61.11.25
図書館

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2411号

土木研究所資料

近畿地建における一日土研資料

昭和61年11月12日(水)～11月13日(木)

建設省土木研究所

Copyright © 1986 by P. W. R. I.

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

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

土木研究所資料
第2411号1986年11月

近畿地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

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

キーワード：一日土研

目　　次

1. 埋込み杭の設計について …… 1
2. 地中埋設物等の探査手法について …… 2
3. コンクリート中の塩化物総量規制について …… 7
4. 杭頭部とフーチングの結合方法について …… 10
5. 既設鉄筋コンクリート構造物の継足部の構造について …… 10
6. アンカー工における初期緊張力（初期有効緊張力）の決定方法について …… 12
7. 斜面上に設ける土留杭としての深礎杭設計基準について …… 15
8. 共同溝周辺地盤の液状化対策について …… 15
9. 耐震性を考慮した共同溝のジョイント部の補修方法について …… 19
10. 表土の利用方法について …… 22
11. 玉石混り砂礫内への締切矢板打込工法の選定について …… 28
12. 洪積世の土質定数について …… 29
13. コンクリートの最大骨材寸法について …… 30
14. 石積・ブロック積擁壁の設計について …… 31
15. 現地における岩の軟硬判定基準について …… 35
16. 杭の周面摩擦力について …… 38
17. 鋼製柱の中詰コンクリートについて …… 39

目　　次

1. 浸透型流出抑制施設の特性とその効果について …… 45
2. 河川環境のキャパシティとニーズの客観的評価法について …… 51
3. フィルダムの耐震設計について …… 59
4. 軟弱地盤上の樋門，樋管の問題点について …… 60
5. 土石流対策の鋼製砂防ダムについて …… 69
6. 水位計の機種選定について …… 78
7. 湖底からの地下水湧出量の調査方法について …… 80
8. ランドサットデータを用いた水質測定について …… 83
9. 湖内水質改善のための河川の浄化手法について …… 87
10. 取水口付近の堆積土砂対策について …… 96
11. 計画河道における洪水追跡手法について …… 97
12. 越流式調節ゲートの低周波騒音について …… 98
13. 河川水の微量化学物質の監視について …… 100
14. 地すべりの警戒避難基準について …… 105
15. 河川をとりまく環境の変化に伴う計画河床の取扱いについて …… 106
16. 雨量観測所の代表性について …… 109
17. ダム貯水池周辺の地下水調査について …… 114
18. ダム貯水池部の高盛土構造物について …… 115
19. 洪水時の流木対策について …… 119
20. ダム湖の富栄養化対策について …… 120
21. 河道内における柳等の繁茂の抑制方法について …… 122
22. 砂防ダム基礎における地盤処理について …… 125
23. 地すべりの安定計算式について …… 126
24. ロックフィルダムのロック材料について …… 128
25. ダムにおける岩盤評価について …… 129
26. ダムの冷水・濁水対策について …… 132
27. ダムにおけるグラウトについて …… 135
28. ロックフィルダムの堤体管理について …… 136
29. コンクリートダムの安全管理について …… 137
30. ダム湖流入量の計算方法について …… 139
31. ダム湖の浸透水の影響を受けるトンネルの掘削について …… 140

32. 築堤土に適した土質材料について …… 144
33. 堤外地に残る水防林の水理的影響について …… 148
34. 養浜工の施工箇所に設置する排水管の構造について …… 153
35. 支川合流部における水理計算方法について …… 155
36. 河川の自浄係数の要因別標準値について …… 158
37. ブロック積み護岸等の水抜き排水管について …… 163
38. ダム用コンクリートの地域別耐久性について …… 167
39. 砂防ダムの基礎根入れ深及び前庭保護対策について …… 171
40. 風化岩盤の強度把握について …… 172
41. 放流設備の適正配置と堤体ブロック割りについて …… 174

目　　次

1. ガイドウェイバスシステムについて …… 177
2. トンネル内の変状調査と対策について …… 191
3. キャブの耐震設計について …… 197
4. 車両重量調査の最近の動向について …… 202
5. 床版の補修・補強・打換えについて …… 212
6. 橋桁架換時における仮橋の設計活荷重について …… 228
7. 発破によるトンネル掘削に伴う振動の低減策について …… 229
8. ＮＡＴＭ工法におけるロックボルト引抜試験について …… 233
9. のり面における転石等の対策について …… 234
10. トンネル坑口周辺における騒音予測と対策について …… 239
11. 針入度40～60のストレートアスファルトの使用について …… 242
12. 散水融雪設備の降雪量に応じた散水量調節システムについて …… 245
13. 軟弱路床の改良における低減厚について …… 247
14. 鋼床版上の舗装構成について …… 248
15. 路面復旧工事等における品質管理について …… 255
16. 平板載荷試験による支持力管理について …… 258
17. 盛土材の品質管理方法について …… 259
18. 水硬性粒調スラグの下層使用時のＴＡの評価について …… 260
19. ＰＣ連続桁橋における防水層の設置について …… 261
20. ハンプ等による交通抑制手法について …… 265

共－１　埋込み杭の設計について

（質問）

近年建設工事に伴う騒音・振動等の配慮から，市街地や住居地近くでの杭打ちについても，これを考慮した工法の採用が必要となっている。既製杭の施工については，道路橋示方書（Ⅳ編）で『打ち込み杭工法あるいは，中掘り杭工法によるものとする』と規定されている。本府でも騒音・振動を考慮した場合の既製杭の施工については，中掘り杭工法を多く使用していますが，プレボーリング工法の使用についても今後検討して行きたいと考えています。そこで，本工法の採用の可否並びに採用可の場合の設計支持力の算定法を教示願いたい。　　（大阪国道工事々務所，京都府）

（回答）

ここ数年来，社会の環境問題への関心が高まるにつれて，構造物基礎の施工法の選択も大きく環境条件に支配されるようになってきた。表－１は昭和51～52年および昭和60～61年に実施された構造物基礎の形式選定調査の結果を抜粋したものである。これによると，この９年間に打ち込み杭工法の採用割合が13%減少しているのに対し，埋込み杭工法の採用割合は２倍にと，飛躍的に増加しているのがわかる。また，場所打ち杭の使用状況も全体の４割という高い比率を占めており，場所打ち杭，埋込み杭等に代表される低騒音，低振動工法の使用比率が，今後とも上昇傾向を継続しつづけるのは必至であると思われる。

表－１　工法別使用実績件数

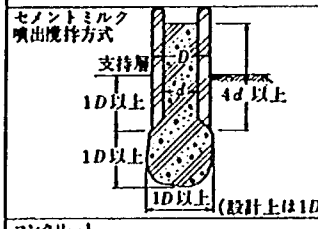
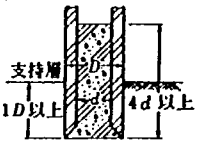
(%)

		５１年度		６０年度	
打ち込み杭		559 (40.5)		554 (27.8)	
埋込み杭	中掘り杭	61 (4.4)	86 (6.2)	201 (10.1)	254 (12.7)
	プレボーリング	24 (1.7)		37 (1.9)	
	その他	1 (0.1)		16 (0.8)	
場所打ち杭		620 (44.9)		877 (43.9)	
深礎杭		96 (6.9)		272 (13.6)	
その他		21 (1.5)		39 (2.0)	
計		1382		1996	

一般に杭工法は打ち込み杭工法，場所打ち杭工法，埋込み杭工法に分類することができるが，これらの支持力特性は工法の違いにより大きく異なる。打ち込み杭工法が地盤を締め固めながら杭を設置する工法であるのに対し，場所打ち杭工法や埋込み杭工法において杭は地盤を除去した後に設置される。したがって，場所打ち杭や埋込み杭では，打ち込み杭のように大きな先端支持力が期待できない。さらに既成杭を用いて施工される埋込み杭では，場所打ち杭のように杭周面を地盤に密着した構造に保つことが困難であるため，どうしても地盤を緩める結果となる。換言すれば，このような施工に伴う地盤の緩みをどれだけ押え，支持力を確保することができるかが，埋込み杭が構造物の基礎として数多く採用されるかどうかのポイントであるとも言える。実際，中掘り杭工法は地盤と杭周

面をできるだけ密着して施工することにより，地盤の緩みを最小限に押えようとして開発された工法であり，プレボーリング工法は，拡大掘りした空隙と杭との間を充てんすることにより，安定した周面摩擦を確保することを主眼として提案された工法である。

表－2　中掘り杭工法によるプレストレストコンクリート杭の先端支持力度

先端処理方法	先端支持力度の算定法
打込み工法 （最終打止め管理）	打込みぐいの算定法を適用する。
セメントミルク噴出攪拌方式 	先端支持力度（t/m²） $q_d=\begin{cases}10N\ (\leq 400) & \text{砂層}\\ 15N\ (\leq 600) & \text{砂れき層}\end{cases}$ ここに，N：くい先端位置のN値
コンクリート打設方式 	場所打ちぐいの先端支持力度を適用する。

現在中掘り杭工法に関しては，表－2に示すように，3種類の先端処理方法が道路橋示方書（Ⅳ編）に規定されており，施工実績も年々増加している。一方，プレボーリング工法については，その工法が多岐に渡っており，各々の工法による支持力特性もそれぞれ異なっているため，一律に設計の標準化を図ることは，現段階では困難である。したがって，既製杭の低騒音・低振動工法としては，既に支持力が規定されている中掘り杭工法等により対処して行くことが望ましい。ただし，構造物の重要性等を配慮した上で，止むを得ずプレボーリング工法による施工を行う必要が生じた場合には，杭周辺や先端地盤の緩み，施工法の違いによる支持力特性等を考慮し，十分な支持力評価の検討をする必要がある。（できれば載荷試験等により支持力の確認を行うのが望ましい。）

（基礎研究室）

共－2　地中埋設物等の探査手法について

（質問）

電力線・電話線の地中埋設化等の市街地での土木工事においては，施工に先立ち既設の上下水道管，ガス管等の埋設位置の適確な把握が必要となる。一般にこれらの調査は占有者からの申請書類，試掘等によってなされるが，必ずしも完全に把握し切れず工事の進捗に大きく影響することがあり，迅速かつ確実な埋設物の探査技術の開発が望まれている。

また，古くより道路舗装下，河川護岸下の空洞等の欠陥部を非破壊で迅速に発見することの可能な物理探査手法に関する要望も強いため，これら浅層部の探査技術の現状について教示願いたい。

（近畿技術事務所）

（回答）

地中あるいは構造物中の状況を把握する最も確実な方法は，試掘，あるいはボーリングとボアホールカメラの利用など直接探査による方法であることは言うまでもない。しかし，上述の方法は非破壊でない点，能率の問題等により適用範囲に制約を受けるため，これに代わる方法として各種の物理探査手法あるいは非破壊検査手法の適用が試られてきた。ここでは，土木分野で主に利用されるこれら探査手法の概要と，地中空洞部，埋設管等の探査への利用について説明する。

1. 主な物理探査・非破壊検査手法

物理探査手法は，元来，模模の大きな地層や地下資源などマクロな探査を目的として開発されたものであり，これに対し非破壊検査手法は，コンクリートや鋼構造物の内部欠陥などミクロな検査を目的として開発され発展してきたものである。これらのうち土木分野で利用される主な手法は表－1に示す通りである。

(1) 機械的波動によるもの

この方法は，探査対象内へ向けて弾性波や超音波等の機械的波動を発信し内部の境界層（機械的インピーダンスが異なる層）などでの反射波を捉える，あるいはその伝播速度を測定することにより内部状況を探るものである。弾性波によるものが主として地質探査などの深層探査用であるのに対し，超音波によるものは金属，コンクリート等の内部欠陥部の検査用である。地質調査用として用いる場合，表面が固い物体，例えばコンクリートなどで覆われている場所では適用が不可能である。

(2) 音響・振動によるもの

ハンマ等により表面を打撃した時に発生する音響あるいは測定対象物の振動の波形をスペクトル解析し，表面直下の状況を推定するという方法であり，主にタイルや薄型ブロックの剥離，浮き上がりの検知に用いられるが，埋設物や地層の調査には適用できない。

(3) 電気的波動によるもの

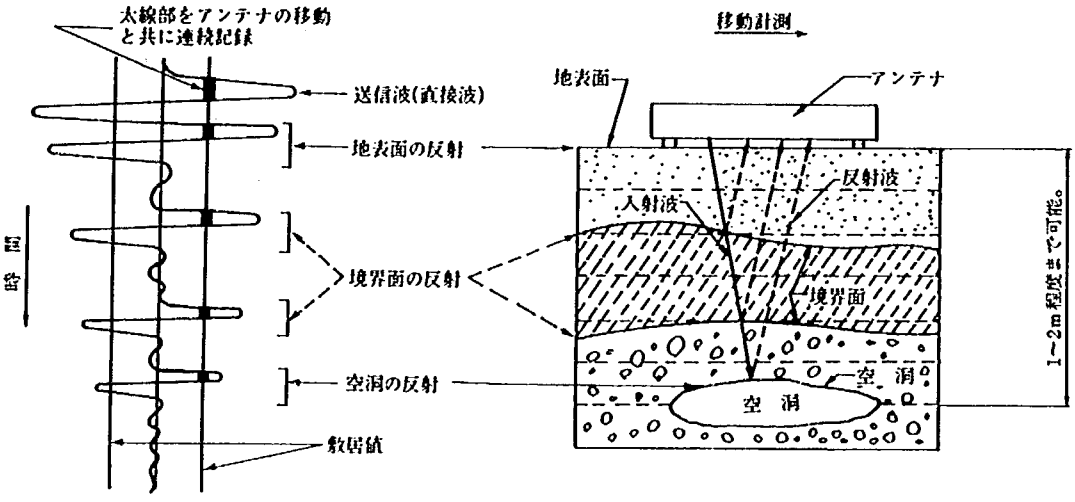
電磁パルス波を地中に向けて発信し，境界層（誘電率が異なる層）などでの反射波を捉え，二次元画像化する方法であり，比較的新しい技術である（図－1参照）。2～4 mより浅い部分の埋設物件等の調査に用いられている。パルスの中心周波数を変えることにより探査探度や精度をある程度変えることができる。なお，表面が金属，例えば密な鉄筋などで覆われている場合，および含水比の非常に高い場所では適用が不可能である。

(4) 電流等によるもの

この手法は地面に直接電極を接地し電圧をかけ，周辺の地表面の電位分布を測定し地中の等電位面を求めることにより，地中の導電率の分布を推定し，地下構造を探ろうとするものであり，廃鉱の坑道跡や水脈などの調査に使用されている（比抵抗法）。他に特別な場合として，予め存

表－1　主な物理探査手法と浅層埋設物探査への利用

区分	探査手法	接触非接触の別	手法の概要	浅層埋設物等の探査への適用上の問題点	使用例
機械的波動による	弾性波反射法	接	地面を打撃することにより生じた弾性波の地層境界面等からの反射波を捉え，測線×深度の二次元画面として表示する。深層探査用。	1m程度以浅不可。コンクリート下，ブロック下は不可。	地層・地質探査（深層）
	弾性波速度法	接	地面に設置した発信機より種々の周波数の連続断性波を発信し，その伝播速度から，地中の状況を推測する。境界層があれば，伝播速度が大きく異なる。	コンクリート下，ブロック下は困難。ピックアップ設置に多大な時間を要す。	地層・地質探査（比較的浅層）大型埋設物件探査
	超音波反射法	接	超音波発信機より探査対象に超音波を発信し，欠陥部等からの反射波を捉える。小さな部材の探傷試験用。	地中探査は不可。	コンクリート・鋼構造物の内部欠陥探査
音響・振動による	音響法	接	舗装面，ブロック面等を打撃しその際発生する音響をスペクトル分析し，表層直下の状況を推定する。	護岸ブロックの浮き上がり等判別できる場合があるが，一般に適用困難。	薄型ブロック等のはく離検知
	振動法	接	舗装面，ブロック面等を打撃しその際発生する振動をスペクトル分析し，表層直下の状況を推定する。	同上	同上
電気的波動による	電磁波反射法	非	地中レーダより電磁パルスを発信し，地中の埋設物，境界層等からの反射波を捉え，測線×深度の二次元画面としてリアルタイムで表示できる。	鉄筋の影響が大きい。地下水位以深は不可。	地層・地質探査（2m程度以浅）埋設物・空洞の検知
電流等による	比抵抗法	接	地面に接地した電極より電位を印加し，周囲の電位の分布より地中の等電位面を推測することにより地中の構造を推定する。	分解能不足。	坑道探査水脈探査
	電磁誘導法	接	金属管の一端より交流電流を流し，金属管に沿って形成された磁界を地表より，検知することにより，金属管の位置を探査する。	金属管探査に限る。事前に存在が予想されるものに限る。	金属埋設管の探査
放射線による	熱赤外線法	非	地面，構造物等より放射される熱赤外線を熱赤外線カメラで撮影し，その熱影像より表面直下の状況を推定する。	精度不足。埋設管に関する実積なし。	空洞部の検知はく離検知
	γ線法	非	自然界に存在する微量のγ線放射量を平面的に測定し，資源，鉱脈，断層などの存在を予測する。	データ等が少ない（開発中）	資源探査鉱脈探査
	ラジオ・アイソトープ法	接	RI線源から放射されるγ線の透過量により，地表近傍の密度変化等を測定する。	構造物に穴をあける必要がある。埋設管に関する実績無し。	密度，含水比の測定

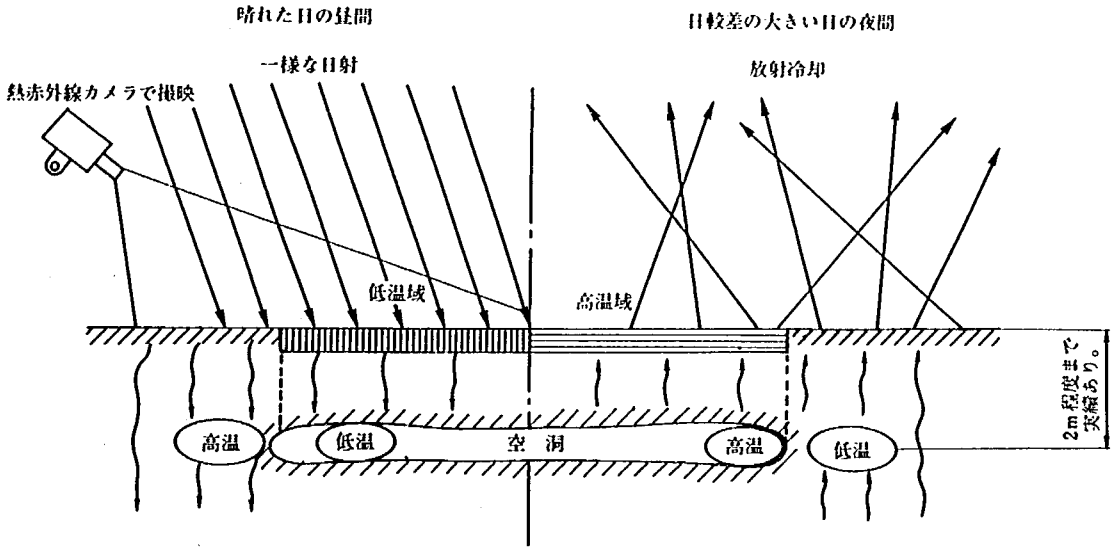


図－1　電磁波反射法の原理

在が確認されている埋設金属管の一端から交流電流を流し，金属管に沿って形成された磁界を検出することにより埋設位置を確定するという手法（電磁誘導法）もある。

(5) 放射線によるもの

自然界に存在する放射線，例えば最も一般的なものでは熱赤外線の放射量を熱赤外線カメラで撮影し，その影像（地表面等の微少な温度差に対応する）から表面下の状況を推定するという方法（図－２参照），あるいは，地中に蓄積された極めて微量の放射性物質が放射するガンマ線量を計測し地中の状況を推定する方法などがある。前者はコンクリート吹付面などの剥離，地中の空洞の検知に，後者は鉱脈，断層などの探査に用いられている。



図－２　熱赤外線影像法の原理

2. 浅層探査の現状

前段では土木分野で利用されている主な物理探査手法を紹介したが，ここで御質問の趣旨に沿って浅層部の空洞等欠陥部の探査および埋設管等埋設物の探査技術について説明する。

(1) 空洞部の探査

浅層部（2 m 程度以浅）にある空洞，欠陥部の探査には，表－1に示す各種探査手法のうち弾性波速度法，電磁波反射法，熱赤外線法の適用が考えられる。

このうち弾性波速度法については，測定機器の設置，測定，解析に多大な時間を要し，道路交通等からの振動の影響を受けやすいうえ，コンクリート舗装およびブロック下の探査は非常に困難であるという欠点を有するが，径50 cm 程度以上の大きさの空洞部の位置をかなり正確に検知することができる。

電磁波反射法については，鉄筋の影響によりコンクリート舗装下の調査には不向きであるが，アスファルト舗装下，土構造物中の径50 cm 以上の空洞については迅速かつかなり正確に検知することが可能である。なお，護岸ブロック下の空洞については，現場条件により性能が大きく左右される。また，含水比の高い地盤での検知は非常に困難となる。

熱赤外線法は，コンクリート下，アスファルト下を問わず非常に迅速に空洞を検知できるが，深さに関する情報が得られない点，平面的位置の推測も若干あいまいになる点，一様な日射が得られる地点の調査に限定される場合がある点などに注意を要する。

他に，振動法，音響法，比抵抗法の空洞等の検知への利用を試た試験例が報告[1]されているが，いずれも実用的な段階へは至っていない。

なお，建設省では昭和60年度建設技術評価の対象技術として「舗装路面下等の空洞検知装置」を採り上げ評価を実施した。同技術評価の対象となった手法は，電磁波反射法3件，熱赤外線法2件であった。これら手法の性能等詳細については，評価書「建技評第85301～5号」に試験結果と併わせて報告されているので参考とされたい。[2]

(2) 埋設物等の探査

ケーブル類，配管類等を中心とした道路下の埋設物の探査については，表－1のうち弾性波速度法，電磁波反射法，電磁誘導法の利用が有望視される。このうち電磁誘導法については金属埋設管探査用として古くから実用化され，各電力，ガス会社，NTTなどでも使用実績が多い。これに対し弾性波速度法，電磁波反射法は，その手法自体が新しい技術であり，現在も調査研究が進められているところである。特に電磁波反射法については，各ガス会社，NTT等において，埋設管検知への適用性が調査されており，最適周波数の検討，ノイズ処理技術の開発等が課題となっている。

御質問者の近畿技術事務所で実施された上記探査手法の埋設管探査への適用性に関する調査[4]は，これら手法の性能を体系的に相互比較した貴重な資料であり，今後の活用が期待されるとこ

ろであるが，同調査でも結論付けられている通り各手法とも一長一短があり，現状では他に決定的な手法は無いと考えられる。従って，電磁誘導法と電磁波反射法を組み合わせ，両者の長所を生かした探査を実施する等の方式によらざるを得ないものといえる。

(3) ま と め

以上，一般的な物理探査手法について簡単に述べてきたが，これら手法は機械的インピーダンスの差，誘電率の差，熱容量の差などの対象物のもつ種々の物理特性のうちからある一種の特性のみを間接的に捉えているに過ぎず，あくまで間接的手法であり，試掘等による直接法にまさるものは無いことを念頭に置いて利用しなければならない。すなわち，その存在が予想されるものの位置を特定する目的には物理探査手法は非常に有用な手法であるが（探査不能の場合は試掘等により目的は達成される），機械施工に先立ち障害物の無いことを確認する目的等への使用には現状の技術水準ではかなり危険が大きいという点に注意を払いつつ利用計画を立てる必要がある。

（参考文献）

1) 堤防空洞化調査／北陸地方建設局黒部工事々務所／57年３月
2) 舗装路面下の空洞検知装置の開発／建技評第85301～85305号／61年８月
3) 樋下，多田，豊田／土木構造物の空洞探査機械に関する調査試験／建設機械開発調査費報告（土研）／60年５月，61年５月
4) 横江，脇本／キャブシステム施工に伴う地下埋設物探査手法について／管内技術研究発表会論文集（近畿）／61年７月

（機械研究室）

共－３　コンクリート中の塩化物総量規制について

（質問）

本府では，生コンクリートには海砂を使用していませんが，昭和62年４月１日より塩化物の総量規制が実施されるにあたり，海砂を使用しない生コンクリートの塩化物による影響並びに塩化物量測定の必要性について教示願いたい。　（京都府土木建築部指導検査課）

（回答）

昭和61年６月２日付，建設省技調発通達第285号『コンクリート中の塩化物総量規制について』および第286号『「コンクリート中の塩化物総量規制について」の運用について』により，土木構造物に使用されるコンクリートについては，塩化物総量規制が昭和62年４月１日より実施されることになったが，この通達の適用範囲については，同第285号通達別紙１において，「建設省が建設

する土木構造物に使用されるコンクリートおよびグラウトに適用する。ただし，仮設構造物のように長期の耐久性を期待しなくともよい場合は除く」と記述されており，海砂使用地域でのみ適用するのかどうかということは特に限定をしていない。つまり海砂を使用しないところでも塩化物を測定しなければならないのである。

このように塩化物規制を実施する区域を海砂の使用地域に限定しなかったのは次の理由による。

まず，フレッシュコンクリートの塩化物の供給源が海砂だけでなく，混和剤・練りまぜ水・セメントにも塩化物が含まれていることがあげられる。すなわち，混和剤の中のコンクリートの強度

表－1　塩化物量の試算例

ケースNo	ケース名	水セメント比	スランプ	単位量(kg/m³)			塩化物量(g/m³)				総塩化物量(g/m³)	規制値(g/m³)
				ｾﾒﾝﾄ	ｽﾗ	ﾐｽﾞ	ｾﾒﾝﾄ	ｽﾗ	ﾐｽﾞ	ｺﾝｸﾘｰﾄ		
1	RC標準型混和剤	50	8	330	874	165	33	530	33	83[4]	679	600
2	同　上	55	8	298	902	164	30	547	33	75[4]	685	
3	同　上	60	8	273	923	164	27	560	33	68[4]	688	
4	PC標準型混和剤	40	8	430	772	172	43	141*	34	108[4]	326	300
5	RC促進型混和剤	55	8	298	902	164	30	547	33	536[5]	1146	600

ただし塩化物量は、これまで規制値がある場合にはその値、それ以外は実態調査の最大値程度を用いた。
1)セメント→C×0.01(%)，　2)細骨材→S×0.1 ×0.607(%)，またはS×0.03×0.607　3)水→W×0.02(%)，
4)標準型混和剤→C×0.025(%)，　5)促進型混和剤→C×0.18(%)

を促進させるタイプのものには，促進効果を得るため多量の塩化カルシウム（$C_a C\ell_2$）を含むものがあり，その使用量によっては混和剤中の塩化物だけで，ほぼ規定値（鉄筋コンクリート）と同じ量の塩化物がフレッシュコンクリート中に混入されてしまう場合もありうる。（表－1，2，ケース5）

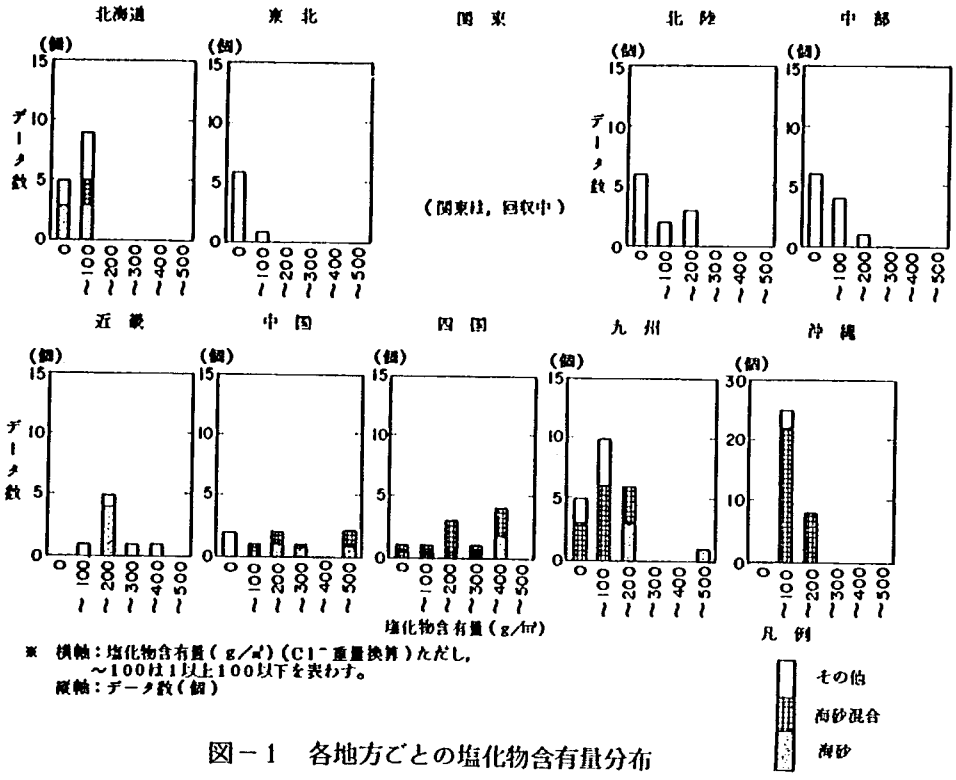
現に，昭和60年度に実施した省内技術管理業務コンクリート部会における生コン中の塩化物量の調査においても，促進タイプの混和剤を用いた例の中に，細骨材として山砂を用いたにもかかわらず，0.33 kg/m³ の塩化物が含まれているものがあった。（図－1）

また，昭和59年2月に省内で実施した内

表－2　化学混和剤の塩化物量

分類		コンクリート中のCl⁻(g/m³) 最大	最小	平均
AE剤	I	0.42	0.00	0.08
減水剤標準型	I	0.9	0.00	0.38
	II	4.5	2.4	3.35
	III	—	—	1.13
減水剤遅延型	I	0.24	0.00	0.09
AE減水剤標準型	I	0.9	0.00	0.37
	II	3.6	1.65	2.66
	III	107.25	77.92	89.9
AE減水剤遅延型	I	0.9	0.00	0.26
	II	4.33	1.5	3.57
AE減水剤促進型	I	—	—	1.30
	II	630	183	466

C＝300 kg/m³の時の値を示す。
コンクリート用化学混和剤協会調べ

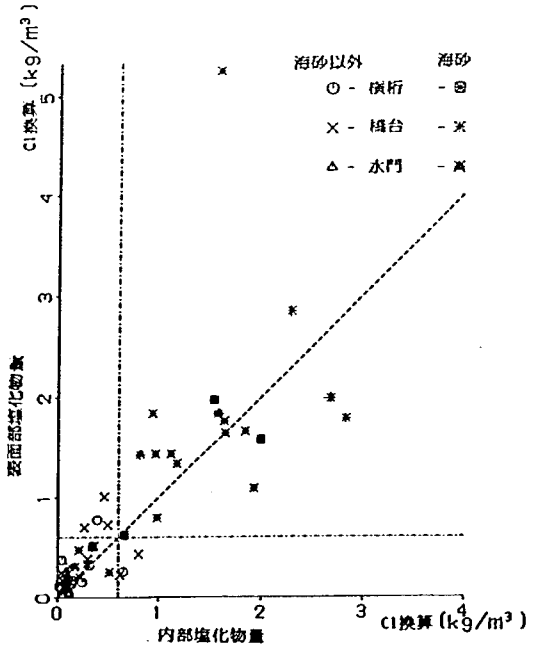


図－1　各地方ごとの塩化物含有量分布

陸部のコンクリート構造物に対するコア抜き調査の結果では，海砂を細骨材として用いなかったと思われる構造物において図－2中に示すように，規制値0.60 kg/m³を超える塩化物を含む構造物が発見されている。

以上のように，フレッシュコンクリート中の塩化物は海砂だけからもたらされるわけでなく，その他の材料からもたらされる量も，無視できないのである。

一方，建設省大臣官房技術調査室が，昭和59年6月に行った海砂使用に関するアンケートでは，京都府内で製造される生コンには，たしかに海砂が使用されていないようだが，近隣する府県の一部においては，大部分海砂を使用する工場もあることを考えると，京都府においてまったく海砂が用いられないという保証もない。これらのことを考えると，海砂の使用が一般に行われていないからといって，チェックを行わなくとも



図－2　表面部塩化物量と内部塩化物量の関係

良いと一般論的に言うことは出来ない。ただし，ある程度管理のデータが蓄積し，塩化物量は，一定の低いレベルに落ちついているようなことが明らかになった時点においては，技術的判断によりチェックの頻度を下げる等の工夫の余地はあると思う。　　（コンクリート研究室）

共－4　杭頭部とフーチングの結合方法について

（質問）

昭和61年2月26日付事務連絡「杭頭部とフーチングの結合部の設計について」の中で，方法Aと方法Bの二方法が指示されているが，それぞれ下記の点について教示願いたい。

1）方法Aの場合，フーチング主筋と補強筋を4段に配置することとなり，コンクリート，骨材が鉄筋の下に十分にまわらず，空隙を生じないか。

2）方法Bの場合，杭径がRC構造の杭頭部の耐力により決定され，杭種にかかわらず杭径が等しくなり，各杭の特色が生かされなくならないか。　　（和歌山工事々務所）

（回答）

1）方法Aの場合，フーチング下側主筋が杭によって切断され，補強筋を配置する必要があるため，鉄筋配置が4段となる。このため，質問のようにコンクリート，骨材が鉄筋下側にまわるかどうかが懸念されるので，配筋にあたっては道示「4.2.8配筋細目」にしたがって鉄筋間隔を十分にとるとともに，コンクリート打設を入念に行うようにしてもらいたい。このような設計・施工を行えば鉄筋下側に空隙を生じることはないと考えられる。

2）方法Bの場合，杭頭拘束モーメントに対しては，杭頭補強筋を主筋とする仮想RC断面で抵抗する設計となっている。したがって，補強鉄筋の径，配置が同じであれば，杭種が異なっても仮想RC断面の耐力は同じになる。しかし，仮想RC断面の耐力は，杭径が小さい，軸力に比べてモーメントが卓越するなど特殊な場合を除いて通常，杭体自身の耐力よりも大きいため，設計では杭体の耐力で決まることとなり，各杭の特色が生かされなくなることはないと考えられる。また，各杭の特色は杭頭部のみに生かされるのではなく，支持力，施工性等あらゆる面に生かされるのであるから，各杭の特色は十分に生かされるものと考えられる。　　（基礎研究室）

共－5　既設鉄筋コンクリート構造物の継足部の構造について

（質問）

高潮区間における特殊堤施工を行う際，既設特殊堤の上に嵩上を行う場合旧施設との接合を以下の方法で施工することが妥当であるか教示願いたい。

1. 旧コンクリート（鉄筋含む）とはさし筋で連結する。
2. 旧コンクリートとの接合面ははつり等を行いなじみを良くしてコンクリート接着剤を塗布したのち，コンクリートを打設する。　（大和川工事事務所）

（回答）

御質問にあるような，鉄筋コンクリート構造物の継足部の設計法で，現在のところ確立されたものはない。このため，接合法の最適な設計，施工法はその都度検討し，適当であると判断したものを使用する必要がある。問題とする特殊堤の詳細が，ここでは不明なので，鉄筋コンクリート構造物の継ぎ足しに関する一般的な考え方を示すこととする。まず，設計上考慮すべき項目をあげると次のようになると考えられる。

① 新しい構造物を含めた全体の構造物が受ける外力，自重等の力。
② それによって生ずる旧構造物，新構造物，接合面の曲げ，せん断，支圧等の応力
③ 地震力や，繰り返し荷重による疲労を考慮する必要のある場合には，それらに応じた許容応力度

一般の場合には，旧構造物の配筋の状態がしっかりしていれば，接合面に生じる応力がチェックのポイントになると考えられる。このため，これらの応力に耐えるような設計施工法を選択する必要がある。

逆に，旧構造物の耐力が不十分な場合や，配筋状態が不明の場合，劣化がみられる場合等には，それなりの対策が必要となるが，こうした場合の旧構造物の耐力の評価方法も確立されたものはなく，その都度，安全率等を検討することが必要になると考えられる。

文献[1]等を参考に一般論として配慮すべき事項を述べれば次のようになる。

① さし筋（新躯体の主鉄筋）の旧躯体への定着長は15φ以上とし，さし筋のために作った穴はエポキシ樹脂，無収縮セメント系グラウト等で充填する。
② さし筋（主鉄筋）の本数が非常に多い場合は穴をあけるよりも，はつって旧躯体の鉄筋を露出させ，コンクリートを打ち継いだ方が良い場合もある。
③ 定着する新躯体の鉄筋が用心鉄筋であれば，定着長は多少緩和することもできる。
④ 打継面が水平であり，かつ打ち足す厚さが15cm以上あれば，チッピングをして湿らせてから打ち足せば，接着剤は使用しなくてもよい。

さらに詳細な説明が必要であれば，旧躯体，新躯体の図面を示して直接問合わせていただきたい。

（参考文献）

1）土研資料第1828号　桁座拡幅標準設計（改訂案）

（コンクリート研究室）

共－6　アンカー工における初期緊張力（初期有効緊張力）の決定方法について

（質問）

斜面崩壊防止アンカー，地すべり抑止アンカー，仮設アンカー等の設計・計画段階及び現場で常に問題となるのが初期緊張力（初期有効緊張力）の決定である。各文献・指針によれば，「構造物の特性・岩盤の性質，使用目的等を考慮して決定するものとする」となっているが，各指針・文献でバラツキがあり，その範囲も大きい。現場で荷重計を設置してアンカー力の減少を測定し，再緊張することも考えられが，管理上のメンテナンスまたは経済的な理由から一般的ではないと思われる。以上のような問題を総括的に判断して土研としての統一見解を教示願いたい。

（大滝ダム工事事務所）

（回答）

アンカー工は道路法面の崩壊防止に用いる山留めアンカー，急傾斜地の擁壁の補強に用いる法面アンカーや地すべり防止対策の抑止工として用いる場合等があり，各々の場合においてその使用目的・効果は若干異なったものとなる。例えば，地すべり斜面と急傾斜地の崩壊とは一般に前者が地表傾斜25°以下で，すべり面に作用する間隙水圧の変化による緩慢な動きを呈するのに対し，後者は25°以上かつ集中豪雨等に起因し崩落速度は大きい。また，通常1件当りの対策規模も前者のほうが後者に比べ大きくなる。このような意味で，各々の文献・指針での初期緊張力の評価の仕方も対象とする土構造物によってはやや異なったものとなる。ここでは地すべり抑止工として用いられるアンカー工の場合について述べたい。

地すべり抑止工として用いられるアンカー工には次に示す3つの機能が考えられる。

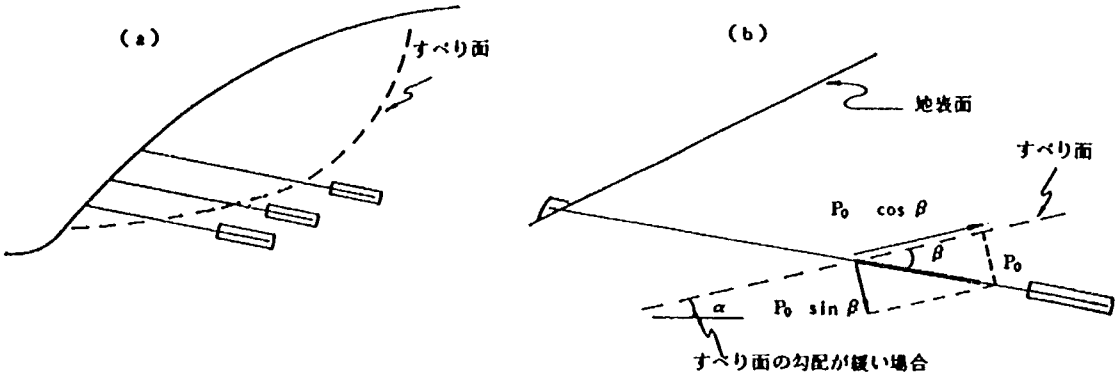
① すべり面に対する垂直力を増大させ，セン断抵抗力を増大させる……締めつけ機能

② 地すべり滑動を減殺する……引き止め機能

③ すべり面を縫い合せ，補強する……補強機能

これらの機能のうち引き止め機能を期待してのアンカー工は鋼材の引張り強さを利用して地すべり土塊が滑動しようとするのを引き止めるもので地すべり対策工としてはこの機能を期待して設計することが多い。この場合，図－1に示すように締めつけ効果である$P_0 \sin\beta$は小さく，安全側を考慮してこれを無視することが多い。図－1から明らかなように引き止め効果を期待するならば，同じアンカー力としてアンカーの打設角が水平に近い角度になる程，引き止め効果は大きくなるが，アンカーの自由長は長くなる。

アンカーの初期緊張は，一般にPC鋼材のレラクゼィション，岩盤（地すべり土塊）あるいは定着部岩盤内でのアンカー体と岩盤とのクリープが問題となり，アンカー設計荷重の30～60%を採用することが多い。また，アンカー長が前述のように長くなるために，引張り材としては鋼線が用いられる場合が多く，短い材料で得られた荷重一変形特性は異なることが予想される。したがって，



図－1　引き止め効果を期待する場合

現地で引き抜き試験を行う際に，クリープ試験を併用し変形量あるいは荷重減少程度を把握し初期緊張力の決定の際の参考資料とすることが大切である。アースアンカーの緊張力の経時変化に対する試験事例を表－1，図－2，図－4に示す。なお，図－3は砂岩・泥岩（第三紀）における結果

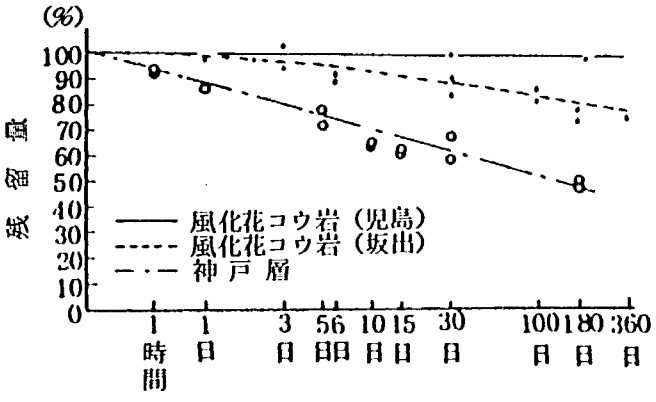
表－1　野口 功ほか「橋脚の岩盤定着に関する実験」1970より

	風化花コウ岩（児島）	風化花コウ岩（坂出）	神　戸　層
緊張力	60 t	40 t	10 t，20 t
押込長さ	7.7 m	6.6 m	5.0 m
測定期間	1日3日30日 6ケ月1年	3日6日30日100日 6ケ月1年	1h1日5日15日 30日6ケ月1年

地層＼経過年数	緊張時	1年後	10年後（推定）
神　戸　層	100％	40％	22％
風化花コウ岩（坂出）	100％	84％	70％
風化花コウ岩（児島）	100％	97％	93％

であり，図－2は風化花こう岩，図－4は凝灰岩質の粘性土より成る志和層（岩手県）での結果である。これらの結果が示すように，アンカーの緊張力の減少は対象とする地山の性状または緊張力によって大きく左右されることが理解できる。

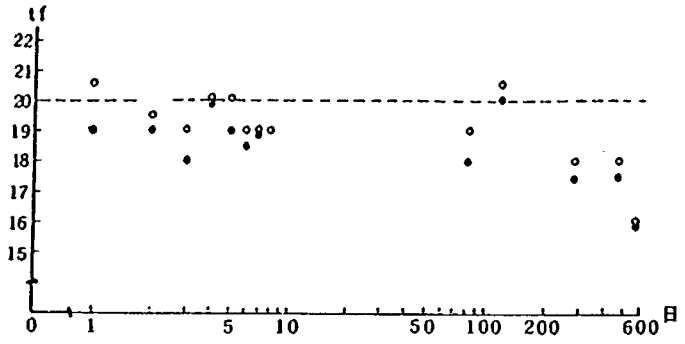
一方，地すべり対策工におけるアンカー工は杭工と同じように地すべり土塊が動き始めて，初めてアンカ



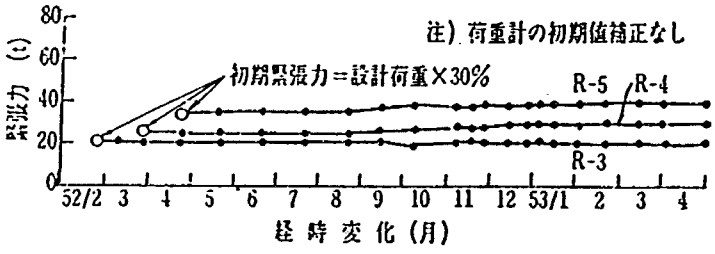
図－2　野口 功ほか「橋脚の岩盤定着に関する実験」1970より

ー力を発揮するものであり，杭工と異なる点は初期のプレストレスにより，鋼材の伸び（地すべり土塊では変位量）の少ない段階で抑止効果をあげられるというもので，この意味では初期緊張力は大きい程有利である。

以上より，より合理的に初期緊張力を決定しようとすれば，アンカー打設地点での現地試験に基づくアンカー耐力の減少を予測し，これを定めるといった方法が望まれる。例えば，図－2での事例を参考にすれば5～10日程度のクリープ試験を各荷重ごとに求め次式から長期耐力を予測する[5]といったことも一つの方法である。



図－3　アンカー緊張力変化測定結果
（アンカー工法に関する試験調査報告書，土研資料第1636号P38より）



図－4　アースアンカーの緊張力経時変化
（後藤ほか，土と基礎1979，No 2）

$$\tau_c = \frac{\tau_{c2} - \tau_{c1}}{\log t_2 - \log t_1} \cdot \log t \qquad \cdots\cdots(1)$$

τ_{c1}，τ_{c2}，τ_c：時間 t_1，t_2，t 経過のアンカー耐力

t_1，t_2，t　：経過時間

現時点では初期緊張力の決定には統一的な基準はなく各現場での地すべりの挙動あるいはそこでの地盤性状を考慮して定めており，設計荷重の30～60%の範囲で初期緊張力を決定しているのが実状である。この意味で，今後現場での経験の積み重ねや理論的検討がアンカーの初期緊張に関する問題に十分必要となるところである。

（参考文献）

1）中村浩之，地すべり防止対策アンカー工の設計　土木技術資料　26－9，1984

2）アンカー工に関する試験調査報告書　土木研究所資料　第1636号　砂防部急傾斜地崩壊研究室

3）山田邦光，アンカー工法の実状（I）　地すべり技術　1976，No 2

4）山田邦光，アンカー工法の実状（II）　地すべり技術　1976，No 3

5）後藤俊一他，永久構造物（擁壁）に用いたアースアンカー工法　土と基礎　1979，2

（地すべり研究室）

共－7　斜面上における深礎杭設計基準について

（質問）

土留め杭としての深礎杭の設計において，(1)設計地盤面の決定，(2)杭の最小間隔についてどのように考えたらよいか。また，ダム湛水の影響を受ける杭前面地盤の c，ϕ の変化についてどのように考えられているのか。

（大滝ダム工事事務所）

（回答）

斜面上の深礎杭の設計については，まず地盤面としての安定性が十分確保される位置を設計地盤面として設定する必要があり，「杭基礎設計便覧」では，円弧すべりによる斜面安定の検討を行い，円弧すべり安全率が常時 1.5 以上，地震時 1.2 以上を確保できる地盤面を設計地盤面としている。しかし，土留め杭として深礎杭を用いる場合は，「建設省河川砂防技術基準(案)」の抑止工として設計するのがよいと考えられ，計画安全率による検討をあわせて実施するのが望ましいと考えられる。次に，杭の配置間隔は計画安全率を得るのに必要な抑止力を１本あたりの杭の抑止力で除して，単位幅あたりに必要な本数より決定するが，一般的には中心間隔を２D以上としている例が多い。

ダム湛水によって発生する地すべりは最初のダム湛水時とその後の水位低下時に多い。この原因としては前者の場合は地下水の地盤内への侵入によるすべり面強度の低下，後者の場合はすべり面に作用する間隙水圧によるものと考えられている。一般に飽和土の地盤定数は，その地点での不かく乱資料の採取が可能な場合は非圧密または圧密非排水による三軸圧縮試験により求められるが地すべり地域では困難な場合が多い。このような場合は逆算法により地盤定数を求めることもあるが，水位変化による地盤定数の変化は未だ研究段階であり，明確な判断基準がないのが現状である。現段階階における安定計算は地すべり地盤の単位体積重量の変化はない，すべり面でのせん断強度定数の変化はない，各スライスの側面に作用する側方水圧は無視するが，スライスのすべり面に作用する間隙水圧は考慮するとして，水位降下時での計算を行う例が多い。

（基礎研究室）

共－8　「共同溝周辺地盤の液状化対策について」

（質問）

既設共同溝の液状化判定チェックの結果，不可の評価が出た箇所の浮上り対策を行うものとして，対策工法としてはどのようなものが有効であるのか，また対策工の程度・範囲はどのくらいを考えればよいのか教示願いたい。

（大阪国道工事事務所）

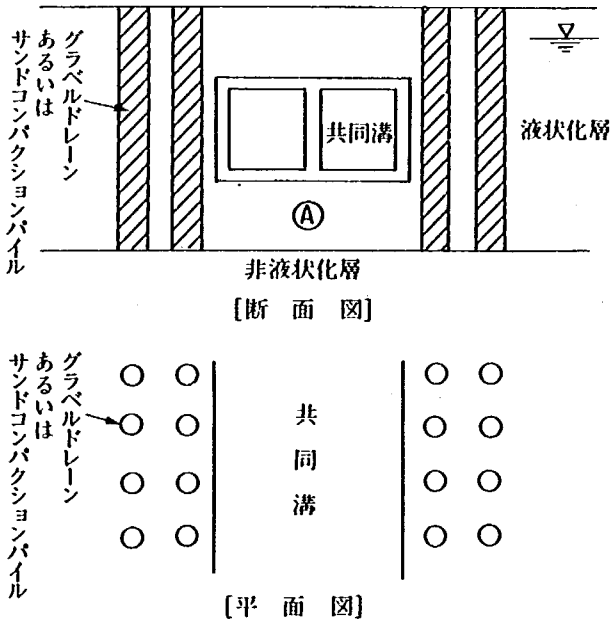
（回答）

昭和61年３月に「共同溝設計指針」（日本道路協会）が発刊され，その中で地震時に地盤が液状化するような場合には共同溝の浮上りに対する検討を行うことになっている。この指針は新設の共同溝に対して適用されるもので，既設の共同溝には適用されない。しかし既設の共同溝についても液状化による浮上りの被害が予想される地点においては何らかの対策を施すことが望ましい。

表－１　既設共同溝の液状化対策工法

路面からの工事が可能な場合	グラベルドレーン サンドコンパクションパイル 連続地中壁 矢板あるいはＨ鋼
共同溝内部からの工事が可能な場合	共同溝内部からの薬液注入 共同溝内部からのアンカー打設

共同溝が設置されている道路の幅員，交通量，道路沿いの土地の利用状況等によって実施可能な対策が違ってくる。表－１に現在の技術で可能と考えられる液状化対策工法を示す。グラベルドレーン工法とは砂層中に砕石の柱を設け，液状化時に発生する地盤中の間隙水圧を速かに消散させることによって液状化を防ぐ工法である。この工法は施工時に有害な騒音・振動をあまり出さないので都市部の施工に適している。サンドコンパクションパイル工法は砂層中に振動を加えながら砂杭を設け，地盤の締固めを行って液状化の発生を防ぐ工法である。この工法は施工時の騒音・振動が大きいので，都市部ではあまり用いられない。既設共同溝の液状化対策としてグラベルドレーン，サンドコンパクションパイルを打設する場合，図－１のような形になると思われる。液状化による共同溝の浮上りを防止するためには図－１のⒶの部分の地盤を改良するのが最も効果的であるが，後述の共同溝内部からの薬液注入以外の方法で既設共同溝直下の地盤を改良することは困難である。

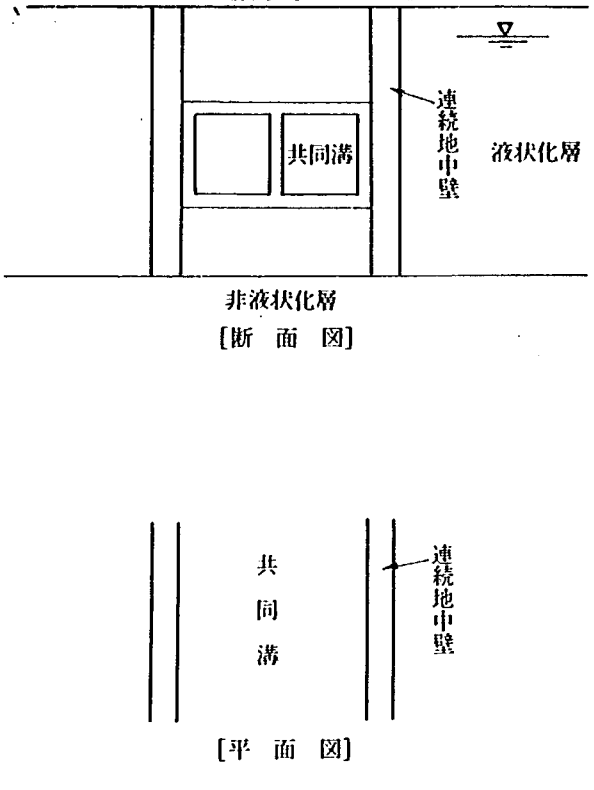


図－１　既設共同溝の液状化対策としてのグラベルドレーンあるいはサンドコンパクションパイルの配置

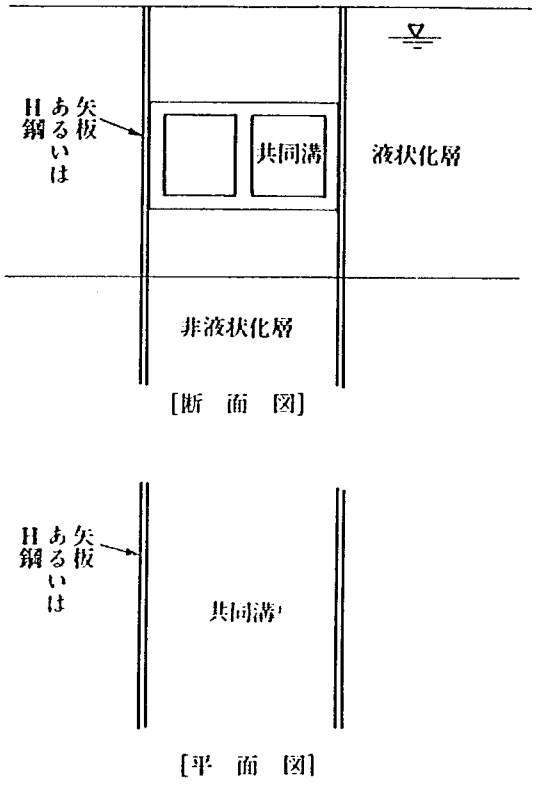
表－１の連続地中壁は共同溝直下の地盤の地震時のせん断変形を拘束して液状化の発生を防止し，また共同溝が浮上ろうとするときの周辺地盤からの水・砂の供給を遮断する効果をもっている。ま

た連続地中壁と既設共同溝を連結すれば，連続地中壁の重量および壁面まさつが浮上りに対する抵抗として働くので効果的である。図－２に既設共同溝の液状化対策としての連続地中壁の配置を示す。

矢板あるいはＨ鋼の打設は連続地中壁とほぼ同じ効果をもっていると考えられる。ただし矢板の剛性は連続地中壁程高くないので地盤のせん断変形を拘速する効果は連続地中壁より小さい。矢板あるいはＨ鋼を既設共同溝の液状化対策として用いる場合の配置を図－３に示す。なお矢板あるい



図－２　既設共同溝の液状化対策としての連続地中壁の配置



図－３　既設共同溝の液状化対策としての矢板あるいはＨ鋼の配置

はＨ鋼を図－３のような形で用いる場合には矢板あるいはＨ鋼を共同溝に連結しなければならないが，連結の方法については現場の条件を考慮した工夫が必要である。また共同溝の施工時に用いた矢板あるいはＨ鋼が埋め殺されている場合は，それらを利用することもできる。

共同溝が設置されている道路の交通量が多く，また沿道に家屋が密集している場合には地表面からの対策工の施工は困難である。その場合に，共同溝内部に空間的な余裕があれば，共同溝内部から薬液注入やアンカーの打設を行うことができる。

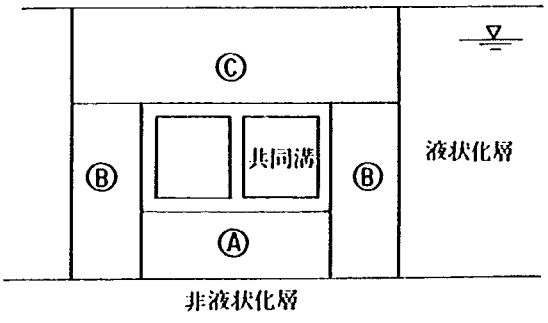
地盤に薬液注入を行って地盤を固化させると，地盤の剛性および密度が増大するので液状化防止

に効果がある。

共同溝内部から薬液注入を行う場合には小型の機械を用いて共同溝の壁あるいは底版に穴をあけ，地盤中に薬液を注入して地盤改良を行う。改良を行う範囲の優先順位は図－4のⒶ，Ⓑ，Ⓒの順である。液状化による共同溝の浮上りを防止するためにはⒶの部分の地盤改良を行うことが最も効果的である。

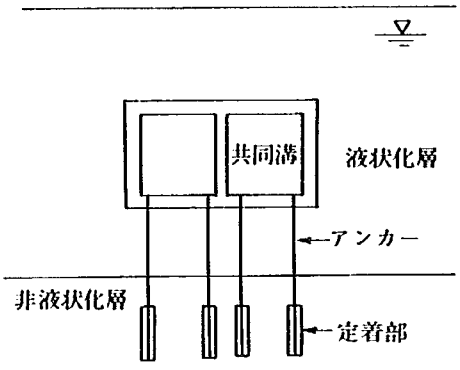
共同溝に図－5に示すようにアンカーを設置することは地盤の液状化の防止には役立たないが，液状化による共同溝の浮上り防止には効果があると考えられる。

以上述べた対策工法の実施例はまだないので，今後実際の施工に当っては現地の状況に応じた施工法の開発が必要であろう。

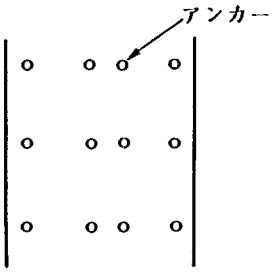


図－4　既設共同溝の内部から薬液注入を行う場合の改良範囲

地盤改良を液状化対策として行う場合の範囲をどのようにして決めるかということは一般に難しい問題であり，確立された方法がないのが現状である。それでたとえば土木研究所で行われた振動台実験[1),2)]および有限要素解析[3)]の結果等を参照されたい。



[断　面　図]



[平　面　図]

図－5　既設共同溝内部からアンカーを打設する場合の配置

（参考文献）

1）佐々木　康，谷口栄一，小笠原　久，三原正哉，“液状化時に半地下構造物に作用する揚圧力に対する砕石ドレーンの透水性の影響”，第19回土質工学研究発表会，昭和59年

2）森下　義，古賀泰之，谷口栄一，鷲田修三，“地盤の締固めによる半地下構造物の地震時浮上り対策”，第41回土木学会年次学術講演会，昭和61年

3）佐藤直樹，佐々木　康，谷口栄一，“地中構造物の液状化対策としてのグラベルドレーンに関

する有限要素解析," 第39回土木学会年次学術講演会，昭和59年

（動土質研究室）

共－9　耐震性を考慮した共同溝のジョイント部の補修方法について

（質問）

河川敷内の共同溝のジョイント部に施工後，段差が生じました。このため，後日，応急手当を行ったが，今後，地震等により破壊され多量の水が入り込む心配があります。

このため，補修方法としてカラーによる根巻きと可とう性ジョイントの採用のいずれが耐震的に適当か教示願いたい。

（兵庫国道工事々務所）

（回答）

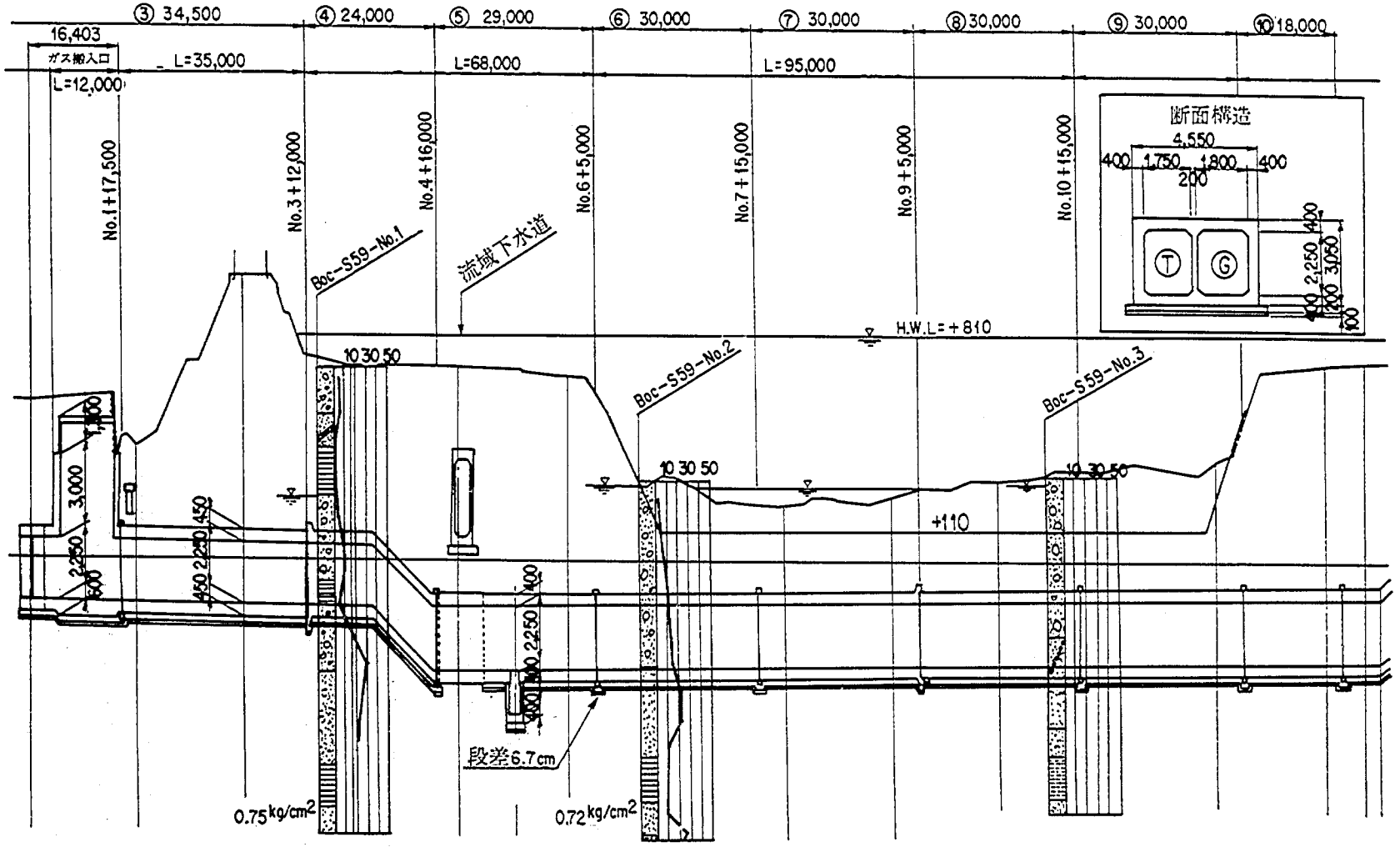
本件の場合には，ジョイント部の段差がどのような理由によって生じたか，また，今後も段差の進展があり得るかが基本的に重要な問題と考えられる。ただし，事務所における測量結果によれば，現在では段差の進展が一応終了しているということであるため，今後の段差の進展は無いものとして，以下耐震面からみた補修方法について示すこととする。したがって，万が一，今後も段差の進展が継続するような場合にはその原因および沈下対策について別途十分検討することが必要と考えられる。

まず，目地部に生じている現在の損傷状況であるが，測量結果によれば，目地段差は一番大きい箇所で6.7cmとなっている。一方，カラーと本体間の遊間は目地材分の2cm程度であることから，6.7cmの段差が生じたということはカラー自身も損傷を受けているものと推定される。

一般に，地震時に共同溝に生じる力は，地形・地盤条件の変化部あるいは構造条件の変化部において，こうした条件が一様な箇所に比べて相対的に大きくなる。段差が生じた箇所は堤防，洪水敷等により地表形状が大きく変化しており，また，伏越し部であることから構造的にも縦断方向の変化があり，地震時には大きな断面力が発生しやすい箇所に相当している。さらに，従来の地中構造物の震災経験によれば，地盤沈下等により常時に弱点となりやすい箇所は地震時にも，また，被害を受けやすいことが指摘されており，こうした面からも本箇所では地震に対して十分配慮しておくことが肝要である。

具体的な補強方法としてカラーによる根巻きと可とう性継手の2案が考えられているが，後者の方が適当ではないかと考えられる。この理由は以下の通りである。

1）共同溝指針では地盤条件変化部，共同溝の構造の変化部では原則として可とう性継手を用いるのが望ましいとしている。[1)] この理由は上述したように，このような箇所では地震時に共同溝に生じる断面力，相対変位が大きくなりやすく，これらをできる限り確実に低減，吸収するためには

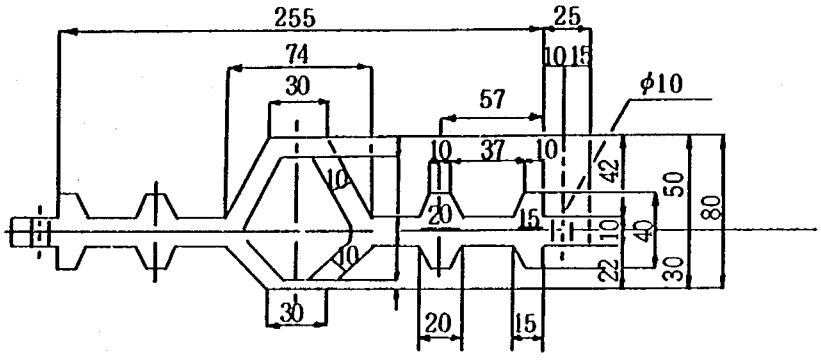


図－1　段差発生共同溝縦断図

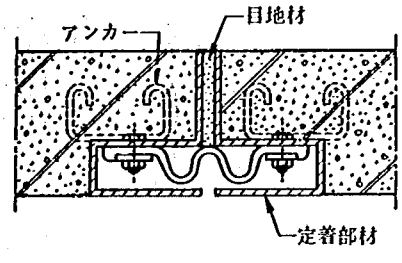
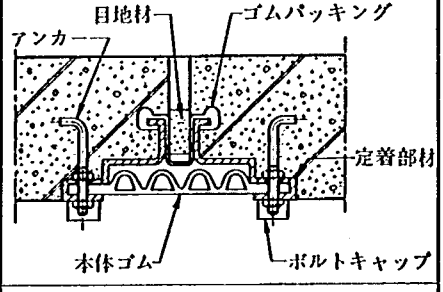
可とう性継手を設けることが望ましいためである。

2) カラーによる根巻きを行うためには地上から掘削を行わなければならず，また，底版下のカラーの損傷補修もしくは再施工は大がかりな工事にならざるを得ないと考えられる。これに対して，現在のところ本共同溝では占用物件がまだ設置されていないので共同溝内側からの工事が可能であり，目地部をはつり，適切な段差修正を行った上で可とう性継手を設置する方が，施工規模が小さくて済むと考えられる。

なお，可とう性継手にも各種のものがある。図－2は共同溝指針に示された可とう性継手である。また，更に大きな変位を確実に吸収し，内側からの施工が可能なものとして図－3に示す構造も参考になろう。[2)]



図－2　可とう性継手に用いる止水板の構造例[1)]

分　類	ゴ　ム　M　形	ゴ　ム　ベ　ロ　ー　ズ　形
概略構造		
変位主材質	M 形 ゴ ム	ゴ ム 蛇 腹
備　考	1. 工場で組立てのうえ，現場で所定の位置に取り付けられるため、比較的容易に完全な施工ができる。 2. ゴム蛇腹の特性で優れた可とう性を有し、大きな不同沈下を吸収でき、変位抵抗も小さい。	

図－3　代表的な可とう性継手の構造[2)]

（参考文献）

1） 日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年３月

2） 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説　－1981年版－

（耐震研究室）

共－10　表土の利用方法について

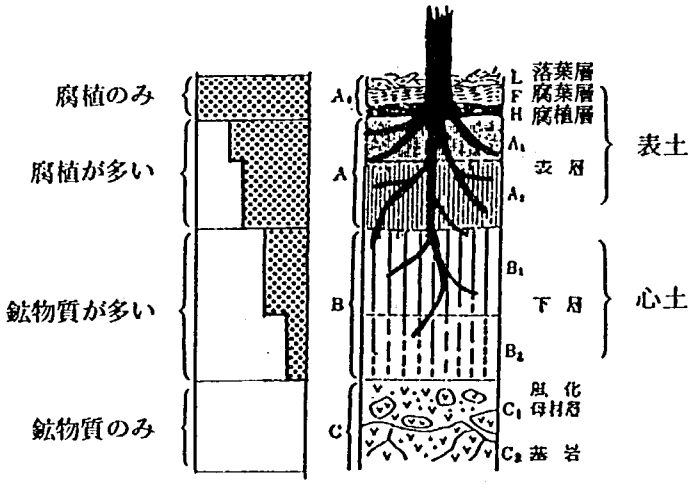
（質問）

土木工事で発生する田畑及び山林表土は，腐植に富んで植物の生育には大切な土であるが，土工上から見ると締固め等の点で不適である。よって，植物にとって大切な表土の現状はどうなっているか，現在植栽帯等に利用されている土は，山土（まさ土）に改良剤を20%混入したものが使用されており，樹木の成育には改良剤混入が全てでなく，表土の保全及び経済的効果も大なるものがあると考える。都市計画法（昭和50. 4. 1施工）でも表土の保全が規定されているので，土木工事で発生する表土を有効に活用すべきと考え，これらの関連性と実態及び活用事例等について教示願いたい。

（回答）

1. 表土とは

表土とは土壌断面（図－１参照）の最上位の層に与えられる名称である。表土は落葉や枯枝などの有機物が堆積した層（A$_0$層）と，これらの有機物が徐々に腐熟し分解されて腐植となり土壌中に混入した層（A層）からなり，長い年月をかけて集積されたもので（日本の森林土壌では200年に１cm程度），気候，植物，耕作など自然的および人為的影響を強く受ける層である。



図－１　土壌断面の模式図[1)に加筆]

また，通常表土の下の層を心土（または下層土）と呼ぶが，心土は表土に比べて腐植の含有量が低く，一般によりち密で硬いため，植物の根は高木を支える太い支持根は存在するものの養分の吸収をつかさどる吸収根はほとんど存在しない層である。

表土は土壌の色により腐植の含有量を概ね表－１のように区分している。一般に，表土として利

表－1　表土中の腐植含有量[1)]

腐植の含有状態	すこぶる富む	富　む	含　む	乏　し
土　色 （明度／彩度）	黒～黒褐 （1～2／1～2）	黒褐～暗褐 （2～3／2～3）	濁った色調を帯びる （3～4／3～4）	鮮明な色調 （4～8／4～8）
腐植量　（％）	20　以上	10～20	5～10	5未満

用するには5％以上の腐植を含むことが必要であるが，表－1に示す品質に達しない場合でもわずかな土壌改良で改善できる場合には欠亡状況に応じた改良材を投入し改善することも加能なので，改良してから利用することも行われている。

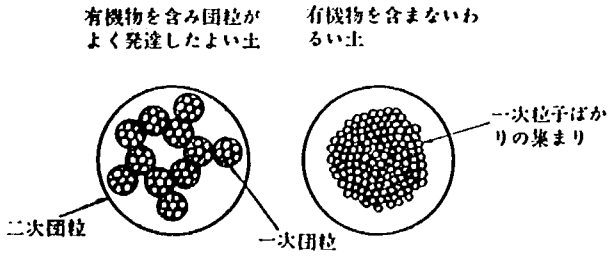
2. 表土の効果

植物の落枝・落葉および動物・微生物などの生物遺体（新鮮有機物）は土壌中の微生物によって分解され，さまざまな過程をへて最終的には窒素，リン酸，カリウムなどの無機物の形で植物に養分として再び利用（物質循環）される。

新鮮有機物の堆積，分解，あるいは分解に関与した微生物が新たに高分子化合物を合成する作業などは同時的に行われている。したがって土壌中には新鮮有機物，各種中間生成物，高分子化合物などさまざまな過程の各種有機物が存在することとなる。これらを総称して腐植（または土壌有機物）と呼んでいるが，植物にとって腐植の効果は多大であるので，以下にその要点を示す。

① 土壌の団粒化の促進

土壌粒子が結合あるいは集合しておらずひとつひとつがバラバラの状態で重なり合っていることを単粒構造という。これに対し，土壌粒子が結合しあい，これらが集合してさらに大きなかたまりを形成している状態を団粒構造という（図－2参照）。



土壌有機物が個々の粒子をまとめ(一次団粒)，それをさらにまとめている（二次団粒）ので，すき間が多くなり，空気や水が動きやすくなる。だから，よい土はふわふわとやわらかく，わるい土はコチコチしている

図－2　土壌の単粒構造と団粒構造[2)]

土が団粒化すると団粒の内部には保水性のある微細な毛管孔隙が形成されるとともに，排水性や通気性を高めるための大きな非毛管孔隙が形成される。したがって保水性が良くなるとともに，通気性や透水性も良い土壌ができる。すなわち植物の生育に適した土壌となる。

団粒化の促進に重要な役割をはたすのが腐植であり，腐植の中でも中間分解物である比較的分解の容易な有機物と土壌鉱物である粘土が適度な割合で混ざり合っていると団粒化しやすい。

② 養分の供給

新鮮有機物は土壌中で微生物によって分解されて，最終的には窒素，カリウム，マグネシウム，ケイ酸，マンガン，ほう素，モリブデン，亜鉛などとなる。これらは植物の養分として重要なものである。

③ 緩衝能の増大

土壌中の有機物は，良質な物ほどマイナスの電子をたくさん持っている。植物の養分となる各種イオンは，アンモニュウムイオン（NH_4^+），ナトリウムイオン（Na^+），カルシウムイオン（Ca^{++}），マグネシウムイオン（Mg^{++}）などプラスの電子を持っているので，有機物に引きつけられる。すなわち施肥した場合に植物の根に一度に触れて「肥あたり」を起こすことを防ぐとともに，これらの成分が下方に流亡することを防ぐこととなる。

④ キレート作用

植物の三大栄養素の一つであるりん酸は，土壌中にあるアルミニウム，鉄，カルシウムなどとの結合力が強いため，施肥しても成分がこれらの元素と結合しやすく，そのため肥効があらわれないことになる。これを土のりん酸固定と言う。

ところが，分解過程にある腐植酸や糖類などの各種有機物は，アルミニウム，鉄，カルシウムなどと安定な化合物あるいは比較的不溶性の物質をつくるため，施肥したりん酸が固定されることなく植物に吸収されやすくなる。

3. 表土の利用方法

工事区域内の表土を採取し植栽に利用した例は，直轄国道では現在のところ，植栽工事件数の約5％程度で使われているにすぎない。しかし，植栽工事件数の約70％が客土材を購入しており，さらに，そのうちの約35％は客土材の品質を改良するために何らかの方法で（①植栽時に客土材と土壌改良材を同時に施用する，②客土後全面に土壌改良材を混入する，③現場への搬入前に土壌改良材を混入する，④化成肥料を客土に混入する）客土材を改良してから用いている。[3)]

客土材の購入は採取地の自然破壊につながることでもあり，さらに今後はますます良質な客土材が入手できないことが予想されるので，工事区域内の表土を積極的に利用することを推進したい。

表土の利用方法には，①植栽用客土，②土羽土，③のり面の生育基盤材，④表土に含まれる種子や地下茎などから生じる幼植物から独立した植物体を得る方法（種子潜在表土播き法）などがある。以下にその要点を示す。

① 植栽用客土

客土とは植栽予定地の原土の物理的，化学的性質が劣悪で土壌改良資材の投入だけでは対応しきれない場合，植栽地の地盤が周辺より低く常に浸水・滞水などの恐れがあり，パーライトの敷つめ，暗きょなどの排水対策だけでは効果が不十分な場合に表土等の良質土を投入することである。

しかし，大規模な土木工事においては，客土材としての表土を購入土でまかなうことは困難となる。建設省でもこの点を考慮して，20ヘクタール以上の大規模開発に際しては表土保全を行うことを都市計画法の中に定めている。[4)]

② 土羽土

土羽土とは盛土のり面の保護と植生の生育促進のために，のり面の表面部分を覆うように用いる土をいう。盛土材料が粒度の悪い砂，砂利，岩塊などのように細粒分の少ない場合や，盛土材料が植物に有害な成分を含む場合には良質な土羽土が必要であり，植生の永続的な生育を望めば一般には30～50cm程度の厚さが必要となる。

盛土のり面の整形と締固めのために，土羽板と呼ばれる木製の板でのり面をたたきながら仕上げることが必要であること，種子などを封入した細長い繊維帯または切芝などを挿入しながら仕上げることが必要であることから人力施工となる。機械施工が発達した今日では，特別な目的があるのり面を除いては用いられることが少ない。しかし，施工面積が狭く機械の搬入に経費を要する場合には，検討する価値がある。

③ のり面の生育基盤材

表土はのり面の土壌硬度が高過ぎて植物の根が伸びられない場合または岩盤，岩塊などのように土壌が全くない場合，あるいは土壌酸度などが植物の生育に適さない場合などに，のり面の土壌を改良するかまたは新たな土層をつくって植物の生育基盤とする時に用いる。

今日ののり面緑化工では，各種の土壌改良材や緩効性肥料が開発された結果，養分に乏しい土壌を用いることや比較的薄い生育基盤でも植生の生育が可能となっている。しかし，将来樹木等の生育を期待するなど長期的な面からみれば生育基盤が厚いことが望ましく，のり面勾配に注意しつつ表土等の良質土を十分用いるのがよい。特に今後増えることが予想される樹木植栽工においては，この点に注意することが必要である。

④ 種子潜在表土播き法

種子潜在表土播き法とは腐植層がよく発達し樹種が豊富な樹林地の表土を厚さ30cm位採取し，これを裸地面（主に盛土のり面）に厚さ5cm位に敷均した後，緑化むしろで保護する工法である。多様性に富んだ植物，中でもその地域に適した郷土植物の発生が得られるので自然性が要求される場所（自然公園，景勝地など）の植生工法として最適である。

埋土種子による植生工は急速緑化工法ほど短期間でののり面被覆は得られないが，適期であれば4～6ケ月程度でのり面は被覆できる。利点は急速緑化工法より自然であり景観性が良いこと，条件により経済的であることがあげられる。

なお，敷均し時に種子を混入することも可能で，特にクヌギ，コナラ，トチノキ，シイ類，カシ類などの大粒種子を混入することが行われている。

⑤ その他

表土には昆虫や微小生物，またはそれらの卵などが多数含まれている。この中には害虫の天敵となる昆虫も数多く，植栽工事後に問題となりやすい害虫の異常発生が未然に阻止し得る効果を有している。

4. 表土利用上の留意点

ここでは，バイパスなどの道路建設，宅地開発など中～大規模の土木工事を想定し，積極的に表土を集積保管し植栽用客土として緑化工事に利用する場合の留意点を述べる。

1) 事前調査

開発区域内の表土について，堆積厚さ，品質，分布域などを調査するとともに，地形を詳細に検討して機械施工が可能かどうかを判断し，採取可能な表土量を積算する。なお，大量の表土を仮置きする場合には，仮置地の地形，運搬距離などを検討して仮置きに必要な面積を確保しなければならない。

表土の採取に関し，機械施工が安全に行える傾斜地の勾配は20度までであると言われており，これ以上の勾配では特殊施工となって工費が割高となるばかりでなく，施工中に降雨があると土砂流出などの問題もあるので注意を要する。

2) 表土の採取

イ) 地ごしらえ

採取地と採取方法が決定したら工程表に合わせて伐採，灌木などの刈払い，抜根，除根または必要に応じて有機物の分解促進のための石灰窒素の散布（酸性土壌の矯正を兼ねる）などの地ごしらえを行う。

ロ) 採　　取

表土の採取は採取場所の地形と表土の厚さによって，表土のみの採取が可能となるかまたは表土と心土がまざった状態でしか採取できない場合がある。この場合，表土のみの採取が望ましいことではあるが，心土が特に障害にならなければ混交は支障がないので，必要な表土量，運搬距離，施工方法などを検討してその是非を判断する。

一般に平坦もしくは緩傾斜地，傾斜地のうちでも表土厚が30*cm*以上ある場合には表土のみの採取が可能である。これに対して，急傾斜地，緩傾斜地でも表土厚が30*cm*以下の場合には表土のみの採取は困難となる。

3) 仮置保管

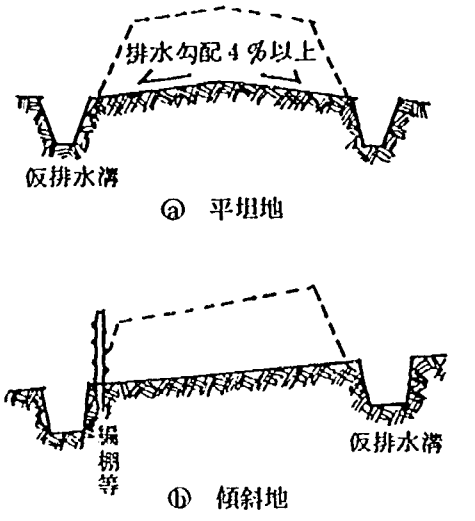
採取された土壌は直接利用場所に搬入して利用することが望ましいが，工程上無理な場合には仮置場所を確保し，仮置方法を検討する。仮置きに当たっては，土砂流失が起きやすいので次の点に注意する。

① できるだけ傾斜地をさけること（図－3ⓐ参照）。

② 傾斜地等では必要に応じて編柵等の土留め対策を立てること（図－3ⓑ 参照）。

③ 仮置き盛土内に雨水等が浸透しないように排水対策等を立てることである（図－3ⓒ 参照）。

④ 埋土種子の発芽を期待する場合は，仮置期間や方法を考慮し，仮置地での発芽，発根をコントロールすること。



図－3 仮置保管方法[5)]

5. 施工実績と紹介文献名

表土の利用に関しては，次に示すような施工実績がある。

＜植栽用客土＞

・明治神宮林苑植栽工事：井手久登著，緑地保全の生態学，東京大学出版会，1980. 5

・国営昭和記念公園：建設省土木研究所緑化研究室編，盛土地盤造成工法の検討（国営昭和記念公園植栽技術調査），1982. 2

＜のり面の生育基盤材＞

・日光宇都宮道路：日本道路公団，表土利用に関する調査研究Ⅰ，Ⅱ，1980. 3，1981. 3

＜種子潜在表土播き法＞

・東富士道路：日本道路公団，はぎとり表土中の埋蔵種子と播種種子の発芽出現状況，1985. 12

＜その他＞

・日光宇都宮道路：永山力，春田章博著，日光宇都宮道路沿線の生物変化，道路と自然，1983秋季号

（引用，参考文献）

1) 東京農工大学農学部林学科編：林業実務必携，(株)朝倉書店，1980. 1

2) 前田正男，松尾嘉郎著：土壌の基礎知識，農山漁村文化協会，1974. 12

3) 植栽工事における土壌調査等実施状況調査：土木研究所緑化研究室，1985. 3

4) 建設省都市局都市計画課監修：都市計画法令要覧，(株)ぎょうせい

5) 日本道路公団試験所：表土利用に関する調査研究抄録，1981. 3

6) 環境庁自然保護局監修：自然公園における法面緑化基準の解説，(社)道路緑化保全協会，1982

（緑化研究室）

共－11　「玉石混り砂礫内への締切矢板打込工法の選定」

（質問）

当地区では，橋台及び橋脚の締切矢板（矢板長9ｍ）の打込みを計画している。しかしながら，地盤調査の結果最大300～500㎜の玉石・転石を含む礫層（平均10～30㎜の小礫）が挟在していることが判明した。そのため，通常のバイブロハンマ等による打込みが不可能と考えられる。そこで，このような玉石混り砂礫地盤に適した矢板打設方法を教示願いたい。　　（兵庫県土木部）

（回答）

玉石・転石層への矢板打設の可能性は，玉石・転石の混在度合，それらを含む土層の密度，打設機械の能力および矢板の寸法・長さによって一概に判断することはできないが，対処方策として以下に列挙する方法が考えられる。

① ウォータジェット単独

② ウォータジェット・バイブロハンマ併用

③ ウォータジェット・圧入機械併用

④ オーガによるプレボーリング・バイブロハンマ併用

⑤ オーガによるプレボーリング・ウォータジェット併用

⑥ プレボーリング・ウォータジェット・バイブロハンマ併用

このようにバイブロハンマのみによる打設が困難な場合は，ウォータジェットあるいはオーガによるプレボーリングを併用させて打設する方法がとられる。

まず，ウォータジェット式矢板打設の原理は，細いノズルから噴出した圧力水が打設しようとする矢板面に沿って流出するときに周辺の地盤をせん孔し，矢板先端地盤の抵抗力と矢板周面摩擦力を低下させることによって矢板を貫入させるものである。また，地盤が硬い場合には，ウォータジェットの吐出圧および吐出量を増大させることによって対処している。

現在使用されているウォータジェットは，その吐出圧から次の3種に区分できる。

① 30 kgf/cm^2以下の低圧ウォータジェット

② 100 kgf/cm^2 前後の高圧ウォータジェット

③ 500 kgf/cm^2 以上の超高圧ウォータジェット

このうち，矢板・杭の打設に際しては，吐出圧100～150 kgf/cm^2，吐出量60～150 ℓ/min 程度のウォータジェットが最も多く用いられている。また，先に述べた各種組合わせのうち①の“ウォータジェット単独”では適用地盤に限りがあることから，通常②のウォータジェット・バイブロハンマ併用が最も普及している。しかしながら，質問の状況から判断すると②の方法を用いても矢板の打設が困難であるとともに，仮りに打設可能であっても打設速度がかなり低下することが予想される。また，特に玉石・転石層へ矢板を打設する場合，矢板が座屈・曲がりなどの変形を生じるこ

とがあり，矢板の剛性に留意する必要がある。また，遮水を目的とする場合は，この変形部分から漏水するおそれがある。さらに，②のウォータジェット・バイブロハンマ併用方式の場合では，矢板打設に長時間バイブロを作動させると，“水締め効果”により逆に地盤を締固めることになり貫入が困難となることが多い。すなわち，ウォータジェット・バイブロハンマ併用方式を用いる場合は，容量起振力の大きい打設機械を選定するとともに，矢板1枚あたりの打設時間を極力短くすることが必要である。

次に，④，⑤，⑥のようにオーガによるプレボーリングを併用する方式は，オーガにより玉石・転石を破砕することを主目的とするのではなく，玉石・転石を矢板打設位置から移動・排除するとともに，砂礫地盤を緩めて矢板の貫入を容易にするものである。この方式は，砂礫・玉石地盤の矢板の打設に際して，比較的多くの実績がある。ただし，この場合，オーガの摩耗，破損を考慮して，砂礫・玉石用のオーガヘッドを用いる必要がある。また，④～⑥に示した方式のうち，⑥が最も確実性の高い方式であるといえるが，プレボーリングとウォータジェットを組合わせることによる矢板周辺地盤の緩み，あるいは空隙によりウォータジェット水が湧き出て，排水処理が問題となるので，あらかじめ対策を考慮しておく必要がある。

（施工研究室）

共－12　洪積世の土質定数について

（質問）

道路橋示方書では，「洪積世の砂れき層は一般によく締まって固結しているので，せん断抵抗角のほかに，5 t/m² 程度の粘着力をとらせてよい場合が多い。構造物の重要度が高い場合には，平板載荷試験を行って，c，ϕ を推定するのがよい。」と記載されています。

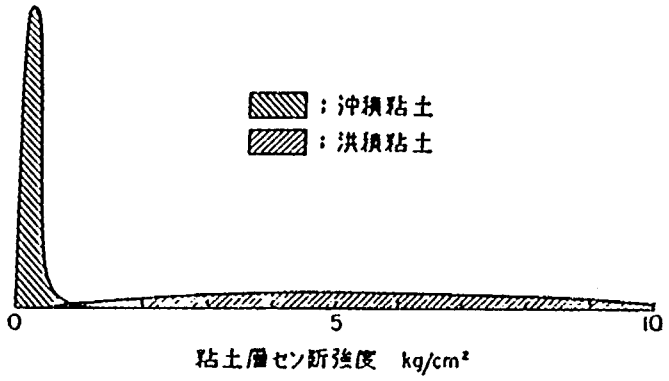
砂れき層の粘着力として5 t/m² を見込むと設計に大きく影響する場合もあり，5 t/m² を見込めるとしたバックデータを教示願いたい。また，洪積世といっても時代差が大きく，ヴルム氷期の第一基底層についてもここで言う洪積層として考えて良いのか併せて教示願いたい。

（福井県）

（回答）

洪積層は，主として沖積層の下部に分布しており過圧密状態にあることが多く，また，洪積時代が約100万年と非常に長い期間であり末期のもので約1万年を経過していることから，一般にはかなり良質な地盤と考えられている。

粘性土のせん断強さに着目すれば，図－1に示すように沖積層で5 t/m² 以下がほとんどであるのに対し，洪積層では10 t/m² 以上が圧倒的に多い。洪積砂れき層のせん断強さについてもある程



土木学会編，最近の基礎工法（1962）（竹中準之介）

図－1　沖積，洪積粘土層セン断強度のひん度推定図

度の固結化を予想し，洪積粘性土のせん断強さを参考に，道路橋示方書では粘着力として5 t/m² 程度見込むことを許している。

ただし，洪積層の中でも古いものと新しいものでは，堆積物によっては強度などの力学的性質が広範囲に変化するため，重要構造物では平板載荷試験などの調査・試験を行って，信頼性の高い設計定数を定めるのが望ましい。

（基礎研究室）

共－13　コンクリートの最大骨材寸法について

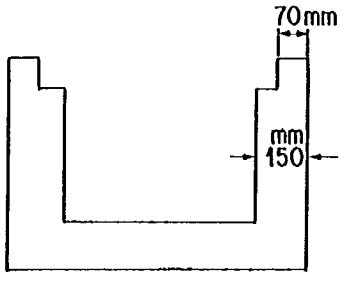
（質問）

従来40㎜の骨材を使用していますが，コンクリート標準示方書98条の規程からははずれております。実務上，支障がないのですが，このままで差し支えないか教示願いたい。

補　足

○25㎜の骨材を使用すると割高になる。

○25㎜の骨材を使用しても，蓋板をかける場合は，やはり規程を満足しない。



（部材最小寸法の 1/5）

40㎜ 使用の場合

$150 \times 1/5 = 30\text{㎜} < 40\text{㎜}$ out

25㎜ 使用の場合

$70 \times 1/5 = 14\text{㎜} < 25\text{㎜}$ out

（滋賀県土木部）

（回答）

土木学会コンクリート示方書ではコンクリート中の粗骨材の最大寸法として，部材最小寸法の 1/5 または鉄筋の水平あきの 3/4 を越えない寸法を規定している。コンクリートの粗骨材の最大寸法はなるべく大きいほうが単位セメント量，単位水量が減らせ，経済的にも，発熱や乾燥収縮といったコンクリートの特性からも有利となる。ところが特に，鉄筋コンクリートなどでは形状や配筋などから大きな粗骨材寸法のコンクリートは，十分に隅々までゆきわたらせることがむずかしく，また，無筋コンクリートではあまりに大きな粗骨材寸法とすると，練り混ぜを行う際に不完全になりやすく，分離等の問題が生じてくる。これらのことから粗骨材の最大寸法が決められているわけであるが，これにも例外がある。例えば，工場製品の規定では，最大寸法は40㎜以下で工場製品の最小厚さの 2/5 または鋼材の最小水平あきの 4/5 を超えてはならないとしている。これは工場では材料および製品の品質管理が十分にできること，締め固めが現場より十分に行えることなどの理由による。

さて，御質問の部材についてであるが，40㎜の最大寸法では70㎜幅の部分に十分に行きわたらせるためには，かなりの注意が必要であり，品質管理も厳重にする必要が生じるであろう。

