ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2680号

土木研究所資料

関東地建における一日土研資料

昭和63年12月14日(水)～12月15日(木)

建設省土木研究所

Copyright © (1988) 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，複写は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2680号1988年12月

関東地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

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

キーワード：一日土研

共通部門目次

1. 建設資材への新素材の活用 …… 1
2. 骨材のアルカリシリカ反応性試験 …… 16
3. コンクリートの限界状態設計法 …… 26
4. のり面におけるコンクリート及びモルタル吹付工の適用 …… 30
   ①吹付のり枠工におけるコンクリート及びモルタル吹付の適用区分 …… 30
   ②のり面保護におけるコンクリート及びモルタル吹付工の適用区分 …… 31
   ③コンクリート（又はモルタル）吹付工の老朽度調査法及び補強工法 …… 33
5. 深層混合処理工法における水平抵抗の評価 …… 35
6. 建設工事分野におけるロボット化の選定基準 …… 42
7. 大規模仮設の設計方法 …… 47
8. 橋梁基礎地盤の液状化と対策 …… 54
9. 標準設計 …… 62
10. 構造物の維持管理におけるシステム化 …… 65
11. 岩石工における岩分類の判定 …… 72
12. 長期防錆形塗装の耐久性の評価 …… 73
13. コンクリート構造物のひびわれ対策 …… 78
14. 地下浸透工法と管理上の問題点 …… 82
15. 切土後の地すべりの計画安全率の考え方 …… 88
16. 法面上の高木植栽 …… 91
17. 急勾配な切土のり面への岩盤緑化工の導入 …… 94
18. 地盤改良に伴う残土の利用方法 …… 99
19. 軟弱地盤上の盛土工事における側方流動の管理基準の動向 …… 100
20. PHC 杭の弾性係数 …… 104
21. 鋼製フィンガージョイント …… 106

共－1　建設資材への新素材の活用

（質問）

建設資材への新素材の利用状況と今後の方向について御教示願いたい。

（江戸川工事事務所）

（回答）

本課題名に関連した内容について，現在，建設省技術研究会共通部門指定課題（昭和62～66年度）及び総合技術開発プロジェクト（昭和63～67年度）で研究が進められている。（課題名：建設分野における新素材の活用に関する研究，建設事業への新素材・新材料利用技術の開発）

質問内容については，昭和62年度の技術研究会で一部ふれたほか，土木研究所資料№2581および№2586にまとめられており，ここでは，主にこれらの資料をもとに，回答することとしたい。なお更に詳細な内容については，これらの資料を参照されたい。

(1) 地方建設局等の現在の新素材の利用状況

昭和62年に，過去5年間に使用した新素材等について問うアンケートを，地方建設局等に対して行ったデータを図－1.1～1.10に示す。これからはどのような土木分野で新素材が利用され，或いはされつつあるかをみることができる。

〔建設分野における新素材の利用現状の調査〕

＊調査対象

東北，関東，北陸，中部，近畿，中国，四国，九州，の各地方建設局の本局，各工事事務所及び技術事務所，北海道開発局の本局，各工事事務所及び土木試験所，(現開発土木研究所)，沖縄総合開発局の本局，及び各工事事務所，建設系の7つの公団（日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，本州四国連絡橋公団，水資源開発公団，住宅都市整備公団，日本下水道公団），主な自治体（東京都，北海道，大阪府の3都道府）

＊調査方法

次の4つの項目に該当する材料について，各々材料名，応用した土木分野，応用した目的，商品名，メーカー名等を記入してもらった。

① 最近5カ年間に使用（試用）した材料

② 現在使用（試用）している材料

③ 将来使用（試用）を予定している材料

④ メーカーから売り込みのある材料

①～④までの質問項目は，時間的な経緯をみることを目的としている。

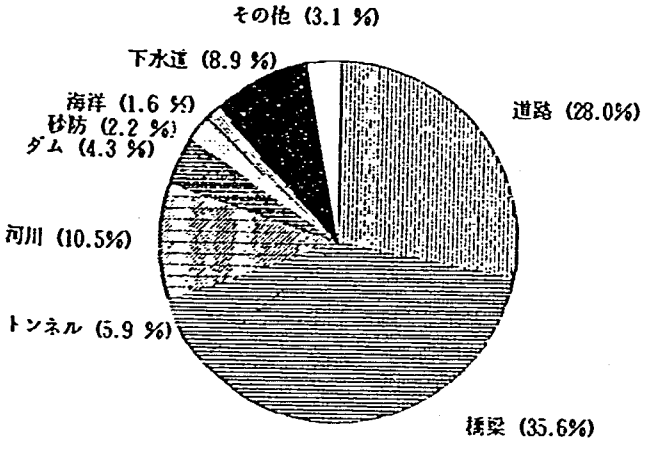
土木分野は土木を7つの分野（道路，河川，ダム，砂防，海洋，下水道，その他）に分けた表

に従い記入してもらった。

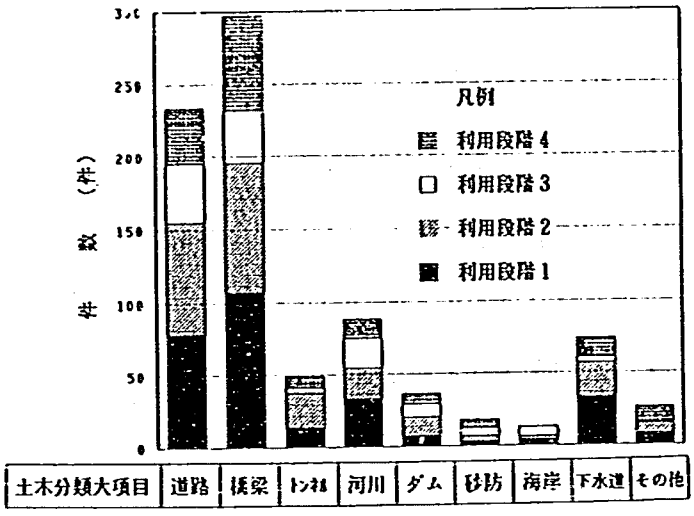
但し，このうち道路については集計の段階で，さらに分類上の厳密を期するため，道路・橋梁・トンネルの３つに分けたので，集計の段階では９つの分野に分類されている。

＊調査結果

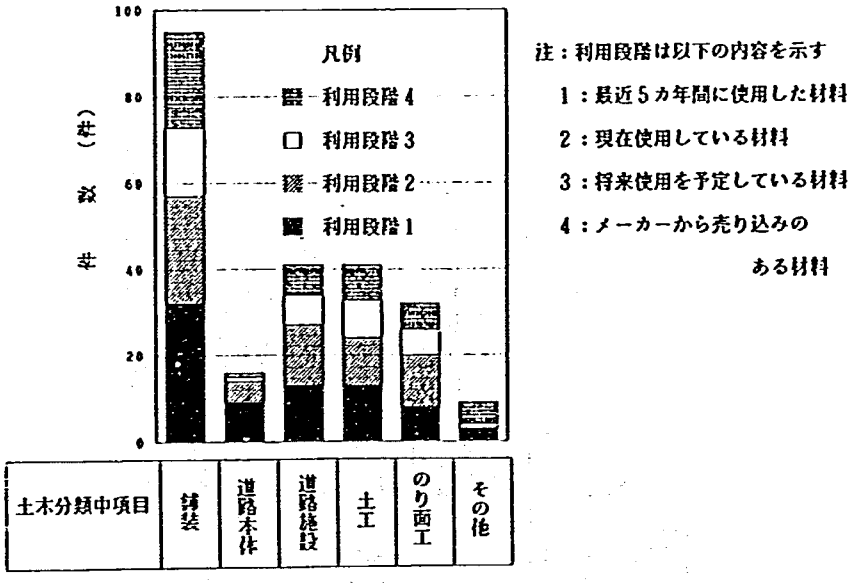
材料の数は現状の調査は835件あった。地方建設局等における新素材の利用状況を以下の図に示す。



