆下地に採用したいいわゆる長期防錆型塗装系の場合は、総膜厚を約 $250\mu\text{m}$ 程度以上確保する必要があることが本州四国連絡橋の塗装に関する暴露試験により明らかにされている。従って、沖縄の海岸地域に架設される鋼橋の塗膜厚さは、塗装系によって多少の差はあるとしても $120\mu\text{m}$ 以上必要であることは明らかであり、環境によっては $250\mu\text{m}$ 程度の膜厚が必要と考えられる。

塗り替えの場合は、旧塗装系、塗膜の劣化程度及びさびの発生程度、さび落しの程度、環境などにより必要な膜厚は異なるので量的に表示することはできないが、一般にさび発生の著しい程(さび落しが不十分なほど)、環境条件が厳しい程、塗り回数(膜厚)を増す必要のあることは現在までの各種試験の結果からも明らかである。

塗膜の劣化が著しい場合は、膜厚ばかりでなく、旧塗装系の環境への適性を判断して、より適性のある塗装系でおきかえることも検討する必要がある。

7. 旧塗装系との関連について

塗り替え塗装においては、旧塗装系と同一または類似した品質性能の塗装系を選定するのが原則であるが、旧塗装系が適当でなく耐久性を増加させる必要がある場合には、かなり性格の違った塗装系でおきかえる場合もある。

その場合には旧塗膜の上に異種塗料を塗り重ねる必要が生じる。新しい塗膜に対する異種塗料の塗り重ねの適否は表-3のようであるとされているが、かなり経時して硬化が進んだ塗膜の場合は、表-3で不適な組合せでも塗り重ねできると考えられる。この場合の組合せの適否についてはあまりデータはないが、土木研究所で実施した試験によると、4年間経過したフタル酸樹脂系塗料の塗膜に対しては、塩化ゴム系、エポキシ樹脂系、エポキシエステル樹脂系、コールターエポキシ樹脂系、ポリウレタン樹脂系の各塗料とも問題のないことが明らかにされている。

表-3 各種塗料間の塗り重ね一覧表

上に塗られる塗料 下に塗られる塗料		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		長バク形エッチングプライマー	無機質シンクリッチ	有機質シンクリッチ	油性さび止めペイント	フタル酸樹脂塗料	フェノールMIO塗料	塩化ゴム系塗料	ビニル樹脂塗料	エポキシ塗料	タールエポキシ塗料	ポリウレタン塗料
1	長バク形エッチングプライマー	×	×	×	○	○	○	○	○	△	△	△
2	無機質シンクリッチ	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○	○
3	有機質シンクリッチ	○	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○
4	油性さび止めペイント	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×
5	フタル酸樹脂塗料	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×
6	フェノールMIO塗料	×	×	×	○	○	○	○	△	△	×	△
7	塩化ゴム系塗料	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×
8	ビニル樹脂塗料	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×
9	エポキシ塗料	×	×	×	×	△	△	△	○	○	×	○
10	タールエポキシ塗料	×	×	×	×	×	×	○	×	△	○	×
11	ポリウレタン塗料	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○

塗装による重防食への手引(大日本塗料株式会社)より抜粋

注) ○:可

△:条件付可(塗装間隔・ブリード等要注意)

×:不可

ただし、この試験はかなり経時した塗膜表面を対象としたものであり、表面を削り落じて内部が現われた塗膜面や日光に当たらない部分のあまり表面の硬化が進んでいない塗膜面に対しては明らかでない。

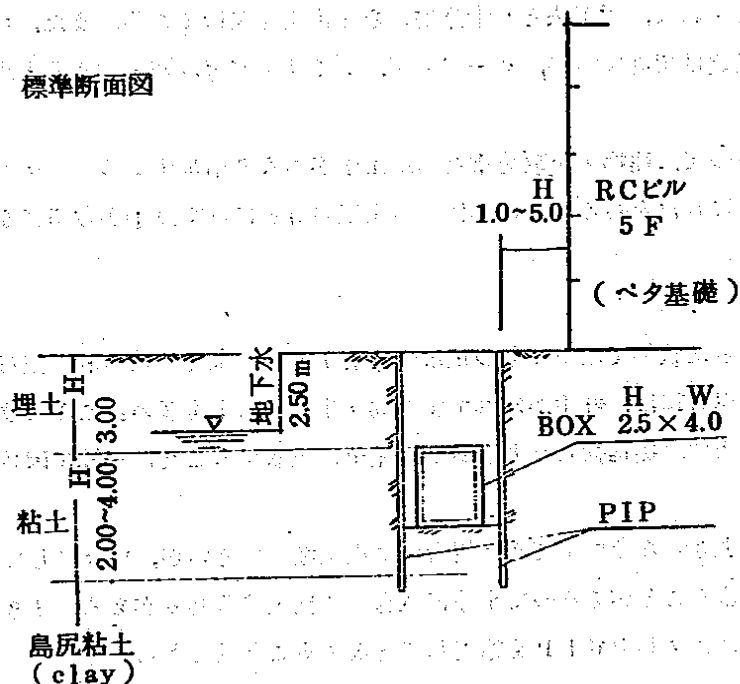
旧塗膜へ直接塗った場合の悪影響が懸念されるときは、従来より用いられている塗料に対して適性があり、かつ新しい高性能塗料も塗り重ねのできるフェノール系MIO塗料を利用するのも1つの方法と考えられる。

(化学研究室)

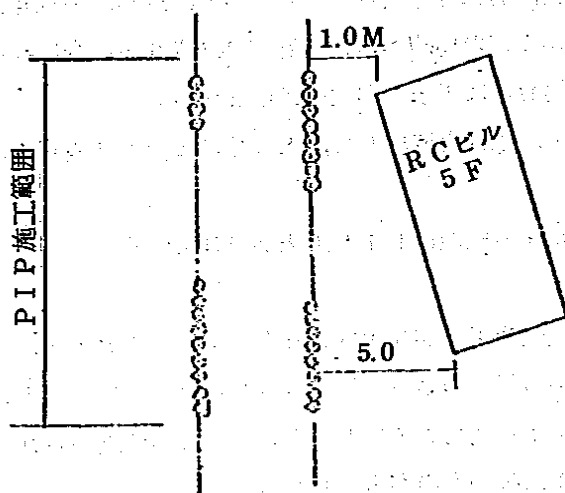
3-4 建物が接近している所でのPIP等施工する場合の範囲の決定方法について

(質問) 左図のように、RCビル5F（ベタ基礎）が、BOX工事のため地下水が高く土止工法として仮りに止水効果のあるPIP工法を採用するとすれば近接した建物の影響を考慮した場合のPIP施工延長の決定方法について御教示願いたい。

標準断面図



平面図



(回答)

1. 鋼矢板工法とPIP工法

開削工事では土留め工を設けても掘削作業に伴って周辺地盤の沈下が多いため、その原因と考えられるものを次にあげる。

- 土留め壁の土圧支持力の不足
- 土留め壁の根入れ不足等によるヒービング、ボイリング、パイピング
- 土留め壁面からの漏水による土砂流失
- 土留め壁の変位
- 土留め壁の撤去に伴う土砂移動
- 地下水位の低下による地盤の圧密沈下

そのほか、地盤が軟弱な場合には鋼矢板の打込み、引抜きの際の振動によって建物が沈下した例もある。

この現場で土留め工として想定されているものは、PIP工法と鋼矢板工法と思われるので、

これらの工法の地盤沈下を防止する機能について比較する。

(1) 土留め壁の安定

土留め壁は壁体(鋼矢板・PIP)と支保工(腹起し、切ばり)で土圧、水圧等を支持するもので、5 m程度の掘削深さであれば、両工法とも十分安定な土留工を築造できる。また、地盤の土質が明らかでないので断定はできないが、ヒービング、ボイリング等は防止できると思われる。

しかし、建物が近接しているので、建物を上載荷重とした土圧がかなり増加するので、その影響を十分に考慮して設計しなければならない。建物による土圧の算定には文献(1)が参考になる。