しかしながら，土木学会コンクリート示方書そのものは，その総則にあるように，コンクリート構造物の施工についての一般の標準を示すものであるため，責任技術者が示方書の精神をくみとり，より良い設計施工が可能と判断すれば，100％示方書によらなくともよいと考えられる。御質問のケースでも支障なく作れるという自信があれば，学会の示方書からはずれたものを仕様としても結構である。ただし，学会の示方書からはずれているのは何故であるかと質問される場合もよくあるので，その場合，長年の技術的な経験なり，技術レベルからそれでも満足なものが出来ることを確信している由を伝える必要がある。単に材料のコストが安いということだけでは，その工法の正当性の説明にはならない。70㎜厚のところを含めて最大寸法40㎜のコンクリートで本当に支障なく作られているのかどうか，念のために施工業者等の意見を聞いてみておいていただきたい。

（コンクリート研究室）

共－14　石積・ブロック積擁壁の設計について

（質問）

本市では石積・ブロック積擁壁の設計は，建設省制定土木構造物標準設計に準じて実施している。この場合，現状では安定計算手法が明確にされていないので，運用上の問題が生じている。そこで次の各点について教示願いたい。

① 石積・ブロック積擁壁の安定計算法

② 石積・ブロック積擁壁の高さに対する適用限界

③ 複合擁壁の安定計算法　　（神戸市土木局）

（回答）

1. 石積・ブロック積擁壁の安定計算法

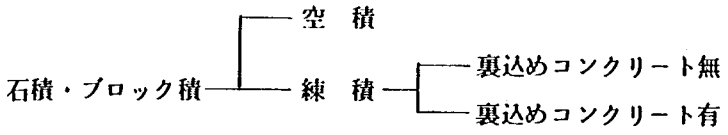
石積・ブロック積擁壁は，石又はブロックを積み重ねた簡易擁壁で，のり勾配，のり長及び平面線形などをかなり自由に変化させることができることに特徴がある。また他のコンクリート擁壁が土圧を積極的に支持するのに対して，石積・ブロック積擁壁は

① 擁壁背面土の安定性に負う所が大きい。

② 従って擁壁の高さに応じたのり勾配を規定している。

などの特徴もある。このため石積・ブロック積擁壁は背面土が良好で十分締固められている場合，背面の地山が安定している場合など土圧が小さく，また倒壊しても重大な事故につながらない場合に適用されることが多く，のり面の保護工の色彩が強い。

石積・ブロック積擁壁は，胴込めコンクリートや裏込めコンクリートの有無により次の様に分類されるが，一般土木用としては練積にすることが多い。また練積の場合は，構造的にコンクリート擁壁と同様に扱うことも考えられるが，壁体の厚さが比較的薄いことや現場で施工されるコンクリートの信頼性などを考慮して，空積と同様に扱われている。



石積・ブロック積擁壁は，壁体が一体となって働くものでなく，個々の積石や積ブロックの噛み合わせや裏込め材などによりその位置を保って土圧に耐える性質のものである。従って，石積・ブロック積擁壁に作用する土圧によって積石や積ブロックが滑り出さないような控長と良く締固められた裏込め材が必要となる。実際の設計に当っては，経験的に断面が決められることが多く，一般に石積・ブロック積擁壁ののり勾配は高さに応じて３分から６分程度とし，こののり勾配と関連させて必要な控長及び裏込め材の厚さが決定される。例えば「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（日本道路協会）では，表－１を用いてのり勾配及び控長を，表－２を用いて裏込め材の厚さをそれぞれ設計することとしている。

なお，既に述べたように石積・ブロック積擁壁は，積石または積ブロック相互の噛み合せによってその位置を保つものであるから，全体としての転倒や滑り出しが生じないためには，擁壁の任意の高さにおいて擁壁の自重とこれに作用する土圧の合力の示す線，すなわち示力線が擁壁断面の前端より後方に入ることが必要であるとして設計する方法もあるが，仮定条件が必ずしも合理的でないことなどもあって利用されることは少ない。

また石積・ブロック積擁壁の破壊の多くは，基礎地盤の支持力不足に基づく沈下によるか，または摩擦力（噛み合わせ）の不足している部分がはらみ出すことによって生じているが，これらに対

表－1　直高とのり勾配及び控長

直　　高 (m)		0～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
のり勾配	盛　　土	1：0.3	1：0.4	1：0.5	1：0.6
	切　　土	1：0.3	1：0.3	1：0.4	1：0.5
控長（cm）	空　　積	35	35	—	—
	練積(胴込めのみ)	35	35	35	—
	練　　積 (胴込め＋裏込め)	35＋5*＝45	35+10*＝45	35+15*＝50	35+20*＝55

注１：　表中＊印は裏込めコンクリート厚を示す。

注２：　空積では，裏込め土が比較的よいときには1.5～3mの高さまで用いてよいが，3mを超えてはならない。

練積では，裏込めコンクリートをはぶき胴込めコンクリートのみを用いる場合，裏込め土が比較的よいときは3～5mの高さまで用いてよいが，5mを超えてはならない。

注３：　この表では割石程度を考えているので，玉石などを用いるときは，これよりいくぶん安全側にとる。

表－2　直高と裏込め材の厚さ

直　　高 (m)		0～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
厚さ（cm）	上　　部	20～40	20～40	20～40	20～40
	下　　部	30～60	45～75	60～100	80～120

注１：　裏込め土が良好であれば，この表の小さめの値を，よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標にするとよい。

注２：　切土のときには，比較的よく締った地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし30～40cmとする。ただし地山がよく締っていないもの及び背面に埋戻しを多く必要とするような場合は，前記盛土部の場合に準ずる。

しては地盤条件に見合った基礎工を採用すること，のり勾配を緩くすること，控長を長くすることなどによって安定を確保するのが一般的である。

2.　石積・ブロック積擁壁の高さに対する適用限界

石積・ブロック積擁壁は，「1.石積・ブロック積擁壁の安定計算法」で述べたようにのり面保護の色彩が強く，作用する土圧の小さい場合に用いられる。従って高さが高い場合に石積・ブロック積擁壁を採用するのは適当でなく，自ずから高さの制約が生じてくる。

この限界高さについては，石積・ブロック積擁壁の設計が経験的に行われているので明確な数字は示されておらず，これまで施工実績等を考慮して決定されているのが現状である。その一例として「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（日本道路協会）では，表－1に示したように高さ7mを石積・ブロック積擁壁の適用限界としている。

また，建設省制定土木構造物標準設計では

① 不特定な施工場所を対象とする標準設計では，高さ7mまでを適用範囲とするのは高すぎるきらいがあること

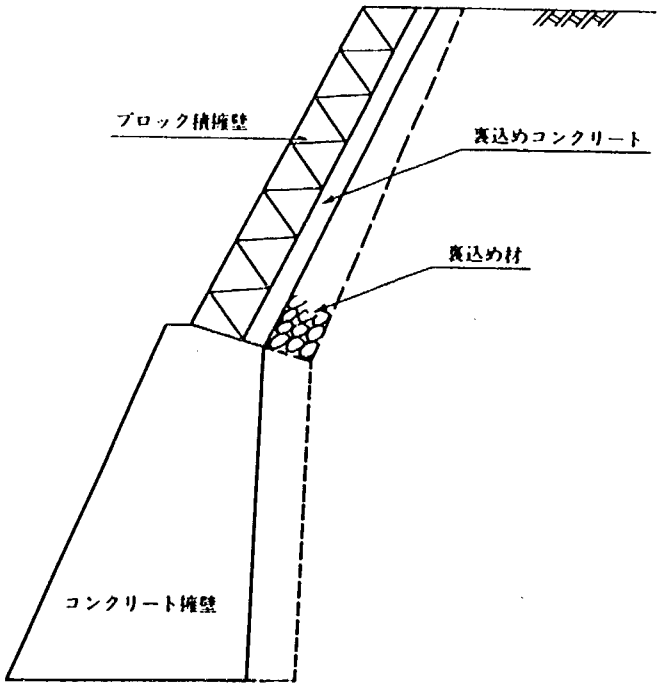
② 石積・ブロック積擁壁と同じような場所に使用されるもたれ式擁壁のようなコンクリート擁壁の方が安定性に優れていると考えられること

などを考慮して石積・ブロック積擁壁については高さ5mまでが準備されている。ただしこの数字は一般的な石積・ブロック積擁壁の適用限界を示すものではなく，標準設計の収録範囲を示すものであることに注意する必要がある。

なお，宅地造成の分野では練積み造の擁壁は高さ5mを適用の限界としている。

3. 複合擁壁の安定計算法

石積・ブロック積擁壁は，盛土高，用地幅の制約，経済性等の観点から図－1に示すようにコンクリート擁壁と組み合わせて使用される場合がある。このような複合擁壁の特徴は，構造形式の異なる二種類の擁壁により一つの擁壁が構成されることである。従って，複合擁壁の設計に当っては以下に述べるように個別にその安定を検討することが必要となる。



図－1 複合擁壁

まず石積・ブロック積擁壁については，「1. 石積・ブロック積擁壁の安定計算法」で述べた通りであり，その構造，高さ，前面勾配，裏込め土の種類が設計条件として指定されれば控長や裏込め材の厚さなどの設計諸元が得られる。

一方，コンクリート擁壁については「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（日本道路協会）に述べられているように，一般には次の①，②，③について検討する必要があるが，現

地の状態及び擁壁の規模や重要度によっては④，⑤についても検討する必要がある。

① 滑動に対する安定

② 転倒に対する安定

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

④ 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定

⑤ 地震時における安定

この場合以下に述べるように設計に用いる外力の算定に若干の注意が必要となる。

コンクリート擁壁の設計に当って必要となる土圧の算定には，一般にテルツァギー・ペックの土圧図表，クーロンの土圧公式及びその図解法である試行くさび法などが用いられることが多い。しかしながら，テルツァギー・ペックの土圧図表は，背面の盛土勾配が1：1.5までしか準備されておらず，図－1に示す断面の石積・ブロック積擁壁は一般に1：0.3～1：0.6の急勾配を持つことから，その適用は困難である。また背面の盛土形状が不規則な場合，盛土勾配が裏込め土の内部摩擦角よりも大きい場合はクーロンの土圧公式を適用することもできない。従って，このような場合には試行くさび法によって土圧を算定するのがよいと思われる。ただし擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合等においては，くさびが必要以上に大きくなり，過大な土圧を算定する可能性もあるので，微小な粘着力を考慮するなどして現実的な土圧が得られるようなすべり面を設定するのがよい。

さらに，複合擁壁を構成する石積・ブロック積擁壁の背面勾配とコンクリート擁壁の背面勾配が異なる場合が多いので，実際にコンクリート擁壁に作用する土圧を算定するには，擁壁背面が折線からなる場合の土圧算定法によるのがよいと思われる。またコンクリート擁壁は複合擁壁の下段を構成するものであるから，石積・ブロック積擁壁の高さに相当する裏込め土を載荷重として扱うなど上段の石積・ブロック積擁壁の影響を考慮して土圧の作用位置を決定する必要がある。

次に，コンクリート擁壁の安定計算において，土圧の他に考慮しなければならない外力として，石積・ブロック積擁壁の基礎として受ける荷重がある。すなわちコンクリート擁壁の天端に，石積・ブロック積擁壁の自重及びこれに作用する土圧等の合力が働くことを考慮する必要がある。ただし石積・ブロック積擁壁のようにコンクリート擁壁と比較して剛性の小さい擁壁に作用する土圧については十分解明されていないので，現状ではコンクリート製のもたれ擁壁に作用する土圧を準用するなどの工夫が必要である。（施工研究室）

共－15　現地における岩の硬軟判定基準について

（質問）

土木工事において地山掘削性を把握することは，施工性および経済性の観点からみて極めて重要

で，従来から地山の風化岩の硬軟の判定は地山の弾性波速度をもって判断している。しかしながら，地山全体についての弾性波速度を把握するには，全ての計画切取区間で弾性波探査を実施しなければならず，これには多くの労力を必要とする。このため地山を構成する地質の特徴を把握し，施工管理の合理化を図るため風化岩の硬軟簡易判定法があれば教示願いたい。なお，対象区画整理事業地の地質は，風化・変質を被った花崗岩で，シュミットハンマー反発度による区分を試みたが余り有効ではなかったところである。　　（住宅・都市整備公団関西支社）

（回答）

(1) 地山の硬軟簡易判定法

地山の掘削性は，地山を構成する岩石や土など地山そのものの硬軟と割れ目および含水状態などによって決まる。質問の対象箇所は風化・変質した花崗岩からなるが，地山の硬軟については，表－1のようなハンマー打診や，表－2に示すような岩質の肉眼観察によって半定量的に判定する方法がある。

表－1　硬軟区分判定法

記号	硬　軟　区　分
A	極硬，ハンマーで容易に割れない。
B	硬，ハンマーで金属音。
C	中硬，ハンマーで容易に割れる。
D	軟，ハンマーでボロボロに砕ける。
E	極軟，まさ状，粘土状。

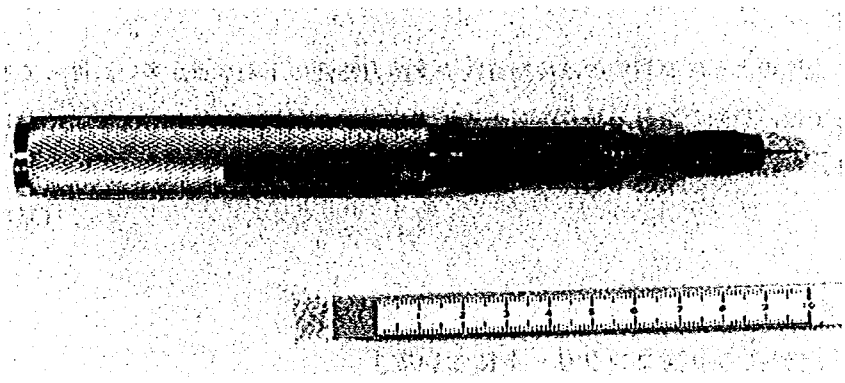
表－2　風化区分表（花崗岩の例）

記号	風　化　の　程　度
α	非常に新鮮である。造岩鉱物の変質はまったくない。
β	新鮮である。有色鉱物の周辺に赤褐色化がある。長石の変質はない。
γ	弱風化している。有色鉱物の酸化汚染がある。長石の部分的な変質（白色化）がある。
δ	風化している。有色鉱物が黄金色あるいは周辺が褐色粘土化している。長石の大部分が変質している。
ϵ	強風化している。石英および一部の長石を除きほとんど変質し原岩組織は失われている。

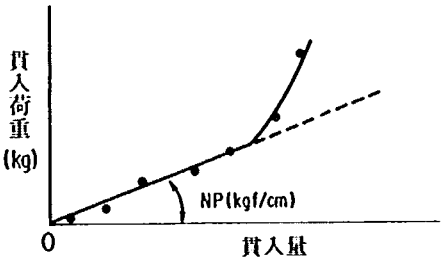
定量的な判定法としてシュミットハンマーテストを適用されたとのことである。この他に簡易に地山の硬軟を判定する方法として写真－1に示すような針貫入試験が考えられる。針貫入試験から求まる針貫入試験から求まる針貫入勾配（図－1）を指標として，地山の硬軟の区分を行う方法が考えられる。なお針貫入勾配と一軸強度との関係の例を図－2に示す。

(2) 地山の硬軟分布の簡易測定

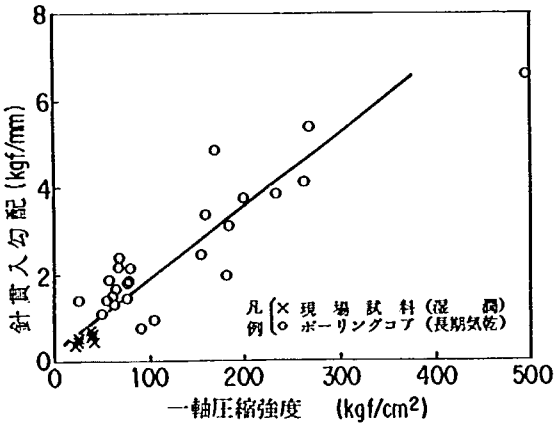
弾性波探査が実施されているようであるが，その結果を切土区域全体に推し広げるには，さらに探査密度を高くする必要があり，これは不経済ということもあろう。そこで，探査測線間を補足



写真－１　ポケット型針貫入試験器



図－１　針貫入勾配の求め方[1)]



図－２　一軸圧縮強度と針貫入勾配（砂岩の例）

する意味で簡易貫入試験（土研式貫入試験，スウェーデン式貫入試験など）を利用することも考えられる。弾性波探査測線断面かそれと同等の試験切土面を造成し，そこでの上記(1)に示すような判定と地山の貫入試験を行い，各試験値の相互の関係を求め，これと調査対象地域全体についての熟練した地質技術者の地形，地質踏査結果および弾性波探査，貫入試験結果とを合せて総合的な地山の硬軟分布についての推定を行うことが考えられる。

（参考文献）

1) 土木学会岩盤力学委員会第４分科会（1980）軟岩の調査・試験の指針

2) 土質工学会（1979）風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用

現在検討中の空港島連絡橋基礎（関西空港）の場合，強度や層厚から良質な支持層は相当深い所に存在し，また沖積層は比較的薄く，大部分は洪積層であることから摩擦杭の採用が有利と考えられる。

しかし，上述のように摩擦杭には長期特性や支持力特性に不明な点が多い。従って摩擦杭を採用するに当っては，公団の設計要領(案)などを参考に十分に検討を行い，また現地における載荷試験を実施して，長期の沈下や支持力の確認は不可欠と考えられる。

（基礎研究室）

共－17　「鋼製柱の中詰コンクリートについて」

（質問）

柱断面を小さくするために鋼製柱とし，しかも自動車等の衝突に対する防護あるいは変形抑制のために中詰コンクリートを充填する場合，断面設計において，中詰コンクリートをどのように扱えばよいか。

（関西国際空港株式会社）

（回答）

1. 概　要

鋼製柱にコンクリートを充填する構造は，一般にわが国では，合成柱あるいは充填鋼管柱と呼ばれている。

この合成柱に関しては，建築の分野では既に実用化されており，1980年にコンクリートと鋼管それぞれの耐荷力の和を全体の耐荷力と考える，いわゆる累加法則に基づきまとめられた「鋼管コンクリート構造計算規準・同解説」が，1967年の初版を見直して改訂版が出されるなど設計規準も整備されている。また，海外に目を向けるとＢＳ5400，ＤＩＮ及びＥＣＣＳ等で設計の考え方が示されている。

一方，わが国の土木の分野においても，ようやく最近において，土木研究所や阪神公団が中心となり，その実用化を図ることを目的に広範にわたって調査研究が実施されており，合成柱に関する基本的な問題点について検討がなされ，耐荷力及び剛性の評価の点では実用設計に資する程度の知見を得ている。しかし，現状において，合成柱の耐荷挙動の特徴をそのまま実用設計に反映するには，現行の許容応力度設計法に変わる限界状態設計法への移行の必要性を含めて設計方法の整備が必要であり，一般的に提示できる内容を有する設計規準が作成されていないのが実情である。したがって，ここでは上記の既往の規準類や最近の調査研究成果を基に，合成柱の断面設計の考え方を述べてみることにする。

共－16　杭の周面摩擦力について

（質問）

道路橋示方書では杭の安全率を支持杭においては常時3，地震時2，摩擦杭においては常時4，地震時3としているが，長尺杭で周面摩擦力の分担割合が大きい場合には支持杭と摩擦杭の区分が必ずしも明らかでなく，このような場合にふたつの安全率をどのように取扱えばよいか。また適切な摩擦杭の設計を行う場合の留意事項にはどのようなものがあるか教示願いたい。

（関西国際空港株式会社）

（回答）

道路橋示方書の定義によれば，摩擦杭とは杭先端が良質な支持層に達していない杭（下部構造編1.2用語の定義(8)）となっており，安全率は支持杭に比べて大きく取るようにしてある。

支持杭の場合，過去に数多くの実杭載荷試験が行われており，支持力推定については比較的信頼性が高いということができる。

他方，摩擦杭については従来施工実績が余り多くないことから，載荷試験データも少なく，信頼性の高い支持力推定法が開発されていないのが現状である。さらに理論的には支持杭と摩擦杭の支持力機構が大きく異なり，支持杭に比べて摩擦杭の支持力及び沈下に対する信頼性は低いと考えられる。

現行示方書において摩擦杭の安全率を大きくとるのはこれらの理由によるものである。

しかしながら質問で指摘されている長尺杭において，先端支持力と周面支持力の分担割合は，摩擦杭に限らず支持杭においても，周面支持の割合が大きくなり，支持杭と摩擦杭の支持機構の違いを明確に区別することはできなくなる。このような場合，摩擦杭と見なして設計することはそれ程不合理ではないと考えられる。

例えば，日本道路公団の「摩擦杭設計要領(案)」においては，多数の載荷試験結果を用いて摩擦杭の支持力特性を分析したところ，以下の条件で摩擦杭を用いれば支持杭と同じ安全率を用いることができるとしている。

1）長尺摩擦杭（$\ell \geqq 30\,m$）であること

2）周辺地盤に沈下の恐れがないこと

3）杭長の1／3以上を過圧密層に根入れすること

4）荷重による応力増分と有効土被りの和が圧密降伏応力を超えないこと

5）杭長の2／3以上を第一不動点以下に根入れすること

また一般に摩擦杭においては，長期の上層部の圧密により，荷重の負担割合は深部の方が大きくなることや，比較的固い洪積（過圧密）粘土では，周面摩擦力度が非排水せん断強度よりも小さくなることが知られている。

2. 合成柱の特徴

従来，わが国の土木の分野では，主として質問の中にも述べられているように，鋼管内の中詰コンクリートをいわゆる捨てコンとしての扱いをしてきており，単に自動車の衝突時等における橋脚の損傷防止等を期待して限られた範囲のみに充填しているのが一般的である。したがって，従来の中詰コンクリートの強度品質に関する考え方に関しては，ここで述べる合成柱におけるコンクリートに必要とされる強度品質とは自ずと異なる面がある。すなわち，合成柱のコンクリートについては，一般の鉄筋コンクリート構造物に用いられている程度の品質強度を有するコンクリートを鋼管の中に，鋼管とコンクリートが一体となって種々の荷重に抵抗できるように，隙間なく充填されるとともに，所要の養生がなされることが要求され，必要に応じて，合成度を高めるために鋼管内面にスタッド等のずれ止め及びダイアフラムが設けられる。

このように所要の強度品質を有するコンクリートが鋼管と一体となって荷重に抵抗するように充填することによって，コンクリートが鋼管の局部座屈を抑止し，一方鋼管がＲＣ橋脚のフープ筋のように，コンクリートのはくり，圧壊等を抑制する役目を果たすといったように鋼とコンクリートの両者の欠点が互いに補われる。したがって，鋼製柱やＲＣ柱に比べると，小さな断面寸法で耐荷力，じん性及び剛性の増加が期待できることから，都市内の高架橋橋脚等に最適な構造になると考えられる。ここで，参考までに合成柱の特徴を簡単にまとめておくと次のようになる。

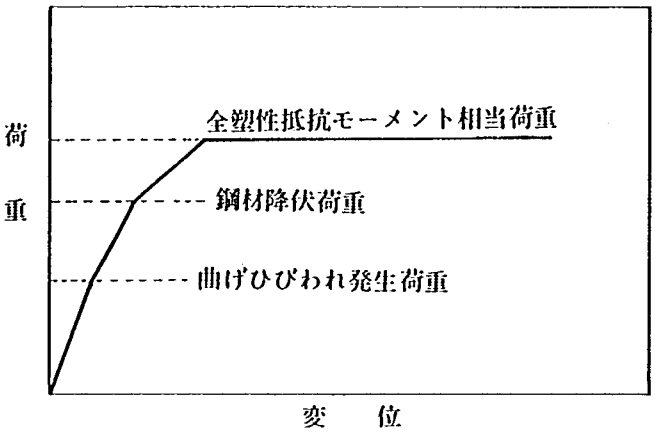
1) 耐荷力の増加により，断面寸法の減少が期待でき，また，薄肉の鋼管が利用できるため経済的な設計が可能となる。
2) コンクリートの剛性寄与により，変形量を抑えることができる。
3) 特に塑性域の荷重変形関係が改善され，吸収エネルギーの増大により，耐震性の向上が期待できる。
4) 隅角部のSHEAR LAGが緩和され，その部分の構造の簡単化が可能となる。そして，同様なことが柱基部にも言える。
5) 施工時に，鋼管がコンクリートの型枠代わりとなる。
6) 一般に鋼管内面の塗装が不要となる。

しかし，以上のような利点ばかりとは言えず，ＲＣ橋脚と比べると，鋼管外表面の塗装が必要となったり，鋼製橋脚に比べて，自重が大きくなるといった欠点を併せ持つ。

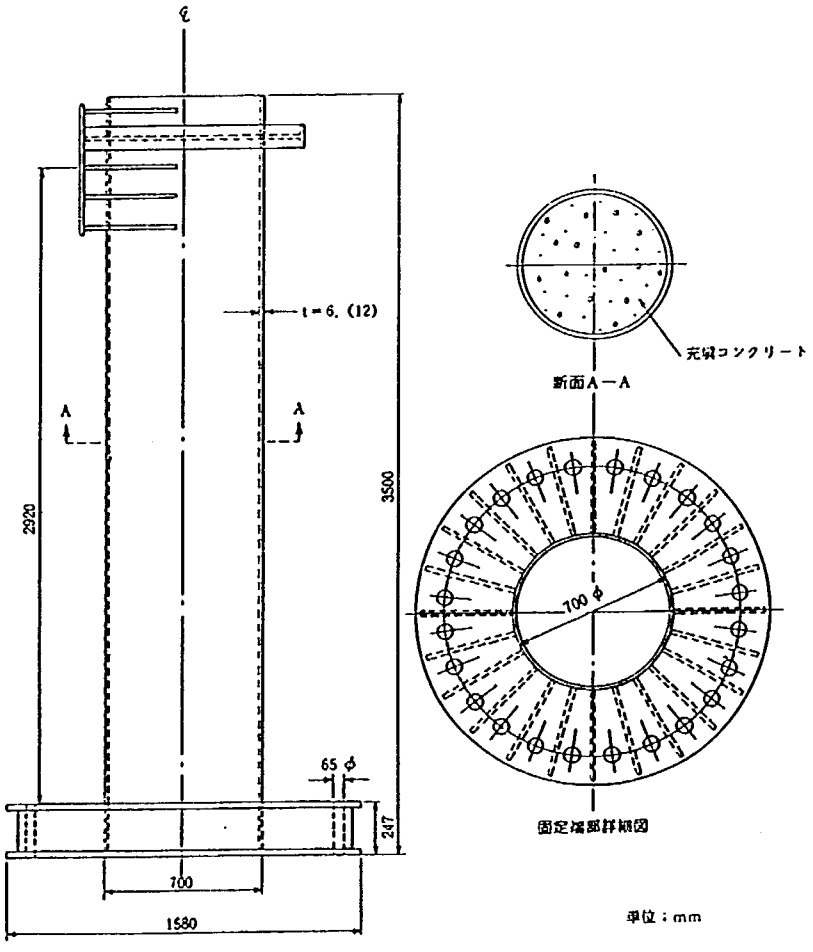
3. 合成柱の耐荷力

最初に述べたように，わが国の建築関係では，累加法則に基づいて，合成柱の耐荷力評価を行っている。この方法は，非常に簡便であるが，中詰コンクリートの荷重分担を過小評価することになり，特に，耐震性の向上に関係する塑性吸収エネルギーの増大を十分考慮に入れられていない等の面がある。また，理論的にみた場合，ひずみの適合条件が満足されない欠点を有する。

これに対して，軸方向力と曲げモーメントの作用を受ける合成柱の荷重変形関係を模式的に示した図－１を基に合成柱の耐荷挙動を説明すると，中詰コンクリートにひびわれがはいった後に若干の剛性の低下が見られるが，一般に脚基部の鋼管部分が降伏するまで，ほぼ弾性的に推移する。その後，鋼管外方向の局部座屈が見られるが，全塑性抵抗モーメントに相当する荷重付近まで，耐荷力が上昇し，そのまま耐荷力を保持した状態で変形が大きくなる。このように，中詰コンクリートにより，鋼管柱の耐荷力及びじん性が大幅に改善される。参考として，土木研究所で実施した軸方向力と曲げモーメントを受ける合成柱に関する実験の方法と結果等を図－２，表－１及び表－２に示している。[1] 表－２において，鋼材降伏時モーメントについては，軸方向力が大



図－１　合成柱の荷重変位関係のモデル



図－２　供試体概要図

表－1　供試体諸元

供試体	外径 (mm)	板厚 (mm)	高さ〔固定端と水平加力点との距離〕 (mm)	鋼材 材質	鋼材 降伏点 (Kg/cm²)	コンクリート 圧縮強度 (Kg/cm²)	コンクリート ヤング係数 (Kg/cm²)	備考
A－1	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	271	2.59×10^5	
B－1	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	341	2.77×10^5	
C－1	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	436	3.01×10^5	
D－1	700	12	3500〔2920〕	SM50Y	4000	264	2.57×10^5	
A－2	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	279	2.62×10^5	繰り返し載荷用
B－2	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	279	2.62×10^5	繰り返し載荷用
C－2	700	6	3500〔2920〕	SM50Y	4400	279	2.62×10^5	繰り返し載荷用
D－2	700	12	3500〔2920〕	SM50Y	4000	279	2.62×10^5	繰り返し載荷用

表－2　試験結果

供試体		A-1	B-1	C-1	D-1	A-2	B-2	C-2	D-2
軸力 N (ton)		700	700	700	700	500	700	900	900
コンクリート強度 (Kg/cm²)		271	341	436	264	279	279	279	279
鋼管厚 (mm)		6	6	6	12	6	6	6	12
鋼材降伏時曲げモーメント (ton·m)	実測値 (Mm)	93.6	118.7	155.6	158.1	112.0	114.0	113.0	179.0
	計算値 (Mc)	98.9	123.5	151.2	136.0	119.0	101.0	76.0	119.0
	Mm/Mc	0.95	0.96	1.03	1.16	0.94	1.13	1.49	1.50
供試体上端変位が4δy時の曲げモーメント (ton·m)	実測値 (Mm)	187.0	228.0	239.0	315.0	204.0	190.0	225.0	312.0
	Mm+N·4δy	215.0	270.0	295.0	371.0	238.0	233.0	267.0	381.0
	計算値 (Mc)	197.0	230.0	250.0	300.0	209.0	202.0	173.0	280.0
	Mm/Mc	0.95	0.97	0.96	1.05	0.98	0.94	1.30	1.11
	(Mm+N·4δy)/Mc	1.09	1.17	1.18	1.24	1.14	1.15	1.54	1.36

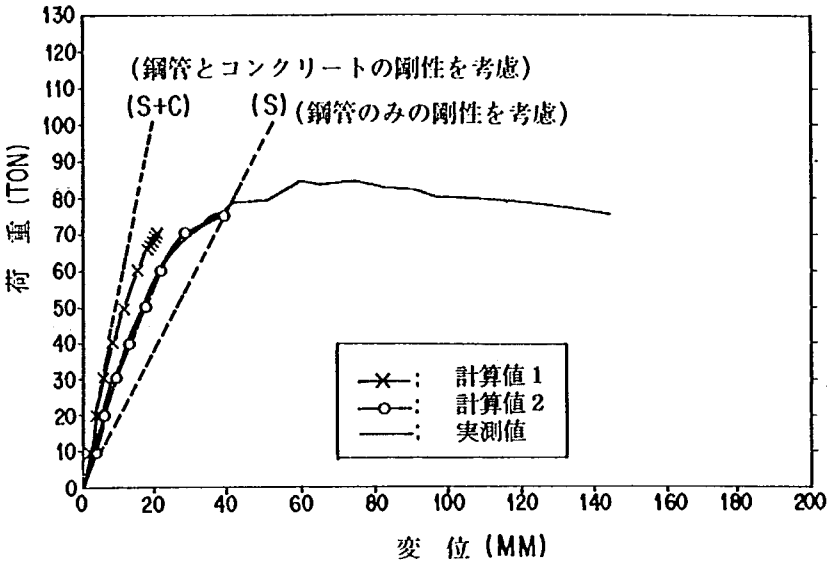
注）　δy：鋼材降伏時の供試体上端の変位

きい場合や鋼管厚が厚い場合に計算値（RC計算）が実測値に比べて小さくなる，すなわち安全側になる傾向がみられるが，概して通常のRC計算で応力度評価ができることがわかる。

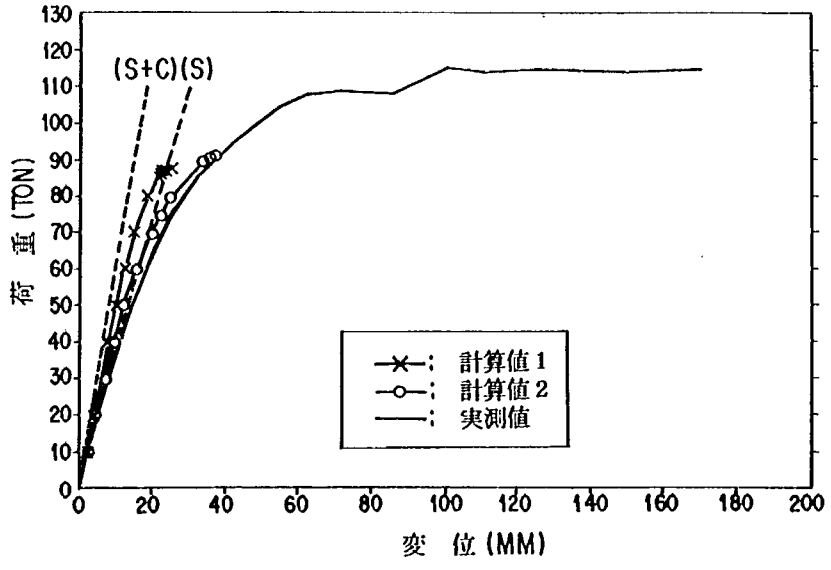
一方，道路橋示方書V耐震設計編で示されているRC橋脚に要求されるじん性の項を参考に塑性変形4 δ_y（δ_y：上記鋼材降伏時の変位量）の耐荷力について，計算値と実測値を比べると，実測値は全塑性抵抗モーメントから求めた計算値をすべて上回っている。また，前記累加法則で求めた耐荷力に比べると，全塑性抵抗モーメントに相当する耐荷力の方が大きくなる。また，ここでの結果は，すべて円形合成柱に関するものであるが，角形合成柱に対しても，阪神公団等で実施された実験の結果から判断して，ほぼ同様の結果が導かれるものと推論できる。[2] したがって，合成柱の耐荷力照査を行う際には，現行の道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の終局荷重設計法を準用し，まず，設計荷重状態においては，RC計算に基づき求めた鋼管応力度を降伏強度に対して，適切な安全率を見込んだ許容応力度以下になるようにし，一方終局荷重状態においては，作用モーメントが全塑性抵抗モーメントを下回ることを確認すればよいと考える。なお，現段階では，具体的な数値を示すことができないが，上記鋼材の安全率については，通常鋼材に設定されている1.7に比べると，降伏以降の急激な崩壊がないことや座屈性状が改善されることを理由にかなり低減できるものと思われ

4. 合成柱の剛性

2.合成柱の特徴において述べたように中詰コンクリートの効果の一つとしては，同断面寸法で鋼管柱の剛性増加を図ることができる点が見逃がせない。この点については，定量的に合成柱の剛性評価を行っておくことが必要とされるが，先に述べた土木研究所の実験で得た代表的な供試体の荷重たわみ関係を図－3，図－4に示すように鋼管厚が薄い場合はコンクリートの弾性係数と鋼の弾



図－3　鋼管厚が薄い供試体タイプC－1の荷重変位関係



図－4　鋼管厚が厚い供試体タイプD－1の荷重変位関係

性係数の比（通常n値で表わされ，ここでは$n=7$前後）を考慮して求めることができる。しかし，鋼管圧が厚い場合には，鋼管とコンクリートが肌離れ現象を生じ，いわゆる重ねばりのような挙動を示すため，n値を大きくとっておく必要が確認されている。なお，阪神公団における実験の結果報告によると，スタッドジベルの有無によってn値が変化し，有する場合は，$n=10$程度，無い場合は，$n=15$程度であるとしている。したがって，n値の評価で今後さらに詳細な検討が必要とされようが，いずれにしても，中詰コンクリートによって鋼管柱の剛性が大きく改善されることが理解されよう。

（参考文献）

1) Hirohiko Tada, Hiroshi Shinohara, Koichi Minosaku, Akira Takizawa and Jun Hikino : A Study on Behavior of Concrete Filled Steel Tabes : Proc. of the 2−nd U.S−Japen Bridge Work Shop, Sep. 1985

2) 中井　博，吉川　紀：コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究，土木学会論文集第344号，昭和59年4月

（橋梁研究室）

河－１　浸透型流出抑制施設の特性とその効果について

（質問）

猪名川は，総合治水対策特定河川に指定され，昭和57年３月には「猪名川流域整備計画」を策定し鋭意諸施策を実施している。

その中で流域のもつ保水機能を保全するため，１ha未満の開発地や公共・公益施設において，雨水貯留浸透施設を設置する場合の「雨水貯留浸透施設設置指針（案）」を作成し検討中である。ことに浸透施設に関しては，流域内30箇所の浸透実験等を実施し浸透能を測定した。この浸透能は，同一地質内においても測定値にバラツキがあり決定しがたいことから，「指針」策定あるいは施設設置に当っての今後の調査方針・留意点等及び治水効果の計量化について教示願いたい。

（河川計画課，猪名川工事事務所）

（回答）

最近における猪名川流域の開発は著しく，現在では下流の市街地から水源に至るまで開発が進行しつつあり，典型的な都市河川の様相を呈してきている。このため猪名川は，昭和53年５月に「総合治水対策特定河川」に指定され，治水計画と開発計画との有機的な連携・調整を図るための総合的な治水対策が検討されてきた。

さらに，流出機構の変化に対応して流域のもつ保水機能を保持するため，洪水時の流出抑制対策の一環とする雨水貯留浸透施設の「設置指針（案）」が検討されている。

ところで浸透施設については，同一地質内においても測定結果にバラツキがあり浸透能の決定に困難を伴う。さらに，浸透能の経年的低下，治水効果の定量化手法，施設の現地施工上の配慮事項など，調査方針決定及び指針作成上の留意事項の多いことが指摘されている。

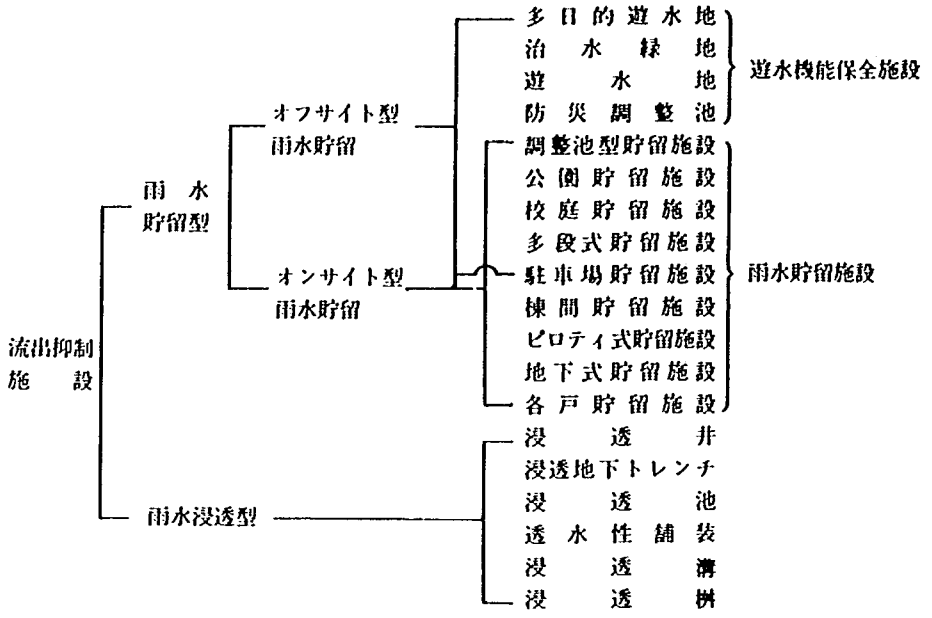
以下に浸透施設の浸透能決定及び指針作成上の留意事項について説明する。

1. 流出抑制手法と浸透型施設について

雨水流出を抑制する手法には，図－１に示すようなものがあり，「貯留型」と「浸透型」に大別することができる。

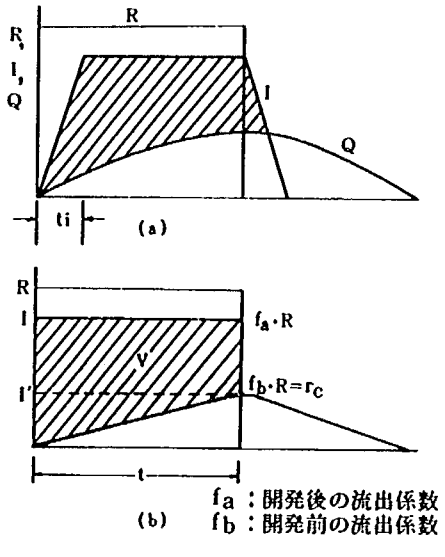
貯留型のものは，図－１に示すような考え方を基本としており，都市化が進んでいる河川流域では，宅地開発要綱等によって防災調整池等が開発者負担で多数作られている。またオンサイト型の雨水貯留施設も市町村や開発者の努力と工夫によって多数の実施例を見るようになった。国においても，各種事業（防災調節池事業，雨水貯留事業，多目的遊水池事業，流域貯留浸透事業等）を創設し，流出抑制を目的とした施設の設置に努めている。

浸透型流出抑制施設は，図－２に示すように，注入井による井戸法と地表面から浸透させる拡水法に大別される。



図－1　流出抑制施設の分類

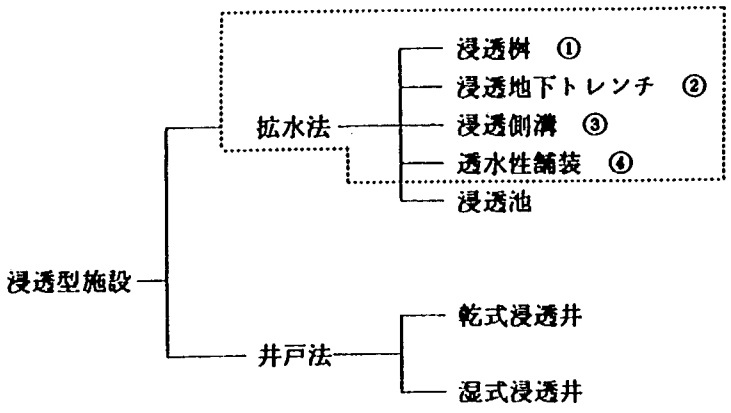
井戸法は，地盤沈下対策，地下水への塩水浸入防止対策・冷却水の地下環流等の目的で，以前から用いられていた方法である。この方法は，雨水などを井戸壁のわずかな面積を通して地下に注入させるものであるので，目づまりは避けられない現象として発生する。帯水層内の目づまりは地下深部で発生するため，その処理が困難である。このため，まず注入水の沈殿・ろ過等の目づまりの原因となる物質を取り除く前処理を行って注入する方法が採られる場合が多い。従ってこの以戸法による雨水処理は，処理される雨水の水質や，浸透層の地盤，地下水汚染に対する配慮，将来目づまりした場合の新設場所の確保等の十分な考慮が必要である。実際に本工法が適用しえる地盤条件は，砂礫層であり，かつ地下水位が低い所のみと考えて良い。



図－2　貯留型施設の概念図

拡水法として，米国等で一般的なものは浸透池である。これは，その構造が簡単なもので済み，目づまり対策としては，浸透面の掻き取り等によって機能を回復することができる上に，自然浸透に近い方法であるので，地下水水質に与える影響も比較的小さいという利点を有する。しかし，

この方法は，広い占用面積を必要とするので，土地利用度の高い我が国では現実的ではない。流域保水対策として，実際に可能性があるものは図－3に示す四つの施設である。



図－3　浸透型施設の分類

① 浸透ます

ますの底面を砕石で充填し，集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和あるいは飽和帯を通して放射状に分散浸透させる施設をいう。

② 浸透地下トレンチ

掘削した溝に砕石を充填し，更にこの中に浸透ますと連結された有孔管（透水管）を設置して雨水を導き，砕石の側面及び底面から不飽和あるいは飽和帯を通して地中へ帯状に分散浸透させる施設をいう。

③ 浸透側溝

側溝底面を砕石で充填し，集水した雨水をその底面より不飽和帯あるいは飽和帯を通して帯状に分散浸透させる施設をいう。

④ 透水性舗装

舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させ，地中に還元する機能を持つ舗装をいう。

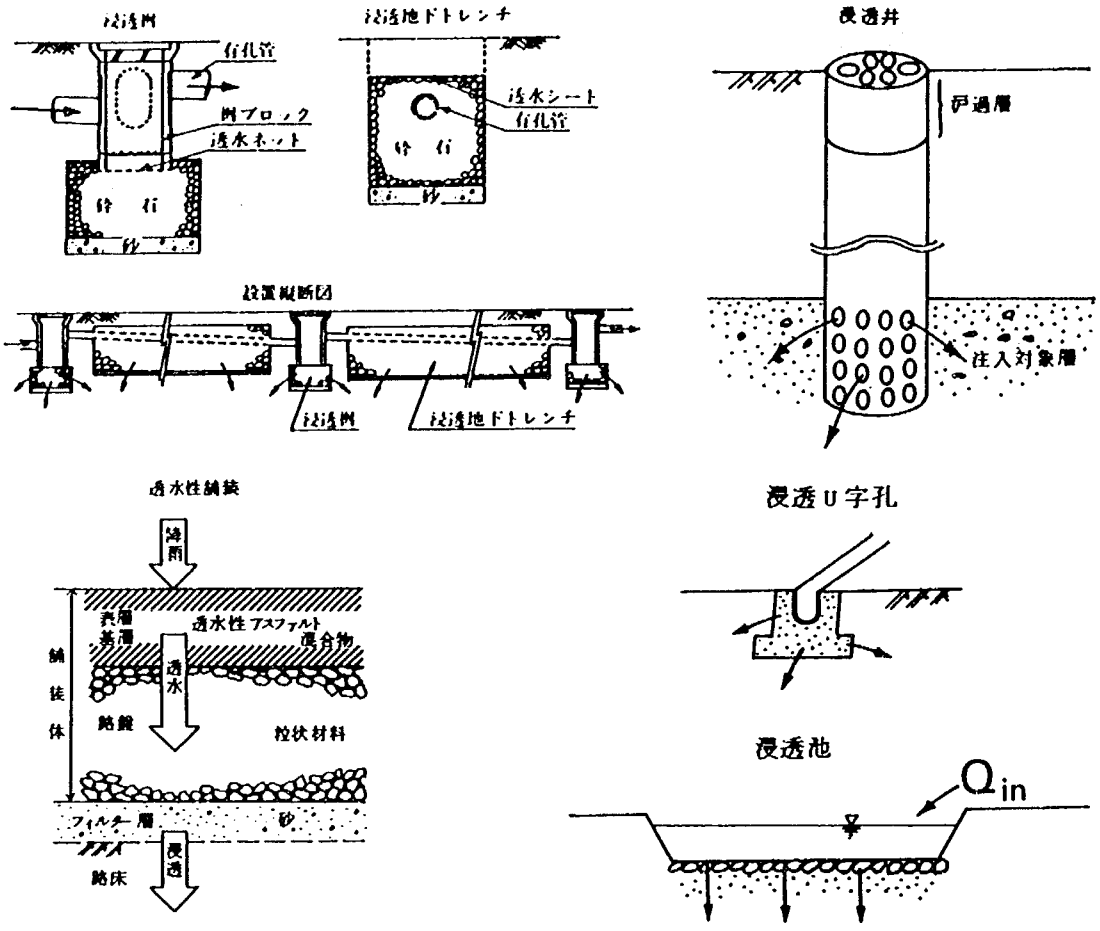
上述した浸透型流出抑制施設は，既に全国各地で試験的に施工され，流出抑制効果はかなり期待できるという結果が得られている。しかし，この浸透型流出抑制施設による流出抑制効果の評価に関しては多くの技術的問題が残されており，本施設の現地への適用に当っては，今後の調査・研究に待たなければならないことが多い。

2. 浸透型施設の技術的留意事項について

浸透型流出抑制施設を調査・計画する際の技術的留意事項を挙げれば以下のような項目となろう。

(1) 浸透対象地盤の浸透能の簡易な調査手法

浸透型流出抑制施設を現地に設置するには，その施設規模・形状を設計するために，それが設置される地盤の浸透能を知らなければならない。このためには，注入対象層の地盤並びに地質・土壌の特性を把握すると同時に，現地において実際に注水試験を実施し，浸透能を測定する必要がある。この場合，どのような方法によって注水試験を行い，また，実験結果をどのように整理



図－4　地下浸透施設の概念図

し，注入対象地盤の浸透能を表示するかを，浸透型流出抑制施設の浸透能力の評価及びその評価精度という技術的視点から明確にしておかなければならない。

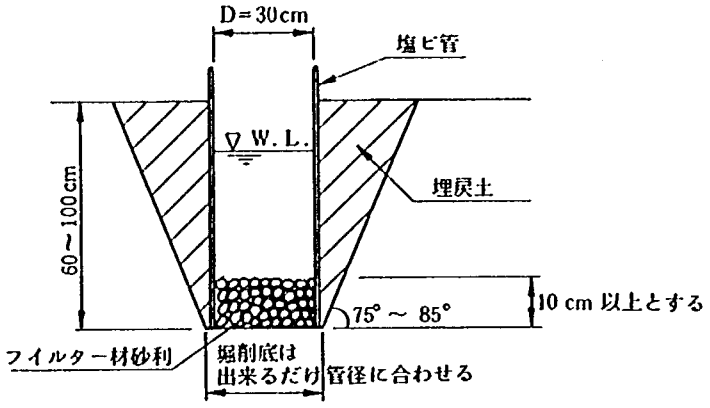
この試験方法には現在統一された仕様がないが，土木研究所では図－5に示す土研式浸透計を用い，定水位法によって最終浸透能Q（ℓ／hr）を求め，浸透底面積A（㎠）と湛水深H（㎝）から浸透能力係数a＝Q／H／A：（1／hr）を算出し，これを地盤の浸透能力を表す指標とすることを提案している。

(2)　浸透型流出抑制施設の浸透能力の評価手法

(1)で述べた何らかの地盤の浸透能調査によって把握した地盤の浸透能は，浸透型流出抑制施設の浸透能力を直接表わすものではないので，この地盤の浸透能を用いて浸透型流出抑制施設の設計浸透能力に変換する必要がある。このためには，浸透型流出抑制施設の浸透量に影響をあたえる次の各因子の影響を把握しなければならない。

i）浸透型流出抑制施設の施設形状と浸透能力の関係

浸透型流出抑制施設の施設形状及び構造が異なれば，浸透能力が異なる。たとえば，円筒型施設の浸透面の直径を2倍にした場合，浸透量が2倍になるか4倍になるかを明確にしておかなければならない。また，施設の構造の違いが浸透量に及ぼす影響も明確にしなければならない。



図－5　土研式円筒型浸透計

ii) 地下水位（宙水位）が浸透量に及ぼす影響

浸透型流出抑制施設が設置される地盤の地下水位（宙水位）の変動は，浸透型流出抑制施設の浸透量に影響を及ぼす。この影響を量的に明らかにして設計浸透能力を評価しなければならない。

iii) 降雨及び土壌の湿潤度が浸透量に及ぼす影響

浸透型流出抑制施設がその機能を発揮するのは降雨時及び降雨終了後である。降雨による土壌の湿潤度の変化は浸透量に影響を与える。この影響を量的に明らかにして設計浸透能力を評価しなければならない。

iv) 目づまりが浸透量に及ぼす影響

目づまりは，浸透層の空隙が減少して浸透量が減少することを意味する。この目づまりは，浸透型流出抑制施設の機能評価をする上での最大の問題点とも言えるもので，その原因としては，

① 注入水中に含まれる懸濁物
② 浸透型流出抑制施設及び浸透層中での微生物の発生
③ 注入水中の空気泡
④ 浸透層水と注入水の化学反応による沈澱物の生成
⑤ 浸透層に水が注入される時に起こる土粒子配列の変化

等が挙げられる。

この目づまりによる浸透量の変化を，施設の寿命を考えて技術的な評価を行わなければならない。

以上 i)～iv) に述べた因子の影響と更には安全率を見込んで，

$$Q_d = a_d \cdot H_d \cdot A_p$$

但し，Q_d：施設の設計浸透量（m^3／hr）

a_d：上記 i)－iv) 等で補正した設計浸透能力係数（1／hr）

H_d：施設の設計水深（m）

A_p：施設の浸透底面積（m^2）

の形で評価することとなる。

i) の因子は実用的には現地で実物試験をすることにより把握することが可能であり，ii) か iii) については地下水位が非常に高い場合でなければそれほど大きく影響しないことがわかってきたので，一番大きい問題となるのは iv) の項である。

目詰まりによる浸透能力の低下は，施設の供用期間，施設に流入する SS 性物質の量・質等によって大きく異なり，又，施工時に不注意に浸透面を固めることなどによっても容易に変化する。目詰まりによる影響を系統立てて調べた実験は少ないが，2つの現地実験の例では次のうな実験式が得られている。

$$\begin{cases} y = e^{-0.0075x} \cdot 100 & \cdots\cdots (イ) \\ y = e^{-0.09x} \cdot 100 & \cdots\cdots (ロ) \end{cases}$$

ここに，y：浸透量変化率(%)……SS 投入前の最終浸透量に対する SS 投入後の最終浸透量の割合

x：SS 性物質量（kg/m^2）

なお，(イ)式は砂礫層でトレンチを使ったもの，(ロ)式はローム層で円筒型マスを用いたものである。

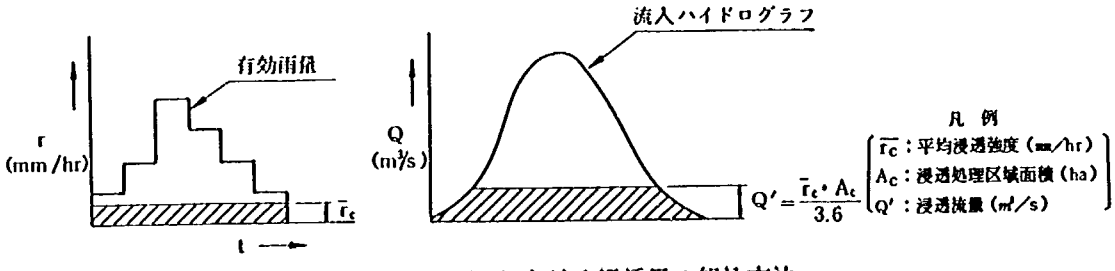
(3) 浸透型流出抑制施設が周辺環境に及ぼす影響

浸透水が地下水位及び地下水水質に及ぼす影響，浸透水が付近の構造物や植物に及ぼす影響等の検討評価が必要である。

(4) 浸透型流出抑制施設の流出抑制効果及び評価手法に関する検討

浸透型流出抑制施設の目的は，ある排水区の流出量を減少させることにある。浸透型流出抑制施設の浸透効果を，流出計算の中でどのように水理水文学的に組み込むかを検討しなければならない。

ところで，これまで一般的に行われている浸透型施設の評価モデルは，以下の2通りの手法で



図－6　モデルにおける浸透量の組込方法

ある（図－6参照）。

i）有効降雨モデルから設計浸透能相当分をベースカットする。

ii）斜面モデルの次に定量カット方式の浸透モデルを組み入れる。

なお(1)～(4)に関する技術的問題点については，文献1）に詳述されている。

3. 現地施工上の留意点等について

浸透型施設により流出抑制という設置目的を果すためには，浸透能力が有効に発揮されるように現地施工上の配慮をするとともに，必要に応じて管理要領を策定し施設の維持管理に努める必要がある。

浸透施設の施工にあたっては，掘削，埋戻し，転圧に際し，自然の地山の浸透能力を損わないよう以下の点に留意する必要がある。

i）掘　削

掘削にあたっては，自然の地山状態をできるだけ保護すること。

ii）転　圧

トレンチおよび各浸透施設の基礎を施工するときは，砕石部分の浸透能力を損なわないように転圧の回数および方法に十分配慮すること。

iii）目詰まり防止

掘削および埋戻し時に，土砂，埋戻し土などが浸透施設の砕石部に入らないように十分注意して施工すること。

（参考文献）

1）土木研究所総合治水研究室：浸透型流出抑制施設の浸透能力把握手法に関する調査報告書，土木研究所資料第2126号，1984. 8

2）小山，藤田：新しい下水道方式の計画と設計，1984. 8

（総合治水研究室）

河－2　河川環境のキャパシティとニーズの客観的評価法について

（質問）

近年，河川環境への関心の高まりにつれて，河川環境に関する計画を策定する動きが増えているが，河川環境のキャパシティとニーズを，分野毎にどう客観評価し，また限られた河川空間にどう盛込むかについて手法を幅広く教示願いたい。（大和川工事事務所）

（回答）

1. 基本的考え方

河川環境管理計画策定のための河川空間環境のキャパシティ（ポテンシャル）およびニーズの把握とその評価手法について，考えていることを述べる。

環境管理計画策定のための最も基本的なこと，あるいは具体的な施設配置計画の出発点は，対象とする区域の空間環境計画のテーマを定めることである。そのテーマに基づいて具体的な設計，つまり演出が行われる。

基本的なテーマは，その河川区域にとって最もふさわしく，また地域住民が期待している親水活動を基にして策定される。すなわち河川あるいは区域で展開されるべき親水活動を求めることが，基本的なテーマ策定の柱であると考えている。もちろんその親水活動は一つではなく，場所，季節を異にして複数であっても構わない。その親水活動を場所，季節と絡めて具体化することによって，テーマは具象化していく。

基本的なテーマの柱となる，ふさわしい親水活動は，次の手順で決定される。河川のもっている環境ポテンシャル（キャパシティ）を客観的に評価し，その評価されたポテンシャルを地域住民に提示して河川のもっている環境ポテンシャルに対する地域住民の十分な理解を得る。その後，アンケート等により住民のニーズを把握して基本的なテーマを決定する。このように河川の環境ポテンシャルの客観的評価が出発点である。次に河川の環境ポテンシャルの把握手法を述べる。

2. 河川の環境ポテンシャルの把握方法

環境ポテンシャルは，過去から今日にいたるかわと人々のかかわりを求めることから，その基本が明らかになると考えている。それぞれの河川には固有の人々とかわとのかかわりがある。これらの綿密な調査に基づきポテンシャルが把握される。

これにより今日の人々のかわとのかかわりとともに，河川流域の変貌により消え去っていった人々とかわとのかかわりも明らかにされる。消え去っていったかわとのかかわりは，今日再評価すべきものも多々あると考えている。たとえば歴史的雰囲気や施設を河川環境向上に利用する手法は，近年菊池川や佐原市小野川，栃木市巴波川などで実施され効果的と判断している。また松江市の大橋川の祭り，ホーランエンヤの復活にみられるように，祭りなどは地域行事として復活する傾向にある。

今日話題になっている景観は，親水活動のうちもっともポピュラーである散歩にとって重要な役割を果たしている。好まれる景観とは，それぞれの地域で歴史的に形成されてきたものであり，詩歌，小説等によりどのように扱われているのかを評価することによって，好まれている景観の基本が明らかにされるだろう。

人々とかわとのかかわりを人間活動から分類すると表－1のようになる。ただし各活動は時代の

表－1　人とかわとのかかわりにおける人間活動の分類

活動名	具体的内容	調査方法
信仰活動	川のきよめ感や無常感と結びついて様々な形の信仰がある。ここでは川に関係のある信仰に伴う活動を信仰活動と定義する。例：水神信仰，天王信仰，弁財天信仰，雨乞い，信仰に伴う祭，カッパ信仰，流しびな，灯籠流しなど	文献 現地聞き込み
生活活動	個人または家族などのレベルで行うもの，日常生活における川と係わりのある活動。例：水汲み，農業用水の個人での取水，野菜洗い，洗濯，流雪溝での雪流し，魚とりなど	現地観察
生業活動	生活の糧を得るために川と関係した活動，個人あるいは個々の企業のレベルで行うもの。例：農業，漁業，林業，工業，鉱業，運輸業，観光業	文献 現地聞き込み
社会活動	川と関係した活動のうち集団を単位とした活動で，生活の糧を得るための活動ではないもの。例：利水活動，軍事活動，住民活動，地域行事	文献 現地聞き込み
創作活動	川と関係のある文学・美術・音楽などの創作活動。例：文学，美術，音楽，映画，写真，昔話，民話の題材として，楽器演奏，歌舞伎，舟舞台，曲水の宴の場として	文　献
教育活動	川を題材としたり，媒介とした教育活動，貴種などを対象とした生物観察	電話ヒアリング 現地聞き込み
レクリェーション活動	川で行う遊び，スポーツ	文献 現地聞き込み 電話ヒアリング 親水活動現地調査

変遷に伴って，その目的も変遷しているものもあるが，発生当時での目的に従って整理している。これらのうち今日行われている親水活動の主なものを活動場所，利用の仕方との関連で整理したのが表－2である。また親水活動と河川への接し方を整理したのが表－3である。

人々とかわとのかかわりの把握の調査方法としては，表－4の4つがあげられる。各活動に対する調査方法は表－1に示してある。

以上のようにして求めた人々とかわとのかかわりを流域図に落として，環境ポテンシャルが一望できる流域親水マップの作成を提案する。水戸市那珂川の親水マップを例として図－1に示す。

なお親水活動に対する河道の物理的な条件を，造園，建築学等で提示されている事例で整理したのが表－5である。

表－2　人間活動と活動場所及び利用のしかた

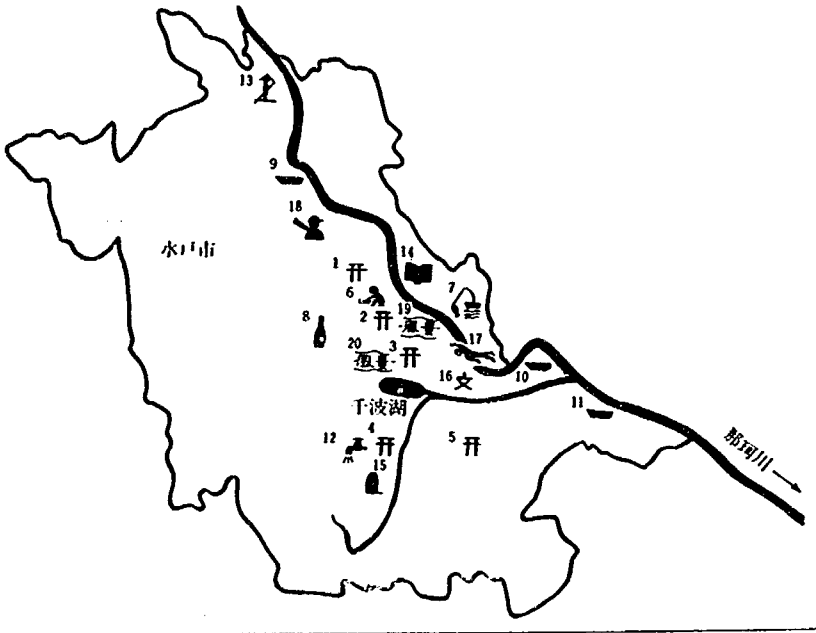
活動	活動場所				利用のしかた		備考
	流水部	水際部	高水敷	河岸・堤防	拠点的	線的	
灯籠流し		○			○	○	慣習的に利用場所を特定
流しびな		○			○	○	〃
川せがき		○	○		○	○	〃
水神祭			○		○		〃
七夕			○		○		〃
どんど焼き			○		○		〃
芋煮会			○		○		場所特定の拘束力は弱い
水洗い		○			○		人家位置等により規定される
家庭菜園			○		○		
舟下り	○					○	
渡し	○				○	○	
鵜飼	○				○	○	
水泳	○				○	○	
ボート	○				○	○	
野球			○		○		
サッカー			○		○		
ラグビー			○		○		
バレーボール			○		○		
テニス			○		○		
ゲートボール			○		○		
ゴルフ			○		○		
魚とり	○	○			○	○	場所は必ずしも特定されず移動性が高い
魚釣り		○			○	○	
水遊び	○	○	○		○		河川の場の条件に左右される
どろんこ遊び		○	○		○		〃
ピクニック			○		○		水源，施設の有無で規定
キャンプ			○		○		〃
スポーツ観戦			○	○	○		スポーツ施設と近接
凧あげ			○	○	○	○	場所特定の拘束力は弱い
花火			○		○	○	打上げ場所と観賞場所は相違
野草つみ			○	○	○	○	場所特定の拘束力は弱い
昆虫採集			○	○	○	○	〃
自然観賞			○	○	○	○	〃
散策			○	○		○	
ジョギング			○	○		○	
サイクリング			○	○		○	
ドライブ				○		○	

表－3　人間活動と河川への接し方

活動場所 / 河川への接し方 / 活動	陸上部						流水部						
	水に近づく	見る	採る	運動する	遊ぶ	催し物を行う	育てる（野菜・養魚）	とる（水・魚・貝等）	育てる（草花・魚等）	ふれる	入る（人・舟等）	見る	遊ぶ	貯める
灯籠流し	○	○				○				○			○	
流しびな	○	○								○			○	
川せがき	○	○								○			○	
水神祭	○	○				○				○	○		○	
七夕	○	○				○				○	○		○	
どんど焼き						○								
芋煮会	○	○				○				○				
水洗い	○									○	○			
家庭菜園	○						○	○						
農耕地	○						○	○						
牧草地	○						○	○						
漁労	○						○	○			○			
染色（友禅流し）	○										○			
舟運	○										○		○	
いかだ流し	○										○		○	
舟下り											○	○	○	
渡し	○										○	○	○	
鵜飼	○	○						○			○		○	
水泳	○			○				○			○			
ボート	○										○	○	○	
野球				○										
サッカー														
ラグビー				○										
バレーボール				○										
テニス				○										
ゲートボール				○										
ゴルフ				○										
魚とり	○							○			○	○		○
魚釣り	○							○						
水遊び	○				○					○	○			○
どろんこ遊び	○				○					○	○			
ピクニック		○			○									
キャンプ	○	○						○		○				
スポーツ観戦		○												
凧あげ					○									
花火		○				○								
野草つみ			○											
昆虫採集			○											
自然観賞		○												
散策		○		○										
ジョギング		○		○										
サイクリング		○		○										
ドライブ		○												

表－4　調　査　方　法

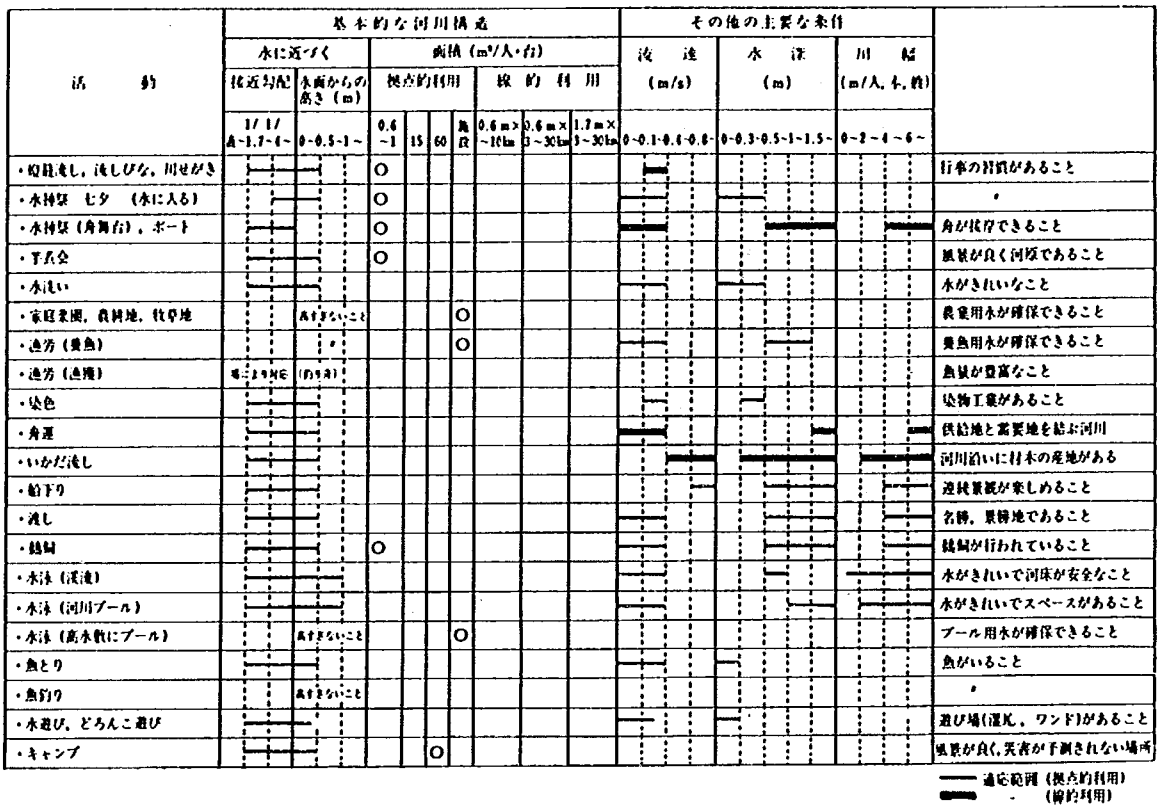
1. 文献（主として郷土誌，民俗調査報告書）による事例の収集
2. 市町村に対する電話ヒアリング
3. 1，2の結果に基づいた現地聞き込み調査および現地観察
4. 夏，河川内での親水活動の現地調査



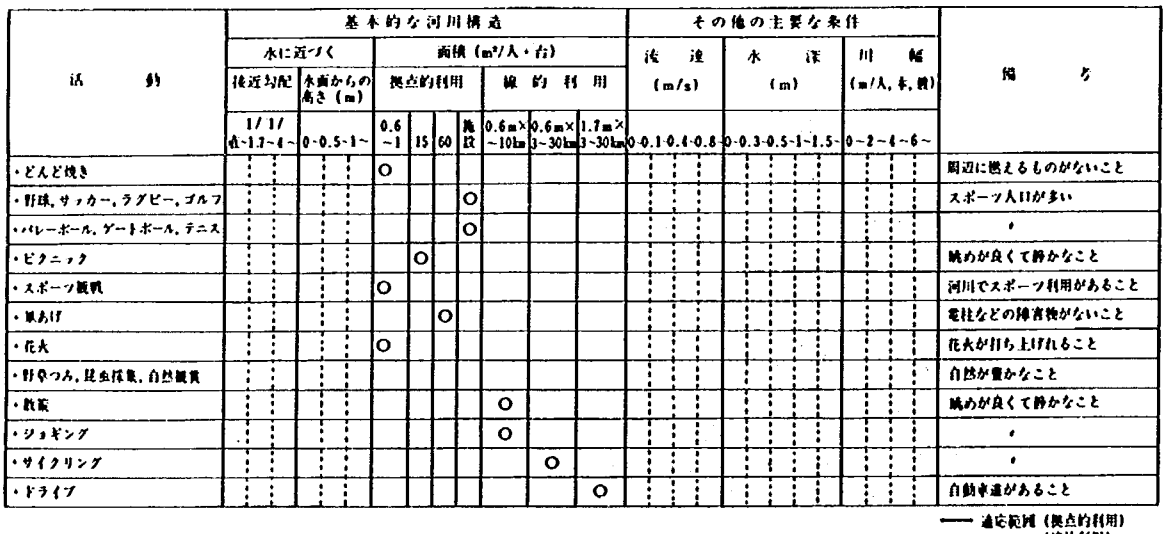
活　動	番号	マーク	内　容
信仰活動	1	开	笠原神社境内に水神罔象女神を祭る
	2		愛宕神社境内の水神社
	3		八幡宮境内の水神社で安徳天皇を祭る
	4		水戸神社、笠原水道の鎮守
	5		吉田神社例祭、かつては河原で御輿渡御の神事が営まれた
生活活動	6		常陸国風土記で昔からの生活用水、今もこんこんと湧く、茨城百景
生業活動	7		青柳の鮭留、那珂川は鮭ののぼる河川として有名、鮭漁ではこの地点が有名だった
	8		酒造業「一品」「副将軍」「一」を製造
	9		下国井の渡し跡、今は何も残っていない
	10		渡し跡、橋が架かる前まであった
	11		河岸跡、東北からの米輸送で舟運が盛んであった。吉沼、細谷など
社会活動	12		笠原水道跡、江戸時代の水戸市の水道水源地
	13		青年会議所がグリーンライフ那珂川をテーマに29.0km－10.5km間で筏下りを実施
創作活動	14		那珂川を渡る小舟を詠んだ和歌「青柳夜雨」の碑
	15		浴徳泉の碑、光圀の恩徳を後生に伝えるため1836年に建立
教育活動	16	文	「那珂川をさぐろう」をテーマとした教育，茨城大学附属小学校
リクリエーション活動	17		水府流水泳、水場と呼ばれる水泳場が戦前設けられていた
	18		那珂川高水敷の運動施設
	19	風景	那珂川を見おろす台地の上に白幡八幡宮が位置し、茨城百景の一つとなっている
	20		千波湖を望む台地上に位置する偕楽園，千波湖の冬景色を詠んだ偏湖暮雪の碑がある

図－1　水戸市那珂川の親水マップ

表－5(a)　人間活動と基本的な河川構造（水に直接係わる活動）



表－5(b)　人間活動と基本的な河川構造（水に直接係わらない活動）



3. 夏期の直接水にふれる親水活動と環境整備

歴史的にあまり行われていず，かつ水質悪化等により今日の調査では十分捉えられていないが，今後大いに展開される親水活動として，夏期の水にふれる活動が考えられる。都市河川研究室が全国親水活動実態調査を行ったところ，実に多くの地点で水にふれる親水活動が行われていた。

今回行った調査結果をつぶさに観察すると，人々の活動はある特定の場所で行われているのがわかる。人々はその特定の場所の水深や流速，河床材料，河川構造物等の施設の特性を実にうまく利用している。親水活動が行われている区域を河道の特性より9に，構造物等との係わりより13に分類すると次のようになる。

河道特性……干潟，砂し，その他の砂州，水面，支川・排水口の合流点，薄い流れ，河岸，わんど，滝・岩場

河川構造物等……導流堤，護岸，根固め，消波ブロック，水制，堰・床止め，堤防・堀込み河道の天端，高水敷，その他施設，河川プール，人工せせらぎ，その他特殊施設

これらのうち，特に人々に良く利用されているものとして干潟，砂れき堆，堰，床止め付近，高水敷などがあげられる。これらのうち高水敷を除いて，いままでは河川環境整備をする場合あまり念頭に置かれなかったものである。これらの場所は，水深・流速など物理的条件が人々の活動がしやすい条件と対応しており，これらの条件が多くの人々をそこに誘引していると考えられる。

この物理的条件を明確にして，水に直接接する活動に対する河道のポテンシャルが明らかにされるだろう。この点で特に興味深いのは，砂れき堆の発達する区間に相当する中流部（ここでは山間地部において砂れき堆の発達する区間も含む）である。ここでは，砂れき堆および堰・床止めを中心として親水活動が活発な区間である。

砂れき堆は，横断方向に水深・流速が徐々に変化するなど場所による物理条件が多様である。それに対応して，幅広い年令層の活動，多様な活動が可能である。また砂れき堆を構成する河床材料自体も，かまどとなったり，水をせきとめプールを作ったり遊び道具になるなど，極めて魅力に富んだ要素となっている。一方，堰・床止めの上流湛水区域は広い水面がひろがり，ボート遊び・水泳などを可能にしている。堰頂には薄い流れが生じ，そこでは休息する人々もみられる。堰下流部には薄い流れや砂州ができ，そこで水遊びや釣りが行われる。このように堰も多様な物理条件を作り，中流部での活動の拠点となっている。

その他この区間では，前述した河道特性のうち，干潟・砂し・滝・岩場を除くすべての特徴があらわれる区間でもある。そのようなそれぞれの特徴に対応して色々な活動が展開されている。

親水活動が熱心に行われている砂州の物理的条件については，都市河川研究室が詳細な調査をし，発表している。それによると表－5にみた造園，建築学等の設計の基準よりさらに水深の大きいところ，また流速の早いところで活動が行われている。

4. 住民ニーズの把握手法

歴史的な地域住民とかわとのかかわりの把握は，住民ニーズの把握の基本的方法と考えているが，今日の住民ニーズの把握手法として思いつく手法を列挙してみれば次の①から④があげられる。

① 河川利用の実態調査

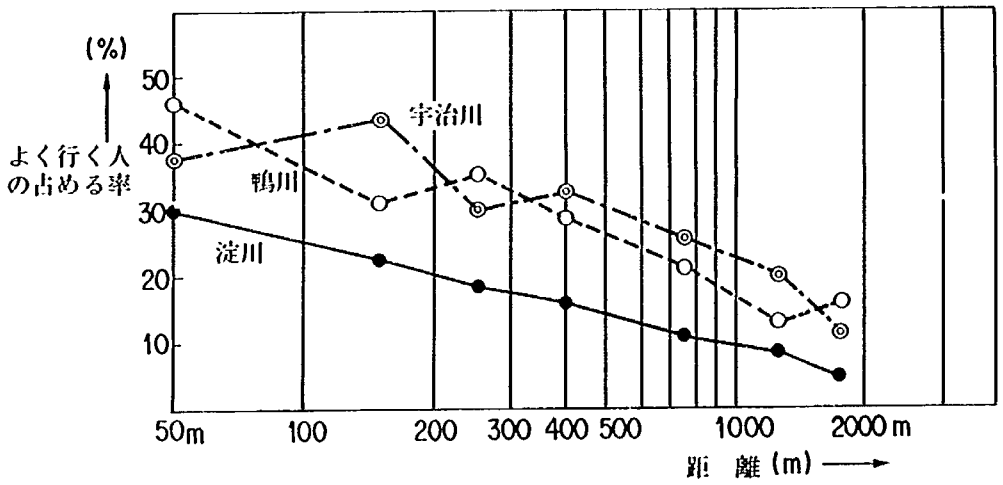
② 陳情の有無

③ 新聞等の河川環境記事，河川環境関係の投書等の増減調査

④ アンケート調査

このうち，現在もっともしばしば行われるのは④アンケート調査であろう。既往のアンケートの手法について，次のことがいわれている。

(1) アンケートにより河川環境に対する需要を調査する場合，調査範囲としては，まず，対象河川の誘致圏とすることが考えられる。誘致圏についての定説はまだないが，予備調査を行うか，あるいは調査範囲を比較的大きめにすることによってカバーできよう。この意味において，従来の調査では河川からの距離について種々の工夫がこらされている。



図－2 河川に行く程度と河川までの距離との関係

(2) アンケート調査ではサンプル数を大きくすること，及び回収率を高くすることが望ましいことは言うまでもない。しかし費用の制約がある場合，両者は相反した面を持つ。既往の調査からみると，直接回収方法が当然回収率が高くなっているが，郵送方法によるものにも回収率の高いものがみられ，細心の工夫により回収率を上げることが可能なことを示している。

(3) 河川に対するアンケートは対象地域が上下流に細長い形となり，流域特性が異なってくるのでサンプリングにあたっては，特に地域的なかたよりを避ける必要がある。この意味で，大部分のアンケートが地区ごとにサンプルの割り当てを行っていることは妥当なものであろう。

(4) アンケート内容についてみると，単に現状の需要を把握するためのみであれば，利用意向，利

用現況を問えばすむが，将来治水事業が進捗した状態，あるいは河川の浄化が進んだ状態での需要を把握する必要のある場合においては，治水，水害，河川汚濁に関する質問を行い，これらと河川への需要の関係をみることが必要であろう。

おわりに

人々とかわとの歴史的なかかわりを中心にした流域親水マップの作成，それを基にしての河川環境計画の検討を述べてきた。河川環境計画に限らず，不特定多数に対し，半永久的に影響を与える土木計画は，歴史的文脈の中で考えていくのが基本であると認識している。

（参考文献）

1) 松浦，島谷　土木研究所資料　第2223号「都市域に望まれる河川像に関する研究(2)－かわと人々の活動のかかわり方
2) 松浦，島谷他　土木研究所資料　第2224号「都市域に望まれる河川像に関する研究(3)－河川環境向上手法（事例研究）－」
3) 松浦，島谷　土木研究所資料　第2372号「都市域に望まれる河川像に関する研究(6)－全国親水活動の実態調査－」
4) 松浦，谷本　土木研究所資料　第2206号「通常時の河川における人間活動（親水活動）と河川構造」
5) 松浦，島谷　土木技術資料 28－4「我が国におけるかわと人々のかかわり －流域親水マップ作成にむけて」
6) 建設省河川局治水課「河川環境整備に関する研究」　第33回建設省技術研究会

（都市河川研究室）

河－3　フィルダムの耐震設計について

（質問）

フィルダムの耐震設計を行う場合，「河川管理施設等構造令」等の基準に従って震度法により設計する事が基本であるが，当ダムは規模の大きな地震が比較的近くで発生しており（189，$M=7.9$，濃尾地震等），このこと等を考慮すれば，震度法による方法の他に，補足的な方法を検討する必要があると思われる。今後，特に調査，検討を行わなければならない方法があれば，その調査，検討項目，方法等について御教授願いたい。　（高時川ダム調査事務所）

（回答）

我が国におけるダムの耐震設計は，1930年代より震度法が採用され，以来この方法により設計さ

れたダムが地震による被害を受けたことがないことから，経験的にこの設計方法に従えば，ダムの耐震性は確保されていると考えられる。しかし，この方法は経験的部分が多く，ダムの地震時の挙動をより直接的に設計上評価する方法として，次の2方法がある。

① 模型実験

② 動的解析

①の模型実験については，実物に近い材料による模型と弾性体による模型の2種がある。いずれにせよ相似律の点から，実物ダムの破壊強度までを求めることは難しいが，三次元的挙動を視覚的にわかり易くとられる点で特徴がある。

②の動的解析については，ロックフィルダムの数学的モデル（多くは有限要素モデル）に，想定される地震動入力を与え，堤体各部の加速度，速度，変位，応力，歪などの応答を求め，堤体の安定性を判断するものである。この動的解析を行うためには，以下のデータを集める必要がある。

a）当該ダムで将来想定される地震とこれによる地震動：地震については，主としてダムサイト付近の歴史地震データより推定する。地震動については，最大加速度，速度，周期，継続時間等のパラメータを適切に定め，既往の強震記録を修正して求める。

b）堤体および基礎地盤の動力学的性質：基礎地盤については，原位置での試験（P，S波測定，起振実験など）が可能である。堤体については，締め固めた材料について，室内試験を行う。これには，くり返し三軸試験，単純せん断試験などがあり，せん断弾性定数，ポアソン比，減衰定数，動的強度を求める。これらの動的物性値は，材料の締め固め度，拘束圧，ひずみの大きさに依存しているので各条件において，求める必要がある。

以上の点についてのデータが得られたら，数学的モデルについて，動的応答計算を実施し，その結果について安定性を判断することになる。実は，この安定性の判断の項目が難しく，現段階としては，研究途上の問題でもあり，いくつかの安定性条件を検討し，総合的に判断することになろう。

（フィルダム研究室）

河－4　軟弱地盤上の樋門・樋管の問題点について

(1)　樋門・樋管の本体設計における荷重の考え方について

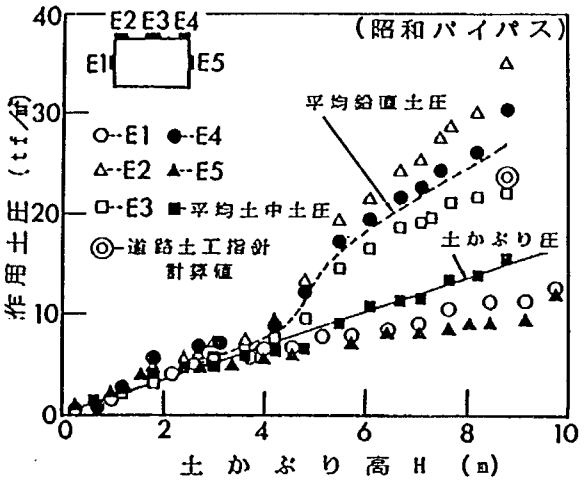
（質問）

現在「樋門，樋管設計指針(案)」では，樋門本体の上部の盛土荷重については，樋門ボックス幅分の盛土荷重を計上することにしている。しかし，豊岡の様な軟弱地盤では，樋門と周辺盛土との間に不同沈下が発生し，現実には1.4～1.5倍の荷重が樋門ボックス部に作用している。樋門本体の設計においても「擁壁・カルバート・仮設構造物指針」（日本道路協会）P91を引用して，軟弱地盤上で杭基礎工法を採用する時は，荷重の割増しを考えて良いかどうかは教示願いたい。

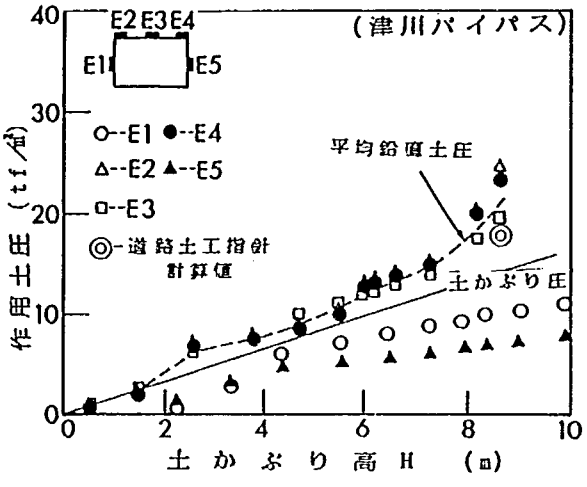
（豊岡工事事務所）

（回答）

軟弱地盤上に構築された樋門，樋管，道路カルバートなどの附帯施設は，基礎に支持杭を用いると，盛土と附帯施設の不同沈下によって，鉛直土圧が土かぶり圧より大きくなることがある。そこで，これらの実態を明らかにするために，当研究室では地方建設局の工事事務所と共同で，現地調査を行ってきている。図－1及び図－2は，秋田県の昭和バイパスと新潟県の津川バイパスの2カ所の道路カルバートを対象として調査した結果を示したもので，両カルバートとも軟弱地盤上に支持杭を用いて構築されている。図中には両カルバートに作用した鉛直土圧，水平土圧，鉛直土圧の平均値がそれぞれ示されている。昭和バイパスの観測結果を見ると，現地で実測した鉛直土圧は，土かぶり高が高くなるにしたがい土かぶり圧 γh を次第に上回る傾向にあり，最終土かぶり高 8.8 m では，平均鉛直土圧が土かぶり圧の 1.9 倍程度になっている。また，津川バイパスのカルバートにおいても同様の傾向が見られ，平均鉛直土圧は土かぶり圧の 1.5 倍程度になっている。



図－1　昭和バイパスの作用土圧と土かぶり高の関係

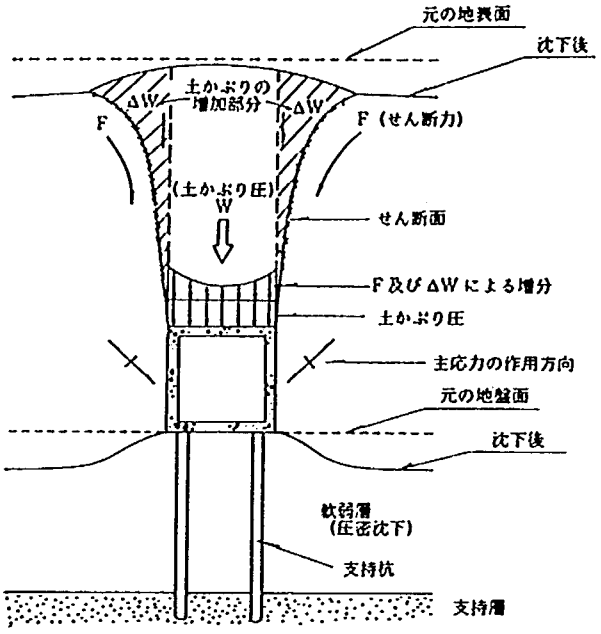


図－2　津川バイパスの作用土圧と土かぶり高の関係

すなわち，一般に作用土圧が増加する理由としては，次のふたつが考えられる。ひとつは，ボックスと地盤の不同沈下によって生じたせん断面が，図－3に示すように左右に傾くことによってボックスに作用する土塊重量が増大する場合がある。もうひとつは，せん断面に沿って下向きの摩擦力が生じて，この力がボックスに作用する土圧を増加させる場合がある。実際には，両者が複雑にからみあって，樋門，樋管に作用する土圧を増加させているものと考えられる。従って，軟弱地盤の

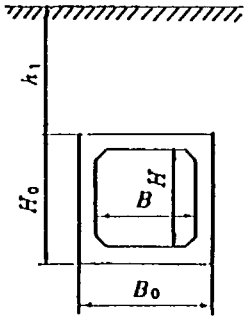
土性，層厚，樋門及び樋管の構造，形状ならびに土かぶり圧，基礎の形式等を考慮して，構造物と盛土との間に不同沈下が大きくなると予測される場合は，土圧の割増しを考えて設計するのが良いと思われる。

ちなみに，建設省の道路ボックスカルバートの標準設計について，「建設省土木構造物標準設計Ⅰ」が昭和61年に改定されるなかで，ボックスに作用する土圧の割増しの詳細な記載がなされている。それは，従来の設計では，直接基礎を用いた標準的な構造物について $\alpha = 1.0$ とし，杭基礎を用いる構造物においては，現場の状況に応じて土圧の割増しを考えていたが，今回の改定にあたっては支持杭を用いる構造について，表－1に示す土圧の割増し係数が規定されることになった。すなわち，表－1の α は道路土工指針で規定しているものと同様で，h_1/B_0 によって割増し係数が設定されるようになっている。この割増し係数 α を用いて，設計上の土かぶり厚を計算するようになっている。従って，割増し係数 α が大きい場合には，実際よりも大きい土かぶり厚を想定して設計することになっている。



図－3　土圧挙動模式図

表－1　標準設計の土圧の割増し係数



h_1/B_0	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.50	1.60

なお，樋門，樋管についても，原地盤と樋門，樋管の沈下特性等を考慮して「建設省土木構造物標準設計Ⅰ」に準じて行うようになっており，軟弱地盤上で支持杭を用いる樋門についても，荷重の割増しを考えた設計を行うことが必要である。なお，樋門，樋管については不同沈下が大きくなると，構造物下の空洞が生じるおそれもあるので，できれば不同沈下を少なくする軟弱地盤対策（例えばプレロード工法など）と合せて，樋門，樋管の設計，施工を行う必要がある。

（参考文献）

土木研究所資料第1983号：高盛土におけるカルバートの設計に関する調査報告書（I）：昭和58年3月

建設省土木構造物標準設計第1，第2，第3，第4巻　　（土質研究室）

(2) 樋門，樋管の遮水矢板の設計について

（質問）

樋門の遮水矢板の長さについては，従来からレインの式により決定していたが，粘土層では長く，砂利層では短くなる考え方の根拠をお聞かせ願いたい。　　（豊岡工事事務所）

（回答）

レインの式を用いて遮水矢板を設計する場合の基本的な考え方を以下に述べる。

レインの式は(1)式で表わされる。

$$C_w \leqq \frac{\Sigma \ell_w}{\Delta H} \qquad \cdots\cdots (1)$$

(1)式は，樋門，樋管などの構造物が透水性地盤にある場合，構造物と透水性地盤との接触面付近での浸透流が，地盤内の他の場所を通る浸透流よりも激しくなると考え，接触面付近でのパイピングに対する安全性を検討する式である。加重クリープ比C_wの値は，通常表－1で与えられている。レインの式の特徴は，水平方向の浸透流に与える抵抗は，鉛直方向の浸透流に与える抵抗の1/3とみなしていることである。

レインは，200を越えるダムなどの不透水性構造物と基礎地盤との接触面付近で起こるパイピングに対する安全性を調べるため，ダムの上下流でのヘッド差，クリープ長などの調査を行っている。そして，クリープ比（クリープ長／ヘッド差）と基礎の土質との関係から，実際にパイピングが起こったかどうかで，各土質の加重クリープ比を求めている。これをまとめたのが表－2であり，表－1と比べると，粘土についても記載されている。この中で細砂とシルトが最も加重クリープ比が大きく，固い粘土が最も小さくなっている。すなわち，パイピングは土中の平均流速と

表－1　レインの加重クリープ比[1)]

土　　質	C_w
微細砂またはシルト	8.5
細　　砂	7.0
中　　砂	6.0
粗　　砂	5.0
細　砂　利	4.0
中　砂　利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む石	2.0

表－2　レインの加重クリープ比[2)]