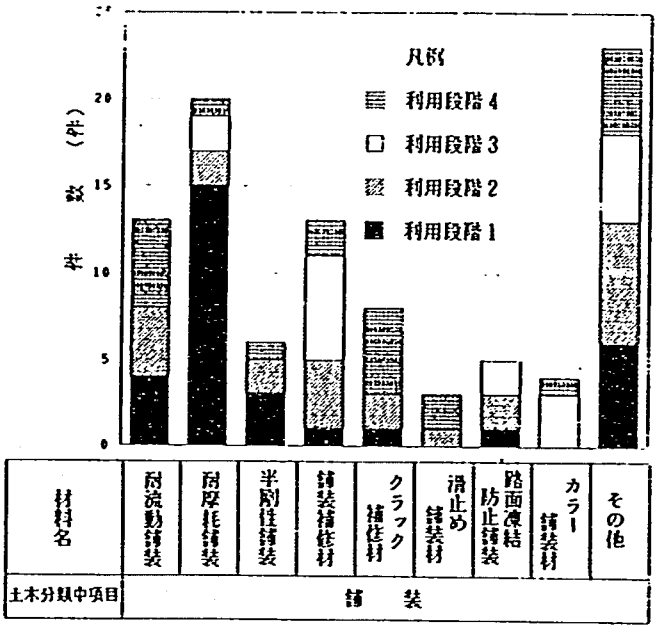
図－1.1　最近５ケ年間に地建において試みられた新素材の利用分野



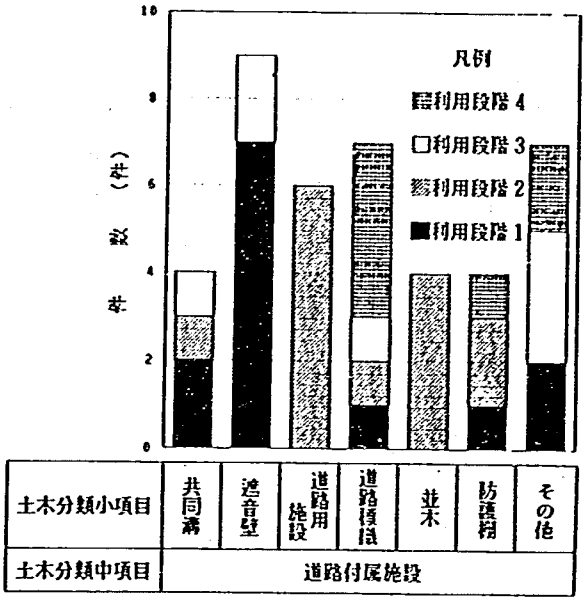
図－1.2　新材料の最近の利用分野



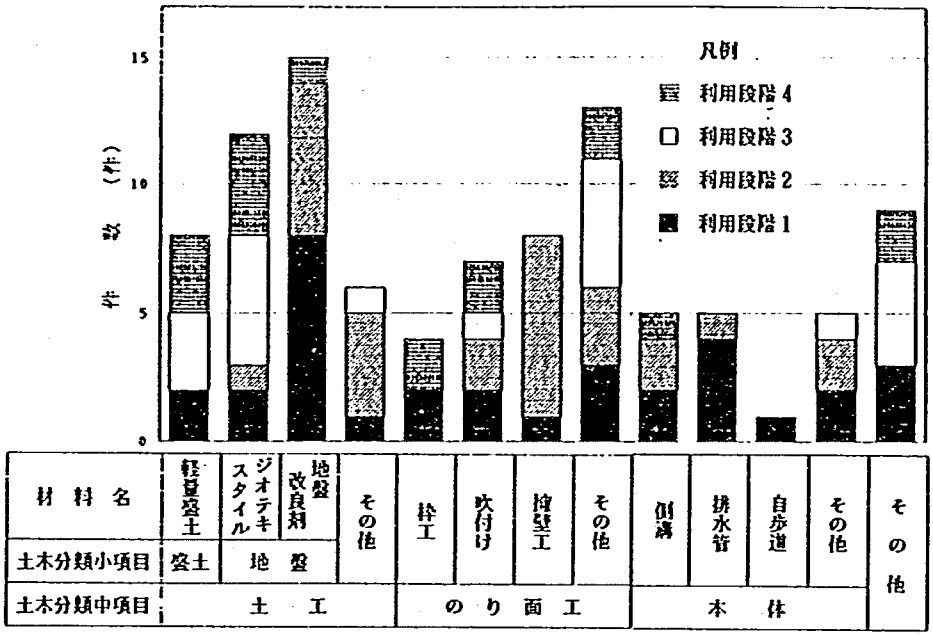
図－1.3　道路用材料の最近の利用分野



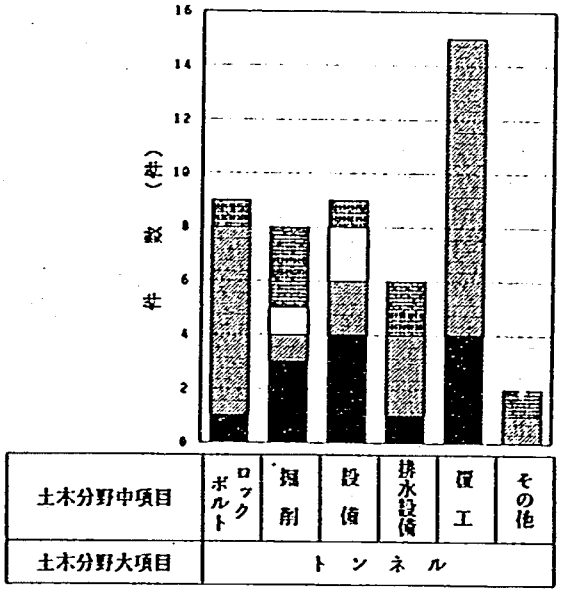
図－1.4　舗装材料の最近の利用分野



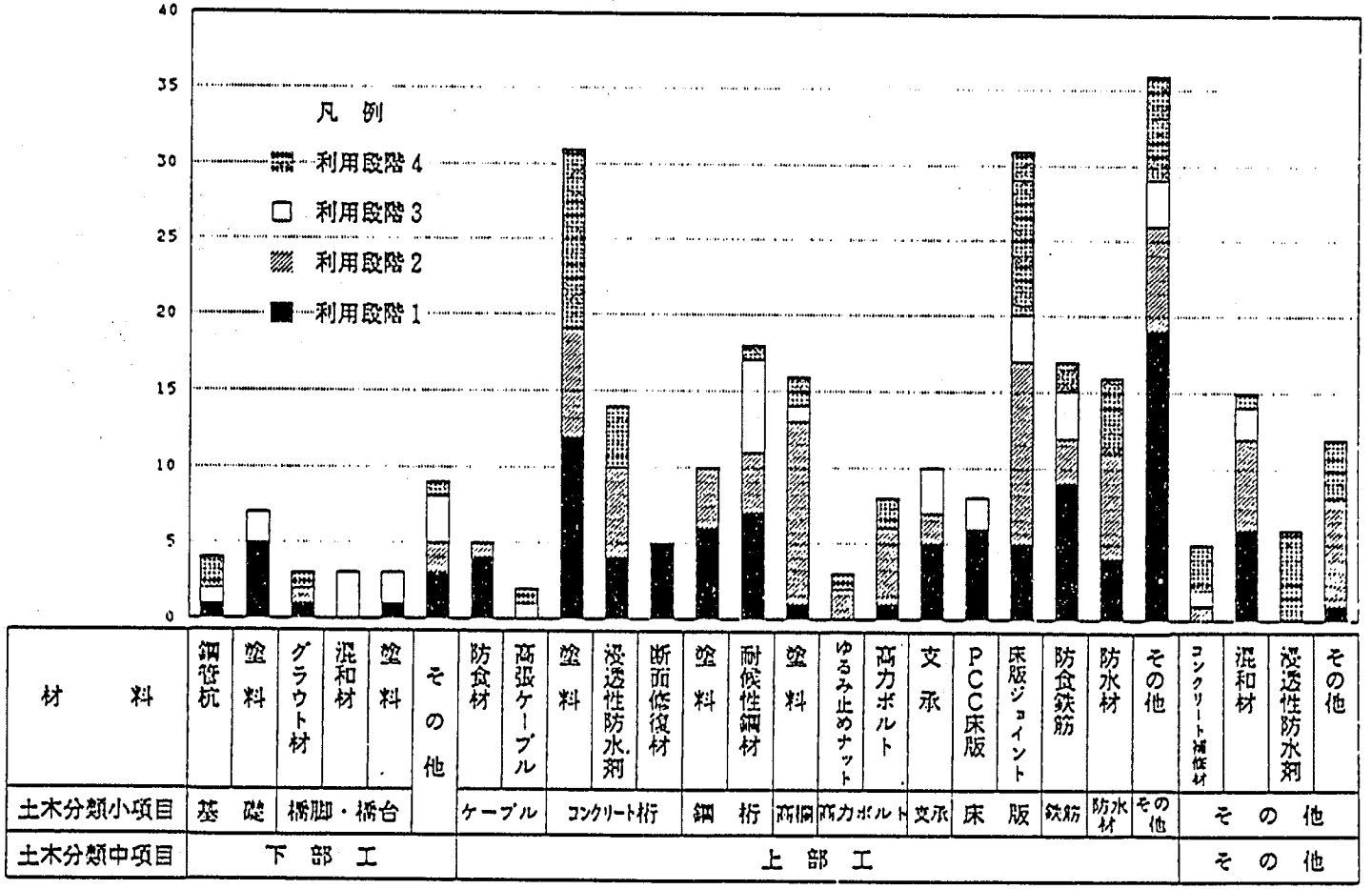
図－1.5　道路付属施設用材料の最近の利用分野



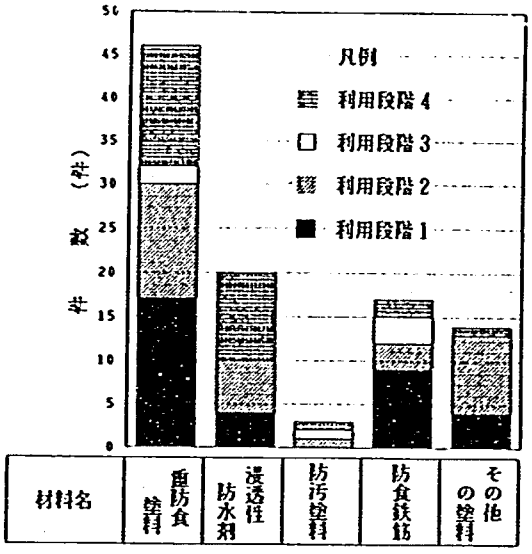
図－ 1.6　その他の道路用材料の最近の利用分野



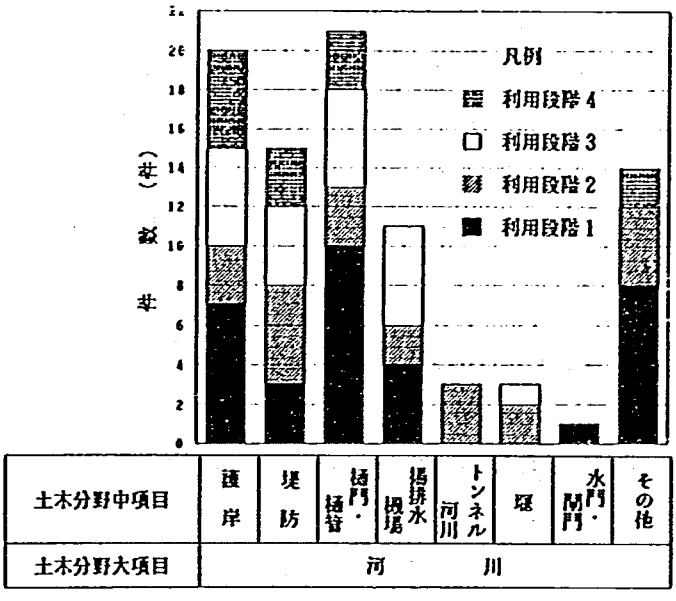
図－ 1.7　トンネル用材料の最近の利用分野



図－8　橋梁用材料の最近の利用分野



図－ 1.9　橋梁の塗装材料の最近の利用分野



図－ 1.10　河川用材料の最近の利用分野

(2) 建設分野へ利用されつつある新素材

昭和62年に材料製造会社を中心とした調査を行い，建設分野に使用が期待されている新しい材料について調べたデータを以下に示す。アンケート型式で調べたものであり，数字は回答件数である。

また，主に建設会社を中心に行われている建設分野への新素材の利用技術の研究開発には，表－1のようなものがある。

建設分野での利用が期待されている新素材

・繊　維 …… 61

近年の繊維材料は，軽量かつ高強度かつ高耐食性に極めて富んでいる。また，樹脂やコンクリートに混入することによりこれらの力学的性能を向上することができる。

もう一つの重要な性質としては耐火性がある。高分子材料は一般に熱に弱いが，それを克服する材料が開発されつつある。

繊維材料は既に航空機・宇宙船等に利用されているが，建設分野においてもコンクリートへの混入やＰＣ緊張材，つり橋等のケーブル等が具体的な課題として既にあげられているなど，現在土木への応用が非常に有望視されている。その耐食性から海洋・橋梁が期待する分野の筆頭となっているが，それだけにとどまらずコンクリートや繊維を利用する分野全てに応用の可能性があるといえる。ジオテキスタイルへの応用との回答もあった。また耐火性についてはおもに建設分野を指向している。

繊維材料（素材） …… 22

航空機・宇宙船等に使われるが，土木用としては，「ＰＣ緊張線」「ＦＲＣ」「ケーブル」等，軽量かつ耐食性に優れた材料として用いられる。カーボンファイバーが半数をしめ，後の半分はアラミド繊維，ポリエステル，アルミナ繊維（FRM（繊維強化金属），FRP 等）等である。

FRP（繊維強化プラスティックス） …… 9

ファイバーにカーボンやガラスを用いる。ロッド状として，ＰＣ緊張用の棒や，その他耐食性の部材材料として用いることができる。

FRC（繊維強化コンクリート） …… 14

短繊維（或いは長繊維）としてコンクリート（或いはモルタル）に混入して，コンクリートの補強を行ったもので，海洋構造物や橋梁，道路，床等への利用と不燃性のケーブル収納等の２つに大別できる。ガラス繊維は，コンクリートのアルカリに侵され易く，その耐アルカリ対策をたてる必要がある。