(2) 漏水

鋼矢板は継手が正常にかみあった状態ではかなりの止水性を有するが、地盤中に砂利、玉石等を含む地盤に無理に打込んだ場合には、継手が外れてすき間を生じることも多い。このような場合には詰め物をしたり、鉄板で溶接補強したりするが、完全に止水することは一般に困難である。

PIP工法は計画通りに杭がすき間なく施工できた場合には止水性は大きいですが、応々にして杭の鉛直性がずれてすき間を生じることがあるので十分に注意して施工する必要がある。すき間を生じた場合には、すき間にグラウトやMIPを施工して止水することはできる。

(3) 土留め壁の変形

鋼矢板とPIPの剛性を比較すると、一般にPIPの方が大きく、PIPの方が壁の変形が小さい。

(4) 土留め壁の撤去

鋼矢板工法では、一般に掘削部を埋戻した後、引抜き撤去される。しかし、近年、引抜きによる騒音、振動、地盤沈下、地下埋設物の損傷などの周辺への悪影響が懸念される場合には残置されることが多くなっている。このような場合には工事費が大幅に増加する。

PIP工法は杭を撤去することは困難であり、上部を取壊して、大部分はそのまま残置される。

以上のような理由から周辺地盤の沈下を防止する機能はPIP工法が優れている。

2. PIP工法の施工延長

この現場では、土留め工としてPIP工法と鋼矢板工法が採用されるとする。PIP工法は地盤沈下をほとんど生じないが、鋼矢板工法ではある程度の地盤沈下は避けられないので、PIP工法の施工延長は鋼矢板施工区間に生じる地盤沈下が建物まで影響しない範囲として決められる。

鋼矢板工法による地盤沈下の主たる原因としては次のものが考えられる。

a. 止水性が低く、土留め壁背面の水位を高く保つことができないため、地下水位が低下した区域で地盤が圧密沈下する。

b. 土留め壁の変形(はらみ出し)のため、背面地盤が沈下する。

そのほか、漏水による土砂流出や鋼矢板の撤去による地盤沈下も考えられるが、これらはbと

ほぼ同様と考えられる。

この2つの原因による沈下の影響範囲について検討してみる。

(1) 地下水位の低下

建物の基礎地盤に地下水位の低下によって圧密沈下を起す土層があれば、建物が地下水位低下の範囲外か、又は地下水位の低下の度合が小さい範囲になるようにP I Pの施工延長を決める必要がある。

しかし、地下水位の低下範囲を推定することはかなり難しい。ここでは、次のような単純化したモデルで水位の低下範囲を推定する方法を示しておく。

① 鋼矢板とP I Pの接続点を排水井戸と仮定する方法

図-1のような重力井戸からの揚水量は式(1)で表わされる。

$$Q_w = \frac{\pi \kappa (H^2 - h_w^2)}{2.30 \log (R/\gamma_w)} \quad \text{..... (1)}$$

ここに Q_w : 揚水量

κ : 透水係数

H : 地下水位

h_w : 井戸の水位

R : 水位低下範囲

γ_w : 井戸の径

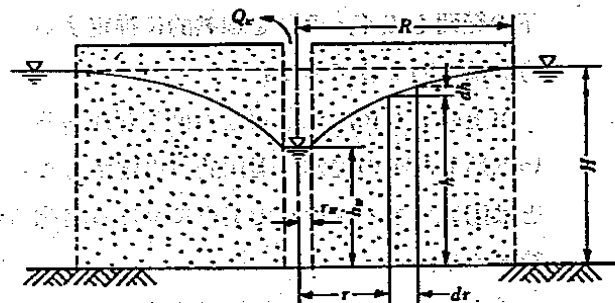


図-1 重力井戸からの揚水

そこで、 Q_w 、 κ 、 H 、 h_w 、 γ_w を
仮定することにより水位低下
範囲 R を求めることができる。

しかし、実用的には井戸の径
 γ_w を仮定することが難しく、
 R の推定はできない。

② 鋼矢板面を浸出面とした方形堤と仮定する方法

図-2のような方形堤の湧
水量 q は式(2)で表わされる。

$$q = \frac{\kappa}{2L} (H^2 - h_0^2) \quad \text{..... (2)}$$

ここに

q : 湧水量

h_0 : 浸出側水位

L : 水位低下範囲

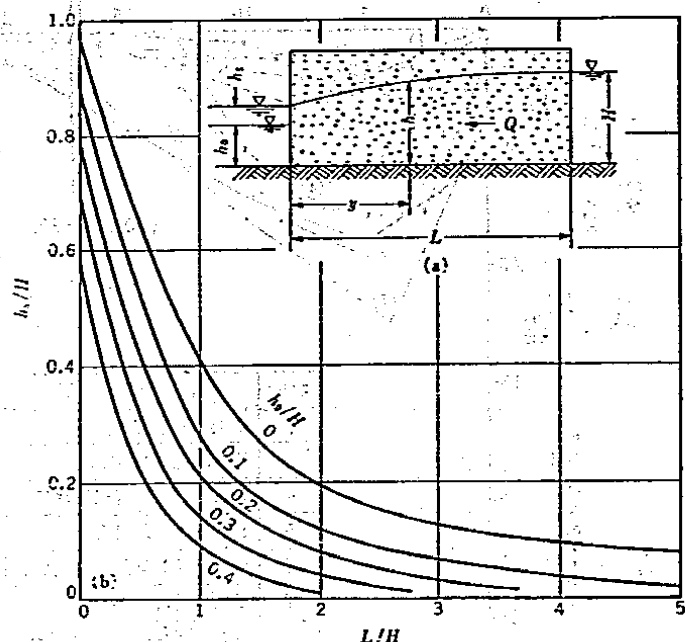


図-2 一次元地下水流の浸出点

そこで q, K, H, h_0 を仮定すれば水位低下範囲 L を求めることができる。

今, $q = 0.1 \text{ m}^3/\text{min}$, $K = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$, $H = 3.0 \text{ m}$, $h_0 = 0$ と仮定すると
 $L = 898 \text{ cm} \approx 9 \text{ m}$ となる。

しかし、この推定も q, K の値に大きく影響されるので実用的な推定が可能か疑問である。
 なお、地下水位の推定に関しては文献(2)が参考になる。

(2) 鋼矢板の変形に伴う地盤沈下

鋼矢板の変形と周辺地盤の沈下は図-3

のような2つのパターンがある。このうち、
 (a)は砂地盤等の良質地盤で生じるもので、
 主動状態でのすべり面が沈下範囲の目安に
 なる。しかし、(b)は粘性土等の地盤で、沈
 下の範囲も広く、それを理論的に推定する
 方法はないようである。

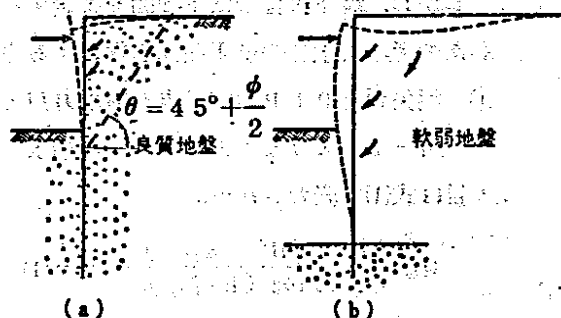


図-3 土留壁の変形と地盤沈下

以上のように、沈下水位の低下範囲ある
 いは地盤沈下の範囲を理論的に推定するこ

とは困難である。そこで工事における実測値から地盤の沈下範囲を推定した結果を文献(3)より
 抜粋する。

「図-4は、 $\phi \approx 0$ の軟弱粘性土地盤の掘削で剛性の異なる各種の土留壁を使用した場合の、
 周辺地盤沈下の実測データをまとめたもので、この図から次のことがいえる。