土　　質	C_w
微細砂またはシルト	8.5
細　　砂	7.0
中　　砂	6.0
粗　　砂	5.0
細　砂　利	4.0
中　砂　利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む石	2.0
軟らかい粘土	3.0
中程度の固さの粘土	2.0
固い粘土	1.8
非常に固い粘土	1.6

土粒子の重量の関係から生じるので，細砂やシルトなどは，土粒子の粒径が比較的小さく，しかもある程度透水性を有するのでパイピングを起こしやすい土質であるといえる。逆に，礫は土粒子の粒径が大きいのでパイピングはあまり起こらず，また粘土は浸透流速が非常に小さく，しかも粘着性が大きいのでパイピングを起こしにくい土質であるといえる。以上のように，レインの式は構造物と基礎地盤の境界付近のパイピングに関する式なので，その適用範囲はシルト，砂，砂利などの場合であり，パイピングの起こる恐れのない粘土などは適用範囲外といえるので，通常用いられる表－1には粘土の項目が記載されていないものと思われる。粘土地盤の場合は，表－1で粘土についての項目がないために，微細砂やシルトと同じ加重クリープ比を採るのは誤りである。

以上がレインの式の基本的な考え方であり，パイピングの恐れのある場合には，遮水矢板を打設することで浸透経路長（クリープ長）を長くし，浸透流速を減じて，パイピングに対する安全性を高める必要がある。また，軟弱地盤上の樋門，樋管にレインの式を適用した場合，表－2を用いて粘土地盤の加重クリープ比を求めると小さな値となり，遮水矢板の長さは短くて良いことになる。しかし，軟弱地盤で，ボックスの基礎に支持杭を用いた構造では，地盤の沈下にともないボックス直下に空洞が生じたりすることによる漏水に対して十分考慮しておかなければならない。すなわち，万一，空洞等が生じても，遮水矢板は漏水を完全に遮断するのに十分な長さが必要になるわけで，レインの式をそのまま適用するのではなく，空洞の大きさと浸透水が回り込まない十分な根入れの深さで，遮水矢板の長さを決定するように配慮することが大切である。

（参考文献）

1) 土質工学ハンドブック

2) E.W. LANE, M.AM.SOC.C.E.: Security from Underseepage Masonry Dams on Earth Foundations, AMERICAN SOCIETYOF CIVIL ENGINEERS, Vol. 100

（土質研究室）

(3) 空洞充填グラウト材について

（質問）

現在，豊岡工事では，樋門周辺に空洞充填グラウト工事を『空洞充填グラウト工法実施要領(案)』に基づいて実施しているが，使用するベントナイトの産地及びメーカーにより大巾にスランプが異っている。今後適切なグラウトを行うために留意点等があれば教示願いたい。

（豊岡工事事務所）

（回答）

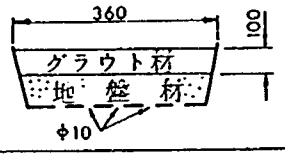
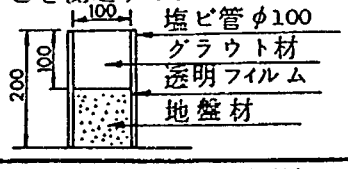
空洞充填グラウト材には表－1のような性質が要求される。土木研究所で行った実験[1]において，

表－1　空洞充填グラウト材の配合に要求される性質

品質管理項目	要求される性質
・流動性（粘度，コンステンシー）	・ポンプ圧送可能なこと。 ・充填特性が良好なこと。
・硬化時間	・施工時間との関連で妥当なこと。
・体積変化	・体積変化が少ないこと。若干の膨張性のあるのが望ましい。
・材料分離・ブリージング	・材料分離・ブリージングが生じないこと。
・クラックの発生	・クラックの発生が少ないこと。
・地盤とのなじみ	・水のみが地盤中に抜け出さないこと。
・流失・希釈	・水中に溶け出さないこと。
・耐久性	・耐久性があること。
・単位体積重量	・軽い方が良い。
・変形能力，強度	・地盤の変形に対して追随性が良いこと。 ・地盤強度相当以上あること。
・透水性	・難透水性であること。
・材料	・入手が容易で価格が安いこと。

これらの性質を満たすグラウト材の品質管理方法として表－2が整理提案されている。また実験によると，グラウト材の充填特性について表－3のようにスランプ値で規定した流動性区分を用いると，スランプ値20～25 cmのものは図－1に示すように空洞充填には良好な結果を得ている。この流動性区分は，セメント・ベントナイト系（以下ＣＢ系と称する）の他に，セメントミルク系，粘土系，アスファルト系などの異種材料でも，またベントナイトを用いた場合の膨潤処理の有無や混合時間の違いも含めて，流動性に関する基本的性質の区分として適用可能であることが実験的に見出されている。ＣＢ系グラウトについて，この流動性区分に対応する配合の一例を実験的に示すと表－4となり，これが空洞グラウト充填材として現在実施要領（案）に例示されている配合である。しかしながら，特にベントナイトは産地の違い，粒度，混合時間や膨潤処理の有無などによって，同じ配合であっても，流動性やブリーヂング特性が異なってくる。表－4に例示したものは250メッシュ相当のもので，ある特定の産地から得られたものであるので，これとは種類が異なるベントナイトを用いたり，混合条件が変われば，スランプ値も影響を受ける。表－4の配合は特定の条件におけるものであるので，実際に用いるセメントやベントナイト等を用いて，事前に表－4の配合を参考にいくつかの配合を設定し，それらについて表－2に示す品質管理試験を行って，ブリーヂング等の少ないことや，一定の流動性（スランプ値）を満足する配合を決定するのがよい。

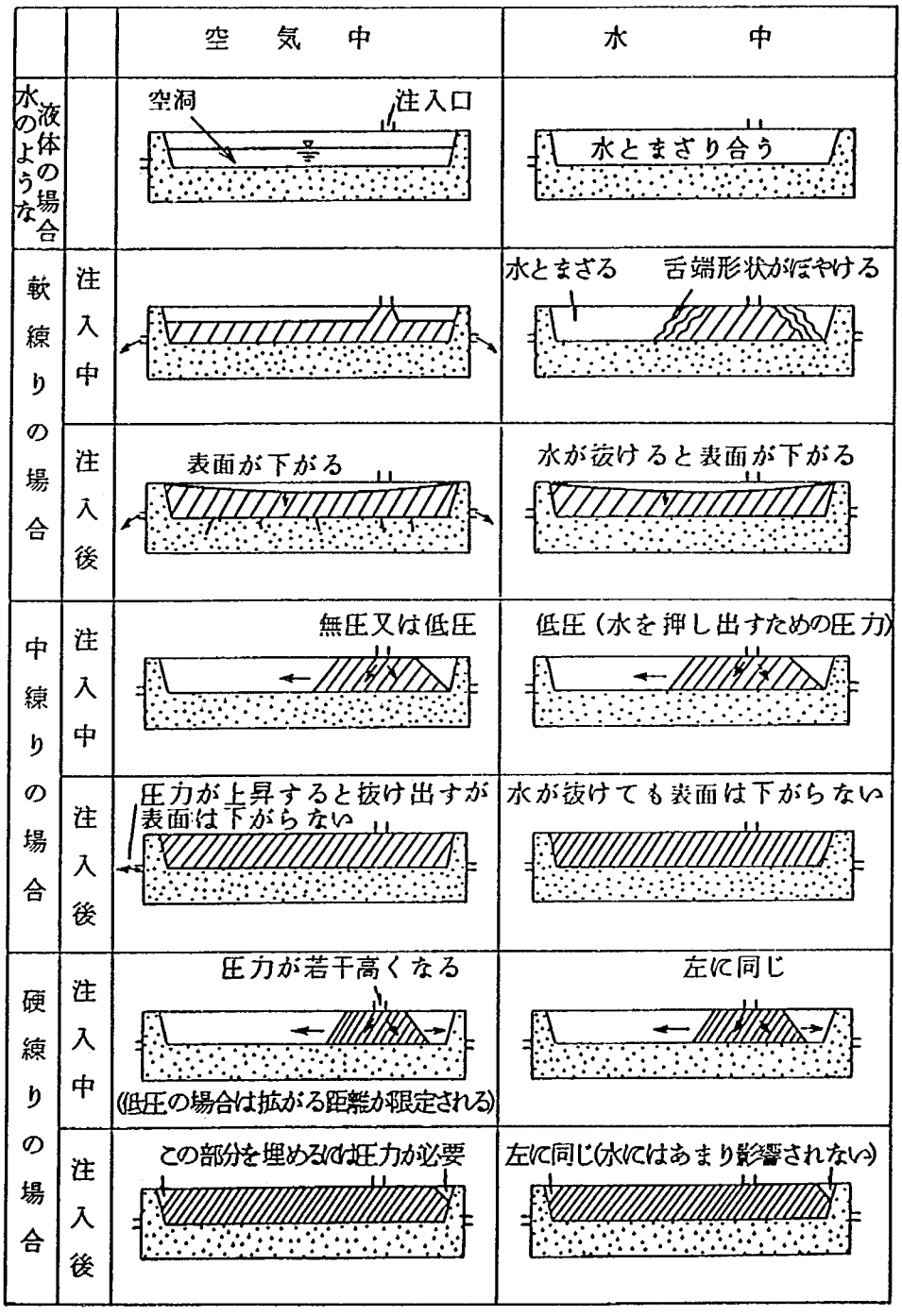
表－２　配合試験項目

	測定項目	品質管理項目	測定方法
	フロー値	流動性	フローコーン（Pロート）を用いて試料の流出時間を測定する。
	フローテーブル	流動性	ＪＩＳＲ５２０１－１９８１に準じて試料の粘性を測定する。
○	スランプ	流動性	ＪＩＳＡ１１０１に準ずる。
	単位体積重量	単位体積重量	５００ｃｃのメスシリンダーに試料を入れ重量を測定する。
○	ブリージング率	材料分離 ブリージング	５００ｃｃのメスシリンダーに試料を入れ体積変化を測定する。ＪＩＳ１１２３に準ずる。
○	コンテナ試験（１）	体積変化 クラックの発生 地盤とのなじみ	直径３６ｃｍ程度のタライを用い、硬化後の表面沈下、クラック、浸透状態などを測定する。 
	コンテナ試験（２）	体積変化 クラックの発生 地盤とのなじみ	直径10ｃｍ高さ20ｃｍの塩ビ管を用い、硬化後の表面沈下、クラック、浸透状態などを測定する。 

○印：主要項目

表－３　流動性区分

流動性区分	試験法	基準値
軟練り	フローコーン	25～30秒
中練り	スランプ	20～25cm
硬練り	スランプ	20cm未満


空　気　中
水　中
水のような液体の場合
空洞
注入口
水とまざり合う
軟練りの場合
注入中
水とまざる
舌端形状がぼやける
注入後
表面が下がる
水が抜けると表面が下がる
中練りの場合
注入中
無圧又は低圧
低圧（水を押し出すための圧力）
注入後
圧力が上昇すると抜け出すが表面は下がらない
水が抜けても表面は下がらない
硬練りの場合
注入中
圧力が若干高くなる
左に同じ
（低圧の場合は拡がる距離が限定される）
注入後
この部分を埋めるには圧力が必要
左に同じ（水にはあまり影響されない）

図－1　充填特性概念図

表－4　配　合　例

① 軟練り配合の一例

	セメント	ベントナイト	水	アルミ粉	繊維材
重量比	1	0.3	2.3	1/5000	－
1 m³当り	366 kg	110kg	841kg	74g	－

（フロー値　25～30秒）

② 中練り配合の一例

	セメント	ベントナイト	水	アルミ粉	繊維材
重量比	1	1	4.0	1/5000	0.05
1 m³当り	208 kg	208kg	832kg	42g	10.4 kg

（スランプ　23cm）

または，

	セメント	ベントナイト	水	アルミ粉	繊維材
重量比	1	1	3.5	1/5000	－
1 m³当り	238 kg	238kg	832kg	48g	－

（スランプ　23cm）

③ 硬練り配合の一例

	セメント	ベントナイト	水	アルミ粉	繊維材
重量比	1	1	3.2	1/5000	0.05
1 m³当り	250 kg	250kg	780kg	50g	12.5 kg

（スランプ　18cm）

なお，これらの配合例における混合順序，混合時間は次の通りである。

開始 →水→繊維材→ベントナイト→セメント→アルミ粉→ 終了
（5分）　（20分）　（10分）（2～3分）

（参考文献）

1） 鳩津晃臣・塚田幸広：「空洞充填グラウトに関する実験」，土木技術資料　28巻7号，pp. 15－20，1986

（施工研究室）

河－5　土石流対策の鋼製砂防ダムについて

（質問）

土石流対策の砂防ダムは空容量を確保しておくことが有効であり，そのためには各種の工法，対策が考えられる。これら工法の一つである鋼製砂防ダムについて今後の計画への反映等を含めて理解を深めたいので，その計画，設計上の考え方に関する現在の状況や施工の実例，又，実際土石流を受けた事例等について教示願いたい。　（六甲砂防工事事務所）

（回答）

1. 概　説

鋼材を主体とした砂防構造物が使用され始めたのは昭和40年代に入ってからで，とくに治山の分野でバットレスタイプのダムが多く建設されるようになった。しかし，砂防の分野では洪水流量の多い河川，渓流を対象としていることが多いために，流水，流砂に対する耐久性に不安のあった鋼製砂防施設はほとんど採用されなかった。その後，土石流対策の構造物を検討する中で，土石流発生時まで貯砂容量を維持する，土石流先頭部の巨礫を捕捉するという目的から透過型砂防ダムが注目され，鋼製ネットや鋼管製ダム，H鋼によるスリットダムなどが試みられるようになった。鋼管製砂防ダムが集中して採用されたのは昭和53年の有珠山噴火に伴う土石流対策で，工期の短い特徴が生かされたものである。鋼製砂防構造物としてはこの他にいくつかの種類の鋼製自在枠がある。これは鋼製の枠の中に自然礫を入れるもので蛇かご，ふとんかごの現代版と考えることができる。

土石流対策として採用される鋼製砂防施設は，透過型ダムで部材部分が少なくなっても巨礫の衝突に対してねばりがあり変形はしても破壊されにくい利点を生かそうとするものである。なお，土石流対策の透過型ダムは，かつて期待された土石流補捉後自然に貯砂容量を回復するという機能は無理な場合が多く，土石流発生後は人工的に土砂を取り除く（除石）ことを原則とするようになった。[1)]

土石流対策の鋼製砂防ダムの設計法については，昭和56年に高速の泥流型土石流により鋼製砂防ダムが土石流衝撃力に対する強度不足から破壊された[2)]のを契機として，昭和57年より財団法人，砂防・地すべり技術センター内に鋼製砂防構造物研究会が設置され，実物の鋼管や½程度の模型ダムに対する衝撃載荷試験，三次元有限要素法解析などを行って検討が加えられた。[3)]その成果は，昭和60年10月「鋼製砂防構造物設計便覧」[4)]としてまとめられた。「土石流対策指針（案）（昭和61年３月）でもこの便覧を受けて鋼製砂防施設に対応する透過型ダムの項が作成されている。

土木研究所では土石流対策工法に関する研究の一部として，透過型ダムの機能を研究しており，[5)]最近は鋼管の衝撃力に対する耐力を，室内試験[6)]および現地試験[7)]を行って研究している。また海外の鋼製砂防施設に関する情報収集も行っている。[8)]

2. 土石流対策施設計画上の位置づけ

土石流対策施設計画は，想定される規模の土石流によって下流に災害を発生させないよう，土石流捕捉工，導流工，堆積工，流向制御工，発生抑制工などを組み合わせて策定される。主なものはやはり捕捉工（ダム）で，不透過型ダム（主にコンクリート製）と組み合わせて透過型ダム（主に鋼製ダム）を用いることになる。下流河道に余裕のある場合には，最下流のダムも透過型でよい場合もあると考えられる。また，流木対策として積極的に透過型ダムを採用することも検討し始めている。

3. 設計の考え方

鋼製砂防ダムの設計の考え方を，土石流対策指針(案)土石流対策施設計画を引用して下記に示す。

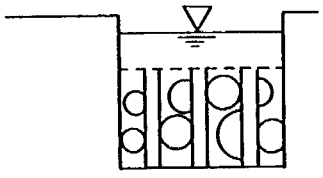
2.6 透過型ダムの構造

(1) 水通し断面

設計流量等は，原則として，2.5(1)～(3)により，透過部閉塞後も，安全に土石流を流せる断面とする。

解説

透過型ダムの透過部が完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は不透過型ダムと同様に決定する。



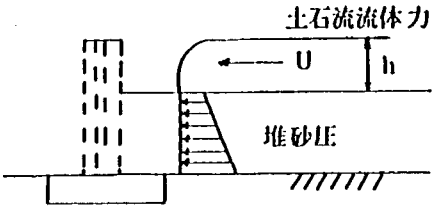
(2) 設計外力

基本的には，不透過型ダムと同様とするが，透過構造であるため堆砂面下の静水圧は見込まず，堆砂圧を与え，その上に土石流流体力を与える。

解説

堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布として与える。

透過部分（スリット部分）には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。



(注) 上載荷重として土石流荷重を見込む。

また，透過型鋼製ダムの場合は，ダム高に応じて次の設計荷重Ⅰおよび設計荷重Ⅱにより計算し，所定の安全率を満足させるものとする。

ダム高さ	設計荷重Ⅰ	設計荷重Ⅱ
8m未満	土石流の流体力、堆砂圧および自重	—
8～15m未満	同　上	満砂地震時堆砂圧、ダム上載堆砂重およびそれに作用する地震時慣性力、自重およびそれに作用する地震時慣性力
安全率	1.2	1.0

なお，15m以上の透過型ダムについても上記の表に示す設計外力について検討することになるが，施行例がほとんど無いので，慎重な検討が望まれる。

(3) 安定計算

不透過型ダムに準じて行う。

解説

滑動条件については堤体と基礎地盤の接触面の摩擦力によって計算することを原則とし，安全率は設計荷重Ⅰで1.2以上，設計荷重Ⅱで1.0以上とする。

透過型鋼製ダムの構造計算は，安定計算に用いる荷重に対しては，弾性力学にもとづいた通常の許容応力度法によって部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておかなければならない。

なお，骨組が不静定構造となっている場合には，安定計算に用いる荷重のほかに温度変化による影響が考えられるが，他の荷重に加え合せず，温度変化による影響のみについて検討する。また，温度変化の範囲は現地の状況に応じて適当な値を設定する。

礫の衝突に対する検討は，塑性力学にもとづいた解析法によって，礫の運動エネルギーが100%伝達され，これを構造物の変形によって吸収するとし，その変形が所定の変形量以内であることを確認する方法によることとする。

所定の変形量の設定は，透過型ダムの骨組構造形式や，部材の交換の可能性などにより，一律に規定することは難かしいが，透過型ダムとしての機能を喪失しない範囲，すなわち相当大きな塑性変形を生じても，土石流捕捉後の堆砂圧に対抗しうる状態，または部材の局部に大きな変形を生じても，構造系全体としては耐荷力を失っていない状態とする。

この検討の際に，載荷条件やエネルギー吸収については次のように考える。

① 検討は原則として最大粒径礫が1個，設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突す

るとし，衝突に伴うエネルギー損失は無視する。

② 構造物のエネルギー吸収に，衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の和で行われるものとする。

③ 堆砂圧と流体力による弾性変形も加え合せて，礫の衝突時に所定の変形量以内であることを確認する。

④ 平均的な粒径の礫が多数個衝突する場合については，変形が弾性範囲を越える状態にいたった場合にはその変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

(参考) 現在試行的に考えられている変形の許容値を示す。

① 鋼管内をコンクリートで充填したA型フレーム構造の透過型ダムについては，構造系の許容最大形量をフレーム高さの2%とする。

② 中空鋼管の局部変形に対しては，

$D/t \leqq 40$のとき　$\delta < 20\,\delta_E$

ここで，　D：鋼管外径

t：鋼板の板厚

δ：たわみあるいは回転角についての構造の一部の変形

δ_E：部材降伏時のたわみあるいは回転角

礫の運動エネルギーは次式によって求める。

$$E = \frac{1}{2} m U^2$$

ここで，　E：礫の運動エネルギー

m：礫の質量

U：土石流流速

(4) 開口部の大きさ

透過型ダムの開口部の大きさは，土石流の最大礫径および施設の目的により決定する。

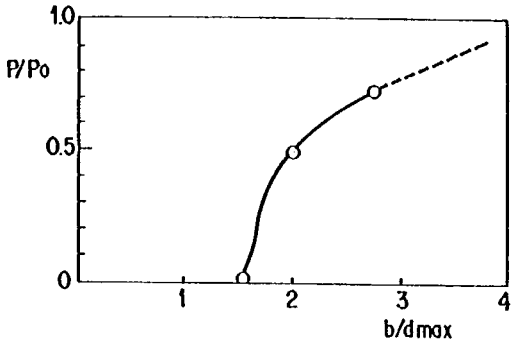
解説

土石流の最大礫径は，土石流として流出すると予想される土砂の粒径をダム建設予定地点より上流の渓床およびダムサイト下流各々200 m間の渓床堆積物を踏査し，約100個以上の巨礫頻度分布を調べ，累加曲線の95%をもって最大礫径とする。

開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ，土石流発生時に確実に閉塞し，2.0倍以上では，ピーク土砂量は減少するが完全には閉塞しない。したがって，土石流を確実に捕捉しようとする場合は，開口部の大きさは土石流の最大礫径程度以下とし，巨礫のみ

の捕捉やピーク土砂量の減少のみを目的とする場合は，開口部の大きさを土石流の最大礫径の2倍程度以上とする。

（参考）　ピーク流出土砂量の減少率に関する実験*)



開口部の大きさ（ビーム間隔）とピーク流出土砂量の減少率（P：ピーク流出土砂量，P_0：無施設時のピーク流出土砂量，b：開口部の大きさ，dmax：最大礫径）

(5) 部材および構造

> 透過型ダム（大暗渠を有するダムを含む）は土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるので，摩耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材，構造を選択する。

解説

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

(6) 前庭保護工

> 透過型ダムは，透過部からの土砂流出を考慮した前庭部での土砂収支および流水の落下エネルギーを検討し，必要に応じ前庭保護工を計画する。

解説

捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合および，透過部下端と渓床面との間に落差を生じる構造や透過部面積率が小さい場合などには，不透過型ダムに準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副ダムについては，その必要性を十分吟味して計画する。

(7) 袖

> 透過型ダムは，袖部を透過構造としてもよい。ただし，その場合には，ダム下流

侵食に対し十分配慮するものとする。

*) 水山高久，上原信司（1981）：土石流対策砂防施設に関する検討，新砂防115号

4. 施工状況と施工後の追跡調査例

少し資料は古いが,[9] 砂防事業において，昭和56年度までに施工された鋼製砂防ダムは表－1に示すように全国で130基である。これに対して，これまで全国に設備されている砂防ダムは約42,000基（昭和56年4月現在）で，施工中の砂防ダムは年間2千数百箇所，毎年の新規着工数は800～1,000箇所である。

表－1　砂防事業での鋼製ダム施工基数

建設省砂防部による昭和56年度集計

ダム高（m）	枠構造物	スクリーンダム	スリットダム	格子形ダム	合　計
3以下	12	1	—	—	13
3～5	15	21	8	—	44
6	13	12	—	—	25
7	6	3	—	—	9
8	19	5	—	—	24
9	1	—	—	—	1
0	1	2	1	—	4
11	—	1	—	1	2
12	1	1	—	—	2
13	—	—	—	1	1
14～15未満	—	—	—	1	1
合　計	68	46	9	3	126

他にバットレスタイプダムで高さの不明のものが4基ある。

表－1に示した砂防ダムについて，その内容をみてみると次のようである。[9]

① ダムの形式別では，枠構造物とバットレススクリーンダムが多く，土石流対策としてのオープンダム類（透過型ダム）は少ない。なお，昭和61年4月では，5基が完成しており，数基が施工中または計画中である。

② 鋼製砂防ダムの高さは，いずれも15m以下である。数の多い枠ダム類は規模の小さいものがほとんどで，高さ8m以下が約95%を占めている。スクリーンダムは高さ5～6mのものが⅔を占めており，枠構造物同様90%は8m以下のものである。スリットダムは高さ4mのものが8箇所，

10.5 m のものが1箇所に施工されている。格子形ダムは最も規模が大きく，3基とも10 m を越えている。

施工後，詳細な追跡調査が実施されているのは北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所白水谷に施工されたもののみで，昭和57年度の完成以来ＶＴＲカメラ等による土石流動態調査と並行して衝撃力の推定，変形や損傷の観察が続けられている。以下に最近の報告[10]から状況を紹介する。

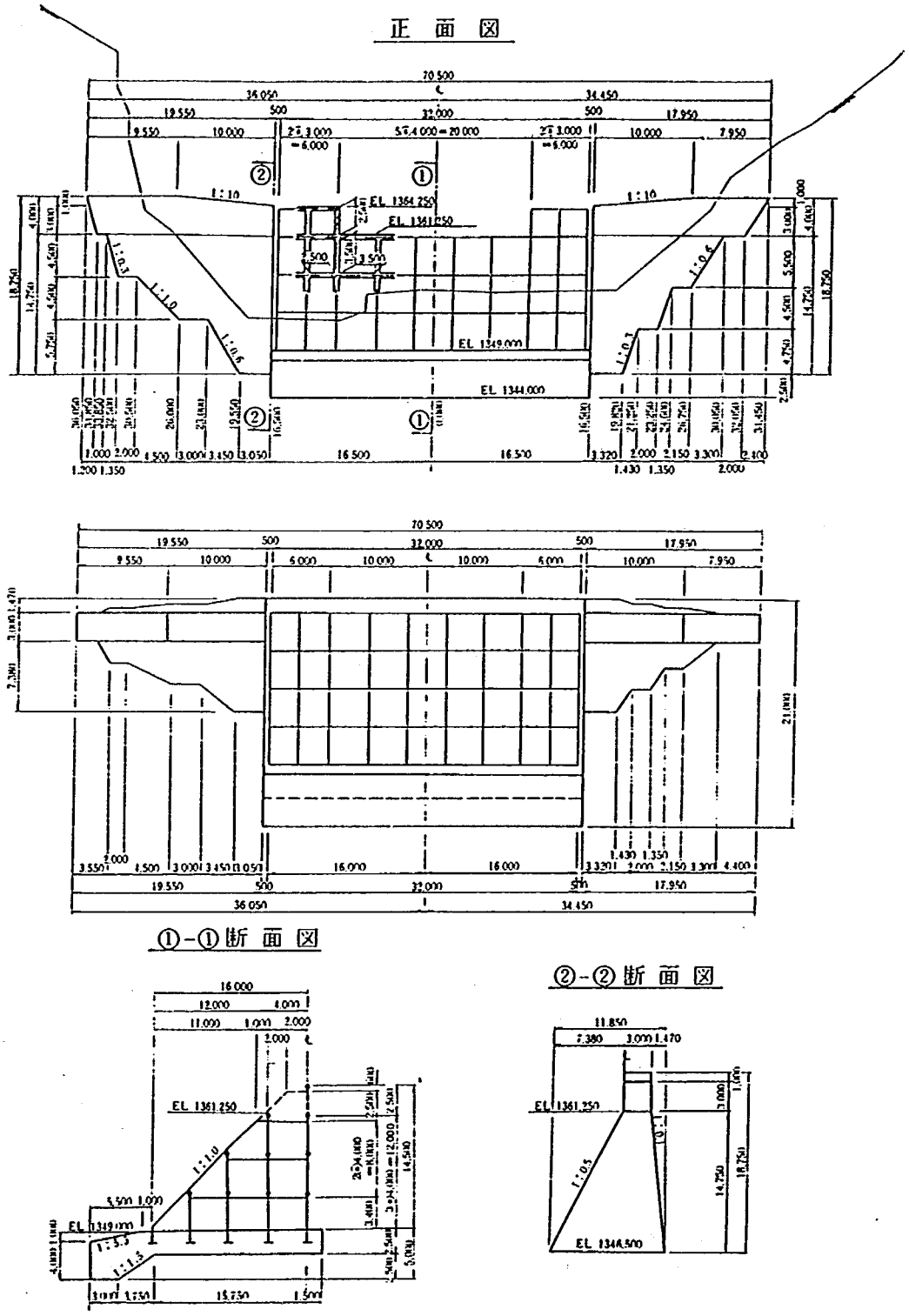
白水谷第２号砂防ダムは，図－１に示すような立体格子ダムで，高さ 14.75 m，計画貯砂量 21,000 m³ である。[11] 白水谷は流域面積 2.2 km²，平均河床勾配 1／3.2 で流砂形態は主に土石流である。表－２に諸元を示す。[11] ダム完成後，昭和58年に３回，60年に２回の土石流発生を見た。最も大規模なものでも土砂量数千 m³，流速４ m／sec の中程度の土石流であるが，総土石流量約 16,000 m³ に対して，60年度末で 6,000 m³ 堆積し，約１万 m³ の土砂が通過した。その間，融雪期に袖部上方より，長径４ m 程度の落石があり左岸側の斜材が大きくへこんだ以外は特記すべき損傷はない。事務所があげている検討すべき問題には次のようなものがある。

① 格子ダム内の大礫の除去方法の検討
② 横鋼管の必要性の検討
③ 流木対策
④ 衝撃により歪みの出た部材の交換あるいは補強
⑤ 衝撃摩耗箇所の腐食防止

表－２　設　計　概　要

白水谷第２号砂防ダムの設計概要は次のとおりである。

(1) 名　称……白水谷第２号砂防ダム
(2) 施工場所……岐阜県吉城郡上宝村中尾地先
(3) 施工渓流……神通川水系高原川右支蒲田川
　　左小支足洗谷上流白水谷
(4) 設計諸元
　構造……中央部……鋼管による立体格子構造
　　袖　部……コンクリート重力式
　地質(ダムサイト)……花崗閃緑岩の強風化帯
　流域面積……2.2 km²
　計画洪水流量……93.6 m³/sec
　ダム高……14.75 m
　水通ＥＬ……1,361.25 m
　ダム長……70.50 m
　立積……コンクリート……4,395 m³
　　鋼材重量……242 ton
　計画堆砂勾配……1/18
　計画貯砂量……21,000 m³
(5) 鋼製立体格子部諸元
　格子間隔……水通し部……幅 4.0 m×高さ 4.0 m
　　袖　部……幅 3.5 m×高さ 4.0 m
　設計土石流衝撃圧
　　水通し部……20 ton/m²
　　袖　部……10 ton/m²
　鋼管の材料……遠心力鋳鋼管（SCW50CF）
　　φ 508.0 mm × t 30.0 mm
　　φ 508.0 mm × t 16.0 mm
　　φ 508.0 mm × t 13.0 mm
　　一般構造鋼管（STK41）
　　φ 508.0 mm × t 12.7 mm
　　φ 406.4 mm × t 12.7 mm
　　φ 457.2 mm × t 9.5 mm
　腐食厚比代……最上流部材 5 mm
　　その他部材 3 mm
　塗装……工場塗装……エポキシ樹脂系塗料３回塗
　　現場塗装……タールエポキシ塗料
　　塩化ゴム系塗料
　スライド継手……横方向の振動応力を吸収するため
　　スライド継手を設ける。
　部材の大きさ……１部材の大きさは、輸送・架設を
　　考慮し長さ10 m以下、３ton まで
　　となるよう分割する。



図－1　白水谷第２砂防ダム

5. 今後の方向

土石流対策の鋼製砂防ダムは構造的にまだ十分洗練された状態とは言えず，現在の研究課題は，より経済的で安全な構造を検討すること，中小出水時の損傷を防ぐ方法を工夫すること，巨礫衝突時の緩衝を工夫すること，安定計算を支配する亡りを防ぐ方法を検討すること，コンクリートとの複合ダムの考案などである。また，除石の方法についても検討する必要がある。

土石流災害では巨礫，土砂とともに流出する多量の流木も流路，カルバート，橋梁を閉塞し災害を大きくする原因となっているが，コンクリート製の不透過型ダムと組み合わせて，その堆砂区域上流端付近に透過型ダムすなわち鋼製砂防ダムが採用され，巨礫とともに流木が捕捉されることが望まれる。

また底面から水を抜いて土石流を停止，堆積させる土石流ブレーカー（底面水抜きスクリーン）も，土石流対策の鋼製砂防施設の１つとして，昭和59年度より北陸地方建設局松本砂防工事事務所管内で試験施工され，その効果が確められた。[12] 今後も次々と新しい構造の鋼製砂防施設が考案されると考えられるが，適切な試験や実験を経て採用されることが望まれる。

（参考文献）

1) 水山高久，下東久巳，中西　宏，松村和樹：鋼管製透過型砂防ダムに対する土石流荷重に関する実験的研究，新砂防Vol.37，№5，昭和60年１月

2) 藤原長寿，亀江幸二，斎藤　明：金山沢第１号砂防ダム（鋼製スリットダム）被災について，第36回建設省技術研究会報告，建設省，昭和57年度

3) 水山高久，中西　宏，松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃載荷試験，新砂防Vol.38，№4，昭和60年11月

4) (財) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物研究会：鋼製砂防構造物設計便覧，昭和60年版，昭和60年10月

5) 渡辺正幸，水山高久，上原信司：土石流対策砂防施設に関する検討，新砂防Vol.32，№4，昭和55年５月

6) 矢澤昭夫，水山高久，下東久巳：鋼管に対する土石流衝撃力実験報告書，土研資料2276号，昭和61年３月

7) 清野雅雄，水山高久，森田昭宏，中西　宏：鋼管の変形に基づく土石流衝撃力の算定，新砂防Vol.39，№2，昭和61年７月

8) 矢澤昭夫，水山高久，森田昭宏：オーストリア鋼製砂防施設事情，土研資料第2301号

9) (財) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物研究会：鋼製砂防構造物に関する研究，昭和58年12月

10) 高梨和行，村岡俊丸　佐藤義晴：立体格子型鋼製砂防ダムの機能について，昭和61年度砂防学

会研究発表会概要集，昭和61年５月
11) 建設省北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所：白水谷第２号砂防ダムの概要
12) 清野雅雄，宮越英紀，上原信司，水山高久：底面水抜きスクリーンの現地試験，昭和61年度砂防学会研究発表会概要集，昭和61年５月

（砂防研究室）

河－６　水位計の計測方式の選択について

（質問）

水位計の計測方式には，大別してフロート式，水圧式，超音波式の３種があると考えているが，新規に水位観測所を設置するにあたってどの方式を採用するかで結論が出せないでいる。

このため，これらの計測方式の信頼性，管理の容易さなどについて有利な点，不利な点及び注意すべき点について教示願いたい。

また，実際に設置するにあたって，それぞれの計測方式と現地の河川の条件についても教示願いたい。

（和歌山工事事務所）

（回答）

水位計の機種選定は，責任者が現地踏査を行って現地の状況を正確に把握した上で，各種の条件を設定し，総合的に検討・協議して決定するのが一般的である。このため，選定基準となる条件設定が重要な課題となる。観測所を新設する場合に検討の対象となる条件としては，以下のようなものがある。

1. 観測目的
2. 地形条件
   - a. 断面形状　　b. 平面形状　　c. 水筋の安定性
   - d. 河床の安定性　　e. 局舎の設置位置　　f. 保守の安全性
   - g. 流観（高水，低水）が可能か
3. 地点条件
   - a. 水　深　　b. 流　速　　c. 河川幅
   - d. 波　浪　　e. 濁　り　　f. 水　質
   - g. 土砂量　　h. 土砂粒径
4. 機器条件
   - a. 測定レンジ　　b. 精　度　　c. 分解能
   - d. 基本出力　　e. 電源方式　　f. 耐久性

g．保守管理性

5. 施設条件

a．観測施設（観測井，局舎等）

b．付帯施設（電源引き込み，流量観測施設，安全管理施設等）

6. 予算条件

a．現在予算　　b．将来の維持管理費　　c．後の機器更新時の予算

基本的には，上記の条件と機器の特性とを対照し，総合的に検討すれば，概ねの機種選定は可能となろう。表－1に現在比較的多く用いられている水位計の機種について，簡単に機器の特性を示したので参考にされたい。

一般的な機器の利用状況として，フロート式は大河川の重要観測所に最適であり，小河川にも簡易な構造の観測井によって適用されている。リードスイッチ式は大河川や中河川に適用され，特に河床低下が進行する河川には測定柱の追加で対応できるという特徴を持つ。水圧式や超音波式は小河川向きであり，重要観測所の補助水位計として利用されることも多い。

表－1　機器の特性

	特　徴	問　題　点	経　費
フロート式	・機械式 ・観測井が必要 ・維持管理が容易	・観測井の工事費大 ・導水管・観測井への土砂溜りが欠測の原因になる	・新設時の観測井の経費大 ・機器そのものは安価
リードスイッチ式	・ディジタル出力 ・記録の整理が容易	・ヘドロ等により流入口のつまりが欠測の原因 ・洪水時に流失・破損する場合がある ・保守に専門知識が必要	・新設時の経費中 ・機器更新時経費は新設時経費と同様
水圧式（水晶発振）	・設置が容易 ・機械精度は高い	・埋設による影響 ・流水の比重変化の影響 ・保守に専門知識が必要	・新設時の経費小 ・機器更新時経費は新設時経費と同様
超音波式	・非接触である ・設置が容易	・温度分布の影響 ・温度の急変時の追従性が悪い ・機器精度が低水時悪く，高水時に良いという他の機器とは特性が反対 ・保守に専門知識が必要	・新設時の経費小 ・機器更新時経費は新設時経費と同様

最後に，緊急時における水位計メーカーの対応も一つの重要な条件になるので，近隣の事務所からの情報も有用である。　　（水文研究室）

河－7　湖底からの地下水湧出量の調査方法について

（質問）

最近の他機関の調査研究成果では琵琶湖湖底への地下水湧水量が3.5億m^3／年といわれ，琵琶湖への流出機構を把握するうえで無視できないと考えられる。

湧出は広範囲で生じていると考えられ，また季節的変化があると想定されますので，合理的調査方法，観測手法等について教示願いたい。　（琵琶湖工事事務所）

（回答）

湖底からの地下水湧出は，地下水涵養域の流域特性と被涵養域としての湖の地形・地質に依存する。そしてこの湧出は空間的にも時間的にも変動し，湖水の水質保全を考える上で湧出量の分布を把握する必要性が生じてくるものと思われる。海外ではいくつかの研究がなされているが，日本では琵琶湖を対象とした研究[1)]が行われているだけで他にはないようである。そこでいくつかの研究成果を紹介しつつ一般論として調査方法について述べたい。

一般的に地下水湧出量を測る方法は，湧出の時間的・場所的積分の結果マクロに表われる変動量を測定することにより算定する方法，場所・時間ごとの湧出量をミクロに測定しそれを積分して求める方法が考えられる。

前者の方法は，湖の水収支をとる方法であり，流入量＝流出量＋貯留量，という質量保存則において未知量以外の項目をすべて観測し残りの項を求めようとするものである。具体的には一定期間で

$$R + I + G = O + E + \Delta S$$

R：湖への降水量

I：湖への流入量

G：湖への地下水湧出量

O：湖からの流出量

E：湖面からの蒸発量

ΔS：湖での貯留量の変化

と表わされる水収支式において，G以外の項をすべて観測し，引き算によってGを求める方法である。観測項目が少なく簡単に算出できるようにみえるが，観測値には大きな誤差が含まれるため簡単には算出できない。特に湖水面からの蒸発量の測定は非常に難しく，正確な量を測定することはほとんど不可能と言える。

蒸発量の測定方法のひとつは，あるひとつの閉鎖した系を作り蒸発量を求める方法である。しかし対象とする地域と同じ条件でなければ適用できない。蒸発パンはこの例であるが，水温条件などが現地と大きく違うため観測値の変動パターンは参考となるが絶対量は過大な値となる。湖水中に浮かべたフローティングパンでも，熱輸送が実際の湖より小さいため，正確な量は測定できない。

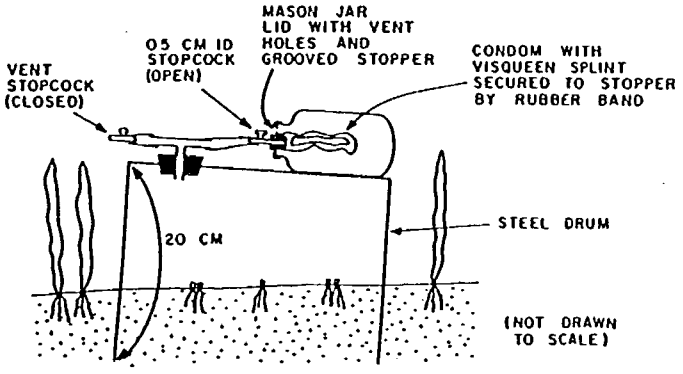
蒸発量を測定するもうひとつの方法は，熱収支か空気力学的方法あるいは2者を併用する方法[2]である。この方法では湖に出入りする熱量や風速等多くの項目を測定することが必要であるが，正確な測定が困難な項目も多い。琵琶湖のような深い湖では，湖水に貯留される熱が大きいと考えられるのでさらに湖水の鉛直方向の水温分布も測定する必要がある。

このように，蒸発量を求めることは非常にむずかしい上，多大な観測努力が必要とされるため，水収支により地下水湧出量を算出するのは困難である。たとえ何らかの方法で蒸発量を見積り，地下水湧出量を算定しても，湧出の場所的分布は求めることができない。汚染された地下水が湖に湧出する問題を扱うならば，その場所的分布と涵養源を把握する必要があり，次に述べる直接観測する方法が必要とされる。

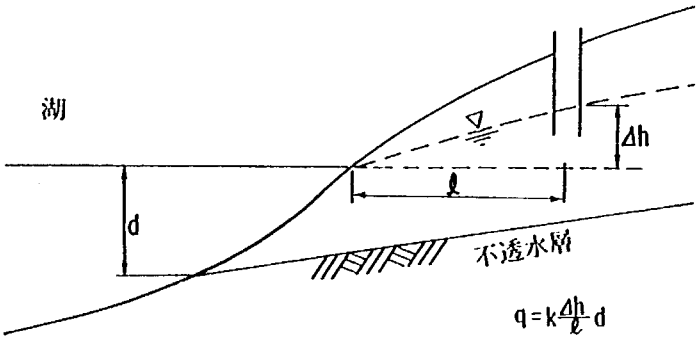
後者のミクロな方法とは，地下水湧出量を地点ごとにシーページメータ[3]により採取する方法である。ピエゾメータにより動水勾配を測定し透水係数から流速を求める方法も考えられるが，直接湧出地下水を採取する方が確実・簡便であり，後に水質分析等をする場合に十分な水量が採取されることからシーページメータを設置する方がよいと思われる。シーページメータとは，図－1に示すように缶を半分に切ったようなものを湖底面にさし込み湧土地下水を袋で採取する装置である。

このシーページメータをどのように配置するかが問題となるが，事前に地質調査を行い，地下水流動のおおよその目安をつけておくことが必要である。もし，地下水流動　が断定できるなら図－2のように地下水位観測により動水勾配を求め透水係数から湧出速度を算出することも可能である。Grurd wafer（Freeze，Cherry）によると不圧地下水の湧出地点について次のように書かれている。

McBride と Pfannkuck[4]（1975）は，理論的シミュレーションに基き，湖の幅が透水性の高い表



図－1　シーページメータ（文献1）による）



図－2　動水勾配から地下水湧出量を算定する方法

面堆積物の厚さより大きい場合，地下湧出は湖岸に集中する傾向がある。Lee[5]（1977）は湖底に取りつけたシーページメータを使った現地調査によりこのことを証明した。

従って，不圧地下水を考えた場合，湖岸全域で湧出量を測定し，湖岸から沖合の方向の代表的な横断線上で湧出量分布を測定すれば，地形・地質が類似する横断線上にその分布をあてはめることにより全湧出量を求めることができる。湖岸付近の観測地点は，地下水涵養域と湖の対応を考えひとつの流域（扇状地）に最低1ケ所は必要と考えられ，特に湧出量の多い地域では観測密度を高くすることが望まれる。小林[6]は，このような方法で琵琶湖西岸で調査し，地下水湧出量が流域面積と，特に湖底面勾配と密接な関係があることを示した。この関係を用いれば任意の地点の湧出量を推定できる可能性もあるが，まだ地質条件との関係等が不明であり実用段階とは言えない。

地下水湧出量の季節変化は湖水位変化と地下水位に密接に関係すると考えられ，小林[6]による琵琶湖での観測例では，多降雨期（梅雨期）には湖岸周辺の地下水面と湖水面の水位差が小さいため湧出量も小さく，少降雨期（秋・冬）には両方共に大きいことが明らかにされている。従ってシーページメータによる湧出地下水と湖岸周辺の地下水位観測を継続し，何らかの関係を見い出せば，地下水位観測から湧出量の変動を推定できるようになると考えられる。

以上，不圧地下水を対象としてその湧出量測定法について述べてきたが，被圧帯水層が湖底に分布する場合その地点で同様の方法で測定する必要がある。またシーページメータによる観測も完全ではないので水収支による蒸発量－地下水湧出量の値から，蒸発量を算出しそれが妥当な値かどうか二重に確認することも必要であると思われる。

（参考文献）

1) 文部省「環境科学」特別研究　地域環境要因としての地下水，昭和58～60年度

2) 水理公式集　水文編　P. 144

3) Seepage flow into Florida Lakes by C.R.Fellows and P.L.Brezonik, Water Resources Bulletin Vol.16, No 4

4) The distribution of seepage within lakebeds by McBride, M.S., and H.O.Pfannkuch, U.S.Geol. Surv. J.Res., 3, No 5

5) A device for measuring seepage flux in lakes and estuaries by Lee, D.R., Limnol. Oceanogr., 22

6) 前記1)中の論文　琵琶湖底漏出地下水に関する研究，小林正雄

（水文研究室）

河－8　ランドサットデータを用いた水質測定について

（質問）

最近，ランドサットデータの利用が進んでいるが，このデータを用いて湖沼等の水質測定を行い，ひいては，水質管理を行うことができないかと考えている。

そこで，ランドサットデータをもちいて水質測定を行う方法，またその事例があれば教示願いたい。

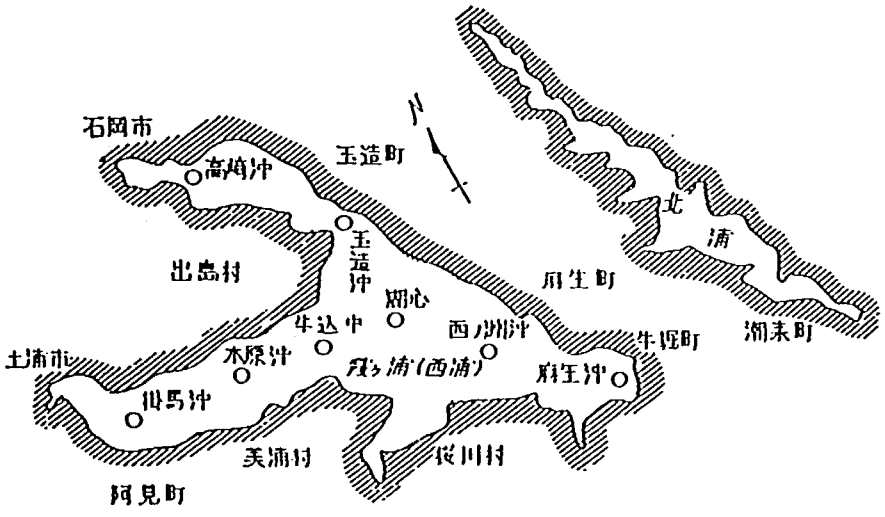
（琵琶湖工事事務所）

（回答）

システム課において，ランドサットＭＳＳデータを利用して霞ケ浦の水質観測を行った事例を紹介する。

ランドサットに搭載されたＭＳＳの解像度は約80 m であるが，データの間隔は東西約52 m，南北約59 m（補正ずみＣＴＴ）となっている。いま，バンド4，5，6及び7の各波長帯域の画像の輝度（反射光の強さを数値化したもの）を，それぞれ，x_4，x_5，x_6 及び x_7 で表すと，これらの輝度の大きさは対象とした地上表面の特性と密接に関係している。両者の関係は重回帰分析などによって定量化される例が多い。したがって，ランドサットデータを用いた水質観測の可能性は，輝度と水質を表わす指標との定量的関連が成立しうるか否かに依存することになる。

図－1は，霞ケ浦の平面図であって，図中の○印は水質観測地点を表している。ランドサットデータを用いた定量的な解析にあたっては，まずこれらの地上観測点と輝度データとの位置関係を明



図－1　霞ケ浦の概要

確としなければならない。そこで，水域と陸域との差が明らかに現れるバンド7（近赤外域）のデータに基づきランドサットデートの対応する地表面の位置を標定した。その上で昭和54年5月21日ランドサット2号が撮影したデータと図－1に示された8箇所の観測値との比較を行うと表－1の

表－1　霞ケ浦における観測値とランドサットデータとの相関係数

ランドサット輝度データ	SS	クロロフィルa	透明度
x4	−0.728	−0.818	0.554
x5	−0.105	−0.591	0.022
x6	0.440	0.063	−0.625
x7	0.637	0.249	−0.772
1／x4	0.744	0.844	−0.593
1／x5	0.157	0.631	−0.071
1／x6	−0.447	−0.099	0.645
1／x7	−0.633	−0.283	0.780
x4+x5	−0.439	−0.754	0.302
x4+x6	−0.231	−0.524	0.002
x4+x7	−0.325	−0.590	0.109
x5+x6	0.155	−0.314	−0.296
x5+x7	0.166	−0.333	−0.278
x6+x7	0.525	0.137	−0.695
x4−x5	−0.813	−0.256	0.700
x4−x6	−0.921	−0.719	0.914
x4−x7	−0.953	−0.843	0.866
x5−x6	−0.677	−0.914	0.780
x5−x7	−0.546	−0.896	0.530
x6−x7	0.089	−0.188	−0.295
x4×x5	−0.386	−0.724	0.248
x4×x6	−0.075	−0.406	−0.155
x4×x7	0.308	−0.090	−0.491
x5×x6	0.184	−0.287	−0.322
x5×x7	0.411	−0.066	−0.532
x6×x7	0.575	0.168	−0.722
x4／x5	−0.696	−0.104	0.630
x4／x6	−0.843	−0.593	0.903
x4／x7	−0.847	−0.542	0.919
x5／x4	0.679	0.077	−0.610
x5／x6	−0.729	−0.836	0.877
x5／x7	−0.833	−0.665	0.954
x6／x4	0.872	0.623	−0.931
x6／x5	0.747	0.860	−0.891
x6／x7	−0.692	−0.386	0.760
x7／x4	0.870	0.564	−0.940
x7／x5	0.853	0.700	−0.971
x7／x6	0.725	0.405	−0.799

x4：4バンドデータ
x5：5バンドデータ
x6：6バンドデータ
x7：7バンドデータ

ようになる。

表－1は，観測された19種の水質項目のうち，リモートセンシングが比較的に有効と考えられているＳＳ（浮遊物質），クロロフィルa及び透明度について，グランドデータ（地上実測データ）とランドサットデータから得られる種々の変量との間の相関係数を示したものである。ここで分析に用いたデータ数は８個であるから，99%の信頼度で「相関無し」が否定されるためには相関係数が0.834以上であればよく，また95%の信頼度では0.707以上であればよい。

ここでは，一例として，ＳＳ及びクロロフィルaについては二種のバンドで得られたデータの商によって与えられる変量のうち相関の高いものを用いた回帰式を，また透明度についてはバンド７のデータに基づく回帰式を示すと，次のようになる。

$$\text{SS (ppm)} = 36.7\,(x_6/x_4) - 6.1 \quad \cdots\cdots (1)$$

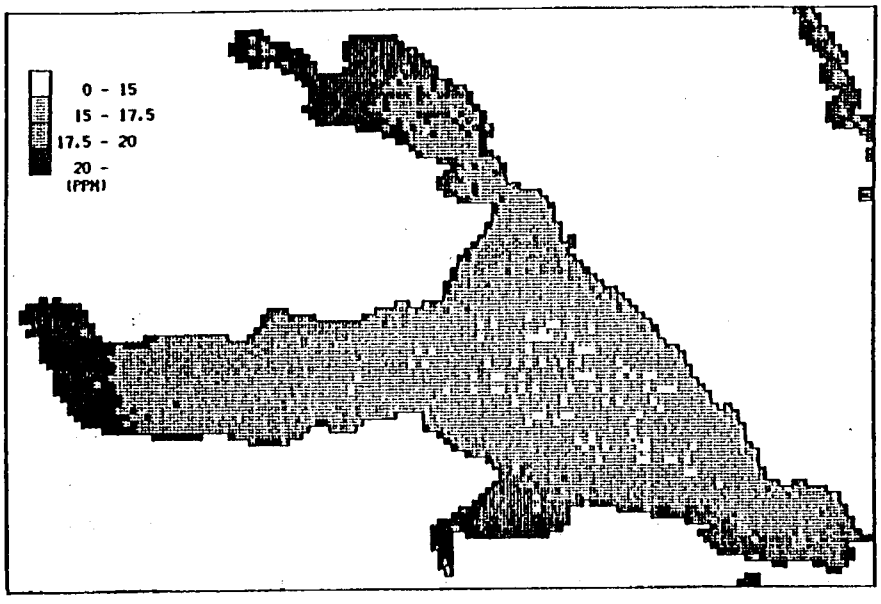
$$\text{クロロフィル}a\ \text{(ppb)} = 804\,(x_6/x_5) - 548 \quad \cdots\cdots (2)$$

$$\text{透明度}(m) = -0.06\,(x_7) + 1.07 \quad \cdots\cdots (3)$$

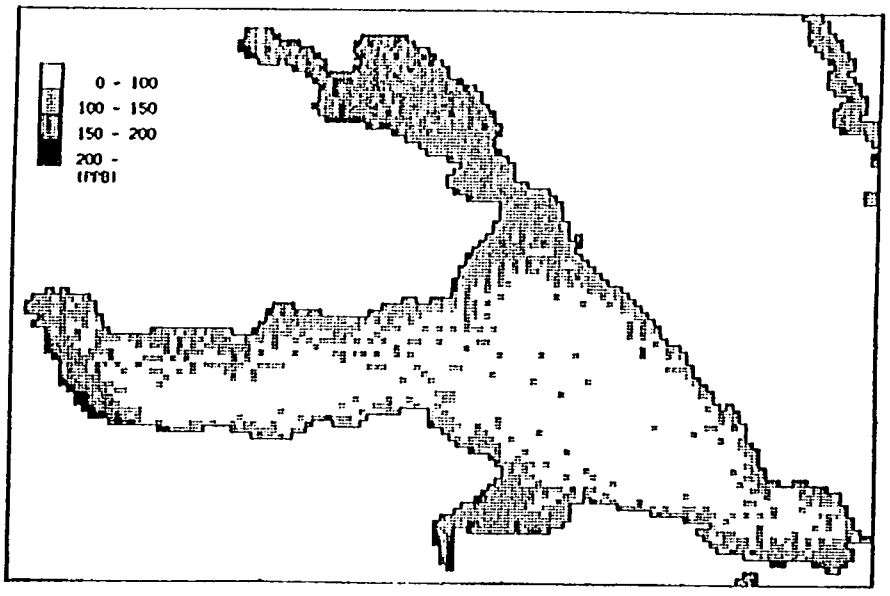
ここに，x_4，x_5，x_6，x_7は，それぞれ，バンド４，５，６，７のデータを意味している。

これらの回帰式を用いて，霞ケ浦全体の水質の平面分布を推定した図を図－２，３，４に示す。

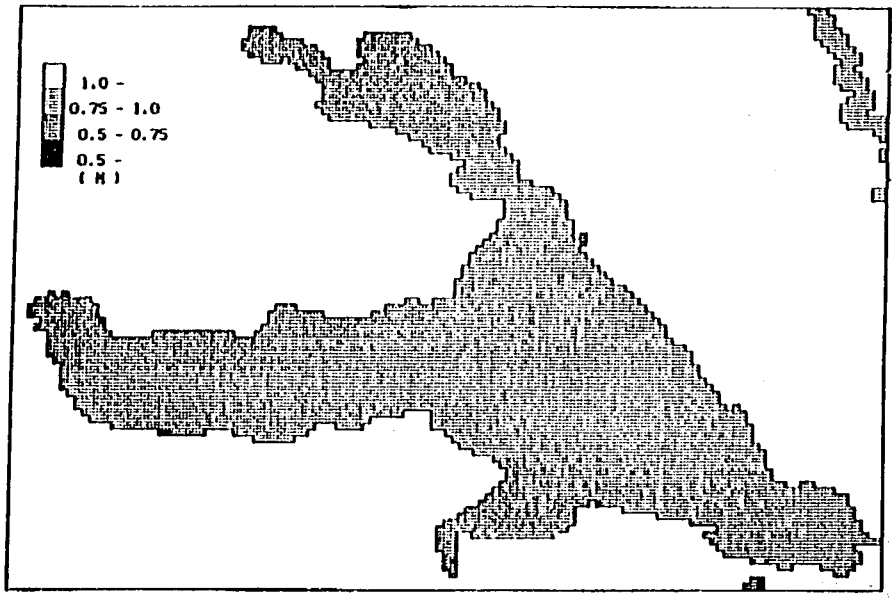
図－２は，ＳＳの平面分布を示したもので，土浦沖，石岡沖においてとくにＳＳ濃度が高く，また湖心において低く，従来から指摘されてきた傾向がよく表現されている。このような傾向は，クロロフィルa及び透明度を示した図－３及び図－４においてもほぼ同様であって，ランドサットデータにより，これらの水質項目に関してはその平面分布がよく表わされている。したがって，水質



図－２　ＳＳの平面分布（昭和54年５月21日）



図－3　クロロフィルαの平面分布（昭和54年5月21日）



図－4　透明度の平面分布（昭和54年5月21日）

の平面分布を観測するうえで，ランドサットデータはかなり有効なものと考えられる。

なお，琵琶湖を対象にしたリモートセンシングの利用に関する報告書として，丸安隆和，大林成行他：琵琶湖を対象とした淡水域への多段階リモートセンシングの利用に関する基礎的研究，東京理科大学リモートセンシング研究所報告　No.3，1984，6があるので参考にされたい。

（システム課）

河－9　湖内水質改善のための河川の浄化手法について

（質問）

湖に流入する河川の浄化を考えているため，COD, BOD等だけでなく，特にT－N, T－Pの除去について有効な浄化手法と計画立案に際しての注意事項についてご教示願いたい。（現在礫間浄化，砂ろ過等を考えている）

（琵琶湖工事事務所）

（回答）

はじめに

昭和57年の環境庁の湖沼におけるN，Pの環境基準値の設定，昭和59年の湖沼水質保全特別措置法の成立のように，湖沼への社会的関心が近年とみに高まっている。流域の生活・生産活動の活発化による汚濁負荷の流入，その蓄積による水質悪化が社会に深刻な影響を与えているためである。

この状況に鑑み土木研究所では，昭和57年度より５ヶ年計画で総合開発プロジェクト「湖沼の総合的水管理技術の開発に関する研究」を行っている。湖沼の富栄養化に対する浄化技術の開発，あるいは体系化，総合化を現在図っている最中である。ここではこの研究を通じて得た知見を中心に述べる。

1.　汚濁負荷の湖沼への流入

汚濁負荷の湖沼への流入について湖沼が河川と異なるのは，汚濁負荷の蓄積が問題となることである。つまり河川では濃度が主に問題になるのに対し，汚濁負荷の総量が課題となる。この点より注目したいことは，雨天時の汚濁負荷流入量は，晴天時の汚濁負荷流入量に比べて匹敵する程あるいはそれ以上生じていることである。

雨天時の汚濁負荷の流入量は，表－１に示す霞ヶ浦の例で見ると，COD, T－N, T－Pで異なるものの年間負荷量の約５割前後を占める。なお，流入負荷量は，比流量と比負荷量の関係$L=aQ^{a}$を用い，年間の流量データより求めたものである。また琵琶湖流域等での実測に基づく事例を表－２に示したが，これによると降雨強度，降雨量ともに大きな降雨では，１回の降雨によって晴天時の１年分あるいは２年分を超える流出負荷量があると推定されている。このため雨天時の汚濁負荷流出の抑制が，湖沼水質の改善にとって重要である。

表－１　雨天時の流出負荷

（霞ヶ浦）　（単位：t／年）

項目＼内容	昭和52年 平水時	昭和52年 出水時	昭和52年 合計
COD	6,062	5,650	11,720
T－N	2,480	2,410	4,890
T－P	215	183	398

（流域面積：1,949.3km²）

（山王川）　（単位：t／年）

項目＼内容	昭和58年 晴天時	昭和58年 雨天時	昭和58年 合計
COD	1.49(0.34)	1.67(0.85)	3.16(0.61)
T－N	0.54(0.11)	0.28(0.46)	0.82(0.23)
T－P	0.55(0.38)	0.55(0.84)	1.1(0.61)

注）（）：粒子性の比率　　注）流域面積：1.23km²

表－2　降雨条件と晴天時流出負荷に対する降雨時流出負荷量の比

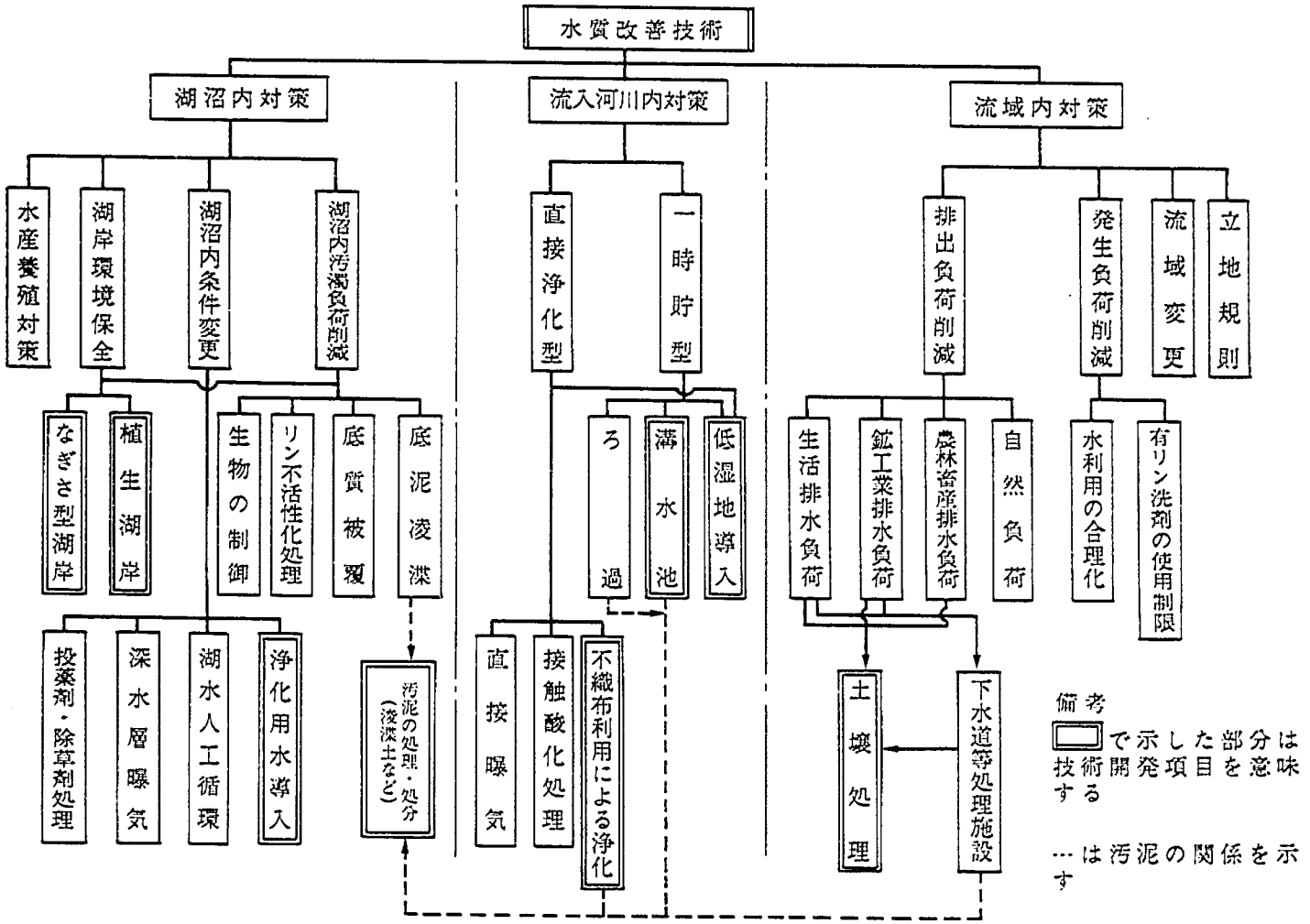
	降雨 年月日	総降雨量 (mm)	降雨継続時間 (時間)	平均降雨強度 (mm/hr)	先行晴天日数 (日)	流出率	1降雨の累加流出負荷量 平均1日負荷量(晴天時) CODcr	N	P	SS
真野川	'78 9月16日	65	5	13.0	6	0.64	396	191	223	7,220
	9 3	77	43	1.3	4	0.33	101	54.7	122	1,100
	12 23	26	23	1.1	3	0.39	12.1	12.6	13.5	108
	10 27	19	19	1.0	17	0.09	0.8	0.8	0.5	2.0
	7 7	9	1	6.0	7	0.19	0.8	0.4	0.1	2.4
大宮川	'78 9月16日	65.0	4.5	5.0	6	0.68	883	160	95.6	7,850
	10 27	15.5	17.5	0.9	17	0.12	15.6	4.9	3.0	21.6
	12 23	21.0	20.5	1.0	14	0.17	11.1	7.2	7.7	37.9
	7 7	2.0	1.0	2.0	6	0.28	2.5	1.3	0.2	5.5
相模川	'77 9月28日	40.5	10.5	3.0	13	0.10	18.7		4.1	37.2
	5 15	30.5	5.6	5.5	10	0.12	16.9		1.7	32.9
	6 2	26.0	3.2	8.2	11	0.08	13.4		1.5	30.3
	8 3	9.0	1.0	9.0	16	0.07	8.7		0.6	8.3
	11 1	6.5	2.5	2.8	26	0.13	7.3		1.3	8.6
	6 28	13.5	4.1	3.3	3	0.07	3.8		0.7	5.1
	9 4	8.0	1.1	7.8	2	0.07	3.6		0.4	7.3
	9 13	5.0	1.0	5.0	3	0.11	3.3		0.6	3.0
	8 24	7.5	3.0	2.5	16	0.10	3.1		0.7	3.2
	5 22	10.5	6.2	1.7	7	0.16	2.4		0.5	3.8
	6 16	4.0	2.9	1.4	6	0.14	1.5		0.4	1.0
	5 26	3.0	4.5	0.7	4	0.31	1.1		0.5	1.4
葉山川	'76 10月14日	57.0	24	2.4	4	0.36	28.4	10.5	87.2	39.6
	8 10	34.0	10	3.4	1	0.44	26.7	4.0	48.6	146
	11 17	18.0	17	1.1	3	0.25	6.3	2.5	14.2	10.1
	10 20	11.5	7	1.6	5	0.21	1.5	1.2	4.2	3.3
	11 10	4.0	10	0.4	13	0.27	0.3	0.1	0.9	1.0

出　：海老瀬潜一「小河川の降雨時流出負荷量の算定と評価」環境技術VCL9 №4（1980）

2.　総合開発プロジェクトでの技術開発

湖沼の水質改善技術を分類したのが図－1である。水質改善技術は，(1)流域内における汚濁流出抑制技術，(2)流入河川における水質改善技術，(3)湖沼内における水質改善技術，に分類されるが，本研究ではこれまで研究が行われなかった技術を対象としている。このため礫間接触酸化法等の既存の技術は取り上げていない。実施している技術開発は，土壌帯の浄化能力の利用，雨天時汚濁流出抑制池，低湿地導入，河川水の直接浄化工法，浚渫土底面脱水工法等である。

これとあわせて既存の技術の適用性の評価を行い，本研究で開発される技術も含めた湖沼水質改善技術適用のためのマニュアルの作成を最終目標としている。



図－1　水質改善技術適用のための分類

3. 貯留型による雨天時汚濁負荷除去対策

雨天時の汚濁負荷除去対策として，都市河川研究室では貯留型施設が最も妥当であるとして検討した。貯留型施設は，雨天時河川を貯留し，自然沈降または強制沈降により粒子性汚濁物質を除去しようとするものである。したがって汚濁物質は，SSおよび他の粒子性汚濁物質である。一般に雨天時に粒子性成分の比率の高いリン，COD等について有効な抑制対策になると期待される。

貯留型施設の種類と特徴及びモデルとして適用した山王川での貯留型施設の効果は以下のようになる。

3-1 貯留型施設の種類

貯留型施設はその形式により，表－3に示す3種類に分類できる。また汚濁物質の除去方法としては，表－4に示すようなものが考えられる。

表－3 貯留施設の形式

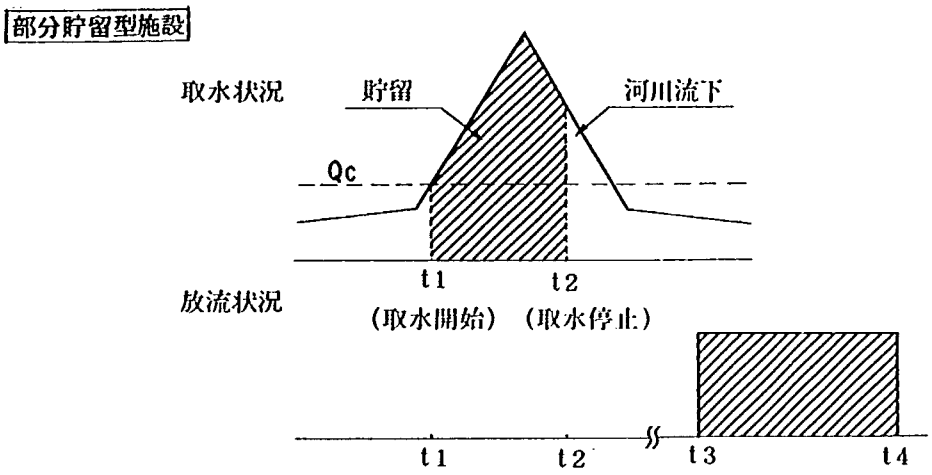
項目	施設の形式	施設の概要	施設の特徴
貯留型施設	部分貯留型	河川水を出水時の一時期に、池等の施設で貯留する。	雨天時流出河川水を既設の貯留施設に取水し、一定時間の貯留後、負荷除去方法で処理する。
	流下貯留型	貯留型水路を設け、河川水を緩速流下させる。	雨天時流出河川水を貯留機能を有する水路に通水し、緩速流下効果と負荷除去方法で処理する。
	完全貯留型	出水時の河川水を貯留型施設で完全貯留するとともに施設より放流する。	雨天時流出河川水を貯留機能と、流下機能を有する貯留池に通し、滞留効果と負荷除去方法で処理する。

表－4 汚濁負荷の除去方法と特徴

除去方法	除去方法の概要	期待される負荷除去対象物質	立地及び場所
沈　殿	① 沈殿池での自然沈殿。	滞留時間にもよるが、一般に粒子径が大きいか、あるいは沈殿速度の大きい粒子性物質	地上・地下、あるいは堤内外地でもよいが、処理水量に応じた沈殿池が必要。
	② 直接的方法（不織布等）を用いた処理（物理的強制沈殿）	直接的方法にもよるが、粒子性物質。	
	③ 凝集剤を用いた処理。（化学的強制沈殿）	粒子性物質及びリン化合物等の一部の溶解性物質。	
下水処理場の利用	既存あるいは計画の下水処理場を利用する。	粒子性及び溶解性物質。	既存及び計画施設の立地場所の制限がある。

イ) 部分貯留型施設

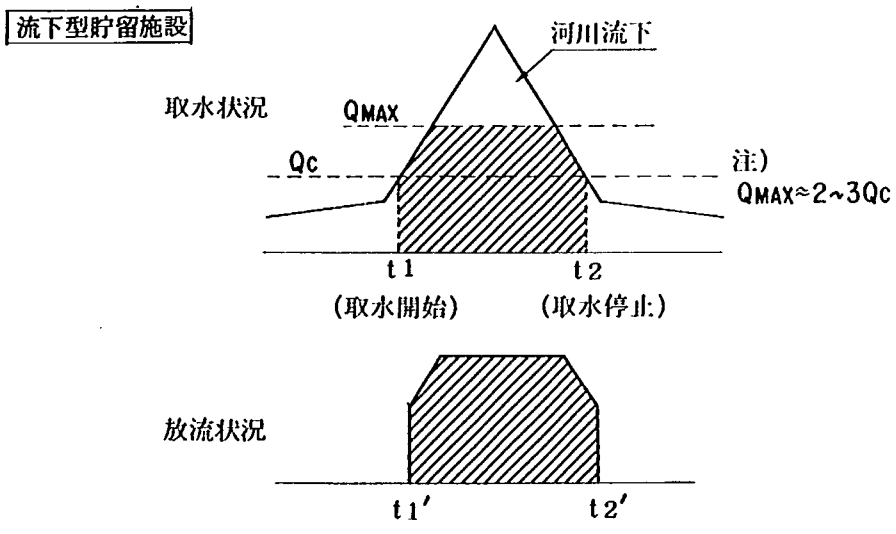
雨天時河川水をある容量貯留する施設である。施設が満杯になると取水を停止する。沈澱により汚濁物質を除去し，出水終了後河川に放流する。これを模式的に示すと図－２のようになる。



図－２　部分貯留型施設の取水放流状況

ロ) 流下型貯留施設

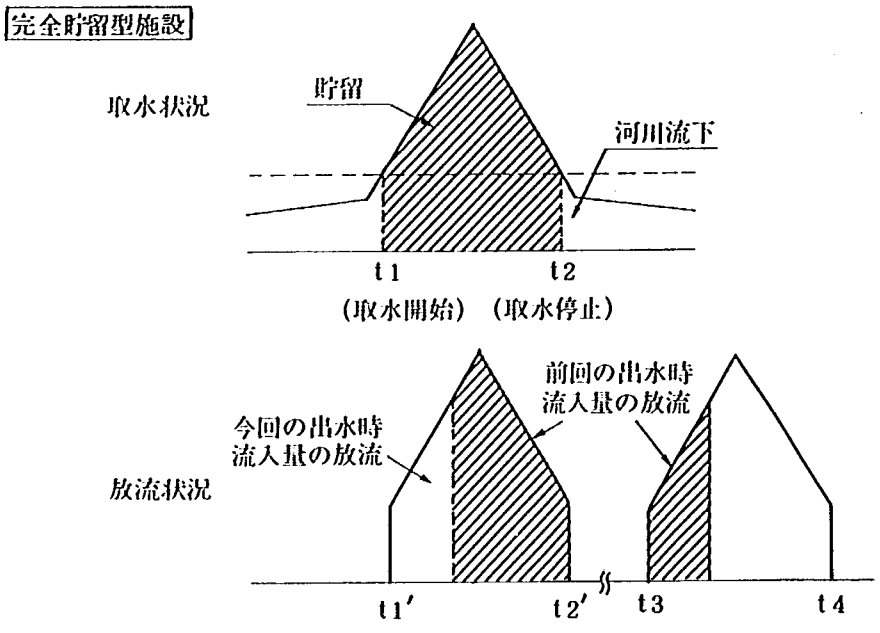
雨天時河川水を一定量取水し，施設流下中に強制沈降を図る。これを模式的に示すと図－３のようになる。



図－３　流下型貯留施設の取水放流状況

ハ) 完全貯留型施設

原則として雨天時河川水を全量流入させる。施設内は常に満水状態で，流入水量と同量が放流される。施設内では十分な滞留時間を確保し，自然沈降により負荷削減を図る。これを模式的に示すと図－４のようになる。



図－４　完全貯留型施設の取水・放流状況

3-2　検討の対象とした出水

検討に用いた出水データの概要を表－５に示す。

表－５　分析の対象出水の流出事例

項目＼出水名		出水 I	出水 II	出水 III	出水 IV
時期		昭和58年10月 11日～12日出水	昭和59年6月 13日～14日出水	昭和57年9月 25日～26日出水	昭和57年9月 10日～13日出水
出水時間 注)		11	13	18	84
ピーク流量 (m^3/s)		3.9	4.9	8.3	11.9
ピーク水質 mg/l	SS	473	596	598	417
	COD	25.8	45.4	21.8	51.2
	PCOD	23.2	41.9	19.7	45.8
	T－N	3.76	5.54	3.46	4.95
	P－TN	1.77	3.86	1.16	2.74
	T－P	0.992	2.102	1.561	1.346
	P.TP	0.941	1.898	1.236	0.827
	ピーク水質時流量	3.8 (m^3/s)	4.3 (m^3/s)	7.9 (m^3/s)	4.0 (m^3/s)

注）出水時間は流量がQc以上となった時間から出水時調査の終了時間までの時間数
（ピーク流量後約6～12時間後）

3-3 各施設の負荷削減効果と費用

各施設の費用と効果を表－6に示す。費用は施設の建設費と維持管理費に分けて算出した。維持管理費は，施設内の汚泥の処分費である。

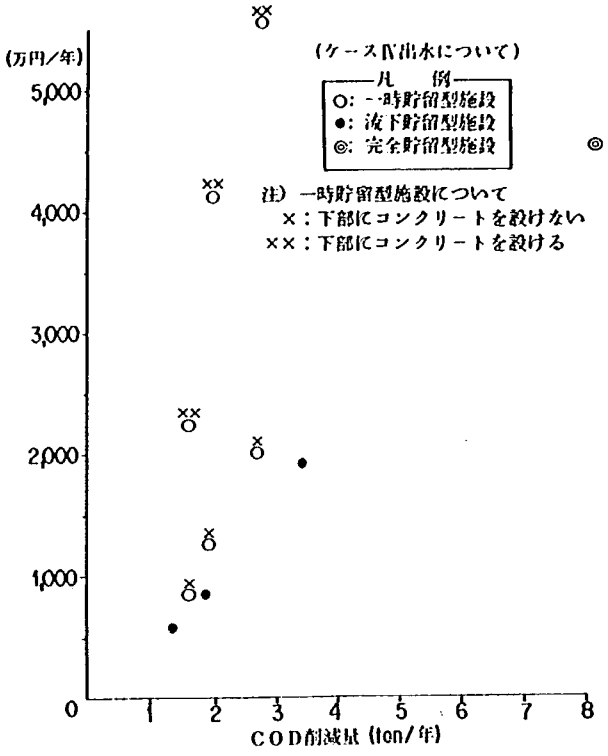
表－6　各貯留型施設の規模と費用及び効果（出水Nに基づく）

内容＼施設		部分貯留型施設（下流部堤内地）			流下型貯留施設			完全貯留型施設（河口部）
施設規模	水深（m）	3	3	3	2	2	2	1.5
	施設幅（m）	約130m四方	約182m四方	約258m四方	8.3	12.5	41.5	約424m四方
	施設長さ（m）				40	40	40	
	面積（ha）	1.67	3.33	6.67	0.03	0.05	0.17	18.0
	容量（万m³）	5	10	20	2Qc (1.66m³/s)	3Qc (2.49m³/s)	10Qc (8.3m³/s)	26.9
発生汚泥量（万m³／年）注）		0.87	1.14	1.71	1.04	1.56	3.36	8.39
費用	貯留池建設費	＊ 428 ＊＊ 1866	＊ 693 ＊＊ 3626	＊ 1196 ＊＊ 4756	84	114	320	528
	維持費用 注）	418	547	821	499	749	1613	4027
（万円／年） 計		＊ 846 ＊＊ 2284	＊ 1245 ＊＊ 4173	＊ 2017 ＊＊ 5577	583	863	1933	4555
負荷削減量	COD	1.62 (14)	1.92 (17)	2.77 (24)	1.3 (11)	1.8 (16)	3.36 (29)	8.14 (71)
	T－N	0.108(4)	0.139(6)	0.199(8)	0.101(4)	0.137(6)	0.257(10)	0.629(26)
	T－P	0.032(7)	0.044(10)	0.067(16)	0.035(8)	0.048(11)	0.095(22)	0.236(55)

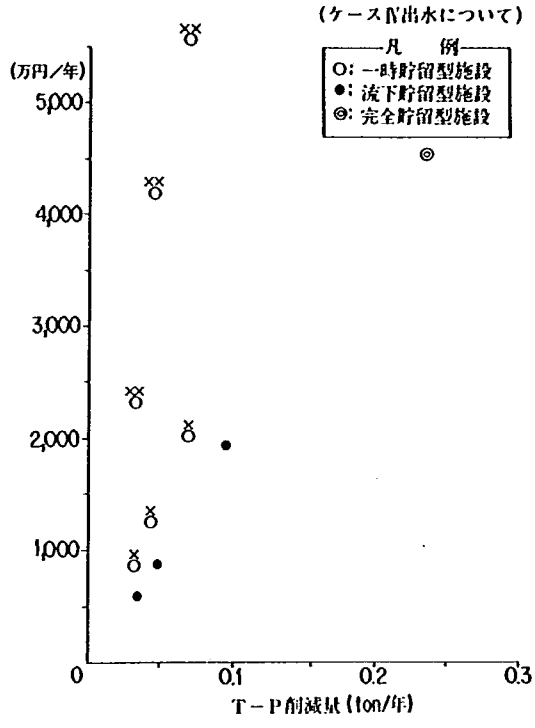
注）発生汚泥量及び維持費用（汚泥処理）は出水ケースNが1回／月発生するものとして算定、なお、（）は出水ケースの総負荷にたいする削減負荷量の比率（％）。
＊：施設の外形はコンクリート製とするが、下部はコンクリートは敷かない。
＊＊：施設の外形はコンクリート製とし、下部もコンクリート製とする。
なお、部分貯留型施設は、下流部の約２００m四方の堤内地に、完全貯留型施設は河口部への設置を前提としている。

効果は各出水毎の負荷削減量（ton）で表し，出水中の総流出量に対する比率（%）を（ ）書きで示した。

1年当りの費用と効果を概略検討するため，出水Nが年12回発生するという仮定のもとで，CODとT－Pについて効果と費用の関係を見たのが図－5，6である。山王川流域の場合COD，T－Pのどちらでみても，一時貯留型施設より流下型貯留施設の方が費用，効果の面ですぐれているといえる。完全貯留型施設は効果が大きいが費用も高くなっている。費用効果関係でみると完全貯留型施設は，流下型貯留施設の延長線上に位置するようである。汚濁負荷1kg当りの削減費用を完全貯留型施設でみると，CODで5,600円，T－Pで193,000円である。



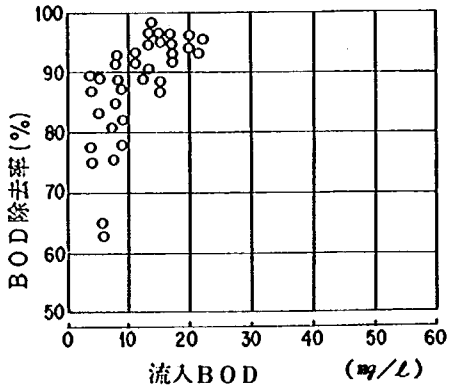
図－5　負荷除去量と費用（COD）
（ケースN出水について）



図－6　負荷除去量と費用（T－P）
（ケースN出水について）

4.　礫間接触酸化の効果

河川水の浄化について，現在それ程の蓄積がなく，河川水浄化における濃度と除去効率について明確なことが言える段階ではない。ただ昭和52年から53年に行われた荒川での礫間接触酸化の実験では，図－7のような資料を得ている。図－7では流入濃度が増加するに従い除去率が上昇する傾向に見られるが，流入水の BOD に関係なく処理水が 2 mg／l 程度となるため，計算上流入濃度が大きくなると除去率が高くなる。



図－7　荒川での礫間接触酸化実験による流入濃度と浄化率の関係

次に多摩川に流入する野川の汚濁水を対象として，建設省が実施している礫間接触酸化法の効果について昭和58年７月から59年７月まで約１年間のデータに基づいて述べる。

取水堰湛水部での沈殿による BOD除去率は平均33.6%であった。SS除去率は平均46.6%となっており，BOD よりも浄化効率が良かった。

礫間接触酸化槽の浄化効果を見るために，通水初期から13ヶ月間を４期に区分し，それぞれの浄化効果をまとめたのが表－７である。

表－７　礫間接触酸化槽の浄化効果

項目／期間	BOD			D－BOD			SS		
	流入水 (mg/l)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流入水 (mg/l)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流入水 (mg/l)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)
通水初期（通水後２週間）	11.2	6.9	38.4	4.9	2.8	42.9	8.8	8.3	5.6
通常運転期 7月中旬~11月	9.3	2.9	68.8	3.8	1.9	50.0	9.1	2.7	70.3
低水温期 12月～３月	15.2	5.5	63.8	9.5	3.4	64.2	12.2	3.7	69.7
水質高 4月～７月	13.4	7.3	45.5	6.8	5.1	25.0	8.6	3.4	60.5
全体 7月中旬~7月	12.0	4.9	59.2	6.2	3.3	46.8	9.7	3.2	67.0

通水初期（通水開始後２週間）では，礫にもともと付着していた土砂の流出及び生物膜の未発達のため，除去効果は小さい。通常運転期では礫間に生物が形成され，浄化効果が大きくなり，BOD, SSとも除去率はそれぞれ68.8%，70.3%であった。低水温期では，12月より水温が10℃以下となり，これと前後して流入水質が悪化した。特にD－BODが平均9.5 mg／lと高くなっている。BOD, SSの除去率は，それぞれ63.8%，69.7%であった。

昭和59年４月から７月を水質異常期として区分けしたが，この期間は一般的に，河川水質が日を追って良くなる時期である。しかしこの期間の流入水質は平均BOD 13.4 mg／l, SS 8.6 mg／lで，除去率はそれぞれ45.5%，60.5%と７月中旬から３月よりも悪くなっている。BODの放流水質は7.3 mg／lとかなり高い値で，このうち5.1 mg／lはD－BODによるものであった。

このことは，流入DOが少ないため礫槽内のDOを全て利用してもD－BODが除去しきれないものと考えられる。なおこの期間の最後は梅雨期に入り，河川水質が回復するとともに，堰湛水部でのDO消費も軽減され，通常運転期の状態にもどっている。

回復落差工によるDO効果についてみると，礫槽内では好気性分解により酸素が消費される。これを回復させるため放流口で落差工（２段落し，合計１m）による再曝気を行った。これによりDO平均1.4 mg／lのものが5.1 mg／lにまで回復した。

（参考文献）

1. 松浦，谷本「貯留型施設による雨天時汚濁流出抑制計画とその評価」土木研究所資料　第2347号
2. 小針，割田，白瀬「野川浄化施設」第38回建設省技術研究会報告

（都市河川研究室）

河－10　取水口付近の堆積土砂対策について

（質問）

木津川は，一時期河床低下が著しく，横断構造物の改築等が行われた。これらに起因して，水面の低下，水筋の移動が生じ，土砂の堆積箇所が取水施設を設置した時とかわり，取水口付近に発生し，取水障害が生じている。木津川の低水路は，天然河岸形態のままであるが，流下能力は十分あり，当面改修の予定はなく，低水路整備による抜本的な対策が考えられず，対応策として土砂の除去を行っているが，すぐに土砂が堆積し，再度除去が必要となる。

このような状況を解決する方策として，堆積傾向の箇所を取水に付近からそらす対策があれば教示願いたい。

（淀川工事事務所）

（回答）

木津川では，砂礫堆の形成，移動によって，取水施設設置当初の条件が維持されず，取水障害が生じているものと考えられる。砂礫堆は定性的には川幅と水深の比 b／H が小さい場合形成されないが，大きくなると木津川に見られるような単列砂礫堆が形成され，さらに大きい場合には複列砂礫堆となる。また，一般に河床材料の粒径の大きい河道では砂礫堆高が大きく，河床材料の粒径の小さい河道では砂礫堆高は小さい。河床勾配の大きいところでは，同時に河床材料の粒径が大きく，川幅と水深の比も大きく，流れが網流化することが多い。

いっぽう，直線河道においては，砂礫堆は常時下流に移動する。また，河道湾曲部でも上下流で砂礫堆が移動している場合は，そこを通過する。砂礫堆の進行速度は，直線水路における実験結果などから，砂礫堆長が小さいほど速く，大きいほど遅いことが言われているが，実河川では，出水の履歴性，河道蛇行の影響その他の複雑な要因によって，必ずしも明瞭な関係は見られない。このような砂礫堆の移動に伴う取水施設への堆積防止対策としては，常に流れが取水口に寄るように，砂礫堆の移動を停止させ，みお筋を固定させることが考えられる。

この砂礫堆の移動を停止させ，水衝部を固定させるための条件は，種々の波長の水路における実験より，次のように求められている[1]。

それは低水路河道の蛇行半波長を，その河道に形成される砂礫堆長と同程度とし，

$$\frac{L}{2b}=\frac{1}{2\tan(\theta/2)}+1.5$$

で与えられる曲がりを有する蛇曲河道とすることである。ここにL：蛇行波長（m），b：川幅，θ：曲がり角である。この蛇曲河道における砂礫堆の停止限界の状態は，対岸からの主流線が下流凸岸より，川幅の1.5倍だけ上流側へぶつかる状態とほぼ等しい。ただし，低水路河道の蛇行半波長が，そこに形成される砂礫堆長よりかなり長い場合は，河道の蛇行半波長より短かい砂礫堆が河

道内に生じて，それが移動する可能性があるため，河道の曲がりをさらに大きくする必要が生ずる。逆に，河道の蛇行半波長が砂礫堆長よりかなり短かい場合は，砂礫堆停止限界の曲がり角は若干小さくなる。

よって，以上のような方法により，低水路河道を蛇行させることにより，砂礫堆の移動を停止させ，水衝部を取水口付近に固定させる方法が考えられる。ただし，この場合水衝部となる側岸の洗掘防止にも十分留意しなければならないであろう。このほかの対策としては，取水口対岸の上流側に水はね的な水制を配置することによって，流れの方向を変え，流水を取水口付近に集中させて堆積を防止する方法も考えられる。ただし，砂礫堆が形成され，それに対応して流れが蛇行する河道では，それに逆らって水制だけで流れを変えようとすることは難しいだけでなく，水制の損壊や，蛇行特性を乱して河道に悪影響を与える可能性もあるので，その適用には河道状況も踏まえた十分な検討が必要とされる。

なお，網状流を呈する斐伊川では，渇水期においては用水の不足を度々生じ，昔から用水の分配等で苦慮されてきた。河床は堤内地より２～３ｍ高く，一見取水容易に見えるが，河床は上流から流出して堆積した砂層であるため，流水は潜流し，渇水期においては流量の絶対量も減り，合わせて流砂も影響して取水は困難を極めている。この取水困難な斐伊川では，昔から「鮹の尾」といわれる導水路によって取水が行われており，最も有効な方法とされている[2]。昔，河床は流砂の堆積がはなはだしく，水はこれを潜り伏流水となり，夏季渇水期においても相当量の伏流水がみとめられた。古人はこれに着目して，上流から延々と水路を設け，途中伏流水の流れ込みを受け水量を増して取水する，いわゆる「鮹の尾」なるものを考え出したものである。したがって，近年の樋門総合後も取水はこの「鮹の尾」工法によって行われており，木津川においてもこのような方法が適用可能であれば効果的と考えられる。

（参考文献）

1) 建設省河川局治水課，建設省土木研究所：蛇行に関する研究，第32回建設省技術研究会報告（昭和53年度）

2) 斐伊川改修40年史編集委員会：斐伊川改修40年史

（河川研究室）

河－11　計画河道における洪水追跡手法について

（質問）

計画高水流量を検討するための洪水解析において，無堤部の解消や狭窄部の開削等の河道改修が完了した後の計画河道時の洪水追跡手法はどのようなものが適当か教示願いたい。

（淀川工事事務所）

（回答）

一般に，洪水流の河道計算方法としては，一次元開水路非定常流れの基礎式を厳密に解く不定流計算（dynamic waveモデル），近似的不定流モデルとして，河道ボンドモデル，貯留関数法，マスキンガム法等が挙げられる。築堤工事や河道掘削等による氾濫効果の減少．河道疎通能力の向上等の検討には，これらの手法が用いられるが，留意すべき点を挙げると以下の通りである。

① 断面変化の影響

河道狭窄部等の断面急変部の解消効果は，改修区間が局所的であり，水位変化ばかりでなく，洪水波形の変化にも大きく影響を与えることから，不定流計算を用いる方が望ましい。但し，本計算方法は，あくまでも一様と見なしうる水路に対するものであることから，狭窄部等の断面急変部については近似的な値を示している点に留意されたい。