織布・不織布・シート等 …… 16

殆どが，ジオテキスタイル，法面保護に使用される。

・プラスティックス …… 11

材料としては，繊維材料に近い。塗料や繊維，ゴム以外の高分子材料がここに分類されている。高強度・耐久性やその他個々の材料により特殊な性質をもつ樹脂である。

道路の衝撃緩衝材や機械部品等があるが，利用の期待は本調査では少なかった。しかし近年開発されつつある，いわゆるエンジニアリング・プラスティックスは，鋼材に置き換えられる材料といわれ，現に自動車の部品は鋼材より軽くて丈夫，耐食性にも優れたエンジニアリング・プラスティックスにかなりの部分が置き換えられつつあり，土木分野での利用の可能性も，今後増えるものと考えられる。

・塗　　料 …… 102

100を超える数の材料があった。その殆どは，自然乾燥形の合成樹脂塗料である。主なものはエポキシ，シリコン，不飽和ポリエステル，アクリル，ポリウレタン，ふっ素等である　その他特殊塗料，水中塗料，粉体塗料，エマルジョン等もある。

不飽和ポリエステル …… コンクリート重防食塗料（鋼板用も若干あり）
アクリル …… コンクリート重防食塗料（鋼板用も若干あり）
エポキシ …… コンクリート・鋼材用重防食塗料
ふっ素 …… コンクリート・鋼材用重防食塗料
エマルジョン …… コンクリート用塗料
粉体塗料 …… 鋼材用重防食塗料，エンジニアリング・プラスティック用塗料等
特殊塗料 …… 防汚塗料（トリブチル錫化合物，銅イオン含有樹，シリコン樹脂等）
導電性塗料，電波吸収塗料，吸音塗料，制振塗料等
水中塗料 …… （エポキシ樹脂，アクリル樹脂等による）

多様な性質をもつが，最も多いのは重防食を目指した高耐久性，高耐食性を目指したものである。これは従来のコンクリート，鋼材等の材料の表面に用い，その欠点である腐食性等の克服を目的としたものである。また，重防食以外のいわば特殊な性質を目視したものもある。防汚性や導電性，吸音性，制震（振）性，水中での施工の可能性を目指したもの等があった。

指向する土木分野も重防食を目指したものでは，海洋が第一にあげられているなど，腐食性の強い環境への利用が期待されている。次いで橋梁になるが，これは主に海岸地域の橋梁の損傷が注目されているためと考えられる。防食性を指向する材料，すなわち塗料，金属，コンクリート関連等の土木分野の傾向はだいたい似ていて，海洋が第一にきて次に橋梁があげられ，河川や道路に少し集まるというような傾向がある。

その他の土木分野のデータは少ないが，河川，下水道等，水に関連するところにも実際には適用の可能性があるはずである。また，重防食以外のものはそれぞれ特殊な性質のため一概にいえないが，橋梁，道路等が主なものである。例としては，電波吸収ゴムがあり，海洋構造物にレー

ダー偽像防止のために用いるという回答もあった。材料そのものは新しくないが，ゴムの弾性を生かしたこれまでにない新しい使用法の回答が5例程度あった。以下に列挙する。

・水中橋梁と船舶との接触緩衝材
・道路の衝突緩衝材
・道路継手
・積層ゴムによる免震構造
・防食用被覆材
・その他

・セラミックス …… 15

炭化珪素（SiC），窒化珪素（Si_3N_4），ジルコニア（ZrO_2），アルミナ（Al_2O_3），窒化アルミニウム（AlN），シリカ（SiO_2）等が主な材料である。これらの単独，あるいは，固溶体がセラミックス材料として考えられている。（但し，AlN，シリカの単独使用例は殆どない）

SiC，Si_3N_4，ZrO_2 …… いずれも硬く，耐食性が大きいので，耐摩耗材料，耐食部材として使われる。また，これらの固溶体も，同様に使われる。金属等への溶射の技術も存在する。また，その硬さから研磨材としても用いられる。

Al_2O_3 …… 濾過材，水抜き等の透水性の材料として使われる。

・コンクリート関連材料 …… 47

コンクリートは従来も土木分野で中心的に使われてきた材料であるが，新しいコンクリートとして性能の向上，特殊な性質の付加等が行われている。指向する性能としては，力学的性質の向上，施工性の向上，美観の向上，また補修等への利用にも対応できる性能等がある。

コンクリートは既に土木の全分野で使用されているといって良いほど使用されている材料であり，コンクリートの性能が著しく向上されれば土木分野全体が大きく変わるとさえ考えることができよう。検討されている新しいコンクリート材料もほとんど土木への応用を目指しているとさえいえよう。

コンクリートに関連した新材料は，次の様に大別できる。

・混　和　剤 …… 8
・レジンモルタル（コンクリート），レジンセメントモルタル …… 10
・コンクリート表面処理 …… 2
・コンクリート施工技術 …… 12
・水中コンクリート …… 10
・そ　の　他 …… 5

混　和　剤 …… 吹付けコンクリート粉塵低減剤，流動化剤，高耐久化剤等，多くの種類がある。

レジンモルタル …… 舗装やコンクリート橋の補修や歩道の舗装に使用

レジンセメントモルタル …… コンクリート（橋やその他の部材）の保護や補修，歩道の舗装，トンネル覆工用がある。

コンクリート表面処理 …… コンクリート表面をガラス質に仕上げたり，金属を溶射するものである。

コンクリート施工技術・その他 …… 工種類程あり，いずれも混和剤により水中コンクリートとしたものである。1種類をのぞいて全てセルロース系である。

水中コンクリート …… 工法によるコンクリートの高品質化，セラミックス製PC定着具，スラグ，シリカフューム，フライアッシュ等によるコンクリートの高品質化等があった。

・ゴ　ム …… 15

現在，新材料として注目される新しいゴム系の素材はあまり多くない。ゴムは弾性に富んだ特性をもつため，今後，より優れた材料の開発が期待されよう。

・薬　剤 …… 8

主な薬剤としては，地盤改良，薬液注入の2つがあげられた。

・吸水性高分子 …… 6

コンクリート用止水板，型枠，止水剤やトンネルのシールド掘削工法に利用される。種類はメーカーによってかなり異なる。

・制振材料（注：ゴム（積層ゴム）と内容が重複する部分がある。）…… 4

機械等の制振から，自動車道路，建築物，橋梁の制振までと幅が広い。材料も積層ゴムによる免震構造物から吸収合金，プラスチック，樹脂等多種である。

・舗装材料 …… 32

材料の分類からすると「舗装材料」という分類はすでに土木への応用分野が定まってしまっているので厳密ではない。この舗装材料とされた材料の中には，舗装以外にも応用できるものや，ここに入らなかった材料でも舗装材料としての利用が期待されるものも少なからずあるはずである。しかし，材料メーカーでは舗装用の材料として作られたものが多かったため，「舗装材料」として一項目を設けた。

舗装用材料は，大別するとアスファルト系のものと樹脂系のもの，そしてコンクリート系のものの3つに分かれる。

アスファルト系のものは耐流動性や耐摩耗性を目指したものと弾性舗装（歩道等）の2種にわ

かれる。樹脂系のものには薄層舗装，弾性舗装等がある。また，コンクリート系のものは，プレキャスト版による耐流動性舗装，透水性舗装が主流である。

改良アスファルト …… 樹脂，ゴム，人工骨材等をアスファルトに混入したもの，アスファルトそのものの性質を改良したものがあるが，前者の方が数は多い。改良の内容は，次の2点に要約される。… 14

・耐流動耐摩耗（スパイクタイヤ対策や重交通道路用もここに含む）

・歩道，ジョギング路等の弾性をもった舗装材料

非アスファルト（樹脂，コンクリートが主なもの）…… 11

新材料としての改善点としては以下の4つが指摘されている。

・薄層舗装 ———— 樹脂による

・耐流動耐摩耗 —— コンクリートプレキャスト版

・透水性舗装 ———— 歩道等に使われる

・弾性舗装 ———— 歩道，ジョギング用等，ゴムや樹脂による

・金　　属 …… 66

金属は，その材料の構造から次の様な分類ができる。

・合　金

・金属 — 非金属複合材料

・金属 — 金属複合材料

・特殊な形状の金属

合金には，耐食性等の化学的性質，非磁性或いは強磁性等，磁気的性質，耐摩耗等物理的性質の3つが主な性質であるが，このうち耐食性が半分以上をしめる。一般に鉄鋼等の金属は腐食しやすい欠点をもっている。これを合金や複合的な方法で克服しようとするものである。材料そのものはかなり以前からステンレス等が既にあるが，鉄鋼に比べ高価であまり普及していない。より安価で高耐食性のものが追求されている。調査の結果では，ステンレス系（クロム鋼）が大半であり，その他にチタン系，ニッケル系がある。耐塩性に優れたものも多く，海洋構造物にも使用が期待できる。磁性については，3例いずれも高Mn鋼の非磁性鋼で，リニアモーターカー等の磁気的な力を応用する分野への応用が期待できる。物理的性質としては，Cr，Mo等を含んだ耐摩耗鋼がある。現在は摩耗が問題となる部分への利用が期待されるが，機械の部品が殆どであった。その他の摩耗が問題となる分野への可能性があるかもしれない。また，低いレラクゼーションの鋼材をPCへ利用するものもある。

金属 — 非金属は，金属を非金属で被覆することにより重防食を行うもので，ポリエチレン，ウレタン等が有力なものである。15種類もありシーズは比較的豊かである。その他のものとして，ダイヤモンドワイヤ（切断用），金属粉末の断熱材，遮音シート等がある。金属 — 金

属も防食の目的で行われるのが主である。鋼材に他の金属（Zn，Al 等）を熔射して鋼材を保護する目的である。

特殊形状金属の殆どは普通鋼材，或いはステンレス鋼であり，材料自体は，新材料ではないから，形状を利用目的に合わせたものである。

(3) 建設分野への新素材の利用の方向

昭和63年度から開始した総合プロジェクト『建設事業への新素材・新材料利用技術の開発』では，技術開発により新素材の利用が可能であると考えられるニーズも高い具体的なテーマを，いくつか掲げて研究を行っている。これらの課題名を表－2に示すが，いずれも将来実現可能と考えられている新素材の利用の例である。

また，将来どのような材料が建設分野においてどのような使われ方をするかは，特許情報を中心とした調査により調べた。表－3はこの調査で最も有望との結果を得た建設分野における新素材の利用の課題名である。

また，材料の種類と建設分野との連関表を表－4に示す。この表は，特許情報による調査と，材料製造会社へのアンケート調査から得たもので，○印及び□印の部分で，今後の利用が期待されると考えている。