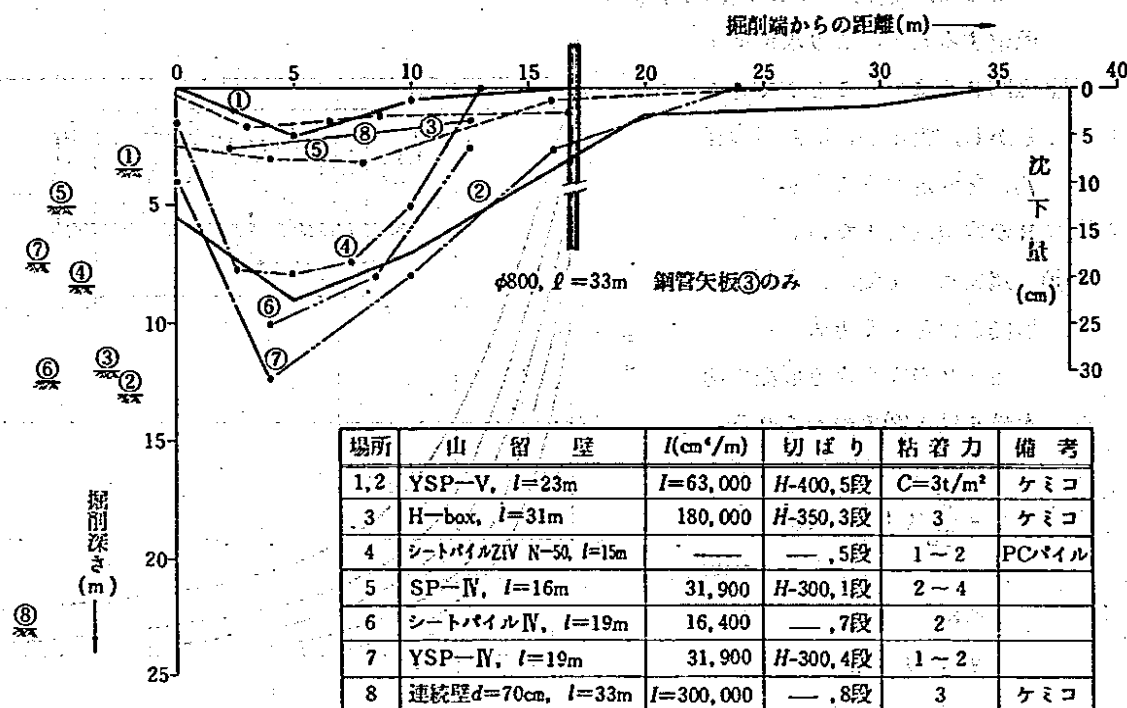


図-4 掘削に伴う周辺地盤の沈下量実測データ

(i) 沈下の影響範囲は、掘削深さとほぼ等しいものから掘削深さの約3倍まで及んだものであり、掘削面以下の土層構成によって異なる。

(ii) 最大沈下量の発生する位置は最大掘削深さの約 $1/2$ の距離である。

(iii) 同種の地盤で同規模の掘削を行う時は、剛性にほぼ反比例した沈下量が発生する。(2), (3)

図-5は、鋼矢板Ⅳ型、Ⅴ型等の比較的剛性の小さい山留壁を使用した場合の、掘削深さと周辺地盤の最大沈下量の関係をまとめたものであり、これから次のことがいえる。

(i) 山留壁の剛性が等しい掘削では、掘削深さと最大沈下量は、ある範囲でほぼ比例している。しかし、 $C = 3 \sim 4 \text{ t/m}^2$ 程度以上の強度になると、ある掘削深度までは沈下はほとんど生じないことが分る。

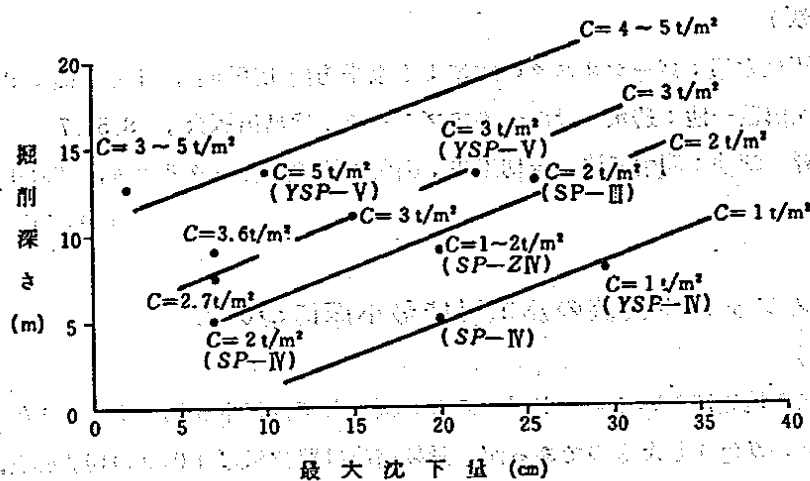


図-5 掘削深さと周辺地盤最大沈下量の関係(鋼矢板壁の場合)

工事における実測結果からは、掘削深さの3倍程度の範囲が沈下しており、この現場では掘削深さが約5.5 mであるから、PIP土留め壁の端は建物から約17 m程度離すことが必要であろう。

なお、工事に当っては、地表面の沈下の監視のほか、地下水位の変動についても調べる必要であろう。

3. 最適な土留め工法

表-1に土留め工法の比較を示す。この表から見て、建物の沈下を防ぐためには、鋼矢板工法、柱列杭工法、連続地中壁が適している。しかし、鋼矢板は前述のように周辺地盤の沈下を確実に防ぐことは難しいので十分な調査検討のうえ問題がないことを確認したうえでなければ採用できない。連続地中壁は周辺地盤の沈下を防止するには優れた方法であるが、施工費は柱列杭工法よりかなり高額である。

したがって、この現場では、柱列杭工法(例えばPIP工法)が最も適していると考えられる。

表-1 山留壁の比較

比較項目 山留壁		地盤の状態			施工の条件		掘削の形状		工期	工費
		軟弱地盤	砂レキ地盤	地下水位が高い地盤	騒音振動	周辺地盤の沈下	浅い	広い		
親杭横矢板		×	◎	×	×	×	○	○	◎	◎
鋼矢板	軽量鋼矢板	○	×	○	×	×	◎	○	◎	◎
	鋼矢板・鋼管矢板	◎	×	◎	×	○	○	○	◎	○
場所打ちコンクリート壁	柱列杭	◎	○	○	○	○	○	○	×	×
	連続地中壁	◎	○	○	○	◎	○	○	×	×

◎ 有利 ○ 普通 × 不利

(参考文献)

- (1) 渡辺桃太郎：ブーシネスクの式による水平方向土圧図表，土と基礎，S.49.3, p.57～63
- (2) 久保田敬一他：透水設計へのアプローチ，鹿島出版会，S.51.7
- (3) 高野 孝他：開削工法，根切工法，山留工法のチェックリスト，基礎工，S.51.8, p.2～36

(施工研究室)

3-5 アスファルト舗装の施工可能最小厚について

(質問)

恩納村名嘉点地先においてロードパークの一環として自転車専用道($\ell=1\text{km}$, $W=3\text{m}$)をカラー舗装(レンガ色)したものであるが，舗装構成は路盤に厚10cmの切込碎石，基層に厚2cmのアスモル，表層に厚2cmのカラー層モルを機械で敷均し締固めをした。経済性を考慮しアスファルト舗装を各2cmの2層にしたが，26個のコアーを採取して厚さを調査すると平均厚で基層3.03cm，表層2.37cmであった。

そこでアスファルト舗装要綱ではカラー舗装の仕上り厚は0.5cm～2.0cmとなっているが，実際の施工可能最小厚について，又，基層の施工可能最小厚について御教示願いたい。

(沖縄総合事務局北部国道事務所)

(回答)

アスファルト混合物の舗設における施工可能な最小仕上り厚は主として骨材の最大粒径によってきまり，通常最大粒径の2～3倍とすることが多い。

アスファルト舗装要綱での標準は，最大粒径20mmの表層，基層で仕上り厚は5～6cm，13mmの場合に3～5cmとしている。また最大粒径5mmのアスファルトモルタルでは1.5～2cmとし，修繕に用いられるカーベットコートでは最大粒径5mmまたは13mmのもので1.5～2.5cmとしている。