② 河道定数の設定

各モデルにおける定数設定は，不定流計算では，粗度係数，断面形状（縦横断形）だけから計算でき，河道ボンドモデルにおける水位～貯留量関係，貯留関数法，マスキンガム法のS～Q，K，X等の各定数についても粗度係数と断面形状から不等流計算を行い，設定するものとする。従って，各定数設定において粗度係数の設定が重要な意味を有することに留意されたい。

③ モデルの適用条件

建設省技術研究会「流出，流下形態の変化に伴う洪水被害軽減対策に関する研究」（昭和59年11月）において，各モデルの適用条件について検討しており，それによれば，不定流計算は理論上全ての場合に適用可能であり，貯留関数法，マスキンガム法は急勾配部（概ね1／2,000以上）で適用する方が精度的に望ましい。河道ボンドモデルは，河道ボンド長の大小により精度が左右されるが，概ね，緩流河川で適用した事例の方が精度が良いようである。詳細は上述文献を参照されたい。

（総合治水研究室）

河－12　越流式調節ゲートの低周波騒音について

（質問）

越流式の流量調節ゲートで，放流に伴い低周波空気振動が問題となる事例がある。今後，この種のゲートを設置する場合には，この問題を検討しながら計画を進めなくてはならない。

このため，低周波空気振動の発生域が推定出来るのであれば，その条件と対策について教示願いたい。

（淀川工事事務所）

（回答）

越流に伴う低周波空気振動は，砂防ダム，堰等で問題となっているが，その発生機構は現時点では十分には解明されておらず，その発生可能流域を確定することは出来ない。

しかし，実際に生じた事例から，特定は出来ないが，その機構がある程推察出来るので以下に述べる。

① 低周波空気振動あるいは異常音として注目される音波の振動数は，数 Hz ～数十 Hz 程度である。低周波の定義は，必ずしも統一されていないので，ここでは可聴音（20Hz～20KHz）より低い超低周波から，100Hz程度の可聴音としても特に低い周波数部分までの範囲としておく。なお，これより大きい周波数の音はいわゆる騒音として感知される。

② 低周波空気振動の直接的発生原因としては水面変動，共鳴，圧力変動が挙げられる。

③ 10Hz 以上の低周波空気振動は越流水脈の振動と相関が強い。また20Hz 以上の振動は異常音として感知されるのに対して，それ以下の振動は圧迫感あるいは建物，建具等の２次的振動で感知される。

④ 低周波空気振動のスペクトル分布は特定の周波数に鋭いピークを持つことが多く，類似の条件で振動が生じていないケースに対して低周波部分のオールパスでの増加音圧レベルの大半を占めている。

⑤ 低周波空気振動は指向性が強く，その方向への減衰は弱い。このため，問題を把握するためには発生源だけでなく，その方向性についての検討が必要であり，問題を複雑化している。

⑥ 越流落下水により生じる音は通常50～300 Hz の比較的広帯域の周波数特性を持っており，流量，落差が増すと低周波成分のレベルが増加し，中心周波数も低周波方向に移行する。

⑦ 10 Hz 以下の低周波空気振動は水面変動に起因することが多く，放流水が水中に直接噴出する場合でも発生する可能性がある。

⑧ 砂防ダムのように両端が完全に解放されている場合，堰堤と越流水脈の間の空気をヘルムホルツ共鳴器と考えて騒音の共振現象として周波数を試算すると，実状とほぼ一致する報告がある。このとき，水脈を分断することにより開口面積を増大させる方策を用いて，共振周波数の音圧レベルを下げることに成功している。空間の越流幅方向の気柱共鳴と考えて計算と実測が一致した事例は，堰または砂防ダムの越流水による低周波空気振動については報告されていない。

⑨ 越流式ゲートのように両端が閉塞に近い状態の場合，越流水脈の放出角の変化に伴い，落下位置が変動することに起因すると思われる水脈とゲート間の圧力変動が，水脈を透過して低周波空気振動として下流に伝播しているとする報告がある。このとき，越流状態が２次元的であれば空間の低周波振動の位相およびピーク音圧レベルは，越流の幅方向にほとんど一定である。この低周波空気振動はスプリッタあるいはスポイラを設置することで軽減することが出来，問題を解決している。スプリッタにより分断された水脈の幅はある程度より小さくすることが必要である。スプリッタを極端に非対称に一個設置した時，狭い越流幅の水脈と堰の間の空気の低周波の振動

レベルは小さくなるが，広い方はほとんど軽減出来ていないという報告もある。

以上のように越流水による低周波空気振動に対しては水面振動に起因するものと思われるものを除き，水脈の分断という対策で問題が解決されている。これらの事例をみると低周波空気振動は越流水深10～50cm程度で発生する事例があり，特に問題となっているのは越流水深が20～30cmの狭い領域である。また，分断された水脈の幅は，２m～３m程度であり，３m程度ではスプリッタの配置により軽減の度合いが大きく異なる。

また，ほぼ同じ様な条件でも発生しない原因としては，他の因子すなわち落下面の状態，空間の大きさ等の効果によるものと考えられるが確定出来ない。

一方，ゲート振動も重要な因子となり得るが，圧力変動とゲートの固有振動数が一致しない限り２次的な現象と考えることが出来るようである。

今後，越流式ゲートを設置するに当たっては低周波空気振動の発生を前提として，水脈が２m程度に分断出来る越流面形状とするのが望ましいが，スプリッタまたはスポイラの設置を考慮した形状としゲート設置後，その配置を現地試験により決定することも可能であると思われる。

(参考文献)

(1) 杉山・奥平・早川「堰堤から発生する低周波空気振動と対策事例」　公害と対策 Vol.15　No.9

(2) 梅景・平田・矢島・水山「砂防ダムからの落下水による異常音発生とその処理」　新砂防　122　昭和57年

(ダム水工研究室)

河－13　河川水の微量化学物質の監視について

(質問)

近年，農薬，溶剤等，微量化学物質が社会問題化しているが，種類が非常に多岐にわたるため，河川管理上監視すべき対象の優先順位の判断材料となるものを教示願いたい。

(大和川工事事務所)

(回答)

1. 化学物質による環境汚染問題

近年，化学物質による環境汚染が顕在化し，大きな社会問題となっている。化学物質による環境汚染問題とその対策について表－１に示した。この他，水道水からトリハロメタンが検出され，この問題では厚生省から給水栓で平均0.1mg／l以下に抑えなさいという通達が出されている。また，魚介類から殺虫剤（デイルドリン）が検出された。

これらの汚染濃度は，いずれも直接人の健康に係る濃度には達していないが，環境中における分

表－1　化学物質による環境汚染とその対策[1]

問題事項	対策等
トリクレン等による地下水汚染の顕在化	水道水暫定水質基準の設定（59.2.12） トリクレン等の排出に係る暫定指導指針（59.8.22） 汚染原因，機構に関する調査（59－61年度） 公共用水域等緊急調査（59年度）
廃乾電池中の水銀による汚染の可能性の指摘	公共用水域及び環境大気中の水銀の調査 日本電池・器具工業会における回収強化，研究等 広域回収システム，処理困難物対策の検討（厚生省） 埋立処分後の水銀の挙動等の調査研究（環境庁）
ダイオキシン問題 ごみ焼却灰からの検出	廃棄物処理に係るダイオキシン等専門家会議報告（厚生省　59年5月） ごみ焼却施設等について緊急実態調査（59年度）
2.4.5－T除草剤処分問題	林野庁等による実態調査（59年度） 調査結果等に関する専門家の検討（林野庁　59年11月） 2.4.5－T除草剤埋立箇所の取り扱い方針通知（林野庁　59年12月）

解性は非常に低く，また，生物濃縮される物質もあるため，何らかの形で監視していく必要がある。

環境庁では，「化学物質環境安全性総点検調査」と題して環境中における化学物質の汚染状況を調査している[2)~4)]。この調査は昭和49年より開始され現在も継続中である。以下にこの概要を紹介する。

調査フローを図－1に示す。まず第1段階では数万点ある化学物質の中から調査対象とする物質を選ぶ作業がある。下記の5項目に従い調査対象物質を選定する。

(1) 既存化学物質名簿に収載されていること。

(2) 一定以上の毒性を示すことが確認されているか，又は報告されていること。（毒性を示すことが化学構造から推定される場合を含む。）

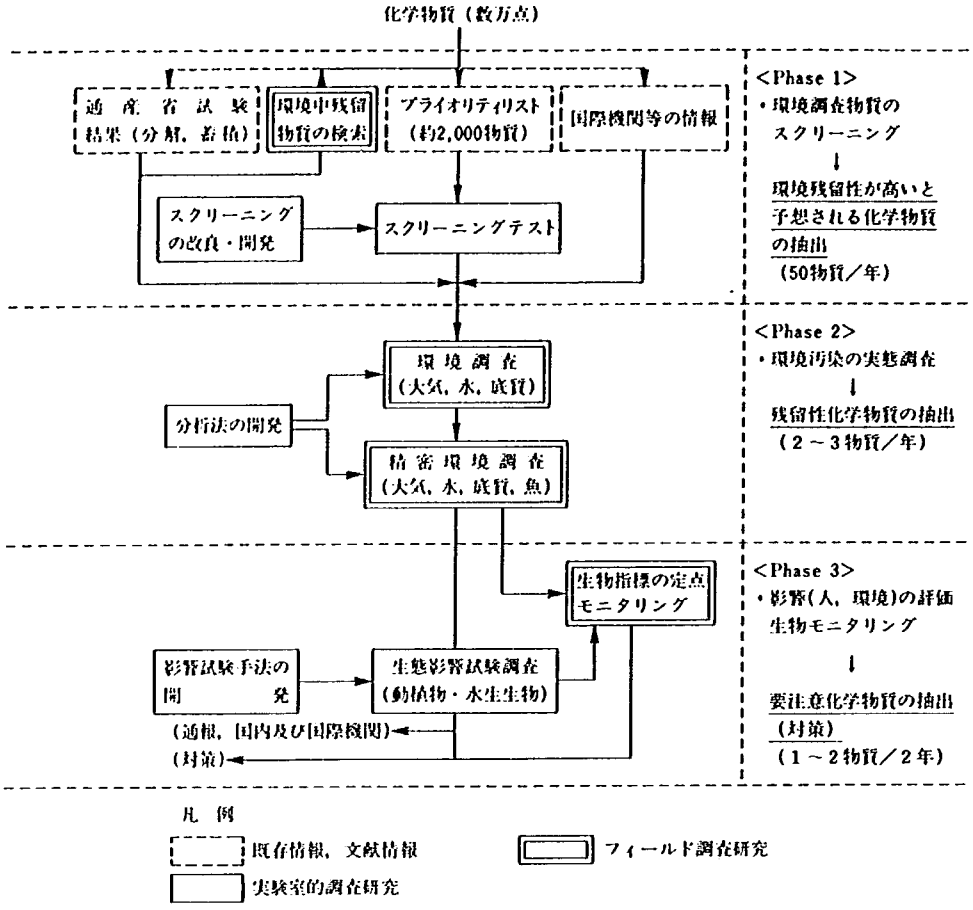
(3) 環境中で安定であること又は生物濃縮性が高いことが証明されているか，又は推定されること。

(4) 我国において相当量が工業的に生産されているか，又は輸入されていて環境中に放出されている可能性があること。

(5) 使用目的が食品，食品添加物，農薬，肥料，飼料，医薬品，医薬部外品，化粧品又は医療用具に限定されていないこと。

次に実施する第2段階は，化学物質の環境汚染実態調査である。昭和49年～58年までの10年間の調査実施状況と化学物質の検出状況は表－2，3に示す通りである。調査した491物質の約3割に相当する156物質が何らかの環境媒体から検出されている。検出された化学物質の中で環境残留性が疑わしい物質は，残留性化学物質として更に精密検査が実施される。

第3段階は，生物モニタリングである。残留性化学物質の中で人の健康や環境にとって問題があ



図－1　化学物質環境安全性総点検調査

ると考えられる物質を要注意化学物質としてピックアップし，環境中における残留性の経時変化を監視すべく，生物モニタリングを実施する。現在，要注意化学物質及びその代謝産物22種の他，特定化学物質及びその分解産物12種の合計34種の化学物質が分析測定されている。これらの化学物質による環境汚染の経年推移については，長期的には各調査対象地点の測定データはその地点周辺の汚染レベルの経時的推移を明確に示すものとなるが，試料数の制約もあり，また，数年間のデータしか集積されていない現段階では，測定データをもって直ちに対象地点ごとに地域の汚染レベルの増減を判定するには困難な面がある。

2.　化学物質に係わる関連法規

化学物質に係る法律は数多くあるが，これらをまとめ表－4に示した。公害対策，化学物質，労働環境保全，環境整備と広範囲にわたっており，合計16の法律が関係している。

「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」（以下，「化審法」という。）は，PCB問題の苦い経験を二度と繰り返すことのないようにと作られた法律であり，新規化学物質の製造又は輸入に際し事前にその化学物質が難分解性等の性状を有し，かつ人の健康をそこなうおそれがあるのかないのか判断し，ある場合にはこれを規制する法律である。

表－2　化学物質環境調査の実施状況

年度	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	計(延べ)
水質	27	37	76	81	48	31	52	79	28	43	487(545)
底質	21	21	76	79	46	31	50	79	27	43	466(516)
魚類	20	21	44	8	8	8	5	2	10	2	104(128)
大気	－	－	2	2	－	11	15	－	－	17	25(47)
その他（プランクトン，雨水）	11	15	－	－	－	－	－	－	－	－	21(26)
計	27	37	78	91	56	50	72	81	38	62	491(592)

（注）｛：同一物質群を対象としていることを示す。（計の算出ではその中の最大値を使う）
（：水質，底質，魚類を対象とした精密環境調査であることを示す。

表－3　検出状況

	水質	底質	魚類	大気	総数
調査物質数	487	466	104	25	491
検出物質数	67	123	36	23	156
検出割合(%)	14	26	35	92	32

（昭和49～58年度）

表－4　化学物質に係る法律[1)]

分野	法律名	内容
公害対策	公害対策基本法	公害対策の基本事項，環境基準の設定等
	大気汚染防止法	大気汚染物質排出規制等
	水質汚濁防止法	水質汚濁物質排出規制等
	農用地の土壌の汚染防止等に関する法律	土壌汚染防止事業の実施等
	海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律	廃棄物海洋投棄規制 海洋汚染物質排出規制等
化学物質	化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律	新規化学物質の審査及び規制等
	毒物及び劇物取締法	毒物，劇物等の流通，使用規制等
	農薬取締法	農薬の販売，使用規制等
	有害物質を含有する家庭用品の規制に関する法律	関係家庭用品の規制等
	食品衛生法	食品添加物の規制等
	薬事法	医薬品の規制等
	水道法	水道水質の確保等
	消防法	危険物の規制等
労働環境保全	労働安全衛生法	化学物質有害性調査等
環境整備	廃棄物の処理及び清掃に関する法律	廃棄物処分規制等
	下水道法	排出規制，有害汚泥処理基準等

3. 化学物質の分解性及び濃縮性

通商産業省基礎産業局化学品安全課では昭和49年4月16日に施行された「化審法」に関連し，既存化学物質の微生物による分解性及び魚介類の体内における濃縮性について安全性の点検を実施している。この試験結果は，通産省公報を通じ公表されている。昭和59年12月までに558物質について各種試験が実施されておりその結果[5]は以下の通りである。

(1) 分解性が良好と判断される物質 …… 200物質

(2) 濃縮性がない，あるいは低いと判断される物質 …… 311物質

(3) 濃縮性が中程度と判断される物質 …… 37物質

(4) 分解性が良好でなく，かつ濃縮性が大きいと判断される物質 …… 10物質

(3)，(4)の合計47物質は環境中に残留する可能性が高く何らかの形で監視すべき物質と考えられる。

4. 参考資料

1.の化学物質による環境汚染問題では現在問題となっている事例紹介と環境庁が実施している化学物質安全性総点検調査の概要を述べたところである。これら環境中において残留している物質は，一般的に毒性が強く，中には発ガン性の疑いのあるものもある。これらの物質は河川管理の上でも要注意物質と考えられる。また，2.では化学物質に係る法律を紹介してある。3.では通産省が実施している既存化学物質の分解性及び濃縮性試験の概要を紹介した。ここではこの他参考となる資料を以下に紹介する。

(1) 環境における化学物質の安全性総点検調査のためのプライオリティリスト〔環境庁〕

(2) 既存化学物質名簿〔通産省〕

(3) 米国環境保護庁（EPA）129の優先汚染物リスト〔EPA〕

(4) 米国省庁間試験委員会（ITC）試験勧告物質リスト

(5) 米国環境保護庁（EPA）水質判定基準文書〔EPA〕

(6) 各国の発ガン物質リスト〔ILO〕

(7) カナダ環境汚染物質法に基づく優先物質リスト

(8) 化学物質毒性データ総覧（RTECS）〔米国国立労働衛生研究所〕

（参考文献）

1) 平石尹彦，化学物質による環境汚染対策 第7回日本水質汚濁研究協会セミナー（1985）

2) 化学物質と環境，昭和58年度版ケミカルアセスメント・アニュアルレポート 環境庁環境保健部保健調査室（1978）

3) 今田長英，化学物質による環境汚染の実態 PPM．9 （1985）

4) 山本 章，化学物質と環境 全国公害研会誌 Vol．9 No.1（1984）

5) 既存化学物質の微生物等による分解度及び魚介類の体内における濃縮度試験の結果について，通商産業省基礎産業局化学品安全課，通産省公報

（水質研究室）

河－14　地すべりの警戒避難基準について

（質問）

亀ノ瀬地すべりは，地すべり情報伝達システムを設置している最中であるが，これにより得られた情報を有効に利用し警戒避難体制整備に資するためには，基準値を何故にして定めるか，その基本的な方針を教示願いたい。

（大和川工事事務所）

（回答）

警戒避難の基準を定めるには，地すべり発生の予知を適切に行なうことが必要である。現在幾つかの予知方法はあるが，実際の適用に当っては地すべりの地域性を考慮した上で最も適切なものを導入しなければならない。ここではその方法について説明する。

まず歪速度による方法として次のようなものがある。

A；斉藤式による方法

2次クリープあるいは3次クリープの領域に入ったときの地表面の歪み速度から崩壊時間を予測する方法で，あらかじめ室内実験で求められたこの予測式は実際の地すべりでも比較的良い適合性を示している。

B；福囿による方法

地表面の移動速度の逆数を経時的にプロットすることによって崩壊時間を予測するもので，いくつかの予測の成功例が報告されている。

A，Bとも歪速度による方法では移動土塊が明瞭でその土塊における地表面の絶対変位量が正確に測定されることが前提であることから，亀ノ瀬のように大規模且つブロックが複雑化している地すべりでは，対象とするブロックを明確にし，光波測量等により絶対移動量を経時的に補える方法がよいと思われる。

これとは別に渡は次のような状態を地すべりの運動が確実な状態であるとしている。

(1)伸縮型で1 ㎜／day 以上が10日間連続

(2)　〃　で1 ㎝／day 以上が2日間以上連続

(3)　〃　で2 ㎜／h が2時間以上連続

(4)地盤傾斜計で1週間の累積傾斜量が100秒以上

(5)　〃　で1週間の平均傾斜変動量が30秒／日以上

(6)1日の最大傾斜変動量が100以上

地すべりの移動が必ずしも明瞭なクリープ曲線を描くとは限らず，また活発化したからといってそのまま崩壊に至るとも限らないことから，このような渡による危険状態を導入することも一つの方法であろう。ただし地表移動量を補える場合，亀ノ瀬は前述したようにブロックが複雑で不動点

が明瞭でないことから，光波測量等により絶対移動量を測定する方が好ましい方法と思われる。

他にも地表移動量および地中移動量の累積量を基準値として設定する方法も考えられるが，場所によってその値が異なることが考えられるので過去の移動実態を参考にして定める必要がある。

ここに述べた方法のうちどれが最も適するかは対象となる地すべりの特性によって異なるが，現段階では地表移動観測の結果から，変位量と歪速度の両方から基準値を定める方法が適していると思われる。すなわち地すべりが活発化してくるに及び，まず第一段階の警戒の基準値として，渡による滑落危険状態の値あるいは地表変位量の累積値を過去の実績等に基づいて定め，地すべりが更に崩壊に近づくに及んで，歪速度による方法によってある程度正確な崩壊時間を把握したらそれに基づいて第二段階の警報を出すようにすれば，より安全な警戒避難体制の整備が可能となるであろう。

（地すべり研究室）

河－15　河川をとりまく環境の変化に伴う計画河床の取扱いについて

（質問）

計画河床は，計画河床勾配及び計画横断形を試算的に定めて決定されるが，河川をとりまく状況の変化も大きな要因であると思われる。たとえば，近年の流域の土地利用の変化（都市化，農地開発等）により，生産土砂量の経年変化が大きく，河床の急激な変化が起こりつつある。また，河口部においては，埋立等により河川延長が実質的に長くなり，河川からの土砂が拡散せず河口部に堆積し，河口維持が問題となる。これらに対し，今後どのように取り組むべきか教示願いたい。

（大和川工事事務所）

（回答）

計画河床の決定にあたっては，まず当該断面において必要とされる洪水疎通能力を満足させなければならない。さらに，土砂の移動に関しては，静的平衡河床（洪水時においても河床材料が移動せず，河床変動が生じない河道）あるいは動的平衡河床（洪水時において，上流から流送されてくる土砂量と，下流へ流送されていく土砂量とが等しく，河床変動が生じない河道）の条件が満足されることが望ましい。このうち，実際的には後者の条件，すなわちいずれの断面においても動的平衡河床となることが理想的であり，計画河床は河床勾配及び横断形を試行錯誤的に設定しながら決定されることとなる。

しかし，計画河床策定時に想定した流量，粗度係数，河床材料の粒径，流入土砂量等のいずれかが変化した場合，先に算定した動的平衡河床の条件は満たされなくなる。このとき，何らかの手段により，先に策定した計画河床を維持する方法と，計画河床を新たに設定する方法とがある。ここ

では，河道内要因の変化，たとえば高水敷の整備等に伴う粗度係数の変化，あるいは粗粒化に代表される河床材料の粒径変化等については除外することとし，河道外要因の変化，すなわち流域開発（森林開発，都市化に伴う農地・ため池の減少，農業排水設備の整備，下水道の整備等）に伴う流量・流入土砂の変化，及び河口部埋立に伴う河道長の延伸を対象として，計画河床の取扱い方法についてとりまとめてみる。

1. 流域開発による流入土砂量の相対的変化を伴う場合

流域開発により，通常河川への流入流量は増加するものの，流入土砂量は流量の増加にみあうだけ増加（流量の増加による土砂の流送能力の増加に呼応した流入土砂量の増加）するとは限らない。したがって，以下のような3種の場合が想定される。

① 流域開発による流量増にみあって，流入土砂量が増加する場合

② 流域開発による流量増に比較して，流入土砂量が著しく増加する場合

③ 流域開発による流量増に比較して，流入土砂量がそれほど増加しない場合

一般に，いわゆる都市化のような流域開発が行われる場合，造成地が裸地としてまた勾配を有するような状態で存在するときには，上記②のような状態が想定され，開発がさらに進み，不浸透域が拡大するとともに，上記③のような状態に移行していくものと推定される。また，森林開発においても，開発地の管理が適正に行われる場合には，上記③の状態が想定されるが，裸地・崩壊地等が発生する場合には，上記②の状態が予想される。

流域開発における上記三種の状態のうち，①の場合には動的平衡河床の条件が維持され，とくに問題は生じない。しかし，このような場合は極めて稀な場合といえよう。

また，②の場合には，河床の上昇が予想され，洪水疎通能力の減少をまねくことになる。通常，このような場合，流入土砂量の適性化すなわち減少を目的とした土砂扞止対策が講じられることが多く，計画河床は維持目標となって，変更の対象とはなり得ない。

河川管理上，最も問題となりやすい状態は③の場合であり，このような状態は多くの河川においてみられる現象である。この場合，流量の増加に伴う土砂輸送能力の増大に対し，流入土砂量の増分が少ないため，土砂輸送能力より流入土砂量の方が小さくなる。その結果，河床の低下が予想され，河川構造物の維持，取水機能の維持等の観点から，何らかの手段による計画河床高の維持，あるいは計画河床高の変更が求められる。

計画河床高の維持を図る場合，その手段としては床止め工の設置による河床低下の防止があげられる。これは，河床の低下を部分的にでも強引に阻止するとともに，床止め上流の河床勾配を緩くすることにより，流量の増加による土砂輸送能力の増加を抑制し，土砂輸送能力と流入土砂量との均衡を保存しようとするものである。しかし，この場合床止め工の維持に対する新たな問題が生ずることになる。このような人工の力による河床の維持に対し，自然力を利用したものとして横断形状の変更があげられよう。この方法は，低水路幅あるいは川幅を増大することにより，流入土砂量

の増大にみあう土砂輸送能力の増大となるように，流量の増分に対する掃流力の増加を抑制しようとする方法である。このように，横断形状の改変が可能な場合，計画河床高を維持することは比較的容易となる。

一方，計画河床高の変更を試みる場合，計画河床勾配を緩くすることにより，流量の増加による土砂輸送能力の増加を抑制し，土砂輸送能力と流入土砂量との均衡を図り，動的平衡河床の条件を満足させることが目標とされる。この場合，河床高は現況に較べ低く設定することになり，掘込河道となることもある。また，河川構造物の維持あるいは取水機能の維持等を図るため，河床高の大きな変更をさけなければならないとき，新しい計画河床高の維持を目的とした床止めが必要となることもある。

2. 流域開発による流入土砂の質的変化を伴う場合

流域開発により，流入土砂量の増加が流量増加にみあっている場合にも，流入土砂に質的な変化，すなわち粒径の変化，単位体積重量の変化等が生ずるとき，動的平衡河床の条件は満たされなくなる。たとえば，流入土砂が細粒化するような場合，たとえ流量に変化がなく掃流力が同一であっても，河道の土砂輸送能力は増加し，河床高は低下傾向を呈するようになる。このような状況は前記③のような場合と同様であり，計画河床高の維持に対する努力あるいは計画河床高の変更が必要となる。

なお，流入土砂の量的・質的変化に対応した検討を行う場合，ここではとくに述べていないものの，河床材料の粗粒化に対して配慮する必要がある。

3. 河口部の埋立による河道長の延伸を伴う場合

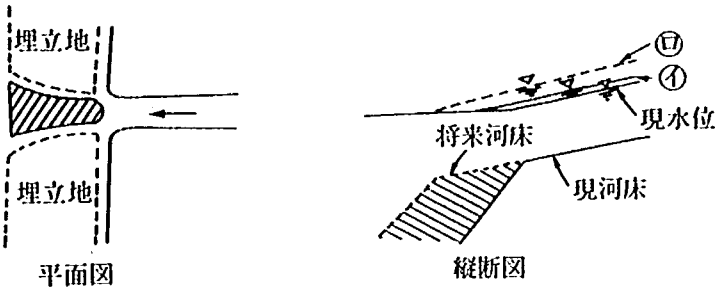
河口部の両側に埋立が行われると，その区域が現河道法線の延長線より11° 以上に限定されていたとしても，長期的にみた場合，流出土砂の河口部への堆積は助長されるものとみこまれる。すなわち，埋立が行われると，河口から流出した土砂は，埋立がない場合に較べ，海域への拡散は抑制されるものと推定される。したがって，延長河道内への土砂堆積により，現河口部の河床高の上昇が見込まれる。このような変化はかなり長期間を経て現れるものの，長期計画の立案に際しては充分に考慮しておく必要がある。

河口部付近についても，動的平衡河床の条件が満足される必要があり，これに影響する要因としては，

㋑ 埋立による河道延伸に伴う水位変化及びエネルギー勾配変化に基づく土砂輸送能力の変化

㋺ 図－1の斜線域における土砂堆積に伴う水位変化及びエネルギー勾配変化に基づく土砂輸送能力の変化

があげられる。とくに，㋺は土砂堆積域の減少に基づくものであり，浚渫を行わない場合重要となる。



図－1

このように，河口部に埋立が行われると，動的平衡河床条件を満たすことができなくなり，その結果現在の計画河床を維持するために浚渫等が必要となる。なお，河口部付近において，計画河床の変更は通常困難であり，このような条件変化に対しては，現計画河床の維持に努力せざるを得ない。

（河川研究室）

河－16　雨量観測所の代表性について

（質問）

テレメータ雨量観測所については，電波の届き易さということもあって，屋根筋，山頂等の高地に設置されている例が多く，流域の降雨に対する代表性という議論がおざなりになっているのが現状である。

従って，雨量観測所網について，どのような方法で，その代表性の評価を行えばよいか。またDADモデルとの関係で，どの程度の代表性を求めればよいかについて教示願いたい。

（和歌山工事事務所）

（回答）

流域の降雨量を検討しようとする場合，少なくとも２つの事項についての議論がなされなければならない。即ち，1)雨量観測に適した地点に観測所が設置され，そこに設置された雨量計にその周囲の降雨に見合った降水量が補足されているか，2)設置された雨量観測所の配置によって流域の降雨量を代表し得る流域平均降雨量を算出できるか，という問題である。

少なくても，2)の問題については1)の事項が解決していないことには，検討しても無意味になる。この1)の雨量の補足に関するものには以下のものが上げられる。

①設置位置……尾根筋や山頂等の風の影響を大きく受ける場所に設置されていないか。あるいは，流域全体から見て偏った観測所配置になっていないか。

②設置……受水口が傾斜していないか。また，局舎上の設置で風の影響を受け，雨量の補足率が低下していないか。

③周囲の条件……樹木の繁茂あるいは建物の影響を受け，周辺地域の降雨の代表性が阻害されていないか。

④機器の条件……十分に維持管理され，所定の精度を確保しているか。

これらの問題は，基本的には観測所の設置の段階で検討されていなければならない事項である。しかし，現状ではかなりの観測所において問題となっていることも事実であり，再度見直してみることも必要である。

次に問題となることは，我々が地点雨量を基に計算によって求めている流域平均雨量（面積雨量）なるものが，果して如何なる精度でその代表性を有しているかという問題である。

真の面積雨量はいくら多くの雨量計を設置したからといって知ることは困難である。但し，地点降雨量の代表性を考慮し，観測地点が合理的に選定された上で雨量観測を実施すれば，利用上は問題のない範囲で面積雨量を推定することは可能である。しかし，幾つの雨量計をどの地点に設置したら良いかという問題が残る。

そこで，雨量観測所の配置に関する問題へのアプローチ法について，従来から利用されている1)間引き法と，2)確率論的方法を紹介する。

1) 間引き法

流域内に高密度に配置された雨量観測網によって，精密な雨量観測を実施し，これらから推定された面積雨量を仮想の真値とする。次に，乱数表や正方格子を用いて人為的な偏りをなくした上で段階的に観測所を間引き，その間引き後の観測所だけを用いて面積雨量を推定し直す。この時には当然仮想真値とは異なり，誤差を持つ。多数の降雨についてこれを繰り返し，平均の誤差と観測所密度の関係を求め，図表や代数式等で整理する。これによって，所要精度が与えられれば，公式を用いて必要な観測所密度が求められる。表1に既往の間引き法による研究事例を示したので参考にされたい。

但し，この間引き法には

① 精密な観測網の基準が明確ではなく，1つの観測網と他の観測網とでは人為的にその基準が変化する。

② 精密な観測網から得た推定値に含まれるはずの誤差が評価されていない。

③ 各公式および説明変数の種類が異なるため，各公式を比較し，合成するのが困難である。

④ 間引き法は個々の流域について誤差公式を求めることは出来るが，流域相互の結果の比較に関して有効な方法とは言えない。

表－1　間引き法による検討概要一覧

No	研究名＼項目	対象地域と降雨数	地域特性	最大観測密度と面積雨量推定手法	誤差の定義	誤差公式の構成要素	備考
1	Horton (1923)	英国Derven川	127㎢の険しい丘陵地	——	基準値との差の基準値に対する比	流域定数，最大地点雨量差，観測所数，基準面積雨量	
2	菅谷 (1950)	北海道忠別川の７一雨降雨	246㎢	35㎢／台 ティーセン法	同上	観測所数をパラメータとした表表示	
3	Linsley, Koller (1951)	米国オハイオ州の68降雨	570, 415, 259㎢の平坦地	10㎢／台 算術平均	基準値との差	流域定数，基準面積雨量，観測所数	流域毎に定数，指数が異なる。
4	中央気象台 (1952)	茨城県磯原地区	840㎢平地・山地	35㎢／台	基準値との差の基準値に対する比	観測所数をパラメータとした表表示	10％の誤差では70㎢に１点必要
5	中川 (1956)	筑後川支川宝満川	189㎢	14㎢／台，等雨量線と算術平均	同上	同上	30㎢に１点
6	小林 (1960)	只見川田子倉流域等の38降雨	最大745㎢	26㎢／台 算術平均	同上	流域定数，面的標準偏差，基準面積量，観測所数	10㎜以上の一雨雨量
7	竹内・江川等 (1961)	神流川試験地の102降雨	374㎢の山地地域	12㎢／台，等雨量 ティーセン 算術平均法	絶対誤差，相対誤差	雨量観測密度をパラメータとした図表表示	一雨雨量で標準偏差10％なら1ヶ所／50㎢
8	土研・栗橋他点 (1979)	３×５㎞地区の13降雨	15㎢の平野部	１㎢／台，算術平均法	相対誤差	観測点数，雨量強度をパラメータとした図表示	10㎜以上の一雨雨量
9	淀川ダム統 (1983)	近畿地建代表河川の13降雨	山地・平地各々３流域	較正レーダ雨量計法	標準相対誤差，（相関係数）	雨量計密度と山地・平地をパラメータとした図表表示	雷雨以外10％程度で１ヶ所／120㎢

と言うような方法論的な欠点がある。しかし，そのまま当該流域に適用すれば実用十分な雨量計の配置とその条件における精度を把握することが出来る。

2) 確率論的方法

間引き法が持つ弱点を克服するために統計的概念を導入した方法であり，間引き法に比べより体系的な基礎を持っている。一般的に言えば降雨の場の理論に基づいている。即ち，この方法では推定パラメータが流域内の観測地点の位置や方向に無関係であると仮定し，この時降雨の場は均一で等方性であるとして，降雨の場の構造やそのパラメータを求めることになる。

この確率論的方法の中にも２つの主要な方法がある。１つは，降水場のある点からみた観測データを，確率論的な場として内挿または外挿する方法である。もう１つは，雨量計による観測を無作為サンプリングと見なす方法で，いわゆる標本計画法と呼ばれるものである。この標本計画法については，土木研究所報告第149号の３「標本計画法による面積雨量の精度及び信頼度の評価に関する研究」あるいは，土木技術資料16-12（1974）「面積雨量の精度と雨量観測所数」を参照されたい。

確率論的方法は間引き法に比べて，より大きな体系的な基礎を持っており，各観測網から得られたデータの集積及び体系化は，より安易なように思われる。

また，これらの検討手法に絡んで，地点雨量から面積雨量を求める面積雨量推定法が数多くある。単に算術平均を求める簡単なものから，基本的物理学に立脚し精巧な空間関数を取り扱うものや統計理論を適用する極めて複雑なものまでおよそ30種類以上の面積雨量算定法がある。更に，新しい方式や既存の修正方法が現れている。現在用いられている方法は，

1) 決定論的方法と確率論的方法

2) 客観的方法と主観的方法

等に分類できる。

表２に，面積雨量算定法のうち，我が国において比較的多く採用されている方法について示す。

表２に示した方法であっても，真の面積雨量が分からないためどの手法が最も精度がよいのかを決めるのは難しい。一般的には，地形が比較的一様で雨量計が多数均等に配置されていれば，これらの計算手法に大きな差はないと言える。

しかし，算定結果の精度も，流域面積の大きさ，地形分布，雨量計の数，雨量の水平分布の変化の大小，によって決定されるので，方法の比較にはこれらの要素との関係を考えに入れる必要がある。

この様に，面積雨量やその精度，あるいは雨量観測網を検討する手法には各種の方法があるが，降雨量の空間分布は，気象的，地形的要因等により複雑に変化しており，現段階において最も良い決定的な方法は見当たらない。結局は，複数の既存の方法で実施し，検討を行うことになろう。

（水文研究室）

表－２　各種面積雨量推定手法の特性

No.	項目／手法	手法	利点	短所
1	算術平均法	単純な算術平均。	個人の主観が入らず，観測点の増減があっても簡単。	起伏が大きく，雨量の地域分布の変動が大きいと精度が落ちる。
2	ティーセン法	ティーセンポリゴンで得られる区域の面積で重みをつけて算定。	個人の主観が入らず数が少ない場合も比較的精度がよい。	欠測等があると多角形をつくりなおす必要がある。観測点の位置が重みを決める。
3	等雨量線法	等雨量線を引きその間の面積で重みをつけて算定。	降雨原因，地形，標高，風向等を考慮できれば精度が高い。	観測点が少ないと個人差が入る，降雨毎に等雨量線を引く必要有。
4	雨量高度法	雨量と高度の関係を与えて高度別面積の重みをつけて算定	長期間の雨量では高度との関係が強いので合理的。	山脈の走向や風向によって雨量高度関係がかわるので短期降雨には不向き。
5	高度平衡多角形法	ティーセン多角形を高度を考慮して修正する方法。	起伏が大きい地域で，長期間の雨量には合理的。	作図にあたって個人差がはいる。後は同上。
6	代表係数法	多数の観測所より求めた面積雨量を少数の観測所雨量で代表させる方法。	雨量計の数が少ない場合でも，面積雨量が求められる。	観測点が少ない場合には，降雨原因別ばらつきの影響を受ける。
7	レーダ雨量計による方法	1.4063°×3kmメッシュ雨量の集計平均によって算定。	降雨の地域的分布を細かく把えられる。	絶対値としての利用は，地上雨量による較正が必要である。
8	Kriging 法	降雨の空間確率仮定の理論を基本に誤差分散が最小となる重み付けを行う方法。	空間変動特性，降雨強度特性等をリアルタイムで反映できる。	観測点が少ない場合や，非定常過程の仮定が必要な場合には問題有。

河－17　ダム貯水池周辺の地下水調査について

（質問）

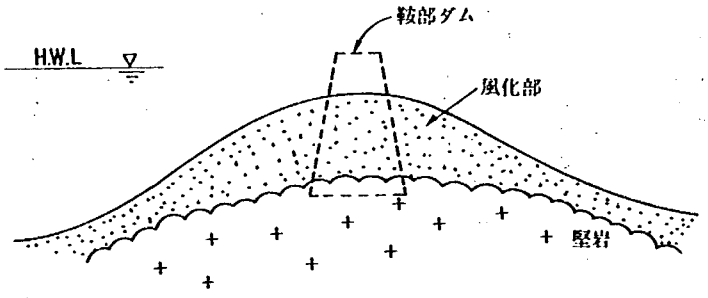
余野川ダム湖周辺には，鞍部が２ヶ所ある。鞍部の標高は，サーチャージ水位から５～６ｍ低く，小規模なフィルダムを築造する計画であるが，下流に民家があることもあり，地下水の状態を監視する必要がある。現在ボーリング孔の地下水位の観測を継続中であり，降雨により地下水位が変動することが，わかっている。このような場合の工事実施以前の調査の範囲について伺いたい。

（猪名川工事事務所）

（回答）

鞍部ダムの基礎は，本ダムの基礎に比べて，浸透流の点からは次の点に特徴があると考えられる。

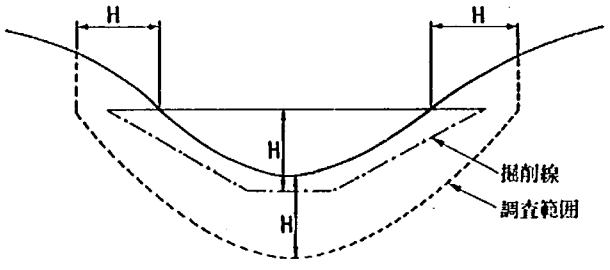
① 本ダムの河床部は，通常，水流で削られ新鮮岩が露頭しているのに対して，鞍部ダムの基礎は，風化層が厚い。（図－１）



図－１　鞍部の上下流断面

② 鞍部ダムの基礎の上下流断面をとると，山の頂上にダムが位置する地形となる。（図－１）

まず鉛直方向の範囲であるが，本ダムのカーテングラウチングに関する調査範囲は，大略ダム高程度（図－２）である。



H：最大ダム高

建設省河川局監修

図－２　カーテングラウチングの標準的な調査範囲　グライング技術指針

国土開発センターＰ15

鞍部ダムの場合は，上記①の点から，ダム高とは関係なく，不透水と見做せる岩盤の深部までの調査が必要である。不透水と見做せる岩盤までの範囲を，本ダムと同じ基準で止水処理を施せば，漏水は極小に押えられよう。

次に平面方向の調査範囲であるが，これはグラウチングのための調査というよりも，浸透流の監視を目的としたものであるから，監視の目的によって当然異る。一般的な1案としては，鞍部ダムの軸線から監視対象物の地点までの間を，グリッド状に地下水位観測井を設けておき，少なくとも1水文年以上の期間について，継続的に地下水位を測定することが考えられる。地下水の流動状況の監視方法としては，ボーリング孔において地下水位を測定するほか，同じくボーリング孔を利用して，流向・流速，間隙水圧を測定すること，および1孔よりトレーサーを注入し，他孔で検出し流路や実流速を測定する方法があり，必要に応じて採用すべきであろう。いづれにせよ，調査範囲，密度，および方法は，地形・地質，監視の目的によって異なるから，詳細については，各サイト毎の事状に応じて調査範囲を設定すべきである。

（フィルダム研究室）

河－18　ダム貯水池部の高盛土構造物について

（質問）

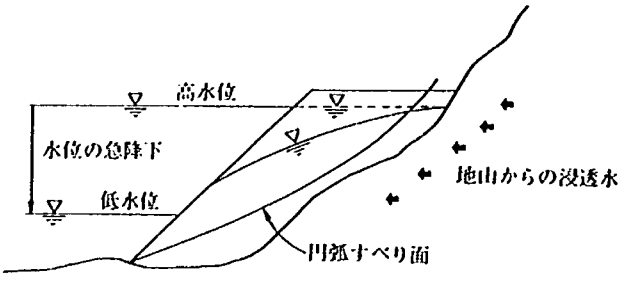
余野川ダム湖周辺には宅地開発計画があり，現在沢の部分にトンネル掘削ずりやダム用原石の残りを用いて高さ約50mの高盛土を行い，盛土天端を教育研修所や運動場などの公共施設の用地として利用したいと考えている。このような貯水池部の高盛土構造物の設計・施工上留意すべき問題点について教示願いたい。

（猪名川工事々務所）

（回答）

ダム貯水池部に築造する高盛土構造物は，水位変動に伴う浸水時の強度低下，水位低下時の吸い出し現象や残留水圧による安全率の低下などの影響を受けるので，それらのことを考慮した設計・施工法が必要であると思われる。

高盛土の安定性の検討は，同種の材料を用いた施工事例や円弧すべりによる安定計算の結果などをもとにして総合的な判断をすることが大切である。特に，図－1に示すようなダムの水位の急降下による残留水圧によるすべりがまず問題となる。



図－1　高盛土の安定計算法

安定計算に必要な盛土材料の強度定数については，後述するような点に留意して決めることになるが，盛土内の残留水圧に関しては，水位急降下時には図－1の破線のようにすべて残留すると考える方法もある。しかし，この方法によると，残留水圧が非常に大きくなり，のり勾配をかなりゆるくしないと盛土の安定性が保てなくなる。

一方，ダム水位の急降下による地すべり地での地山の残留水圧の実測データ等から考えて，降下速度にもよるが，地すべりでは残留水圧は3割～7割程度（通常5割程度）残るとして設計している場合が多い。したがって，そのようなデータをもとにして，図－1に実線に示すような残留水圧を仮定して安定計算を行う方法も考えられる。

また，最近では有限要素法を用いた浸透流解析によって，盛土内の残留水圧を求めることも可能である。この場合は，土質試験から得られた盛土材料の透水係数や，ダムの水位の急降下曲線をインプットして，盛土内の非定常浸透流を求めることができる。

さらに，図－1に示すように地山の地下水位が高い場合や，地山からの浸透水が多い場合には，それらを考慮した盛土内の浸潤線についても十分考慮しておくことが大切である。

上記のような方法で，盛土内の浸潤線が得られたならば，円弧すべりによる安定計算を行って，盛土の安定性を検討することになる。この場合の安全率としては，通常の土構造物の安定性を同じF_s＝1.2～1.3以上のものを採用し，それを満足するように，盛土ののり勾配を決めるのがよいと思われる。

なお，実際の盛土の施工にあたっては，設計時に予測した盛土内の浸潤線が実際の現象と必ずしも合致するとは限らないので，地山と盛土の境界部や，盛土のり面付近には透水性の大きい盛土材料を置くなどして，盛土内の残留水圧や浸透水をできるだけ速く排除するような工夫をすることが大切である。

さらに，トンネル掘削ずりやダム用原石の残りなどの岩塊を盛立て材料として使用する場合，一軸圧縮強度が200kgf／cm²程度以下の軟岩では，岩塊の風化や浸水時のスレーキングが原因となって構造物の沈下や崩壊などの問題を生じやすい。したがって，今回のケースでも，スレーキング現象を生じて細粒化，粘土化するような脆弱岩はできるだけ使用しないことが望ましい。

ただし，どうしても軟岩を盛立て材料として使用せざるを得ない場合，次のようなことに留意しておく必要がある。すなわち，岩塊はまき出し，転圧過程において破砕し，細粒化する。細粒化の程度は重機械の種類や重量あるいは岩質等によって異なる。そして盛り立てられた構造物の安定性や耐久性は締固め密度に支配され，また締固め密度の大きさは材料の細粒化の程度によって定める。したがって，この種の材料を扱う場合は材料の細粒化特性をよく理解しておくことが大切である。締固め後の粒度分布が悪い場合は密度が小さくなりがちで，このため岩塊の風化や浸水時のスレーキングを助長することになり，構造物の沈下や崩壊の誘因となる。これに対して締め固められた岩塊の粒度分布が良好な場合は密度も高く安定性も優れている。

岩塊を盛立て材料として使用する場合の締固め密度は，次のようなことを考慮して決定する。締め固めた岩塊の水浸による強度低下は，締め固めた後の空気含有量に支配されることが知られている。今川らは各種軟岩に対し，室内において乾燥，水浸の繰返し試験を行って容積変化（沈下）の起きない空気間隙率を求め，この値がおおむね$U_a \leqq 15\%$であることを報告している[1]。また，長谷川らは締め固めた軟岩の劣化防止に必要な拘束圧はおおむね0.4kgf／cm²であることを明らかにしている[2]。したがって，盛立て部が水で飽和するような構造物に対してこの種の材料を利用する場合は強度低下の起こらないような拘束圧を常に与えておく必要があり，同時にまた，所要の飽和度（空気間隙率）が得られるまで十分締め固めておかなければならない。なお，水を含むと著しく脆弱化するものもあるので，事前に試験施工を行って，施工機械のトラフィカビリティや締固め後の特性を調べておくことも大切であると思われる。

以上述べたような水浸時の強度低下は主として岩塊のスレーキングや間隙内に存在する細粒分の泥ねい化によるものであり，比較的短期間で強度の低下が現れる。これに対し風化による強度低下は岩塊の変質によるもので，したがってこの場合は長期間にわたって強度低下が起こる。このような岩塊の風化に対する耐久性を評価する手法には，表－1に示すように，間接法と直接法とがある。

表－1　岩石材料の耐久性評価手法

- 間接法
  - 岩種名・鉱物名による手法
    - 土木学会，大ダム会議
  - 物理・力学的性質からの推定
    - 土木学会
- 直接法
  - 自然環境下における耐久性の調査・試験
    - 曝露試験，既設構造物の劣化状況調査
  - 劣化促進試験からの推定
    - 凍結融解試験，薬液による安定性試験
    - 湿潤乾燥試験

間接法は，岩種名や鉱物名および比重，吸水率，一軸圧縮強度などから風化のしやすさを推定するものであり，大ダム会議[3]，土木学会[4]等から一応の判断基準が示されている。直接法には，自然環境下における耐久性を調査する方法と，劣化促進試験を行って耐久性を推定する方法がある。前者の中には曝露試験や既設構造物の劣化状況調査等が含まれる。曝露試験はデータを得るのに時間がかかるのが欠点であるが，耐久性が極端に劣る岩石では曝露開始直後に急速に劣化する例が多いので実施しておくことが望ましい。劣化促進試験には，薬液による安定性試験，湿潤乾燥試験，凍結融解試験等がある。したがって，これらの方法により使用する岩塊の風化に対する耐久性を検討し，風化しやすい岩塊は使用しないようにしなければならない。

そのほか盛土構造上の留意点として，岩塊盛土の上層に粒度の極端に異なる細粒土を施工した場合，施工後，降雨などにより細粒土が下層の岩塊の空隙に落ち込み，不同沈下を生ずるおそれがある。したがって，岩塊盛土と上部細粒土の間に粒度調整中間層を設ける必要がある。粒度調整中間層の必要性の判定およびその粒度は，フィルダムのフィルター層の規定に準ずるものとする。

また，のり面部については水位低下時の吸い出し現象を防止するような処置が必要である。方策としては，のり面表層部にトランジッションゾーン（フィルター層）を設け，そのうえでのり面保護工を施工するなどの配慮が必要である。トランジッションゾーンを設けるかわりに，最近使用例が増えてきている透水性のジオテキスタイルを利用することも考えられる。

さらに，沢からの浸透水を排除するための地下排水工が必要なことは，通常の盛土の場合と同様である。

以上のように，ダム貯水池部に高盛土構造物を築造する場合には，盛土内の残留水圧や浸透水によるのり面の安定ならびに盛立て材料として用いる岩塊の浸水時の強度低下，風化に対する耐久性，締固め密度，粒度調整中間層，水位低下時の吸い出し防止のための処置（のり面部のトランジッションゾーンの設置），地下排水工などについて十分な調査・検討が必要である。

（参考文献）

1) 今川，長坂，後藤：軟岩ずりを用いた盛土の圧縮特性，第17回土質工学研究発表会，1982

2) 長谷川，境野，関，古屋：軟質泥岩のダム材としての利用に関する一考察，第17回土質工学研究発表会，1982

3) 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準，P81,1971

4) 土木学会：ダムの地質調査，P137,1977

（土質研究室）

河－19　洪水時の流木対策について

（質問）

砂防施設計画において流木対策を考慮する場合の流木量の想定方法及び流木止工法について教示願いたい。

（六甲砂防工事事務所）

（回答）

洪水時に流出する流木の流出量について，一般的にとりまとめられた報告は見当たらない。流木の発生源は風倒木の流出，伐採木の流出，崩壊に伴う立木の流出等が考えられ，これらを的確に推定するには相当の調査が必要となろう。

表－1　流木本数と流出土砂量の例（空中写真より判読）

河川名	流域面積 a (km²)	流出土砂量 b (m³)	流木本数 c (本)	b/a (m³/km²)	c/a (本/km²)
長龍寺川	0.251	7,000	1,300	27,888	5,179
陣ノ内川	0.115	8,300	1,000	72,147	8,696
芒塚川	0.587	31,700	1,740	54,003	2,964
合計	0.953	47,000	4,040	49,318	4,239

ここでは，昭和57年７月の長崎豪雨災害時に，土石流とともに流出してきた流木量について調査したもの[1]を紹介する。調査した渓流は，規模の大きな土石流が発生した。長龍寺川，陣ノ内川，芒塚川である。

表－2　流木の生産，森林破壊箇所別割合

河川名	生産流木 (本)	流木の生産箇所別割合		森林破壊面積(m²)	森林破壊箇所別割合	
		崩壊発生部 (%)	土石流流下区間 (%)		崩壊発生部 (%)	土石流流下区間 (%)
長龍寺川	1,300	51	49	4,630	40.1	59.9
陣ノ内川	1,000	73	27	5,050	66.3	33.7
芒塚川	1,740	76	24	7,900	69	31
合計及び平均	4,040	66.7	33.3	17,580	58.5	41.5

表－1より1㎢当り3,000～8,000本と多くの流木が生産されているのがわかる。また，表－2より，土石流と共に流出する流木の70%程度が崩壊部で生産され，残りは土石流流下部で生産されていることがわかる。

立木による流木の生産形態は，次の３つに分けることができる。①山腹崩壊とともに土石流に取り込まれる。②土石流により渓岸，渓床が侵食され，流れに取り込まれる。③土石流の流体力により立木が根こそぎ引き抜かれたり，巨礫の衝突により立木の幹が折れて流出する。

流木量の想定には，ここで挙げた項目について，流出の可能性のある立木の量を算定すればよいわけである。もちろん，その結果に対して，過去の災害時での調査例と比較して妥当性を判定することができれば，より適切な値となる。

対策工としては，未満砂の砂防ダムが土石流フロント部と共に流れて来た流木を捕捉する効果が大きいことが実験的に確められている[2]。土石流に含まれて流出する流木については，通常の土石流対策ダムで対応できると考えられる。土石流以外で流出する流木に対しては砂防ダムの主ダムあるいは副ダムにスリットを設ける方法がある。ただし，流木止によりどの程度の量の流木を実際に捕捉可能かについては，現地データの不足等により，まだ明確ではない。データの蓄積を待って検討したい。

（参考文献）

1) 水山高久，大場　章，万膳英彦：土石流発生に伴う流木の生産，流出事例と対策，新砂防 Vol 38，No 1，昭和60年５月

2) 瀬尾克美，水山高久，大場　章，上原信司：土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究，土木技術資料26－２，1984年

（砂防研究室）

河－20　ダム湖の富栄養化対策について

（質問）

現在，近畿地建では室生ダムにおいて富栄養化対策として間欠式浅層曝気実験がおこなわれているが事業化のメドは立っておらず，他の方法も含めた制御手法の検討あるいは富栄養化制御手法マトリックスの作成といったことが他ダムにおいても必要となってきているが，土研としては今後どう取組んでいく所存か

（木津川上流工事々務所）

（回答）

質問の第１点は曝気実験の評価にかかるものである。ご承知の通り，富栄養化対策パイロット実験として，釜房，室生，一庫，緑川の各ダムで，それぞれ全層，浅層，表層，深水層の曝気循環が行われてきた。これらは，光又は水温の制御を行うことによる植物プランクトン繁殖条件のコント

ロールないし深水層DO上昇による底泥からの栄養塩の溶出抑制を計ろうとするものであった。実験は，概ね順調に進んでおり，釜房ダムにおいては昨夏の水道異臭味障害完全抑制という実験成果を承けて，来年度からはいよいよ事業段階に進もうとしている。また，緑川ダムにおいては，所期目的の深水層DO上昇の確認を行って実験を終え，新たな対策の実験に取り組もうとしている。

室生ダムの実験に関して事業化のメドが立っていないとのことであるが，土研としては従前から事業化を目指した形での実験への取り組みをされるようお願いしてきたところであり，ここでは煩を避けるために指摘は繰り返さないが，是非全国的な視点に立った実験の継続をお願いする次第である。現状では富栄養化対策として曝気循環が有力な手法のひとつであることは間違いなく，費用の点でも現実的なものと言えるものである以上，この手法に関してまだまだ残されている多くの課題を早急に詰め，広く利用し得る手法として確立していきたいと考えるものである。

質問の第2点は，曝気循環以外の富栄養化対策と土研としての取り組みにかかるものである。

ご承知の通り，その他の対策としては，化学的制御，化学的処理，物理的制御，選択放流，底泥処理，流路転換，流入河川水処理の他，流域対策がある。このうち物理的制御に関しては松原下釜ダム等での実績がある。

土研としては従来から，富栄養化現象を数理モデルでまず表現できるよう，簡易モデル，鉛直一次元モデル，準二次元モデル，二次元モデルと開発を行って，現場に於ても利用し得る形での取りまとめを行いつつあるが，当面はこの研究の方向を対策の面へシフトさせていく第1弾として，選択放流手法の富栄養化対策への応用手法の確立を目指している。更に来年度からは個々具体的な対策に関して，現場からの求めに応じつつ検討を進めることとしており，まず前処理貯水池の研究を行おうとしている。

検討の状況が上述の如きものであるとき「富栄養化制御手法マトリックスの作成」がどのような意味を持つのか疑問もあるが，現状で採り得る富栄養化制御手法に関しては本省・土研に学識経験者を交えて国土開発技術研究センターにおいてマニュアルの作成が行われており，利用が可能である。

富栄養化対策検討の上で必要となるのはそれよりもむしろ対策の効果を表現し得るような指標の整備である。富栄養化問題とは何であるのかについて，必ずしも十分に議論が詰まっているとは言えず，従ってたとえばT－Pで水質を表現するとして目標値をいくらに採れば富栄養化問題が解決するのかも十分明らかではない。環境基準値が必ずしも十分に機能していないことは既に明らかであるにも拘らず，ダム湖でそれに代る指標として何をどのように設定すべきか明らかでないのである。異臭味に関してもこの問題をクリアーしなければならないことはご承知の通りである。フォルミディウム・テヌエの数が指標となるわけではなく，TOを指標とするとしても対策との関係が明瞭でない。関係がやや明らかなクロロフィルaの量では現象との関係付けが不十分である。土研としては，この点に関しても湖沼総プロの手法を学びつつ研究に取り組んで行く所存である。

富栄養化制御手法検討の上で問題となるのは，関係分野の広さである。検討が訓み深い土木の分野だけでは進まないのである。このため他分野，例えば生物の分野の専門家の協力を得ることが必要となる。ところが対策に結びつく形での知見を得ることは必ずしも容易ではない。生物の分野には当然のことながら更に細分化微分化された研究分野があり，それぞれの分野にはその分野なりの研究スタイルがあるため，当面の問題に焦点を絞って行くことが必ずしも容易ではないのである。プランクトンの生態を完全に明らかにしなければ富栄養化対策が検討できないなどと我々は考えておらず，むしろ木を見て森を見ず式の弊害が起ることを危惧しさえするのであるが，にも拘らず例えばプランクトンの生態を解明することが対策検討に役立つかも知れぬと思わないではない。この面では，技術事務所をはじめとする現場の蓄積をお借し戴くようお願いするとともに，土研としても問題解決に向けて他分野の知識を活用し得るような組織作りを本省の協力も得て心がけていく。

富栄養化対策として確立されたものがない以上，今後も様々なアイデアが提案されてくるものと思われる。又，ダム湖がそれぞれに個性的であるため，あるダム湖で適用可能な対策手法がそのまま他のダム湖に適用できるはずもない。富栄養化対策の検討に当っては，無駄なエネルギーを使わないようにするために，全国的な視点に立った研究の方向の調整，研究情報の交換が必要であることは言を待たず，本省とともに土研も役割分担を行って行くに労を惜しむつもりはないが，他方で現場においても主体的積極的な取り組みが求められている状況であるという蛇足を付け加え，引き続いてのご支援をお願いする次第である。更に，対策検討に研究の重点を置いていわば新らしく調査研究を進めることとしているので，現場から是非様々な問題を持ち込んで戴ければとお願いする次第である。

（水資源開発研究室）

河－21　河道内におけるヤナギ等の繁茂の抑制方法について

（質問）

淀川水系木津川及び服部川の河道内の柳の繁茂は面積的にも又，高さ的にも著しく，出水時には，流水の阻害となることは明らかである。これがため毎年一定面積の伐採作業は実施しているものの，現在の予算では部分的な面積の作業しかできず，伐採してもすぐに新芽が出，成長する関係で抜本的な解決策にはなっていない。

従って，既に成長しているものについては伐採しか方法がないとしても，一度伐採した後の発芽抑制及び根本的に柳等の成育を抑止する方法はないか教示願いたい。

なお，当該河川は，淀川の上流部に位置する関係で薬剤散布には問題がある。

（木津川上流工事事務所）

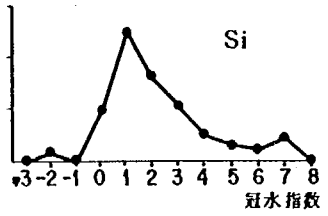
（回答）

1. ヤナギ類の生態と立地条件

ヤナギ類は定期的な増水や突発的な洪水を受ける河川敷の他，河跡湖の岸辺，湿原の周辺部などに，持続的に存続する。ヤナギ属植物は一般的に風散布植物であり，一度生育したならばそれによる種子により広範囲に分散する能力をもっている。枝はもろく折れやすいが，再生力が強く栄養繁殖も可能である。さらに初期生長が極めて早い。生育地は水位の変動の大きい地点を中心とし，寄洲，河岸等の裸地に先駆的に生育する。

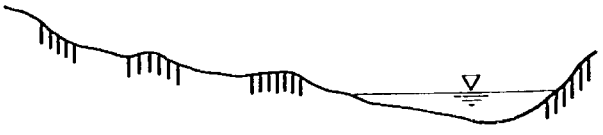
以上のように，ヤナギ類は多くの植物にとって苛酷な条件の地点に生育するため極めて河川に適応した植物といえる。

一般に河川植生は，土壌条件（乾，湿の度合い），水流により立地が破壊される度合いに応じて住みわけを行っている。水流との影響に注目してヤナギ類の主要な立地地点を見ると，倉本(1984)[1]によれば図－1に示すように冠水指数0～2の域，水面，低水敷，高水敷，堤防の区分で言えば低水敷の域に分布中心をもっている。すなわち，低水敷に一定期間大巾な変動を受けない土壌が存在するとき，ヤナギ類が生育することになる。これを極めて模式的に示すならば図－2のようになる。



冠水指数：位水位を0，高水位を6とし－3から8までにランクづけしたもの

図－1　冠水指数とイヌコリヤナギの分布[2)]



図－2　ヤナギ類の生育する地点

2. ヤナギ類の抑制方法

ヤナギ類の抑制方法としては，伐採による処理，薬剤による処理，立地条件を改変することによる処理の計3手法が考えられる。各々について以下に述べる。

2.1　伐採による処理

現在ごく一般的に用いられている手法である。しかしヤナギ類は極めて萌芽力が強いため，根ぎわで伐採した場合，切り株から数本～数十本の幹を叢生させることが多い。

なお，伐採にあたっては，ヤナギ類の種子が成熟する初夏（6月頃）以前に行うことにより種子の散布が防げるため効果的である。

2.2　薬剤による処理

薬剤には，作用の仕方により，土壌に散布することにより種子の発芽時に根から吸収し植物体を殺傷する残留型除草剤（CAT，NIP等），茎に直接散布すると植物体に吸収され生理作用を阻害することにより植物体を殺傷する移行型除草剤（BPA，MCP），茎・葉に散布すると散布部位を直接殺

傷する接触型除草剤（塩素酸塩剤等）がある。

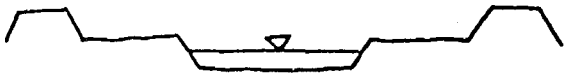
ヤナギ類は萌芽力が強いことを考慮すると根まで殺傷することが必要であり，この点から移行型除草剤が望ましい。しかし，河川への汚染を考えると散布による方法は不適当である。又，魚毒性が弱く，分解速度も速く植物体内に直接導入する移行型除草剤を用いても，大量に用いれば河川の汚染が生じる可能性を否定することはできないため，注意が必要である。

移行型除草剤であり，魚毒性，急性経口毒性が共に低い（魚毒性A，急性経口毒性普通物）ものとしてグリフォサート除草剤（ラウンドアップ等）がある。中国技術[9]によるヤナギ類への塗布試験によると7月下旬に処理を行うことにより3ヶ月で80%が完全に枯死するという良好な結果が得られている。

現在のところ，ヤナギ類の生育旺盛期（6～8月）に，幹の部分に形成層に届くようにナタで傷をつけ，そこにグリフォサート除草剤（ラウンドアップ等）の原液又は2倍希釈液を塗布しヤナギ類全体に薬剤を行き渡らせて枯死させるという方法が最も確実なヤナギ類の殺傷手法と思われる。

2.3　立地条件を改変することによる処理

1.に示したようにヤナギ類の立地する地点は，ある程度限られている。そこで，そのような地点を改変することによりヤナギ類の生育範囲を限定していくことも可能であろう。具体的には，主要な立地地点のうち寄洲は浚渫により取り除く，河岸は土砂の定着がおこらないような形状にすることである。



図－3　模式図

これを模式的に示すと図－3のとうりである。すなわち現在河道改修でよく用いられる形態そのものであるが，低水護岸部分への土砂の堆積を防ぐために平滑にする等の何らかの手当を施すことがポイントであろう。但し，この場合でもヤナギ類の高水敷への定着は避け得ないが，高水敷への定着の量は比較的少なくなること、又，高水敷上であれば機械の導入による除伐も容易であること等から，作業性は高まるものと思われる。

3.　おわりに

以上，ヤナギ類の取扱い方法について3手法を提示したが，確実性という観点から捉えれば2.2の除草剤による方法が適切ということができよう。

しかし，1.に見たように，ヤナギ類は極めて河川の自然環境に適した性質を持っており，その根絶は難しい。一方，近年富みに注目されている景観的観点から捉えるならば，ヤナギ類は平面的な河川空間内において垂直方向にのび，景観を引きしめ，さらにその独特な形状から河川らしさをか

もしだす等重要な河川景観構成要素の１つである。又，阻通能力のある場所では，柳枝工にみられるように河岸侵食の防止等の効果も期待できる。以上の点を考えると単に河道内の夾雑物を取り除くという発想のみではなく，場所によるがこれらもとりいれた河道整備を計画することも重要である。

（参考文献）

1) 奥田重俊，　関東平野における河辺植生の植物社会学的研究，
横浜国大環境科学研究センター紀要 4(1)

2) 倉本 宣，多摩川河辺植物群落の帯状分布とその人間活動による変化，
造園雑誌　47(5). 1984

3) 淀川工事事務所，　淀川河川敷生態調査報告書，㈱近畿建設業会，1983. 3

4) 中国技術事務所，　薬剤による除草の試験調査，
技術管理業務研究発表会資料集　1983

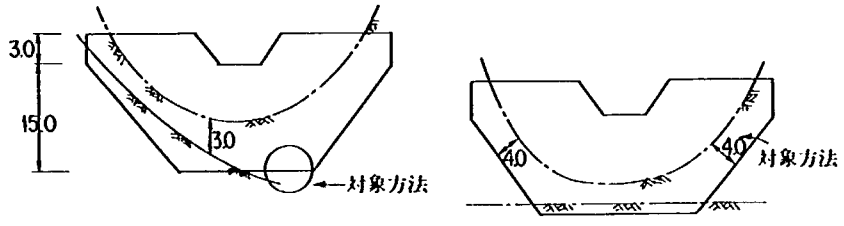
5) 土木研究所，　河川公園景観計画調査，　1986. 3

（緑化研究室）

河－22　砂防ダム基礎における地盤処理について

（質問）

ダムの高さ15m以下の基礎地盤において，一部土砂の場合の基礎処理について，河川砂防技術基準，計画編の「ダム基礎」フローティングダム基礎処理程度で良いか教示願いたい。



図－１

（木津川上流工事々務所）

（回答）

基礎部の強度は一般のフローティングダムの程度でよいが，前庭部の局所洗掘による影響が不安である場合は前庭部の保護を十分に行う必要がある。

（砂防研究室）

河−23　地すべりの安定計算式について

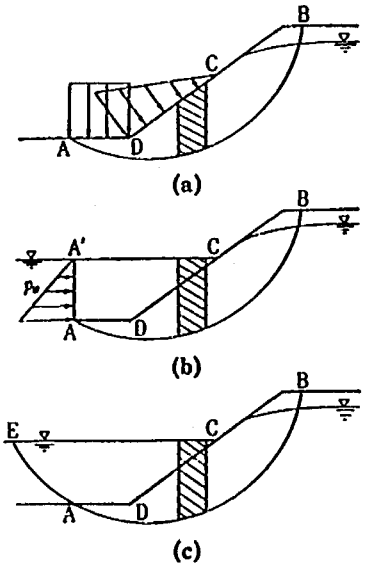
（質問）

一般に地すべりの安定計算式としては，誤差が大きくなる場合があるなど，精度に問題があるものの，ウェーデン式分割法（簡便法）が用いられる場合が多い。そして，その中でも，ダム貯水の斜面に作用する静水圧を正の抵抗力あるいは，負の滑動力として扱う場合が多い。しかし，簡便法に限っても，計算法は数種類あり，又，川上式やロックフィルダム式もある。条件による使い分け，又，計算結果の精度等について教示願いたい。

（大滝ダム工事事務所）

（回答）

地すべり土塊の一部が水没している場合の安定計算法には大きく分けて，浸透力＋水中重量法と全重量＋全間隙水圧法とがあるが，前者は浸透力のスライス毎の分布とその合力の作用点が判明してなければならず，極めて複雑な計算を要することより実用性はない。従って，主として後者の方法がとられているが，安定計算法として簡便法が用いられる場合，図－１のように水圧について三種類の考え方がある。



図－１　水圧の設定法（山下，植田[1]1982）

しかし，スライス側方に働く水圧を不静定スライス間力に含めてしまう現行法では，(b)と(c)は正しい水圧の考え方の場合と異なった安全率を与えてしまう。質問の現行法は(b)で，水圧を不静定スライス間力に含めてしまう方法である。厳密な意味で正しい計算法は，フィルダム式であり，これは浸透解析より求めた水圧を図－１の(a)のように与え計算するものである。従って正しくは，ロックフィルダム式より計算すべきである。しかしながら，浸透解析に必要な透水係数や地盤情報がいつも容易に得られるわけでもないので，むしろ基準線（貯水位）以下での浸透流を無視し，水中重量を考える川上らが提唱した方式が実用上に適していると思われる。　また，現行法に図－１(c)の考え方を適用した場合は，現行法に(a)の考え方を適用した場合とほとんど差がなく特に貯水位の小さな時は無視し得る。

いずれにしても，フィルダム式のようにスライス側方の水圧を既知力として与えれば，図－１のどの考え方でも計算値（安全率）は一致し，問題は生じない。計算法をまとめると次のようになる。

1) 浸透力＋水中重量法…実用的でない。（川上らの方式は貯水位下で浸透力を無視したもの。）

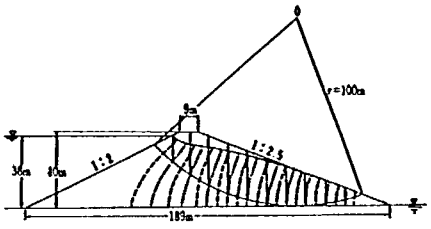
2) 全重量＋全間隙水圧法

　A．スライス側方水圧を不静的スライス間力に含める方法。

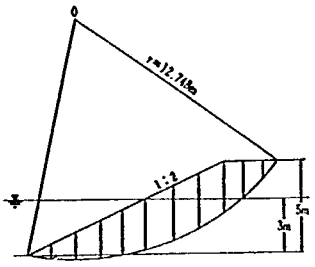
　　① 図１の(a)方式（正しい方法），② (b)の方式（現行法）。③ (c)の方式。

　B．スライス側方水圧を既知（静定力）とする方法＝ フィルダム式。

3) 川上らの提唱した方式＝上述1)と2)の方法の混合。貯水位より上では2)の方式，貯水位以下では1)の方式である。



図－２　常状浸透下の斜面



図－３　一部水没斜面

計算例をいくつか示すと，例えば図－２，図－３のような水没斜面を考えれば，有効応力表示の土質定数C′＝0.2 tf／㎡，φ′＝34°，単位重量r＝1.8 tf／ として，図２の場合前述2)A．②（現行法）による安全率Fs＝1.15，2)B．（フィルダム法）によるFs＝1.26となり0.11も異なる。図３の場合，2)A．①によるFs＝1.615に対し，2)B．によるとFs＝1.758でやはり0.1以上異なる。また，現行法とフィルダム法では，前者がFs＝1.625に対し，後者は前述1.758であるので，やはり0.1以上異なることとなる。どちらの場合も現行法が安全側の値を与える。

その他，同一のC′，φ′を用いれば，湛水前の水の無い状態では，フィルダム式≧川上式＝現行法。ただし浸透流がなければ，フィルダム式＝川上式のような安全率を与える。このフィルダム式と川上式の差は，地下水位が高いと約19%にも及ぶが，一般的には１%以下である。また，貯水位上昇時では，フィルダム式≧川上式＞現行法となる。貯水位の上昇とともにフィルダム式≒川上式となるが，現行法の安全率はこの二者よりも増々小さくなる。あるダムでは，現行法と川上・フィルダム式の安全率の差が約0.19にも及んでいる。さらに，水位降下時においては，フィルダム式＞川上式＞現行法となり，現行法とフィルダム式の差は約0.28にもなる例も見られる。フィルダム式と川上式の差は貯水位の上昇時も下降時も約0.01～0.02程度である。

一般的に貯水位上昇時においては最終貯水位が50 以下オーダならば，現行法においても過大な安全率を与えるとは言えない。同様に，貯水位降下時においても貯水位が50 以下オーダのものでは，現行法は過大とは言えないことが，数例の事例より分かる。

ともあれ，現行法がより厳密な方法であるフィルダム式や川上らの方式より小さな安全率を与え，安全側であることにかわりはないが，過大な対策工を防止する為には，上記の事項に注意し，比較的取り扱いが容易で，通常の地すべり安定計算との整合性の良い川上式を用いるのが望ましい

と思われる。

1) 参考文献，山下拓男，植田康宏「水中にある斜面の安定解析に関する考察」，土と基礎，30－12(299)，1982年。

（地すべり研究室）

河－24　ロックフィルダムのロック材料について

（質問）

高時川ダムはそのロック材料として現在「砂岩」の候補地においてボーリング等を実施し，その分布状況の把握に努めているが，ダムサイト近傍に「輝緑凝灰岩」が広く分布している。今後この「輝緑凝灰岩」をロック材として利用しようとする場合，今後調査を実施するうえで特に必要な調査項目，留意点について教示願いたい。

（高時川ダム調査事務所）

（回答）

ロックフィルダムのロック材は，一般に，次の３点の性質を持つことが望ましい。

A．岩石の粒子自体が堅硬であること。そのためには，一軸圧縮強度などで示される岩石の強度が大きい必要がある。

B．ロック材が締め固められた状態で，所要のせん断強度と排水性を有すること。そのためには，粒度が問題であり，細粒分の含有量が少なく，粒度が適当である必要がある。

C．ロック材が締め固められた状態で，経時的に，粘土化や細粒化することがないこと。特殊な粘土鉱物を含む岩石の場合は，物理的あるいは化学的作用により，岩石が脆弱化することがあるので注意を要する。

さて，このような性質を持つ材料の調査であるが，以下のような調査・試験が必要である。

1. ロック材は，大量に必要な場合が多く，安定した賦存量があることが望ましい。原石山の地質について，物探，ボーリング，調査坑などにより，採取可能範囲の把握に努める。

2. 次に岩石あるいは締め固められた材料としての試験であるが，ロック材としての所要の性質，A・Bについては，通常のロック材の試験であり，手順は，岩石の物理試験から材料としてのせん断試験まで一般化しているので，ここでは省略する。

ここにおける質問は，輝緑凝灰岩を原石とするときの特に注意すべき調査試験内容に関するものであるが，これについては，輝緑凝灰岩が緑泥石等を含み，上記Cの性質について懸念されることに関連していると考えられる。現在のところ，Cの性質についての試験法として確立されたものはないが，次のような多くの試験を実施し，ロック材料の経時点安定性を判断している。

① X線解析：X線により粘土鉱物を同定する。

② 岩石の物理試験：比重，吸水量から，比重が軽く，吸水量が多いものは，耐久性が問題となることが多い。

③ 風化あるいは劣化の促進試験：この試験法にはいくつかの種類がある。すなわち，凍結融解，安定性，すり減りなどコンクリート骨材の試験法を準用するもの，乾湿の繰り返し，現地あるいは野外における暴露試験などがある。問題となるのは，これらの試験結果の設計・施工への適用の仕方である。凍結融解試験は，寒冷地の上流面の水位変動標高の表層の材料には適用できるが，他の部分のロック材料については，少し厳しい条件と思われる。また，堤体の内部に配置されるロック材については，外部のロックに比べ拘束圧を受けた状態にあり，環境条件も緩く，風化（劣化）促進試験の結果を適用するにあたっては，このような点についての配慮が必要である。最終的には，経時的劣化の可能性のある材料については，種々の試験結果を総合的に判断し，試験値に対して余裕のある値を見込んで設計値を定めることになろう。

（フィルダム研究室）

河－25　ダムにおける岩盤評価について

（質問）

直接目に触れることの少ない岩盤に対する認識法としての岩盤評価は，ダムの地質調査における究極のテーマである。それだけに「岩盤評価」の問題は，今後多方面からの研究が行われると思うが，ここでは直面する評価の条件として，次の二点を教示願いたい。

Ⅰ．花崗岩類の風化を考慮した岩盤の評価について

(1) 岩盤評価の考え方

(2) 岩盤分類の現状と今後

(3) 調査段階へのフィードバック要因

Ⅱ．透水性の評価と岩盤の評価について

(1) 透水性の評価について

(2) 透水性と岩盤評価

（足羽川ダム調査事務所）

（回答）

Ⅰ(1) 岩盤分類は花崗岩類にあっても他の岩石と同様に，無疵の岩体からどの位品質が低下しているかを考えにいれて行われるもので，本来であれば設計に必要な諸量を求めるに足るだけの定量的なものが望ましいところであるが，①岩盤の質を低下させる因子が主として不連続面や剪断された

部分のように数量として求められないか，求められたとしても著しく低い値であり，②かつこれら自体の物性の問題というより，これらを包含したマスとしての岩盤の物性を求めることが必要であることと，③低下因子の数量化ができたとしてもこれらをどのように総合化して岩盤としての物性を明らかにするかが確立されておらず，④たとえ確立されたとしても個々の低下因子ごとの調査は困難かつ意味が低いために，岩盤を定性的に類型化し，これに基づいて岩盤の物性を表示しようというのがその主旨である。

従って，岩盤分類においても，出発条件としてダムサイトにおける岩石そのものの本来の性質を考慮すべきであり，その中には鉱物学的性質，形成以降蒙った地殻変動応力，現在の位置を占めてからの風化営力などが当然含まれていなければならない。花崗岩類は等方均質で脆性が高く，粒子が粗いという本来の性質から見て，これを劣化させる因子としては次のものが考えられる。

① 岩体の形成時から存在するもの－節理（比較的等間隔の冷却節理で，本来の間隔は広い）；粒子間間隔（本来は密着，鉱物粒子そのものは火成岩としては粗粒でmmオーダー）； 縞状構造（存在しない方が多い）。

② 構造応力によって形成されたもの－破砕帯（断層，主方向と共役関係にある割れ目群を含む）； 節理（破砕帯より小規模，相対変位なしあるいは小）。花崗岩体は深部で形成されたものであり，これが地表にあるということは隆起を蒙ったための引っ張り応力による節理，あるいは衝上に際しての引きずりによる節理が生じている。

③ 現在の位置を占めてから形成されたもの－シーティング節理など（地表近くでの応力開放による）； 風化（前出の割れ目に沿って生ずるもの，粒子間の物理的化学的な挙動の差によるマサ化など）； 侵蝕による転倒崩壊，その他

④ 他の地質事象によって形成されたもの－変質（後からの火成活動による熱水変質など，主として化学的なもの）； 深層風化（氷河性海面変動による海水準低下時に形成された河道およびその時の地山の地下水位の低下による）。

これらを現地の地質史や現状にあわせて必要なものを抽出して区分の基本とすべきである。特に岩体が小規模であればあるほど花崗岩類という特徴が薄らぐと同時に，因子の間での支配関係が個別的になるので注意が必要である。

I(2) 前述のように，最終的には設計に必要な諸量を得ることが目的であるが，これらを原位置で直接求めてもそれが周囲の岩盤をどれだけ代表しうるかがわからない以上，これに代わる手段として，カテゴリー分類を行い，各カテゴリーは幅はあるものの同一の性質を示すという了解にたって各々の区分単位を代表しうるものとして物性値を使用する，というのが現状である。従って，そこの岩盤における優先的な因子が何であるか，その因子をどのような判断によって区分するか，因子の組合せをどのようにするか，などによって分類体系は全く異なったものとなる。最終的にはそれをA，B，.. のように表現するので，議論はこれを用いてなされるが，必要に応じて常に因子ごと

の評価がわかるようでなければ，分類を行った意味が薄れることも忘れてはならない。

ダムの規模，型式によって分類因子の評価が異なっていることは既にご承知のとおりである。

Ⅰ(3) 質問の主旨がはっきりしないが，設計を頭に置いた調査と理解すれば，設計→ダム型式→必要とされる岩盤の諸数値→実験→カテゴリー区分→因子および区分単位の設定というフィードバックが存在する。また，調査が進展して，当初考えていた因子の見方を改める必要が生じたことは過去にも事例が多く，このときに安易にあてはめを行って無用の混乱を招かないようにしなければならないことはいうまでもない。

Ⅱ(1) ルジオンテストは本来が比較的透水性の高くない硬岩の岩盤で開発されたものであり，使用する機器等も標準的なものが定められているが，高ルジオン値を示す岩盤に関する評価は本来の用途におけるときのようには定まってはいない。ただ，現状から見て25～30ルジオン程度が精度の限界であって，それ以上のものは単に高透水性を示すに留まるものと考える。その理由としては，①ポンプの能力の限界を越えていること，②ボーリングロッドを用いている場合はインナーカップリングでの水流の攪乱，③掘削用水中に混入する空気が気泡となって分散し，正しい値を示さないこと，④ロッドの太さに比較して高速の水流を作り出すので，管内のわずかな凹凸が障害となることがあげられよう。

いずれにしても，地中深部での高透水部の試験はまだ問題が多く，ルジオンテストの定義域（限界圧力 10 kgf／cm²以上，ルジオン値25－30）をこえる岩盤に対しては別の試験法や評価法が必要ではないかと考えている。

Ⅱ(2) 現在の岩盤分類は，設計に必要とされる岩盤の力学的性質を示すことを目的として定められたものであり，透水性をこれに加えることは一般に行われていない。もちろん透水性が重要な因子であるときにこれを考えた方法もあって然るべきではあろうが，区分し表示した岩盤の取扱いが，従来の区分の範囲にあるものは堤体と岩盤とのかかわり合いを主としているものに対して，透水性は岩盤そのものの処理を意図しているものである以上，別個の表示が行われている現状を支持するものであって，一般にはルジオンマップといわれるものが透水性に基づく岩級区分に相当するものと考えて差支えない。もっとも現在のルジオンマップの多くは値のみにとられており，地質構造や岩盤の風化までを考慮して作成したものであるとは言い難いことは御指摘のとおりであるが，当面はルジオンマップの作成を行うに当って地質解釈を十分に行うことで対処できるものと考える。

また，実際の施工に当って岩盤の透水性の大小と，グラウチングによる改良効果の大小あるいはグラウチングの施工の難易とは全く別個の因子であり，後者についてはさまざまな事例の研究がはじまったばかりのところであり，区分のやり方も個別に対応しているにすぎないが，今後は実証的な方法の確立が期待されている。

（地質研究室，フィルダム研究室）

河－26　ダムの冷水・濁水対策について

（質問）

ダムの冷水・濁水対策について以下の点を教示願いたい。

1. 冷水・濁水の発生するか否かの判定マニュアル的なものを作成できないか。現在できているのならばその内容を。
2. 濁水対策として貯水池に流入する前に防ぐ方策の事例研究とその現状。
3. 冷水・濁水を長所としての利用方法等の研究

（足羽川ダム調査事務所）

（回答）

1. 簡易な判定指標としては，表－1及び表－2の如きものがある。

表－1　冷水問題判定指標例

<table>
<tr><td>評価
指標</td><td>評　　価</td></tr>
<tr><td>物理的指標</td><td>
<table>
<tr><td>指標
判定</td><td>α</td><td>Fd</td><td>α7</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性が十分ある</td><td>＜10</td><td>＜0.01</td><td>＜1</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性がある程度ある</td><td>10～30</td><td>0.01～0.05</td><td>1～5</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性がほとんどない</td><td>30＜</td><td>0.05＜</td><td>5＜</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>地理的指標</td><td>農作物の栽培時期（特に稲作）と成層形成時期の地域性によって個別に判定</td></tr>
<tr><td>社会的指標</td><td>河川利用状況から見て冷水問題として注意を要する項目
<table>
<tr><td>項　　目</td><td>予想される問題</td></tr>
<tr><td>農　　業</td><td>収穫減、農作物への影響</td></tr>
<tr><td>水　　産</td><td>水産資源への影響</td></tr>
<tr><td>観光・レクリエーション</td><td>水泳、ボート遊び</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

表－2　濁水問題判定指標例

<table>
<tr><td>評価
指標</td><td>評　　価</td></tr>
<tr><td>物理的指標</td><td>
<table>
<tr><td>指　標
判　定</td><td>α</td><td>Fd</td><td>$\alpha 7$</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性が十分ある</td><td>＜１０</td><td>＜0.01</td><td>＜１</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性がある程度ある</td><td>１０～３０</td><td>0.01～0.05</td><td>１～５</td></tr>
<tr><td>成層が形成される可能性がほとんどない</td><td>３０＜</td><td>0.05＜</td><td>５＜</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>地理的指標</td><td>地理的要因より見て濁水問題が生ずる可能性の強い地域
東　北（秋田、山形、宮城、福島）
関　東（群馬、埼玉）
北　陸（新潟、富山、石川、福井）
近　畿（三重、奈良、和歌山、兵庫）
中　国（鳥取、岡山）
四　国（香川、徳山、高知、愛媛）
九　州（佐賀、熊本、大分、長崎、宮崎、鹿児島、福岡）</td></tr>
<tr><td>社会的指標</td><td>河川利用状況から見て濁水問題として注意を要する項目
<table>
<tr><td>項　　目</td><td>予想される問題</td></tr>
<tr><td>観光・レクリエーション</td><td>透明度の低下、美観</td></tr>
<tr><td>水　　産</td><td>水産資源への影響</td></tr>
<tr><td>上　・　下　水　道</td><td>処理費の増大、施設維持</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

$$\alpha = \frac{Q0}{V0} \qquad \alpha 7 = \frac{Q_{\cdot}7}{V0}$$

$$Fd = \frac{LQ}{HV0}\sqrt{\left(\frac{\rho 0}{g}\right) / \left(\frac{dp}{dz}\right)} = \frac{V}{\sqrt{gH}}\sqrt{\left(\frac{\rho 0}{H}\right) / \left(-\frac{dd}{dz}\right)}$$

L　：貯水池延長　　V0：総貯水容量
Q　：平均流入流量　　V　：貯水池平均流量
Q7：７月の月間流量　　g　：重力加速度
Q0：年間総流入量　　$\rho 0$：基準密度
H　：貯水池平均水深　　$\left(-\frac{dp}{dz}\right)$：平均密度勾配

更に，パラメータの同定ができない新設ダムでは精度の面では場合によっては十分ではない場合もあるが，鉛直一次元モデルによるダムからの放流水温・濁度の予測は可能であり，土研で計算プログラムを整備しているので水質問題発生の有無に関する検討が可能である。

2. 濁水対策としては，以下の如きものがある。

A．濁水の発生を減らす方向としての対策案

a. 流域の乱開発等の人為的な危険増加の防止

b. 治山対策による崩壊拡大の防止

c. 砂防・地すべり対策による土砂の生産・移動の防止

d. 森林の整備，保全等の合理的な森林の取扱い

B．濁水の長期化を少なくする方向としての対策案

a. 選択取水設備の運用

b. 貯水池周辺の護岸工事

c. 堆積土砂の除去

d. 貯水池迂回水路の設置

e. 用水専用水路の設置

f. 貯砂ダムの設置

g. 化学的・物理的方法による濁質物質の除去

これらのうち，Aに掲げたものやB－fなどが貯水池流入前の対策と言える。更にこれらのうち例えば貯砂ダムが貯水池保全事業として事業化されているのをはじめとして，貯水池に流入する以前に行う濁水対策に関しても事業化へ向けての努力がなされている模様である。

いわゆる流域内対策に関しては，濁水現象が問題とされる河川では必ず対策の項目として加えられ議論がなされて対応策として広く効果を認められているところである。

3. 冷水・濁水を長所としての利用方法等の研究というご質問であるが，水質現象と水質問題とは分けて考えるべきであるとするのが通説であり，目下水質問題への対応策の検討に苦闘しているのが現状である。もし冷・濁水現象に「長所」があるのなら水質問題は確かに軽減されるはずであるが，現況では水質変化現象よってもたらされるデメリットの方が遥かに大きいと考えられていると思われる。

（参考文献）

土木研究所資料　第2255号，「九州地建における一日土研資料」，河－26，昭和60年11月

（水資源開発研究室）

河－27　ダムにおけるグラウトについて

（質問）

ダム適地の減少が云われ，地質条件の劣るサイトが増加する問題も提起されている今日，グラウトはますますその重要性が高くなる。だからといって，やむくもにグラウトを多くするわけにもいかない。

この様なことからグラウトの判断基準は，今後よりシビアなものが要求されてくる。

足羽川ダムはまだ実調中であるが，地質を知ることは勿論，近い将来でのグラウチングに向けて，一般論としての判断基準の考え方，問題点，調査時の諸検討等について教示願いたい。

① 透水性はどれくらいでよいか

② 均一性はどうか

③ これらが深度方向ではどうなのか

（足羽川ダム調査事務所）

（回答）

ご質問の対象が通常のカーテングラウチング範囲（ほぼダム高まで）以深に対するものと考えられるので，これについて解答を行いたい。

ダム基礎岩盤にグラウチングを行って遮水壁とするのは，堤体に有害な揚圧力や，浸透流が発生するのを防止するという堤体との関係で行われるもののほか，岩盤の高透水部を通って貯水池外に漏水するのを防止するという目的をもって行われることがある。多くの軟岩，風化岩等巨視的に浸透理論を適用できるような岩盤については，必要とされる遮水ゾーンの区域を計算によって決定することが可能である。また，微小な割れ目が密に発達する岩盤のように，周囲の岩盤の状況によっては，これをグラウチングでつぶして処理すれば，全体としてほぼ均一な状況が現出でき浸透理論を近似的に適用できるものとみられる。しかし，開口割れ目や空洞による水みち流は岩盤を一様に流れるダルシー流とは異なり，地質構造あるいは岩石の分布に支配されて水みちを水が流れるものであるが，相互に連絡した透水性の高い割れ目群を透水試験のみで明らかにすることは不可能であり，かつ高透水区間相互の連続性も明らかにすることもできないと考えられるので，対象岩盤の構造に応じてその都度対応してゆくことにならざるを得ないのではないかと考えられる。

透水性，均一性についてはカーテングラウチングではこれまでに一応の基準が設けられており，その範囲も示されているが，これを超えるものについては基準がなく，またかなり特殊性の高い問題であろうと考えられるので，個別のダムの問題として経験を積み重ねて解決せざるを得ないのではないかと考えている。

カーテンの範囲に残る高透水ゾーンは許容されないものと解すべきであろう。

（参考文献）
国土開発技術研究センター（1983）グラウチング技術指針　同解説

（地質研究室，フィルダム研究室）

河－28　ロックフィルダムの堤体管理について

（質問）

昭和40年代のフィルダムには，監査廊がなく，埋設計器はほとんどつぶれているものが多い。フィルダムの堤体管理は，漏水と外部変形を主体として管理する事になるが漏水量の測定が出来ないダムでは，外形監視のみとなり，管理上問題がある。そこで既設のフィルダムで，漏水等を計器を設置することによる測定する方法について教示願いたい。

（九頭流川ダム統合管理事務所）

（回答）

質問にあるように，フィルダム（ゾーン型ダム）では，安全管理上，少なくとも漏水と外部変形を測定するべきである。既設のダムで漏水が測定されていないときは，なんとか工夫して漏水を測定できるように改良したい。一般にフィルダムは，経年的に沈下は収束し，安定化へ向うわけであり，漏水も減少する傾向にあるが，地震等を受けると一時的に漏水が増加することがあり，このようなときには漏水量を定期的に測定しておかないと，堤体の安全管理上，適切な判断を下しにくい。

漏水を測定するには，次の２方法がある。

① ダムおよび地山からの漏水を集水し，これを測る方法。

② 漏水が地下の透水性の堆積層等を流れているとき，水圧あるいは地下水位を測定し，間接的に漏水を計算により求める方法。

一般には，①の方法により漏水測定を実施すべきである。現実には，ダム貯水池からの漏水と，これに関係しない降雨等による地表水が混合されて測られることが多い。そのようなときには，長期間の観測データから降雨等による流出分を回帰的に求めておき，測定値からこれを除去する。

やむを得ず，②の方法によるときは，最低２地点での水位を求め，この間を流れる流量を計算により求める。

できるだけ①の方法で測定することが望ましいが，既設のダムでは，地形，地山と堤体のとり合い、堤体法尻の条件などから②の方法によらざるを得ないこともあろう。そのときは，ボーリング孔を２本以上掘り，水位計により透水層内の地下水位を観測することになる。

（フィルダム研究室）

河－29　コンクリートダムの安全管理について

（質問）

真名川ダムは，湛水開始後10年目に入り，第三期の管理状態にある。堤体および基礎岩盤に設置している各種の計測機器は更新の時期にきており，計測設備の存続について検討する必要があるので，第三期におけるダムの安全管理手法について教示願いたい。