表－1　新素材の利用技術の研究開発の現状

新材料名	概　　要	開発段階	計	適用構造物	今後の研究課題	重要な物性	付加したい物性
スーパー繊維	コンクリート補強 ＰＣ構造物 ＲＣ構造物	①－4 ②－7 ③－0 ④－3	14	橋梁等（主にＰＣ）　9 トンネル（主にＲＣ）　5 他（海洋等）	定着材の開発（ＰＣ） 設計手法，評価方法の確立 材料特性上の試験(1) トンネル補修〔水が付着していても施工可能な材料〕（ＲＣ） クラック発生後の耐久性確認 被りの低減（ＲＣ）	ＰＣ：耐久性・耐食性に優れている 軽量である 非磁性 引張強度が非常に大きい 弾性係数が小さいためプレストレスロスが小さい ＲＣ：耐久性・耐食性に優れている 軽量である 非磁性 既設コンクリートと新材料の付着 クラックが少ない	温度特性，耐火性等の改善 弾性率をもうすこし付加したい
コンクリート関連材料	水中施工コンクリート	①－4 ②－1 ③－0 ④－0	5	コンクリートを水中で打設する必要のある全ての土木構造物 （堤防・護岸等）	流動性，填充性，その他物性の把握 各種試験施工	水中自由落下をしても材料分離を起こさない	材料の保管に注意する必要があるので，粉体でなく液体で保管できるようにしたい
	高耐久性コンクリート	①－3 ②－0 ③－0 ④－1	4	橋梁 ――― 2 ヒューム管――― 1 容器 ――― 1	自動車排気ガスにより劣化し易い点補修材，橋梁床板，管材への利用 水密性，強度等の研究	一般に普通のコンクリートに比べ化学的に安定	
	ベントナイトコンクリート	①	1	ダム，遮水壁に適用	実大実験により遮水性を確認したい	地質と同程度の変形性能	
	遅硬セメント	②	1	土構造物		土の種類にあまり左右されないで遅硬性を発揮する	
舗装材料	スーパー舗装 （耐流動耐摩耗材料）	④	1	舗装	強度，接着性，追随性	強度，強靭性，接着性大	作業性の改良
	カラー舗装	②	1	舗装	単彩色，単色調の骨材を結合する舗装用バインダー（アスファルト，モルタル，合成樹脂など）について検討が必要である。	自然の岩石が保有している色彩，色調がもっとも重要な要素であり，その次にこれらの色彩，色調をGroupingしてデザイン化する技術。	カラー色の豊かな単色彩色の砕石をできる限り，数多く確保したい。
塗装材料（被覆材料）	スーパー塗装	①	2	ＲＣ	効果，耐久性の確認，施工性の向上，コスト低下	高耐触性・安定性 耐摩耗性・耐衝撃性	材料の保管に注意する必要があるので，粉体でなく液体で保管できるようにしたい。
	ＰＥ被覆	①	1	海洋 河川		耐候性・耐水性・接着性	難燃性 浸透性
	セラミックコーティング（主にコンクリートへのコーティング）	②－3 ①－2	5	橋梁・ＲＣ 橋梁支承部ローラー 耐塩害用（耐久性） 海洋構造物 岩盤等掘削ノズル	コーティング手法の確立 耐久性評価 経済性評価	耐食性，耐候性，耐摩耗性，高硬度等	着色性，寒冷地用，耐衝撃性，防汚性，耐酸性等
セラミックス		①	1	長尺橋の摺動部	土木分野での応用は未経験		
高分子（部材）	ＦＲＰ（繊維強化プラスティックス）	②	1	防雪・遮音フェンス 道路用耐風フェンス			
	ＥＰＳ （発泡スチロール）	①	1	道路・盛土用	各種路線での試験舗装の実施と調査。上記試験舗装に基づく工学的特性の把握，体系化。材料規定，設計・施工手法の標準化，公的機関による認知及びマニュアル等の発布	軽量 ある程度の強度を有すること 養生，その次にこれらの色彩，色調をGroupingしてデザイン化する技術。	耐火性，耐油性
	ふっ素樹脂	②	1	橋梁	効果，耐久性の確認，施工性の向上，コスト低下	高耐触性・安定性 耐摩耗性・耐衝撃性	材料の保管に注意する必要があるので，粉体でなく液体で保管できるようにしたい
	積層ゴム	①	1	橋梁		耐候性・耐水性・接着性	難燃性 浸透性
	ゴム・ステンレス	②	1	ダム	コーティング手法の確立 耐久性評価 経済性評価	耐食性，耐候性，耐摩耗性，高硬度等	着色性，寒冷地用，耐衝撃性，防汚性，耐酸性等
	吸水性樹脂	①－1 ②－1	2	トンネルシールド工法 盛土	土木分野での応用は未経験		
繊維	ジオテキスタイル	①－5 ②－1	6	道路，軟弱地盤 「盛土補強工」 「基礎地盤」 「強化擁壁」等 将来は，ダム，下水道，海洋，橋梁等へ	設計法の確立 物性（耐久性，強度等）の把握 経済性 法的規制の見直し	耐食性 耐久性 土との間の摩擦強度 引張強度 軽量　等	耐候性（耐紫外線） クリープ変形を小さくする。
金属	アモルファス金属	②	2	コンクリート橋梁の柱脚部及び海洋構造物の防食・高強度化 磁気シールド壁	材料コストの低減化 製造寸法が大きくなること 材料の取りつけが容易に出来ること 再結晶温度の把握経年劣化評価	防食性 磁気特性 高強度	
	形状記憶合金	②	1	ＰＣ緊張鋼棒 ガードレール	屋外施工状態での加熱コントロール方法構造部材でのテスト		
	チタン（防食材料）	①	1	海洋構造物	チタンは，高価な材料であると共に，難加工材として知られているので，その特性を効果的に発揮させるための利用技術の開発が重要である。	高耐触性	材料の保管に注意する必要があるので，粉体でなく液体で保管できるようにしたい
	ステンレス（繊維状）	①	1	ダム，砂防，道路，その他のコンクリート補強，特に発錆による変色をきらうもの	ファイバ混入によるコンクリート強度，じん性の向上効果を構造設計にとり入れる		
	ステンレス（板状） （防食材料）	③	1	海洋・河川	溶接施工法 最適の成分系の決定	耐食性，クラッド製造に適する	
	溶射鋼板（防食材料）	②	1	海洋等の橋梁でのメンテナンスフリー部材料として用いる	防食対策 長期耐久性試験		
	制振鋼板	②－1 ③－1	2	遮音板〔機械類の架台，道路の防音壁等〕		音源の１部位になった場合の音の減衰性能，遮音性	
				海洋部材	機械的性質，化学・生物的性質等	耐海水性大 水性と補強の効果	
アスファルト系	グラウト	②－1 ①－1	2	ダム・トンネル 〔ダムの耐久性，長期安定性，地盤改良〕	対象地盤の岩質，土質による各種効果の差異を明らかにし，体系的整理を行う必要がある。	充填が深部までゆきわたること 化学的安定性 止水効果	強度
緑地促進資材		④	1	道路・河川		通気性，通水性，適度な保水性	
石炭灰		①	1	地盤強化		コラムの強度及び強度の均一性 ジオテキスタイル布袋の濾過脱水性と補強の効果	

＊表中の開発段階とは，次の内容を示す。　①：試験施工がすぐにも可能，②：供試体レベルの検討中，③：材料開発段階，④：基礎研究段階，また数字は，それぞれの開発段階にある研究グループの数を示す。

表－２　総合技術開発プロジェクト「建設事業への新素材・新材料利用技術の開発」の研究課題

研究課題名	主な研究内容
(1)新地盤材料の地中構造物への利用技術の開発	高分子系の浸透能力の高い新しい地盤注入剤を開発し適用性の調査，施工法の開発を行う
(2)高耐久性被覆材料の利用技術の開発	高耐久性及び高機能性（電波吸収性，生物付着制御，色彩等）の被覆材料を開発する
(3)高性能コンクリートの開発	超高強度のコンクリートを開発することにより、橋梁を長くし、耐久性を向上させる
(4)土石流流動阻止工法への高分子吸水剤の利用技術の開発	高分子吸水剤を利用した土石流流動阻止方法を開発する．またそのために、高分子吸水剤の改良を行う
(5)新材料の超軽量盛土材料への利用技術の開発	発泡スチロールのような極めて軽量な材料を盛土材に用い、軟弱地盤における盛土を可能にする
(6)橋梁用引張材への新素材の利用技術の開発	炭素繊維，アラミド繊維等のスーパー繊維を、つり橋ケーブル，キャットウォーク，ＰＣ緊張材等に利用する

表－３　新材料の応用が有望な課題

土木分野	開発目的	有望な課題
河川	治水・利水機能の向上を目的とするもの	① 繊維材料の河川堤防への応用
		② 高耐久性塗料およびＦＲＰの河川構造物への応用
		⑤ 超軽量材，強化材の築堤等への応用
	親水性の向上を目的とするもの	① 透水性コンクリートの親水公園プール材への応用
		② 多孔質材（セラミックス）の河川歩道への応用
海岸	海岸構造物の耐久性向上を目的とするもの	① 耐食性合金の海岸構造物への応用
		② 高耐食性樹脂塗料による海岸構造物の保護技術の開発
		③ セラミックスコーティング材およびFRP の水路、水門への応用
		④ 生物付着制御法の開発
	海岸レクリエーション機能の向上を目的とするもの	① 修景を考慮した海岸土木材料の応用
		② 海岸レクリエーション施設への応用
橋梁	橋梁の軽量化を目的とするもの	① 吊橋ケーブルへのスーパー繊維の応用
		② FRC 等の軽量高強度コンクリートの橋梁上部工への応用
		③ 軽量高強度鋼の橋梁材料への応用
	橋梁の耐久性，耐候性の向上を目的とするもの	① 高耐食性ケーブル材の橋梁部材への応用
		② 高耐食性塗料および耐食性合金の橋梁部材への応用
		③ 支承部へのセラミックスの応用
	安全性の確保を目的とするもの	① 電波吸収材の超大橋への応用
		② 光ファイバーの保安システムへの応用
道路	舗装材の機械的強度の向上を目的とするもの	① 繊維強化型材料の舗装材への応用
		② ポリマーコンクリートの舗装材への応用
		③ セラミックス材料の舗装材への応用
	都市空間における道路周辺環境の向上を目的としたもの	① 吸音材料の遮音壁および道路材の応用
		② 制振合金の高架橋への応用
	道路のコミュニティー性向上を目的としたもの	① 吸水性高分子の道路植栽への応用
		② カラーセラミックス およびセラミックス材によるカラー舗装の開発
		③ 透水性コンクリートおよびゴム材による遊歩道の開発
基礎土木	地盤強化および土壌改良を目的としたもの	① 機能性薬剤による地盤強化・土壌改良法の開発
	土木機械（掘削機械）の向上を目的としたもの	① セラミックスおよび人造ダイヤモンドのドリルビットへの応用