実例では，昭和43年度九州地建における薄層舗装の試験舗装では最大粒径13mmのものは2.5cm，5mmのものは2cmに施工している。昭和45年の万博会場では最大粒径10mmで厚さ2cmのカ

ラー舗装を施工している。極端な例では、プレキャストコンクリート版上に厚さ1cmに仕上げた橋面舗装がある。

従って、混合物の最大粒径が十分小さく、下層の舗設面が十分平坦であれば1.5～2cmの仕上げ厚は可能であるが、薄層のための温度低下により、密度不足を生じたり、ひきづりにより舗設層に間隙などを生ずるおそれがあるので、技術的にあまり問題のいらない仕上り厚は2cm以上とするのが一般のようである。

しかし、修繕のための薄層舗装や、摩耗層としてのアスモルの舗設は通常在来の舗装面上に行なわれるので厚さの管理は比較的容易であるが、不陸のある碎石路盤上ではむずかしく、路盤上に直接表層を設ける簡易舗装の例によれば、設計上の厚さは少なくとも3cmとする場合が多い。

本工事では表層は碎石路盤上に舗設されるものであるから、密粒度あるいは細粒度アスファルトコンクリートの厚さ2.5～3cm、できうれば3cmとし表層は1.5～2.0cm、できうれば2cmとするのが適当であろう。

(舗装研究室)

3-6 防災工事における擁壁の施工高とストンガードの設置高さの決定について

(質問)

落石防止等の施工法の一つとして擁壁及びストンガードの設置があるが、その場合における構造決定について一般的な目安あるいは基準があれば御教示願います。

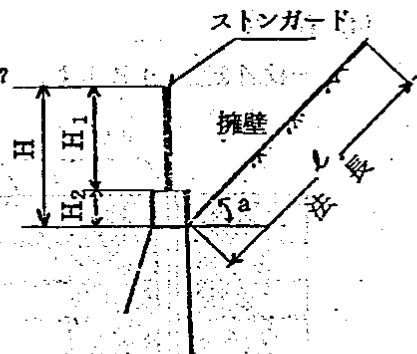
1) 山の法長あるいは、法勾配から防止構の高さの決定基準を設けられるとすれば、その標準をどのように設ければ良いか？(※Hの決定)

2) 必要な高さ(H)が決定した場合

$H = H_1 + H_2$ の施工配分をどのように決めれば良いか？

たとえば、 $H = 3\text{m}$ とした場合3mのストンガードを施工する方法と1mの擁壁を設けて残りの2mをストンガードで施工する場合が考えられる。

(経済比較ではコンクリートの方が安いと思われる)



(沖縄総合事務局北部国道事務所)

(回答)

落石防止等の施工法として、擁壁及びストンガードの構造決定については、特に基準と言うものはないが、目安に近いものは、高速道路調査会等でまとめられている。

ストンガード等の防災施設は、一般に落石や小崩壊に対するもので、防災上最も問題となるのは、施設を計画する時に想定した崩壊の形態ならびに落下運動の状況と異ったケースの崩壊が発生する

場合であり、したがって、崩壊形態、規模、崩壊後の動きを正しくつかむことが重要である。

また、落石等によるエネルギーをまじ受け施設だけで防止することは、特に法高が大きい場合などでは一般に困難なので、落石源の除去、浮石の根固め、落石源近傍での構等の設置及び運動速度を減少させる効果も有する防止網（ロック・ネット）⁽¹⁾の設置も併用することが望ましい。ストンガード（防護構）について、高速道路調査会等では、次のようにとりまとめられている。

(1) 工法の概要

落石や小崩壊が発生しやすい斜面の最下部又は中段に設置し、これを阻止する構造物である。日本道路公団設計要領では、「硬石、軟石、軟岩又はレキ混り土砂等の切土ノリ面において、切土高が14m以上であって、（落石）防止網だけでは剥落又は落石のおそれのある場合は（落石）防止構を設置することが望ましい」となっている。ケーブル金網式の一般的な構造は、金網、ワイヤーロープを支える中間支柱と端末支柱からなる。

(2) 特徴

- (イ) 基礎は他の構造物に比較して小さい。
- (ロ) 大がかりな重機が不要で設置が容易。
- (ハ) 維持補修が容易
- (ニ) 排土口を設けると堆積土砂の除去が容易
- (ホ) 柔構造物のため動荷重に適する。

(3) 設置

- (イ) 構高は落石の軌跡を推定して充分な高さをとる。
- (ロ) 設置延長は地形地質等による落石のちらばりを考慮して充分な長さをとる。

(4) 仕様

一般図を図-1に示す。

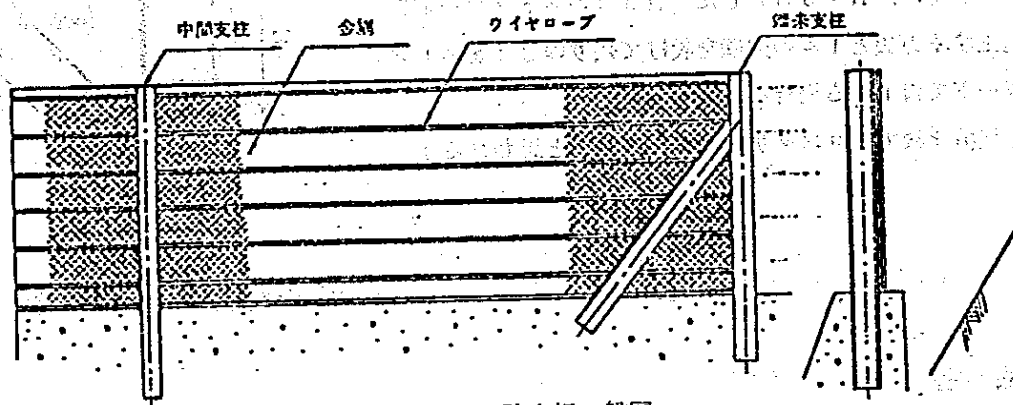


図-1 落石防止構一般図

(5) 施工の条件

動いている石や土塊を止めるのであるから、一度に止める量が少ないこと、岩塊であれば小さいこと、速度が遅いことが条件になる。

- (イ) 斜面こう配がゆるい（一般には8分以下）。
- (ロ) 構設置個所の斜面側に緩衝用の緩斜面（平場）を場所の許すかぎり設ける。
- (ハ) ワイヤロープ間隔は35m以下が望ましい。

(6) 設 計

- (イ) 計算式は提案されているが、実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

- (ロ) 衝突時の各部材のエネルギー分担は、衝突位置、落石条件により異なるが、経験的に表-1が提案されている。

表-1 部材のエネルギー分担比率

エネルギー吸収部材, 項目	エネルギー分担比率
ワイヤーロープ 伸 び	$x_R = 0.1 \sim 0.3$
支 柱 の 変 形 , 移 動	$x_P = 0.3 \sim 0.6$
金網の変形, 落石の破損他	$x_n = 0.1 \sim 0.2$
落 石 の 反 撥	$x_s = 0 \sim 0.3$

- (ハ) 両方の固定端の間が短い時は、長い所に比べて、ワイヤーロープの伸びによるエネルギー吸収が少ないと考えられるが、低下割合の実測例はないようである。

(7) その他

急傾斜地対策工事例では、中間支柱のH形鋼は切断せず、コンクリート部分で切断した。端末の固定支柱の変形によるエネルギー吸収が大きかった。

次に個所の質問事項について

(1) 防止構の高さの決定に関しては

- (i) 落石が防止構に当らず飛びこえないこと
落石の落下には、斜面に沿って転がったり、滑ったりして落下するものと、斜面を飛びながら落ちるものがある。この場合、特に後者のケースが検討の対象となる。

これには、斜面形状、法長、法勾配を測量するとともに落石発生装置、落石又は土塊の形状をなるべく正しく想定し、どの様にバウンドしながら飛行するか、その飛行経路を検討する（図-2参照）。