（九頭竜川ダム統合管理事務所）

（回答）

ダムの安全管理は，ダム貯水池の湛水開始後の期間によって，次の三期間に区分される。

① 第一期：　湛水開始から満水後所要の期間（概ね２カ月）を経過するまで。

② 第二期：　第一期経過後，ダムの挙動が定常状態に達するまで。

③ 第三期：　第二期経過以降。

各期間における安全管理の要点は次のとおりである。すなわち，第一期はダムおよび貯水池が湛水による水圧荷重を初めて受ける時期であり，ダムおよび貯水池が設計どおりの安全性を満足するように造られたかどうかを確認するための期間である。第二期は，第一期において確認されたダムおよび貯水池の安全性が継続的に確保されているかどうかを確認するための期間である。またそのような計測を通じてダムおよび貯水池の挙動特性を把握し，ダムおよび貯水池が安定した定常状態に達したかどうかを判定するための期間でもある。第三期は，第二期に得られたダムおよび貯水池の挙動特性に基づき，定常状態に達したダムおよび貯水池の安全性をより合理的，省力的に管理していく期間である。またあわせて，堤体材料等に経年的な劣化現象が見られるかどうか，またそのためにダムのリハビリテーションが必要となるかどうかを監視していく期間でもある。

このような各期間における安全管理の要点の違いから各期間の計測項目，計測頻度も当然ながら変ってくる。したがって当初から計測されている項目が必ずしも第二期，第三期まで必要になるとは限らないし，また計測頻度もそれに応じて変えていく必要があるといえる。

ダム堤体および基礎岩盤の安全管理を行うための計測項目としては種々のものがあるが，これらは，ダム堤体および基礎岩盤の安全性を直接的に評価し得る項目と，これを補足しまたより詳細な安全管理を行うために必要な項目に分類することができる。前者には，漏水量，変形量，揚圧力などの計測項目があり，後者には，応力，歪，温度などの計測項目がある。一般には前者の計測項目だけでも十分にダム堤体および基礎岩盤の安全管理を行うことができるが，アーチダムや特に大規模なダム，特殊なダムなどでは水圧荷重や発生応力の大きさを鑑み，前者の計測項目に後者の計測項目を加えることが多い。

漏水量，変形量，揚圧力といった計測項目は，その異常が大なり小なりダム堤体および基礎岩

盤の安定性に関係してくるため，あらゆる期間を通じて計測を行う必要があるといえる（もちろんその計測頻度は第一期，第二期，第三期で異なってくる)。またこのため，耐久性があり更新の容易な計測設備であることが必要である。

応力，歪，温度などの計測項目は，ダム堤体および基礎岩盤の挙動をより詳細に把握する上で効果的であり，また万が一にも異常が発生した場合に，その異常の原因，異常個所を確認する上で効果的であるが，反面局所的現象にも左右されやすく，単独でダム堤体および基礎岩盤の安全性を判断するのは難しいといえる。このため，ダム堤体および基礎岩盤の安全性を確認する上で最も重要な第一期，第二期（特にその前半）においては有効な計測項目ではあるが，ダムおよび基礎岩盤の挙動が定常状態に達した以降は必ずしも計測する必要はない項目といえる。

質問にある第三期はダム堤体および基礎岩盤の挙動が定常状態に入り安定した時期であるから，十分にその確認が得られれば，計測項目はある程度簡略化することができる。したがって，漏水量，変形量，揚圧力の計測だけでも十分に安全管理を行うことは可能であり，他に特別な目的がない以上，応力，歪などの計測は省略してもよいといえる。ただし温度の計測については変形量の計測結果を解釈する上で非常に有効であるから，変形量と相関の高いものを２，３点残しておくことが望ましいといえる。

ここで注意すべき点は，第三期における計測項目の省略は，これまでの計測でダムおよび基礎岩盤の挙動特性が把握され，これによってダムおよび基礎岩盤が定常状態に入ったことが確認されたことにより初めて行えるものであり，湛水後所定の期間が経過したことによるものではないことである。ダムおよび基礎岩盤が定常状態に入ったかどうかの確認は計測データの分析によって行うことができるが，状況に応じては土木研究所ダム部にも相談されたい。

最後に真名川ダムの計測項目について述べると，真名川ダムにはプラムライン，漏水量計（三角堰)，揚圧力計，間隙水圧計，応力計，歪計，温度計，無応力計，鉄筋計，PCアンカー緊張荷重計などの計測設備があるが，このうち，プラムライン，漏水量計，揚圧力計については引続き計測を行っていく必要がある。間隙水圧計については正しく作動していると思われるものは揚圧力計に準じるものとして計測するのが好ましいといえる。堤体内の埋設計器（応力計など）は代表的な温度計を除いて省略してよいと考えられる。PCアンカー緊張荷重計は基礎処理部の特殊な計器として今後も計測していくのが好ましいと考えられるが，計測データを詳細に検討して判断する必要があるといえる。なお，真名川ダムの埋設計器には安全管理を目的としたもの以外に構造解析の高度化を目指した研究用の目的をもつものがあるので，土木研究所ダム部と協議して計測項目を検討されたい。

（ダム構造研究室）

河－30　ダム湖流入量の計算方法について

（質問）

当事務所管轄の天ヶ瀬ダム湖は，1）揚水発電用ダムの下池として利用されていること，2）貯水池は急峻な地形により，常時満水位時には延長14kmの湾曲した細長い形状をなしていること，3）上流に琵琶湖の洗堰があり，その放流影響を受けること等により，水面に勾配及び変動が生じており，流入量を正確に測ることが困難である。

そのため，このようなダム湖における流入量の計算方法について，同様の問題をかかえているダム湖の事例を紹介して頂き，最適と考えられる手法について教示願いたい。

（淀川ダム統合管理事務所）

（回答）

昨年度の土木研究所講演会に於て同様の問題に関して言及がなされているので以下に講演集から関係部分を抄録する。

「ダム操作規則によれば，貯水池の水位はダム本体等に設置されたある特定の水位計の測定結果にもとづき算出するものとされている。

すなわち，貯水池の水位は，水位計の測定結果をそのまま用いるのではなく，この測定結果を処理した値を用いることを示している。

この処理は，２つの意義を有している。

１つは，言うまでもなく，測定結果より時間的にみた傾向変動成分とそれ以外の外的要因による変動成分とを分離し，後者の変動成分を除去することである。他の１つは，ダム近傍に設置された貯水池水位計の測定結果より貯水池全体の平均水面の高さを推定することである。

この処理の前提には，

1. 貯水池内における現象の伝播速度は著しく大きく，伝播速度が有限であるために生ずる効果は無視しえる。
2. この結果，貯水池内流水の流れとしての性格は無視でき，貯水池の水面は常に同一の水平面をなす。

という仮定がある。

したがって，この仮定が成立する時間スケールで測定結果を処理することによって変動成分を除去すれば，時間的にみた傾向変動成分は貯水池全体の平均水面の高さと一致することを想定している。」

ところで，外的要因による水位変動を除去する方法として，上述の講演集によれば次のとおりである。

「水位変動成分を除去する方法として，現在は機械的方法（ハード）と数学的方法（ソフト）

の２つの方法がとられている。

機械的方法としては，

1. 水位計をゲート操作に伴う水位変動，あるいは風浪による影響を受けない位置に設置する。

2. 測水筒の構造を工夫することによって短周期の波動成分を減衰させる。

等の対応がとられている。しかし，１の方法では，地形的制約があるばかりでなく，比較的長周期の波動成分を除去することは困難である。また，２の方法では，測水筒の容量に対して導水管の断面を小さくすれば貯水池水位の変動に対する測水筒内の水面変動を小さくすることは可能であり，水位の変動幅を減衰させることはできるが，長周期の波動変動成分を十分に減衰させるまで感度を鈍くする構造は適当でない。」

次に，数学的方法としては，水位測定結果（時系列）から数学的方法によって波動変動成分を消去する方法であり，現在では移動平均による平滑化の方法が一般に採用されている。

詳細については，土木研究所資料「貯水池流入量把握方法に関する一検討」昭和61年２月を参照願いたい。

ところで，ご質問の件では，「貯水池内流水の流れとしての性格は無視でき」ないわけであるから，別途検討が必要である。質問内容には，揚水発電，湛水延長及び上流の堰の三つの影響が主な変動要因として挙げられているが，このうち湛水延長に関しては湛水延長十キロ以上の14ダムについて問い合わせた限りでは必ずしも大きな問題として把えられていないかの如くであった。

揚水発電及び上流堰の放流の影響に関しては，恐らくは個別具体的な状況を踏えての検討が必要となるものと思われる。貴事務所におけるこの問題に関する調査の歴史は十年以上にも及ぶと承知しており，今回の質問に当っても，質問内容の説明に於て，貯水池内に補助地点を設けて流量観測を行うなど基礎データの収集を行い，更に数値計算によって水面形の把握に努めていると述べておられる。水位観測地点の適正配置，発電所の運転状況の把握等様々に対応策としてアイデアが出されようが，これらについて個々具体的な検討を行うとともに今までの調査成果を整理解析して数値計算のあてはめ方などについての更なる検討を行って行く必要があろう。以上の通り一般解としての回答には左程意味があるとも思えないので，必要に応じて具体的に当研究室としてご相談させて戴きたいと考えている次第である。

（水資源開発研究室）

河－31　ダム湖の浸透水の影響を受けるトンネルの掘削について

（質問）

ダム再開発事業として，下記により，ダムサイトにトンネル式洪水吐きの建設を計画している

が，呑口付近は最大水深が35m以上あり，トンネルの施工においてダム湖からの浸透水の影響を受けることが懸念される。このため，浸透水防止のための対策を検討しているが，

① 効果的な浸透水対策工法

② グラウトによる場合の改良目標（ルジオン値）

③ 設計，施工計画上の留意事項

について教示願いたい。

〈計画概要〉

(1) トンネル式洪水吐きと貯水池の位置関係

平面図および縦断図に示すとおり（図－1）。

(2) 呑口付近の地質

トンネル付近の地質は，粘板岩，砂岩とそれらの互層からなり，粘板岩が主体である。呑口付近に大きな断層は確認されていない。透水性は，地表から呑口敷高付近までは20ルジオン以上，それ以下は10ルジオン以下である。岩級区分はC_L～C_M級である。

(3) 浸透水対策工法

平面図に示すように，貯水池沿いに止水グラウト（カーテングラウト）を施工する工法（止水ラインA）あるいは既設の止水線上からトンネル沿いに止水グラウトを行う工法（止水ラインB）を検討している。

（淀川ダム統合管理事務所）

（回答）

①について

トンネルの湧水は，切羽の安定に対して重大な影響を与えるため，計画・設計から施工を通じて慎重な検討が必要である。

トンネル工事中の湧水対策としては，

(1) 排水工法（地下水位低下工法）

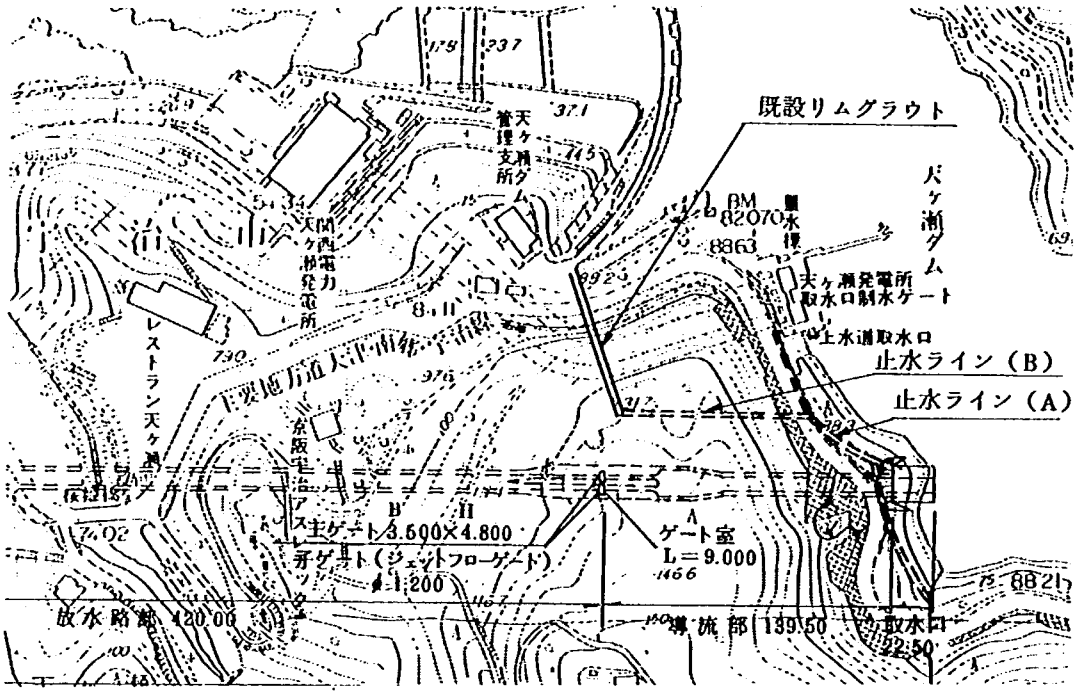
水抜ボーリング，水抜坑，ウェルポイント工法，ディープウェル工法

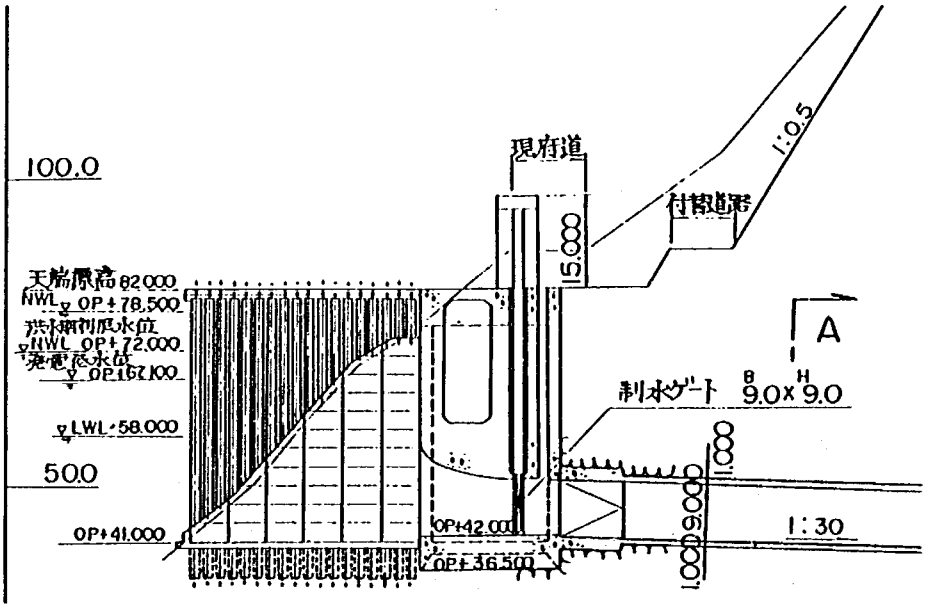
(2) 止水工法

注入工法，凍結工法，圧気工法

がある。山岳トンネル工法では経済性などの理由から，通常は排水工法が採用される。これに対して止水工法は，水底トンネル，著しく地下水位の高いトンネルや湧水に伴う濁水が問題となるトンネルなど特殊な条件の場合に限って用いられてきた。

質問の洪水吐きトンネルの場合，最大水深35mの水底に位置し，かつ，呑口のケーソン部に接続した薄い土被りの区間を施工しなければならないため，止水工法を基本に考えざるを得ないで


既設リムグラウト
天ヶ瀬ダム
天ヶ瀬発電所
取水口制水ゲート
上水道取水口
止水ライン（B）
止水ライン（A）
関西電力天ヶ瀬発電所
天ヶ瀬管理支所ダム
レストラン天ヶ瀬
京阪宇治ガス
主ゲート3.600×4.800
予ゲート（ジェットフローゲート）
ゲート室
L＝9.000
放水路部 120.00
導流部 139.50
取水口 22.50


100.0
現府道
1:0.5
付帯道路
15.000
天端標高 82.000
NWL OP+78.500
洪水調節水位
FWL OP+72.000
発電取水位
OP+67.100
LWL 58.000
50.0
OP+41.000
OP+42.000
OP+36.500
制水ゲート B 9.0×H 9.0
A
10.000
10.000
1:30

図－1 計画概要

あろう。また，凍結工法，圧気工法は工事中だけの対策であり，完成後の貯水池からトンネルへの恒久的な漏水対策まで含めて考えると，注入工法を採用するのが妥当である。

地山注入の方法には，トンネル内からの施工と地表面からの施工があるが，本例では，地下水の浸透流の方向が明らかであること，注入作業とトンネル掘削作業が競合しないこと等から，一般的には地表からの止水グラウトが合理的であると考えられる。

止水グラウトを計画する場合，図示の検討案である「止水ラインA」，「止水ラインB」のカーテングラウトの他，カーテングラウトをさらにトンネルに近づける案，トンネル周辺地山のみに注入する案などが考えられる。これらの案の比較検討のためには，周辺地盤について透水性に関する地層構造を明らかにしたうえで，地下水流の解析手法等により止水効果を検討のうえ技術的な確実性や経済性も含めた総合評価が必要であろう。

②について

カーテングラウトの止水性についての改良目標の設定に関しては，

(1) トンネルの切羽安定のために必要な湧水量の低減

(2) トンネルにおいて採用される補助工法（地下水位低下工法）の効果

(3) 貯水池からトンネルへの漏水量の制限

などの要素を総合的に検討したうえで定めるべきものであり，一概には決め難いものと思われる。

なお，この際，前述の地下水流の解析手法による検討結果は判断のための参考となろう。

③について

(1) 止水カーテングラウトを実施した場合でも，トンネル施工にあっては，切羽の状況により水抜ボーリングなどの排水工法の併用を検討する必要があろう。

(2) トンネルと呑口のケーソンの接合部および止水カーテングラウトとの取り合いについては，工事中および完成後の止水性の観点からの整合が必要であろう。

特に，ケーソンに接続するトンネル部分の掘削にあっては，ケーソンの施工で乱された周辺地盤の止水性をより確実にするための追加注入あるいは凍結工法の採用などについて検討が望まれる。

(3) 山岳トンネル工法では，掘削に伴う周辺地山のゆるみや覆工背面に生じる空隙のため，トンネル完成後もトンネル周囲が水みちとなる可能性が高い。これによる漏水の防止のために，トンネル内部から，覆工背面の空隙充填や周辺地山に対する放射状の止水グラウトを行う必要があろう。

（トンネル研究室・トンネル計画官）

河－32　築堤土に適した土質材料について

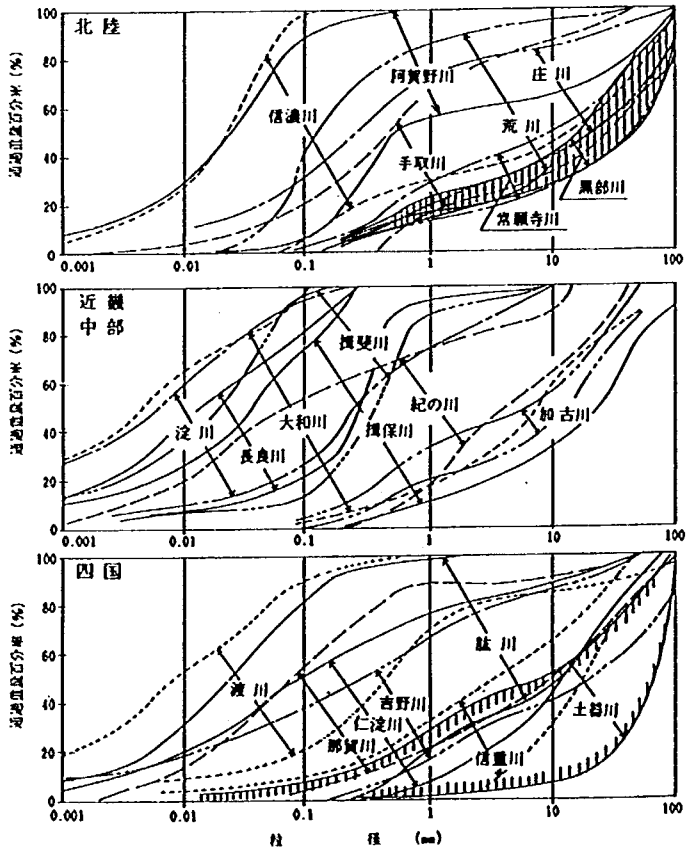
（質問）

由良川の築堤には，過去，河川の土砂を流用して盛土を施工していたが，最近では，購入土（山土）を盛土して築堤を施工している。この場合，購入土（山土）を土質試験センターに持って行き判断をあおいでいるが，これといった決定的な基準が無く，結果的にはどのような土質でも築堤土として使用可能という結果が出てくる。築堤土に適した土質材料について，粒土分布曲線等の参考になるものがないか教示願いたい。

（福知山工事事務所）

（回答）

築堤工事の土工量は一般に膨大なため，遠方から土を運んでくると工費が大幅に増大するので，堤体材料に用いる土は，従来から，高水敷や低水路の掘削土砂あるいは手近な土取場の土を使用する等，施工現場付近のものを利用してきている。しかし，最近では，購入土を使用する例も多くなっている。



図－1　　調査した堤体土の粒度分布

図－１[1]は，既設の堤防に使用されている堤体土の分布を示したもので，礫（GW, GP）から細粒土（CH, OH）にわたって広範囲に分布しており，あらゆる土が堤体材料として使われていることが分る。

一般に，堤体材料として要求される土の性質としては，次の３条件があげられる。

(1) ある程度の止水性があること。

(2) 浸透水に対して安定していること。

(3) 施工時に締固めが容易であること。

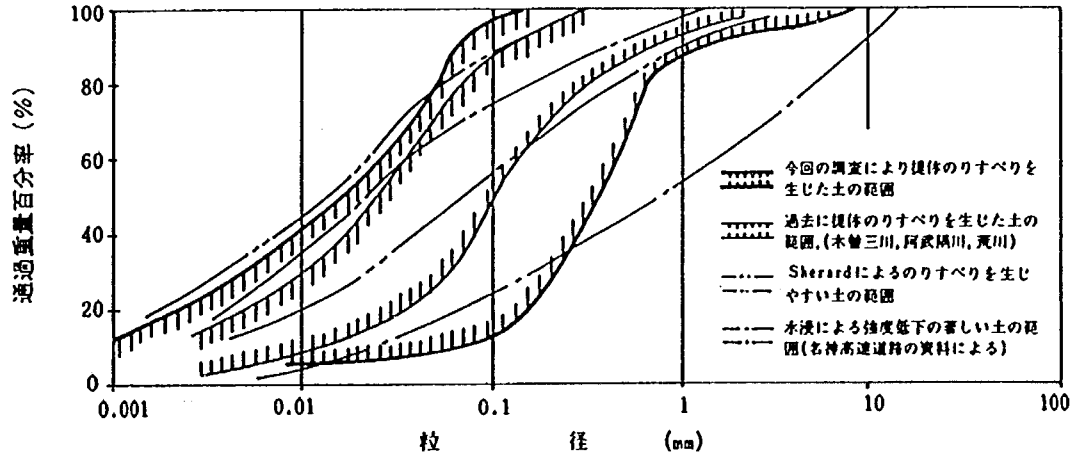
上記の３条件を満足するという観点から，堤体材料を日本統一分類に基づいて評価したものに，表－１[2]がある。

表－１　堤体材料としての評価基準[1]

土の種類	土の名称	評価
GW．GP	礫	6
GM．GC	礫質土	1
SW．SP	砂	5
SM．SC	砂質土	2
ML．CL．OL	粘性土	3
MH．CH．OH	粘土	4
Pt	泥炭	－

表において低い評価となっている礫，砂については，上記の条件のうち(1)の止水性に，また，粘土については，(3)の施工性に問題がある場合が少なくない。

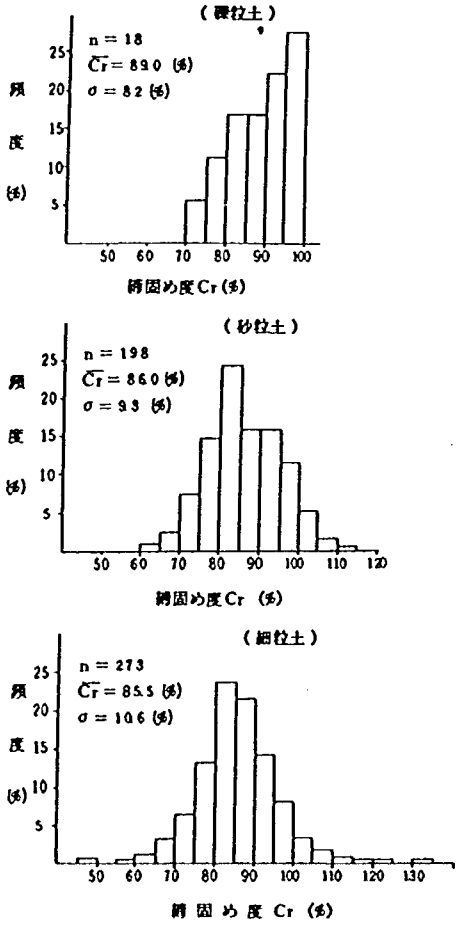
また，上記(2)ののりすべりなどに対する堤体の安定性に関して，過去においてのりすべりを生じた箇所での土質調査結果などから，のりすべりを生じやすい土の粒径範囲を求めたものが，図－２である。



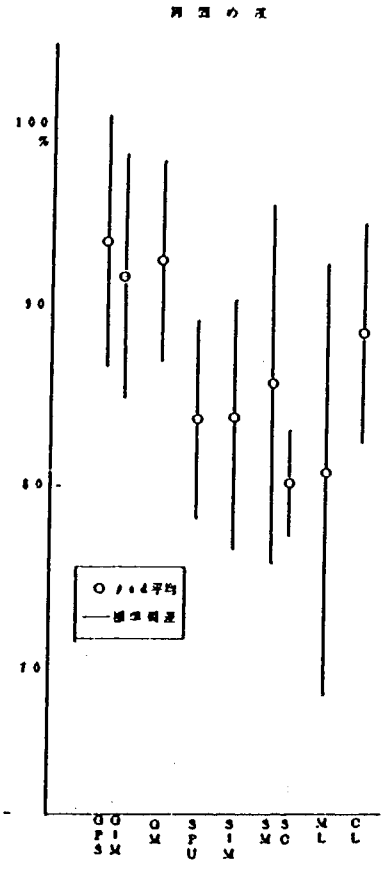
図－２　のりすべりを生じやすい土の粒度分布[1]

評価基準の低い砂などでは，止水性に問題があるとしてあらかじめ対策がほどこされていること，及び全国的にみてそのような箇所が他の土質に比べて少ないなどの理由で，堤体が損傷する事例が少ない。逆に，表－１の評価基準では比較的良いとされている砂質土の堤防にのりすべりが多いが，これは，そのような材料で築造されている堤防が全国的に多いこと，あるいは，昭和51年の長良川洪水のように異常なまでに大量の降雨と長期の洪水を受ければ，堤体土としての評価が高い材料であっても損傷することがあり得るためと考えられる。また，有効径D_{10}＝0.06㎜以下，D_{30}＝0.03㎜以上，均等係数が10前後の粒土分布を有する比較的粒径のそろった砂質土で，日本統一分類ではSM，SC，MLに属する土にはのりすべりを生じやすいものもある[3]。これらの土は，一般に，ある程度の透水性をもち，しかも，水が浸透することによってせん断強さが著しく低下する性質を持っている。

一方，堤体土質の実態調査結果から既設堤防の締固め度の分布を土質ごとにまとめたもの[1,5]を，図－３，４に示す。

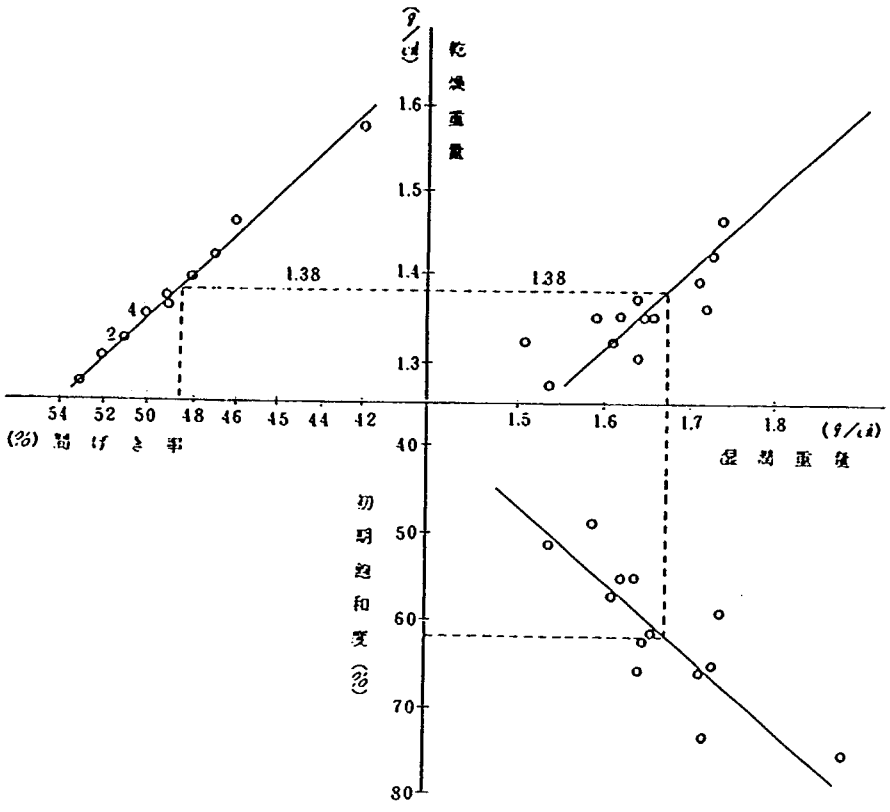


図－３　大分類毎の締固め度頻度図（関東）



図－４　土質ごとの締固め度の分布（近畿）

堤体の締固め基準を85%にとると，半数程度の箇所がこれを下回っていることになる。一般に，土の密度（もしくは締固め度）を上げると透水性は低下し，強度は増加する傾向があるため（図－5参照），施工時に十分に転圧して締固めることによって，堤体の安定性をより高めることが可能であると考えられる。



図－5　　乾燥単位積重量，間げき率，初期飽和度相関図

したがって，土質材料の点から言えば，表－1にあるような一般的な評価が妥当であり，その中で比較的粒度分布の良い材料を（土の均等係数などを参考に）選ぶのが望ましいが　，そればかりでなく，施工時の堤体の転圧，締固めに十分に留意することが重要であると言える。

（参考文献）

1) 建設省土木研究所：盛度の崩壊と対策に関する研究，土木研究所資料第2017号，1973．8

2) 山村和也：築堤土質の実体と2，3の考察，土木研究所報告第140号，1970

3) 建設省土木研究所：河川堤防の土質工学的研究，土木研究所資料第688号，1973．8

4) 建設省関東地方建設局，関東技術事務所：既設堤防の土質特性に関する調査報告書，関技第215号，1983．3

5) 建設省近畿地方建設局，近畿技術事務所：河川堤防に関する試験調査報告書（中間報告），1984．3

（土質研究室）

河－33　「堤外地に残る水防林の水理的影響について」

（質問）

由良川における未改修区間には水防林が多く分布しており，これらの水防林が洪水による被害をある程度軽減させる役割を担っていた。現在この未改修区間に対して，築堤による完全治水方式に基づく改修計画が立てられている。現段階では，種々の事情により，築堤後堤外地に残る水防林をすぐには伐採しない方針である。こうした場合，堤外地に残された水防林が洪水流にどのような水理的影響を及ぼすかを検討し，必要があればその対策を立てなければならない。水防林の設置状況別に，その水理的影響についての検討項目と検討方法について教示願いたい。

（回答）

1．水防林が洪水流に与える水理的な影響と治水機能

水防林は，水理的には非常に大きな粗度要素の集団と考えることができる。したがって，水防林の存在により，水防林内とその周辺の流速が減少し，その結果疎通能力が減少する。築堤などの河川改修が進んでいなかった時代には，洪水による氾濫はある程度やむをえないものとの認識があったため，水防林による疎通能力減少という欠点よりも，流速の低減に伴う以下に示す利点が治水機能として重視されていた。

a）堤防，側岸の洗掘防止

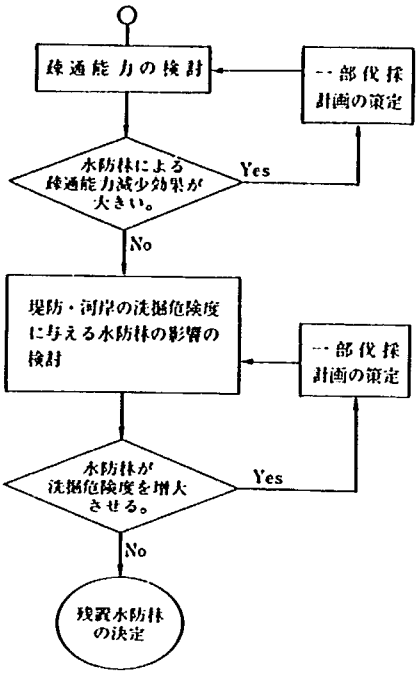
b）氾濫水の減勢と氾濫に伴う堤内地への砂れき流出の防止

c）河道における流量逓減効果の増大

一方，築堤方式による河川改修では，堤防から水を溢れさせないことがまず求められ，疎通能力を確保することの重要性がはるかに大きくなる。このため，上記３つの水防林の治水機能は，計画洪水を計画高水位以下におさめるという制約条件の範囲内で考えなければならない。また，この制約のため，b），c）の治水機能をこうした改修方式の中で確保することは実際上困難となる。これは，b）については，氾濫頻度が減少するとともに一度氾濫したときの規模が大きくなるため，そうした時にもb）の機能を有効に果たすような大規模な竹林を堤外地に残すことが困難であるためであり，c）については，河道内の流量逓減量に影響を与えるほどの竹林を堤外地残してもなお疎通能力に余裕のあるような河道は，一般的にはないからである。こうしたことから，築堤に伴って堤外地に残る水防林の取扱いについては，図－１のフローに示す考え方にしたがって検討を進めることになる。図からわかるように，水防林の取扱い決めるためには，水防林による疎通能力減少量の予測と堤防・河岸の洗掘危険度に与える水防林の影響の予測が重要であることがわかる。そこで以下に，現段階で得られているこれらの予測手法について説明する。

2．水防林の存在による疎通能力減少量の予測について

予測手法には，理論計算によるもの，洪水観測結果に基づくものがある。それぞれに長所，短所があり，完全なものではないので，両者を併用することが必要である。



図－1　築堤に伴って堤外地に残される水防林の取扱い検討方法

(1)　理論計算による疎通能力減少量の予測

①　水防林自体の粗度係数把握

水防林は，竹あるいはその他の樹木からなっており，場合によっては，それらが混成している場合もある。水防林が竹だけからなっている場合には，竹林を円柱群にモデル化できるので，以下のように竹の形状と粗度係数とを簡便な式で結びつけることができる。

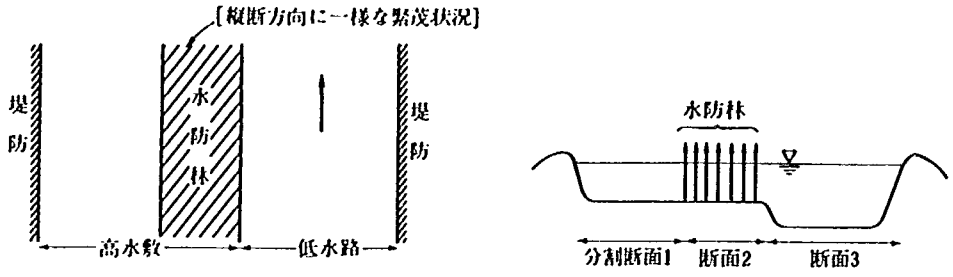
$$N=(n^2+C_D/2g\cdot D\cdot h^{4/3}\cdot a)^{1/2} \qquad (1)$$

ここで，N：竹林自体の粗度係数，n：底面の粗度係数，C_D：竹の幹の抗力係数，D：竹の幹の直径，h：水深，a：単位河床面積当りの竹の幹の本数，である。

竹の幹の抗力係数の値については，円柱の抗力係数が参考となるが，竹同士の干渉効果の影響など，(1)式に用いるC_D値について実験的に検討すべき点がまだ残されている。また，実際には，竹林域の外側がゴミや竹の葉で囲まれるので，粗度係数は(1)式の値よりも少し大きくなる。一般的な樹木については，幹と枝の形が複雑なことに加えて葉が流水に対する抵抗となるので，今のところ粗度係数を精度良く予測することは困難である。

②　等流近似による疎通能力減少量の計算

水防林が縦断方向に一様に分布している場合には（例，図－2）等流近似によって疎通能力を算定できる。



図－２　　等流近似による疎通能力算定が可能な河道

すなわち，横断面を粗度係数と水深が一定ないくつかの断面に分割し，各分割断面についての力の釣り合い式を立て，それらの式を連立させて解くことにより各分割断面での流速を得る。それらから得られる各分割断面の流量の和を与えられた水深での疎通能力とする。図－２の河道について，この計算過程を示す。各分割断面の力の釣り合い式は，次式で表される。

$$\frac{g \cdot n_1^2 \cdot V_1^2}{h_1^{1/3}} B_1 + \frac{h_1}{\rho} \cdot \tau_{12} = g h_1 B_1 \cdot I_b \qquad (2)$$

$$\frac{g \cdot n_2^2 \cdot V_2^2}{h_2^{1/3}} B_2 - \frac{h_2}{\rho} \cdot \tau_{12} - h_2 \cdot \tau_{23} = g h_2 B_2 I_b \qquad (3)$$

$$\frac{g \cdot n_3^2 \cdot V_3^2}{h_3^{1/3}} B_3 + \frac{h_2}{\rho} \cdot \tau_{23} = g h_3 B_2 I_b \qquad (4)$$

ここで，n：粗度係数，V：流速，h：水深，B：幅，I_b：河床勾配である。添字は，分割断面の番号を表わす。τは，となり合う分割断面間に作用するセン断力であり，水防林内外の流速差が大きいので，この項は無視できない。τは，次式で表現できる。

$$\tau_{i+1} = \rho \cdot f \cdot (V_i - V_{i+1})^2 \qquad (5)$$

fは，流速差による流水間の干渉の強さを表わす混合係数である。(2)～(5)式を成立させて解くことにより，各分割断面の流速を得ることができる。混合係数fは，10^{-1}～10^{-2}程度であること，川幅や水防林の幅などにより変化することが実験的に明らかにされているが，その正確な値を推定する標準的な手法はまだ確立されていないので，f値の決定は慎重に行う必要がある。

以上のような計算を，水防林がある場合とない場合について行えば，水防林による疎通能力の減少効果を評価することができる。

③　2次元流計算による疎通能力減少量の評価

水防林の形状が縦断方向に一様でなく複雑な場合には（図－3），2次元流計算により疎通能力の計算を行うことができる。

すなわち，次に示す基本式を差分法あるいは有限要素法により解くことによって，水位及び流速の平面分布を得ることができる。

$$\frac{\delta M}{\delta t}+\frac{1}{h}\frac{\delta M^2}{\delta x}+\frac{1}{h}\frac{\delta MN}{\delta x}=-gh\frac{\delta \zeta}{\delta x}+\frac{\delta}{\delta x}\left(2Kxy\frac{\delta M}{\delta x}\right)$$
$$+\frac{\delta}{\delta y}\left(Kxy\frac{\delta N}{\delta x}+Kxy\frac{\delta M}{\delta y}\right)-\frac{\tau x}{\rho} \qquad (6)$$

$$\frac{\delta N}{\delta t}+\frac{1}{h}\frac{\delta MN}{\delta x}+\frac{1}{h}\frac{\delta N^2}{\delta y}=-gh\frac{\delta \zeta}{\delta y}+\frac{\delta}{\delta y}\left(2Kxy\frac{\delta N}{\delta y}\right)+\frac{\delta}{\delta x}\left(Kxy\frac{\delta N}{\delta x}+\right.$$
$$\left.Kxy\frac{\delta M}{\delta y}\right)-\frac{\tau y}{\rho} \qquad (7)$$

$$\frac{\delta \zeta}{\delta t}+\frac{\delta M}{\delta x}+\frac{\delta N}{\delta y}=0 \qquad (8)$$

ここで，h：水深，ζ：水位，M，N：それぞれx，y方向の単位幅当たりの流量，である。τx，τyは次式により表わされる。

$$\tau x=\rho g n^2\frac{(M^2+N^2)}{h^2}\frac{M}{\sqrt{M^2+N^2}} \qquad (9)$$

$$\tau y=\rho g n^2\frac{(M^2+N^2)}{h^2}\frac{N}{\sqrt{M^2+N^2}} \qquad (10)$$

nは各点での粗度係数である。竹林部分の粗度係数には①で得られた値を用いる。

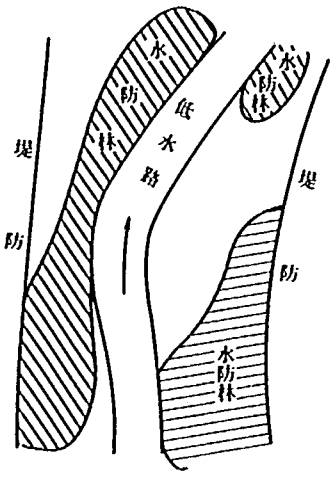
本計算中のK_{xy}は，混合係数fと同じ意味を持ち，その値の決定に際しては②で述べたと同様な注意が必要である。本計算は，2次元流計算を行っている。また，有限の大きさを持つメッシュにより離散化した計算を行っている。したがって，表面と底面で流向が違う3次元的な流れや，流速が場所的に大きく異なるような流れを計算する場合には精度が出ないことに留意して計算結果の解釈を行う必要がある。

(2) 洪水流観測による疎通能力減少量の評価

(1)でのべた予測手法は，まだ完全に信頼の置けるものにはなっていないので，実測により直接疎通能力を検討することも有効な手法となる。水防林による疎通能力減少量を実測により評価する方法は以下の通りである。

① 水防林の有無だけが異なり，それ以外の河道の状況がよく似ている２つの河道区間を選定する。

② これらの河道区間において，洪水発生時に水位縦断と流量観測を同時刻に行い，その結果から粗度係数を求める。粗度係数を精度良く求めるには精度良い水面勾配が必要となるので，通常よりもかなり細かい間隔で水位測定を行う。



図－３ 複雑な分布形状を持つ水防林の例

③ ２つの河道の粗度係数の差と水防林の分布状況から，疎通能力に与える水防林の影響を検討する。

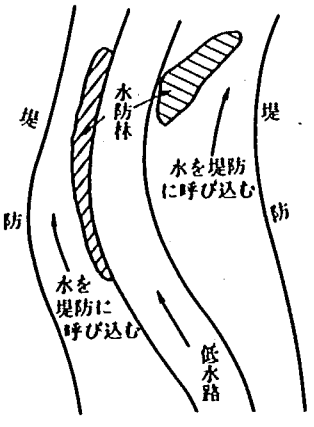
上記の観測において流量観測を精度良く行うことができなくても，観測対象河道区間が近接していれば，ある観測時刻の流量はその区間内で一定と考えられるので，水防林の有無による粗度係数の差を相対的には知ることができる。

3. 堤防と河岸の洗掘危険度に及ぼす水防林の影響の予測

水防林は，通常河岸の洗掘を防ぐように配置されているので，築堤後もそうした機能は維持されると考えられるが，堤防の洗掘防止については，必ずしも正の効果だけを持つとは限らず，場合によっては堤防の洗掘危険度を増大させることもあり得る。

例えば図－４に示すように，堤防と水防林との間にすきまがあり，その部分の粗度係数が低く，水防林の形状が堤防の側に水を呼込むようなものになっている場合は，水防林の存在によって堤防洗掘の危険度がかえって増大する。したがって，検討に当っては，残存水防林の持つ負の効果にも注意を払わなければならない。

洗掘危険度に及ぼす水防林の影響を評価するにあたっては，まず，今示したような水防林形状からの定性的な判断を行う必要がある。また，問題箇所の局所的な流速を推定できれば，それも重要な判断材料となる。局所的な流速を推定する方法としては，次に説明する２次元流計算と，航空写真による洪水時の表面流速解析結果の活用があげられる。



図－４ 堤防洗掘の危険度を増大させると考えられる水防林の例

(1) 2次元流計算による検討

先に述べた2次元流計算によって流速の平面分布を求めることができるので，問題箇所における水防林の有無による流速の差を求めれば，洗掘危険度に及ぼす水防林の影響についての検討を行うことができる。

(2) 航空写真による表面流速解析結果の活用

洪水航測によって，広範囲に河道の表面流速が得られている場合には，水防林の有無以外にはほとんど河道状態に差のない2つの河道区間の流速分布を比較することにより，水防林による流速減少効果を知ることができる。

以上に示した方法によって得られる流速は，(1)については2次元流計算によって得られる鉛直平均流速であり，(2)については表面流速であるなど，洗掘の外力に直接結びつけるにはやや問題がある。また現段階では，外力と洗掘危険度との関係は明確になっていない。こうしたことから，(1)，(2)の解析で得られた結果をそのまま洗掘危険度の判定に用いることはできず，過去の被災事例などの知識も合わせて総合的に判定する必要がある。

4. まとめ

以上により得られた水防林の疎通能力減少量と洗掘危険度に及ぼす影響についての検討結果から，図－1に示した考え方にしたがって水防林の取扱いを決定する。疎通能力確保の上で問題になる水防林や，堤防の洗掘に対する安全性に悪影響のある水防林は早急に撤去すべきである。一方，こうした問題点がないと考えられ，しかも洗掘防止など種々の利点を持つ水防林については，必ずしも緊急に伐採の処置を取る必要はないであろう。

（河川研究室）

河－34　養浜工の施工箇所に設置する排水管の構造について

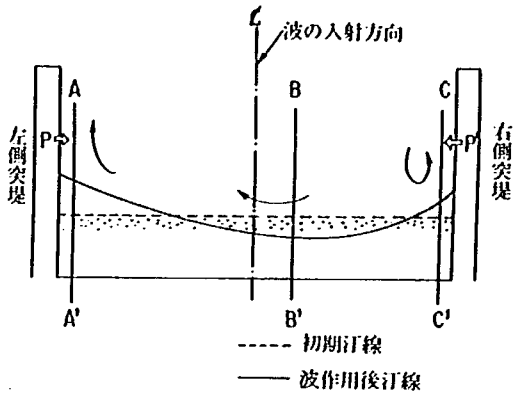
（質問）

養浜工の施工により従来の排水管を継ぎ足しする必要があり，その口径によりヒューム管，ボックス型等で施工しているが，汀線の変化，波の打ち上げ等により排水管の閉塞や，基礎部分の洗掘による沈下が見られる。これらの現象をできるだけ小さくしたく考えているが，適切な工法，対策があれば教示願いたい。

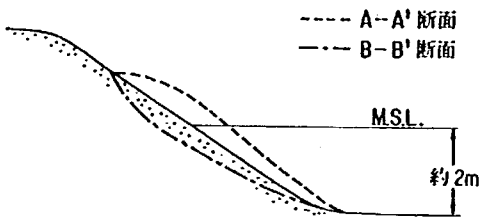
（姫路工事事務所）

（回答）

東播海岸の養浜工施工箇所での波浪は，冬期風浪が主なものであって，その場合波の入射方向は海岸線の法線に対し時計回りの方向となる（図－1）。



図－1　養浜工の平面図



図－2　養浜工の断面図

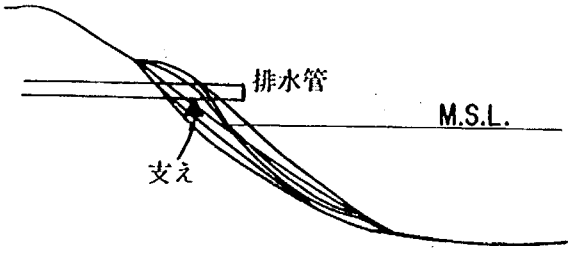
したがって養浜汀線を図中破線のように施工しても一冬を経過すると実線に示す形状となる。すなわち左側突堤の近傍では汀線は前進し，中央部は汀線が後退する。また右側突堤の付け根でもやや汀線は前進する。このとき，海浜断面形の変化を図示すると図－2のようである。

排水管はその設置箇所により影響の現われ方が変化する。A－A'断面であれば沈下による破壊は少ないが，逆に砂がたまり易く，閉塞が生ずる。B－B'断面では排水管の出口が波に洗われ，洗掘を受け易くなる。海浜に構造物を造る場合，その位置により影響の出方はかなり変化する。したがって工事に際しては，海浜の長期的な変化を予め把握しておくことが重要である。図－1に示した汀線変化や，図－2の断面形の変化は，隣接海岸の地形変化状況を深浅測量データや航空写真をもとに解析しておけば知ることができる。

一方，長期的な変化とは別に，例えば波向が変化したり，あるいは波浪が静穏や高波となるとそれによって海浜断面形も変化する。このような変化も深浅測量データを分析すれば明らかにできる。例えばくり返し行われた深浅測量データより，断面形を重ね合わせれば図－3に示す結果が得られる。

もし排水管の支えの位置が断面形の変動範囲に入ると，砂浜が侵食されたとき排水管の沈下をもたらす。したがって，このようなことが予想される位置に排水口を造る場合は，その基礎を十分深くしておく必要がある。

排水管を突堤の中に設置する案も考えられる。この場合は，砂浜のように地盤高の変動を考慮する必要がないのでかなり排水はうまくいく可能性がある。ただし排水口の位置は



図－3　断面形の重ね合わせ

かなり沖とする必要があり，また，左岸突堤の右側の方（図－１のＰ点）が右側突堤の左側（図－１のＰ' 点）より望ましい。これは波が斜め入射するとき図中矢印で示す流れが生ずるが，右側突堤の近傍では流れが滞留し，したがって水質悪化の可能性が高いからである。Ｐ点では流入水は沖向きに流れるのでその可能性は低い。

（海岸研究室）

河－35　「支川合流部における水理計算方法について」

（質問）

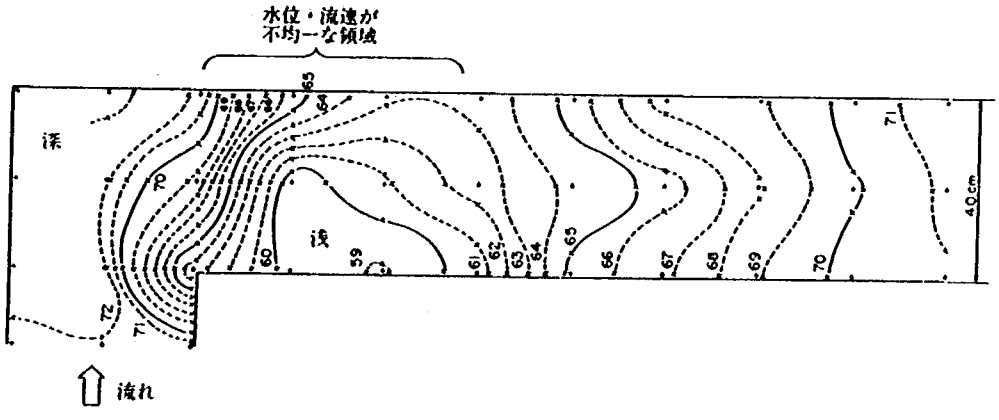
支川が本川に対して直角に近い形で合流している合流点を支川が本川に平行な形で合流するように改修した場合の水理的効果（直角合流による堰上げの減少量）を，模型実験によらず計算で求める方法について教示願いたい。

（福井工事事務所）

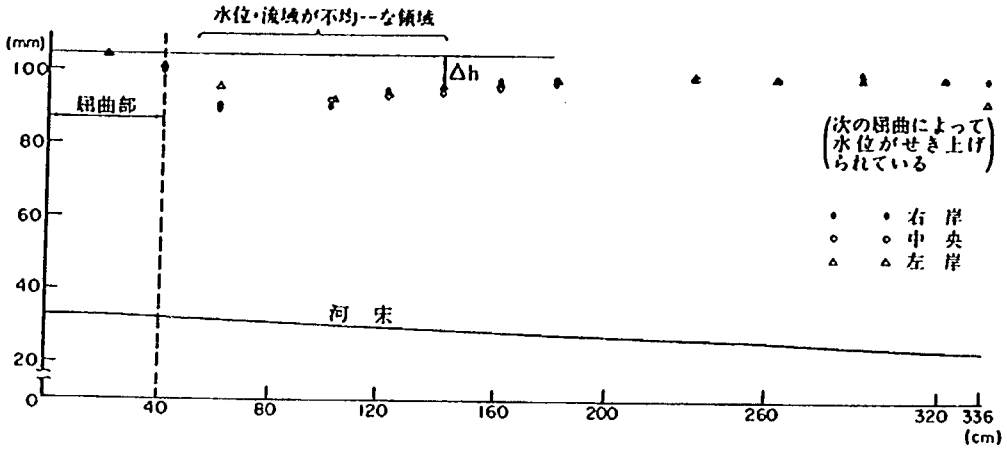
（回答）

1．河道合流点及び屈曲点における流況

河道において，直角に近い形で合流する部分や河道が折れ曲がる屈曲部分では，流れの向きが急に変えられるため流速や水位が横断方向に大きく変化する領域が生じ，この領域の前後で水位差△ｈが生じる。この水位差△ｈが，質問の「堰上げ量」に相当する。このような流れの１例として，土木研究所で行われた実験から得られた河道が直角に曲がる場合の等水深線図と水位縦断図をそれぞれ図－１，２に示す。



図－１　屈曲水路における等水深線図（長方形断面）〔㎜〕



図－2　水位縦断図

図－2に示す△hが上述の水位差に当たる。このような流向の急激な変化によって生じる水位差は，通常の1次元不等流計算では考慮されない。したがって，合流点改修に伴う△h減少量を評価するには，合流点において△hを推定するための計算を別途行う必要がある。

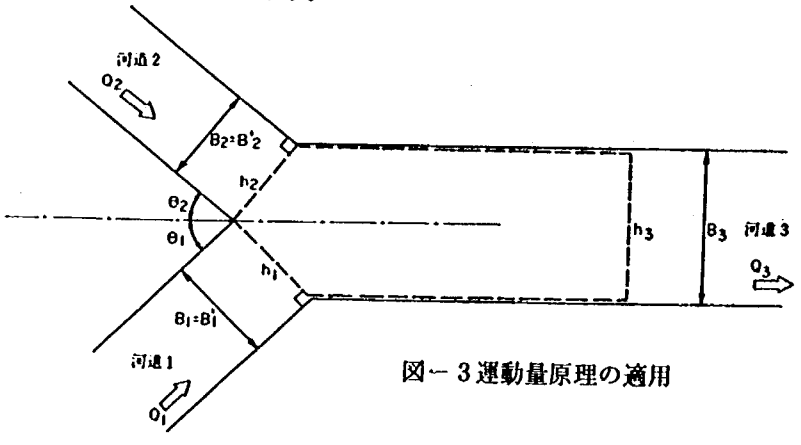
2.　合流に伴う水位差△h計算式の誘導

図－3に示す合流点において，[- - - -] で示す支配体積に対して合流後の本川（河道3）方向の運動量保存式を立てると次のようになる。

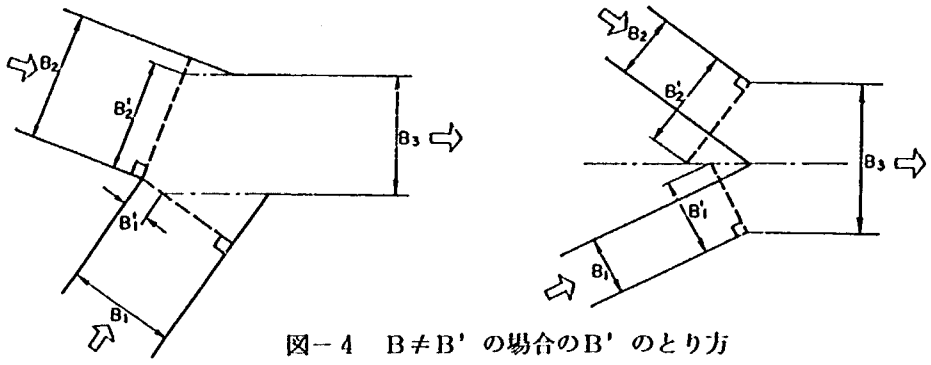
$$\beta\rho Q_2\frac{Q_2}{B_2h_2}\cos\theta_2+\beta\rho Q_1\frac{Q_1}{B_1h_1}\cos\theta_1-\beta\rho Q_3\frac{Q_3}{B_3h_3}$$

$$=B_3\cdot\frac{1}{2}\rho g h_3^2-B_2\cos\theta_2\frac{1}{2}\rho g h_2^2-B_1'\cos\theta_1\frac{1}{2}\rho g h_1^2 \quad \cdots\cdots \quad (1)$$

ここで，ρ：水の密度，g：重力加速度，Q：流量，B：水路幅，h：水深，θ：図－3に示す合流角度，β：運動量補正係数（≒1．1），B'：図－4参照，下付き添字1，2，3はそれぞれ河道1，2，3の諸量であることを示す。



図－3運動量原理の適用



図－4　B≠B' の場合のB' のとり方

なお，河道の横断面形としては長方形断面を仮定し，また水位，流速が横断方向に不均一となる区間がそれほど大きくないと考えて，重力と底面摩擦の効果を無視している。

従来より行われてきた実験結果などを根拠に $h_1 \fallingdotseq h_2$ と仮定し，若干の変形を施すことにより(1)式は次のように変形される。

$$\left(\cos\theta_2 \cdot \frac{B'_2}{B_3} + \cos\theta_1 \cdot \frac{B'_1}{B_3}\right)\left(\frac{h_1}{h_3}\right)^3 - \left(1 + 2\beta F_{r3}^2\right)\frac{h_1}{h_3}$$

$$+ 2\beta\left\{\left(\frac{Q_2}{Q_3}\right)^2 \frac{B_3}{B_2}\cos\theta_2 + \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right)^2 \cdot \frac{B_3}{B_1}\cos\theta_1\right\} F_{r3}^2 = 0 \quad \cdots\cdots(2)$$

ここで，$F_{r3}^2 = Q_3^2 / (g \cdot B_3^2 \cdot h_3^3)$

(2)式は（h_1 / h_3）に関する３次方程式であり，合流後の水深 h_3 が既知であれば，(2)式を解くことにより合流前の水深 h_1，h_2（$h_1 \fallingdotseq h_2$）を得ることができる。また $\triangle h = h_1 - h_3 \fallingdotseq h_2 - h_3$ である。

3.　合流点改修に伴う△h減少量の計算方法

a)　図－３と図－４にならって，合流後の川幅 B_3，合流前の本川の川幅 B_1，(B'_1)，支川の川幅 B_2 (B'_2)，本・支川の合流角度 θ_1，θ_2 を，合流点改修前・後それぞれの河道について定める。

b)　所与の合流前本・支川流量 Q_1，Q_2，合流後流量 Q_3，合流点直下流の水深 h_3 を用いて，(2)式により合流点改修前後それぞれの△h を求める。改修前後の△h の差が，改修による堰上げ量減少効果を表わす。

4.　(2)式の適用限界

土砂流送の著しい支川が流入する場合には，洪水中に合流点に本川の流れを圧迫するような堆積を生じる。この堆積の影響が水深に対して無視できない場合や，支川の流入方向を大きく変える場合には，合流点における２次元的な河床地形を考慮しなければ正確な水位差を予測することはできず，(2)式の有効性が失われる。このような合流点での水位差を予測する最も確実な手法は，洪水中の河床変動を勘案した上で行う水理模型実験となる。

（河川研究室）

河－36　河川の自浄係数の要因別標準値について

（質問）

水環境管理基本計画を策定する際の河川総合負荷量調査に於て，将来水質の予測が行なわれる。この内，河川流下による水質変化予測を行う場合，自浄係数が必要である。

自浄係数は実測により求め得るものであるが，水質の将来予測を行う時には河川の状況が変化しているのが通例である。

そこで，河川の状況等要因別の，例えば下表のような型式により標準値の設定が望まれる。

一例　自浄係数の標準値（BOD_u）

主要汚濁源	季節	勾配 / 河辺	急流 草	急流 砂利	急流 コンクリート	急流 ……	緩流 岩	緩流 …
家庭下水	夏季							
	春秋季							
	冬季							
工場排水	夏季							
	⋮							

質問1.　右表のような型で諸要因別の標準値の設定は基本的に可能か。

質問2.　基本的に可能な場合，具体的項目として何か可能か。ちなみに河川総合負荷量調査の基本項目は，BOD, COD, T－N, T－P, SS である。

質問3.　自浄係数を決定づける要因は多種に亘り，且つ項目によっても異ると思われるが，どのような要因が挙げられるか。

質問4.　標準値を設定する場合，各要因毎にどれ位の数の実測データが必要か。

（近畿技術事務所）

（回答）

1．河川水質の将来予測を行うことは，河川環境管理計画や河川水質保全計画等の立案に際し役立つものである。また，現在，流域別下水道整備総合計画においては，将来の水質予測を行った上，計画策定を行っている。

河川流下に伴う水質予測は，流域の汚染源から河川まで流達する負荷量を算定し，この河川流入負荷量が流下に伴いながら取排水される効果を考慮した上，自浄係数Kと流達時間Tより負荷量の浄化を加味して予測している。

将来の水質予測を行う場合，現況から相異する条件は２つある。１つは，河川に流入する負荷量及び質的変化である。さらにもう１つは，河川形態の変化によるものである。前者は，人口，産業等の変化に伴う発生汚濁負荷量の変化及び，都市化や下水道の整備等に伴う流達機構の変化である。後者は，河川改修等による河川形状の変化や利水計画等に基づく将来流量の変化等である。

河川浄化機構を１つのシステムと考えれば，前者はシステムの入力，後者はシステムそのものの変化であるが，前者の変化は後者の変化に影響を及ぼす場合もあると考えられる。

現在，流総計画における汚濁解析では，発生負荷量，下水道計画等の整備に伴う流達負荷量については将来予測を行っているが，河川内の浄化については，実測等で得られた現状での自浄係数を利用しているものがほとんどである。さらに，河川ごとの季節・流量変化にどの様な自浄係数となっているのか整理されているものもないと思われる。

河川改修等により河川形状の変化がある時，自浄作用に影響を及ぼす因子となりうると思われるので，それを予測することは有意義であり，さらに，河川内での自浄作用を積極に利用し，水質浄化が進められる河川形状を計画できれば，汚濁発生源対策を講じていくことと共に，水質保全対策として大きな役割を果すことができる。

2. 河川の浄化機構を次に述べることとする。

今，河川の物質輸送及び浄化機構をモデル化し，一次元的に考え，移流及び拡散効果も考慮すると

$$\frac{\partial C}{\partial t}+U\frac{\partial C}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D\frac{\partial C}{\partial x}\right)+F \qquad (式-1)$$

Cはある物質の濃度，Uは流速，Dは拡散係数，Fは発生，消滅項，t，xは時間及び流れ方向の距離である。

河川内では乱流となっており，渦動粘性係数Kを用いると，D＜＜Kであるので

$$\frac{\partial C}{\partial t}+U\frac{\partial C}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}\left(K\frac{\partial C}{\partial x}\right)+F \qquad (式-2)$$

と表現できる。

右辺の拡散項が無視できるとすると

$$\frac{dC}{dt}=\frac{\partial C}{\partial t}+\frac{dx}{dt}\cdot\frac{\partial C}{\partial x} \qquad (式-3)$$

であり $dx/dt=U$ であることから

$$\frac{dC}{dt}=F \qquad (式-4)$$

と表現できる。

この式は，ラグランジェ的な座標系での平均物質濃度の動向を表わしている。Streeter－Phelpsは，BODを対象として

$$\frac{dL}{dt}=-K_1 L \qquad (K_1は脱酸素係数)(式-5)$$

とおいてモデル化している。さらに，沈殿など溶存酸素を消費しない形での減少係数をK_3として

$$\frac{dC}{dt}=-(K_1+K_3)C=-K_2C \qquad (式-6)$$

とモデル化し，K_2が見かけ上の浄化係数として取扱われている。有機性汚濁は河川水質予測では

流れ方向の変化が流下時間による変化に対応すると考えて，水質予測を行っている。

$$C = C_o e^{-(K_1+K_3)t} \quad t = C_o 10^{-(k_1+k_3)t} \qquad (式-7)$$

$K_r = K_1 + K_3$ あるいは $k_r = k_1 + k_3$

自浄係数K_r（あるいはk_r）は，河川での実測により求めており，K_1（あるいはk_1）も河川から採取したのち実験室において計測されている。

3. 河川の浄化機構を原点に戻って検討すると，（式－4）における生成・消滅項Fとしてどの様な事項があるのかが問題となる。生物学的変化と物理化学的な変化に大別されると思われるが，それぞれについて主要な項目を挙げると次の様になる。

(1) 物理化学的変化

沈降…非溶解性物質の沈降による減少効果

吸着…河床等での物質の吸着現象

溶出・巻き上げ

…河床にたまった底質からの物質の静止溶出現象あるいは，掃流力の増加に伴う巻き上げ現象

放散・溶解

…大気と水中との物質の収支

化学的合分解

…化学反応による物質変化

捕捉…表流水と河床中あるいは地下水との交換に伴うろ過作用等

(2) 生物学的変化

分解…好気的条件下における呼吸による分解あるいは嫌気的条件下における分解

合成…生体形成に伴う物質の取り込みや光合成に伴う生産作用等

Streeter-Phelpsの式に基づき自浄係数で水質変化を代表して表現することは，次の仮定を置きながら現象を取り扱うことと等しい。

(1) 拡散項が無視できること。

(2) 物理化学的反応項及び生物学的反応項が一次反応的に減少していること。

(1)は実測時に河川断面での流速分布が非常に小さいか又は，河川流下方向の濃度分布が十分になめらかな場合は満足できる。

また(2)については２つの要因があるが，このうち，生物学的反応項を考えた場合，常に対象物質濃度の一次反応で表現できるわけではない。生物反応であるので，温度依存性が高く十分考慮すべきであるのは言うまでもないが，物質の生物反応による変化量は，基質量Lの他，微生物S，溶存酸素量Oの関数で一般に表される。Oが十分にあり，かつ，Lが少なく生物の増殖が無視できる時はLに関する一次反応とみなすことができる。しかしながら，Lが十分ある場合には，Sが支配的になってくると考えられる。さらに，Oが十分にない場合には，反応速度定数はOに関連すると思

われる。また，嫌気的な状態が存在する領域ではこの様な好気的な反応ではなく嫌気的反応が関与してくるので，より複雑なものとなる。

さらに，河川内では，河床の付着性藻類により昼間，水中のCO_2を利用した有機物の生成反応つまり，富栄養化現象も生じている。これは自浄作用ではなく，自濁作用となって現われる。この現象では河床へ到達する光量（水深に大きく依存）や付着性生物量あるいはN.Pを主とした栄養塩濃度が大きなファクターとなり基質の一次反応とは考えにくい。

このように，生物学的反応は基質量による一次反応式で必ずしも表わせるとは限らないことが分る。

一方，物理化学的反応項を考えてみると，沈降による効果や河床沈殿物の溶出や掃流力による巻き上げ現象の他，河床表面での吸着現象等がある。さらに，成分によっては，大気からの溶解も起っている。

これら物理化学的反応は，各種の要因により生じるが，それぞれがどの様な機構でどの程度の寄与をしているか現在のところ明確ではない。

実測的には，河川のある区間の負荷量変化から，K_rを求め，フランビン中における負荷量変化からK_1を求め，結果的に$K_3=K_r-K_1$を求めることはできるが，物理化学的な反応が一次反応に基本的に従うか不明確でありK_3という定数で代表させることが合理的か問題があるところである。

実測によって得られた自浄係数は，物理化学的あるいは生物学的変化が，総合的にみて，一次反応に従うと仮定した場合の現況での自浄作用を表わす指標である。将来の河川水質予測を行うためには各種の物理化学的あるいは生物学的反応がどのように変化するかを今後把握していく必要がある。

物理，化学的な反応項が主に何のファクターに基因しているかは，それぞれの要因ごとに異なると思われる。各要因ごとの機構が必ずしも明確となっていないので，定性的に主なファクターを挙げるにとどめることとする。

(1) 沈降作用

河川流速の乱れの大きさ

粒子沈降速度

河川流量

河川水面積　等

(2) 浮上作用

河川掃流力

河床面積

水深

河床形態　等

(3) 吸着

河床面積

河床形態

温度　等

(4) 溶出・まき上げ

河川掃流力

河床面積

底層での溶存酸素状況

温度　等

(5) 放散・溶解

流速

水深

気体分子拡散係数

エネルギー勾配　等

(6) 捕捉

河床形状　等

これらの要因がどの様な重みを持つか，また要因ごとにどのファクターがどの程度の影響を与えるのかを整理することが必要である。そのためには，各要因が様々に変化する実際の河川でのデータのみから現象を解析することは困難であり，要因ごとに，ファクターをコントロールする実験方法が必要であろう。

その結果，各種の河川条件において，どのファクターが主に自浄作用に影響し，どの程度の浄化作用が得られるのか分ることとなる。もし，反応項が総合的にみて一次反応と近似できない場合には，一次反応の反応係数である自浄係数そのもので水質現象を代表できないこととなる。

3. 物質による適用性の問題を次に検討してみる。一般に比較的水環境で安定なものであるか否かで，保存性のものと非保存性のものに分けることがある。例えば，窒素については，アンモニア態や硝酸態のものを指標とすれば非保存性であるが，総窒素でみれば脱窒現象がなければ生物的変化については保存性が強い。総リンについても同様に生物的変化については保存性が強いと言える。一方，有機指標である BOD, COD は，生物的変化については非保存性である。

また，流水に対する追従性による違いが明確なものとして溶解性物質，非溶解性物質の分類がなされる。これは物質的な変化のうち沈降作用の大きさが異なるものである。

生物的変化に対して非保存的でありかつ溶解性のもの以外は，物理化学的変化の及ぼす影響が大きいと思われ，真の自浄作用は小さいと考えられる。

Streeter-Phelps 型の自浄係数による評価方法が有効な場合は，前に述べた様に，生物学的反応

項，物理化学的反応項が一次反応的に表現しうる場合であり，どの指標が適当かという問題は，今後の機構検討の中で整理されることとなる。ここでは，整理として，BOD, COD, TN, TPは少なくとも，溶解性が非溶解性かという識別を行う必要があることを述べておくこととする。

以上述べたことをまとめて，質問に従って回答すると次の様になる。

（問1に対して）

自浄作用には各種の要因がからんでいるが，それぞれがどの程度の寄与をし，またその支配的なファクターが明確でないので，ここに挙げられる項目のみによって分類しうるのか疑問である。また，自浄係数算出のベースとなるモデルは一次反応を前提とするが，これが常に当てはまる保証はない。（ただし，限られた多項目にわたる条件近傍で一次反応とみなすことは可能かもしれない。）

自浄作用についての研究をすすめていく中で整理の方法が明らかになっていくものと思われる。

（問2に対して）

溶解性成分で，一次反応が支配的なものであれば可能であろう。

（問3に対して）

前述した各種要因が考えられるが，各種の水質項目に対しそれぞれのウェート及び影響するファクターは，現在不明確である。

（問4に対して）

実測データを整理するだけでは不十分であり，各種要因解析が行えるように，実験条件がコントロールできる方法をとることが必要と思われる。

（参考文献）

1. 水質工学　基礎編　合田　健
   応用編　合田　健　編著
2. 水質指標　合田　健　編著
3. 水質汚濁　杉木昭典
4. 河川砂防技術基準(案)

（水質研究室）

河－37　ブロック積み護岸等の水抜き配水管について

（質問）

護岸の設計において，掘込河道におけるブロック積み護岸等で残留水圧が大きくなる場合には（周辺の地下水位が高くない場合でも），必要に応じて配水管等の水抜きを設すものとされていますが，その考え方について教示願いたい。

（京都府土木建築部）

（回答）

一般には，河川堤防などの護岸の設計においては，裏込め等の排水を考慮することによって，残留水圧に対処している。

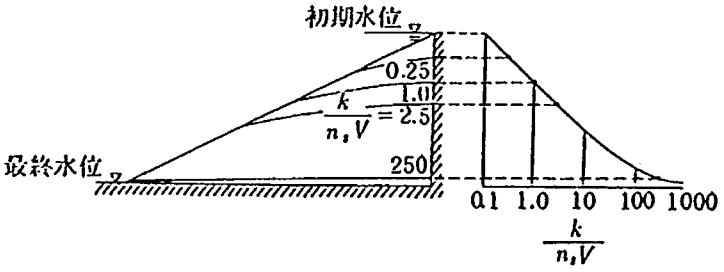
ただし，堤体土質および想定する洪水の継続時間や降雨量によっては，堤体の表のり面における残留水圧によるのりすべりなどが生ずるおそれのある場合もある。例えば，堤体が砂分を多く含むシルト質土で，ある程度透水性がある場合に，数日にわたって洪水が継続するときや，400～500㎜以上もの多量の降雨を受けるようなことを想定し，これに耐え得るような，いわば品質の高い堤防を築造するようなことを考えると，河川水位低下後の堤体内の残留水圧についても検討が必要となろう。

一方，掘込河道の河川などの場合に，護岸背面の浸透水圧を考慮する必要がある場合として，河道周辺の地下水位が高く，常時，河道内への地下水の流出がある場合，あるいは，降雨による浸透水が河道付近に集中しやすい地形・地質条件にあることなどが考えられる。また，通常の堤防の場合と同様に，護岸背面の土質と，想定される洪水，降雨の規模との関係から，河川水位の低下後の護岸背面での残留水圧の検討が必要な場合も考えられる。

しかしながら，一般に，河川水位低下後の堤体（掘込河道の場合には，護岸背面の地盤）内の残留水圧は，水位の降下速度，堤体材料の透水性，毛管力などに左右され，それを推定することは容易でない。しかも，降雨条件の影響を考慮する場合など，さまざまな条件下における残留水圧の検討を行なうには，有限要素法などの数値計算によって求めざるを得ない場合が多い。

また，流線網を描いてもそれはごく概略のものでしかないが，一つの方法として，河川水位の降下に連れて浸潤線を少しずつ変化させた一連の作図をしてみる方法がある。図－1に示すReiniusの方法[1]もこれに属し，中心コア型の単純なアースダムの表のり面側の浸潤線の移動を作図する方法を示したものである。また，キャサグランデの近似解法[2]などもある。これらを用いて概略の残留水圧を求め，残留水圧とブロックの重量とのバランスが失われるような場合に，水抜きを考えることになろう。

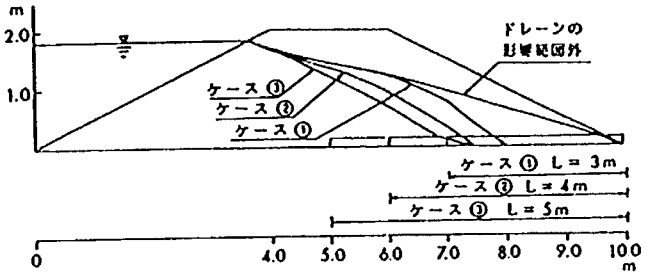
k ：透水係数cm/sec
V ：水位降下速度cm/sec
n_e ：単位体積の土から排水される水の体積の割合%



不透水性コアを持つ堤体内の水位降下による浸潤線の変化を求める方法（Reiniusによる）

図－1　水位急降下の場合の浸潤線の移動（Reinusによる）

一方，河川堤防において，のり面の水抜きのための排水管等を設置することは少ないが，土木研究所では，中部地建と共同で，堤体内の浸透水の排水を助長し，浸透水に対する堤体の安全性を高める目的で裏のり尻にドレーンパイプを設置した場合の，ドレーンパイプの排水効果に関する実験的検討を行なった例[5]がある。今回のケースとは条件が異なるが，図－2のように，直径7.5～15cmのドレーンパイプからの集水による堤体内の水位低下の影響範囲は，パイプの左右各2m程度であった。

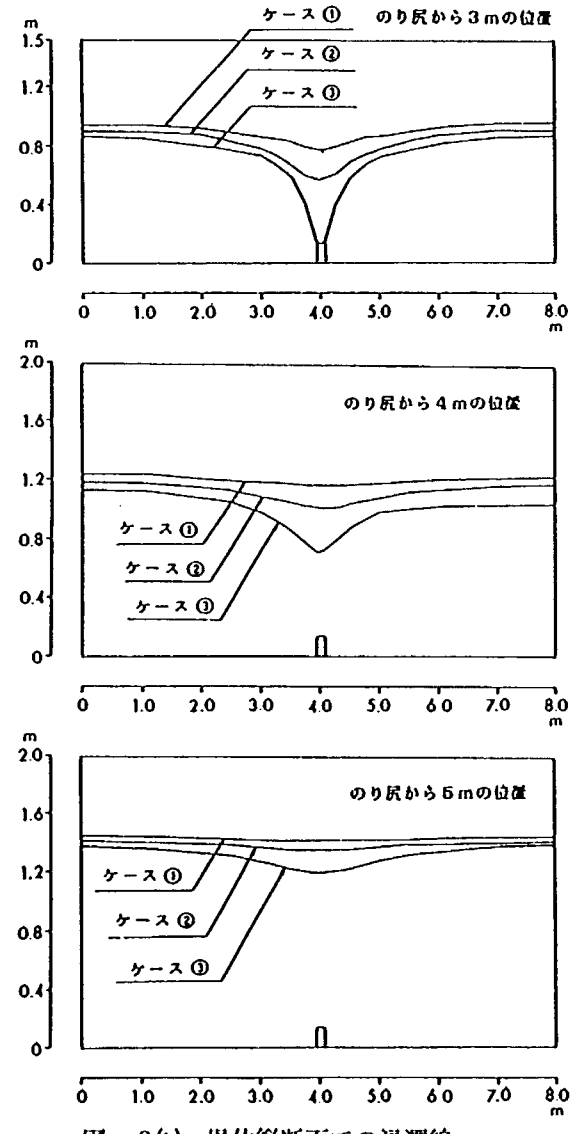


図－2(a)　堤体内中央横断面での浸潤線

また，擁壁の場合には，コンクリート擁壁などで5m以内の間隔で，ブロック積み擁壁などでは2～3㎡に1箇所の割合で設置するものとしている[6]。したがって，パイプの設置間隔は，これらを参考にすると良い。さらに，3面張りの水路などでは，図－3[5]に示すような水抜き工法をとることもある。

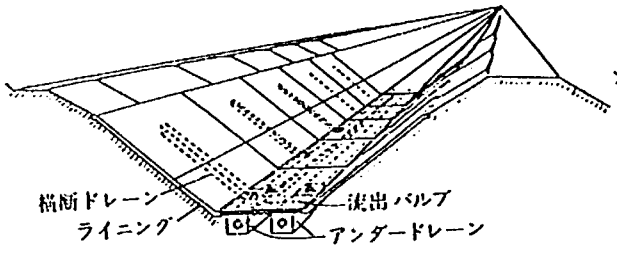
また，護岸背面の地盤の土質によっては，水抜きパイプによって吸出しを受ける場合があるので注意を要する。特に，細砂やシルトなどの土の場合には，浸透水によって土粒子が押し流されやすいため裏込めの部分にフィルター層を設けるなどして，吸出しの防止を図る必要がある。これについては，アメリカ開拓局のフィルター基準[6]などを準用すれば良い。(図－4参照)

以上のように，河道の水位変動があるような箇所では，残留水圧が大きくならないように，水の出入りをできるだけスムーズに許すような護岸の構造とすることが重要である。そのために，上記のようなことを考慮して必要に応じて水抜き管等を設置することも重要であるが，その配置や径などは堤体の土質，水位変動等によって変わるので，設置後も水

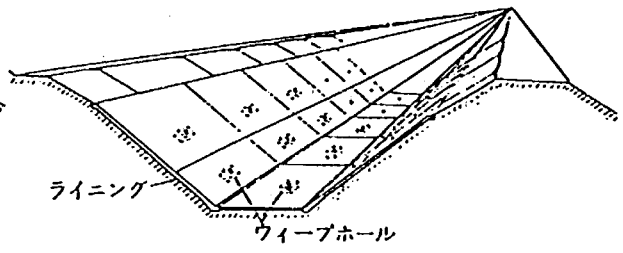


図－2(b)　堤体縦断面での浸潤線

抜き管からの水の流出量や護岸の変形等に注目して，その維持管理に努めることが大切である。



図－3(a)　アンダードレーン系の配置図



図－3(b)　ウィープホールの配置図

① 均一粒径フィルター

$$\frac{\text{フィルターの50\%サイズ}}{\text{基礎材料の50\%サイズ}} = 5 \sim 10$$

② 丸みをもったフィルター材料を使用するグレデッドフィルター

$$\frac{\text{フィルター材料の50\%サイズ}}{\text{基礎材料の50\%サイズ}} = 12 \sim 58$$

および

$$\frac{\text{フィルター材料の15\%サイズ}}{\text{基礎材料の15\%サイズ}} = 12 \sim 40$$

③ 角ばったフィルター材料を使用するグレデッドフィルター

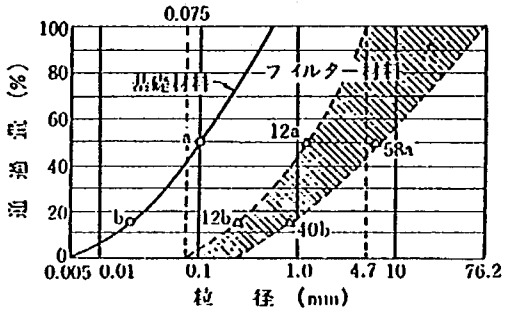
$$\frac{\text{フィルター材料の50\%サイズ}}{\text{基礎材料の50\%サイズ}} = 9 \sim 30$$

および

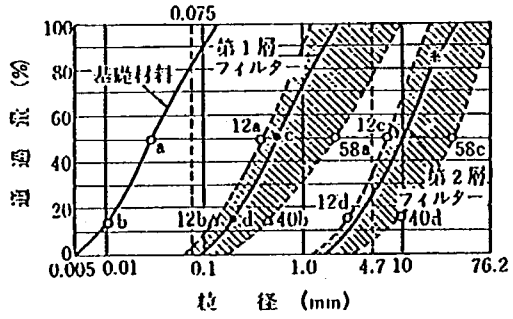
$$\frac{\text{フィルター材料の15\%サイズ}}{\text{基礎材料の15\%サイズ}} = 6 \sim 18$$

④ フィルター材料と排水管の透水用孔または空継手の開き度

$$\frac{\text{フィルター材料の85\%サイズ}}{\text{透水用孔の直径，または空継手の開き度}} \geqq 2$$



(a) グレデッドフィルター



(b) グレデッドゾーンドフィルター

※　排水管の継手の最大間ゲキはこれの½にとらねばならない。

図－4　フィルターの設計手順の一例

(参考文献)

1) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，p928, 1965

2) Shanon, W. L. : Investigation of Drainage Rates Affecting Stability of Earth Dams, Trans. ASCE, 1948

3) 建設省土木研究所：昭和59年度地方建設局依頼試験調査報告，pp.141-146, 1985

4) 日本道路協会：道路土工排水工指針，p132, 1979

5) 土質工学会編：土質工学ハンドブック1982年版，pp.947, 1982

6) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，pp.958-959, 1965

(河川研究室・土質研究室)

河－38　ダム用コンクリートの地域別耐久性について

(質問)

コンクリート標準示方書ダム編（土木学会，昭和55年版）においては，細・粗骨材の耐久性（耐凍害性）について，まずJIS A 1122（硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験方法）試験を行いその結果で判断するかまたは，この結果規定値を超えた骨材について，コンクリートの凍結融解試験結果等から責任技術者が承認する場合のみ，使用してもよいとされており，特に地域的な限定等はなされていない。

ところでコンクリートダムのダムサイトは，全国寒冷地から温暖地まで広く分布しており，当然ダムのコンクリートが気象条件等の外的環境条件から受ける影響も大きく異なってくると考えられる。全国さまざまな気象条件の下に置かれるコンクリートに，同じ規準を適用する必要はないと考えるが，この点について教示願いたい。

(福井県土木部)

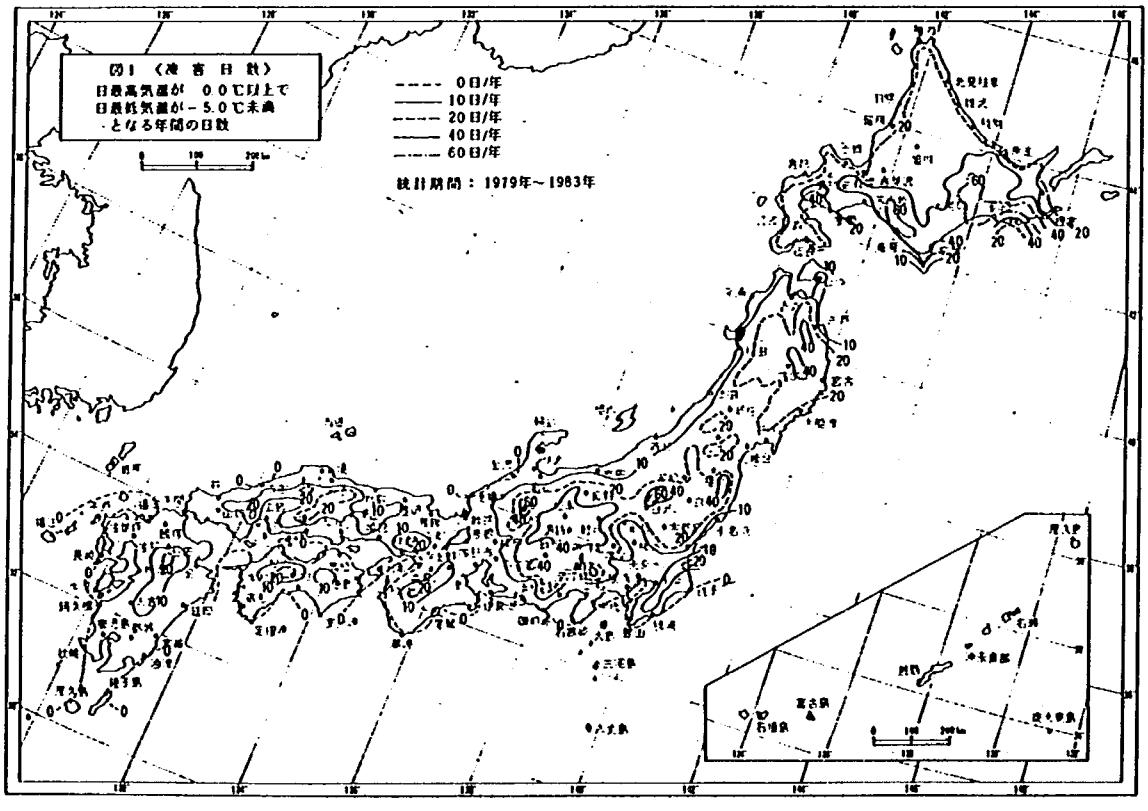
(回答)

一般によく知られているようにコンクリートは湿潤状態で凍結融解を繰り返すと劣化する。これは，セメント硬化体中に存在する毛細管水が凍って固相化することにより体積が約９％膨張し融解するとまた元の体積に戻る膨張収縮作用の繰り返しにより次第に劣化していくのではないかと考えられている。

この凍結融解作用に対するコンクリートの耐久性に影響を及ぼす要因として，コンクリートの水セメント比・空気量等の内的な要因とともに，表面部における水の供給および凍結融解作用の繰り返し回数等の外的な要因も挙げることができる。

これらの要因のうち　凍結融解作用の繰り返し回数は，構造物の置かれている環境条件（気象作用）に左右されることになり，御指摘のように環境条件の穏やかなところはそれ相当の条件に適する骨材が選べるのではないかという考え方は一般にはある。しかし問題は，実験室で行なう各種の試験値と実際の気象条件の厳しさの程度との関係等が，十分把握されていないところにあり，気象条件により品質規準を変えるような精度の高い対応は現実には行われていない。ただし，そのような方向に向けての研究も進みつつある。

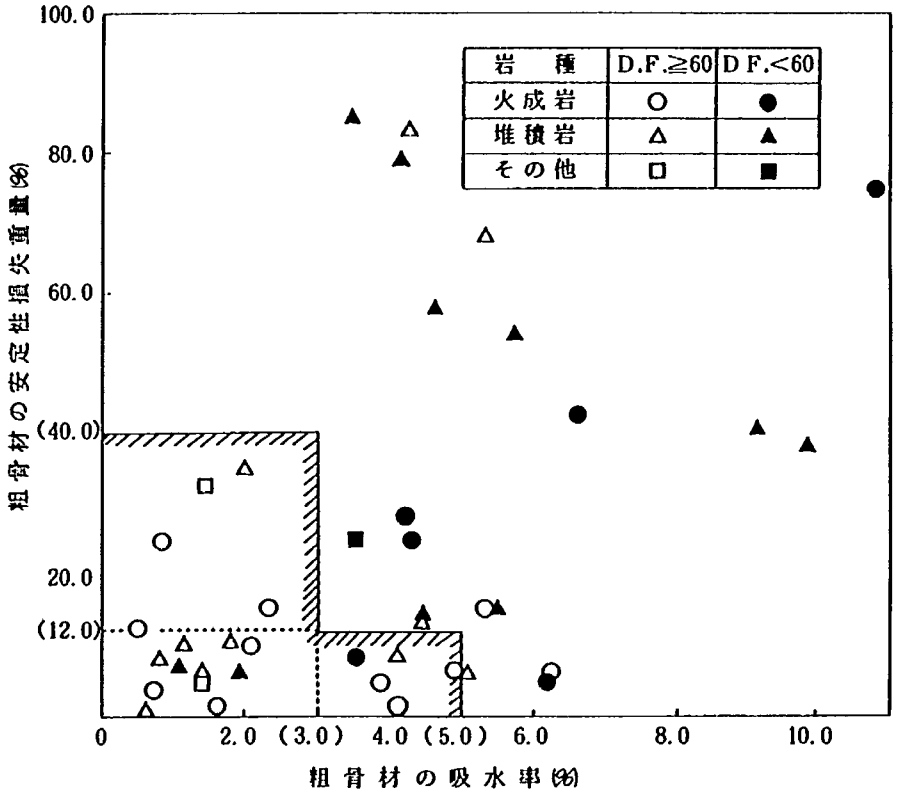
例えば，㈱セメント協会では，AMeDAS全国800地点の気温データを基に，その地点の気象作用の厳しさを外気温が０℃と－５℃との間を繰り返す回数で代表させ，一日の最高温度が０℃以上，最低気温が－５℃未満となる日数を求め，この回数で地域分類している[1,2]。この結果を，図－１に示す。



図－１　凍害日数（セメント協会[1,2]）

これによると，西日本の海岸付近の一部を除いて，ほぼ全国的に凍結融解作用を受ける可能性があることがわかる。また，福井県においても，内陸部では年平均10回を越える繰り返しを受ける地域があるように，凍害が発生する可能性の高い地域は，通俗的に言われている寒冷地以外にも大きく広がっていることがわかる。

また，土木研究所においては，骨材資源の有効利用の観点に立った骨材の物理的性質に関する品質規格の見直しを行った。この結果，コンクリートの凍結融解耐久性は，用いた粗骨材の吸水率，安定性損失重量が大きくなれば低下するが，吸水率，安定性損失重量のうちどちらかの規格を満足していれば，良好な耐久性を示すものが多かった。(図－2)[3,4]



図－2　粗骨材の品質とコンクリートの耐久性指数（D. F.）との関係

この結果ならびに，直接外気と接することの無いようなコンクリートに対して，耐久性に関する同一の規定は必要でないと考えられることから，ダム用コンクリートについては，コンクリート標準示方書61年度版ダム編において，耐凍害性に関する規定と内部と外部のコンクリートに分け，表－1に示すように，特に耐久性を要求されない内部コンクリート等に関する規定を緩和してもよいこととした。

以上のことから，現時点で言えることは，現行の骨材規格を守れば，気象条件が厳しくとも十分

な耐久性を確保できそうであるということ及び，気象条件を考慮する必要のないところでは，ダムの内部コンクリートに使用できる程度の骨材までは品質を下げることができる可能性があるということだけである。ただし，ダムの内部コンクリートに用いているコンクリートも吸水率が５％程度に下がり，安定性損失重量が40％に下がっただけで，それほど大きく骨材の品質を下げている訳ではない。また，耐久性の条件が厳しくないからといって骨材の品質をあまり下げると，強度が出にくくなる。単位水量が増える等耐久性以外の影響もでてくる。したがって，将来骨材の品質が気象条件との関係で決められるようなことがあっても，それによって現行の規格が大きく緩和されるとは考えられない。