表－4　新材料・土木分野連関表

材料＼土木分野	海洋			治水・利水			交通				基礎		安全		機械	計
	海岸	海洋構造物	港湾	河川	ダム	上・下水道	道路	トンネル	橋梁	鉄道	地下開発	基礎土木	砂防	防災	土木建設機械	
複合材料	3	3	4	3	4	5	⑥	⑥	2	4	2	⑫	0	2	3	59
繊維	⑫	1	0	⑫	⑫	1	⑥	1	⑥	1	3	⑮	0	5	2	77
高分子樹脂	⑨	3	0	⑨	⑨	0	㊴	⑬	⑥	1	⑳	5	0	⑥	0	120
セラミックス	3	0	0	3	5	1	⑥	0	2	1	⑨	4	0	1	⑧	43
ガラス	0	0	0	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	1	1	5
機能性金属	0	0	0	0	0	0	3	2	0	⑥	⑪	⑦	0	3	⑦	39
構造用金属	2	3	1	0	0	1	3	1	⑥	4	㊺	⑥	4	0	㉓	99
コンクリート関連材料	3	3	3	2	1	3	⑩	⑧	2	4	1	⑭	3	0	1	58
アスファルト	1	0	0	1	1	0	⑱	0	0	0	0	0	0	0	4	25
策材	4	5	5	3	3	3	⑰	㉕	0	⑰	⑮	㉑	0	0	㉙	247
計	37	18	13	33	35	14	110	56	25	38	106	184	7	18	78	772

表中の数字は特許の件数で、6件以上のものには○印を施した。□印はシーズアンケート調査から得たデータであり、4件以上のものに施した。

＜参考文献＞

① 土木研究所資料№2581「建設分野における新素材・新材料の活用に関する研究報告書(1)」昭和63年2月

② 土木研究所資料№2586「建設分野における新素材・新材料の活用に関する研究報告書(2)」昭和63年2月

③ 第41回建設省技術研究会共通部門指定課題論文集　昭和62年10月

④ 土木技術Vol.43№2 pp32～43(1988)

（地質化学部長・化学研究室）

共－2　骨材のアルカリシリカ反応性試験

（質問）

骨材のアルカリシリカ反応性試験のうち，モルタルバー法によるものは試験結果が出るまで6ヶ月という長時間を要しますが，最近骨材の簡便な早期判定試験法についての研究が各研究機関で行われていると聞いております。実用性の高い試験方法が確立されれば，骨材および生コンクリートの日常

的な品質管理に効果があると思われます。つきましては，現在研究されている方法等をご教示下さい。

（企画部技術管理課）

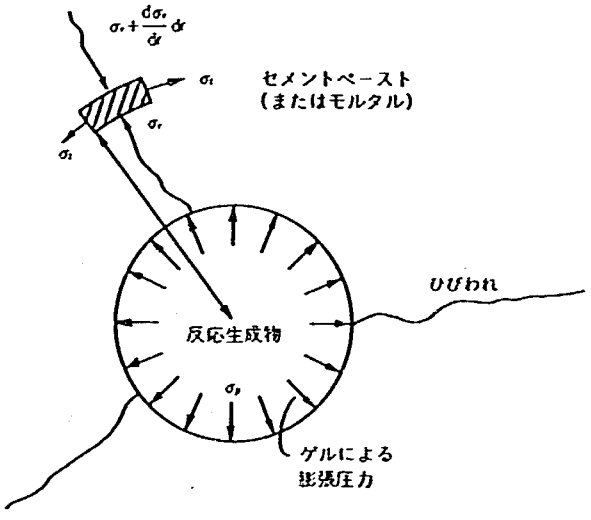
（回答）

1. アルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の損傷

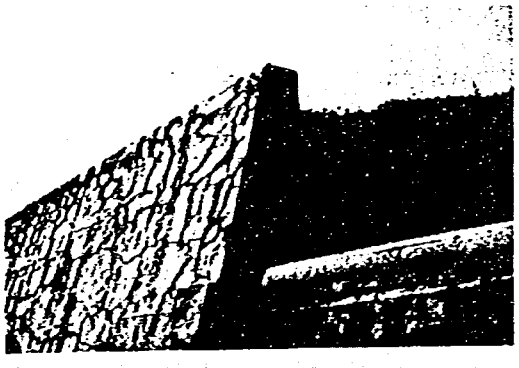
(1) これまでの経緯

アルカリシリカ反応（以下では略してASRと記す）は，アルカリ骨材反応と総称されるセメントと骨材の反応によるコンクリートの劣化現象の一種で，セメントの中に0.5～1.0%含まれているアルカリ（Na^+，K^+ 等のアルカリ金属イオン）と骨材（砂利，砕石，砂等）に含まれている特殊な珪酸（シリカ），および練り混ぜ水その他のコンクリート中に含まれている水が反応して「水ガラス」と呼ばれる物質ができ，この水ガラスの膨張圧によってコンクリートが膨張する現象である（図－1）。

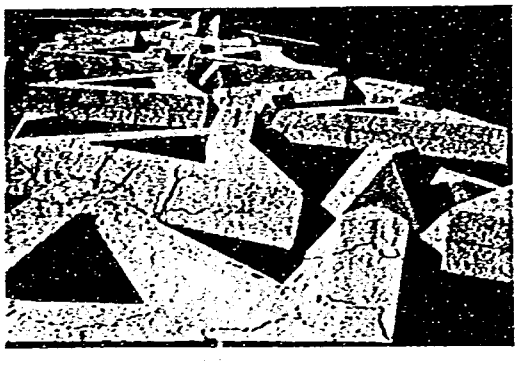
ASRの特徴である亀甲状のひびわれは，内部で発生する大



図－1　コンクリート中におけるゲルによる膨張圧力とひびわれ



写真①　アルカリ骨材反応によるひびわれの例（よう壁）



写真②　アルカリ骨材反応によるひびわれの例（海岸のコンクリート製のテトラポット）

きな膨張圧にコンクリートが耐えられなくなり，表面に発生した割れ目である。

調査の結果では，ASRによるひびわれは構造物に一様に発生するわけではなく，ASR構造物の風雨や日光にさらされる，外からは最も見えやすい部分に主に発生しており，建物の中とか常に地中にあるような部分では被害は少なく，乾，湿が繰り返される部分に発生しやすいことがわかってきた（写真－①，②）。

さて，昭和60年から昭和62年度まで実施した総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上に関する研究」は，コンクリート構造物の劣化状況およびそのメカニズムを明らかにするとともに，コンクリートの耐久性を低下させる要因を総合的に検討し，適切な予防技術，構造物の劣化度診断技術，および補修・補強技術を開発することによりコンクリートの品質の確保および構造物の耐久性の向上を図り，良質な住宅・社会資本の整備に資することを目的とした研究開発である。本プロジェクトは，昭和60年度から昭和62年度の3カ年にわたって土木，建築のコンクリート構造物それぞれについて，塩害に関する研究開発，アルカリ骨材反応に関する研究開発，施工に関する研究開発を行った。アルカリ骨材反応に関する主な内容は表－1の通りである。

表－1　アルカリ骨材反応に関する主な研究内容

アルカリ骨材反応	①アルカリ骨材反応によるコンクリート構造物の被害の実態を調査した。	
	②日本における反応性骨材の分布状況を把握した。	・反応性骨材分布図
	③反応性骨材を判定するための試験法として，モルタルバー法・化学法の標準試験法の検証を行うとともに簡易試験法の検討を行った	・標準試験法（61.6.2通達） ・簡易迅速試験法
	④アルカリ骨材反応の抑制手法として，低アルカリセメントの使用，アルカリ総量の規制，高炉スラグ・フライアッシュの混和について研究を行った。	・反応性骨材の使用基準（61.6.2通達）
	⑤アルカリ骨材反応により被害を受けた構造物の補修に関する研究として， ・耐荷力の確認 ・構造物の劣化進行予測手法 ・補修材料・補修工法 等について研究を行った。	・アルカリ骨材反応被害構造物の補修・補強指針（土木・建築）

(2)　アルカリ骨材反応抑制対策

昭和61年6月建設省技調発第287号通達によりアルカリ骨材反応の抑制対策が制定された。この暫定対策によれば，建設省で使用される構造物はアルカリ骨材反応を抑制するために次の4つ

の対策のいずれかを行わなければならない（表－２）。

(1) アルカリ骨材反応性が無害の骨材を使用する。

(2) 低アルカリ形のセメントを使用する。

(3) B種の高炉セメントを使用する。

(4) コンクリート中のアルカリ総量を3kg/㎥ 以下とする。

表－２　アルカリシリカ反応暫定対策の適用に伴う対応

対策方法	工事発注者側監督職員	工事施工者の現場責任者	レデーミクストコンクリート生産者	コンクリート材料生産者	コンクリート製品生産者
1. 安全と認められる骨材の使用	工事施工者より提出された資料に必要事項が記載されているかどうか確認する。	レデーミクストコンクリート生産者が示す骨材試験成績表により無害であることを確認する。 工事発注者へ関係資料を提出する。	骨材試験成績表により無害であることを確認する。 必要に応じ骨材のアルカリシリカ反応性試験を実施する。 工事施工者に関係資料を提出する。	骨材のアルカリシリカ反応性試験を実施する。 レデーミクストコンクリート生産者に骨材試験成績表を提出する。	骨材試験成績表により無害であることを確認する。 必要に応じ骨材のアルカリシリカ反応性試験を実施する。 工事施工者に関係資料を提出する。
2. 低アルカリ形セメントの使用	工事施工者より提出された資料に必要事項が記載されているかどうか確認する。	セメントミルシートによりアルカリ量を確認する。 工事発注者に関係資料を提出する。 低アルカリ形セメント使用について工事発注者と協議する。	セメントミルシートによりアルカリ量を確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。	セメントについてJIS規定による試験を実施する。 レデーミクストコンクリート生産者に試験成績表を提出する。	セメントミルシートによりアルカリ量を確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。
3. 抑制効果のある混合セメント等の使用	工事施工者より提出された資料に必要事項が記載されているかどうか確認する。	セメントを確認する。 工事発注者に関係資料を提出する。	セメントを確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。	セメントについてJIS規定による試験を実施する。 レデーミクストコンクリート生産者に試験成績表を提出する。	セメントを確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。
4. コンクリート中のアルカリ総量の抑制	工事施工者より提出された資料に必要事項が記載されているかどうか確認する。	セメントミルシート等によりアルカリ量を確認する。 総アルカリ量の計算資料を作成する。 工事発注者に関係資料を提出する。	セメントミルシート等によりアルカリ量を確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。	JIS規定等による試験を実施する。 レデーミクストコンクリート生産者に試験成績表を提出する。	セメントミルシート等によりアルカリ量を確認する。 工事施工者に関係資料を提出する。