- (ii) 落石又は土塊の先頭は構に当たるか、構の裏にこれが堆積し、続いて落ちて来る落石（又は土塊）が堆積した落石（又は土塊）の上を通過し防止構を越えることがないこと。

この場合は、落石（又は土塊）の量に関係するので量をなるべく正しく想定することが

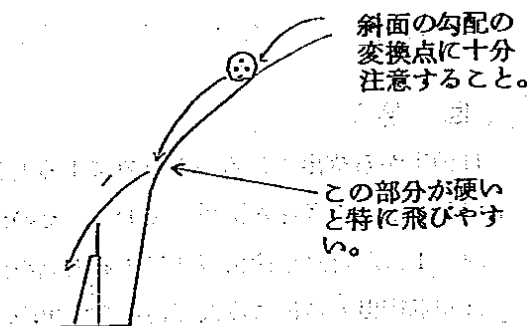


図-2

重要である。

堆積の形も関係するが、實際上そこまで、検討するのは困難なことが多い。

- (2) 防止構は支柱及びワイヤーロープでできているがこれは一般に鉄製であり、落石の衝撃によって変形はするが落石を止める効果は大きい。

これと同じ効果をコンクリート構造物で期待するには、ある断面以上である必要から通常の擁壁の形状では、落石防止のため大きな高さが必要な場合は、擁壁だけで防止するとすれば、むしろ底面での断面が大きくなり、工費が高くなる。

理屈の上からは、 H_1 と H_2 の配分は必要な断面を考慮した場合の経済比較により決定されることになるが、落石の衝撃力等はまだ良く分っていないので実際は過去の施工例の多いもの、あるいは、施工後の実績が良かったものに近い形状の防止構が採用されることになる。

H が 3 m の場合は、擁壁 (H_1) は 2 m、ストンガード (H_2) は 1 m 程度が現状では妥当だと考えられる。

(参考文献)

1. 高速道路調査会「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書(日本道路公団委託)・昭和49年2月
2. 日本道路公団設計要領
3. 日本道路協会、「のり面と斜面安定工指針」昭和47年9月
4. 建設省河川砂防技術「(設計編、急傾斜地崩壊防止施設の設計(案))」

(急傾斜地崩壊研究室)

3-7 島における大気汚染について

(質問)

沖縄は島であるため、たえず海洋性の風が吹いている上、汚染された大気も少し移動すれば海上に出てしまう。また無風の状態であっても、周囲がすべて海であるため、温度の状況、気流の状況が本土などと比べ非常に異り、自動車排気ガスの大気中への拡散もより容易に行なわれると思われる。しかしながら、大気汚染、騒音、等について、沖縄の特色を加味した定量的な分析が必要と思われる。その方法について御教示願いたい。

(日本道路公団沖縄建設所)

(回答)

自動車から排出される汚染物質による大気汚染については、道路構造条件、交通条件、気象条件、地形条件などの条件が関係しており、その機構は複雑である。

図-1は、自動車排出ガスによる大気汚染の予測を行う場合の基本的なフローを示している。

自動車排出ガスによる大気汚染を現象の面から見ると次の三点が重要である。

- ① 自動車からの排出ガス量
- ② 自車および後続車による排出ガスの機械的なく拌混合

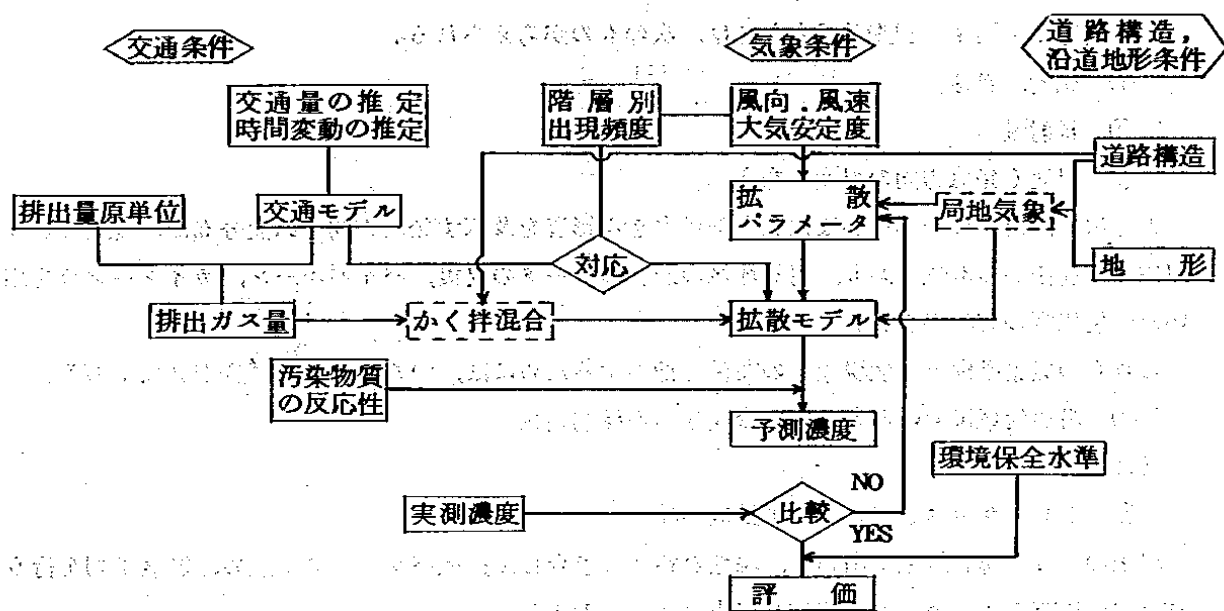


図-1 予測の基本フロー

③ 風等による移流, 拡散

1) 排出ガス量

自動車から排出される汚染物質の排出ガス量は, 車種, 使用燃料の種類, 走行状態, 縦断勾配等の道路構造, 交通量などによって異なり, 汚染物質の排出特性は, それぞれ, それらの影響が異なっている。

2) かく拌混合

自動車からの排気管などから排出された排出ガスは, 自車および後続車の走行時の空気のかく拌により, 車道およびその近傍で機械的にかく拌混合されて, 大気中に希釈される。この現象は, 車種, 走行速度, 交通量などの交通条件のほか, 切土, 盛土, 車道巾員など道路構造の影響を受ける。

3) 移流, 拡散

かく拌混合された排出ガスの気塊は, 風により沿道地域に移流(送)され, その過程で拡散していく。道路近傍の局地的な移流拡散現象は, 一般風の風向, 風速の影響, 道路構造, 沿道地形による局地的な微気象の影響に大きく左右される。広域拡散を考えた場合, 鉛直温度分布等の大気安定度も大きな要素となる。

以上のような自動車排出ガスによる大気汚染の現象から考えて, ご質問の特殊な海洋性の気象を考へた大気汚染の現況把握および予測を行うことは, 主に移流拡散現象と気象条件との関係を十分把握することにあると考える。

海陸風の特徴としての, 海風, 陸風および海陸風の逆転期のなごなどの風の要素については, 気象データの長期的な資料収集または観測により, 実態を把握し, 一般的な予測の中に組込むことは可能である。¹⁾ しかし, 逆転層などの大気安定度に関する要素は, 現地の実測データを分析して, 拡散現象との関係を把握しておく必要がある。

大気安定度に関する調査項目としては、次のものが考えられる。

- ① 風向、風速
- ② 日射量
- ③ 温度（鉛直方向の温度分布）

とくに、沿道地域の局地的な大気汚染に大きな影響を及ぼす鉛直方向の温度分布は、高度 50 m 以内での逆転層の有無であり、周辺地域の既存のデータの収集、パイバルーン、カイトーン等を用いた気象観測の方法がある。