表－１　コンクリート用粗骨材の品質規準(案)

コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} (kg/cd)	粗骨材の品質	
	耐久性を要求されるコンクリート	耐久性を特に要求されないコンクリート（内部コンクリート，中詰コンクリートなど）
180 未満	吸水率　：３％以下 安定性損失重量：40％以下 または 吸水率　：５％以下 安定性損失重量：12％以下	吸水率　：５％以下 安定性損失重量：40％以下
180 以上 300 未満	吸水率　：３％以下 安定性損失重量：12％以下	吸水率　：３％以下 安定性損失重量：40％以下 または 吸水率　：５％以下 安定性損失重量：12％以下
300 以上	吸水率　：３％以下 安定性損失重量：12％以下	―――

注）１）この規定を外れる骨材でも，使用実績のあるものや凍結融解試験等によって総合的に使用が可能と認められるものは，使用してよい。
２）すりへり減量は40％以下とする。
３）有害物含有量の限度は，土木学会コンクリート標準示方書83条による。

以上，まとめると次のようなことが言える。

① 各地の気象条件との関係で骨材の品質を分けるのは，現在の技術レベルではまだ困難である。

② もし仮に分けたとしても，気象条件の良い所といえども骨材の品質の緩和は，それほど大きくは望めそうもない。

③ したがって，気象条件に合わせて骨材の品質を緩和するという方向よりも，外気にさらされる部分はどのような気象条件にも適合できるような十分に品質の良い骨材を用いるのがダムのような重要な構造物には大切である。

④ 規格外の骨材は，気象作用を受けない内部コンクリートに用いる等の工夫によってその利用方法を考えるのが合理的である。

1) セメント協会；耐久性を阻害する要因マップ，耐久性専門委員会報告Ｄ－１，昭和60年４月

2) 同；耐久性を阻害する要因マップその２，同Ｄ－２，昭和61年４月

3) 土木研究所コンクリート研究室；コンクリート用骨材に関する調査報告書(1)－物理的品質不良骨材に関する試験調査－，土木研究所資料第1838号，昭和57年６月

4)小林茂敏，小野金造，河田博之，石井良美；低品質粗骨材を用いたコンクリートの諸特性，土木技術資料25－７，昭和58年７月

（コンクリート研究室）

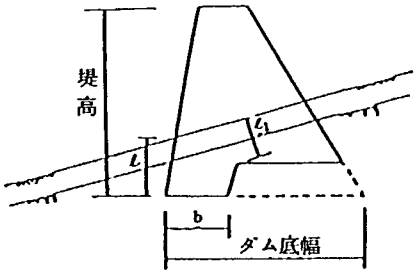
河--39　砂防ダムの基礎根入れ深及び前庭保護対策について

（質問）

渓床勾配が急で上流部の基礎根入れ深が深くなる場合，岩盤基礎では，上流の根入れ及びコンクリート量を減じる目的で，図－３．13のようにカットオフ形式とし，上流法勾配（安定計算）は底からのダム高で決定している。砂礫基礎でもカットオフ形式を採用してよいか。下記の点について教示願いたい。

1. 安定計算上の考え方について
2. 基礎根入れ構造等の留意事項について
3. 下流河床への弊害が少ない前庭保護対策工について

（ロ）　渓床勾配が急で，上流の根入れ及びコンクリート量を減じる場合（原則として岩盤の場合）



$\ell \cdot \ell_1$ ：土質岩質による所定の根入。
b　：ダム底幅の１／３以上最小で2.0ｍ（切り上げて0.5 mm単位とする）。

図３－13

（福井県土木部砂防課）

（回答）

1. カットオフは砂防ダムの必要な基礎根入れを確保した上で，パイピングやダム下流の洗掘に対して，ダム本体の安定を図るために設けられる。河床勾配が急で良質な岩盤基礎の場合，図－３．13のようにコンクリート量を減じる目的で，岩盤の一部を残すことがあるが，これはカットオフとはいわない。砂礫基礎において，コンクリート量を減じる目的でこのような形式をとることは避けるべきである。
2. ダムの安定計算は，カットオフの部分を除いて行っている。カットオフの高さはダムの高に含まれない。
3. カットオフの規格は，カットオフの効果が維持でき，しかも構造的に耐えられる程度の薄いものでもよいと考えられるが，カットオフの幅はダム天端幅と同程度にとるのが普通である。

4. 前庭保護の工法には，副ダム及び水褥池による減勢工と水たたき工などがあるが，工法は砂防ダムの高さ，水通し幅，流量，河床材料などにより総合的に検討して選定されるべきである。副ダムあるいは水たたきの下流で局所洗掘を生じることがあるので，必要に応じて河床粗度になじむ材料を用いた護床工を設置する。

（砂防研究室）

河－40　風化岩盤の強度把握について

（質問）

ダム基礎岩盤の剪断強度を把握する場合，CL級に相当する岩盤の強度把握が難しい。これは，現在の岩盤分類規準では風化岩盤になるほど区分要素のうち非常に卓越した要素により，その岩級が支配されると思われる。たとえば割れ目の間隔はⅠに相当しても岩が軟らかくCLに相当する場合と，岩が硬くても割れ目間隔がⅢに相当しCLとなる場合とは同じCL級でも，強度，透水性は異なった傾向を示す。このような場合において，岩級を代表した強度把握を行うときの問題点について，下記を中心に教示願いたい。

① 岩盤区分を代表する原位置剪断試験の位置選定の留意点について

② 試験値から設計値を決める際の留意点について

なお，比奈知ダムは，高さ73.5mの重力式コンクリートダムである。（水質資源開発公団比奈知ダム建設所）

（回答）

(1) ダムにおける岩盤分類と岩盤力学試験

ダムの岩盤分類は，図－1に示すように基本的には岩盤性状観察(A)，および岩盤力学試験(B)の情報をもとに，ダム設計・施工条件(C)を合せてダム全体の調査設計の進展に沿いながら次のⅠ～Ⅲの過程を経て行われる。

Ⅰ．岩盤性状区分

まず，横坑，ボーリング調査において，地質調査技術者による肉眼，ハンマー打診，割れ目等に関する簡単な計測等の岩盤性状観察が行われ，こうして得られた岩盤性状をもとに岩盤の区分を行う。このときの区分の境界は，力学的特性を念頭に置くがそれとの直接の対応をつけて決めたものでなく，そのダムサイトの岩盤性状に応じて任意に変わりうる性質のものである。

Ⅱ．岩盤力学的特性区分

岩盤性状区分のそれぞれの代表部分を選定して，岩盤力学試験を実施しそれに基づいて区分する。

この区分は岩盤性状区分に力学試験値を対応させたもので絶対的な区分法である。

Ⅲ．岩盤評価区分

Ⅱ．における岩盤力学的特性区分を対象ダムの形式，規模，施工法等のダム側の条件によって評価し，基礎岩盤としての優劣の区分け，さらにダムの設計に必要な岩盤の設計強度を対応させることが行われる。この段階における区分は，ダムからみた評価であり，ダムからの要請によって変わる相対的なものである。今日広く用いられている A, B, CH, CM, CL, Dの記号による区分は今日のダムと基礎岩盤の多様化からみるとダムごとの相対評価とみてよい。

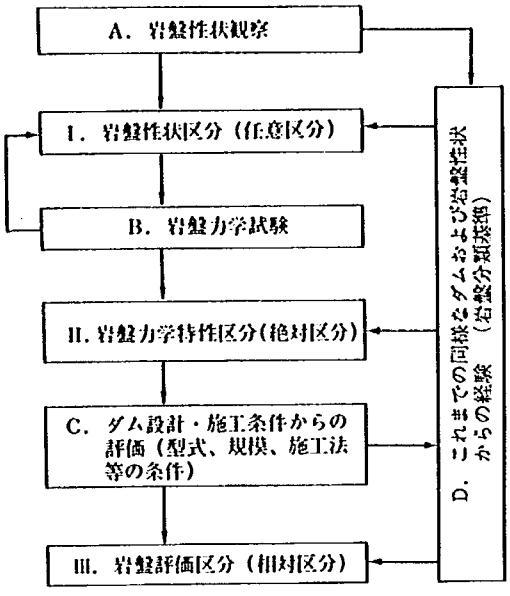


図1　ダムサイトにおける岩盤分類の手順

(2)　岩盤力学試験の位置選定

重力式コンクリートダムであってもダム高によっては，ある程度の風化岩盤を基礎とすることは可能である。

したがって質問にもあるように，新鮮岩から強風化岩までの一連の岩盤性状の変化のなかで，ダム基礎として残すか残さないか，あるいは，どういう残し方をするかといった境界をどこに設定するかが大きな問題となる。当該ダムではＣＬ級付近に境界が設定されているので微妙な区分が要求され，一方，岩盤の力学特性に影響を及ぼす要素は主なものに岩片の硬さ，割れ目の性状，割れ目の間隔と３つあり，これらの組合せによって，岩盤の力学的特性が定まることになる。

このため，当該ダムの CL 級の岩盤性状は多様性に富み，岩盤性状観察によっていずれの岩盤が CL 級に区分されるかを判定するのはかなり難かしいと予想されるので，横坑壁での弾性波探査，シュミットハンマーテスト等の簡易試験を行い，それらの値を指標として合せて区分し，区分の中で平均的な岩盤性状を示しかつできるだけ広い比率で分布するようなものを代表部分として岩盤力学試験を実施すると良い。

なお，評価対象となる岩盤がこれまでに経験したものに対比可能であれば，あえて高価な岩盤力学試験を行う必要はなく，むしろこれまであまり経験したことのない性状の岩盤や，当ダムのＣＬ級岩盤のように掘削の対象とするか残すかといった設計上厳しい対応をせざるを得ないようなもの

を重点的に岩盤試験を行うのが得策と思われる。

(3) 設計値

岩盤力学試験結果をもとに，岩盤強度の設計値を決定する必要があるが，試験の成否の含味と区分の見直しはもちろんであるが，このとき考慮すべき点として次の点がある。

① 1つの岩級の岩盤性状の範囲での個々の岩盤試験箇所の位置づけとそのばらつきの程度。

② 試験箇所相当の岩盤性状を示すものの想定掘削面での分布比率。

③ 岩級区分の要素として，割れ目等の弱層の連続性は評価しにくいところがあるが，個々にとり上げ基礎処理を必要としないような弱層が特定のゾーンに多く存在し，これらを含んだマスとして岩盤を評価する必要があるかあるいはそれが可能か。

④ 細かい単位で岩級分布の変化がみられる場合，ある程度広がりをもったゾーンとして一括し，1つの岩級としてとり扱う必要があるかあるいはそれが可能か。

これらを考慮して，試験値のバラツキの下限か，平均か，その他とするかを決定することになる。

(参考文献)

1. 土木研究所資料第1907号（1983）第16回地質担当者会議。 資料 岩盤分類とその現場への適用
2. 岡本隆一・安江朝光（1966）ダムサイトにおける岩盤区分の試み。 土木技術資料，8－9
3. 平野 勇（1985）ダムにおける地質調査と岩盤分類。 地質と調査，第4号

（地質研究室，ダム構造研究室）

河－41 放流設備の適正配置と堤体ブロック割りについて

（質問）

放流設備の配置を考える場合，堤体ブロック割りとの関係は避けられない問題である。特に，減勢工と現河道との取合いを考えると，放流設備の全体幅を小さくする必要が生じる。このような場合，何を優先事項として配置計画を行うのか重要となるため，次の2点について教示願いたい。

(1) 現在，ブロック割りは15m間隔を基本としているが，この値を大きくすることは可能か。この場合，どのような検討が必要か，又逆に小さくすることは施工上問題がなければよいのか。

(2) オリフィスを横継目上に配置することは可能か。

（水資源開発公団 比奈知ダム建設所）

（回答）

(1) コンクリートダムのブロック幅（横継目間隔）は，15mが標準とされている。

その理由の詳細については多くの文献に述べられているので，ここでは多くのは言及しないが，主としてコンクリートの温度応力との関係で経験的に定められたものである。

この観点からすればクーリングに十分な配慮がなされれば15m以上とすることは可能であり，ブロック幅18m（型枠を考慮して15m＋3m）については問題ないと思われる。最近では，放流設備の配置ブロックだけを18mとして実施された例もある。また，狭いことについては施工面以外には問題ないと思われる。

しかし，調査によると，コンクリートダムの3／4程度が放流設備の配置ブロックを含めて15mの標準横継目間隔を採用している。これは単にブロック幅そのものが15mであるということだけではなく，関連する設計，施工全体の技術の体系として15mが標準となっている事を意味しており，標準以外の横継目間隔の採用は，設計・施工の細部技術に大きく波及することに注意する必要がある。

(2) 低圧オリフィスは，越流頂の上部をコンクリートカーテンウォールで締切った形式とされるのが一般的であり，横継目上に配置されることも多い。この場合，カーテンウォールは本体とは別のコンクリートの構造物であり，基本的には継目を設ける必要がない。戸当り金物の埋設部分はクレストゲートと同様に箱抜きとし，本体が十分にクーリングされてから金物の据付けを行う必要がある。

この種のオリフィスは低圧であり管胴を鋼製ライニングする必要はないが，施工性を考慮して型枠代わりに鋼管とされる事も多い。この場合には，本体コンクリートに埋設されることとなるため，継目上に設置することは，適当でない。

（ダム構造研究室・ダム水工研究室）

道－1　ガイドウェイバスシステム

（質問）

現在，全国各地で新交通システム等の導入が検討されているが，システムの建設費用に見合うだけの需要を確保することが難しくシステムの建設に踏みきる例はあまりない。

そこで現在新交通システムを段階的に整備する方法としてガイドウェイバスシステムの研究開発に土木研究所等で着手されたと聞いている。

そのガイドウェイバスシステムについてその研究の成果とシステムの適用性について教示願いたい。　　（企画部都市調査課）

（回答）

はじめに

我が国における新交通システムは，神戸，大阪で開業されたのを始めとして各地で導入計画が進められている。しかしながら，建設運営費が地下鉄よりも低く，経済的であると言われる新交通システムであっても事業者にとっての負担は大きく，初期の需要の少ない状況下においては導入に踏みきれない都市が多い。このため，需要の動向を見据えながらシステムを段階的に整備し，事業経営の健全化を図る段階整備方策の導入が提案されている[1),2),3)]。

段階整備には種々の方策が考えられるが，新交通システムのインフラストラクチャー部分を築造し，これに簡単な誘導案内装置を付加した踏線バスを走らせる方式であるガイドウェイバスシステムが提案され，研究が進められている。以下に，ガイドウェイバスシステムを紹介する。

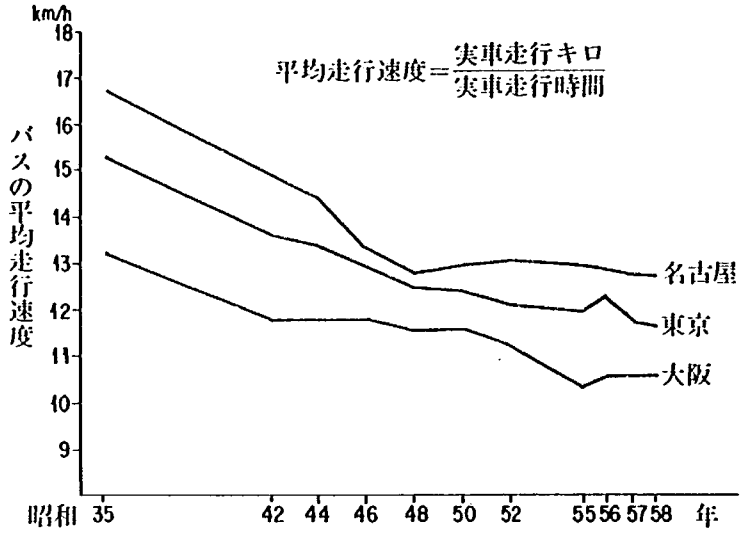
1. 研究開発の背景

我が国における都市公共交通機関としては，昭和40年ごろからこれまでの路面電車に代わって踏線バスが良く利用されている。しかしながら，バスも都市内の交通混雑の影響を受けて，定時性や速達性が確保できないと同時に，他の交通の妨げになっている場合が多く見受けられる。

図－1は，公営の乗合バスの平均走行速度の推移を見たものである[4)]。バスは一般道路を走行し交通信号の影響を受けるとともに停留所間隔の短いこともあって，もともと平均走行速度がそれほど高くないが，それにしても近年ますます速度が低下している。速度や運行頻度に関するサービス水準の低下が，利用者のバス離れを促し，バスの経営状態を悪くしていると考えられる。

一方，新交通システムは，各地に導入されつつあるが，(1)初期需要が十分でなく経営採算に不安がある，(2)導入空間としてネックがある，(3)権利の調整が進展しないなどの理由で導入に踏みきれない都市も多い。

それ故，現状のバス交通と新交通システムとの間に生じている需要と経営採算面からの交通ギャップを埋めるシステムが望まれている。この目的で開発が進められているのがガイドウェイバスシステムである。



図－1　バスの走行速度の推移

2. 研究体制

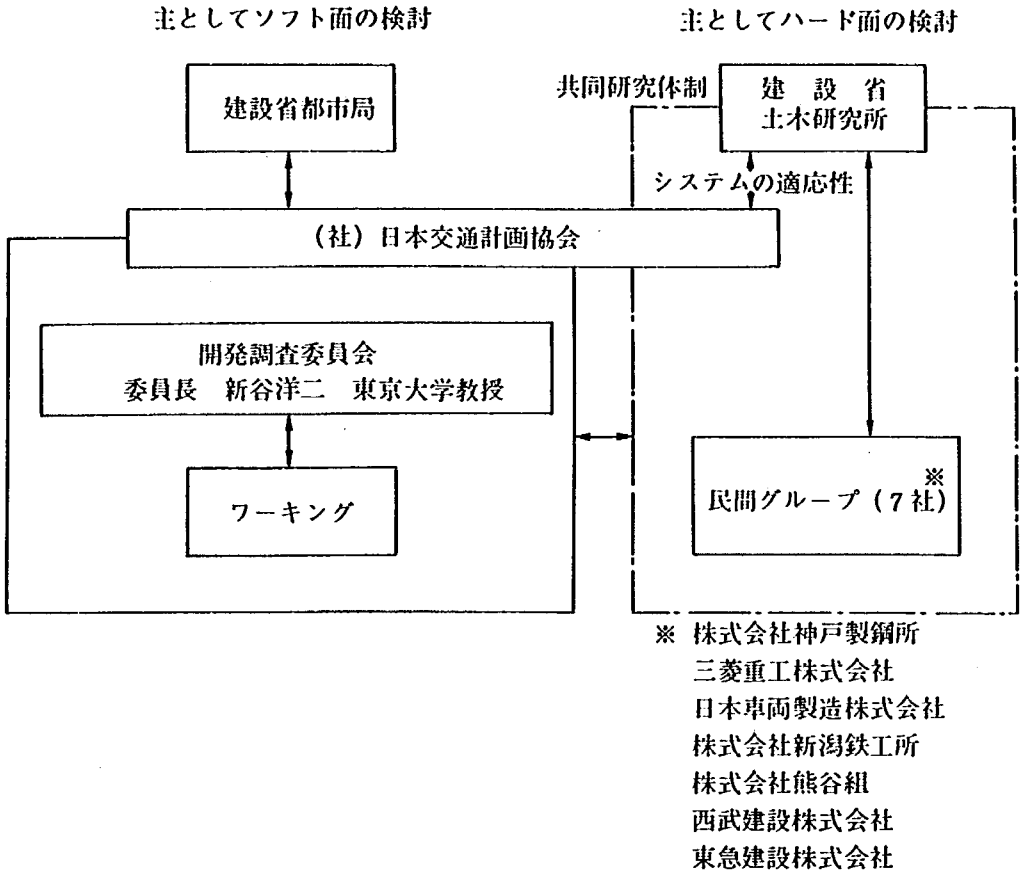
ガイドウェイバスシステムの研究開発は，図－2に示す研究体制がとられている。研究期間は，昭和60～61年度の2ケ年の予定である。土木研究所と民間会社で実施している共同研究は，システム機器の設計，製作，実験等の機器開発が中心である。

3. システムの基本的な考え方

ガイドウェイバスシステムは，現状の路線バスと新交通システムとの中間に位置付けられるもので，専用のガイドウェイを走行することで定時性を確保しつつ，ガイドウェイ外の走行も通常のバスと同様に行えることを特徴としている。通常の路線バスの車両に簡単な操向案内装置を取り付け，新交通システムの基本仕様にあった断面のガイドウェイ(案内レール間隔2,900㎜)を走行できるようにしたものである。事業者の費用負担をできるだけ軽減するため，既存のバスの改造は軽微なものにとどめている。将来はガイドウェイに電車線や信号通信線を取り付け，新交通システムへと移行させることができる。

ガイドウェイバスシステムの基本仕様は表－1に示すとおりである。専用走行路となるガイドウェイを街路に入れたイメージは図－3のとおりである。新交通システムの段階整備の実現性が高まったのは，昭和58年度に建設省と運輸省によって新交通システムの標準化が行われた[5),6)]ことが大きく寄与している。

ガイドウェイバスシステムに期待される特徴は以下のとおりである。


主としてソフト面の検討
主としてハード面の検討
建設省都市局
共同研究体制
建　設　省
土木研究所
システムの適応性
（社）日本交通計画協会
開発調査委員会
委員長　新谷洋二　東京大学教授
ワーキング
民間グループ（7社）※
※ 株式会社神戸製鋼所
三菱重工株式会社
日本車両製造株式会社
株式会社新潟鉄工所
株式会社熊谷組
西武建設株式会社
東急建設株式会社

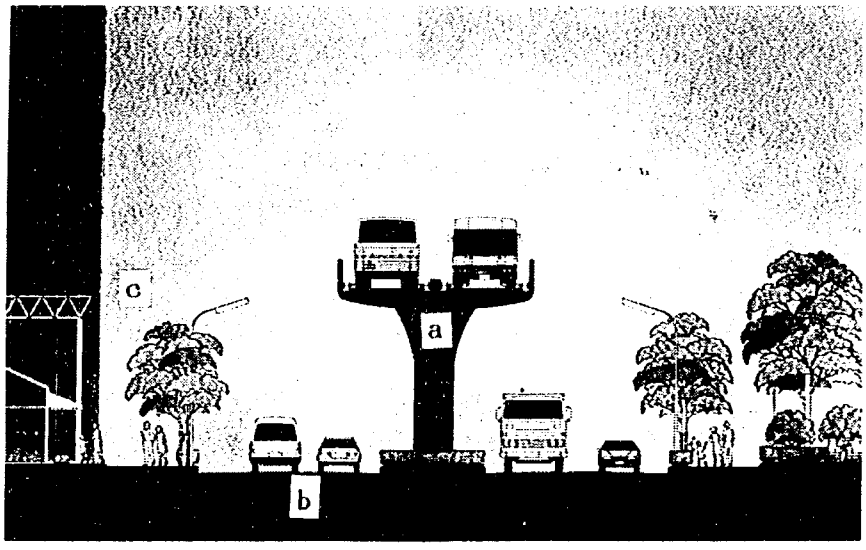
図－2　研究開発体制

表－1　ガイドウェイバスシステムの基本仕様

項目		ハード面での基本仕様・性能及び内容
輸送力		～7,000人/h程度
モード		デュアル（専用走行路と一般道路の両方を走行する）
案内方式		側方案内（案内レール間隔2.9 m又は2.5 m）
速度		～60 km/h程度
車両	定員	60～90人程度（一般の大型バスの仕様）
	支持方式	ゴムタイヤ（前輪は補助輪内蔵）
	推進力	ディーゼルエンジン
	操向装置	案内輪による自動操向（専用走行路），ハンドル（一般道路）
	その他	一般の大型バスの仕様

(1) 専用のガイドウェイを設けることにより，その区間の一般道路の混雑が緩和される。

(2) ガイドウェイバスは一般道路も通常のバスと同様に運転することができ，ガイドウェイが連続している必要はない。このため，需要の伸びに合わせてガイドウェイを延伸することができ，将来的には，新交通システム移行させることができるなど交通需要の変化に柔軟に対応できる。



a（ガイドウェイバスシステムの専用の走行路）
b（都心部の道路混雑の激しい区間）
c（沿道環境の保全と消防活動のために必要な側方空間）

図－3　ガイドウェイの導入イメージ

(3) 従来のバスと比べて，時間に正確で，スピードがアップし，乗り心地が良くなるなどサービス水準が向上する。このため，利用者増が期待でき，かつ，バスの回転率も向上するので事業者の経営採算性が良くなる。

(4) バスに付加する案内装置は簡単な構造であり，安価である。また，ガイドウェイには当面，電車線や信号通信線を設けないので初期投資は小さい。

(5) ガイドウェイは一般の高架道路と比較して断面が小さいので，用地の節約，構造材料の節約が期待できる。

(6) ガイドウェイにおいて運転士はハンドル操作の必要がなく，加減速のみに神経を集中することができ，スムーズな運転が期待できる。また，乗客へのサービスにも余裕ができる。

(7) ガイドウェイにおいては，車線逸脱がないので安全性が高い。

以上の特徴を有するガイドウェイバスシステムは，基本的には新交通システムの段階整備の一方策として位置付けられるものである。なお，ガイドウェイバスと新交通システムとの相違と新交通システムへの移行時に必要となる整備内容を表－2に示す。

表－2　ガイドウェイバスと新交通の相違

項　　目	ガイドウェイバス	新 交 通 シ ス テ ム
1. 軌　　道		
a　ターミナル部	片方向走行のため回転広場が必要。	双方向走行機能を持つため，ターミナルでの折り返し可能。したがって回転広場を単純折り返しタイプに変更する
b 中　間　部		ガイドウェイを高架連続化させる。
c 誘　導　壁	誘導輪高さ12cm	誘導輪高さ30cmに変更する。
d 誘　導　幅	曲率の大きい箇所では拡幅の必要あり。	
e 電　気　線 通　信　線		追加する必要あり。
2. 駅		
a　形　　式	左側通行遵守ならば相対式。	島式が比較的多い。
b プラットフォーム高	20～30cm	1,070 mmに変更する。

4. システム機器の概要

ガイドウェイバス車両に対する基本的な考え方は次のとおりである。

(1) 一般的に用いられているバスに簡単な案内装置を取り付ける。

(2) 案内装置によって，車両は2.9 m幅の標準化新交通システム用のガイドウェイを走ることができる。この案内装置は，一般道路を走行する時には車体寸法以内に格納される。

(3) バスの前軸に取り付けた案内輪はガイドウェイにおいてハンドルの代わりをするものであり，案内レールに対する車体の変位を検出し，機械的にバスを案内レールに沿って案内する。

(4) 後軸に取り付けた案内輪は，スリップなどの異常が発生した場合に後輪が案内レールに接触しないようストッパーの役割をする。

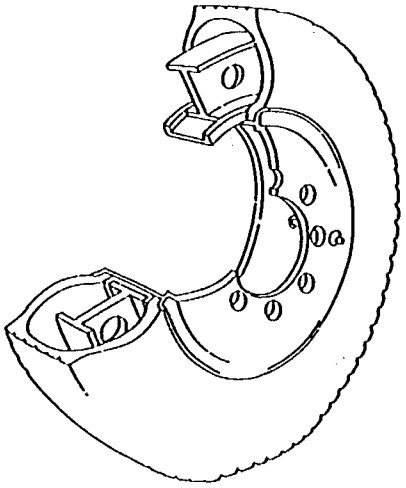
また，案内装置の特徴は次のとおりである。

(1) 案内輪は硬質ウレタンゴム製で，小型，軽量化が図られている（直径200 mm）。

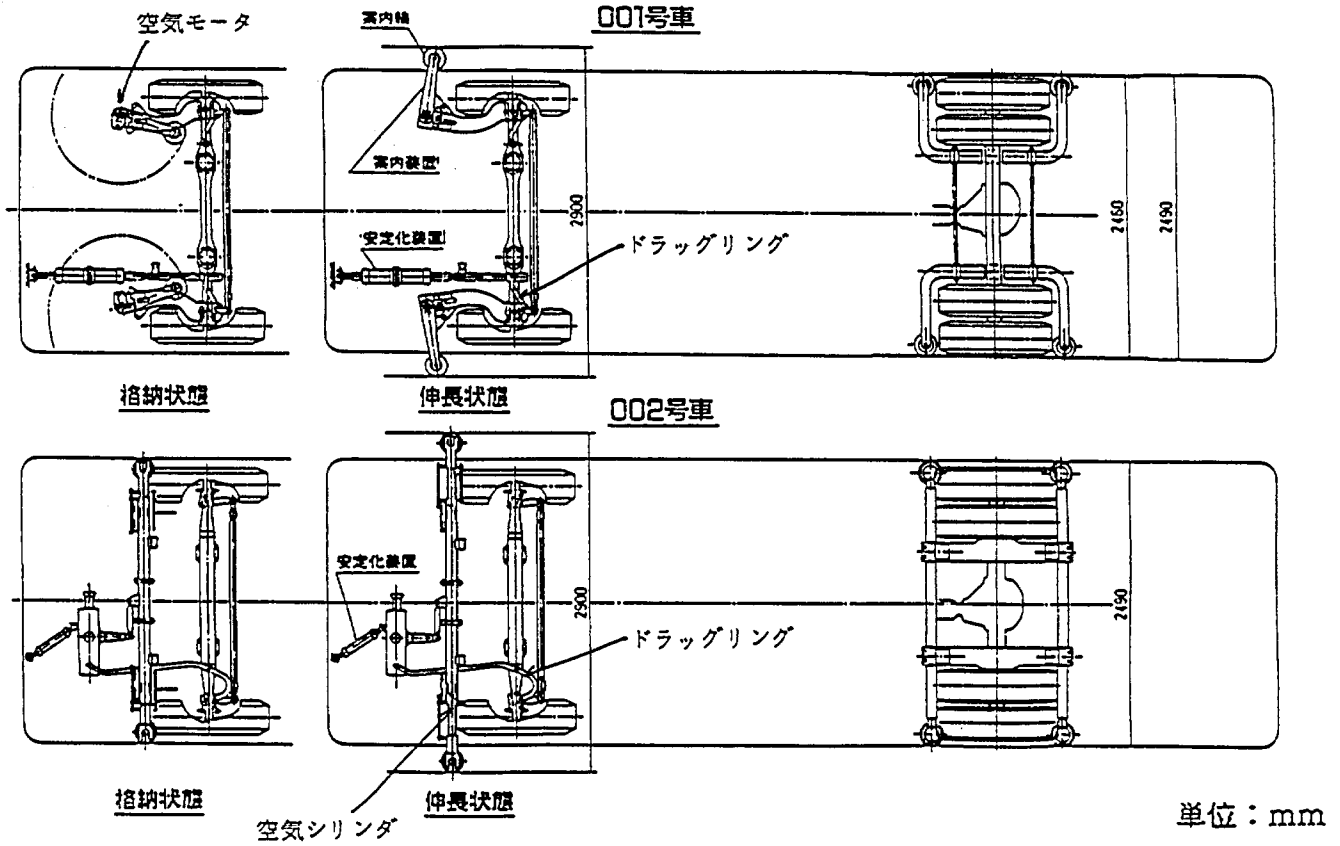
(2) 案内輪の取り付け位置は，バス車体との干渉を避けバスの改造を極力すくなくするため，異常時でも地上と接触しない範囲でできるだけ低い位置とした（中心高さ120 mm）。このため，前輪はパンクしても走行できるように補助輪を内蔵している（図－4）。

(3) 直線部での高速走行および曲線部での操向のため，新しく操向安定化装置を開発し，取り付けた。この安定化装置は，一般道路走行時のハンドル操作に支障をきたさないよう切り離し可能な機構とした。

(4) 曲線部においてこの安定化装置は，外側の案内レールに案内輪を押し付ける機能を有しているため，内側の案内レールを省略することができる。このため，内輪差の大きいバスでも小さなカーブの通過が可能となった。

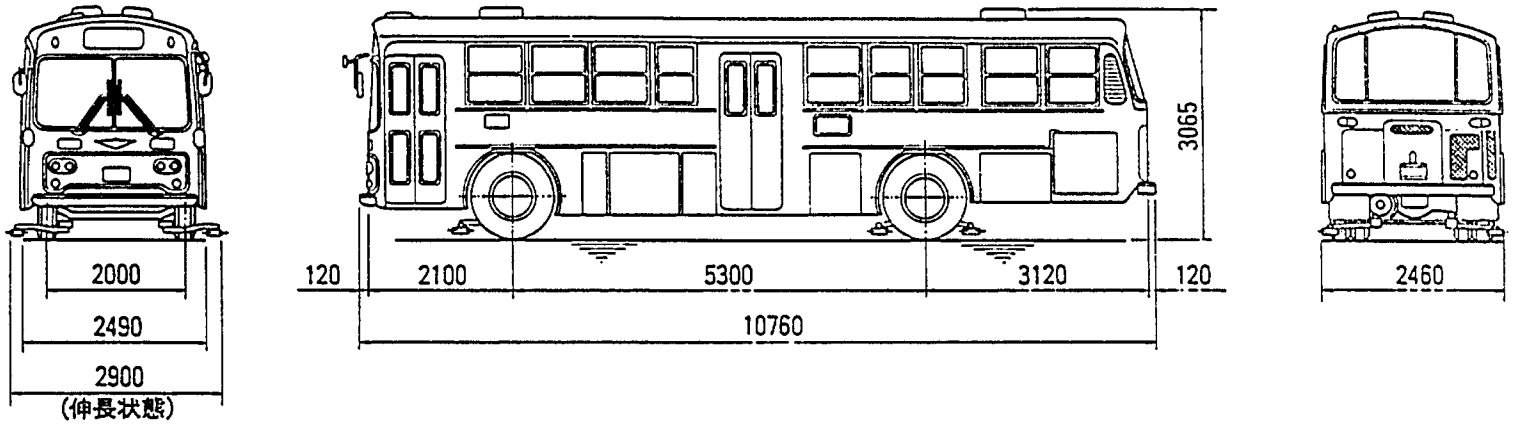


図－4　補助輪付きタイヤ

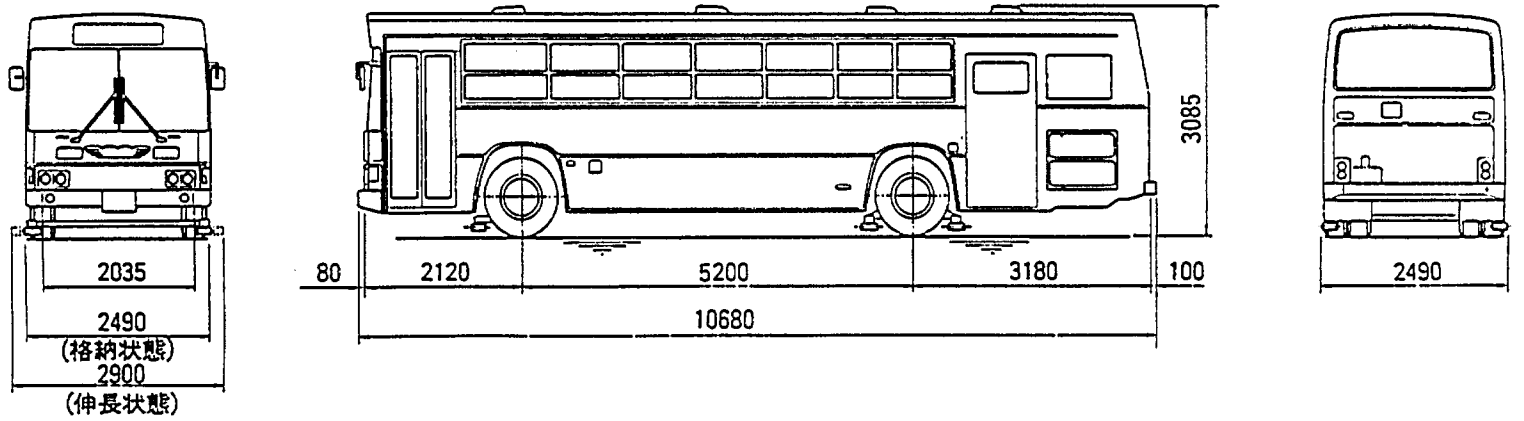

空気モータ
案内輪
001号車
案内装置
安定化装置
2900
ドラッグリング
2450
2490
格納状態
伸長状態
002号車
安定化装置
2900
ドラッグリング
2490
格納状態
伸長状態
空気シリンダ
単位：mm

図－5　試　作　案　内　装　置

001号車



002号車



図－6　実　験　車　の　外　形　図

なお，実験用に路線バスを２車種選定し，これに付加する案内装置の設計と製作を行った。試作した案内装置は図－５に，バスの外形図は図－６に示すとおりである。２種の案内装置の特徴は次のとおりである。

タイプ１（００１号車）：案内装置の格納動作を旋回式とし，車内からコントロールする電気指令によって左右独立の案内装置にそれぞれ内蔵された空気モータへの空気圧制御を行い，減速機（総合減速比１対700）を介して案内装置の案内アームを旋回させる。また，空気シリンダを用いた案内アーム錠錠装置を設けるとともに，対向式空気シリンダを用いた操向安定化装置をナックルアームにドラッグリンクを介して取り付けた。

タイプ２（００２号車）：案内装置の格納動作を伸縮式とし，車内からコントロールする電気指令によって左右一体の案内装置内に設けた左右独立の空気シリンダへの空気圧制御を行い，案内アームを伸縮させる。また，空気シリンダを用いた案内アーム錠錠装置を設けるとともに，バネ式の操向安定化装置を車体に取り付けたリンク部分に組み込んだ。

5. 走行実験

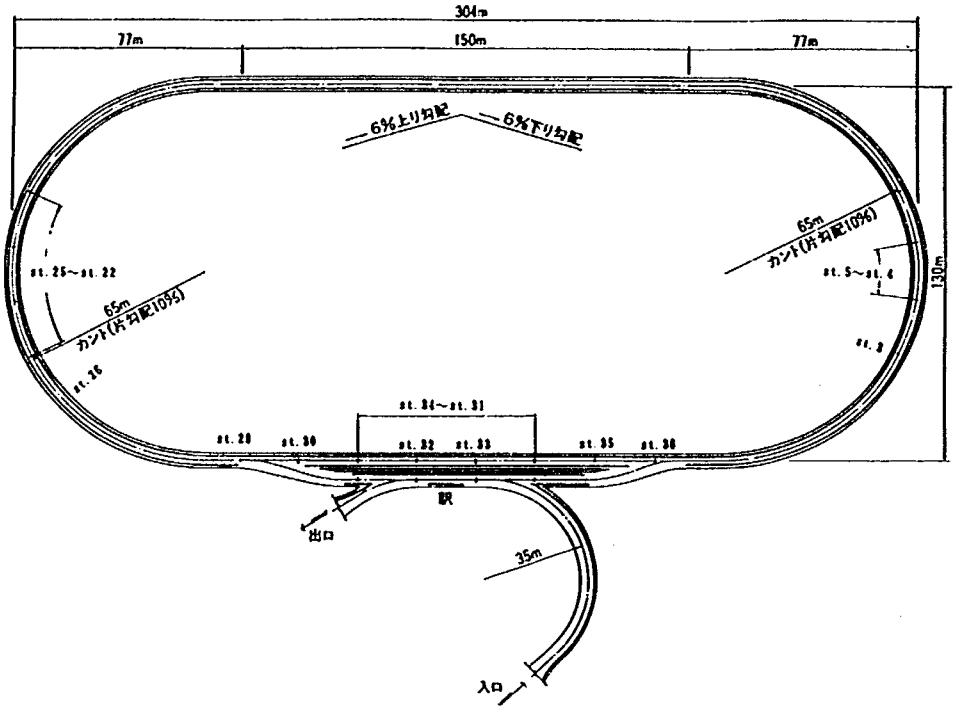
ガイドウェイバスに関する実験は，官民共同研究として土木研究所構内にある実験場で行われている（写真－１）。

実験場の平面図は図－７に示すとおりである。実験用ガイドウェイには６％の縦断勾配の上り，下り区間が設けられている。ガイドウェイの横断面図を図－８に，主要な諸元を表－３に示す。

主な実験内容は，ガイドウェイ内での，通常走行試験，加減速走行行試験，および操舵特性試験である。



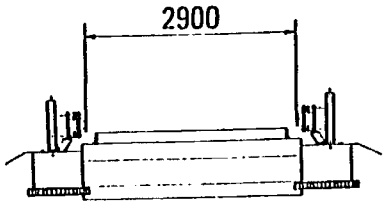
写真－１　実験中のガイドウェイバス



図－7　実験用ガイドウェイ平面図

表－3　実験用ガイドウェイ主要諸元

主　要　諸　元	
総　長	約　1000 m
最小曲線半径	本線　65 m
〃	出入線　35 m
勾　配	最大　6 %
カント(片勾配)	最大　10 %
走行路舗装	コンクリート
伸縮目地	たて形ジョイント
案内レール間隔	2900 mm



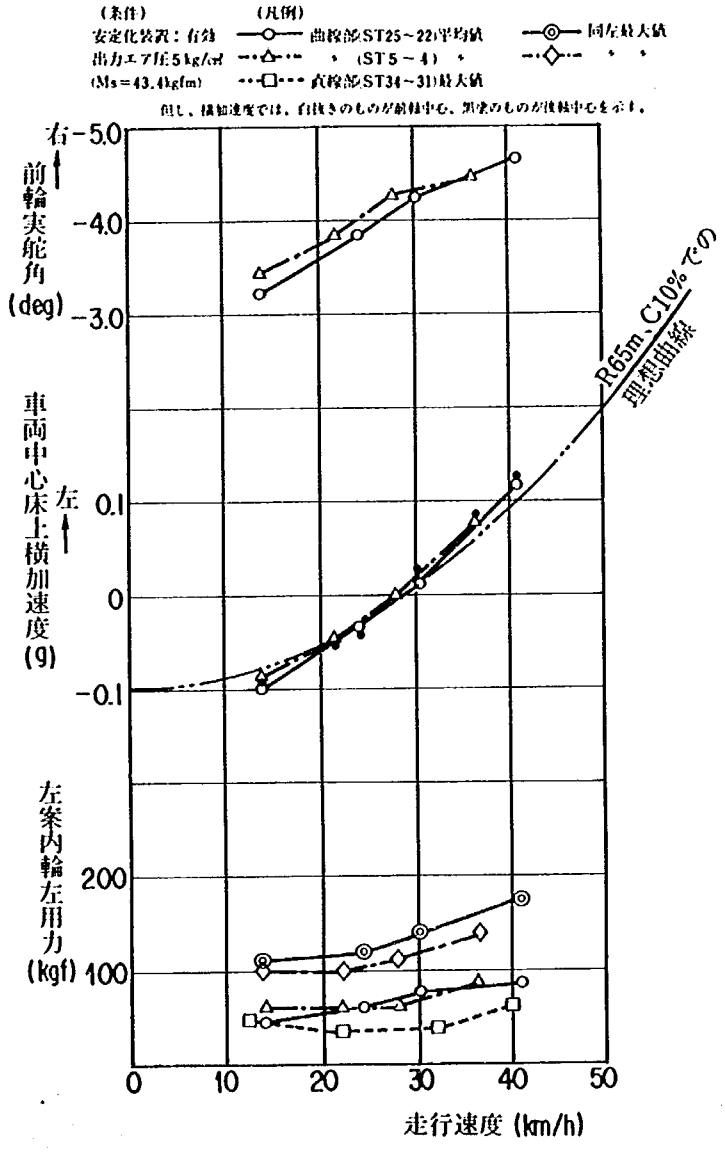
図－8　実験用ガイドウェイ標準断面図

5.1　通常走行試験

ガイドウェイ内での通常走行試験結果を図－9に示す。これによると，曲線部における案内輪作用力は平均で60Kgf程度，最大が平均値の2倍程度となっていることがわかる（設計は被労強度で250 kgf）。また，直進時の作用力の平均値はほぼ0であり，車両は良好な直進性を示した。

横加速度については，速度と線形条件で定まる加速度レベルにほぼ等しい値であった。

前輪の実舵角についても，20㎞／h以下においてやや外側へ操舵される傾向があったが，それ以上の速度では案内輪作用力および横加速度から予想される角度の範囲内に納まっており，車両が安定して走行していることが確認された。



図－9　通常走行試験結果

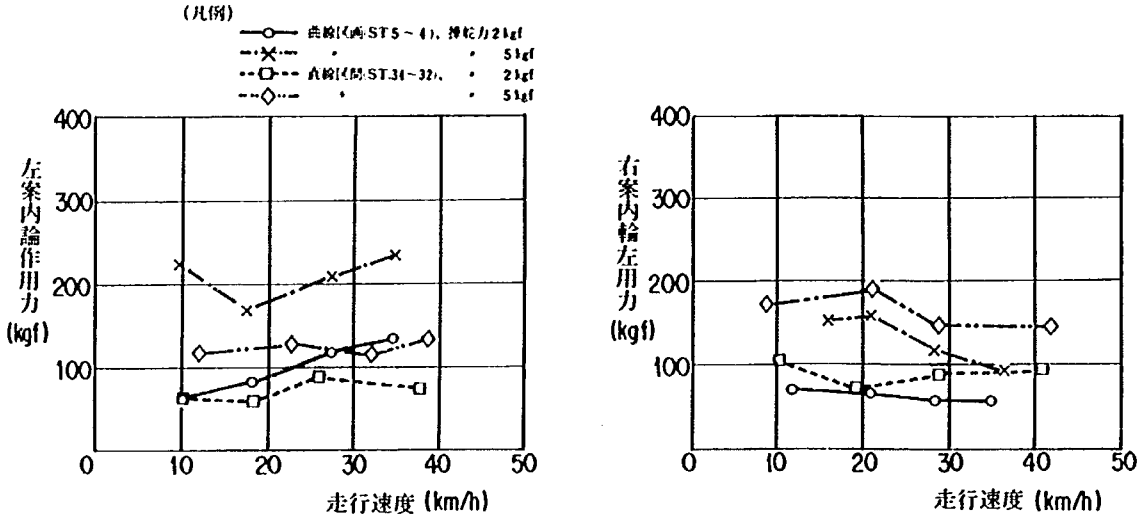
5.2　加減速走行試験

最大加速度 0.257 G，最大減速度 0.718 G の範囲で直線部において試験を行い，案内装置の機能や車両の挙動に異常は認められなかった。

5.3　操舵特性試験

走行時においてハンドルに 2 Kgf および 5 Kgf 程度の力を右又は左操舵（押し付け）力

として加え，案内輪の作用力を測定した。その結果は図－10に示すとおりであり，作用は最大で230 Kgf程度であって，走行時に運転士がハンドルに加える程度の力では十分安全な範囲内にあると考えられる。

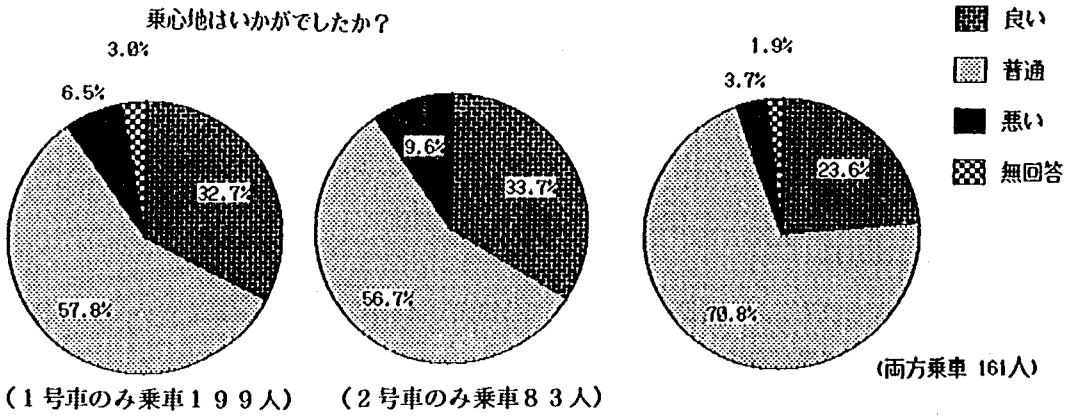


(a) 左操舵の場合　　(b) 右操舵の場合

図－10　走行時操舵特性

6. アンケート調査結果

ガイドウェイバスに試乗した人々を対象としてアンケートを行った。試乗したのは，研究所の一般公開の時に訪れた見学者やガイドウェイバスの実験を見学した自治体の職員，建設省職員，ジャーナリスト等の合計443名であった。



(1号車のみ乗車１９９人)　(2号車のみ乗車８３人)　(両方乗車 161人)

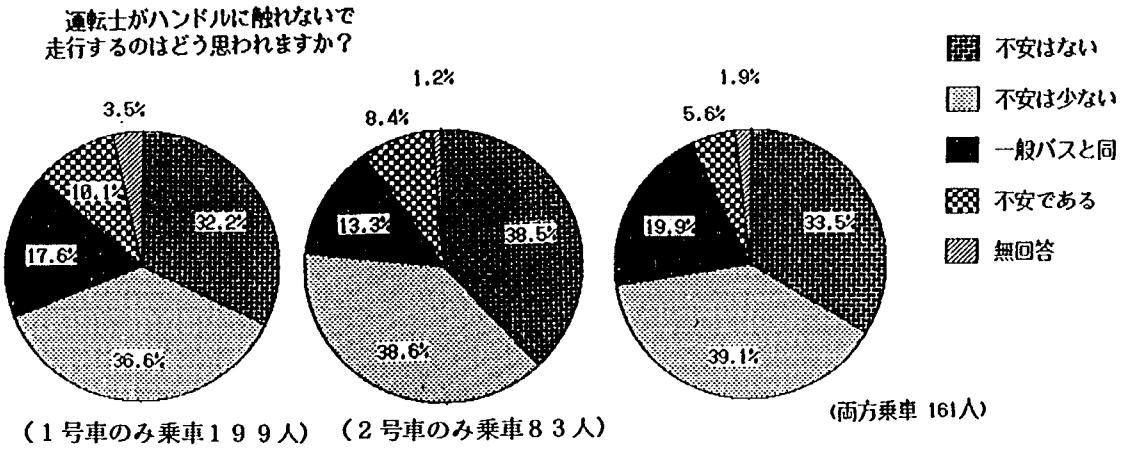
図－11　乗り心地の平価

6.1　乗り心地

乗り心地に関するアンケート結果は図－11に示すとおりである。乗り心地が良いないし普通と答えた人が全体の９割程度あり，実験車が２台とも中古車であること，案内レールの剛性が低いこと等の実験条件を考慮すると十分満足できる結果と考えられる。なお，両方の車に乗車した人の場合に，乗り心地の悪いと言う人の割合が減っているのをみると，少し慣れれば乗り心地は普通の感じになる模様である。

6.2　安　心　部

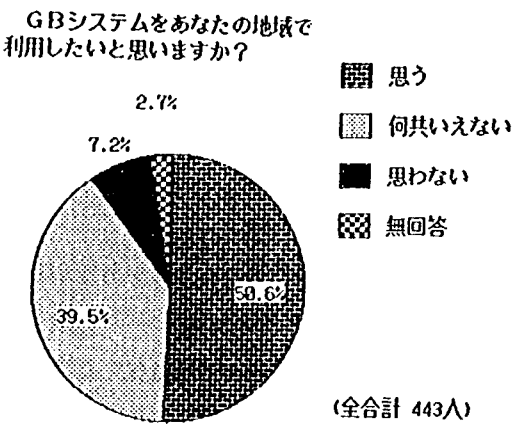
運転士がハンドルに手を触れずに走行することに対することに関して，不安感があるかどうかを聞いた結果は図－12のとおりである。不安はない，不安は少ない，一般のバスと同じと答えた人の合計が全体の９割程度を占めており，この点についても特に問題はないと考えられる。また，両方乗車した人の評価が高くなっており，これについても慣れによる安心感があるものと考えられる。



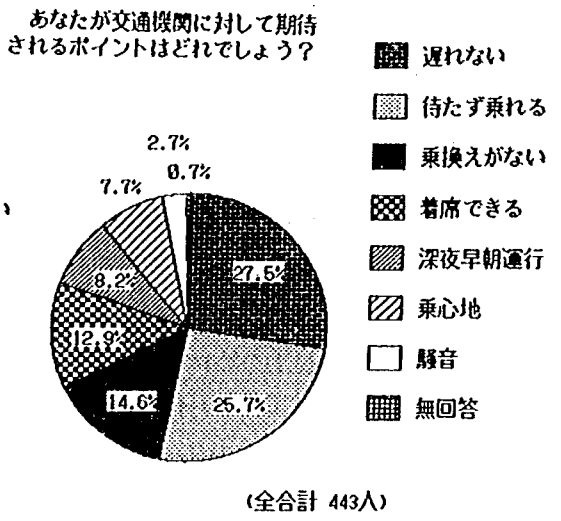
図－12　安心感に関する評価

6.3　ガイドウェイバスの導入希望

図－13は，住んでいる地域にガイドウェイバスの導入を希望するかどうかを聞いた結果である。導入を希望する人が全体の５割を占め，希望しない人は７％程度しかないという結果であり，ガイドウェイバスに対する評価は高いと思われる。また，交通機関に期待する内容は，図－14のとおりで，遅れない，待たずに乗れる，乗換えがない，着席できることなど多く，これがガイドウェイバスにも期待されていると考えられる。



図－13　ガイドウェイバスへの期待



図－14　交通機関に対する希望

あとがき

以上，新交通システムの段階整備方策としてのガイドウェイバスシステムに関する土木研究所での実験状況を中心に紹介した。本システムについては，今後も実験を継続するとともに本省，土木研究所，(財)日本交通計画協会，民間会社が協力し，ソフト面，ハード面の研究を引続き行う予定である。

（参考文献）

1）八十島義之助，他「新交通システムの将来展望と残された課題」，新交通システム№14，1980年7月，デュアルモードシステム研究会

2）天野　光三「都市公共施設の段階整備手法の提案」，第15回日本道路会議一般論文集，1983年10月

3）佐藤　　健「軌道系システムの段階的整備方式の確立について」，モノレール№53，1984年，(社)日本モノレール協会

4）自治省編「地方公営企業年鑑」（昭和52年度）～（昭和58年度），(財)地方財務協会

5）(社)日本交通計画協会「新交通システムの標準化とその基本仕様」，1983年3月

6）椎名　　彪「新交通システムの標準化」，都市と交通№1，1983年，(社)日本交通計画協会

（新交通研究室）

道－2　トンネル内の変状調査と対策について

（質問）

完成後約10年を経過したトンネルにおいて，路面の隆起や亀裂，側溝の破損などの変状が発成してきたため，ボーリングによる地質調査，計器による変位測定などを実施しているところである。

今後の調査方針および対策工法の検討，ならびに当面の維持管理の方法について教示願いたい。

（豊岡工事事務所）

（回答）

トンネル内において完成後に見られる変状として，次のものを挙げることができる。

① 覆工コンクリートのクラック
② 舗装のクラック，盤ぶくれ
③ 側溝の破損
④ 施工継目やクラックの目違い，段差
⑤ 漏水
⑥ 覆工コンクリートの劣化
⑦ その他

これらの変状のうち，トンネルの構造上検討が必要とされ，またしばしば見られるものには主に①～④がある。

トンネル構造は，トンネル周辺の地山が本来有している支持能力とトンネルの支保工・覆工による支保機能によってその安定が保持されているものである。したがって，トンネル完成後の経年変化によりこれらのバランスが崩れると変状が顕在化することになるが，その原因としては地山条件の変化（劣化）に起因するところが多い。

トンネル周辺の地山の劣化に伴って生じる現象としては，緩みの増大による偏圧や側圧などの作用，塑性変形による押出しや吸水膨張による膨圧の作用などによる荷重の増加がある。一方，荷重を支持する覆工の基部における地山の地耐力の低下も考えられる要因の一つである。

調査にあたっては，まず変状の状況と進行程度の把握ならびにその原因の究明が第一の課題である。変状調査として行う項目および留意点は次のとおりであり，検討の段階に応じてその対象範囲および内容を充実させていくことになる。

(1) 現況調査

変状の現況を把握し，供用性に関する問題の有無を確認するとともに，今後の調査方針の検討，変状原因の推定のための基礎資料を得ることを目的とする。

調査の内容としては，クラックの分布，開口幅や段差の有無（スケッチ等により展開図に

整理する），盤ぶくれの分布や量，側溝の破損状況，必要により内空断面の検測などがある。

この際，路面の著しい凹凸，クラックに伴うコンクリート片の剥落の危険など交通への支障の有無を検討しなければならない。なお，覆工コンクリートの著しい開口や圧挫，圧縮に伴うせん断などのクラックには特に注意が必要である。

(2) 動態調査

変状の進行程度を把握し，問題箇所の抽出，重要度や対策時期の判断を行うための資料を得ることを目的とする。

調査の内容としては，クラックの成長の観察，変位量の計測，覆工の変形（内空変位）計測，路面・路肩等の隆起・沈下計測などがある。この際，トンネルの変位の進行は極めて僅かであるので，精度の高い計器を用いること，少なくとも1ケ年程度以上の長期間にわたる継続観測を行うことが必要である。

高精度の計器としては，トンネル内空変位計（張力補正付き，精度0.1㎜程度），地中変位計（精度1／20～1／100㎜程度）などが一般に用いられる。精密計器による計測に先立ち，モルタルパッドなどの簡易な方法により問題箇所の絞り込みを行うのが得策である。

(3) ボーリング調査

トンネル周辺の地山の状況を知るために行うものである。ボーリング位置は，推定される変状原因によって異なり，その目的によって，路盤下方，側壁下部あるいは背面，アーチ部背面に向けて行う。ボーリング長は，トンネル掘削による影響範囲をカバーするものとし，10m程度以上が望ましい。

ボーリングにより，覆工背面の空洞の有無，地山の状態（特に劣化の状況および範囲）等を把握する。また，ボーリング孔を利用して，孔内載荷試験による地山の変形係数（E_0）などの計測，地中変位計等による地山の変位分布を調査する。地中変位に関しては，上記の内空変位などの動態調査と併わせて行う必要がある。

(4) 地山試料試験

ボーリングなどから得られた地山試料を用いて行う室内試験の項目として次のものが挙げられる。試験の目的は地山の強度，クリープ特性，膨張性などの諸特性を把握することにより，変状の原因や今後の変状の進行の可能性について調べることにある。特に，グリーンタフ地域における第三紀の泥岩，凝灰岩や地質構造線沿いの蛇紋岩，中生代の頁岩，温泉余土などでは，地山の劣化に伴う応力再配分による押出しや膨潤性粘土鉱物による膨張による現象がしばしば見られるので注意が必要である。

(a) 力学試験

一軸圧縮強度（q_u）と土被り圧（$\gamma \cdot H$）との比を地山強度比といい，押出し特性の評価に用いることがある。

このほか必要に応じて，三軸圧縮試験（c，ϕ，残留強度特性など），クリープ試験な

どが行われる。

(b) 物理試験

単位体積重量（γ），自然含水比（w_n）の試験のほか，粉砕した試料による粒度分析（$2\mu m$以下の粒子の含有率P），コンシステンシー試験（塑性指数I_pなど）を行う，

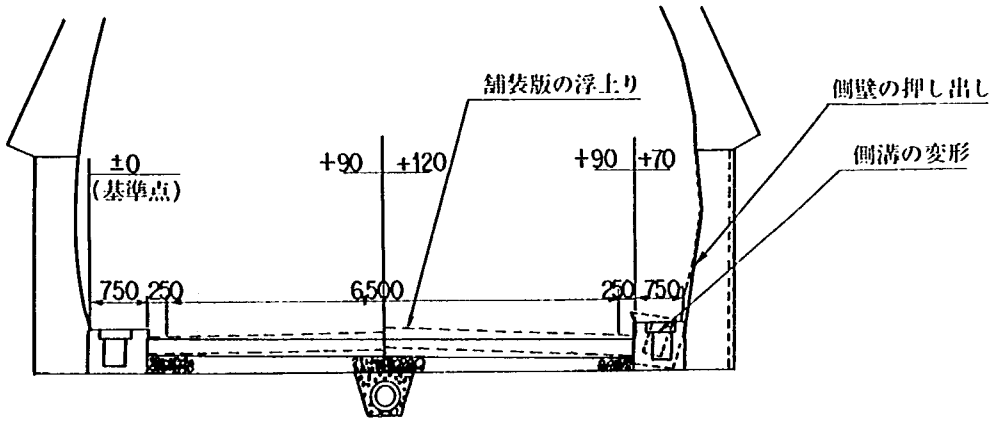
(c) その他の試料試験

地山の膨潤性を知るための吸水膨張試験，スレーキング試験のほか，膨潤性を示す粘土鉱物（モンモリロナイトなど）の含有程度を知るためのX線回析，塩基置換容量試験（CEC）などを行う。

なお，上記の調査項目は，主としてトンネル奥部の変状について述べたものであり，坑口部や土被りの薄い区間においては，トンネルが含まれる斜面の安定についても別途検討する必要があり，そのための調査を追加しなければならない。

質問のトンネルの地質は第三紀の凝灰角礫岩であり，変状は坑奥部の土被りが80～150 mのところ（4ケ所）に発生している。建設時の記録によれば，弾性波速度3.0～3.5 km／sで，部分的に破砕された区間はあるものの全体的には割れ目も少なく新鮮な岩であったとされている。

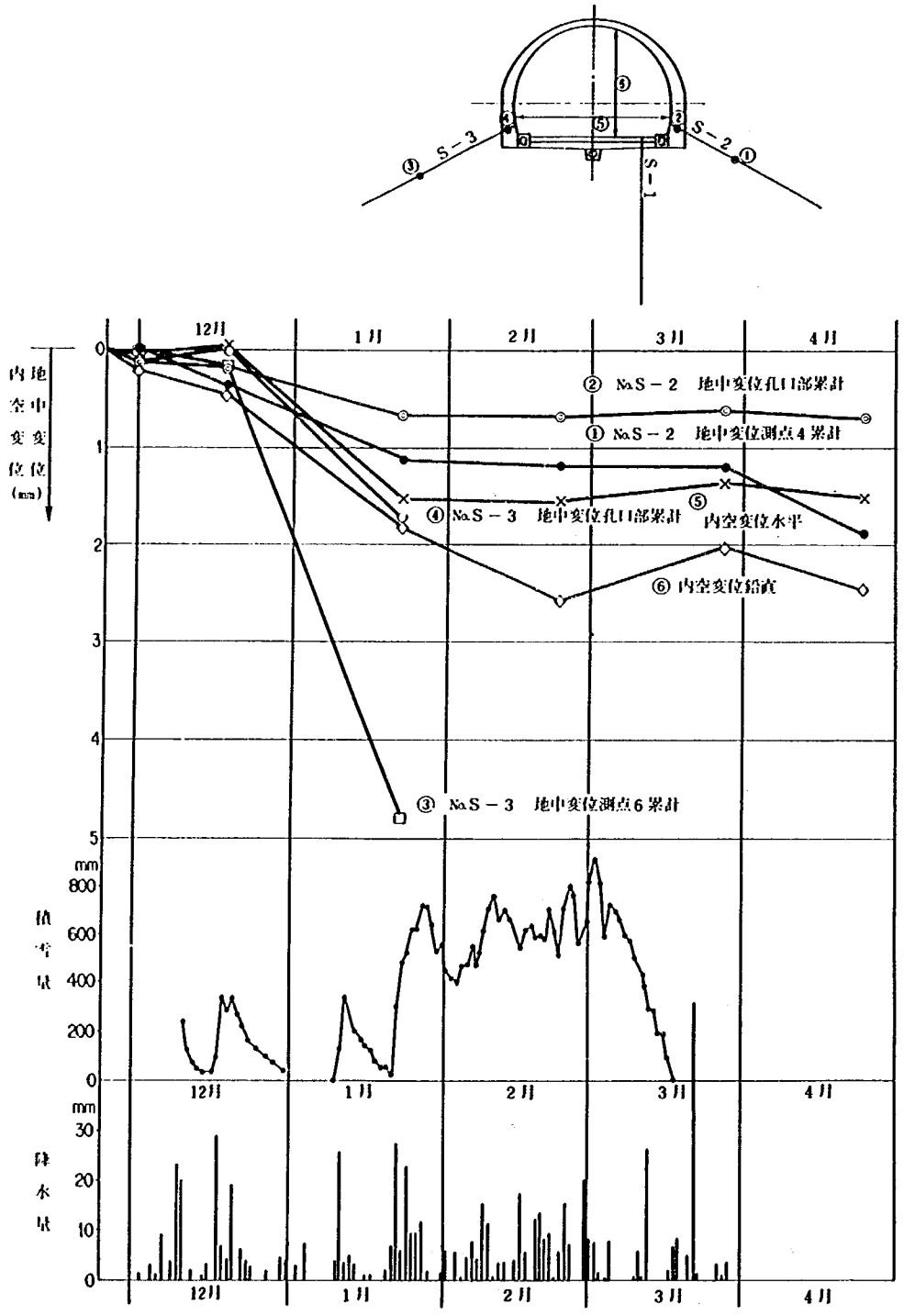
変状は昭和57年（完成後7年）頃から認められ，側溝の破損・変形および舗装の浮上りが顕著に見られる（図－1）。なお，覆工コンクリートのアーチ部にはクラック等の変状がほとんど見られない。



図－1　変状状況例

これまでに実施された調査としては，59年から行われている路盤の浮上りについての水準測量から，約8ケ月間に7～14㎜の変位が観測されている。60年度以降は，観察調査，水準測量のほか，トンネルの内空変位計測，ボーリング孔を利用した地中変位計側(図－2)およびボーリングによる地質調査，孔内載荷試験，各種地山試料試験（一軸圧縮強度，クリープ特性，粒

度分布，吸水膨張性，CEC，X線分析等を実施している。



図－2　地中変位，内空変位経時変化図例

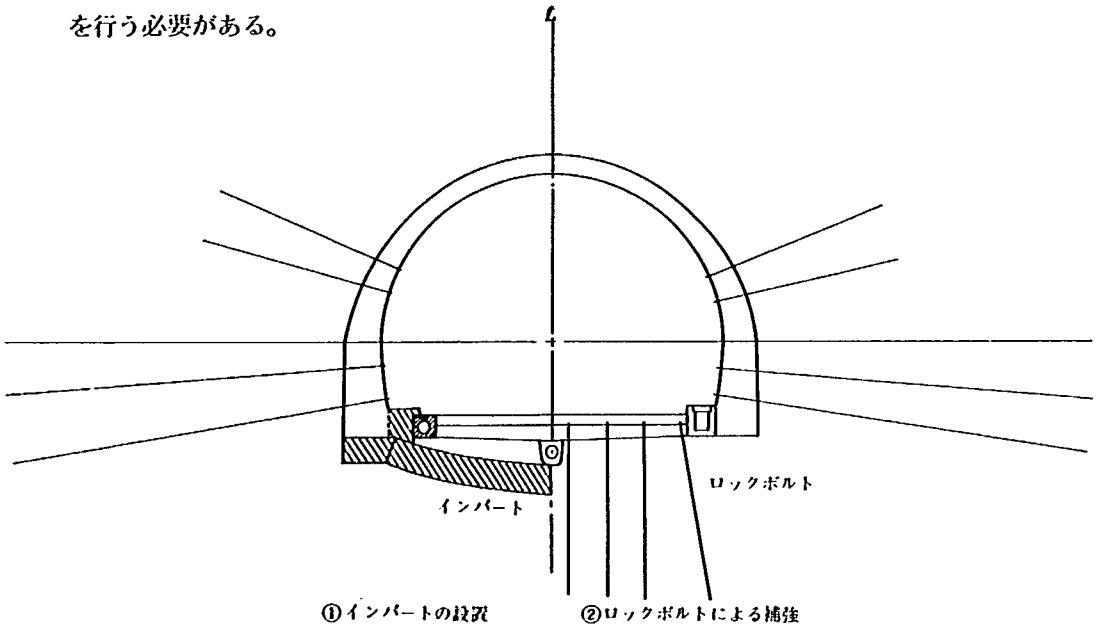
調査結果によれば，トンネル周辺３～５ｍの地山がゆるみ等により劣化していること，トンネル側方６～７ｍに断層粘土があり，ここで大きい変位が生じトンネルに向けて押出していることから，主として側方からの土圧が側壁コンクリートに作用し，トンネルの構造的な弱点である側溝や舗装版に大きい変状となって現われたものと推定される。また，部分的（凝灰岩）にＣＥＣの値が高く，強い膨張性を示すナトリウムモンモリロナイトが含まれていること，変位が引続き進行していることから，トンネルの変状は今後も進むものと考えられる。

なお，今回の変位観測が４ケ月程度の短期間であること，時期により変位速度が異なることから，今後，変位が収束するか否かを見極めるための観測の継続とともに，変状原因の究明についてもさらに詳しい検討が必要と思われる。

当該トンネルの変状原因が一応周辺地山の劣化に伴う側圧の増加（および盤ぶくれ）であると推定されることから今後の対策工法の基本的な考え方を示すと，次のとおりである(図－３)。

① インバートの新設

側圧や盤ぶくれに対する耐力を向上させるためにトンネル構造をリング状に閉合する方法である。この対策工法は，効果がより確実であるが，インバートの設置のために路盤を大規模に掘削しなければならないことなどから，供用中のトンネルでは極めて大掛りな交通規制を行う必要がある。



図－３　側圧と盤ぶくれの対策工例

② ロックボルトによる補強

トンネル周辺の劣化した地山をロックボルトにより縫いとめることにより，地山の変位を抑制し，あるいは地山の支保能力を高める方法である。この対策工法は，交通規制が最少限

で済むが，ボルトの長さ・本数とその改善効果については，劣化した地山の範囲や力学特性などと併せて今後の検討が必要である。

今後の調査の成果をもとに，変状の原因および進行程度を定量的に評価することにより，上記①，②の対策工法あるいはその組合せについて必要性を検討しなければならない。また，必要により変状の大きい区間で対策工法の試験施工を行い，その効果を確認することが望まれる。

トンネル変状調査は，その性質から原因の究明および対策工法の決定までに長い期間を必要とする。一方，変状の進行は，トンネル構造の特殊性から，一般に徴々たるものであり，直ちにトンネルの崩壊に至るような危険を伴うものは少ない。したがって，十分な調査・検討ののち，対策工法を実施するのが望まれる。しかし，当面の維持管理として，次の点に留意して所定の交通安全対策を講じなければならない。

① 盤ぶくれにより路面に凹凸が生じ，走行性に支障がある場合は，オーバーレイ等により路面整正する。

② クラックにより浮いたコンクリート片は除去する。

③ 覆工コンクリートの耐力を著しく阻害する圧縮せん断クラックなどの変状がある場合には，内巻セントルなどの応急措置をとる。

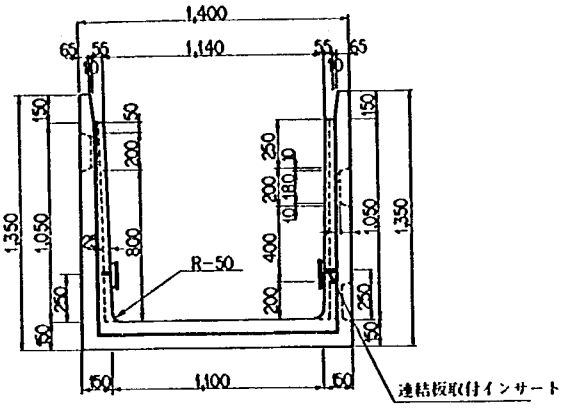
④ 著しい変状等により建築限界を確保できない場合は，坑口におけるバリアの設置等の必要な措置をとる。

（トンネル研究室・トンネル計画官）

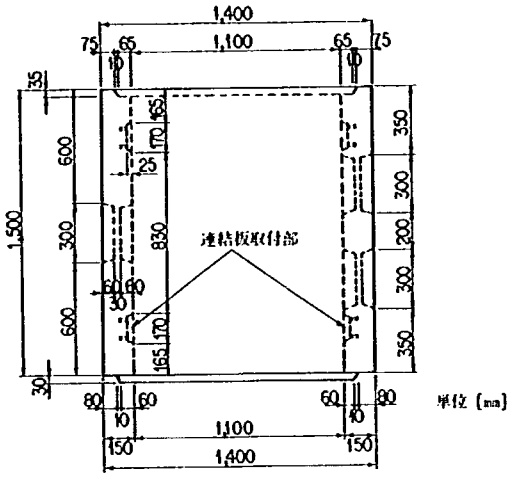
道－3　キャブの耐震設計について

（質問）

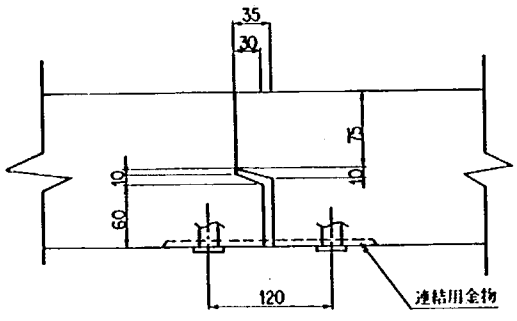
キャブシステム（技術マニアル）による地震の検討により，本年度より耐震装置として図－1のとおり設計しているが，構造物が単純な構造であるため，この工法で妥当であるか教示願いたい。　　（大阪国道工事事務所）



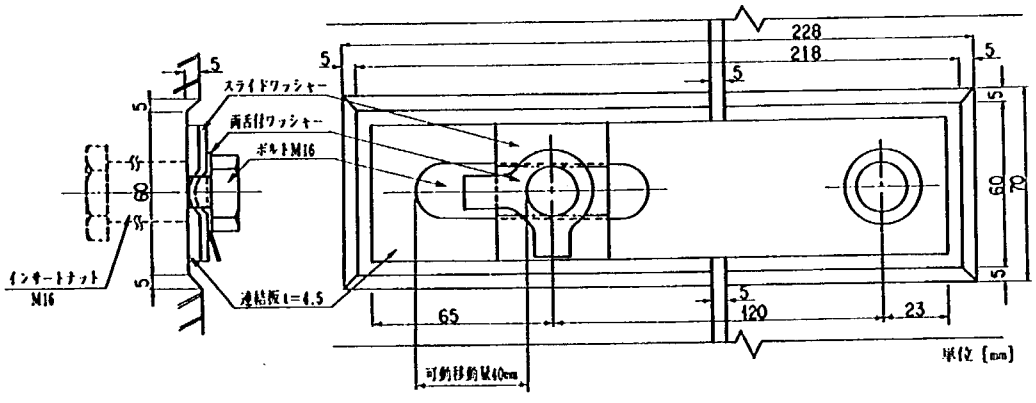
(a) 横断図



(b) 平面図



(c) 継手部およびほぞの長さ



(d) 離防防止装置（連結板）

図－1　検討対象キャブの概要図

（回答）

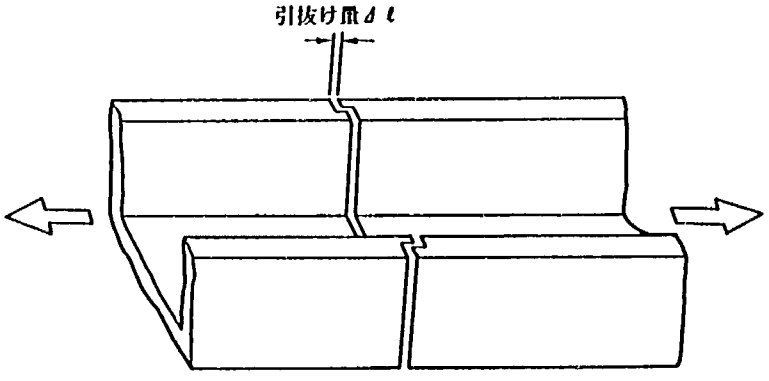
キャンプの耐震設計については，キャブシステム技術マニアル(案)[1]に示されているので，これに準拠して御質問のあった耐震装置（離脱防止装置）についてお答えすることとする。

キャブには地震時においても目違いが生じないように十分な伸縮量を吸収できる継手構造を用いるとともに，特に耐震上の配慮を要する箇所では，過度の抜け出しを防止できる離脱防止装置を設けることとされている。ここで，特に耐震上の配慮を要する箇所としては，1)軟弱地盤，2)地形条件急変部，3)液状化が予想される地盤（$P_L > 15$ の地盤中にキャブが設置される場合）が挙げられる。

さて，御質問のキャブについて，継手に生じる伸縮量及び離脱防止装置に作用する力を試算すると以下のようになる。

1）継手に生じる伸縮量

継手に生じる伸縮量$\Delta\ell$は，式(1)により求め，この量に対して図－2に示すように引抜けが生じないように，ほぞの長さをとらなければならない。



図－2　継手の引き抜けと引き抜け量$\Delta\ell$

$$\Delta l = \varepsilon_G \times \ell \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，

ℓ：キャブの1エレメントの長さ

ε_G：地震時に生じる地盤ひずみで，次式により求める

$$\varepsilon_G = \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \varepsilon_0 \quad \cdots\cdots (2)$$

ν_1：地域別補正係数（1.0～0.7）

ν_2：地盤別補正係数（0.9～1.2）

ν_3：液状化補正係数（表1及び図－3参照）

ε_0：基本地震時地盤ひずみ（＝1／100）

いま，地盤種別を4種と想定すると，液状化可能性の区分に応じて$\Delta\ell$は次のように求めら

れる。

$$\Delta l = \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \varepsilon_0 \times l$$

$$= 1.0 \times 1.2 \times (1.0, 1.5, 2.0) \times 1 / 100 \times 1.5\ m$$

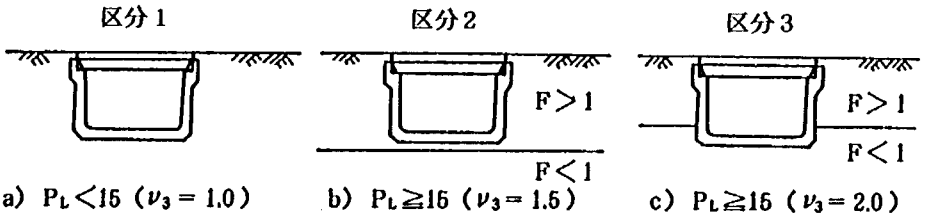
$$= \begin{cases} 1.8\ cm\ (\text{液状化可能性区分}\ 1) \\ 2.7\ cm\ (\quad 〃 \quad 2) \\ 3.6\ cm\ (\quad 〃 \quad 3) \end{cases}$$

ただし，一般の市街地道路においては，液状化可能性の区分が３となる例は少ないと考えられることから，こうした条件下では，御質問のあったキャブで検討されている３cmのほぞの長さは妥当なものではないかと考えられる。

表－１　液状化補正係数 ν_3

液状化可能性の区分	補正係数 ν_3	適　　用
1	1.0	液状化抵抗指数 P_L の値が15未満の場合
2	1.5	液状化抵抗指数 P_L の値が15を超え，キャップが液状化抵抗率FLの値が1.0を超える土層中に設置される場合
3	2.0	液状化抵抗指数 P_L の値が15を超え，キャブの液状化抵抗率ＦＬの値が1.0以下の土層中に設置される場合

なお，離脱防止装置（連結板）の構造（図－1(d)）であるが，これによれば，初期取付位置にもよるが引抜け移動量が約４cmとなっており，連結板が効き始めるより前に，ほぞが完全に抜け出すこととなる。したがって，連結板の馬鹿穴の大きさを小さくし，ほぞが完全に抜け出すより手前で連結板が作動するようにするのがよい。



a) $P_L < 15$ ($\nu_3 = 1.0$)　b) $P_L \geqq 15$ ($\nu_3 = 1.5$)　c) $P_L \geqq 15$ ($\nu_3 = 2.0$)

図－３　液状化可能性の度合による液状化補正係数 ν_3 の違い

2）連結板の地震時作用力

特に耐震上の配慮を要する箇所では，上記の伸縮量を確保すると同時に，過度の抜け出しを防止するための離脱防止装置を設けることが効果的と考えられる。離脱防止装置は，隣接する1エレメント分の作用力を見込むものとし，相隣る2つのキャブ間に相対的な沈下，浮上り，蛇行等を生じないように，原則として4箇所に設けるのがよいとされている。以下，これに従って連結板の検討を行うこととする。

まず，キャブ1エレメントに作用する地震力（縦断方向）Pは次式で与えられる。

$$P = D \cdot \ell \cdot L_0 \quad \cdots\cdots (4)$$

ここで，

D：地盤に接するキャブの外周長（図－4参照）

a）Hs＜Hの場合　D＝W＋2H

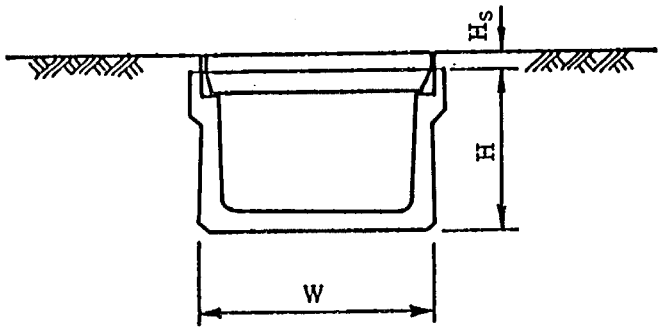
b）Hs＞Hの場合　D＝2（W＋H）

ℓ：キャブの1エレメントの長さ

τ_0：キャブの外周に作用する単位面積当りの摩擦力

$\tau_0 = C + K\sigma_V \tan\phi$

いま，場所が特定できないため，液状化の可能性のあるような砂質地盤を想定し，C＝0，$\phi = 30$，K＝0.5程度を見込むと，$\tau_0 \fallingdotseq 0.5$ t／m² 程度となる。また，軟弱地盤を想定すると，Cは1～2 t／m² 程度であろう。したがって，ここでは $\tau_0 \fallingdotseq 1$ t／m² として以下試算をするとこころする。具体的な検討は，キャブ建設地点の地盤条件に応じて行っていただきたい。



図－4　キャブの外周長のとり方

キャブ1エレメントに作用する地震力Pは次のようになる。

$$P = (1.4 + 2 \times 1.35) \times 1.5 \times 1$$

$$= 6.2 \text{ t} \quad \cdots\cdots (5)$$

したがって，いま御質問のキャブでは，連結プレートが2枚設けられることになっているため，連結プレートの応力は，有効断面積を考慮すると，

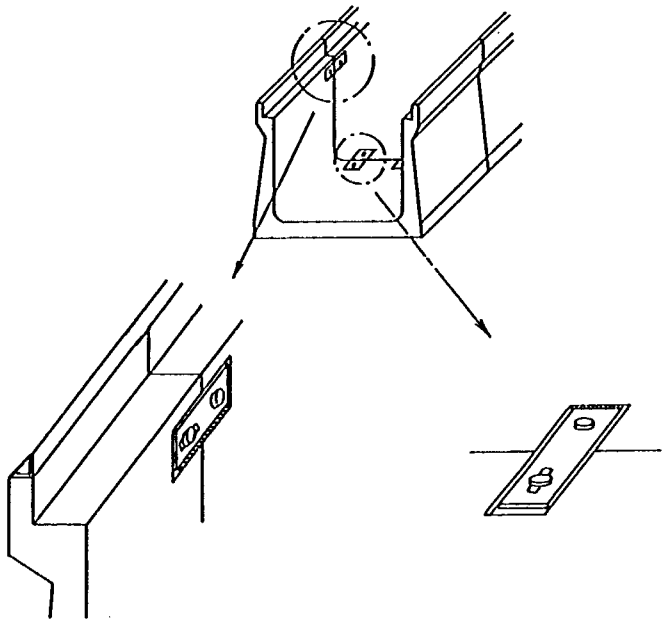
$$\sigma = \frac{6200/2}{(5-2)\times 0.45} = 2{,}296\ kg/cm^2 > 1{,}400 \times 1.5\ kg/cm^2$$

同様に，連結板の固定ボルト（M 16）の応力は，

$$\tau = \frac{6200/2}{1{,}567} = 1{,}978\ kg/cm^2 > 800 \times 1.5\ kg/cm^2$$

となる。

したがって，図－1の連結板及び固定ボルトは上記で想定した条件に対しては，やや小さいということができる。前述したようにキャブシステム技術マニュアル(案)では，相隣る2つのキャブ間に相対的な沈下，浮上り，蛇行等を生じさせないため，原則として連結板を上下，左右計4カ所に設けるのがよいとされている。こうした点も合わせ，また，地盤条件等を勘案して連結板及びボルト断面寸法を検討されてはいかがと思われる。参考までに，関東地方建設局で検討されている連結板[2)]を図－5に示す。



図－5　関東地方建設局キャブ構造基準（第2次案）による連結板

（参考文献）

1）キャブシステム研究会：技術マニュアル（案）解説，キャブシステム，開発問題研究所，昭和61年2月

2）建設省関東地方建設局：キャブ構造基準（第二次案），昭和61年3月

3）建設省土木研究所耐震研究室：キャブの耐震性に関する研究；―（その1）一様地盤部における標準断面の検討―，土研資料第2138号，昭和59年7月，―（その2）キャブの動的載荷実験―，土研資料2259号，昭和60年11月

（耐震研究室）

道－4　車両重量調査の最近の動向について

（質問）

アスファルト舗装厚（T_A）の設計は，路床土のCBRと大型車交通量を指標とした5 t換算輪数により決定されるが，全国75箇所の車輌重量調査による5 t換算輪数の実態は箇所によるばらつきが大きいほか，調査対象箇所にA，B交通区間が少ないこと等に問題がある。本来，アスファルト舗装厚の設計は実測値により，然も地域別，路線別の5 t換算輪数で算定するのが理想である。その対応として，A，B交通を中心とした観測地点の増設，可搬式重量計の導入，特に近畿地建は43号の軸重量（軸重違反車両計測装置）の有効活用等も併せて検討すべきかと思われますが，その動向についてお聞かせ戴きたい。　　（近畿技術事務所）

（回答）

1. まえがき

道路舗装の設計にあたっては，交通荷重の実態を把握して適切な設計荷重を適用することが重要である。そのためには交通を単に交通量だけではなく車両重量の面からとらえる必要がある。このような理由から昭和40年代初めから車両重量調査がスタートし昭和47年には直轄国道管理調査の一環として位置付けられ，現在全国75箇所で実施されている。一方，道路整備が進展するにつれ舗装のストックも増大し，供用中の舗装の維持修繕が重要な課題になっているが，将来の供用性の推移を予測し合理的な維持修繕を行うためにも交通荷重を測定することが必要になってきている。

2. 交通荷重の舗装設計への適用

現行のアスファルト舗装の設計は，供用予定期間として10年を考え，次式により舗装厚を求めるようになっている。

$$T_A = 3.84 N^{0.15} / CBR^{0.3}$$

ここで，

T_A：舗装を全部表層基層用加熱アスファルト混合物で設計した時の必要厚さ（cm）

N：供用予定期間（10年）における通過全輪荷重を5 t輪荷重に換算した数（輪／方向）

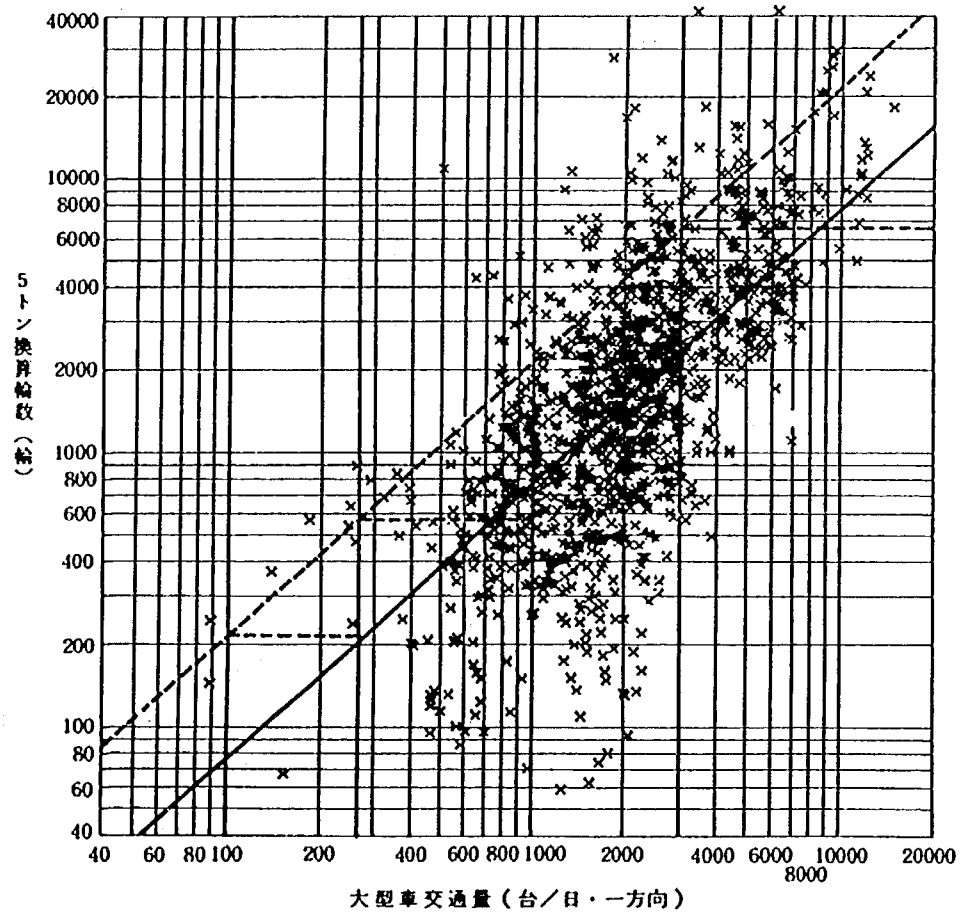
CBR：路床土の設計CBR

この式で，CBRは路床土の試験により簡単にもとまる。しかし，Nについてはあらゆる地点で車両重量の調査を行うことは現実には不可能であるから，平均大型車交通量によって道路を5階級に区分し，各階級における大型車交通量と5 tと換算輪数を表－1のように想定して設計に用いている。この交通区分はもともと車両重量調査の結果から作成されたものであるが，図－1にも示されるように，同じ大型車交通量でも5 t換算輪数にすると相当な違いがみられ

る。その理由としては，大型車の範囲が広くいろいろな車種が合計されていること，荷物の積載の有無に関係なくカウントされていること等が考えられる。

表－1　交通量の区分

区分	5年後の大型車交通量（台／日・1方向）	10年間の累積5t換算輪数（輪／1方向）	1日当りの平均5t換算輪数（輪／1方向）
L交通	100未満	3万	8
A 〃	100以上～ 250 〃	15万	40
B 〃	250 〃 ～1,000 〃	100万	270
C 〃	1,000 〃 ～3,000 〃	700万	1,900
D 〃	3,000 〃	3,500万	9,600



図－1　大型車交通量と5トン換算輪数の関係

3. 現状の調査の問題点

前述のとおり，大型車交通量と５ｔ換算輪数の関係には大きなばらつきがあり，この点が現行の舗装設計の主な誤差要因となっている。この問題を解決するには，最も理想的には対象とする道路毎に車両重要調査を行う事が考えられる。また，別の方法としては車両重量調査の観測地点を様々な条件の道路をカバーできるように増設し，路線の性格，上り下りの別，あるいは沿道条件毎にまとめておくことが考えられる。しかし，現行の測定機器（車両重量を普通走行状態で測定する動的重量計）は，路面を掘削して設置するもので定置式であり，機器も大掛かりで維持費用がかさむのでこういった対応は現実的には不可能である。また，現行の測定機器は平坦性確保のため受感部の前後をコンクリート舗装としているが，それが段差による継続的な騒音，振動の発生源となり，道路の維持管理上のネックになるなどの問題も抱えている。

4. ポータブル車両重量計

上記の種々の問題を解決するものとして，任意の箇所で走行車両の重量測定が可能な携帯式の車両重量計が開発されつつある。土木研究所では，我が国としては初めてのポータブル車両重量計を購入し，その適用性，精度等について実験を行って検討した。この重量計は，走行中の自動車等の動的輪荷重を通常の舗装道路環境下で測定できるもので次の機能を備えているといわれている。