(3) 関東地区の骨材

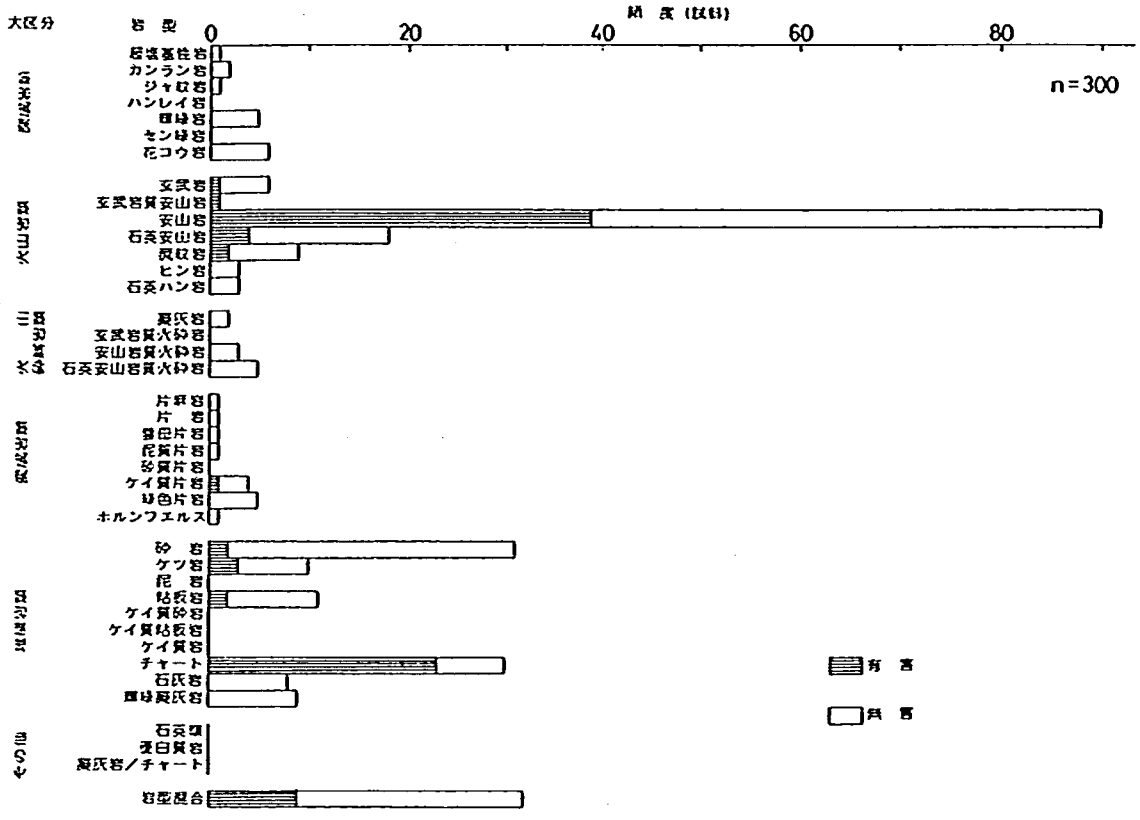
昭和62年度までに砕石場の位置とそこで採取している岩種の種類について，地方建設局を通じてアンケートにより調査した（表－３）。

この表によれば，関東地区においては安山岩類，砂岩，頁岩，チャート類等が多いが，これらの骨材のなかで有害な反応性を示しやすいのは，安山岩，チャートなどである（図－２）。

表－３　岩型別にみた砕石場の数と砕石場が属する岩体の数

岩型	東北地建	関東地建	北陸地建	中部地建	近畿地建	中国地建	四国地建	九州地建	計
花崗岩類	9(9)	2(2)	1(1)	2(2)	10(6)	25(15)	4(4)	6(5)	59 (44)
斑レイ岩類	1(1)	－ －	1(1)	－ －	1(1)	3(2)	－ －	4(2)	10 (7)
蛇紋岩類	7(5)	1(1)	－ －	－ －	－ －	4(2)	1(1)	1(1)	14 (10)
花崗斑岩類	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	1(1)	－ －	1(1)	2 (2)
ひん岩類	3(3)	－ －	1(1)	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	4 (4)
輝緑岩類	1(1)	－ －	－ －	－ －	1(1)	－ －	－ －	－ －	2 (2)
粗粒玄武岩類	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	1(1)	1 (1)
流紋岩類	6(5)	－ －	－ －	2(2)	27(11)	56(24)	－ －	1(1)	92 (43)
安山岩類	77(56)	17(16)	5(5)	1(1)	8(6)	31(17)	4(2)	29(28)	172 (131)
サヌカイト類	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	10(7)	－ －	10 (7)
玄武岩類	13(12)	1(1)	1(1)	2(1)	－ －	1(1)	1(1)	10(7)	29 (24)
溶結凝灰岩類	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	2(2)	2 (2)
安山岩質凝灰岩類	3(3)	6(5)	－ －	3(3)	－ －	5(5)	－ －	15(14)	32 (30)
凝灰岩類	3(3)	1(1)	－ －	－ －	4(4)	－ －	－ －	－ －	8 (8)
輝緑凝灰岩類	2(2)	1(1)	－ －	3(2)	1(1)	4(2)	6(3)	2(2)	19 (13)
片麻岩類	－ －	4(1)	－ －	8(5)	4(2)	－ －	－ －	2(2)	18 (10)
泥質片岩類	－ －	1(1)	－ －	－ －	6(2)	8(5)	－ －	4(3)	19 (11)
塩基性片岩類	3(3)	2(2)	－ －	－ －	－ －	－ －	1(1)	4(3)	10 (9)
珪質片岩類	－ －	－ －	－ －	－ －	－ －	1(1)	－ －	－ －	1 (1)
ホルンフェルス類	－ －	1(1)	－ －	－ －	－ －	1(1)	2(1)	－ －	4 (3)
砂岩類	23(15)	16(9)	1(1)	10(7)	15(2)	13(9)	31(18)	8(6)	117 (67)
頁岩類	26(19)	21(10)	1(1)	5(5)	38(15)	51(23)	－ －	22(19)	164 (92)
チャート類	2(2)	10(8)	－ －	5(3)	4(3)	2(1)	1(1)	－ －	24 (18)
石灰岩類	6(6)	8(1)	－ －	2(2)	－ －	3(2)	5(4)	－ －	24 (15)
不明（砕石）	91 －	14 －	1 －	9 －	24 －	52 －	12 －	20 －	223 －
小計（砕石）	276(145)	106(60)	12(11)	52(33)	143(54)	261(111)	78(43)	132(97)	1060 (554)
川砂利	190 －	未調査	82 －	181 －	未調査	3 －	21 －	未調査	477 －
丘砂利	3 －		67 －	30 －		－ －	－ －		100 －
山砂利	3 －		9 －	30 －		－ －	－ －		42 －
海砂利	－ －		－ －	－ －		－ －	1 －		1 －
小計（砂利）	196 －	－	158 －	241 －	－	3 －	22 －		620 －
合計	472(145)	106(60)	170(11)	293(33)	143(54)	264(111)	100(43)	132(97)	1680 (554)

数字は採石場の数を示す。（ ）の数字は採石場が属する岩体の数。



図－2　岩石の種類と反応性

2.　骨材の反応性に関する試験方法

試験には，骨材検査を目的とするものと骨材の自主的な品質管理を目的とするものとがある。

通達（61.6.2）等によれば，反応性骨材の検査試験としては化学法とモルタルバー法とが規定されている。モルタルバー法は，試験を終えるまで6ケ月を必要とするので，骨材および生コンクリートの日常的な品質管理の目的には適しない。しかし，化学法は，2ないし3日間で試験結果が得られるので，日常的な品質管理の目的にも用いることができると考えられる。

骨材の自主的な管理のみを目的とする場合には，骨材や生コンの製材者は前述するようにこれらの方法以外のもっと簡易な試験方法を用いることができる。

そこで，まず化学法について以下に紹介し，あわせてその他の試験方法の開発状況も述べる。

2.1　化　学　法

本試験は，骨材とポルトランドセメント中のアルカリとのアルカリ骨材反応性を化学的に試験するものであり，骨材（0.15～0.3㎜）25ｇを密閉容器中で1Ｎ水酸化ナトリウム溶液25㎖と80±1.0℃で24時間反応させた後，ろ別した溶液について溶解シリカ量およびアルカリ濃度

の減少量を求め，両者の分析値を用いて判定図から有害有無を判定しようとするものである。

本試験は，(a)迅速に結果が得られる，(b)試料は少量でよい等の特長をもっている。しかし，当初用いられていたASTM C 289に規定された試験手順は，試験機関毎のばらつきが大きく，また，わが国の骨材を対象とした場合に，モルタルバー法による試験結果との相関性について不明であるなどの短所をもっていた。

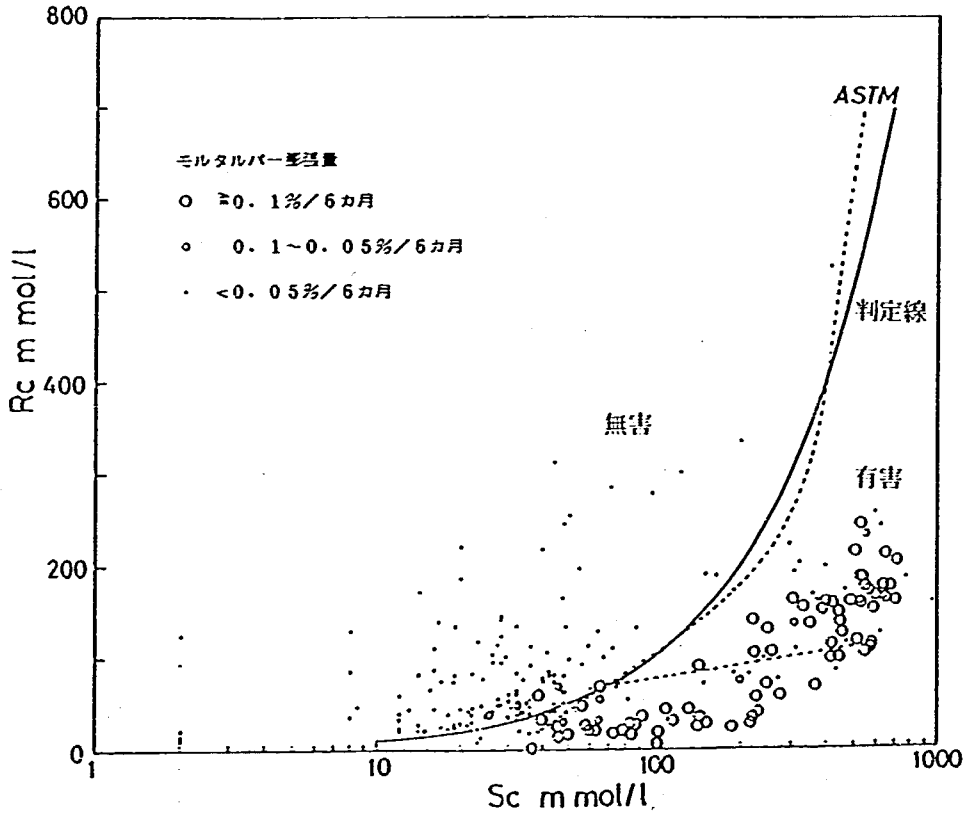
そこで，建設省では，まず独自の調査結果および化学試験の暫定実施により，化学法の試験手順と項目を表－4のように改定した。あわせて，各地方建設局技術事務所では，コンクリート部会を通じて材料試験課及び水質試験課が共同して共通試験を行い，化学法の分析精度の向上を行った。