これらの気象条件と拡散現象との関係を把握するためには、つぎのような調査が必要である。

- ① 沿道地域における大気汚染濃度分布の長期観測

又は、

- ② トレーサガスを用いた現地拡散実験

以上のような調査結果を用いて、現地の特性に適合した拡散パラメータを求め、拡散予測を行うことが、現時点において最も適切な方法であると考ええる。

（参考文献）

- 1) 森 寛昭：自動車排出ガスによる大気汚染の予測方法，土木技術資料 19-8

（交通環境研究室）

3-8 針入度 40～60 の舗装用石油アスファルトの使用について

（質 問）

本県は太陽熱線の特に強い亜熱帯地域であり、夏場日中の路面温度はかなりの数値を呈している。近年上層路盤に瀝青安定処理等を用いた舗装が広く使われるようになってきましたが、表層基層のアスファルト舗装を考えると撓み舗装厚が厚くなり、時間経過と共に流動(?)を起し、不陸を招くと思いますが、針入度 40～60 の採用は如何か、土研の見解をお伺いしたい。

（沖縄県土木部南部土木事務所）

（回 答）

(I) アスファルト舗装の層の温度分布に関する調査研究例によれば、おおよそ次の傾向が得られている。

- 1) 気温 $\times 1.6$ が舗装表層の温度に近似する（図-1 参照）。
- 2) 気温 $\times 1.2$ が舗装基層の温度に近似する（図-2 参照）。
- 3) アスファルト層は表面に近いほど気温の影響を受けやすく、表面から遠ざかるにしたがって、受けにくくなる（図-3 参照）。
- 4) 舗装表面の温度 ($X^{\circ}\text{C}$) と層内最高温度 ($Y^{\circ}\text{C}$) との間には、 $Y=aX+b$ の関係がある。勾配 a は 20 cm 以上では、一定で 0.8 に収束する、20 cm 以下ではこれより大きくなり、薄層ほど層内温度変化が大きいといえる（図-4 参照）。

アスファルト舗装の塑性変形は、供用時最高温度において引き起こされる場合が多くそれは、

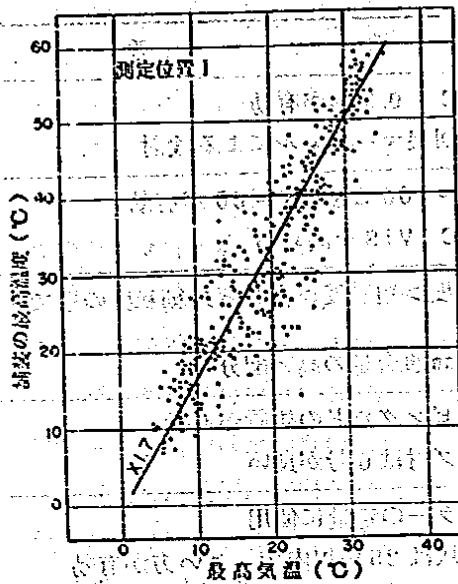


図-1 舗装表面の最高温度と最高気温

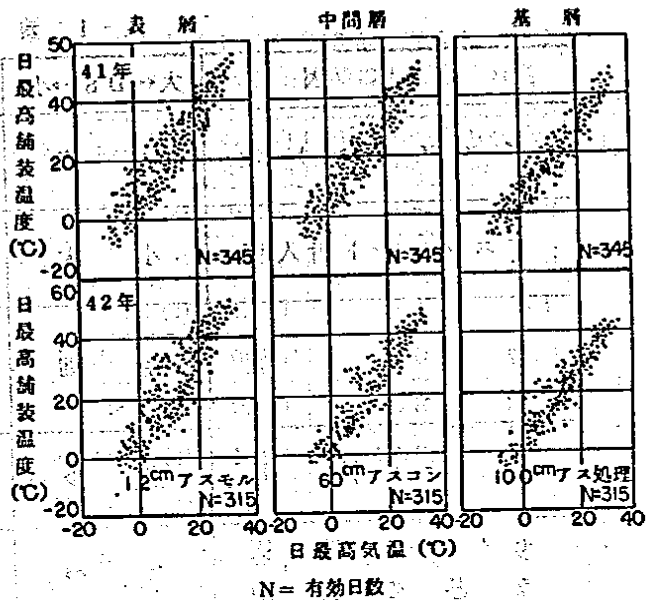


図-2 日最高気温と舗装体各層
日最高温度 (No.6 幕別)

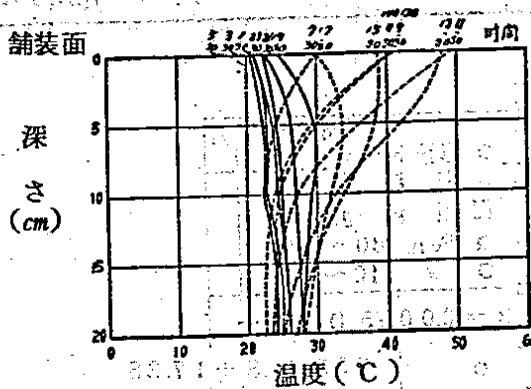


図-3 深さと温度

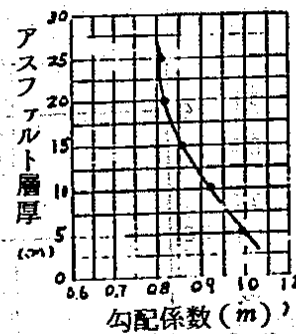


図-5 厚さと勾配係数

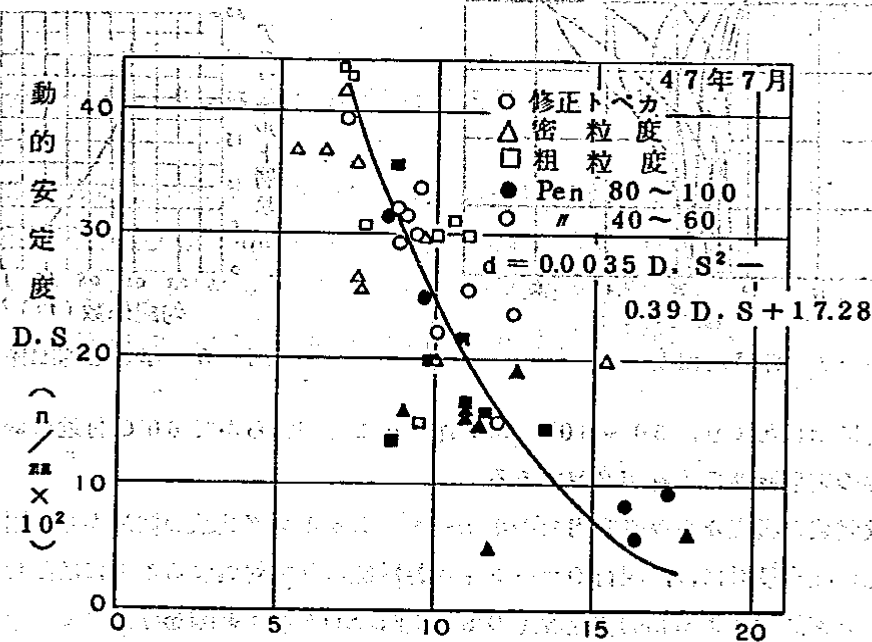
図-1 などに示したように $50 \sim 60^{\circ}\text{C}$ にも達することが明らかで 60°C 付近におけるアスファルト混合物の変形特性の改善が必要である。

- (2) 幕張試験舗装の調査ならびに室内でのホイールトラッキング試験の結果から、耐流動性を考慮した混合物の配合設計には、現行のマーシャル特性値のみで対処することには限界があり、ホイールトラッキング試験による動的安定度 (DS) (回/車) を増す要因を検討することが効果的である。DS を高める要因には表-1 がある。

動的安定度の目標値については定まったものはないが、幕張試験舗装の調査では、 45°C で実施したホイールトラッキング試験での DS と、わだち掘れ量の間には、図-5 に示す関係があり、累計大型車交通量 500 万台通過時 (C 交通で約 5 年経過) において許容できるわだち掘れ量 10 mm に相当する、2,500 (回/車) を提案しているので、これを目標とした配合、材料の検討が必要となる。要因表によれば材料の検討として針入度 $40 \sim 60$ のアスファルトの使用が効果的であるとしている。