1）受感部はマット式で設置撤去が容易かつ短時間にできる。

2）所要の精度（静止荷重に対して±20%程度）を有している。

3）通行車両への安全面での影響，周辺環境への影響がない。

4）以下の条件下で2）に示した精度の測定ができる。

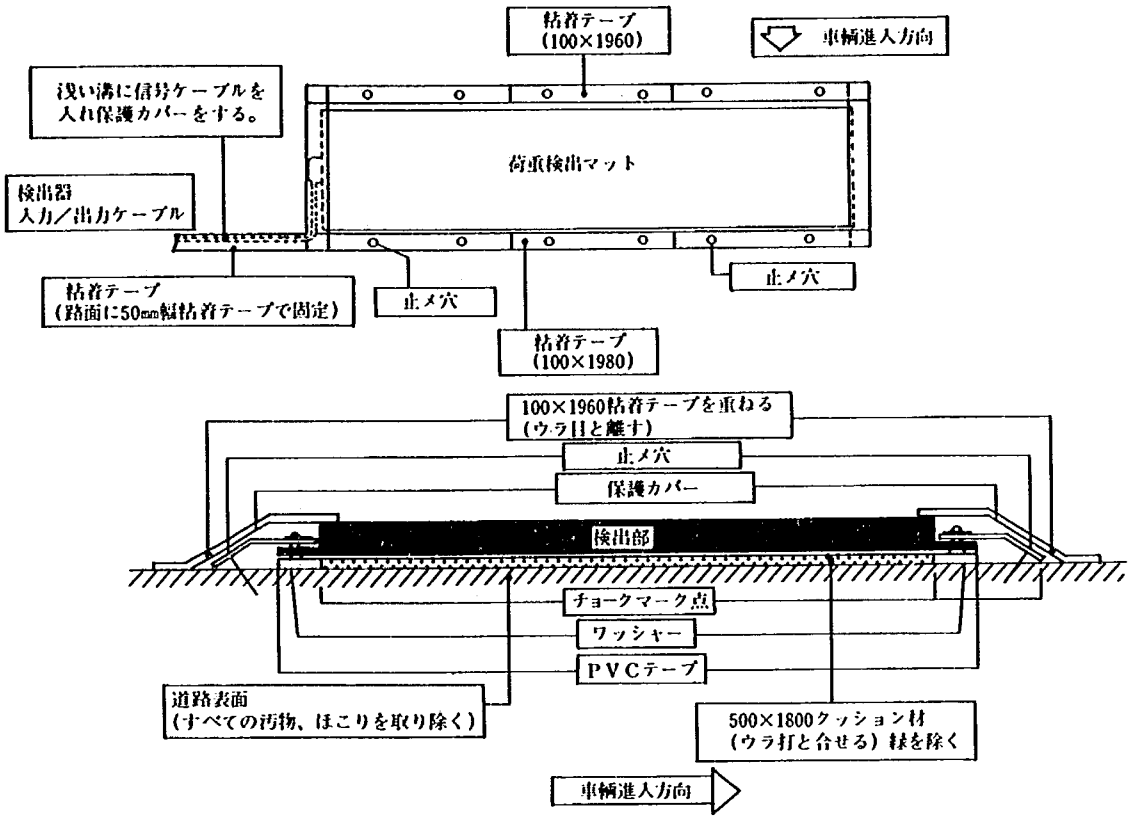
荷重範囲（輪重）　0～12.5 t

速度範囲　10～100 km／h

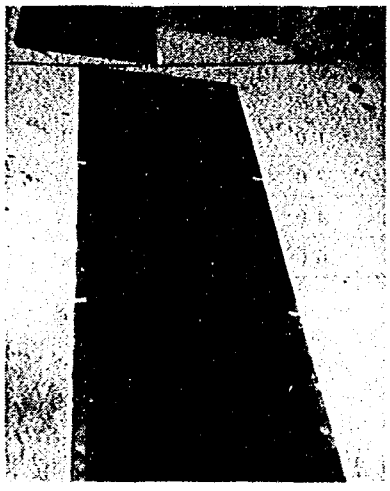
温度範囲　0℃～80℃

図－２に受感部の形状を，写真－１に概況を示すが，センサーマットの厚さは約８mmであり，設置や撤去は15分以内でできることが確認されている。

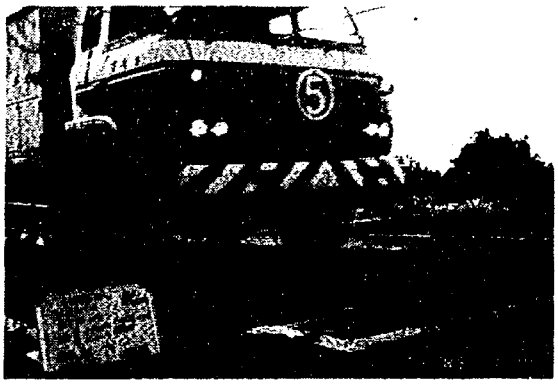
土木研究所で行った実験では，車種，走行速度，道路条件（直線部とカーブ），更にはマット係数を変化させてその測定結果への影響について検討した。表－２に実験を行った車種，軸重，走行速度の組合せを，写真－２に実験の模様を示す。実験結果は以下の通りである。



図－2　ポータブル車両重量計受感部



写真－1　センサーマット



写真－2　実験中

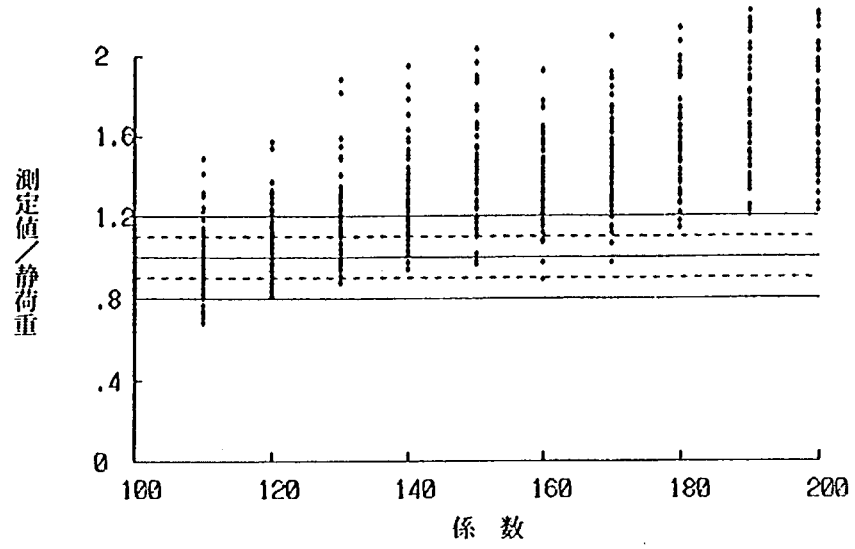
表－2　実験の組み合せ

車種		輪重（ton）	速度（km／hr）
大型車	2軸車	3	10
			20
			40
			60
		5	10
			20
			40
			60
		7	10
			20
			40
			60
	3軸車	3	10
			20
			40
			60
		5	10
			20
			40
			60
		7	10
			20
			40
			60
乗用車			10
			20
			40
			60

合計28組，各10回走行，3箇所実施。

(1)　マット係数の影響

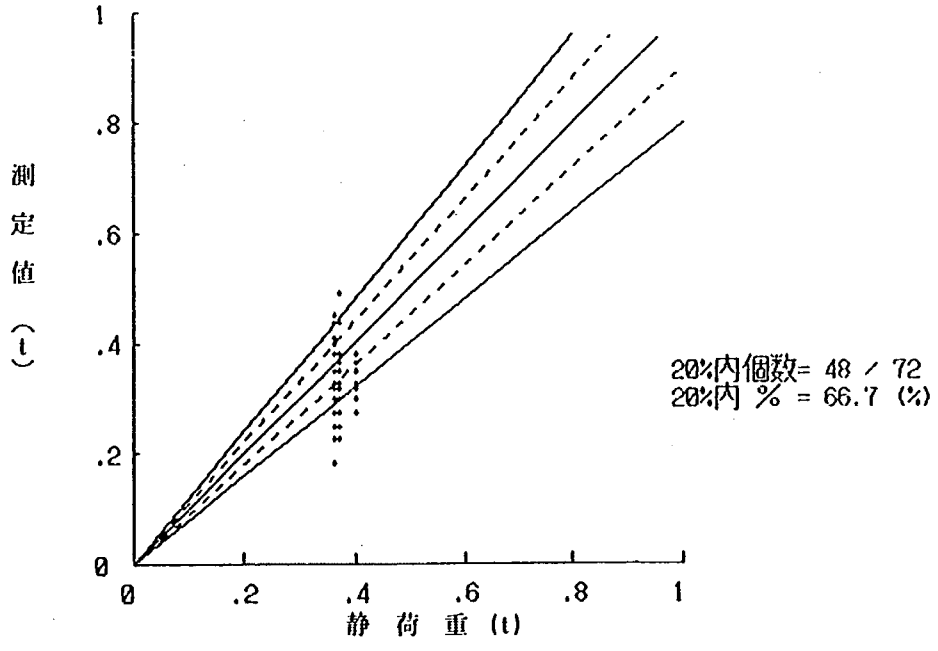
全車種の直線部でのデータをマット係数を100～200まで10刻みで変えて整理した結果を図－3に示すが，マット係数によって測定値が大きく変化し，係数値100～120の範囲で静荷重に近い測定値が得られることが分かる。なお，同様の結果が他の実験からも得られたことから以後の検討はマット係数100～120のデータのみを使って行った。



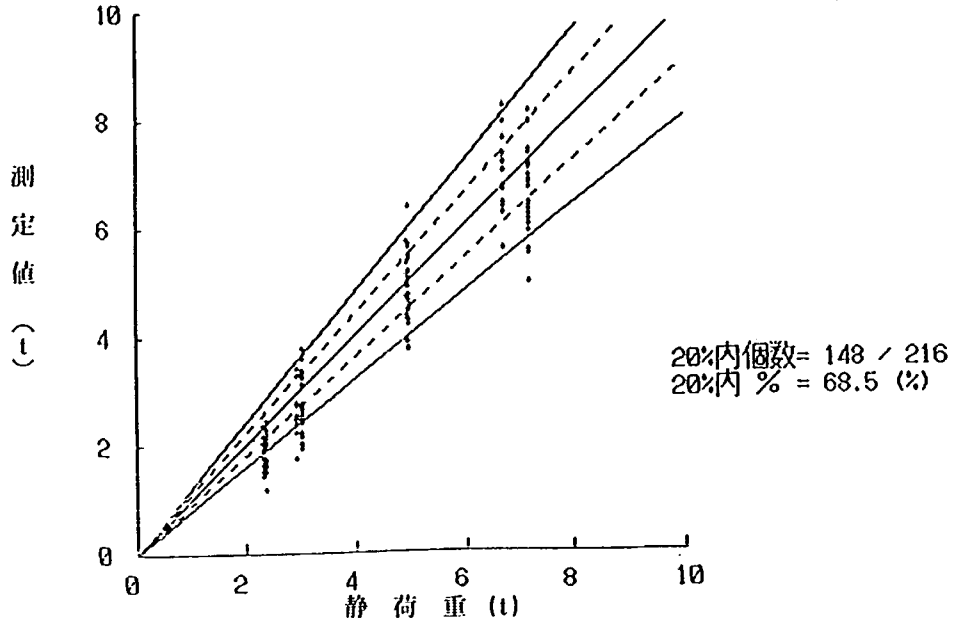
図－3　マット係数の影響（全車種，直線部）

(2)　車種の違いによる影響

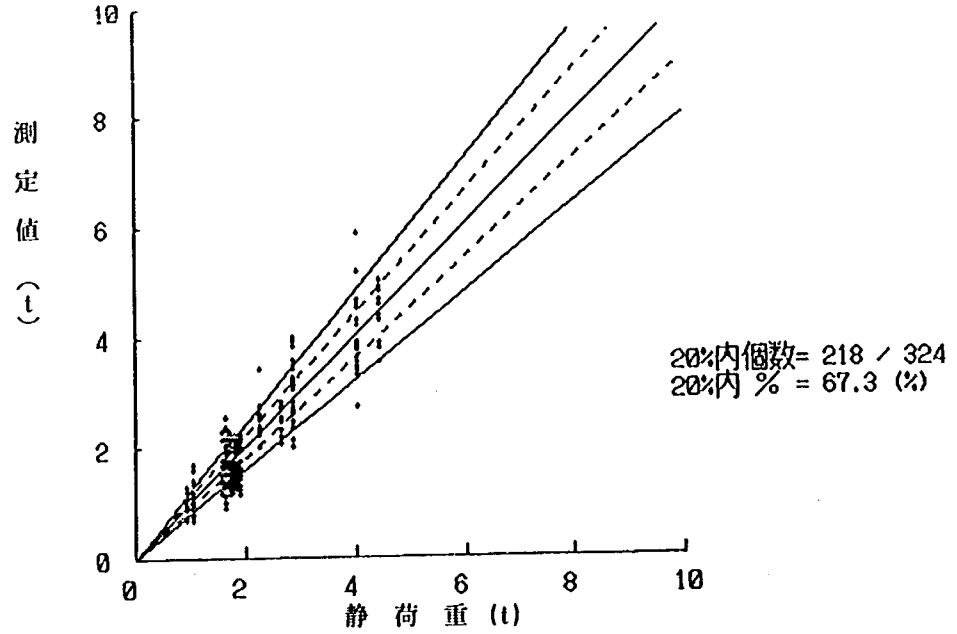
図－4～図－7に車種を変えて（乗用車，2軸大型車，3軸大型車），静荷重と測定値の関係を示している（速度は10～60㎞／hの全データ）。この図から分かるように，車種毎の結果に大きな差は無く凡そ70%のデータが±20%の範囲にばらついて収まっている。



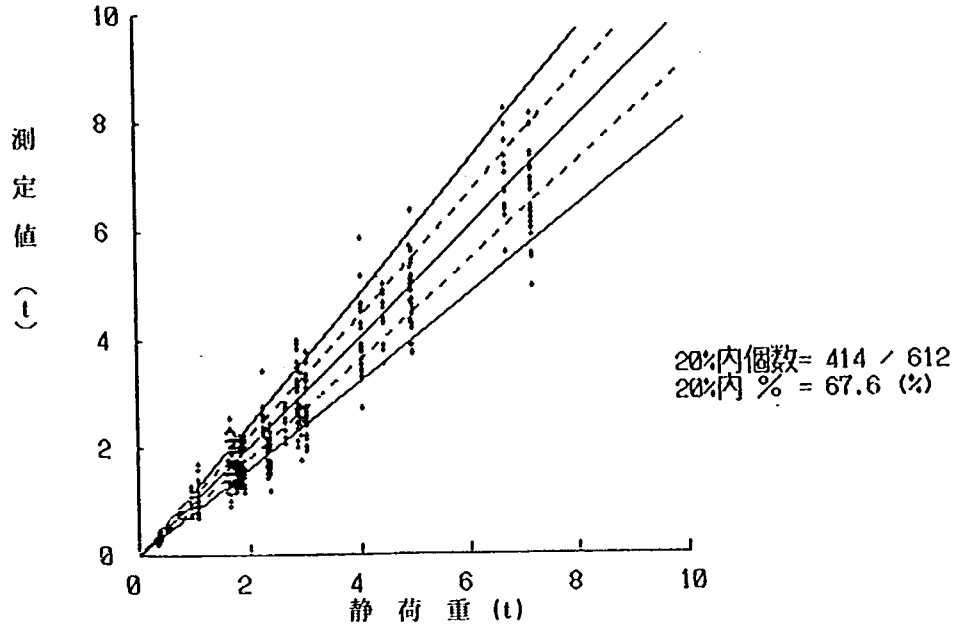
図－4　静荷重と測定値の関係（乗用車）



図－5　静荷重と測定値の関係（２軸車）



図－6　静荷重と測定値の関係（３軸車）



図－7　静荷重と測定値の関係（全車種）

(3) 直線部と曲線部での比較

図－8と図－9から明らかなように，カーブの区間では測定値のばらつきが大きくなる。

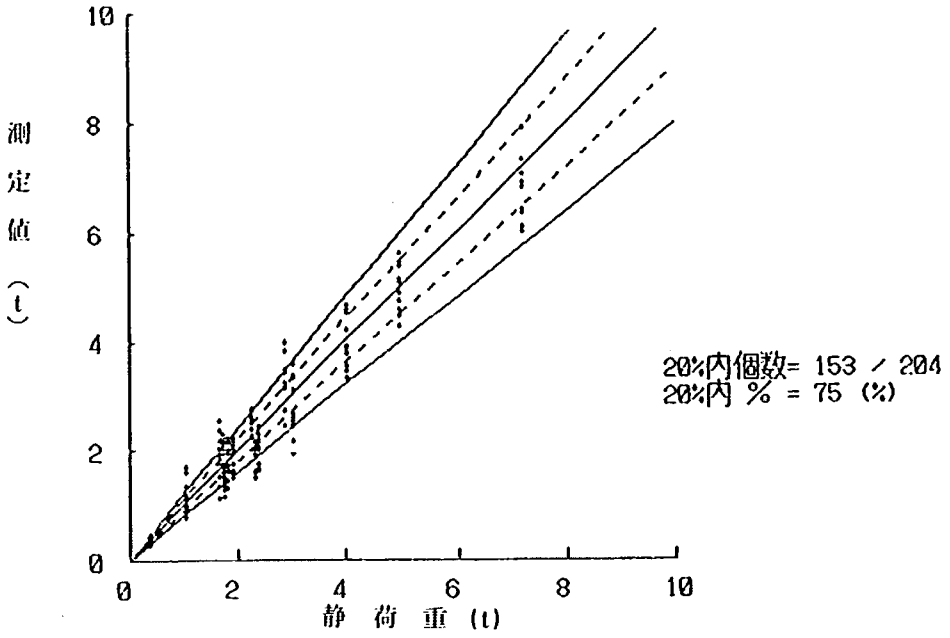
(4) 走行速度の影響

図－10は全車種について，速度を10km／hから60km／hに変えて示したものであるが，速度による大きな差は認められない。

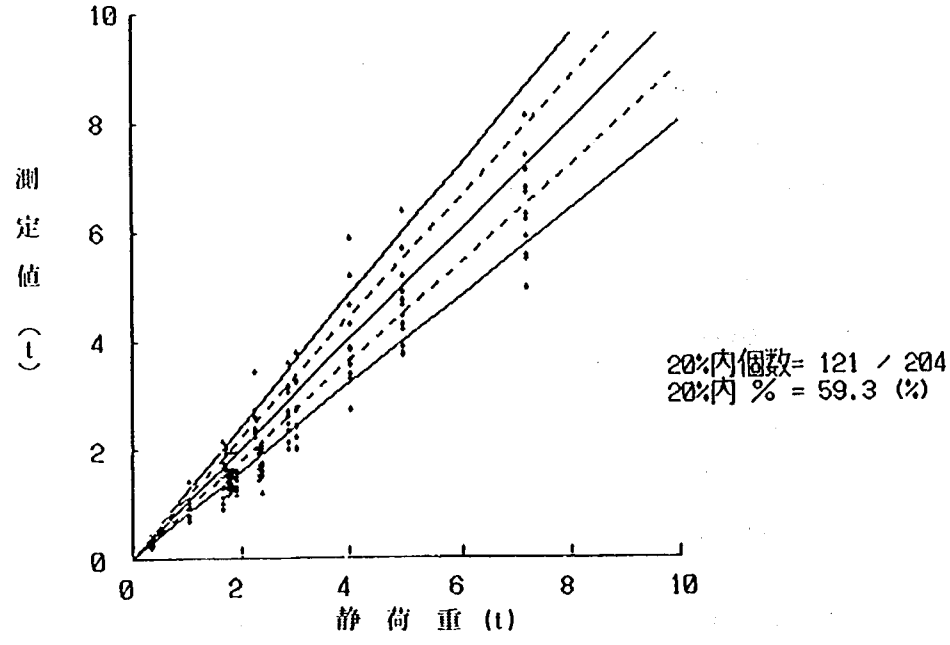
以上の結果から，直線部で路面の平担性の高い箇所を選んで重量計を設置し，マット係数を適正に設定すれば，動的な重量測定としてい充分な精度のデータがとれると判断される。なお，精度については，ただ単に静荷重との比較で評価すべきではなく，次に示すように動的な荷重測定そのものの特性と限界を認識しておくことが必要である。

5. 動的荷重測定の特性と限界

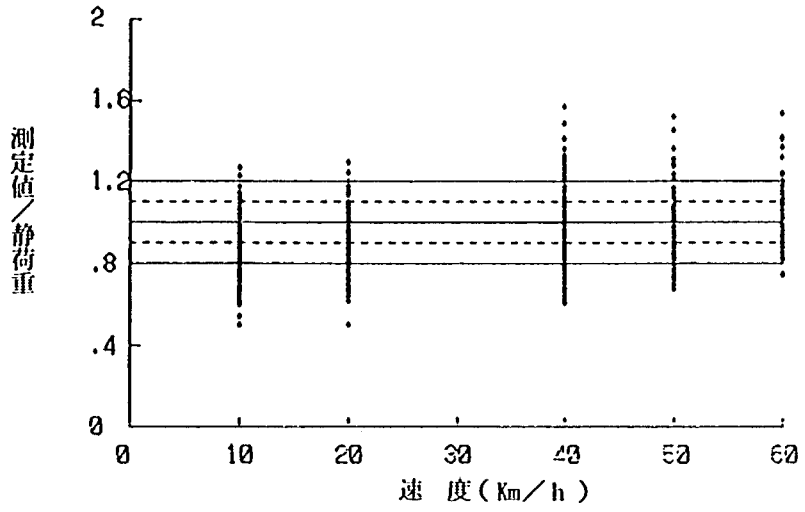
重量という用語は重力のみが静止状態の物体に作用したときの下向きの力と定義される。道路を走行している車の動的重量測定は，タイヤを通じて道路面にその大きさが絶えず変化しながら与えられる動的な力の垂直分力を測定し，車の全重量，または輪重の近似値を瞬時に測定するものである。車の重量そのものは，道路上で移動しているときも変化はしないが，回転するタイヤによって道路表面に与えられる動的な力は，場合によっては2倍以上に変化する。た



図－8　直線区間の静荷重と測定値の関係（全車種）



図－9　曲線区間（カーブ外側）の静荷重と測定値の関係（全車種）



図－10　速度の影響（全車種）

とえば，路面からバウンドした場合などゼロになることも考えられる。

車の各部の質量は，動的な輪重の大きさ，振動周波数，静荷重からの変化の大きさに影響を与える。従って，異なる車は同じ道路の凹凸によっても異なる反応を示す。車輪（非スプリング物）は急激に変位を与えられると，８Hzから12Hzの範囲で振動し，その振動は急激に減衰する。この垂直方向の振動による動的な力は，あるときは静的な値より大きく又あるときは小さくなる。真円でないタイヤやバランスのとれていないタイヤは，回転物体に垂直方向の力を与え，動的な輪重に大きな変化を引き起こす。

正確な動的重量測定は，車の全ての部分の垂直方向の加速度がゼロのときにのみ可能である。完全な円形の車輪をもった車が滑らかで水平な路面の上を，風の影響のない真空状態で，一定のスピードで動く場合，車の各部は動的に釣り合いがとれており各輪にかかる垂直方向の力の和は車の総重量に等しい。このような理想的な状態では車のどの部品も垂直方向には加速されないはずである。しかし，道路表面は完全に滑らかではないし，車も機構的に完全にバランスがとれている訳ではなく，また空気抵抗の存在も無視できない。これらの条件を理想的な条件に近づければ近づけるほど，動いている車のタイヤから路面に伝えられる垂直方向の力をより良く近似することができることになる。

実際には，注意深く測定箇所を選択しまた適切な測定器の設置と保守を行うことによって道路による誤差要因は小さくすることができる。環境条件に起因する悪影響も測定期日を慎重に選ぶことによっておそらく避けることができるであろう。しかし，スピードと加減速を除いたその他の車の要因に対しては測定場所においてコントロールすることはほぼ不可能である。

以上の説明からも分かるように，動的な重量測定については，重量計に作用する荷重自身が

様々な要因により常に変動しており，ただ単純に静荷重に近いということで評価はできない。世界各国で行われている最近の様々な試験により，ポータブル車両重量計による動的重量測定の実用性は確認されてきているが，この動的重量計を充分に使いこなし利用するには，ここで述べてきたような動的測定そのものの持つ力学的な特質や限界を充分に認識しておくことが重要なことである。

6. おわりに

車両重量調査の現況について，特にポータブル車両重量計を中心に報告した。取締りや商取引のための重量測定のように，厳しい精度が要求されるものは別にして，我々が必要としているような統計的に扱う車両重量データの測定については，世界の趨勢からしても今後はマット式のものへと移行していくものと考えられる。特に，経済性の点からは，センサーそのものが比較的安価であり，設置箇所を移動することにより1つの重量計で多くの箇所のデータが収集出来る（凡そ100万回の荷重載荷まで耐えることが報告されている）ので極めて魅力的である。しかしながら，マット係数の評価，キャリブレーションの方法の確立，長期の耐久性の確認，直上でのブレーキ操作などの苛酷な条件下での耐久性及び安全性（巻き込み等）など，まだ多くの検討課題が残っている。このような問題を早期に解決して実用化するためにも，各地方建設局をはじめとして多くの機関で積極的にポータブル車両重量計の調査試験を行うことが望まれる。

なお，車両重量調査については，今後の試験の結果を見ながら現行の定置式の重量計からポータブル式の重量計に移行させていく予定である。

（舗装研究室）

道－5　「床版の調査及び補修について」

（質問）

床版の調査及び補修に関する次の項目についてその考え方等を伺いたい。

（大阪府土木部土木技術事務所）

1. 概略調査の方法について

概略調査では対象橋梁の全床版につき，5 m以内の観察距離で目視あるいは双眼鏡で調査を行うことを原則（近畿地建，大阪府）としています。

a）物理的・構造的に調査困難な箇所がある場合は，省略することは可能としていますが，どの程度までが許容できるのか（全床版に対する比率）目安はないでしょうか。

b）5.0 mの観察距離については，いかがでしょうか。

2. 詳細調査への反映について

概略調査の結果，Bランク以上のパネル数が調査パネルの30%以上，あるいはCランク以上のパネルが存在する場合に詳細調査を実施し，調査パネル数はBランク以上のパネル数の30%以上とすることを原則としています。

a) 30%の妥当性についてどう思われますか。

b) 詳細調査パネルの調査箇所の選定方法はどのような方法が良いでしょうか。例えば連続的なパネル選定あるいは全床版にばらけたパネルの選定。

3. 概略調査結果と詳細調査結果の対応・比較について

概略調査と詳細調査は精度が全然違いますが，そのフォローとして概略調査時の判定ランクと詳細調査時の判定ランクの対応をしています。

表 － 1

調査 / パネル名	概略調査	詳細調査
①	B	Ⅱ
②	A	Ⅰ
③	C	Ⅳ
④	A	Ⅲ

この様なデータを集積することにより，将来的には概略調査のみで，ある程度の精度まで全床版の劣化度を推定できるのではないかと思いますが，如何なものでしょうか。

4. ひび割れ密度について

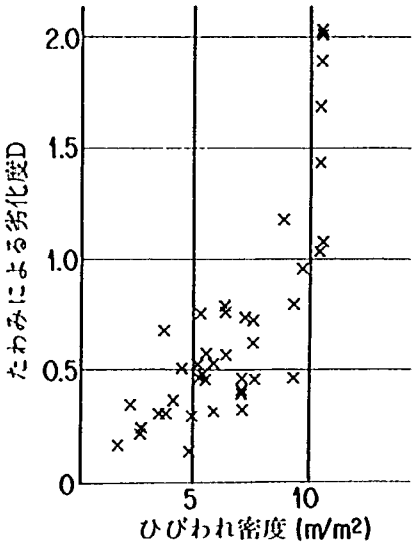
大阪府では0.05㎜以上のひび割れについてひび割れ線測長法により密度を算定しています。日本道路公団では0.1㎜以上について格子密度法によっているようです。これらについての御見解をお願いします。

5. ひび割れ密度と劣化度について

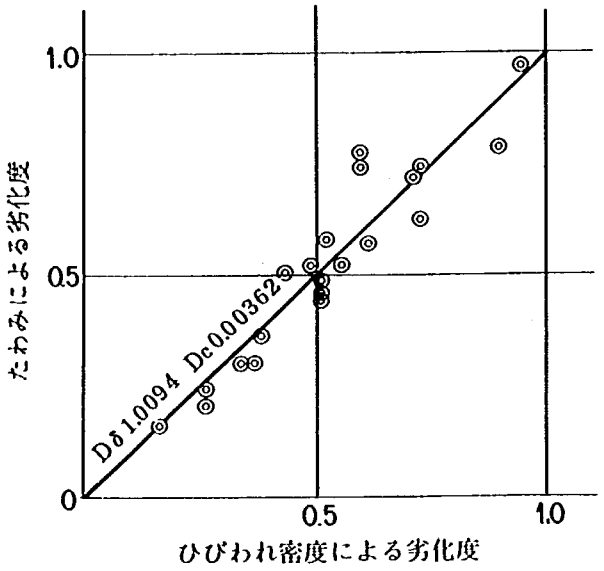
道路橋RC床版のたわみによる劣化度判定方法の研究（前田幸雄，松井繁之，昭和58年2月）によるとひび割れ密度10.3 m/m^2が使用限界の目安として提案されていますが，御見解をお願いします。（図－1，2参照）

又，この研究では使用限界の設定にあたって，ひび割れ密度とたわみの相対的関係のみによっているが，実際には対象橋梁（床版）の今までの供用日数及び今後の大型車輌の通過台数等

の要因も含めた使用限界の設定が必要かと思いますが，現時点でこの様な面からの研究は行われているでしょうか。



図－1　たわみによる劣化度とひびわれ密度の関係



図－2　たわみによる劣化度とひびわれ密度による劣化度の関係

6. 追跡調査について

第４明治橋において，昭和55年と昭和60年の２回の床版のひびわれ密度を調査した。

表　－　2

	ひびわれ密度（ m/m^2 ）			備　　考
	調査開始時	調査終了時	伸　び（%）	
最　　大	2.82	9.70	244	鋼板桁（Ｒ部）
最　　小	6.37	6.92	7	鋼板桁（直線部）

注）上表は約20パネルの結果である。

他でこの様な追跡調査をした例は少ないと思いますが，もし有れば一般的にどの程度の伸び率を示すものかお教え下さい。

7. 対策工法について

表 － 3　大　　阪　　府

選定基準 / 損傷度基準	特になし	要注意	補修	補強	打替
Σ0					
ΣI					
ΣII					
ΣIII					
ΣIV					

平均ひび割れ密度 ΣI：2～4 m／m², ΣII：4 m／m²程度, ΣIII：4～8 m／m², ΣIV：8 m／m² 以上

表－4　近　　畿　　地　　建

選定基準 / 対策工法	特になし	要注意	補修	補強	打替
追跡点検	－	○	－	－	－
グラウト注入	－	－	○	－	－
FRP接着	－	－	○	－	－
鋼板接着	－	－	－	○	－
縦桁増設	－	－	－	○	－
床版の増厚	－	－	－	○	－
床版の打替え	－	－	－	－	○

詳細調査結果に基づき，上表の手順で対策工法を選定していますが，工法決定にあたって特に留意すべき事項が有ればお教え下さい。

8. 鋼板接着と増桁工法について

a) 鋼板接着あるいは増桁工法は樹脂注入，アンカーボルト等の施工を十分慎重にしておれば，かなり効果は期待できるようですが，種々の施工例からみて，どのような問題があるでしょうか。

b) 両者の工法のどちらを採用するかは，明確な基準がない為に各機関でバラバラのようです。

工法決定の使用基準のようなものはないでしょうか，あるいは今後作成する用意はないでしょうか。

9. 合成桁の打ち替え工法について

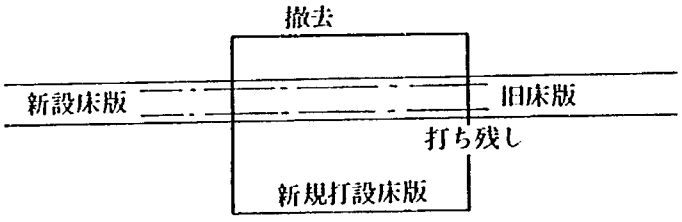
床版と桁が合成されている合成桁の床版の打ち替えはかなり難しい問題があると思います。全面的に交通規制が可能な場合，あるいは片側規制が可能であれば分配横桁（対傾構も含む）のボルトを緩める等の対応で施工はできると思いますが，交通規制可能時間帯が深夜のみという条件下で，昼間は走行させねばならないというような場合は，打ち替えは非常に難しいと思います。

a）一夜の間に床版撤去，新設床版を打設して昼間は車両を走行させる。

i）撤去パネル数に限界がある。

ii）撤去時応力分配がかわる。

iii）新旧床版にて連続性が断たれ，施工時は部分合成桁の様な構造系になる(応力分配が変わる)。



b）コンクリート床版撤去時，スタッドの損傷が予想される。

以上難しい問題が有ると思いますが，御見解をお願いします。

10. 床版の打ち替え工法について

既設床版を新規の床版に取り替える場合の工法としては，a）ＲＣ床版，b）鋼床版，c）グレーチング，覆工板，d）プレキャスト床版，等が考えられますが，どれを採用するかは構造条件，立地条件，交通量，経済性等により一概に決めるのは難しいと思います。

各工法決定にあたっての使用基準あるいは問題点等が有れば，教えていただきたいと思います。

（回答）

1. 概略調査の方法について

概略調査の目的は，全床版の概まかな健全度の把握と詳細調査の必要な床版の選定であると考えられる。したがって，この調査は広範囲に及ぶことからなるべく簡便な方法で行えることがまず要求され，各機関ともひびわれ性状（方向，程度）および遊離石灰の滲出やジャンカの有無等，外観から判別できる指標に基づいて行っているのが実情である。

遊離石灰の滲出やジャンカの有無については，一般に床版下面に近接しなくても識別するのが容易な場合が多く観察員間の評価のバラツキも小さいと判断される。しかし，ひびわれの性状については，どの程度（幅）のひびわれをいわゆるひびわれとみなすか，観察員の識別力，観察時間あるいは補助的に用いる器具類（例えば，双眼鏡）によってかなり異なるものと考えられる。したがって，何mの範囲内から観察しなければならないとする場合，何mという値が問題になるのではなく，観察員が同一の床版に対して，種々の条件によらず，同様な評価ができるような値に事前に統一しておくことの方が重要であろう。このため，事前に観察員が床版の劣化損傷過程を理解し，観察方法を習得する必要があろう。また，床版の劣化損傷は，既に配力鉄筋量が少ない場合や床版厚が薄い場合に多く見られること，交通量が多く，特に大型車の占める割合が多い箇所に多く見られること，伸縮装置付近，中央分離帯付近，歩車道境界等水の影響を受ける箇所が多いことなどが明らかになっていることを考慮に入れて，概略調査の重点箇所を選定することが効果的に調査を行ううえで必要であろう。

2. 詳細調査への反映について

概略調査の結果を受けて，詳細調査を必要と判断する床版の選定に関しては，単に損傷程度のみから判断するのではなく，その進行度あるいは前述した交通量や大型車混入率，さらに対象床版の構造諸元などを総合的に考慮することが必要である。そして実務的に詳細調査に費やすことができる経費や労力を勘案して，順次厳しい条件のものから選択することが現実的かつ合理的と考えられる。また，ある程度データ量が蓄積された段階で結果の分析評価を行い，調査方法の改善にフィードバックすればよいと考える。なお，調査パネルの選定に関しては，概略調査と同様，交通量等も加味して選定することが肝要である。

3. 概略調査結果と詳細調査結果の対応・比較について

床版の維持管理あるいは今後の新設床版の設計方法を考える際，概略調査や詳細調査で得られる結果は非常に貴重であることは言うまでもない。特に維持管理の効率化を図る観点からは，現在実施されている詳細調査の比率をなるべく低減していくことが必要であろう。そのためには概略調査結果と詳細調査結果の対応・比較を行っておくことが重要である。そして，その際

対象床版の構造諸元および交通量や大型車混入量等のデータもできるかぎり同時に記録しておくことが望まれる。

4. ひびわれ密度について

ひびわれ密度の測定について，何mm以上の幅のひびわれを対象とするかは，次に述べるような3つの条件から決まるものと考える。

(1) 測定に費やすことのできる労力（時間，経費）

(2) 安全性や使用性に影響を与えるひびわれの幅

(3) ひびわれ密度と劣化度の関係を検討する際，多くの参考となる有用な成果が提示されているが，それらの成果において対象とされているひびわれの幅

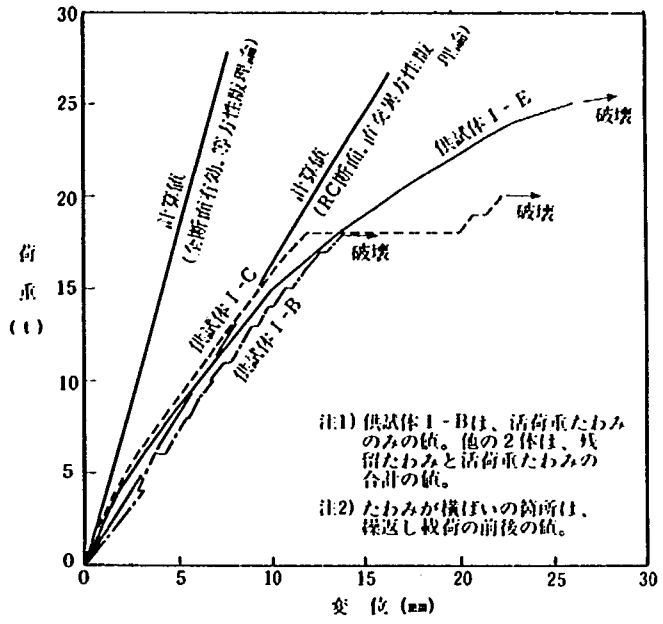
これらのうち，ひびわれ密度測定の本来の目的を考慮すると(3)の条件が最も重量であると思われる。

したがって，ここでは何mm以上の幅のひびわれを対象にすべきであると一概に言えないが，少なくとも0.1 mm以下の微細なひびわれは測定しなくてもよいと考える。

5. ひびわれ密度と劣化度について

RC床版の劣化損傷は，最近の多くの調査研究によって，自動車荷重，特に大型車の繰返し載荷や水の影響等によって生じる疲労による損傷であることが一般に認識されるに至っている。

このようなことから多くの疲労試験が実施されている。その中で参考文献1)では，自動車走行を再現できる装置を試作し，それを用いた疲労試験により実橋における劣化損傷過程を再現し，劣化損傷度の評価に関する有用な知見を提示している。その一つが，床版のたわみが直交異方性版理論で求めた値に達したあと，劣化損傷が急激に進むというものであり，土木研究所において実施したモデル床版の疲労試験でも図－1に示すようにその妥当性を確認している。そして同参考文献ではその状態を使用限界状態と定義し，その状態に相当するひびわれ密度は10.3 m/m^2であるとしている。その後，この考え方の妥当性の検証を目的として，実橋での調査を行っているが，数値の精度はともかく，ほぼ妥当なことが確かめられている。



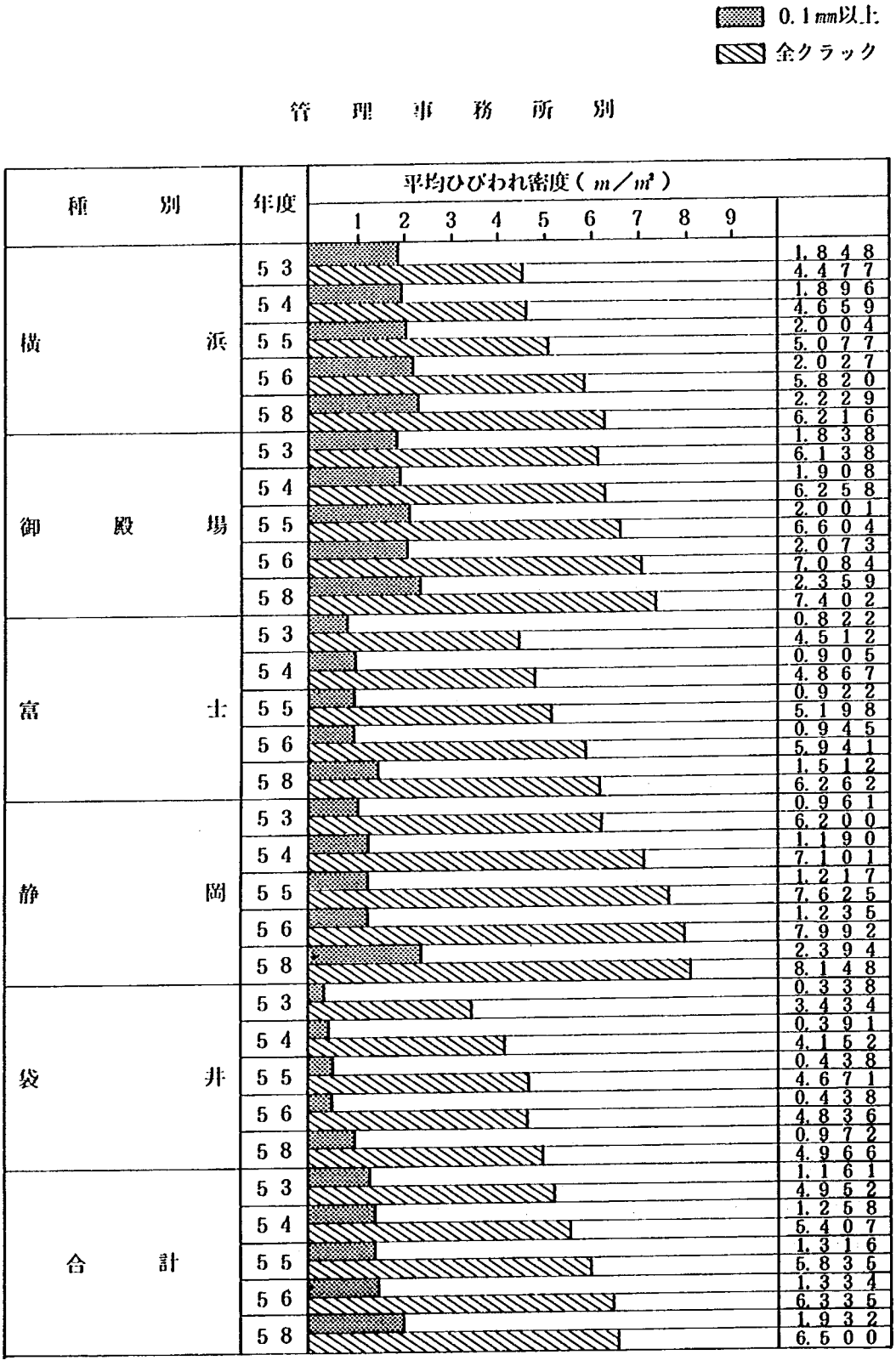
図－1　荷重と変位（供試体中央）の関係[2)]
（土木研究所での疲労試験より）

一方，先に述べた疲労試験の目的の一つは，床版の耐荷力（耐久性を含めて）と荷重の繰返し回数との関係を明らかにすることである。すでに参考文献3)において対象橋梁の今までの供用日数及び今後の大型車輌の予測通過台数等の要因を含めて考慮した使用限界状態の評価手法が，疲労試験の結果に基づいて提示されている。土木研究所や道路公団等においても室内や屋外での疲労試験を含めて，実際に床版に作用する自動車荷重あるいは応力状態の実態調査を行うなどして，同様な観点から床版の劣化損傷の評価手法を確立するために現在検討を進めている状況である。

6. 追跡調査について

前述したように床版の劣化損傷を的確に評価するためには，ひびわれがどのように進展しているのか，すなわちひびわれ密度の進行度等を把握しておくことが肝要であり，そのために定期的な調査が必要と考えられる。

現在，ひびわれ密度の追跡調査の結果に関して，十分に整理・分析されている例は少ないが，道路公団における昭和53年から昭和58年までの5カ年の全国主要地点でのひびわれ密度の経時的変化が提示されているので，参考として図－2に示す（参考文献4））

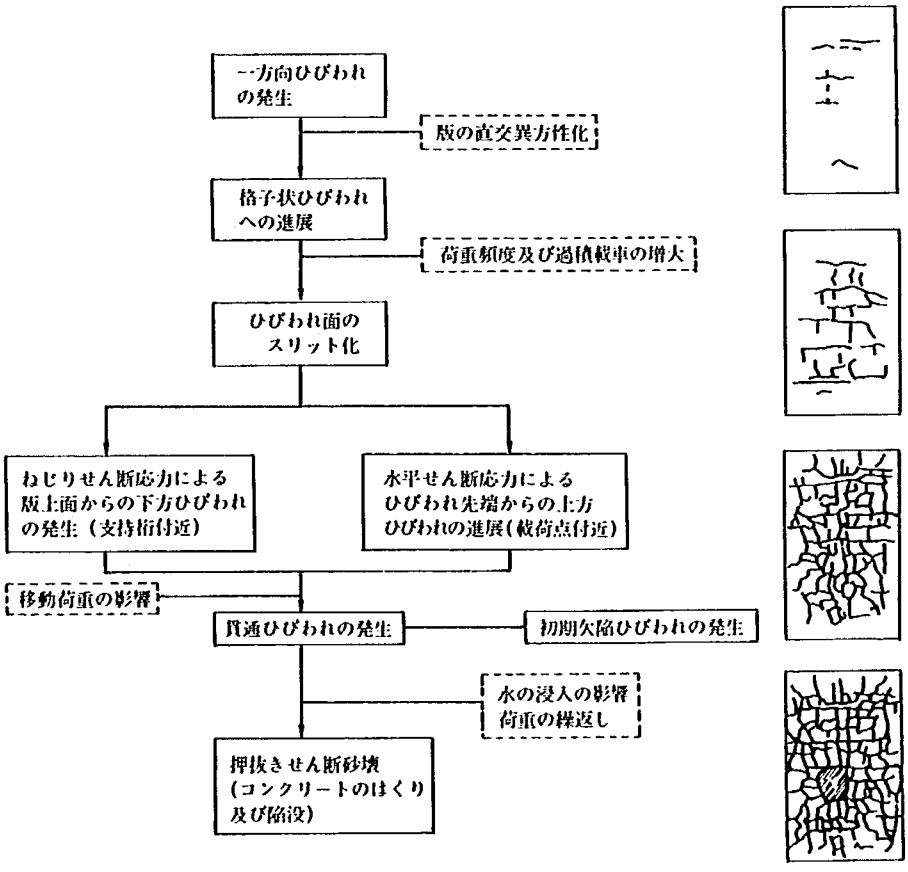


図－2　平均ひびわれ密度の経年変化（道路公団）

7. 対策工法について

図－３にＲＣ床版の一般的な劣化損傷過程を示しておく（参考文献1)による）。同図や既往の損傷実態報告等から理解されるように，ＲＣ床版の劣化損傷は過度のひびわれやたわみ，遊離石灰の滲出．コンクリートの角かけ，錆汁の発生あるいは舗装面の異常等によって発見される。

現状において，これらの指標を定量的に評価した統一的な対策工法の選定基準は確立されておらず，実態として，各機関が個々に定めた選定要領により対処している。しかも多くの選定要領は数値的に促えることができ，他の諸指標に比べると測定が容易で実用的であること，および過去の調査結果の蓄積があることを背景に，ひびわれ密度を劣化損傷度の評価や対策工法選定の際の基本にしている。これに対して合理的に対策工法を選定するためには，若干の時間と手間の増加を伴うことが予想されるが，ひびわれ密度のみによるのではなく，たわみ，遊離石灰の滲出あるいは舗装面の変状などの他の劣化損傷に関する指標を同時に考慮することや，劣化損傷の原因を十分に検討することが肝要と考える。



図－３　ＲＣ床版の一般的な損傷過程

ここで，ＲＣ床版の主要な劣化損傷原因を挙げてみると，次のようになる。

(1) 交通量の増加と過大な輪荷重

(2) 配力鉄筋の不足

(3) 剛性不足（床版厚の不足）

(4) 水の影響

したがって，仮りに同じひびわれ密度であっても，そのひびわれの原因が単に剛性不足のみによるものか，水の影響を同時に受けているかによって選定すべき対策工法が異なってこよう。例えば，既に遊離石灰の滲出が激しく，コンクリートの角かけ等が見られる際には，交通処理の問題が密接に関与してくるが，なるべく打換えるのがよく，特に鋼板接着工法の採用は，付着面に水が留まり，付着強度に不安が生じるので見合わせるべきである。要するに劣化損傷の程度，交通処理条件および考えられる原因を適切に検討して対策工法を選定すべきと考える。それぞれ表－１，表－２に損傷要因とその対策および主要な対策工法の特徴や問題点をまとめているので参考とされたい。

表－１　損傷要因とその対策（参考文献4)による）

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

8. 鋼板接着工法と増桁工法について

鋼板接着工法と増桁工法は現状において，最も多く用いられ，ほぼ確立した対策工法である。それぞれの特徴および問題点等については，前述の表－２に示している通りであるが，両工法とも遊離石灰の滲出が激しい場合やコンクリートの角かけが見られるといったかなり損傷が進行した状態では，あまりその効果を期待できないので注意を要する。

また，両工法のどちらかを採用するかについては，両工法が採用され始めてから未だその歴史も浅く，経年的な耐久性が確認されていない等の不明な点があることや，各機関によって橋梁の架橋環境，構造的条件あるいは交通条件にかなり異なる面があるために，現段階では両工法の優劣をつけるのは非常に困難である。このため，「床版補強の設計施工に関する調査研究委員会，昭和55年～57年度，（財法）首都高速道路協会」において，両者の使用基準の作成が試みられたが，選定に関しては管理者の判断によることになっている。したがって，現状においては前記の表－２を参考に損傷原因を十分に検討してどちらを用いるかを判断すべきであろう。

なお，参考までに昭和61年度から３カ年を目途に建設省技術研究会の道路部門指定課題として「既設橋梁の耐久性評価，向上技術に関する調査研究」を行っており，その一環として，床版補強に関する追跡調査を実施する予定である。その調査の結果を基に，両者の優劣等が把握できれば，他の機会に報告したい。

9. 合成桁橋の打換えについて

昭和59年２月に建設省通達として「鉄筋コンクリート床版の設計施工指針」が出されているが，同指針の最小版厚の項目において，非合成桁橋と区分されているように合成桁橋の床版は仮りに劣化損傷が生じた際，後述のようにその補修作業等にはかなりの困難が伴うであろう。特に都市内の高架橋等では迂回路が乏しく，交通処理の関連で作業上，時間的，空間的に制約されることが通例であり，必然的に採用できる工法も限定される。また床版撤去時に応力分配が変化すること，スタッドの損傷が予想されるなどの問題がある。従って全面的に床版を打換える際には，床版撤去時の応力分配の変化に伴う主げた等の応力変化を所要の応力計算に従いチェックすることが必要である。ただし，そのような状態は一時的であり，架設時の許容応力度の割増しを考慮できると考えられる。また，改めて設ける床版は現行の基準を準用し，なるべく剛性を高くしておくことが肝要である。その際，主げた等の応力度が増加する場合が多いが，その程度が２～３割程度以下であれば，一般に別段の補強を施す必要がないと考える。

他方，コンクリートの切断あるいは解体工法の開発とも密接に関連するが，一般に主げた上付近の劣化損傷は少ないことや，部分的に施工不良部の劣化損傷が進展することが多いことを考慮して，全面打換えを行わずに損傷している部分のみを打換えることも考えられよう。そして，耐荷力が不足する場合は，圧縮側断面増加法（増厚工法），鋼板接着工法および増桁

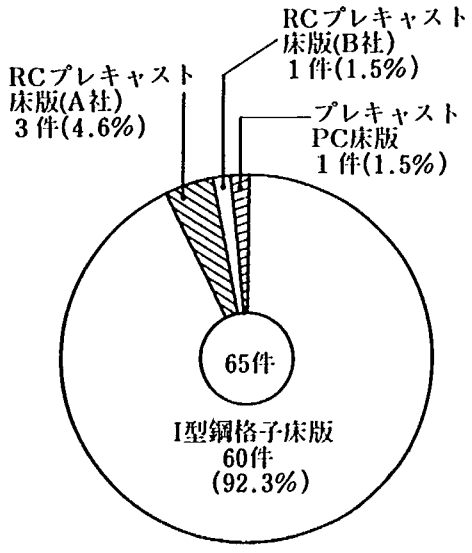
表－2　各工法の補修効果及び問題点一覧（参考文献[4]による）

分類			部分打換え	縦桁増設工法	鋼板接着工法	上面増厚工法	防水工
補修補強効果	耐力	曲げ耐力	・補強はされていないので補強効果はない。 ・弱点部の耐力の回復	・増設桁上は増加する。（合成作用 ・$\frac{\ell}{4}$点付近は効果薄い。	鋼板とコンクリートが一体化していれば効果ある。	有効厚が増加するため効果あり。	効果なし
		せん断耐力	同上	床版自体は補強されていないため効果はない。	やや効果あり	有効厚が増加するため充分な効果あり。	効果なし
	防水効果		なし	下面から行う方法であるため効果はない。	下面から行う方法であるため効果はない。	上面の不良コンクリートを取り除き，新しいコンクリートを打つためやや効果あり。	効果あり
	作用の防止すりみがき		損傷部分を取り除くので効果あり。	増設桁上付近のみ効果あり。	やや効果あり	有効厚の増加に伴い剛性も増加するため効果あり。	防水による効果あり
施工の容易および交通規制			交通規制を必要とする部分的である。 施工は注意を要する。	交通規制を必要としないため容易 確立された工法である。	交通規制を必要としないが，樹脂注入を完全に行う必要がある。	交通規制を必要とし，新・旧コンクリートの一体化が必要条件となる。 施工は高度の技術を要する。	交通規制を必要とし，施工管理に注意が必要。 施工容易。
問題点			1. 充分施工をしないと施工打継目が増加し新たな弱点を作ることになる。	1. 補強桁と主桁間では曲げ耐力の増加が少ない。 2. せん断補強効果はない。 3. 縦桁上に負の曲げモーメントが働く。	1. 下面に入ったひびわれの観察ができない。 2. 床版内に入った水の抜け道がない。	1. 交通規制が伴う。 2. 場合によっては伸縮装置のつけ替えが必要。 3. 施工例が少なく，内要を熟知している者が少ない。	1. 補強対策とはなっていないため損傷が進んだ箇所では他と併用して用いる事となる。

工法などを用いて補強するとともに，水の影響が見られる場合は，所要の防水工を施しておくことが必要となろう。このような考え方にたてば，上記の応力分配の変化やスタッドの損傷の問題も幾分緩和される。

10. 床版の打換え工法について

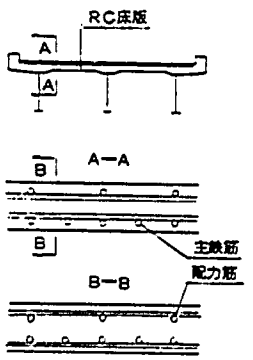
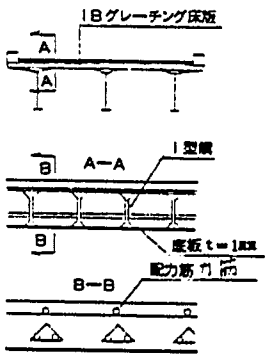
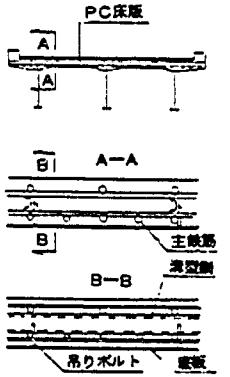
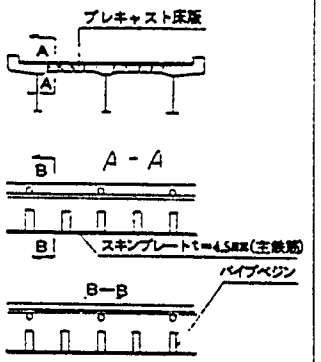
建設省建設経済局建設機械課による場所打ちＲＣ床版以外の床版の打換え工法の実態調査によると，昭和56年度から昭和59年度までの４カ年間における建設省関連の打換え件数は計65件であり，その形式別の割合は図－４に示す通りである。同図より圧倒的にＩ型鋼格子床版の採用割合が高いことが理解される。この背景には施工実績が多く信頼性が高いことや他の形式に比べて一般に経済的であること，また型枠が不要であり作業上の利点があるためであろう。



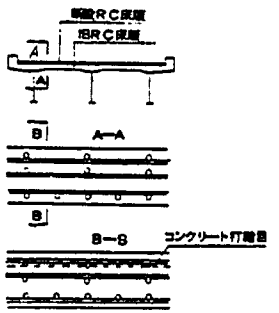
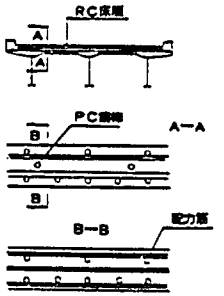
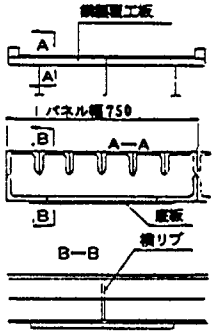
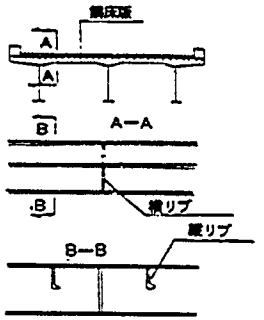
図－４　床版型式別件数（参考文献6）による）

打換え工法も最近になって各種開発されてきており，ＲＣ床版以外の打換え工法について実績があるものとしては，Ｉ型鋼格子床版，ユニットスラブ，コンポスラブ，ＳＢスラブ，プレキャストＰＣ床版，鋼床版およびプレキャスト床版などが挙げられる。これら多くの工法の中からどの方法を選定するかについては，構造条件，経済性，施工性および維持管理の容易さなどの各項目を総合的に考慮に入れて判断する必要があることや，現在各種新しい形式の床版が開発されている状況を配慮すると一般的な基準にまとめることは非常に困難である。なお，「高架橋床版の打換えに関する調査研究委員会，昭和59年度～，（財法）首都高速道路技術センター」において既存の打換え工法についてとりまとめられており，その概要を表－３に示しているので一つの目安として参考にされたい。

表－3　床版の打換え工法の概要[7]（その１）

種別		RC床版	IBグレーチング床版	ユニットスラブ	コンポスラブ
工法	概略図				
	工法	1. 新設の鉄筋及びコンクリートにより床版を打替える。 2. 現場にて型枠，鉄筋組立 3. コンクリート打設	1. I型鋼格子床版を工場にて製作 2. 現場架設 3. 現場鉄筋施工後コンクリート打設	1. 型枠（底板），鉄筋加工組立を工場にて行う。 2. 現場架設 3. 現場鉄筋施工後コンクリート打設	1. ジベルを取付けた鋼板上にコンクリートを打設し鋼板とコンクリートを一体合成したプレキャスト床版を工場製作 2. 現場架設 3. 継手筋，継手コンクリートの現場施工
	備考	(1) 普通又は早強コンクリート使用	(1) 普通又は早強コンクリート使用 (2) プレハブ床版の一種	(1) 普通又は早強コンクリート使用 (2) プレハブ床版の一種	(1) 継手部の現場コンクリートは普通又は早強を使用
特色	構造上	⊕・合成桁にも問題なく適用できる。 ⊖・床版打替は床版の耐荷力の増大を計るものであるから床版厚は増す。従って死荷重が増え，主構，下部工に与える影響が大きい。 ○	⊕・床版厚は現床版厚もしくはそれ以下とすることができる。単重は2.7 t／㎡程度であり一般に死荷重は少し増加するが，主構，下部工に与える影響は少ない。 ・他のコンクリート床版に比べ強度が大きい。床版全体のじん性に優れ，コンクリートに有害割れが発生しても重大事には至らないと思われる。 ○	⊕・合成桁にも適用できる。 ⊖・構造上は現場打ちＲＣ床版と全く同一であり，同じ問題点を有する。 ○	⊕・コンクリートと鋼板との合成床版であり破壊までの吸収エネルギーが大きく安全である。 ・床版厚は現場打ちＲＣ床版より小さくできる。単位は2.65t／㎥であり，死荷重の増加はわずかである。 ⊖・部材間の連結，主桁との取付け部は現場打ちコンクリートとする必要があり，その構造には充分な検討を要する。 △
	経済性	⊕・プレハブ床版，プレキャスト床版，鋼製床版，ＰＣ床版等に比べ使用鋼材重量が少なく工費は安い。 ○	・使用鋼材重量はＰＣ床板より多く工費は割高となるが，鋼製床版に比べると充分経済的である。 ○	・工費は現場打ちＲＣ床版より割高となるが，鋼製床版に比べると充分経済的である。 △	・工費は現場打ちＲＣ床版より割高となるが，鋼製床版に比べると充分経済的である。 △
	施工性	⊕・ジベル等は既設のまま使用できる。 ⊖・工期はプレハブ床版，プレキャスト床版，鋼製床版等に比べて長い。 ・型枠，支保工が必要であり，現場作業が多い。充分な施工管理がむずかしい。 △	⊕・型枠，配筋等の現場作業が少なく工期は短い。 ・グレーチング架設後は防護工が不要。 ・現場作業が安全に行える。 ⊖・ジベル等は既設のものを除き再設又は新設する必要がある。 ○	⊕・ＩＢグレーチング案と同じ長所を持つ ○	⊕・工期はかさね合せ床版に次いで２番目に短い，その他ＩＢグレーチング案と同じ長所を持つ。 ⊖・現場打ちコンクリートとプレキャスト部材の継目には充分な施工管理を要する。 △
	維持管理	⊖・ひび割れに対して定期点検が必要である。 ○	⊕・床版底板は亜鉛鉄板であり，塗装不要。 ⊖・底板があるためひび割れの観察が不可能。 ○	⊖・底板があるためひび割れの観察が不可能。 △	⊖・底板の塗装の塗替えが必要。 ・底板があるためひびわれの観察が不可能であり，コンクリートと底板との合成作用の確認が困難。 ○
考察，その他		普通一般に用いられる床版形式。	使用実績が多く，安全性に対する信頼度も高い。		

表－３　床版の打換え工法の概要[7]（その２）

種別		かさね合せ床板	ＰＣ（横締め）床版	鋼製覆工板床版	鋼床版
工法	概略図				
	工法	1. 舗装をはつり，現床版上面を露出させる。 2. 現床版表面をチッピングする。 3. 現床版上面に鉄筋を配置しコンクリートを打設する。なお舗装は敷設しない。	1. 現場にて型枠，鉄筋，シース組立後，コンクリート打設。 2. 床版コンクリートが所定の強度に達してから，ＰＣ鋼棒を設置し，プレストレス（ポストテンション）を導入。	1. 工場にて覆工板パネルを製作 2. 現場にて架設 3. 主桁とH.T.B.で連結	1. 工場にて鋼床版製作 2. 現場架設 3. 主桁とH.T.B.で連結
	備考	(1) 新設コンクリートは普通又は早強を使用する。 (2) 他案はすべて床版打替工法であるが，本案のみ既設床版を残すものである。	(1) 普通又は早強コンクリート使用。		
特色	構造上	・死荷重の増加はわずかである。 ⊖・既設床版コンクリートと新設コンクリートとの打継目の接着性に問題がある。 ・新設コンクリートの乾燥収縮によりひび割れが生ずるおそれがある。 ×	⊕・床版厚を減ずることができる。 ・床版は常に過酷な載荷状態にさらされているものだから，プレストレスはフルプレストレスとするのがよい。この場合過大な荷重によりひび割れが生じてもその荷重がなくなれば，ひび割れは閉じてしまうのでひび割れが進行することはない。 ⊖・緊張力が支間の長い床版，ねじり剛性の小さい主桁，対傾構にどのように作用するか不明な点が多い。 ○	⊖・床版死荷重が軽減される。 ⊖・旧床版が主桁と合成されている場合は非合成となり主桁の補強が必要となる。 ・パネル継手部が弱点となり，橋面舗装にクラックの生ずるおそれがある。 ・冬期に路面が凍るおそれがある。 ×	⊕・床版死荷重が軽減される。 ・床版を主桁の断面に加算できるので主桁の耐荷力が増す。 ・ＲＣ床版に比べてひび割れなどの破損の心配もなく耐久力に優れている。 ⊖・冬期に路面が凍るおそれがある。 ×
	経済性	⊕・工費は最も安い。 ・現床版下面にひび割れ，その他の欠陥がある場合は，グラウト注入その他の補強工法を併用する必要があり，この場合には必ずしも経済的であるとはいえなくなる。 ○	・鋼床版と比べると充分経済的である。	⊖・コンクリート床版に比べ工費に高い。 ×	⊖・最も不経済である。
	施工性	⊕・工期は最も短かい。	⊕・ジベル等は既設のまま使用できる。 ⊕・現場打ちＲＣ床版と同じ短所を持つ。 ・強度の高いコンクリート（$\sigma_{ck} \geq 400$ 等）が必要であり，精度の高い施工が要求される。	⊕・取扱いが容易である。 ⊖・ジベル等の撤去作業を必要とする。 △	⊕・現場に運搬された鋼床版は，ただちに高力ボルトにより主桁に連結され架設が容易である。 ⊖・ジベル等の撤去作業を必要とする。 △
	維持管理	⊖・ひび割れに対して定期点検が必要である。 ・コンクリート打継目は充分な管理が要求されるが困難である。 △	⊕・ひび割れに対しては高い信頼性がある。 ○	⊖・橋面舗装の定期点検が必要。 ・塗装の塗替えが必要。 ・冬期の保温設備が必要。 △	⊖・鋼製覆工板床版と同じ短所を有する。 △
考察，その他			鋼桁の床桁に横締のＰＣを採用した例は皆無に等しい。		

（参考文献）

1）前田，松井；道路橋ＲＣ床版の劣化度判定法に関する研究，土木学会関西支部既設構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和58年２月

2）篠原，箕作，引野；ＲＣ床版の疲労試験，土木技術資料，昭和61年５月

3）松井繁之；道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，昭和59年11月

4）日本道路公団試験所；道路橋鉄筋コンクリート床版の損傷機構に基づく健全度判定と補修工法の選択，試験所技術資料413号，昭和60年３月

5）日本道路協会；橋梁に関する地区講習会講義要旨，昭和60年度

6）佐藤，佳朗；建設省における橋梁床版の急速施工の実態，建設の機械化，昭和61年３月

7）首都高速道路技術センター；高架橋床版の打換えに関する調査研究報告書，昭和60年３月

（橋梁研究室）

道－６　橋梁架替時における仮橋の設計活荷重について

（質問）

橋梁の架替えや補修，補強時に設ける仮橋の設計活荷重はどのように考えれば良いか教示願いたい。

（大阪国道工事事務所）

（回答）

一般に仮橋と呼称されるものには次の３種類が考えられる。

1. 橋梁の架替え等の工事に伴って設けられる仮橋

これは，既設橋梁の架替あるいは補修・補強に伴ない，既設橋梁の交通処理機能を代替する目的で架設される仮橋で，工事が完了するまでの期間，一般交通の用に供されるものである。本橋に較べると供用期間は短いが，架替工事の場合には数年に及ぶこともある。

2. 災害時応急橋

これは水害等で流出したり，地震等で破壊した橋梁などを応急復旧する目的で架設される仮橋であり，一般交通の用に供される点は1.と同じであるが，文字通り災害時の早期交通開放を主眼とした応急のための橋梁であって，短期間の利用が原則とされるものである。

3. 工事用仮設構造物としての仮橋

これは種々の土木工事において，建設資材の運搬等にもっぱら使用される橋梁である。工事

の種類や工法等により，橋を通過する車両やクレーン車等機材の重量は千差万別であり，実際に通過することが予想される機材等を考慮の上設計活荷重を設定して設計される。

質問にある仮橋は，既設橋の架替工事に伴って設けられるものであり，上記の1.に該当するものと考えられる。したがって，工事期間中は一般の車両に供用されることから，原則として道路橋示方書に準拠して設計すべきものと考えられる。この場合，架替が行われる橋梁が一等橋であればＴＬ−20，二等橋であればＴＬ−14を使用することは言うまでもない。

但し，仮橋の使用期間が非常に短かかったり，工事中の交通量が著しく小さいことが予想される場合，あるいは仮橋を通過する車両に対し何らかの制限を行う場合等には，設計条件を緩和すること（設計活荷重の低減や許容応力度の割増し）も考えられる。しかし，どのような条件でどの程度の緩和が可能であるかについては，個々の事例における諸条件を総合的に判断して決定すべきことであるので，ここでは一般的な記述にとどめておくことにしたい。

（橋梁研究室）

道−7　爆破によるトンネル掘削に伴う振動の低減策について

（質問）

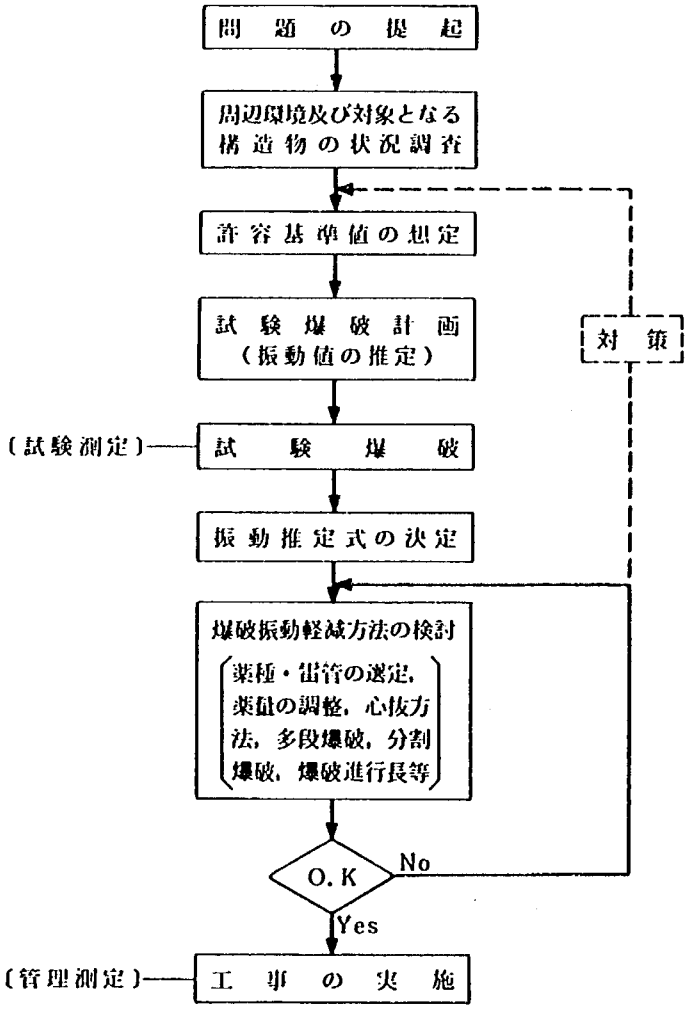
トンネル掘削において，爆破効果を減殺せずに経済的に爆破振動を低減する工法について教示願いたい。　（阪神国道工事事務所）

（回答）

(1) 爆破に伴う振動の発生量は，爆薬の種類，薬量，爆破の方法，装薬の状態，岩質によって異なる。一般の振動対策フローを図−1に示す。

(2) 許容基準値を想定する際には，振動の評価の対象を人間と構造物とに分ける必要がある。法規制では，トンネル工事の爆破作業に伴う振動については，現在のところ規制値が明確にされていない。そこで工事を円滑に進めるために場合によっては，何らかの形で自主的に管理する必要がある。法規制でいう振動レベルは，人体の感覚に対応したものである。このことから，法規制のない作業についても人間を対象とする場合には振動レベルを用いることになる。一方，構造物に対しては振動速度と構造物に対する影響とが良く対応することから，振動速度で評価されることが多く，爆破振動の大きさを示す計算式は振動速度を算定するものがほとんどである。爆破振動は，振動の継続時間が極端に短かく，また1日の実施回数もせいぜい数回程度であり，さらに爆破時刻をあらかじめ特定することができるというような特殊性がある。管理基準値はこのような特殊性を考えて，現場の状況に即して決定すればよい。参考として，表−1

は爆破振動に関する多くの調査結果から構造物および人間に対する影響を合わせたものとして提案されている値である[1)]。構造物に関しては，0.5～1 cm／s（震度2相当）程度ならば，ある特定の弱い部分に限ってみれば小さな被害が発生する場合があるとしても補修困難なほど大きな損傷は発生しないと考えられる。



図－1　爆破振動対策の検討フロー

表－1　気象庁震度指数と振動速度の対応

震度階	名称	最大振動速度（cm／s）	被害損傷の状況
震度0	無感	0.13以下	人体に感じないで地震計に記録される程度
震度Ⅰ	微震	0.13～0.40	静止している人や，特に地震に注意深い人だけに感ずる程度
震度Ⅱ	軽震	0.40～1.26	大勢の人に感ずる程度のもので，戸障子がわずかに動くのがわかる程度
震度Ⅲ	弱震	1.26～4.0	家屋が揺れ，戸障子がガタガタと鳴動し，電灯がゆれ，器内の水面の動くのがわかる程度
震度Ⅳ	中震	4.0～12.6	家屋の動揺がはげしく，すわりの悪い花びんなどは倒れ，器内の水があふれ，歩いている人にも感じられ，多くの人が戸外にとび出す程度
震度Ⅴ	強震	12.6～39.8	壁が割れ，墓石・石灯籠が倒れ，煙突・石垣が破損したりする程度
震度Ⅵ	烈震	39.8～63.7	家屋の倒壊は30%以下で，山崩れ，地割れが生じ，多くの人々は立っていることができない程度
震度Ⅶ	激震	63.7以上	家屋の倒壊が30%以上に及び，山崩れ，地割れ，断層などが生ずる

(3)　爆破振動の伝播推定式は，一般に次式で示される[2)]。

$$V = K \cdot W^{(2/3 \sim 3/4)} \cdot D^{-2}$$

ただし，　V；振動速度（cm／sec）

W；斉発薬量（kg）

D；爆源から対象位置までの距離（m）

K；爆破方法，地盤条件等による定数

人間に対する影響を表わす振動レベル（ＶＬ）と振動速度との間には，特に周波数が低くない限り，

$$VL = 20 \log V + A$$

の関係がある。Aは定数であり，爆破振動の時間的な変動によって異った値となるが85～91dBの間の値をとる[3)]。

(4) 爆破振動は一般に，爆破点においてのみ軽減でき，伝播推定式から明らかなように，爆破振動を軽減するためには，次の２つが必要である。

① 定数Kの小さな爆破パターンに変更する。

② 斉発（段当り）薬量を小さくする。

トンネル掘進爆破は，切羽が１自由面であるために，まず芯抜き爆破を実施して局部的に２自由面を作り，この凹部を利用して払い爆破を行って順次切り拡げてゆき，最後に最外周孔をスムーズブラスティングで仕上げる。芯抜き爆破は，１自由面であるトンネルの切羽のほぼ中央部分に配置されるものであり，元来が強い爆発エネルギーを必要とする部分であるため，爆破振動が卓越し，これが周辺に影響を与える原因となっている。払い爆破は２つ以上の自由面を持ち，爆薬の分散装填や逐次起爆が可能なので，振動対策としては殆ど問題とならない状況である。したがって，一般には芯抜き爆破による振動の軽減が重要である。

上記①，②の内容としては，①については，薬種の選択，爆破方法がある。薬種の選択による軽減では，低密度，低爆速のものと用いることが好ましいが，必要な装薬量が増加するため，現場の実情に合わせた薬種の選択が必要となる。また爆破方法による軽減としては，芯抜きの変更，段発爆破，装薬の方法によって爆ごう圧を制御するファイルローディング発破，クッション爆破などが考えられる。芯抜きの変更，段発爆破については，②の分割の効果もあるが，ここではそれとは別に，主にＭＳ爆破による振動軽減効果として，各段の火薬類の爆発による地盤振動が互いに非常形に干渉し合うという反結合説，又は振動の相互干渉によって振幅が減少する（相互作用が線形）という干渉説によるＫ値の低減に着目したものである[2)]。

②については，分割爆破（ＤＳ段発爆破が含まれる），１爆破進行長の制限，芯抜きパターンの変更が考えられる。芯抜きパターンによる振動の低減は，分割爆破の中に含まれると思われるが，芯抜き爆破の工夫により爆破振動を軽減したという例が多いようである。具体的には１自由面での爆破を最少現とするためにＶカットでベビー孔を設ける方法，バーンカットで大口径削孔を行う方法などが挙げられる。

(5) 爆破による振動の抑制は，各現場において対象とするものが異なり，地盤条件も異なるため，現地における目標値の設定が必要であり，それを管理するために実施段階において現地計測等による爆破方法の見直しが必要である。しかし，岩を破砕するという本来の目的に対して，爆破工法自体による振動の抑制には限度があり，抑制の目標値の設定によっては，経済性を重視できない場合が生ずることも有り得る。極端な場合は，通常の爆破工法に代えて，機械掘削等を導入せざるを得ない場合もあり，周辺状況による総合的な検討が重要である。

（参考文献）

1）発破振動の周辺への影響と対策（1984年，雑喉謙，鹿島出版会）

2）トンネル工事の発破振動および騒音対策に関する調査研究報告書（1977年，日本トンネル

技術協会）
3）トンネル工事と環境保全対策（1985年，日本トンネル技術協会）

（トンネル研究室・トンネル計画官）

道－8　NATM工法におけるロックボルト引抜試験について

（質問）

ロックボルトの引抜試験において，基準値（10ｔ）に満たない場合の処置について教示願いたい。

（豊岡工事事務所）

（回答）

ロックボルトの引抜試験は，2種の目的が考えられる。1つは，トンネル施工の初期段階でロックボルトの定着方法，ロックボルト長などの設計の妥当性を確認するものである。ロックボルトの定着効果は，地山の強度，孔壁の状態，定着方式等の条件に支配されるので，事前に引抜試験を行って，実際の地山における引抜耐力がどの程度であるかを確認する。地山条件の違いによる一般的な傾向として硬岩の場合は，定着材と地山との間に大きな定着力が得られるため，一般に引抜耐力は十分である。軟岩における引抜耐力は地山と定着材との間のせん断抵抗力によって定まると考えられ，地山の強度によっては，定着長などの設計を見直しする必要がある。また土砂地山では，十分な定着が得られない場合が多く，引抜耐力が10ｔ以下の場合もあるので，引抜試験による確認と設計への反映が重要である。

引抜試験の2つ目の目的は，日常の施工管理として，主に施工の出来形を検査するものである。全面接着型のロックボルトの施工において定着材の充填が不十分であったり，定着材の強度が不足したりする，いわゆる施工不良を検査するものである。現在のところ引抜耐力として，地山条件や定着材，ロックボルト長などにかかわらず施工後3日時点で最大引抜荷重を10ｔとした試験を実施している[1)]。これは，通常使用されるロックボルトの降伏耐力が12～18ｔであり，定着材として通常セメントモルタルを用いた場合3日強度では十分な定着力があることが確認されているためである。

日常管理のための引抜試験において，10ｔに満たずに降伏するものがある場合は，その原因が定着材の施工方法，材質などによるものか，あるいは地山の強度が不足しているものかを確認する必要がある。まず不合格のものの前後区間の引抜試験の頻度を増し，全体の傾向を調べるのが望ましい。引抜耐力の低いものの存在が限られた範囲であるならば，その箇所のみの施工不良と考えられ，局部的な対処でよい。引抜耐力の低いものが数多くある場合は，施工不良によるものと地山強度不足によるものが考えられる。前者の場合は，施工方法の見直しを行うと共に，定着材や充填方式の変更というような工法の変更を検討する必要のある場合もある。後者

の場合は，設計の考え方の見直しが必要であり，他の計測などによる地山の挙動を総合的に判断した上で，管理基準の見直しやロックボルト長，ロックボルト本数の見直しが必要である。地山の状況によってロックボルトの引抜耐力が十分に確保できない場合のトンネル支保工の設計は，既存の標準パターンを用いた設計をそのまま適用するのではなく，各現場において，対象地山に対するロックボルトの効果を十分検討のうえ，ロックボルトの適用を考える必要がある。特に，引抜耐力が得られないような地山は，岩石の強度が低いため，トンネル掘削によって周辺の地山の応力が岩石の強度を越え，広い領域にわたり塑性化し，比較的大きな変形が発生するような場合が有り得る。このような場合、ロックボルトは，作用効果としてアーチ形成効果，内圧効果，地山改良効果等の概念[2)]が適用され，システムボルトとして重要な支保部材と考えるべきである。ただし，ロックボルトが長尺になると継ぎボルトとなるため施工性が悪く，また地山によっては孔壁が乱れてボルトの挿入が困難となる場合もあるため，吹付けコンクリートや鋼製支保工等の他の支保部材の支保効果を考慮して，総合的に支保能力を評価してロックボルトの設計を行うのが望ましい。

上記のように，施工不良，地山不良による引抜耐力の不足があるが，いずれの場合にも，日常の施工管理としては，基準値を定めて（見直しも含む）実施されるものであり，不合格のものは打直し等の措置は必要と考えられる。

（参考文献）

1）トンネル（ＮＡＴＭ）計測要領(案)（59年10月，中部，近畿，中国地方建設局）

2）トンネル標準示方書（61年10月，土木学会）

（トンネル研究室・トンネル計画官）

道－9　のり面における転石等の対策について

（質問）

国道169号の奥瀞道路は山間渓流に沿うトンネル及び橋を主体とする道路である。トンネル坑口斜面に数多くの転石が分布している。又，本道路は吉野熊野国立公園内にあり，切取岩斜面等の景観保護が必要とされる。これらに対してどのように対処すべきか教示願いたい。

（紀南工事事務所）

（回答）

質問は次の二つから成る。

(1)　坑口斜面からの落石対策

(2) 岩盤斜面の景観保全方法

考え方を以下に述べる。

1. 坑口斜面からの落石対策

落石対策上の計画・設計のための調査方法の概要は以下のようである。

1) 落石危険度の調査

このために，現道沿いの斜面からの落石実態（堆積状況等）の把握及び斜面上の落石予備物質（落石になる可能性のある転石，浮石等）の状況の把握を行う。この場合，落石の大きさ・数・頻度・転石・浮石の分布状況・安定度を調査する。調査方法は，現地踏査によるほかないが，特に転石・浮石の分布状況・安定度を判断するためには，できる限り斜面に立入って見る必要がある。浮石の安定度は石の地山への根入状況，地山土質の安定状況・流失崩壊の可能性に支配される。この状況の判断は一般にはかなり困難な場合もあるが，専門技術者の詳細な現地踏査が最も有効である。石の安定状態を簡易に判定するために表1が参考となろう（高速道路調査会の方法（案））。

表 － 1

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

2) 施設の規模・位置，工法の選定のための調査

対策工の位置・規模等は，落石予備物質の大きさ・位置・不安定さの調査（1)と共通），落石径路の予測を行う。落石径路の予測のためには，全体的な地形・落石通過径路の斜面の状態等の把握が必要である。

工法としては，落石予防工と落石防護工，さらに通常の斜面安定工との組み合わせに大別される。そのために次の項目についての調査が必要である。

① 落石予備物質の大きさ，位置

② 斜面状況

③ 道路側方余裕

④ 落石の道路への到達程度

以上の調査も，現地踏査による。

3) 考えられる落石対策

対策工の一般的な選定フローは日本道路協会「落石対策便覧」（58年7月）において，図－1のように示されている。すなわち，おおまかにいって，浮石・転石の斜面への固定が可能であれば，それらを固定する予防工の適用が考えられる。又，固定が困難な場合は，落石のエネルギー（落石重量×落下高）によって適切な耐力を持つ，又，道路への到達を防止する防護工を選定する。落石の状況によっては，これらの工法の組合せ，特に防護工を斜面中段にも設ける等の工夫が必要である。

2. 岩盤斜面の景観保全方法

一般に景観保全も考慮したのり面保護には植生工が考えられる。植生工の目的は，植物が十分繁茂した場合にのり面の浸食を防止する効果と合わせて，周辺環境の調和に役立つ緑化を行うことにある。植生工には，構造物を用いないものと用いるものとがあるが，植生工自体には斜面の深い崩壊を防止する効果はないことに注意されたい。又，岩盤は，土砂化が進んだ軟岩を除いてそれだけでは植生はつかないので緑化を補助する手段が必要である。参考として，改訂された「道路土工－のり面工・斜面安定工指針」では，図－2のような切土のり面におけるのり面におけるのり面保護工選定のフローが提案されている。

すなわち，植生工の一般的な選定の目安は次のようである。

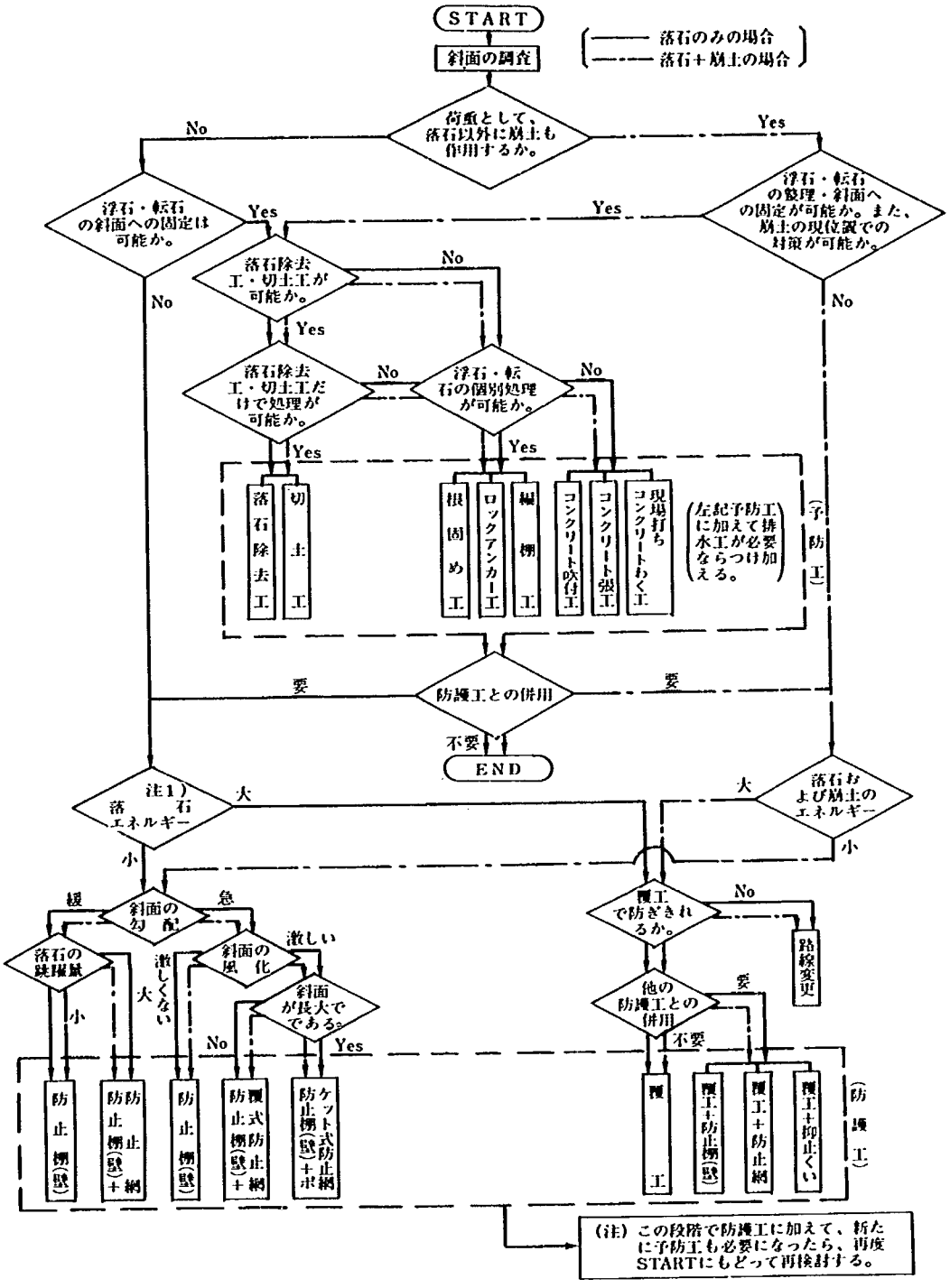
(a) 土砂：種子散布工，筋工，張工など。

(b) 軟岩，礫混り土砂：客土吹付工，植生穴工，構造物＋植生工など

(c) 硬岩，無土壌地：一般には無処理，特に環境上緑化を要する場合には，厚層基材吹付工，構造物＋植生工など

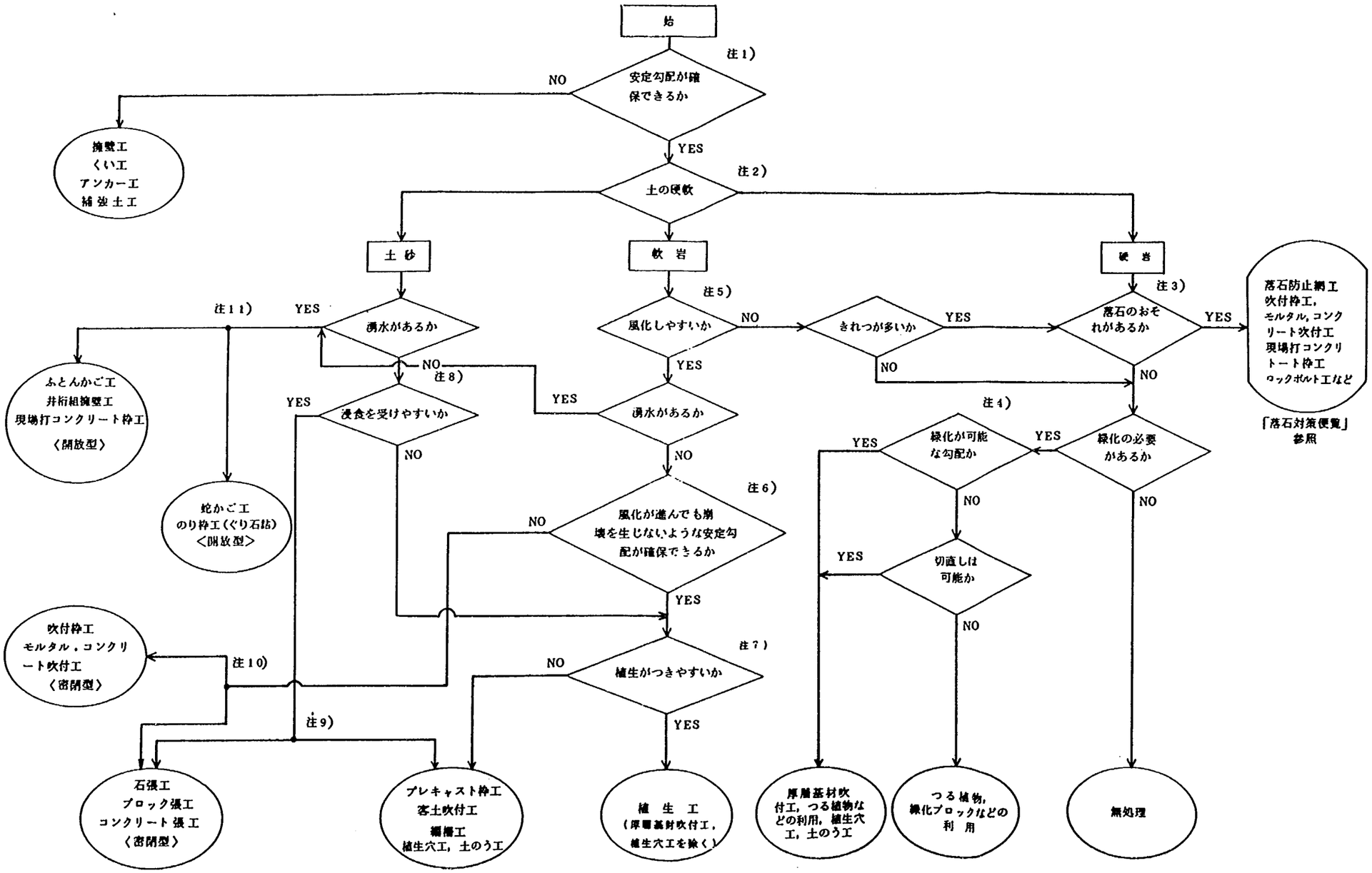
ここに，植生穴工とは，のり面へ削孔を行い，固定肥料などを穴の底部に投入し，のり面と同一面まで土砂などで十分充てんした後，金網張工や植生工を行うものである。厚層基材吹付工とは，計量した水，有機質基材，肥料，接合材（ポルトランドセメント，高分子系樹脂），種子などをモルタル吹付用ガンに投入し，よく混合して所定の厚さ（5cm以上）に吹付ける。この工法は，のり勾配60°程度以下では，安定なものができるといわれているが，まだ歴史は比較的新しく（6～7年程度）長期間の耐久性には未だ不明な点もある。

又，細部において，現地に適した石材等を用いることも景観保全に有効である。



図－1　対策工の選定フローチャート

（動土質研究室）



図－2 ,切土のり面におけるのり面保護工選定のフロー(参考)

道－10　トンネル坑口周辺における騒音予測と対策について

（質問）

トンネル坑口周辺では，トンネル内を走行する車両より発生した音が減衰することなく坑口まで伝播し，坑口より放射される為，平坦道路より騒音が大きくなっている。この坑口周辺の騒音予測について，従来はダクト内の音の減衰式や幾何音響的に導いた式により，坑口での音圧レベルを求めて２次音源を想定して，距離減衰式により坑口の騒音を求める方法が行われていたが，近年，数々の実験に基づき実験式が導き出されているが，トンネルの長さ，坑口より外側の状態，交通量，速度等により大幅に変る要素をもっている。一般的なトンネル（ℓ＝300～500 m）ではどのような方法で騒音予測しているものか御教授願いたい。