表－4　化学法試験方法の改良点

項　目	建設省修正案	ASTM C 289
粉　砕	ジョークラッシャーあるいは人手で粗粉砕を行い，ブラウンミル，スタンプミルあるいはステンレス乳鉢で細粉砕を行う。	小型ジョークラッシャーで4.75㎜のふるいを通過させ，0.15㎜以下を捨て，0.3㎜のふるいに残ったもの全てが円盤型粉砕機で0.3㎜を通るまで繰り返す。
前処理	試料の洗浄，乾燥は1回とする。	試料によっては，洗浄，乾燥を繰り返し反復する。乾燥は105±5℃で20±4時間
ろ　過	残査をロートに移し，20番のゴム栓で強く押しつけた後，アスピレーターで4分間吸引ろ過する。	残査をロートに移し，10秒に1滴となるよう減圧ろ過する。
Rcの測定	希釈溶液は，ただちにポリエチレン容器に密封した状態にして，できるだけすみやかに測定する。測定は2回行い1回目でおよその値を知り，2回目で正確な値を得る。	希釈溶液がろ過後4時間以内に分析できないときはポリエチレン容器に移し，密封した状態で保存する。Rcの測定回数は規定していない。
Scの測定	重量法，原子吸光法および光度法	重量法，および光度法
許容誤差	平均値との差は10%以内とする。ただし，100mmol/1以下は10 mmol/1以内とする。	平均値が100mmol/1以上は12%以内，ただし100mmol/1以下は12 mmol/1以内とする。
判　定	Rc＝Scを判定線とする。	ASTMの判定図を使用する。

次に，土木研究所では全国的に採取した243骨材を用いてモルタルバーの膨張量と化学法との関係を実験的に見直した。両者の関係は，図－3に示すようであり，ASTMの判定図とは異なる。わが国の骨材に安山岩系，チャート系の岩種が多いことを考慮した新しい判定図を作成している。

これらの成果から改定された化学法は，モルタルバー法とほぼ同一の結果をしかも短時間で得ることができる試験法となったので，短時間で正確な結果を得なければならない品質管理にも適用出来る方法となった。



図－3　化学法とモルタルバー法の関係

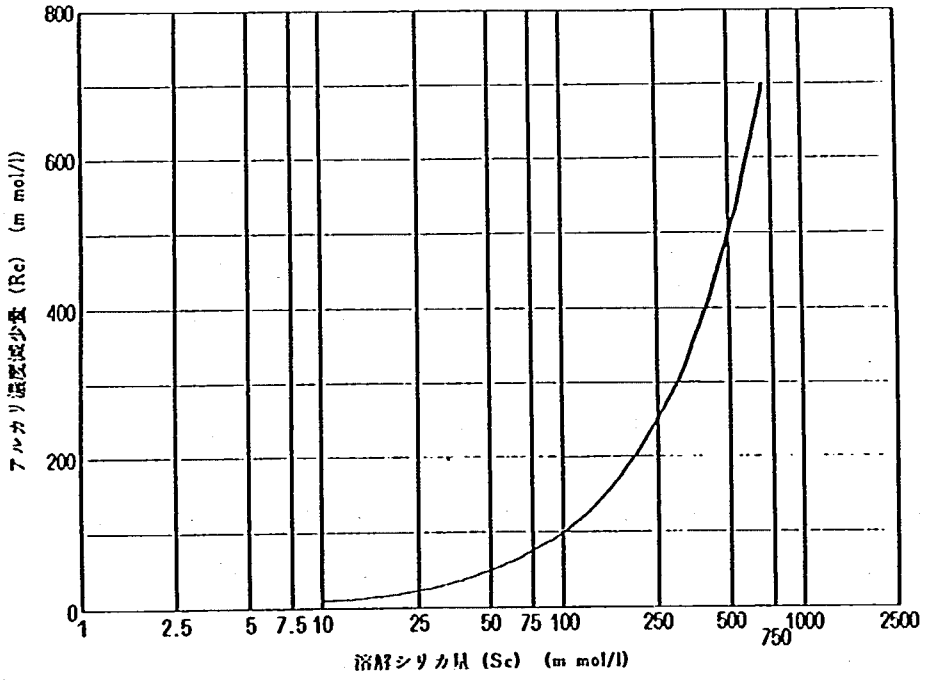
改定された化学法試験法については，試料の調整，試験操作，有害・無害の判定手順等（表－5），および判定図（図－4）をまとめて参考文献に紹介しているので参考にされたい。

＜参考文献＞

「骨材のアルカリ骨材反応性試験法（化学法）修正案」　昭和63年3月　建設省

表－5　有害・無害の判定手順（化学法）　様式－1

骨材のASR反応性試験結果（化学法）						
骨材の収集系統		試験結果				
骨材の収集月日　昭和　年　日		繰り返し	Rc (mol/ℓ)	Sc (mol/ℓ)	平均値からのずれ (%)	備考
収集者の所属・氏名		1				
試験月日　昭和　年　日		2				
試験者の所属・氏名		3				
骨材の用途　コンクリート用　道路用　その他（　）		平均				
判定結果	骨材の寸法・粒度	(参考)			(参考)	
	骨材の容積					
	化学法による判定　無害　有害					
	モルタルバー法による判定　無害　有害					
	総合所見	骨取場点の写真			骨材の写真	



図－4　化学法による有害・無害判定図

2.2　その他の簡易試験法

モルタルバー法と化学法以外にも骨材の反応性に関する試験方法には表－6に示すものが提案されている。以下簡単に方法を紹介する。

(1) 鉱物法

骨材を水酸化ナトリウム溶液に5日間浸漬し，生成したアルカリシリカゲルの重量を測定して反応性を推定する方法である。重量が多い程，反応性が高いとする。

(2) 着色法

骨材表面に反応性があれば，メチレンブルーを吸着し，骨材が着色することを利用するものである。この着色の程度によって反応性の大小を比較する。

(3) オートクレーブ法

モルタルバーの促進試験方法であり，アルカリ量を2.5～2.0％としたモルタルを，100または50℃で養生する。

火山岩系の骨材は，化学法試験結果と良い対応を示す場合が多いが，堆積岩系は，良好な対応を示すことが少ないことが指適されている。

表－6　提案中の簡易試験方法

名　称	内　容	試験期間	判定方法	
鉱物法	骨材試料（10g）を20%NaCl溶液に浸し，生成したシリカゲルの重量で測定する。	5日間	重量測定により判定	土研
着色法	骨材試料（1g）をメチレンブルー溶液で着色し，（着色の程度）または色調を判定する。	4時間	標準色調写真のもとに判定	土研
オートクレーブ法	モルタルバーをオートクレーブが最高温度150℃または100℃最高温度保持時間2時間に保持し，膨張量で判定するなど。	1日（モルタク製作を含めて3日）など	膨張量などで判定	土研，鳥取大，建研，GBRC
ダブルシリンダー法	モルタル（コンクリート）シリンダーのまわりに非膨張性のモルタルをまき，外周に発生するひびわれで判定。	13週～3ヶ月（ﾓﾙﾀﾙ製作を含めて）	ひびわれ発生の有無で判定	土研
その他	水酸化ナトリウム溶液浸漬重量減少法（ドイツ法） 飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法（デンマーク法） 赤外線スペクトル法など。			

(4) ダブルシリンダー法

ダブルシリンダー法は，モルタルバー法における膨張量の経時測定操作を簡略化するため，二重円筒の内側にモルタルまたはコンクリートを打設し硬化後，外側に非反応性骨材を用いたモルタルを打設し，湿潤養生を行い，内側の膨張によって生じる外側のモルタル表面のひびわれの発生の有無によって反応性を判定する方法である。測定操作は簡略化されるが，判定までにモルタルで13週，コンクリートで26週を必要とする。

オートクレーブ等を用いた早期判定の提案には，上記の他以下に示す促進試験法がある。

(1) 鳥取大学の西林教授らの方法

(2) 建築研究所の方法

(3) ㈱日本建築総合試験所のGBRC促進法

これらは，いずれもモルタルバーを製作し，その際にアルカリ量を2～2.5％（Na_2O当量）に調整し，加圧または加熱し，数十分から数時間程度促進養生し，モルタルバーの長さ変化や超音波伝播速度および動弾性係数の変化により，反応性の有無を判定する方法である。

まだ試験期間や温度等の試験条件，実構造物と損傷との相関等未解決な点が多く，多くは研究段階にあるといえる。

3. まとめ

骨材の簡便な早期判定のためには，判定に要する期間を2～3日程度としてよければ，化学法が試験手順が明確で，しかも判定結果が信頼できる方法として推奨できる。簡易方法もいくつか提案されており，まだ公の検査基準とはなっていないが，このなかでも，ダブルシリンダー法や着色法は，日常的に管理に使える利便性をもっているといえるので，今後用いられる可能性がある。

（化学研究室）

共－3　コンクリートの限界状態設計法

（質問）

コンクリート構造物を設計する場合限界状態設計法という言葉をよく耳にしますが，建設省ではいつ頃から採用する予定であるかお教え願います。　（企画部技術管理課）

（回答）

1. 限界状態設計法とは

限界状態設計法はいつから採用するかという事を述べるに先だって，限界状態設計法とはどんな

ものかという事を概説しましょう。

現在，コンクリート構造物（無筋，鉄筋，プレストレストコンクリート構造物）に用いられている設計法は，許容応力度法（Working Stress Method）といって，荷重によって構造物に生ずる応力を計算し，その応力の大きさが，許容応力度（その材料に許される最大の応力度）よりも小さければ良いとする設計法である。これを式で書くと(1)式のようになる。

$$\frac{\text{許容応力度}}{\text{断面に生ずる応力度}} \geqq 1 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

許容応力度法では構造物に生ずる応力度の計算は構造物を弾性体と仮定して計算し，構造物に必要な安全率は許容応力度を決める時，材料が実際に有する強度よりも小さい値に決める事によって確保している。

この方法は計算が容易でわかり易いという長所がある反面，コンクリート構造物は弾性体と仮定して良いのかどうかわからない，許容応力度に含まれている安全率は荷重に対するものか材料に対するものか，あるいは他のものに対するものかわからない，等の短所もある。

一方，限界状態設計法（Limit State Design Method）は次のような考え方に基づいた設計法である。

1）構造物が駄目になって使えなくなるといってもいろいろな場合がある。例えば構造物断面が破壊して駄目になるような状態（断面破壊の終局限界状態），大きなひびわれが出て美感や水密性が失われて使えない状態（ひびわれの使用限界状態），変形が大きくなり過ぎて使えない状態（変形の使用限界状態）等である（表－1）。

したがってそれぞれの限界状態についての安全が確かめられていなければならない。

2）それぞれの限界状態の構造計算は必ずしも弾性計算が適するというわけではないので，各々の限界状態に最も適する計算理論により計算する必要がある。

3）安全率には，荷重に対する安全率（荷重係数），材料のばらつき

表－1　限界状態の種類[1]

項　目	示方書の定義	提案されている限界状態の種類
終局限界状態	構造物または部材が破壊したり，転倒，座屈，大変形等を起こし，安定や機能を失う状態	(1) 断面破壊の終局限界状態 (2) 用体安定の終局限界状態 (3) 変位の終局限界状態 (4) 変形の終局限界状態 (5) メカニズムの終局限界状態
使用限界状態	構造物または部材が過度のひびわれ，変位，変形，振動等を起こし，安定や機能を失う状態	(1) ひびわれの使用限界状態 (2) 変形の使用限界状態 (3) 変位の使用限界状態 (4) 損傷の使用限界状態 (5) 振動の使用限界状態 (6) 有害振動発生の使用限界状態
疲労限界状態	構造物または部材が変動荷重の繰返し作用により疲労破壊する状態	――――――

等に対する安全率（材料係数），計算式の正確さに対する安全率（構造解析係数），等様々あるので現行のように一つの安全率で表すのではなく，各安全率を独立して設定すべきである。