表-1 要 因 表

要 因	大←D・S→小	備 考
アスファルト量	少 多	OAC - 0.3%が有効 75回突マージナルによる検討
アスファルト針入度	小 大	80~100より40~60が有効 60°C Visを高める
粒 度	粗 細	開粒度>粗粒度>密粒度>細粒度の順で有効 2.5mm通過量の高い配分
粗 骨 材 量	多 少	チップングなどの処置が有効 チップ材は6号が良い
セメント・消石灰 などの使用	多 少	フィラーの定量に使用 消石灰は25%以内で、多い方が有効
樹脂アスファルト ゴムの使用	多 少	NR, SBR, EVA, EEAなどをアスファルトに添加したアスファルトを使用する。



試験舗装わだち掘れ量 d (mm)
(累計大型車交通 5.0×10^6 台)における

図-5 D・Sとわだち掘れ量の関係

(3) 関東地方建設局では、昭和49年11月よりアスファルト舗装には、針入度40~60のアスファルトを使用することに踏切り、品質の暫定規格を定め、これを適用して現在にいたっている。ここでの調査結果として表-2が示されている。これによれば幕張試験舗装で施工された針入度80~100を使用した密粒度アスコンは、車線条件が同一である全層打換え4車線道路のわだ

ち掘れの変化率の約2倍に相当しており針入度40～60の効果が見えがえる。同表では修繕における1層オーバーレイ(粗粒度アスコン)の箇所のみ掘れ掘れの進行度合が最も大きく、次いで2層オーバーレイ(粗粒度アスコン、密粒度アスコン)および表層、基層の打換え箇所、最も少ないものは全層打換え(安定処理、基層、表層)の順位となっている。従って許される範囲で全層(安定処理、基層、表層)に、用いられれば掘れ掘れの危険はより低くなるといえる。

表-2 初年度における年間路面変形率と大型車50および100万台通過時のわだち掘れ量

工法および車線数	年間変形率	50万台通過時のわだち	100万台通過時のわだち
全層打換え(6)	0.24	2.6	3.2
" (4)	0.47	3.4	3.5
" (2)	1.10	6.3	8.0
2層打換え(2)	0.70	6.0	10.0
2層オーバーレイ(4)	0.90	7.8	11.0
1層オーバーレイ(2)	1.90	12.0	—
幕張試験舗装(4)	0.90*	4.0**	5.3**

注) *は、針入度80～100、**は、針入度40～60および80～100の平均を示す。

- (4) 舗装用石油アスファルトは現在のところ針入度(25℃)で分類されているが針入度よりむしろ舗装が供用され高温時のアスファルトのコンシステンシーを改善することが有効であることが明らかで60℃におけるアスファルトの粘度を高める検討が進められている。

60℃粘度は針入度40～60, 60～80, および80～100では、それぞれ3000～4000, 2000～3000, 1000～2000ポアズの範囲にある。日本アスファルト協会の重交通舗装用アスファルト研究会では、60℃粘度を14,000±4000ポアズとするセミブローンタイプのアスファルトを試作し、試験の結果、図-6～7の関係をj得ている。

図-6より、針入度が近似したアスファルトでも60℃粘度の差は非常に大きいことがわかりアスファルトのコンシステンシーは針入度表示より粘度表示の方が適確であることがわかる。

図-7より混合物のDSとアスファルトの60℃粘度の間には正相関が認められ同時に相関係数も高い。従ってアスファルトの60℃粘度を高めることがDSの改善に効果的であるといえる。

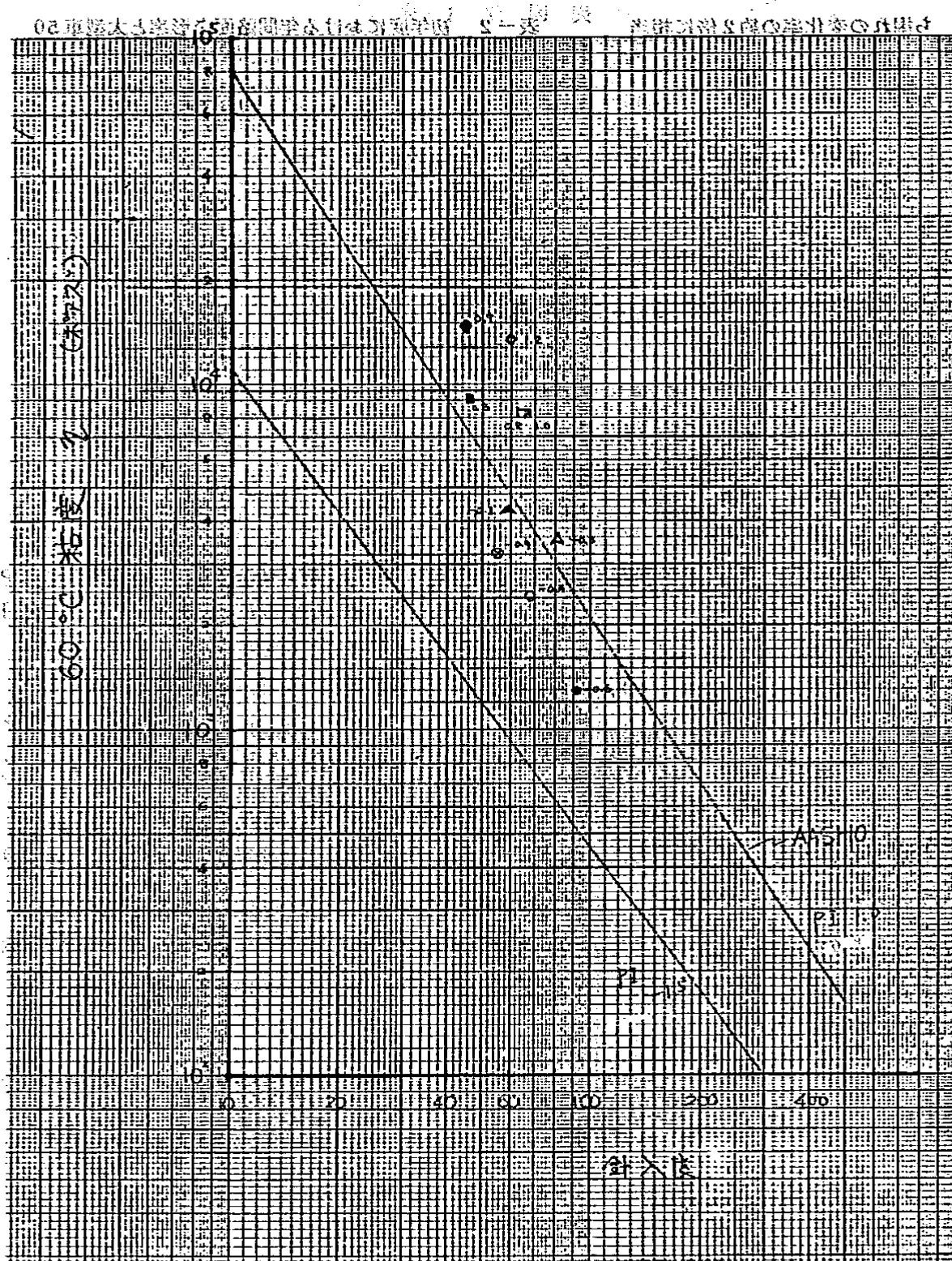
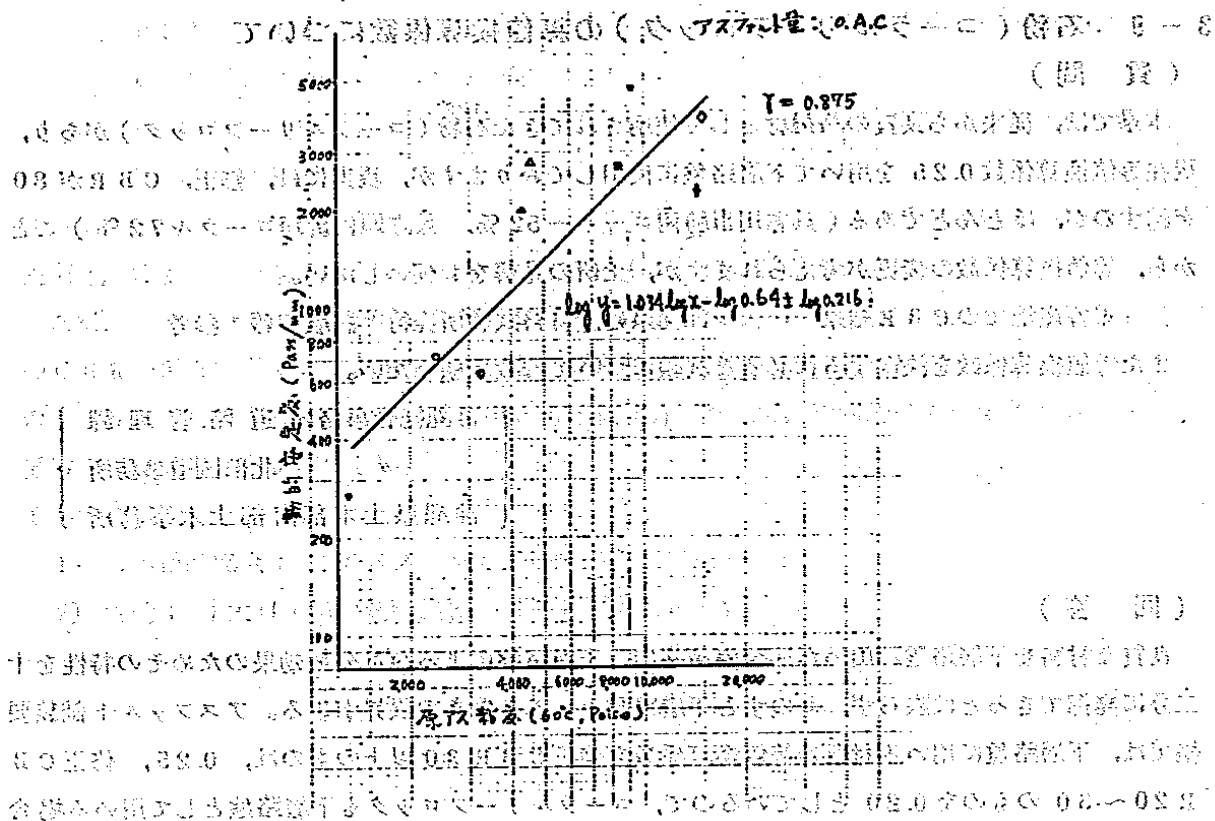