（姫路工事事務所）

（回答）

1. 予　測

土研としては，実用性，取扱いの簡便性を考慮して，理論及び模型実験に基づき，トンネル坑口周辺の騒音予測を，一般道路の場合と同様，等音源，等間隔モデルによる計算式を用いて行うことを提案している。なお，この計算式による結果と実測結果とを比較し，その適用性について確認を行なっている。

トンネル坑口周辺の騒音レベルLは，トンネル内の自動車による騒音レベルL_Tと，トンネル外の自動車による騒音レベルL_Oを合成することにより求められる。

$$L = 10\log_{10}(10^{L_T/10} + 10^{L_O/10}) \quad (\mathrm{dB(A)})$$

○ L_Tの算出

自動車は図１のように配置する。自動車から放射された音は，トンネル内面で反射を繰り返しながら坑口方向へと伝わっていく。しかし，実際の騒音予測において，反射の影響を考慮した計算を行なうのはかなり複雑なので，自動車を，坑口での音響エネルギーが等しい，トンネル内面での音響反射を考慮しない点音源におきかえる。この音源を用いると，L_Tは次式で表わされる。

$$L_T = 10\log_{10}\left(\sum_{i}^{n} 10^{L_i/10}\right) \quad (\mathrm{dB(A)})$$

$$L_i = PWL - 8 - 20\log l_i - L_{Di} \quad (\mathrm{dB(A)})$$

PWLは自動車１台のパワーレベル，l_iはi番目の自動車に関する等価点音源から受音点までの距離を表わしている。なお，坑口から等価点音源までの距離Z_iは，次式で与えられる。

$$Z_i = \frac{r_0(1 - A_{Ti})}{\sqrt{1-(1-A_{Ti})^2}} \quad (\mathrm{m})$$

$$A_{Ti} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(1-\bar{\alpha})^m Z_{0i}}{\sqrt{(2m+1)^2 r_0^2 + Z_{0i}^2}}$$

r_0 はトンネル半径（m），$\overline{\alpha}$ はトンネル内面の平均吸音率，Z_{0i} は坑口から自動車までの距離（m）を表わしている。

L_{Di} は坑口端などによる回折減衰量を表わしており，次式で与えられる。

$$L_{Di} = 5 \pm 20\log_{10}\frac{\sqrt{2\pi|N|}}{\tanh\sqrt{2\pi|N|}} \quad (\mathrm{dB(A)})$$

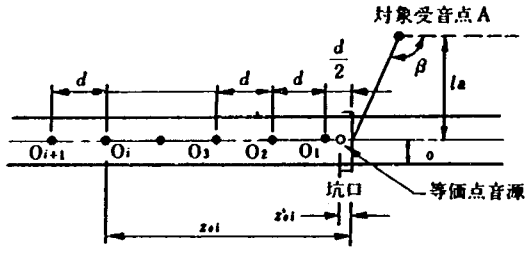
Nはフレネル数（$N=2\delta/\lambda$）を表わしている。ただし，δ は点音源と受音点間の回折経路差(m)，λ は波長(m)である。なお，複号は，$N>0$ のとき＋，$N<0$ のとき－をとる。また，$N=0$ のとき $L_{Di}=5$（dB(A)）である。

○ L_0 の算出

一部分がトンネルにより遮蔽された道路に関して，トンネル外の自動車によるある地点における騒音レベルを求める場合，その点の道路開放部に対する見込み角による補正を考慮した計算を行う必要がある。見込み角を β（rad）（図1参照）とすると，L_0 は次式で表わされる。

$$L_0 = L_{50} + 10\log_{10}\beta/\pi \quad (\mathrm{dB(A)})$$

L_{50} は，トンネルがないと仮定した場合の騒音レベルである。

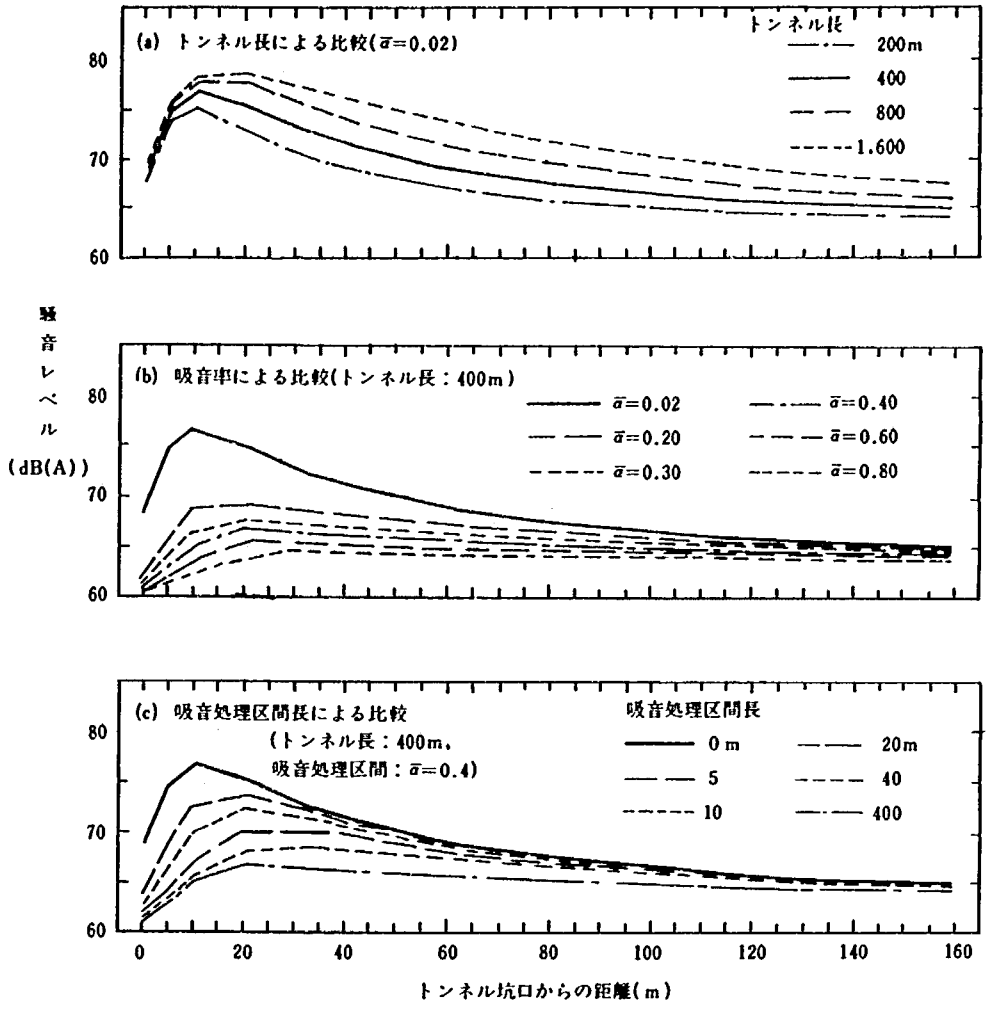


図－1　トンネル内の車両配置と見通し角

2. 対　策

対策としては，トンネル内面に吸音処理を施すことが考えられ，一部のトンネルにおいて，坑口部分内面に吸音盤を取り付けている例が見られる。通常，坑口から 100～200 m の区間に設置すれば十分である。ここで提案した計算手法を用いて，トンネル長，内面の平均吸音率，吸音処理区間長を変化させた場合の騒音レベルを求めると，図2のようになる。

なお，これらの詳細については参考文献を見られたい。



図－2　トンネル坑口部の騒音距離減衰（トンネル半径：5.5m，受音点位置：路肩から10m，交通量：1,600台／h，大型車混入率：15%，車速：50Km／h）

（参考文献）

足立義雄：道路交通騒音に係わる要因の影響度合に関する研究，土木研究所報告，第164号。

（交通環境研究室）

道－11　針入度40～60のストレートアスファルトの使用について

（質問）

近畿地建管内では60～80ストレートアスファルトで全て施工されているが，耐流動を考慮すると，低品質岩種をかかえている地域では目標動的安定度（Ds）に達しない場合があり，苦慮している。近年，セミブローンアスファルト等が開発されている中で，針入度40～60アスファルトの使用が考えられる。アスファルト舗装要綱では気温が高くて交通量の多い場合に用いることもあるとあり，耐流動わだちを考慮すると適しているのではないかと考えられる。しかし，例えば，寒冷地でのひび割れが心配されるが，使用に当っての良否を教示願いたい。

（近畿技術事務所）

（回答）

針入度40～60のストレートアスファルトは，土木研究所で昭和40～50年代にかけて実施した岡部，幕張両試験舗装で耐流動にある程度の効果がある事が認められ，また関東地建での使用実績を考慮して昭和53年版のアスファルト舗装要綱の道路用アスファルトの規格に採用された。その後も関東地建では，温暖地の重交通道路において耐流動を目的として40～60アスファルトを積極的に採用しており，実績をあげている。また，前記の両試験舗装において，針入度が低いからといって特にひび割れが発生しやすいという傾向も認められていない。

以上のような点から，温暖地の重交通路線において40～60アスファルトを使用することは特に問題はないと考えられる。

一般に，寒冷地においては冬期の低温の条件下でアスファルト混合物が非常に固く脆くなるため，アスファルト混合物の応力緩和性状が低下し，ひび割れ発生の危険性が高くなると考えられる。しかし前記試験舗装の結果は温暖地でのものであるため，寒冷地の耐流動対策に40～60アスファルトが適用できるかという回答は得られていない。つまり，寒冷地においても前述のような針入度の大小がひび割れに影響を及ぼさないかどうかという点については検討はされておらず，したがって現段階での寒冷地での40～60アスファルトの使用は慎重を期すべきであろう。

ただし，関東地建内でも寒冷地と考えられる長野国道工事事務所では，市街地等の耐流動対策として40～60アスファルトを近年使用している（まだひび割れに対する結論は得られていない）。ただし，40～60アスファルトは通常の60～80アスファルトに比べて粘度が高いため，施工性を考慮して，9月までの施工については40～60アスファルトを使用し，10月以降については同一条件の施工箇所でも60～80アスファルトを使用しているとの事である。

以上の事から，現段階では寒冷地でのひび割れに対する確答は得られていないものの，次のような条件に限っては，寒冷地にも40～60アスファルトを使用することは可能であると考えられる。

① 寒冷地でもあっても比較的温暖で，流動の懸念がされること。

② 重交通路線であること（一般にC交通以上）

③ 寒い時期に施工しないこと

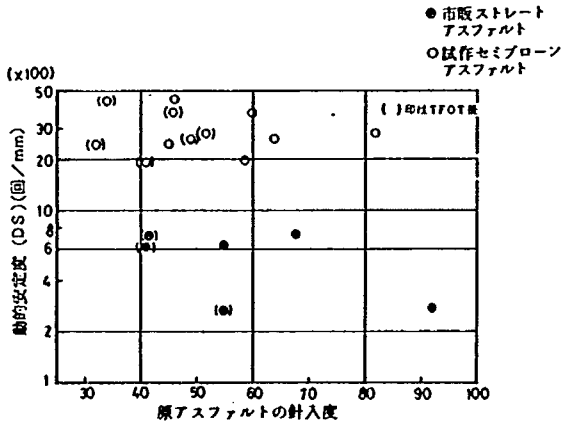
また施工に当っては，締固め度が後の耐流動性，耐ひび割れ性に大きく影響すると考えられるので，十分な温度管理と締固めを行うことが必要であろう。

当研究室でも，この40～60アスファルトの寒冷地での適用性については，今後，関東地建での状況等を見ながら判断していきたいと考えている。

なお質問の趣旨からははずれるが，寒冷地でも耐流動性を考慮して目標とする動的安定度を確保したいのであれば，改質アスファルト（特にゴム添加）の使用は有効である。これらの改質アスファルトは高温域での粘度を高めて耐流動性を高める一方で，低温伸度やタフネス・テナシティの向上により耐ひび割れ性を高めており，40～60アスファルトよりはひび割れの懸念は小さいと考えられる。ただし，改質アスファルトを使用する場合にも40～60アスファルトの場合と同様に温度管理，締固めに配慮する必要がある。

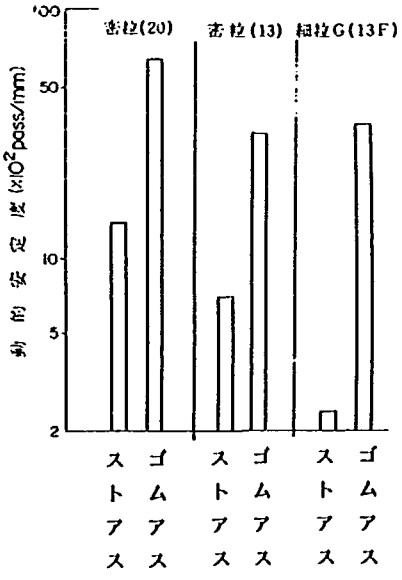
最後に，針入度と動的安定度の関係について検討した例を図－1に，ストレートアスファルトとゴム入りアスファルトの動的安定度の比較例を図－2に，および昭和60年度，当研究室において40～60，60～80アスファルトについての性状試験を行った結果を表－1に示するで参考にされたい。

（舗装研究室）



図－1　針入度と動的安定度の関係[1)]

1）重交通道路の舗装用アスファルト「セミブローンアスファルト」の開発より抜粋



図－2　ストアスとゴムアスの動的安定度の比較

表－1　アスファルト性状一覧

試験項目		40～60				60～80			
		規格値	平均値	最大値	最小値	規格値	平均値	最大値	最小値
針入度	1／10mm	40～60	50.0	52	47	60～80	67.0	76	61
軟化点	℃	47～55	51.1	52.5	49.5	44～52	47.8	49.0	46.0
伸度	cm	10以上	100＋	－	－	100以上	100＋	－	－
三塩化エタン可溶分	%	99.0以上	99.9	99.99	99.77	99.0以上	99.85	100.0	99.39
引火点	℃	260以上	340	362	299	260以上	342	363	296
高温粘度	120℃	－	1524	1760	1300	－	1007	1200	751
	140	－	475	546	408	－	353	408	267
	160	－	192	220	171	－	148	169	114
	180 cst	－	92.8	107	83.7	－	74.7	84.8	60.9
蒸発針入度比	%	110以下	99.0	101.1	95.8	110以下	96.0	106.6	88.2
薄膜加熱質量変化	%	0.6以下	0.06	0.09	－0.04	0.6　下	0.06	0.11	－0.14
〃 針入度変化率	%	58以上	72.4	74.5	68.6	55以上	68.6	75.4	59.9
比重（25／25℃）		1.000以上	1.032	1.037	1.027	1.000以上	1.030	1.038	1.023
60℃粘度poise		－	3980	4760	3060	－	2060	2630	1360

道－12　散水融雪設備の降雪量に応じた散水量調節システムについて

（質問）

近畿管内の積雪寒冷地では道路除雪の方法として，地下水または河川水を用いて路面上に降った雪を融かす方法を用いている。

しかし，この方法では計画時に算定したその地域の５年間の平均降雪量に対する融雪水を散布しているため，降雪量の少ない時には融雪水が多く歩行者に車両により発生する飛水がかかったり，付近の住宅等に浸水問題を生じている。また貴重な河川水，地下水を有効に利用したい。よって，降雪量に応じた適切な融雪水の散布が必要となる。

しかし，融雪水量を弁の開閉によって調整すると融雪水が道路中央まで飛ばず適切な融雪ができず困っている。適切な散水量調整システムについて教示願いたい。（近畿技術事務所）

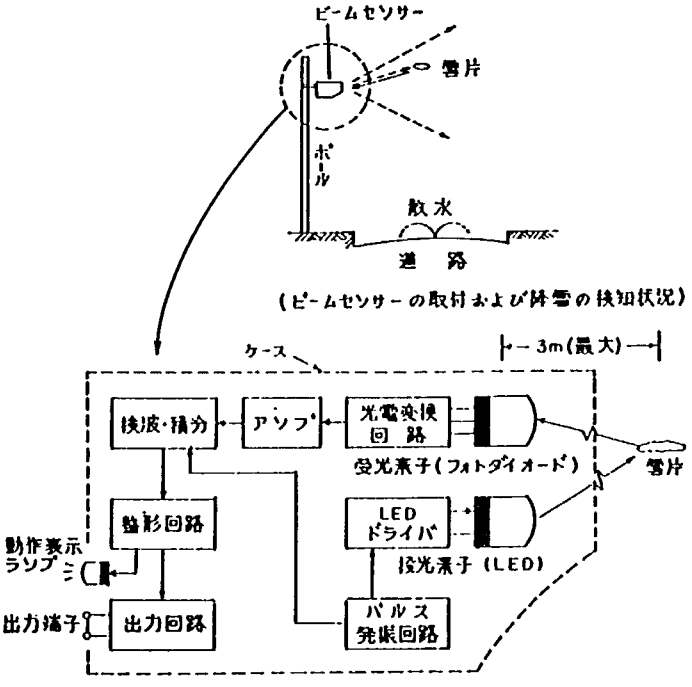
（回答）

地下水等を使用し道路上の雪を有効に融・消雪する方法としては降雪量別による散水量の設定も必要であるが，それ以上に道路上の雪の状態を的確に判断出来る装置が必要である。しかし，現状では道路上の雪の有無を直接かつ正確に検知するセンサーがないことから道路空間を通過する降雪を水分量として検知し気温の組合せにより道路上の雪の有無を判断する間接的な方法が採用されている。この方法は，低温時の雨で作動したり，検知部分の凍結とか霧等による誤動作が多く，まだ確立されたものはない。

現在，これらの欠点を補うため降雪強度に応じ自動散水量調整システムとか交互散水方式等が採用されているが，前述のように道路上の降雪量を正確に検知する手法がないこと等から問題点は多い。

以上のことから，ここでは比較的有効に融・消雪制御が出来る装置を当試験所で開発したので，その概要と効果について以下紹介する。

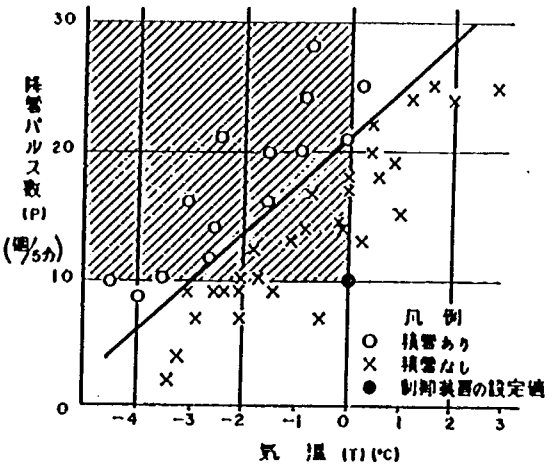
この装置は，図－１に示すように降雪検知器（ビームセ



図－１　反射型ビームセンサーの取付方法，構成図

ンサーによる）の投光部から出た光が落下してくる雪片で反射（雨の様な透明なものは通過する）し受光部で検知する方式を取っている。このため，従来の制御装置のように降雪を間接的に検知するものでなく降ってくる雪を正確に検知できることが特長である。さらに，道路上に発生する圧雪を考え従来の制御装置と同じ様に気温を組合せ無駄のない制御方法となっている。

この装置により現在市販されている装置との比較検討した結果を表－１に示した。この装置による効果は，従来のものに比べ半分以下の水量，費用で融雪・消雪することが可能となった。



図－２　道路上に発生する積雪の限界図（一例）

また，より以上の融雪効果を得るためには図－２に示す降雪パルス，気温の関係式（交通量による修正が必要）を制御装置本体に組み込むことにより可能になる。

なお，装置の詳細については文献－１参照されたい。

表－１　従来型との経済比較例

測定期間　59年２月１日～２月28日

項目 ＼ 制御装置名	積雪状況		散水状況		運転費[3] (円)
	累降雪深[1] (cm)	降雪時間[2] (時間)	散水量 (ton)	散水時間 (時間)	
B（従来型のもの）Bタイプ	610	327.33	13,074.67 (21.43ton/cm)	349.22	163,435 (267.9円/cm)
D 今回開発したビームセンサーによるもの			5,647.2 (9.25ton/cm)	150.83	70,588 (115.7円/cm)
差（B－D）	—	—	7,427.47	198.37	928.47
比（D/B×100）	—	—	43.19(%)		

1）日降雪深の累積値

2）降雪検知器による測定値

3）電力量は冬期融雪契約とし 15.60 円／kw・h で計算した

4）（　）は１cmの雪を溶かすのに必要とする水量および金額

注）散水対象面積は，1,560 ㎡（幅６m，長さ 260m）である。

文献－１　土木技術資料　27－2（1985）ビームセンサーを利用した融・消雪制御装置の開発

（新潟試験所）

道一13　軟弱路床の改良による低減厚

（質問）

アスファルト舗装要綱では，安定処理を行った場合，①在来路床土の改良層への侵入，②混合の不均一，③転圧効果が出にくいことによる密度の不足等を根拠に，安定処理層の下部20cmを，在来路床と安定処理層のＣＢＲの平均値を用いることにしている。

近畿技術事務所で実施した，安定処理による施工箇所の調査によれば，①在来路床土の侵入は認められない，②混合の不均一は認められない，③密度の低下は認められない，④混合深さは設計の改良深さを満足している　という結果が得られた。改良のための添加剤の進歩を考え合わせると，在来路床土と安定処理層のＣＢＲの平均値を用いる厚さを，一律に改良層下部の20cmとする必要はないのではないか。　（近畿技術事務所）

（回答）

安定処理によって改良した路床土の支持力評価において，低減層20cmを設ける理由は，質問者が指摘したとおりである。路床のＣＢＲが小さい場合には，厚さ20cm程度のしゃ断層を施工するが，アスファルト舗装要綱で示されている低減厚の20cmは，改良層の下部をしゃ断層と同様に取扱ったものである。質問者が調査を行った施工箇所について，従来いわれている現象が観測されなかったとのことであるが，以下のようなことが原因していると考えられる。

①　在来路床土の侵入が見られなかった

質問者が実施した調査は，バイパス工事の未供用箇所を対象としているので，車両による繰り返し載荷が，あまり影響していない時点での調査であるためと考えられる。軟弱路床が問題になる箇所は，地下水位が高いことがほとんどであり，長期的には在来路床の細粒分が侵入することを想定して，設計をしておくべきであろう。

②　混合が比較的均一であり，施工深さも満足していた

施工機械が進歩していることから質問者の指摘するような，品質の良い施工も増えていることと思われる。一般に使用されている混合機械としては，スタビライザ，バックホウ（バケット型，ミキシングフォーク型），ブルドーザがあるが，特にスタビライザを使用した安定処理では，品質の良い施工が可能になっている。しかし，バックホウやブルドーサによる施工は，施工にかなり注意をはらわないと，スタビライザによる施工より品質の劣ることが多い。

③　密度の低下が見られなかった

安定処理や良質材料による置換を行った場合には，在来地盤の支持力がないと，ローラで転圧しても材料が締固まらないことが多い。したがって，質問者が調査した現場は，比較的条件がよかった箇所であったと考えられる。通常の設計では，あらかじめ締固めの不足を想定する必要である。

実験室で得られたＣＢＲが低い場合でも，地下水位が低く，ＣＢＲ試験での水浸に似た状態になることがほとんどなく，在来路床土が軟弱化しにくい場合には，路床土の侵入もなく，転圧も十分に行えるため，20cmのＣＢＲの低減層を設ける必要はないであろう。

質問者が指摘するように，施工機械や添加剤の性能が向上しており，現場によっては20cmの低減厚が過大になっている箇所もあると思われる。将来的には，低減層の厚さを薄くする方向へ向かうことと思われるが，現状はまだ調査の段階であり，路床が軟弱化せず，転圧が十分に行える箇所以外では，安全を見て20cmの低減層を設けることが適当であろう。

（舗装研究室）

道－14　鋼床版上の舗装構成について

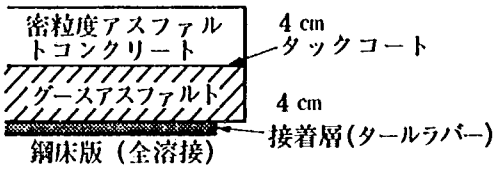
（質問）

鋼床版上の舗装については従来よりわだち掘れ，耐流動性等の問題点から種々の舗装構成について論議しているところであるが，現段階での望ましい舗装構成について教示願いたい。

また京都府で昭和53年度に実施した鋼床版舗装は下図のとおりであるが，最近部分的にわだち掘れが著しく，打換による補修を計画しており，その舗装構成についても併せて教示願いたい。なお，想定している路線の交通量は60年度 11,666 台／12ｈ（大型車 2,263 ）である。

（京都府）

＜舗装構成＞



（回答）

(1)　層構成について

鋼床版上の舗装については，

①　鋼床版は荷重による変形（たわみ）が大きい。

②　車両の走行軌跡が一定しやすい。

③　温度変化を受けやすい。

④　交通規制が難しく，補修が困難である。

⑤　防水上の配慮が必要である。

などの特殊な条件下にあり，特別な配慮を必要とされ、鋼床版上の舗装の性能として，

① 床版の変形に追従できるたわみ性を有していること。

② 防水性を有していること。

③ 耐久性（特に耐流動性，耐ひび割れ性）に優れていること。

という事が要求される。

①，②および耐ひび割れ性と耐流動性とは相反するものであり，このことが鋼床版上の舗装の設計を困難にしているといえる。

このようなことから，鋼床版の舗装に適した舗装についての検討は従来より様々な形で実施されてきたが，特に本州四国連絡橋の橋面舗装に関するものがその代表的なものであろう。したがって，ここでは主にその結果とその他の幾つかの鋼床版試験舗装の検討結果から，現段階で最も望ましいと考えられる鋼床版舗装の構成とその設計上の注意点，さらに修繕工事の場合の注意点などについて述べたい。

昭和55年10月から昭和56年３月にかけて土木研究所において，全国の鋼床版舗装の現況実態調査を実施した。その結果の内，舗装構成についての実態を集計したものを表－１に示す。また現在，耐流動性を考慮した場合の鋼床版舗装の構成として考えられるものを図－１に示す。これらの舗装構成も含めて鋼床版舗装の耐久性，供用性について検討を行った事例として，昭和51年に施工した国道16号長浦試験舗装，昭和53年に施工した国道６号千住新橋試験舗装があり，その概要と追跡調査結果を図－２～５に示す。

表－１　全国現況調査による鋼床版舗装構成

タイプ	上　層	下　層	橋梁数(%)	舗装厚（mm）	
				上　層	下　層
1	アスコン	アスコン	93(30)	30～40	40～50
2	グース	グース	71(23)	30～40	30～40
3	アスコン	グース	123(40)	30～40	40～50
4	アスコン一層		21(6)	50～70	
5	グース一層		3(1)	50～70	

(1)は下層にグース，表層に通常の混合物を用いたタイプであり，表－１でも全国の鋼床版舗装の40%を占めており，最も一般的な舗装構成といえる。しかし，この構成はグースアスが夏期の高温時に流動しやすいという欠点を持っている。そこで近年，粒度等に配慮を加えたりバインダーを硬くしたりして耐流動性を高めたグースアスなども検討されているが，重交通の鋼床版舗装に適用するには限界がある。

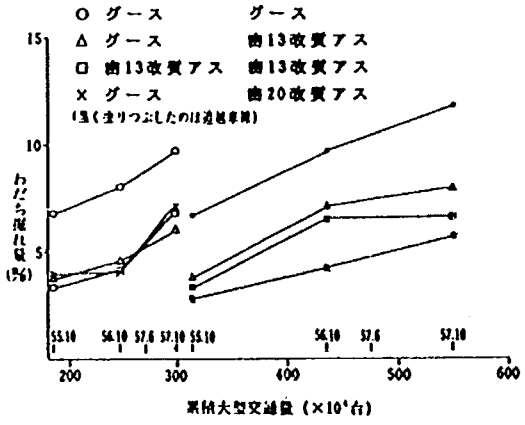
アスコン	アスコン	硬化性アスコン
グース	アスコン	硬化性アスコン
(1)	(2)	(3)

図－1　耐流動性を考慮した鋼床版舗装構成の例

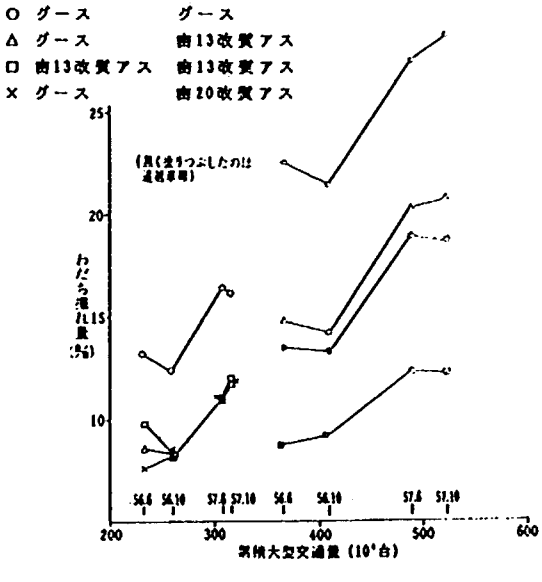
(2)も現在，鋼床版舗装として一般的なタイプの一つであり，(1)のタイプよりも耐流動性に優れている。そして，バインダーに改質アスファルト等を用いる事により，その耐流動性を更に高めることが可能である。しかし，その反面，防水性が劣っており，通常は鋼床版の上にまず防水層を設ける必要がある。

(3)は硬化性のバインダーを用いるもので，耐流動性は非常に高い。しかし，たわみ性に乏しいため，ひび割れが発生しやすく，耐久性に欠ける。長浦試験舗装においてもこのタイプの工区は早期にひび割れが発生し，施工後１年９ヶ月で打換を行っている。鋼床版の舗装としては今後改良を加える必要がある。

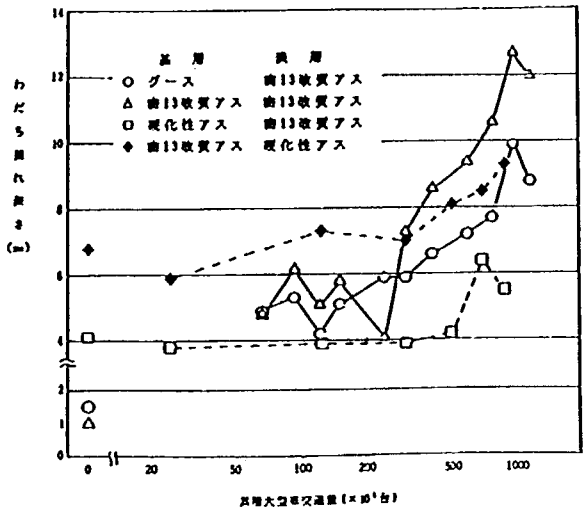
以上より，重交通橋梁の鋼床版舗装の層構成としては(2)のタイプが最も適切であると考えられる。また，層厚は基層が30～40㎜，表層が40～50㎜が一般的である。層厚が厚くなると荷重分散効果により鋼床版に生じる歪は小さくなり，ひび割れの危険性も小さくなるが，余り全体の層厚が厚いとやはり流動の危険性があり，２層の合計厚が70～80㎜が一般的であると考えられる。



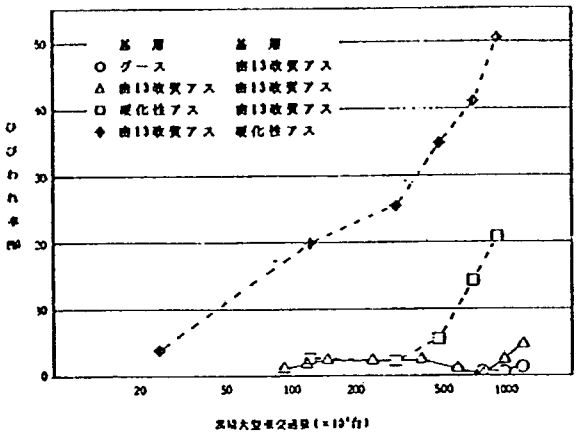
図－2　千住新橋試験舗装結果（上り線）



図－3　千住新橋試験舗装結果（下り線）



図－4　長浦試験舗装結果（わだち掘れ）



図－5　長浦試験舗装結果（ひび割れ率）

(2)　混合物の配合設計，施工上の留意点

一般的にはアスファルト舗装要綱に従って配合設計，施工を行えばよいが，耐流動鋼床版舗装という点を考慮した場合の留意点を幾つか記す。

①　バインダー

耐流動性，耐ひび割れ性に優れた改質アスファルトを用いるのが望ましい。改質アスファルトの種類としてはゴム添加の改質アスファルトが最も適していると考えられる。その選択に当っての指標としてはバインダーの性状として60℃粘度が高いこと（耐流動性），低温伸度およびタフネス，テナシティが高いこと（耐ひび割れ性）などが挙げられ，また，可能であればホイールトラッキング試験や低温曲げ試験等を実施して判断することが望ましい。一つの判断の目安として，表－2，3に本四橋面舗装基準に示されているバインダーの $_5$率値，混合物性状の基準値を示す。

②　粒　度

一般的な舗装としての耐流動性については，密粒20が最も優れている。しかし，最大粒径が大きい場合，防水性が低下すると考えられること，防水層を破損する可能性があるなどの点から，現時点では密粒20を用いた施工の事例は少なく，やはり密粒13が最も適切であると考えられる。

③　接着層，タックコート

鋼床版と基層，基層と表層の接着が悪いと床版，表層，基層が一体となった時の荷重分散効果が低下し，ひび割れ発生の危険性が大きくなる。また，舗装のはく離の原因となる恐れがある。従って接着層，タックコートは接着性に優れたものが望ましい。

表－2　バインダーの基準値（本四基準）

項目			規格値 I型	規格値 II型	試験法
針入度（25℃）1／10mm			60～100	60～100	JIS K 2207
軟化点 ℃			55～65	60～75	JIS K 2207
伸度（10℃） cm			50以上	10以上	JIS K 2207
フラースぜい化点 ℃			－12以下	－12以下	JIS K 2207
タフネス（25℃）kg・cm			120以上	30以上	付録
テナシティー（25℃）kg・cm			100以下	10以下	付録
粘度	60℃	ポアーズ	4,000以上	16,000以上	ASTM D-2171
粘度	160℃	SFS	500以下	1,000以下	JIS K 2207
粘度	200℃	SFS	200以上	300以上	JIS K 2207
引火点（C.O.C） ℃			280以下	280以下	JIS K 2274
灰分 %			1.0以上	1.0以上	JIS K 2272
比重（25℃/25℃）			1,000以下	1,000以下	JIS K 2249
薄膜加熱（180℃×25時間）後	蒸発量%		0.3以上	0.3以上	JIS K 2207 条件変更
薄膜加熱（180℃×25時間）後	残留針入度%		65以下	65以下	JIS K 2207 条件変更
薄膜加熱（180℃×25時間）後	軟化点%		80～110		

表－3　混合物性状の基準値（本四基準）

項目			基準値
マーシャル試験	空げき率	%	3～5
マーシャル試験	飽和度	%	75～85
マーシャル試験	安定度	kg	1,000 以上
マーシャル試験	フロー	1／10mm	20～40
マーシャル試験	水浸残留安定度	%	80 以上
ホイルトラッキング試験動的安定度（60℃，6.4 kg／cm²）回／mm			850 以上
曲げ試験破断ひずみ（－10℃，50mm／min）			6.0×10^{-3} 以上

④ 防水層

グースアス層を設けない場合は，床版の水による腐食を防ぐため，防水層を設ける必要がある。防水層の選択に当っては防水性，耐久性に優れたものを選ぶ必要がある。判断の目安として，本四橋面舗装基準の値を表－4に示す。また，補修工事の場合はシート系の防水層が適している。

なお，防水層を設けた場合，舗装からしみこんだ水が防水層の上に滞留し，舗装のはく離の原因となることがあるので床版面に排水孔を設けることが望ましい。特に縁石まわり，伸縮ジョイント周辺等は水がたまりやすく，排水に対する配慮が必要である。

表－4　シート系防水層の基準値（本四基準）

項　　目	規　格　値	試　験　法
厚　　さ　　mm	2.0 ± 0.5	本四橋面基準に記載
単　位　重　量　　g／m²	1,500 以上	〃
引　張　強　さ（幅1㎝当り長手方向，幅方向とも）　kg	10以上	〃
最大荷重時の伸び率（長手方向，幅方向とも）　%	10～80	〃
低　温　可　撓　性（長手方向，幅方向とも）	5個中4個以上合格	〃
吸　水　膨　張（　〃　，　〃　）%	± 1.0	〃
加　熱　収　縮（　〃　，　〃　）%	± 1.0	〃

⑤ 施工に当って

床版面は可能な限り，きれいにすること。これにより，防水層の接着性を高めることができる。

接着層，タックコートの塗布の際はしっかりと施工すること。（特に塗りムラ，養生時間など）

混合物の舗設の際は，十分締めかためること。これにより，防水性，耐流動性の向上が期待できる。

鋼床版上の防水層の設計，施工については，現在のところ本四基準を参考にするのがよい。

(3) 補修工事に適用できる特殊な工法

以上述べたのは，耐流動の鋼床版舗装として現在，最も適切と考えられるものである。しかし，補修工事の場合は交通規制等の関係から，前述のような工法で施工することが困難な場合が多い。そこでこのような場合に適用可能な工法として，表層の切削を行い，グースアス層に

チッピング材を圧入してグースアス層の耐流動性を高める修繕工法を紹介する。

図－６に施工の流れ図を示す。作業の手順は次のとおりである。

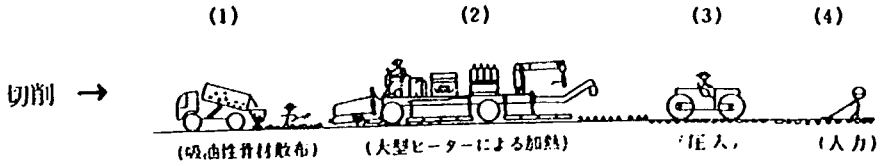
① （表層厚）＋５㎜程度の厚さで表層の切削を行う。

② グースアス層をロードヒーターで加熱する。

③ 加熱されたグースアス上にチッピング材を散布する。

④ ローラーにより，チッピング材を圧入する。

⑤ 表層の施工を行う。



図－６　チッピング材圧入工法の流れ

この工法は迅速に施工が可能，既設のグースアス層の耐流動性を高める事が可能，工費が安い等いくつかの利点があり，阪神高速道路公団ではかなりの実績を挙げている。その詳細については，参考文献を参照されたい。

（参考文献）

・（財）海洋架橋調査会，本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書（昭和57年度）昭和58年３月

・飯島，小島他，鋼床版舗装の全国現況調査，土木技術資料　昭和58年３月

・小山内，千住新橋試験舗装の経緯，アスファルト　昭和59年８月

・田坂，山崎，既設グースアスファルト舗装補修の無騒音改良工法，第39回土木学会年次学術講演概要集，昭和59年10月

（舗装研究室）

道－15　路面復旧工事等における品質管理について

（質問）

路面復旧工事など，幅員の狭い所や延長の短い小規模工事における品質管理項目，管理基準値，頻度について教示願いたい。特に路床材料，路床，路盤の支持力を中心とした施工管理について詳しく願いたい。　（大阪府土木技術事務所）

（回答）

品質管理とは，設計図書や仕様書に示す規定を満足する舗装，すなわち検査に合格するような舗装を経済的につくるためにとる手段のことである。したがって，一般的な品質管理の手法は，舗装の品質を客観的に評価し得る各種試験を工事中ほぼ一定の頻度で連続的に行い，その結果を統計的に処理して以後の工事に役立つ情報を得ることを目的とする。しかし，施工規模が小さく，短期間で工事が終了することの多い路面復旧工事等の小規模工事では，このような本来の品質管理手法をそのまま適用することはほとんど不可能であるし，また，幅員が狭い，延長が短いといったような特殊な条件における施工での品質の評価の仕方についてもそれなりの配慮が必要である。

このようなことから，これら小規模工事では，その規模，施工の実態にあった品質管理，施工管理を行っていく必要がある。つまり，いたずらに頻度を多くして試験を行うことは，無益であるばかりでなく作業の障害ともなるので，管理項目は最小限のものとし，また，管理試験は工事の初期のなるべく早い時期に集中的に行い，後の作業に役立たせることが必要である。極端に小規模な工事の場合は，試験の結果をその工事に反映させることができないので，このような場合，現場技術者にはより高い技術が要求される。このような小規模工事を対象とした場合，最小限必要と思われる品質管理項目を「アスファルト舗装要綱」，「簡易舗装要綱」を参考に，路床，路盤について整理したのが表－１である。

表－1　品質管理の基準（簡易舗要綱より）

工種		項目	頻度	規格値	＊アスファルト舗装要綱の項目（小規模工事）
下層路盤		高さ	1個所／20m	±5.0	
		厚さ	〃	－5.0	
		幅	〃	－10.0cm	
		含水比	随時	－	
		粒度	〃	－	
		ブルーフローリング	全面	－	
上層路盤	粒度調整	厚さ	1個所／20m	－3.0cm	
		幅	〃	－5.0cm	
		含水比	随時	±15.0%	
		粒度（2.5mmふるい）	1～2回／1,000m²または随時	±6.0%	
		粒度（0.074mm〃）			
		締固め度	1個所／1,000m² 〃	93.0%	○締固め度
	歴青安定処理	厚さ	1個所／20m	－2.0cm －3.0cm －5.0cm	
		幅	〃		
		温度	随時	－	○温度
		粒度（2.5mmふるい）	1～2回／1,000m²または随時	±15.0% ±6.0%	
		粒度（0.074mm〃）			
		アスファルト量	随時	－	○アスファルト量
		締固め度	1個所／1,000m²または随時	93.0%	○締固め度
	セメント安定処理	厚さ	1個所／20m	－3.0cm	
		幅	〃	－5.0cm	
		粒度（2.5mmふるい）	1～2回／1,000m²または随時	±15.0% ±6.0%	○含水量
		粒度（0.074mm〃）			
		セメント量	随時	－	
		締固め度	1個所／1,000m²または随時	93.0%	○締固め度
	石灰安定処理	厚さ	1個所／20m	－3.0cm	
		幅	〃	－5.0cm	○含水量
		締固め度	1個所／1,000m²または随時	93.0%	○締固め度

各種測定並びに試験を行うに際して注意すべき事項は以下の通りである。

(1) ブルーフローリング

締固めのタイヤローラなどが通ったときのたわみ量やわだち跡を観察により締固めの程度を判定する。路床の締固め度は，検査の対象にしていないが，ブルーフローリングによって軟弱な個所を見い出し，事前に対策を講じておくことが必要である。

(2) 高さ，厚さ，幅

高さおよび幅は20mごとに設けた丁張りを基準に，厚さは層の上下面の高さの差かまたは下層面まで掘り起こして直接にはかる。

(3) 含水比，粒度

含水比と粒度はいずれも観察によってその異常を見い出すことは比較的容易である。含水比の異常な場合には，赤外線ランプやフライパンを用いる簡便な方法による。ふる

い分け試験に用いるふるいは2.5㎜と0.074㎜の2種類のみとする。アスファルト混合物についてはコールドフィーダの骨材粒度と計量器の精度をたえず調べておくことが必要である。

(4) アスファルト量，セメント量，石灰量

いずれも試験には，かなりの時間と繁雑さを要する。従って，生産した混合物量または舗設量と材料使用量とを常時，対照させておけばよい。異常を認めた場合には抽出試験を行う。

(5) 締固め度

コアが採取できない場合は砂置換法による。締固め度はコア密度または砂置換法によって測定した現場密度とそれぞれの工種による室内の突固め試験で求めた基準密度との比で表わす。

実際の品質管理では，上記にあげた各項目については施工中に試験等を行い，所要の品質，形状の舗装が施工されていることを確認しておかなければならない。確認の頻度，時期については，上記に示した一般的な頻度を参考に，規模に応じて適切なものを設定するとよい。

質問にあった路床，路盤の支持力の確認は，上記で示したように密度（単位体積重量）の測定による方法が一般的であるが，直接支持力を確認する方法として，平板載荷試験，プルーフローリング及びベンケルマンビームによる方法などがある。

平板載荷試験による方法は，昭和42年改訂前のアスファルト舗装要綱では路盤面上のK_{30}値で28㎏／㎠という値が，また，セメントコンクリート舗装要綱では15～20㎏／㎠の値が目標値として提案されている。ベンケルマンビームによる方法では，アスファルト舗装の場合5ｔ輪荷重のトラックを用いるとして，3㎜程度が支持力不足の目安と判断されている。平板載荷試験による方法やベンケルマンビームによる方法のように直接支持力を定量的に評価する方法は，個々の測定に特定の試験装置とかなりの手間を必要とするため，一般の管理試験としてはふさわしくない面が多い。このような点から，最低一人でも必要な器具さえあれば測定が可能な密度試験による方法が，支持力と密度の関連性については一定の締固め度を確保すれば当然これに対応する所要の支持力が得られるという前提のもとに，有効な管理試験として一般に行われているわけである。

プルーフローリングによる方法は，他の方法が点的なデータしか得られないのに対して，面的にみた支持力の確認が出来るという利点を持っており，ある程度の施工規模の工事では有効な管理手法であり，アスファルト舗装要綱でもその有効性が認められて記述されている。プルーフローリングは，路床，路盤の締固め不足箇所や不良箇所の発見のために行われるが，含水比や気象条件，下の層の状態によって沈下量が複雑に影響を受けるため，一定の基準値を設けるのは難しいので，定性的な判断で不良箇所の確認が行われるものである。

質問にあったような小規模の工事の場合でも，支持力の管理手段としては密度による方法を

基本に，これを補足するものとしてプルーフローリングを行うのが一般的な方法と考えられるが，施工箇所が点的である等特殊な条件の場合は，必要に応じて他の方法による支持力の確認も有効な手段となるであろう。　（舗装研究室）

道－16　平板載荷試験による支持力管理

（質問）

路床や路盤の支持力管理の方法として，アスファルト舗装要綱では，密度とプルーフローリングによる方法があげられている。最近では，プルーフローリングのできる余地のない小規模工事が増加しているので，そのような箇所での支持力管理には，以前盛んに行われていた，平板載荷試験による管理が，記録も残すことができて良いかと思われる。その場合の，路床上，下層路盤上，上層路盤上で，それぞれどの程度の値を満足すればよいのか，目標値を教示願いたい。　（大阪府土木技術事務所）

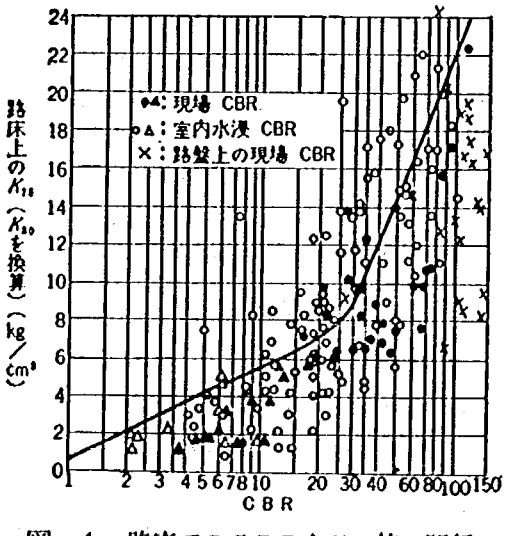
（回答）

ローラが入れず，プルーフローリングができない工事とすれば，かなり施工規模が小さいことが想像できる。そのような場所においては，中規模以上の工事とは異なる，簡便な手法で実施することが現実的であろう。その観点からすると，平板載荷試験は手間もかかり，簡便な手法とは考えられない。

路床や路盤に使用される材料が，目標とする締固度を満足するように，締固められている場合には，目標とする支持力が発揮されていることが多い。中規模以上の工事の場合には，密度だけでなく，プルーフローリングによっても，支持力を調査することが必要であろうが，小規模工事では，密度試験のみの調査とし，密度に異常があったときに，平板載荷試験によって調査するのが適当だろう。

路床のＣＢＲとＫ値については，ばらつきはあるものの図のような関係が知られている。この図－１で示されたＫ値は，直径75cmの載荷板を用いたもの（K_{75}）であるので，K_{75}とK_{30}の関係式，$K_{30} = 2.86\,K_{75}$を用いることによって，設計時の支持力を満足しているかどうかを，判定できる。

下層路盤のＫ値については，セメントコンクリート舗装要綱に示されている，図－

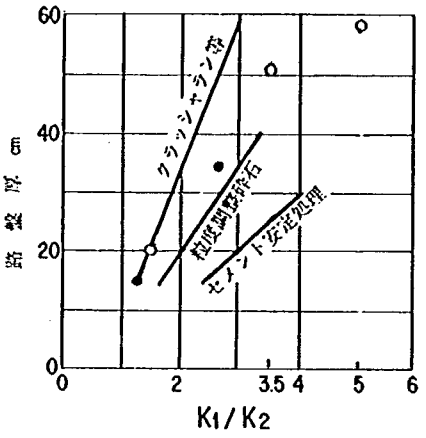


図－１　路床でのＣＢＲとK_{75}値の関係

2によって目標値を知ることができる。たとえば，路床のK値の目標が5 kgf／cm²で，クラッシャーランの下層路盤厚さが20cmとすると，$K_1／K_2$は約1.4となり，下層路盤上の目標とするK値は，5×1.4＝7となる。

上層路盤については，旧アスファルト舗装要綱に示された，28 kgf／cm²を準用するのが適当だろう。

（舗装研究室）



図－2　路盤厚とK値の関係

道－17　盛土材の品質管理方法

（質問）

アスファルト舗装要綱では，路床材料の支持力評価はＣＢＲ試験（３層67回突固め４日水浸）路盤材料の支持力評価は修正ＣＢＲを用いることにしているが，盛土や置換用などの購入材料の場合，ＣＢＲ試験で評価を行うと，含水比のばらつきによって結果が変化すると思われる。それを防ぐために，含水比を調整した上で，修正ＣＢＲ試験によって支持力を管理することが考えられるが，この方法は妥当であろうか。また，望ましい目標値は，どの程度か教示願いたい。

（大阪府土木技術事務所）

（回答）

路床材料の支持力は，修正ＣＢＲ試験ではなく，ＣＢＲ試験で評価することを原則としている。しかし，置換等で路床に使用する材料の支持力評価は，必ずしもＣＢＲ試験による必要はない。その理由は，以下のとおりである。

同一の材料に対して，ＣＢＲ試験と修正ＣＢＲ試験を実施すると，修正ＣＢＲ試験の方が結果が小さくなることが多く，設計としては安全側となる。また，修正ＣＢＲ試験の方が結果が大きくても，平均ＣＢＲを求める際に設ける低減層や，ＣＢＲ値に上限値を設けていることから，設計ＣＢＲを算出した場合に，十分安全側の値となることによる。したがって，使用する材料の修正ＣＢＲがわかっている場合には，その値を設計に使用してもよい。修正ＣＢＲがわかっていない場合には，設計の原則に従ってＣＢＲ試験でＣＢＲを求めるのがよい。

品質管理では，材料の品質を適確に把握でき，方法として簡便で迅速であることが必要である。その観点から考えると，ＣＢＲ試験や修正ＣＢＲ試験は，手間と時間がかかることから，品質管理の手法としては不適当と考えられる。したがって，ＣＢＲ試験や修正ＣＢＲ試験は，

材料の納入時の調査項目とし，日常の管理では含水量や粒度を調べ，異常があったときにＣＢＲ試験や修正ＣＢＲ試験を実施するのが適当であろう。その場合の目標値であるが，路床を改良する場合には，設計時に比べて，危険側の数値となることは避けなければならないので，設計時点の値を下回らないことが必要である。　（舗装研究室）

道－18　水硬性粒調スラグの下層使用時のＴＡの評価について

（質問）

通常上層路盤材料として使用している水硬性粒調スラグを，経済性等の理由で下層路盤で使用できるのでしょうか。この場合，下層路盤上で転圧しても，路床も傷めず，上層並みに締固め効果が得られるような路床上では，上層路盤並みのａｉ＝0.55を採用して差支えないか，また，その際目安となる路床のＣＢＲは何％（以上）が適切であるか教示願いたい。

（大阪府土木技術事務所）

（回答）

水硬性粒調スラグは，昭和53年度版アスファルト舗装要綱で記述されており，その等値換算係数は，上層路盤に用いる場合0.55と提案されている。

この材料は，締め固めた後時間とともに硬化する性質をもつもので，その性状の判断には一軸圧縮強度（14日）12kg／cm²程度が目安となっている。

等値換算係数を0.55と決めた根拠は，現場試験や室内試験の結果より，修正ＣＢＲ80以上，一軸圧縮強度（14日）12kg／cm²以上のものならば28日以上の養生期間で一軸圧縮強度（７日）30kg／cm²のセメント安定処理路盤と同程度の強度が期待出来ること，また，以下に示した大日試験舗装の追跡調査をもとに推定された各種上層路盤の等値換算係数の比較より，供用性についてもセメント安定処理路盤と同等以上の評価が出来ることによる。

このような評価は，比較対象としたセメント安定処理路盤を含めて水硬性粒調スラグを上層路盤に用いることを前提にしたものであって，これらを下層路盤に用いた場合の評価についてはまだ定まっていないと考えるべきである。更に，安定処理した下層路盤の試験舗装では，圧縮強度を高くした場合でも供用性の向上は殆ど認められない。

したがって，このようなことから，下層路盤として用いた水硬性粒調スラグの等値換算係数を0.55とするのは適当ではなく，下層路盤として用いるならば，クラッシャーランスラグの評価0.25と0.55との間で路床の支持力を考慮して適切な評価を行うべきである。どの程度の評価を行うべきかについては十分な判断資料がないが，現実的な処置としては，クラッシャーランスラグの評価値0.25を安全側の評価として用いるか，または，下層路盤に相当する砂利層を設けてからその上に水硬性粒調スラグの層を設け上層路盤としての評価値0.55を適用できるよ

うな断面設計とする方法が考えられるであろう。

上層路盤の等値換算係数の推定（大日試験舗装追跡調査の結果）

工　特	記　号	要綱での規定値	推定した等値換算係数			条　件
			PSI	たわみ量	概略値	
アスファルト安定処理	A_{10}	0.80（安定度350 kg以上）	0.86	0.73	0.75	安定度＞500 kg
	A_{15}		0.61	0.79		
	A_{25}		0.73	0.78		
タール安定処理	T_{15}		0.61	0.37	0.55	安定度＞350 kg
	T_{20}		0.50	0.39		
カットバック安定処理	S_{15}		0.56	0.20	0.55	安定度＞500 kg
アスファルト乳剤安定処理	E_{15}		0.60	0.19		
	E_{20}		0.48	0.25		
乳剤セメント安定処理	EC_{15}		0.61	0.85	0.60	q ＝10kg／cm²
セメント安定処理	C_{15}	0.55	0.51	0.41	0.50	q ＝30kg／cm²
	C_{20}		0.48	0.58		
	C_{20}		0.43	0.80	0.45	q ＝50kg／cm²
消石灰安定処理	L_{15}		0.52	0.36	0.45	q ＝10kg／cm²
	L_{20}		0.45	0.87		
粒調砕石	M_{20}	0.35（CBR＞80）	0.44	0.20	0.35	CBR＞40
	M_{30}		0.31	0.26		
粒調スラグ	MS_{15}		0.59	0.36	0.55	CBR＞80
	MS_{20}		0.47	0.42		
粒調水さいスラグ	MS'_{15}		0.59	0.68		
切込砂利	G_{30}	0.25(CBR＞80)	0.32	0.27	0.30	CBR＞30

※安崎・大日・横戸試験舗装追跡調査の結果

（舗装研究室）

道一19　PC連続桁橋における防水層の設置について

（質問）

昭和59年2月2日都市局街路課長，道路局企画課長通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工指針」の8防水層では，「鉄筋コンクリート床版，特に合成げたの床版および連続桁の中間支点付近の床版には防水層を設けるのがよい。」とあるが，PC連続箱桁橋の中間支点付近にも同様のことが考えられるのか伺いたい。また新設橋における鉄筋コンクリート床版の場合，塗膜防水とシート防水が考えられるが，防水の確実性及び耐久性からどちらが優れているのか，又，必要膜厚はどの程度か伺いたい。　（兵庫県土木部）

（回答）

1. 防水層設置の必要性等

昭和40年ごろから，ＲＣ床版の劣化損傷例が顕著になり，道路管理上の大きな問題となっていることは周知の通りである。このため，数次にわたって，設計基準が改訂されており，また今日においても種々の角度から検討がなされている。このような状況において，質問の中の指針において，防水層の設置の必要性が明文化されているわけであるが，その背景として，ＲＣ床版の劣化損傷実態調査，各所で行われている疲労試験の結果から，ＲＣ床版の劣化損傷と水の浸入とは密接な関係があることが明らかになったことがあげられる。

また，米国の床版損傷の実態を見る時，わが国においてはまだ十分に実態が把握されていないが，融雪剤の散布による塩素イオン及び沿岸地域に位置する橋梁において，海水や水しぶきからの塩素イオンが床版内に浸入し，鉄筋の腐食を生じさせることが懸念される。ちなみに，昭和59年に建設省通達として，「道路橋塩害対策指針（案）」が出されているが，同指針(案)においても橋面には防水層を設けることが望ましいとされている。

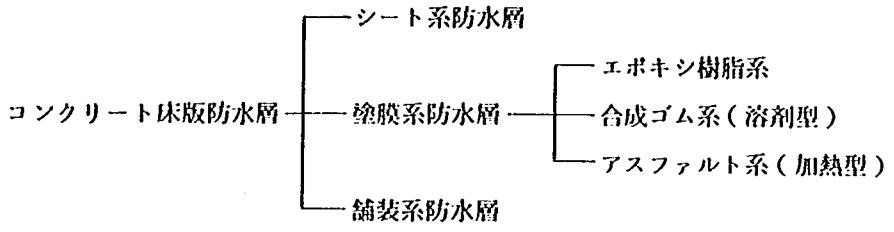
以上のように，欧州では既に一般化している床版上面における防水層の設置の必要性がわが国においても認識されつつあり，今後，適用範囲，方法および防水層の選定，品質基準等を十分に検討していくことが重視されている。なお，このような状況を受けて，現在，道路協会・橋梁委員会において，「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計施工資料」の作成が鋭意進められており，近いうちに刊行される予定である。

ところで冒頭の床版の設計施工指針の適用範囲には同指針の解説に示されている通り，プレストレスが導入された床版，いわゆるＰＣ床版は含まれていない。しかし，ＰＣ連続箱桁橋の中間支点付近の床版については，一般に橋軸方向はＲＣ構造の場合が多いことから，効果とそれに要する費用等の関係も考え併せて，なるべく実施する方向で検討することが望ましいと考える。特に先に述べたように融雪剤の散布，海水の影響が考えられる箇所，および重要路線上にあり，交通量が多く，仮に劣化損傷がひとたび生じた場合その補修が困難であると判断される箇所では，防水層を設けておくことが肝要であろう。

以下，ここでは上記，防水層設計施工資料の原案に基づいて，防水層に要求される基本的性質，防水層の種類と特徴について述べる。

2. 防水層の分類

我が国で一般的にコンクリート床版に用いられている防水層を分類すると，図－１に示すようにシート系防水層，塗膜系防水層および舗装系防水層に分けられる。以下にこれらの各防水層の概要を述べる。



図－1　コンクリート床版防水層の分類

(1)　シート系防水層

シート系防水層としては，合成繊維不織布に特殊アスファルトを含浸させて成型したアスファルト系の防水シートがある。これらのものは，特殊アスファルトなど床版に貼り付けるもので，防水層の厚さは 1.5 ～ 4.0 ㎜ 程度である。防水の確実性，床版および舗装との接着性，床版にクラックが入った場合のクラックに対する追従性などに優れていることから，使用実績も多い。またシート系防水層としてはクロロプレンゴム・ブチルゴムなどの未加硫ゴムをシート状に 1.5 ㎜ 厚程度に圧延成型した合成ゴム系のものがあるが，これらのものは床版および舗装との接着性が良くないことから，現在ほとんど使われていない。

(2)　塗膜系防水層

塗膜系防水層としては，熱可塑性樹脂あるいは二液硬化性の変性エポキシなどのエポキシ樹脂系のもの，クロロプレンゴム系などの合成ゴムを揮発性溶剤に溶かした合成ゴム系のもの（溶剤型）およびアスファルトにゴムなどを加えたアスファルト系のもの（加熱型）がある。これらのものは床版に数回重ね塗りを行い防水膜を形成するもので，その塗膜厚は 0.4～1.5 ㎜厚程度である。これらのうちでは，合成ゴム系のものが床版および舗装との接着性，床版にクラックが入った場合のクラックに対する追従性に優れており，使用実績も多い。アスファルト系のものは，車道での使用実績はあまり多くないが歩道ではよく使われている。エポキシ樹脂系のものは，舗装との接着性が十分でないことから現在ほとんど使われていない。

(3)　舗装系防水層

舗装系防水層としては，シートアスファルトと称されるアスファルト混合物が使われている。このアスファルト混合物は，バインダーとしてストレートアスファルトに精製トリニダットアスファルトを添加したアスファルトを用い，2.5 ㎜ふるい通過量が80％以上の骨材と石粉を混合したもので防水層は20㎜厚程度に施工される。この防水層は通常の舗装用機械で迅速に施工可能である。シート系防水層などに比べて防水性がやや劣るが，実用上特に問題になるほどのものではないといえる。使用実績は，最近試験的に施工されている段階である。

また，欧州ではマスチックアスファルトと称する舗装厚10～20㎜程度のものを防水層として使用している国もあるが，わが国での使用実績はない。

以上，各防水層の概要を述べたが，現在我が国で使用実績がある防水層の特徴をまとめると表－1のとおりである。

表－1　各防水層の特徴

項目	シート系防水層	塗膜系防水層		舗装系防水層
		溶剤型	加熱型	
組成	不織布にゴムアスを含浸	クロロプレン系ゴムを溶剤に溶解	アスファルトおよびゴムアスファルト	アスファルト，硬質アスファルト，細骨材，石粉などよらなるアスファルト混合物
防水層の厚さ	1.5~4.0 mm	0.4~1.0 mm	1.0~1.5 mm	15~25 mm
施工法	シート貼り付け	数回重ね塗り	流し塗り	一層舗設機械仕上げ
施工時(後)の養生	なし	長時間必要	なし	なし
床版との接着性	良好	良好	良好	良好
舗装との接着性	良好	良好	良好	良好
不透水性	高い	普通	普通	やや低い
クラック追従性	良好	良好	良好	普通
ブリスタリングの発生	多い	材料により多いものと少ないものとに分かれる	普通	なし
舗設時の防水層の損傷	多い	薄いので損傷に対する注意が必要	なし	なし
施工実績（車道）	多い	多い	少ない（歩道では多い）	少ない

（参考文献）

1）日本道路協会；道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計施工資料(案)原案，昭和61年8月

（橋梁研究室）

道ー20　ハンプ等による交通抑制手法について

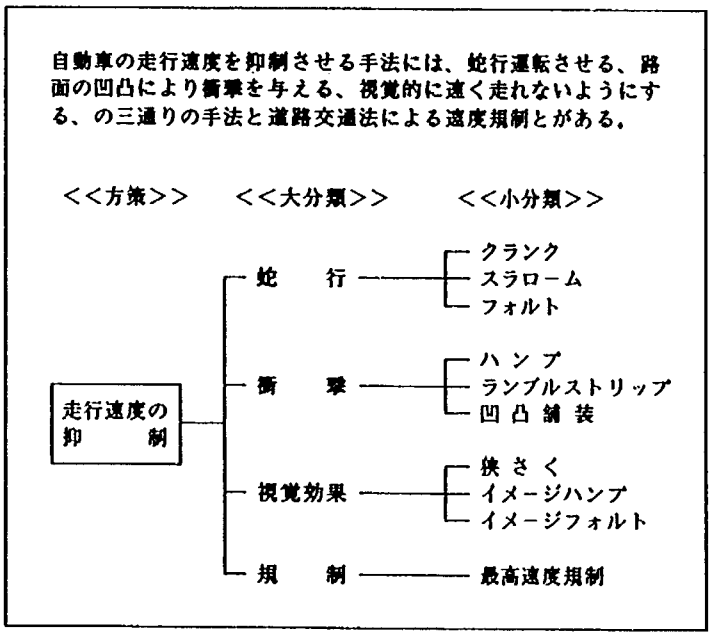
（質問）

本市では，安全で快適な生活道路の整備を行い，ロードピア事業の実現にむけて新しい道路構造の導入を進めています。すでに，ハンプ，狭さく，クランクといった施設については，本市独自で実験検討を実施し，本市としての設計値を設定しておりますが，これらについては，本市での道路状況を考慮し，諸条件について限られた中で検討を行っています。また，ランブルストリップは検討を行っておりません。そこで，これらの施設について多方面からの検討を行い，基準的な指標値が望まれるところでありますので，教示願いたい。（大阪市土木局）

（回答）

ロードピア構想を実現していくためには，①自動車の走行速度を抑制すること，②自動車交通量，なかでも通過交通量を抑制すること，および③快適な道路空間を構築していくことが重要な課題となる。ご質問にあるハンプ，狭さく，クランク，ランブルストリップは，いずれも自動車の走行速度を抑制するための手法であり（表ー１），近年各地で整備が進められているコミュニティ道路でも，ハンプ，狭さく，クランクは広く取り入れられている。

表ー１　自動車の走行速度抑制手法



これらの構造物の形状・寸法を決定するにあたっては，速度抑制という観点からだけでなく，通過時の安全性，乗員や積荷への影響，（特に，ハンプ，ランブルストリップでは）通過時の騒音・振動といった観点からも検討を重ねていく必要がある。このため，わが国でも，多くの

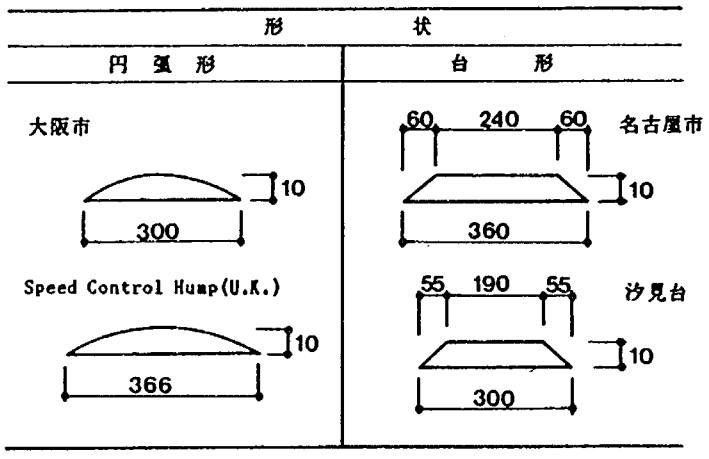
走行実験が実施されており，これらの構造物の標準的な形状・寸法を決める試みがなされてきている。なかでも大阪市では，早い時期からこれらの構造物に関する資料の収集を行い，実験を鋭意実施されて，大きな成果をあげておられる。建設省においても，ロードピア事業を推進していくにあたり，ハンプ，狭さくなどの構造物の標準的な形状・寸法を決定する必要性を認識し，現在検討を進めているところであるが，まだ最終的な結論を得るには至っていない。そこで，ここではこれまでに実施された実験の結果を概観するとともに，各々の構造物の寸法・形状を決定する上で留意すべき事項をとりまとめ，回答に代えることとしたい。

(1) ハ ン プ

ハンプとは，道路の車道部分に設けられた波長の長い凹凸であり，その上を車両がある速度以上で走行すると，車両には衝撃を，運転車又は同乗車には不快感を与え，これによって走行速度を抑制させようとするものである。

現在各地で用いられているハンプの形状を大別すると円弧形と台形の２種類に分類することができる（図－１）。

（単位：ｃｍ）



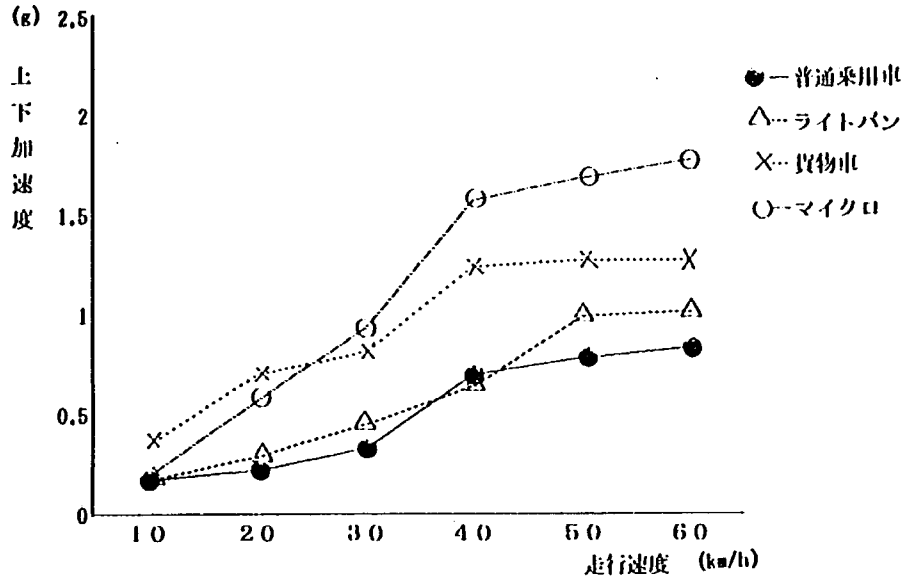
図－１　代表的なハンプの形状と寸法

ハンプの最適な寸法，形状を決定するには設置する地域の各種条件（道路交通の状況，地域の環境問題等）を十分把握し，その地域，場所に適した寸法，形状のハンプを選定する必要がある。

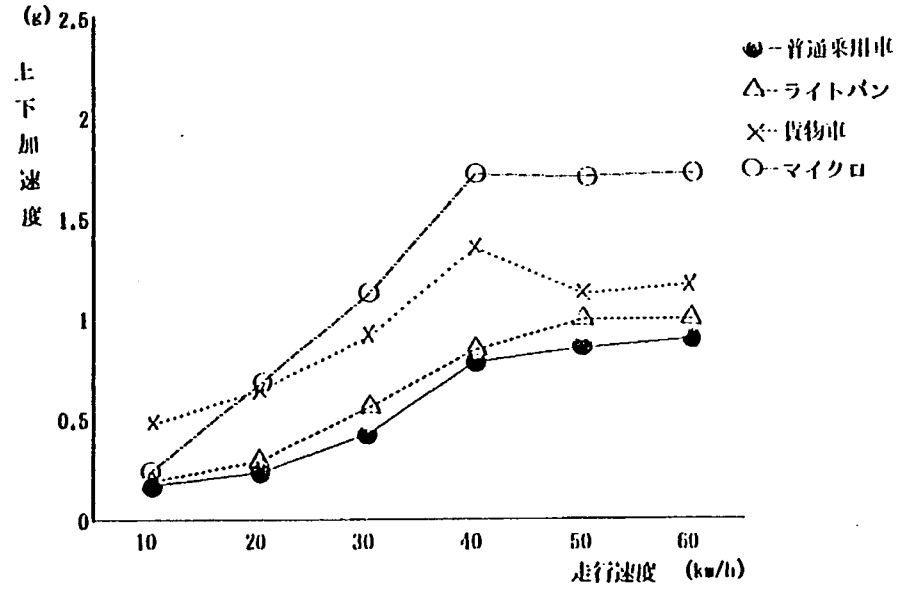
ハンプ上を走行する車両の挙動（上下振動特性）と運転車の不快感に関して土木研究所において実施した実験結果の一部を以下に示す。図－２，３は台形ハンプと円弧形ハンプの上を各車両が走行したときの車両の挙動（上下方向加速度）を示したものである。

図－２，３を見てもわかるとおり，乗用車（1,500 cc）とライトバン（2,000 cc）は同じ様な上下方向加速度の値を示しているのに対して，貨物車（４ton積），マイクロバス（26人乗）

は異なった値を示している。また各車両とも，速度の増加ともに上下方向加速度の値は大きくなる。これには，車両の特性（ダンパー，スプリング等）の影響が大きく関係しているようである。



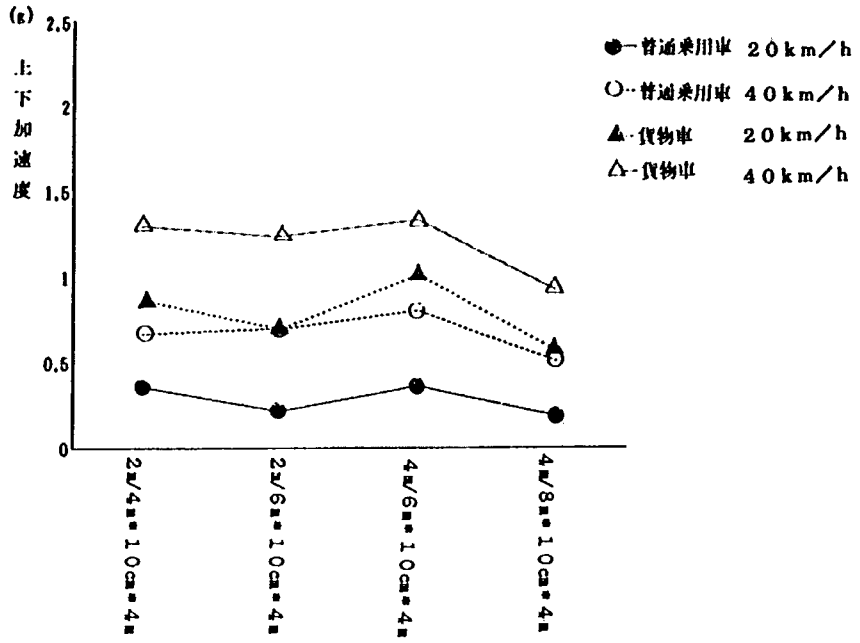
図－2　台形ハンプ（長さ＝2 m／6 m（上底／下底），高さ＝0.1 m，幅＝4 m）



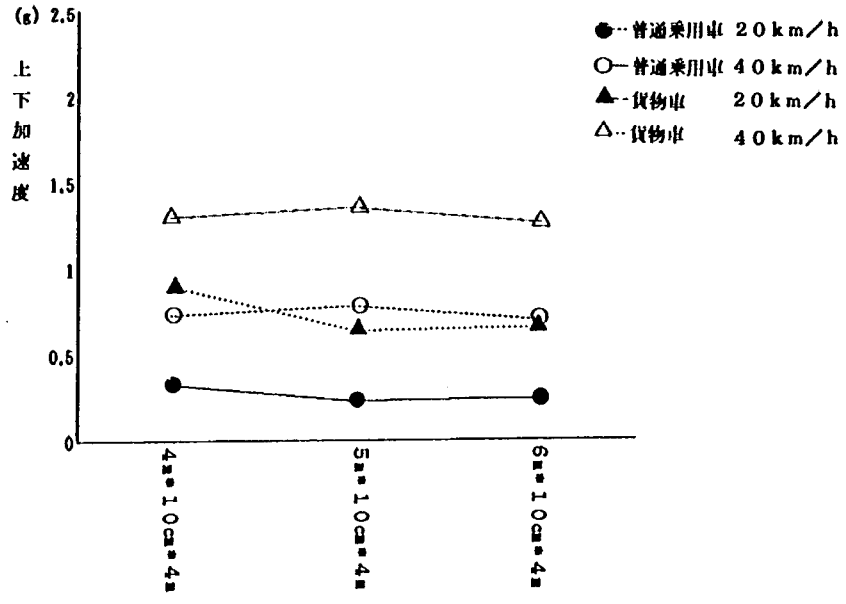
図－3　円弧形ハンプ（長さ＝5 m，高さ＝0.1 m，幅＝4 m）

図－4，5は，ハンプの寸法，形状の違いが走行車両にどのような影響を与えているのかを比較したものである。図によると円弧形，台形ハンプともにハンプ長（底辺の長さ）が上下方向加速度の値に影響するようである。しかし，台形ハンプではハンプ長も関係するが，それよ

りもすり付け勾配の影響が大きいようである。なお，上下方向加速度については，使用する計器（加速度計，ペン書きオシロ）等によって値が異なるため，本調査結果は相対比較として見て頂きたい。



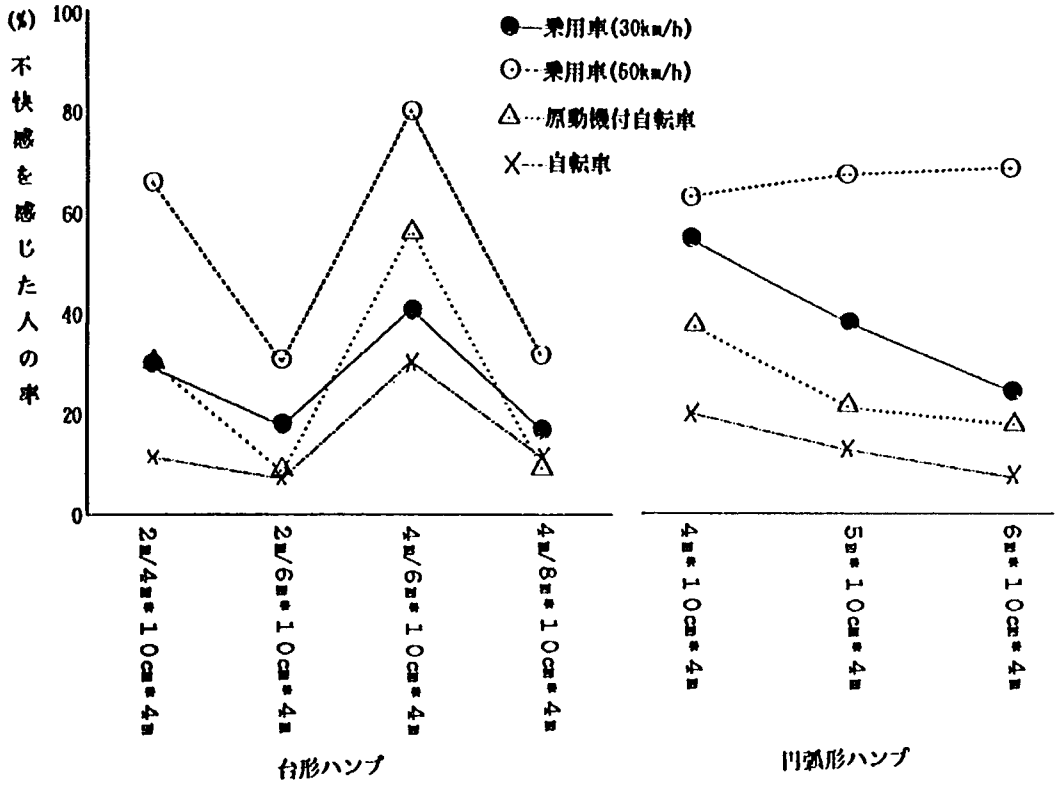
図－4　台形ハンプ



図－5　円弧形ハンプ

図－6は，さまざまなハンプ上を各車両で走行したときに不快感を感じた運転者の率を示したものである。図を見ても明らかなように，円弧形ハンプでは，自転車も含めハンプ長が長くなるに従って不快感は少なくなっている。また，速度が高い場合は長いハンプの方が不快感の率が大きくなっているという興味ある結果も示されている。

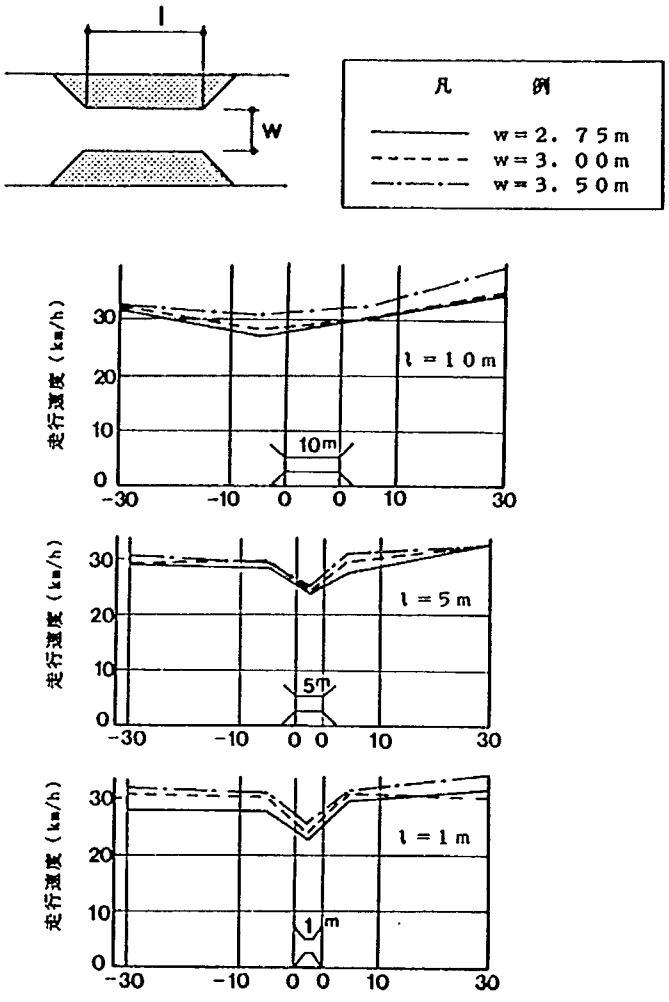
一方，台形ハンプでは，すりつけ勾配が小さいほど不快感は少ないようである。



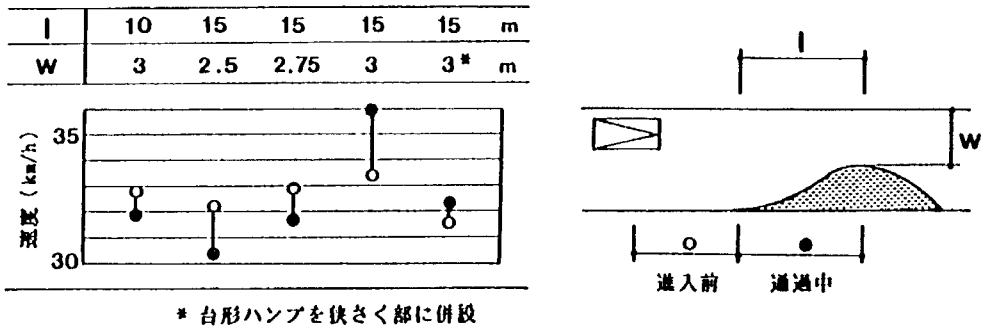
図－6　不快感に関する調査

(2) 狭　さ　く

狭さくとは，車道の一部または全体を狭くすることにより，走行速度を抑制しようとするものである。狭さくは，ハンプに比べると二輪車に及ぼす影響が小さいという点で優れている。しかし，速度抑制効果は，ハンプに比べるとやや落ちるようである。このことは，名古屋市が実施した実験結果（図－７）と千葉市による実験の結果（図－８）からもわかる。名古屋市の実験結果によると，狭さく部の幅員（ｗ），狭さくの長さ（ l ）がともに小さいほど，速度の低下割合も大きくなる。しかし，長さ l が短いと視認性が落ち，安全上望ましくないため，名古屋市では幅員 2.75 m，長さ 5 m の狭さくが最も良いと結論づけている。



図－7　狭さくによる速度抑制効果（名古屋市）

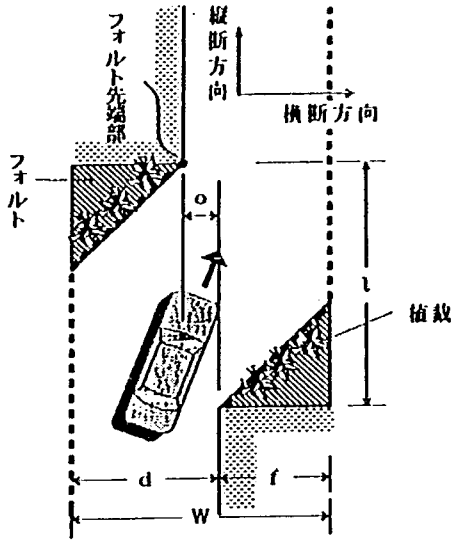


＊台形ハンプを狭さく部に併設

図－8　狭さくによる速度抑制効果（千葉市）

(3) クランク

クランクとは，道路を蛇行させ運転者にハンドル操作を強いることによって，走行速度を低下させようとするものである（図－９）。クランクでは，ハンプとは異なり路面が平坦なため，二輪車や自転車の走行に与える影響は小さい。クラウンの形状・寸法を決定する上で重要なことは，速度抑制効果を大きくすることだけではなく，緊急自動車なかでも大型消防車の通行が可能となるようにしておくことである。

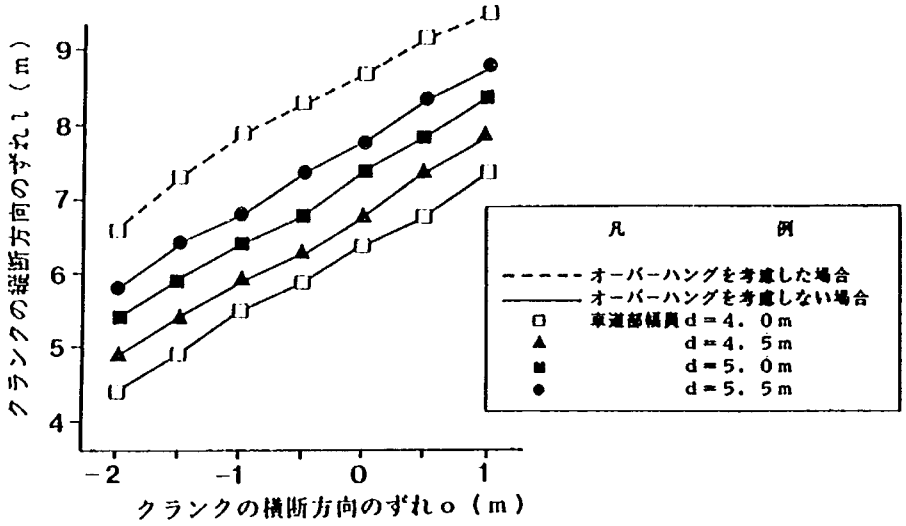


o：クランクの横断方向のずれ
l：クランクの縦断方向のずれ
d：車道部幅員
f：フォルトの幅員
w：クランクの総幅員
ただし、o＝f－dで、図のように縦断方向の見通しがきく場合には、oは負となる．また、歩道は図示していない．

図－９　クランクの形状

図－10は，車道部の幅員dとクランクの横方向のずれoの値を与えたときに，表－２に示した大型はしご車がクランクを通過するのに必要となる最小のクランクの縦の長さ l を示している。図－10の中で，「オーバーハングを考慮しない場合」として実線で示されているのは，はしご車のオーバーハング部分が歩道上を通過する（ただし，車輪が歩道に乗り上げることはない）という条件で求めた寸法であり，「オーバーハングを考慮した場合」として点線で示されているのは，オーバーハング部分が歩道上を通過することがないという条件で求めた寸法である。したがって，実線で示した寸法を用いる場合には，オーバーハング部分が通過する歩道上には，背の高いボラード（駒止め）や植栽を設置しないように注意しなくてはならない。図－11は，図－10に点線で示したクランクのうち，横方向のずれoの値が０ m，±0.5 m，±1.0 mの５つのものの速度抑制効果を表している。この図によると，横方向のずれの値oが−1.0 mで道路軸方向の見通しがよくきく場合を除いて，クランク通過時の走行速度は20km／h以下となっており，かなりの速度抑制効果があることがわかる。横方向のずれoの値が正になると，道路軸方向の見通しがきかなくなり，子供の飛び出し等に対する安全性が低下するので，oの値は０または負になるようにすることが望ましい。図－11によれば，o＝－0.5，０，および

0.5 の三つの場合の速度抑制効果には大きな差がないので，o＝－0.5 m あるいは 0 mあたりが妥当ではないだろうか。ただし，o＝－0.5 mあるいは 0 mの場合に，車道部の幅員として 4.0 mを確保すると，歩道を含めた道路の総幅員は約11 m必要になる。したがって，これだけの道路総幅員を確保できない場合には，oの値をもっと小さくせざるをえない。この場合には，クランク単独では大きな速度抑制効果を期待できないので，ハンプなどと組み合わせる必要がでてくる。



図－10　大型消防車の走行が可能なクランクの諸元

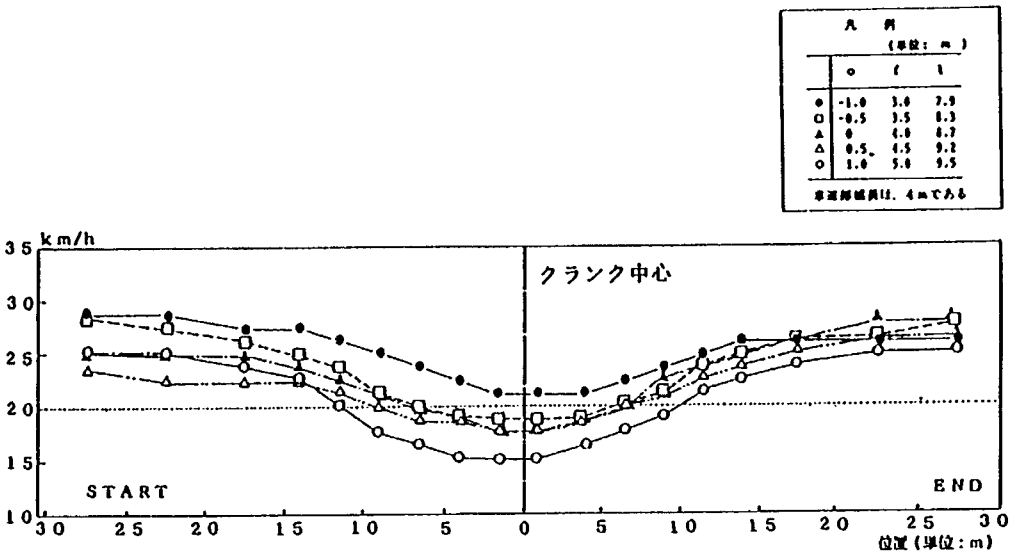
表－2　大型はしご車の車両諸元

主要諸元　（単位　mm）			
全長	10,000	ｵｰﾊﾞｰﾊﾝｸﾞ（前）	2,250
全幅	2,500	ｵｰﾊﾞｰﾊﾝｸﾞ（後）	2,600
全高	3,500	軸距離	5,150
車両総重量	20t	トレッド	2,000
最小回転半径	9,800	ﾘﾌﾀｰ・乗員荷重	200kg

□ モデルに使用した値

（参　考）『火災等の災害発生時における「はしご自動車」の円滑な消防活動を確保するための基準』
東京消防庁、昭和５１年８月

なお，わが国では図－12 a に示したような直角形のクランクが多く用いられているが，積雪寒冷地では，このような形状のクランクは除雪のさい支障を生じやすいので，図－9 に示した斜行形のクランクや曲線を用いた蛇行形のもの（図－12 b ）を用いる方がよい。また，クランクを導入すると歩道幅員に差が生じることになり，商店街などでは集客上不利になる店舗が出てくることもあるので，事前に沿道住民との間で十分な意見交換を行っておくことが望ましい。



図－11　クランクの速度抑制効果



（a）直角形　　（b）蛇行形

図－12　クランクの形態

(4)　ランブルストリップ

ランブルストリップとは，道路路面に小さな凹凸を連続してつくり，車両に振動を与え，運転者の注意を喚起し，速度を低減させるものである。わが国では，高速道路のランプや下り坂のカーブに用いられているが，ロードピア事業やコミュニティ道路事業で用いられた例は少ない。少なくとも現在のところ，ランブルストリップを速度抑制方策として積極的に採用していこうという動きはなく，その速度抑制効果も深く検討されてはいない。

自動車の走行速度を抑制するための手法は，以上で述べたハンプ，狭さく，クランクが代表的なものであるが，この他にもフォルトやイメージハンプなどがある。ロードピア事業の実施にあたっては，これらの道路構造の標準的な形状・寸法を定めるとともに，自動車の走行速度低減にどの程度寄与するのかを明らかにしておく必要があり，現在検討作業を進めているところである。そのさい，大阪市をはじめとする先進的な自治体において実施された実験などの貴重な結果と経験とを生かしていきたいと考えている。

（参考文献）

1.　建設省道路局，大阪市，名古屋市：「地区内道路における歩車共存手法の導入に関する調査報告書」，昭和60年３月

（道路研究室・新交通研究室）

近畿地建における一日土研資料

土木研究所資料第２４１１号
昭和６１・１１（１９８６）

企画部　企画課

キーワード　一日土研

要　旨

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

郵便はがき

40円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課　行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2411号
(昭和61年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印