図-6 針入度と60°C粘度の関係



図一7. 動的安定度と60°C粘土（原アス）

(5) 結論的には、アスファルト舗装の表面から少なくとも深さ10cmまでは温度変化が大きく、この間に針入度40～60のアスファルトを使用することが望ましい。針入度40～60のアスファルトの60°C粘度は針入度80～100のものの2～3倍であるのが現状のようであり、針入度40～60の使用により混合物の動的安定度もほぼ2～3倍に増大する。その結果、実際道路でのわたち掘れはおおよそ1/2に低下するものと思われる。なお針入度40～60アスファルトの施工性は特に寒冷な時季以外は問題はなく、また幕張試験舗装における要因分析によればひびわれの発生に対する針入度の影響はほとんど認められていない。

（舗 装 研 究 室）

（参考文献）

- 1) 松野三朗：アスファルト舗装の温度について 土木技術資料 Vol.5. p.28～31
- 2) 太田昌昭他：北海道におけるアスファルト舗装の温度について
(1) 第23回建設省技術研究会報告 p.343～348
- 3) 秋山政敬：アスファルト舗装体の温度に関する調査研究
土木学会論文報告集 第246号 1976年2月
- 4) 舗装研究室：アスファルト混合物の配合設計，材料に関する幕張試験舗装および室内試験による研究 土木研究所資料 第923号 昭和49年3月
- 5) 小野 豊，窪田昭夫：わたち掘れ対策としての針入度40～60アスファルトの効果
舗装 Vol.12. No.8 1977.

3-9 石粉（コーラルリーフロック）の算値換算係数について

（質 問）

本県では、従来から良質の路盤材として使用されてきた石粉（コーラルリーフロック）があり、現在等値換算係数 0.25 を用いて下層路盤に使用しておりますが、現実には、修正 CBR が 80 を越すのが、ほとんどである（具志川市勝南コーリー 52 %、具志頭村新垣コーラル 72 %）ことから、等値換算係数の変更が考えられますが、土研の見解をお伺いしたい。

※各産地での CBR 結果……………沖縄県建設材料試験所発行「試験年報」参考
また等値換算係数を決定するに必要な試験について御教示願いたい。

沖縄総合事務局 道路管理課
" 北部国道事務所
沖縄県土木部南部土木事務所

（回 答）

良質な材料を下層路盤に用いた場合表層基層、上層路盤による荷重分散効果のためその特性を十二分に発揮できるとは限らず、おのずと下層路盤としての働きの限界がある。アスファルト舗装要綱では、下層路盤に用いる材料の等値換算係数を修正 CBR 30 以上のものは、0.25、修正 CBR 20～30 のものを 0.20 としているの、コーラルリーフロックも下層路盤として用いる場合はたとえ修正 CBR が 80 以上あってもこの規定に従えば 0.25 になる。

このことから、上層路盤にも使用できるような良質な材料を下層路盤に用いることは通常、経済的ではない。沖縄で産するコーラルリーフロックは、各種の試験結果によるとすりへり減量が 40 %前後、P.I は N.P. となる場合が多いようであるから修正 CBR が 80 以上の粒度分布の良好なものは上層路盤材料として、一応使用できるといえよう。但し、コーラルリーフの粗粒分は締固めの際、破碎されやすいため、路盤とアスコン層の境界面に細粒分の薄層が生じ、アスファルト表層が薄い場合には滑動することも考えられるので、重交通路線や勾配区間ではアスコン層を厚くするなどの配慮が必要であろう。

次に、等値換算係数の評価方法であるが、原則として試験舗装などの実交通に供した舗装の供用成績の結果により決定すべきものであろう。即ち直接的には舗設から構造破壊に至るまでの供用期間中の累積交通量 N と T_A との間には舗装要綱（付録-5）の式から次式が成立する。

$$T_A = \frac{35 * (N/10^6)^{0.16}}{CBR^{0.3}} \quad (1)$$

N : 供用期間中の 5 t 換算累積輪数

CBR : 路床の設計 CBR

N はひびわれ率 20 % に対応する累積交通量とすれば横戸試験舗装の解析からほぼ妥当な係数値がえられる。尚ひびわれ率の代りに P.S.I を用いるには次式から P.S.I を計算する。

$$PSI = 4.526 - 0.371\sqrt{C} - 0.518 \log \sigma - 0.174 D^2 \dots\dots\dots (2)$$

C : 舗装路面のひびわれ率 (%)

σ : 縦断プロファイルの基準線に対する 1.5 m 間隔毎にとった縦距の標準偏差 (mm)

D : わだち掘れ量 (cm)

従って、(1)式により決定した TA から、等値換算係数が既知の材料・工法を用いた各層の換算厚を差引き、残りの値を試験対象層の厚さで割ると、その材料の係数値が求まる。

ただ、このように単独の舗装構成から絶対的な TA を求め更に等値換算係数を求めた場合、路床の CBR の影響などにより誤差もあると思われるので、近接して、等値換算係数が全て既知の材料のみよりなる舗装を設け、その供用成績とも比較検討した上で、相対的に求めた TA から等値換算係数を決定することが望ましい。

(参考文献)

1) 日本道路協会：「アスファルト舗装要綱」(昭和 50 年版)

2) 安崎：「大日・横戸試験舗装の結果」 土木技術資料 Vol. 19 - 6 (1977 年)

(舗装研究室)