これらの考えを取り入れた設計法を式で表わすと(2)式のようになる。

$$\frac{\text{断面耐力}R_d\ (\text{材料特性値}f_k,\ \text{材料係数}\gamma_m,\ \text{部材係数}\gamma_b\ \text{等の関数})}{\text{断面作用力}S_d\ (\text{荷重特性値}F_k,\ \text{荷重係数}\gamma_f,\ \text{組合せ係数}\psi,\ \text{構造解析係数}\gamma_a\ \text{等の関数})} \geqq \text{構造物係数}\ \gamma_i \quad \cdots\cdots (2)$$

2. 土木学会提案の限界状態設計法と適用上の問題点

土木学会コンクリート標準示方書は昭和61年度改訂版から鉄筋コンクリート，プレストレスコンクリートの設計に限界状態設計法を採用した。

表－2　各限界状態における安全性の照査例

	設　　定	検　　討	許容応力度法の場合
終局限界状態	設計曲げ破壊モーメントなど：R_d P_1によって生ずる曲げモーメントなど：S_d	$R_d \geqq S_d$ または $\frac{R_d}{S_d} \geqq \gamma_i$	許容応力度を50%大きくする
使用限界状態	許容ひびわれ幅など：W_a P_2によって生ずるひびわれ幅など：W	$W_a \geqq W$ または $\frac{W_a}{W} \geqq \gamma_i$	鉄筋許容応力度を1600kg／cm²以下にする
疲労限界状態	(ア) 設計疲労強度：f_{rd} P_3による変動応力：σ_{rd}	$f_{rd} \geqq \sigma_{rd}$ または $\frac{f_{rd}}{\sigma_{rd}} \geqq \gamma_i$	鉄筋許容応力度を1600kg／cm²以下にする
	(イ) 抵抗疲労モーメントなど：R_{rd} P_3による変動モーメントなど：S_{rd}	$R_{rd} \geqq S_{rd}$ または $\frac{R_{rd}}{S_{rd}} \geqq \gamma_i$	

学会示方書では表－2に示すように断面破壊の終局限界状態，ひびわれの使用限界状態，および疲労限界状態の3種類の限界状態について検討をすることにして，それぞれの計算方法または計算式を具体的に与えている。

各種の安全係数については表－3のような値を示している。すなわち係数に幅を持たせている。これはこれらの係数は構造物の種類や製作，使用条件等によって異なるから，示方書の使用者が自由に選べるようにとの配慮からである。

一方，示方書の使用者としては計算式が複雑になるばかりでなく，6個ある安全係数の内，幅があって自分で決めて使用しなければならない係数は4個もあり，しかもそれらを学会が示す最も

小さい数に決めた場合と，最も大きい数に決めた場合とで約2倍もの開きがあるため，どの数値にするかによって，安全性や経済性に大きく影響を与えそうであるから，安全率を慎重に吟味せずにこの方式を採用して良いものかという不安が生じる。また，これらの安全率をどのような考え方で決めれば良いのかも示方書には書いていない。

表－3　安全諸係数の推奨値[1]

安全係数 ＼ 限界係数	材料係数 γ_m		部材係数	構造解析係数	荷重係数	構造物係数
	コンクリート γ_c	鋼材 γ_s	γ_b	γ_a	γ_f	γ_i
終局限界状態	1.3	1.0	1.15 ～ 1.3*	1.0 ～ 1.2	1.0 ～ 1.2	1.0 ～ 1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.3	1.0	1.0 ～ 1.1	1.0	1.0	1.0 ～ 1.1

＊耐震設計におけるせん断耐力に関する値は，これらの値を割増すのがよい。

この点が学会が示方書を作って2年になるが，未だ誰にも採用されていない理由なのである。

3. 限界状態設計法の採用時期に関する見通し

限界状態設計法の採用については，現在のところ，道路協会で道路橋示方書の昭和70年度の改訂までにどうするかの検討を始めようという話が出ている。また，ダムやコンクリート舗装は改訂された学会示方書も未だ許容応力度法を用いている。

一方，鉄筋コンクリート等で現行の許容応力度法については，表－2に示すとおり終局限界，使用限界，疲労限界の各状態は許容応力度の大きさを変える等の検討をしている。

建設省は現在，土木研究所等で荷重の特性値や荷重係数の見直しを行っており，限界状態設計法を採用する場合に考えなければならない材料係数やその他の係数に関してはこれから検討がなされるであろう。

このような現状から推すると建設省が限界状態設計法を昭和70年以前に採用する可能性は微妙と言えよう。しかしながら鉄道関係では現在大規模な検討委員会を作って学会基準を鉄道用建造物設計基準にいれて書き直す作業を行っているし，大学では新しい示方書の考えで教育が始まっている。

したがって，建設省をはじめとした関係機関の一層の研究・検討や，これら若手技術者の活躍によってコンクリート構造物について限界状態設計法の採用の可能性が生じつつある段階といえよう。

＜参考文献＞

1）土木学会「コンクリート標準示方書，設計編」　昭和61年10月

（コンクリート研究室）

共－4　　のり面におけるコンクリート及びモルタル吹付工の適用

共－4①　吹付のり枠工におけるコンクリート及びモルタル吹付の適用区分

（質問）

吹付のり枠工にはコンクリート吹付とモルタル吹付があるが，部材断面の大きさ，鉄筋の有無，吹付材料の圧送距離などによって適用区分があるのか教えて頂きたい。

（千葉県鴨川土木事務所）

（回答）

吹付のり枠工におけるコンクリート吹付とモルタル吹付の適用区分については現在のところ明確な基準はないが，実態からみると次のような傾向がある。

① 北海道などの厳寒地ではコンクリート吹付が適用される傾向があるが，全国的にはモルタル吹付が多い。

② 工事費のみからみると一般的にはコンクリート吹付の方が安い。

③ 施工性からみるとコンクリート吹付の方がはねかえりが多く，不陸，空隙などが出来やすいので，品質が劣る傾向がある。

④ 吹付材料の圧送の目づまりは，コンクリート吹付の方が起こりやすく，特に最近粗骨材に砕石を用いるために，川砂利を使用していた以前に比較しトラブルは起きやすくなる。

⑤ 部材断面300㎠より大きいものはコンクリート吹付を採用するということもあるが，施工性及び品質からみると，部材断面が大きいということだけでコンクリート吹付を適用する理由は特にないように思われる。

⑥ 部材の設計上鉄筋を多用するときは，吹付材の緻密性を得るためモルタル吹付の方が有利である。

以上，工事費を別にするとモルタル吹付の方が優っている。したがってより品質の高い吹付のり枠の施工が必要と判断されるときはモルタル吹付を用いる方がよい。厳寒地などコンクリート吹付を用いる場合は特に入念な施工を行う必要がある。

なお，のり枠工全般の問題については「道路土工－のり面工・斜面安定工指針」，「のり枠工の設計・施工指針」を参照されたい。

＜参考文献＞

- 日本道路協会「道路土工－のり面工・斜面安定工指針」昭和61年11月
- 全国特定のり面保護協会「のり枠工の設計・施工指針」　昭和61年3月
- 建設省河川局防災課・土木施設防災工法研究会「のり面及び斜面災害復旧工法」　昭和60年5月

（地質研究室）

共－4②　のり面保護におけるコンクリート及びモルタル吹付工の適用区分

（質問）

現在千葉県では，全国治水砂防協会発行の斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）を参考に設計しているが，コンクリート吹付とモルタル吹付の適用区分について具体的に教えて頂きたい。　　（千葉県山武土木事務所）

（回答）

1. セメント系吹付工の適用についての考え方

セメント系の吹付工法は切土のり面や岩盤の表面からの風化による崩壊や落石を防止するための工法であり，次のような条件の箇所に適用される。

① 現在は安定しているが，割れ目があって将来表面から落石の生ずる恐れのある硬岩。

② 切土直後は硬いが，風化しやすい変質鉱物等を含み急速に風化が進みやすいもの，緑色や赤色系の岩石に多い。

③ 第三紀～第四紀の泥岩や凝灰岩質岩など風化しやすい軟岩。

④ 植生工が行いにくい箇所。

⑤ いずれにしろ湧水（局部的なものを除く）がないこと。

この工法は切土のり面や岩盤の表面保護が主な目的であり，のり面そのものの安定を増強するものではない（もちろん吹付工の幾らかの重量で，結果的にそれなりの抑えの効果が生ずることはありうるが）。したがってのり面そのものはすべりなどの崩壊に対して安定していることが必要である。特に数㎡をこえるような不安定な浮き石のあるのり面では，金網や鉄筋を入れることにより小さな岩塊の落石を止めることまではできると考えられている。

また，吹付工は所要の厚さが必要であり，これは次のような条件によって決まる。

① 切り取った地山が軟らかく，風化に弱いほど厚いものが必要。

② 寒冷地で，特に寒暖の差が大きいほど厚いものが必要。

③ のり長が長いほど吹付工自体もしっかりしたものでなければならないので厚くなる。

以上のような要素を考慮し吹付材料の区分，厚さ，構造などを決めることになる。現状ではこれらについて明確な基準はないが，吹付材料の区分については経験的には次のようなことが言える。

2. コンクリート及びモルタル吹付工の適用区分

吹付材料はいずれもセメント系であって本質的な差はないが，表－1及び図－1は吹付工の施工例を地山表面の状況からまとめたものであり，これらから次のようなことが分かる。

① 吹付厚さが10～15cm程度のところでモルタルとコンクリートの境界がある。

② 厚い吹付ほどコンクリートを使用している。

③ 気象条件を考慮する場合，吹付厚は割れ目や粒子間間隙の水の凍結による破壊を考慮して決定

しているが，凍結による破壊の生じたのり面の吹付厚は図－２のような傾向がみられ，これを避けるためにも吹付を厚くすることが必要であるので，一般に余裕をとって15～20cm以上としているところが多い。従って凍結による破壊を考慮する必要がある場合はコンクリート吹付が望ましいことになる。

3. セメント系吹付工の適用についての一般的な留意点

(1) 金網

吹付工は，施工条件，施工法などから亀裂も入りやすく，剥離や凍上，凍結による破損も生じやすい。これらの対策として，金網の挿入が有効であり，14#×50㍉程度のものが経験的に使用されている。

また，吹付工での金網の位置は表面の近くがよい。これは吹付工に対して曲げ応力が作用すると考えられるためである。

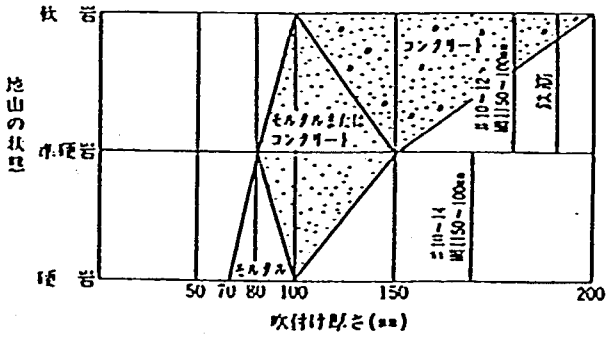
一般に凹凸の著しいのり面への金網の設置は難しく，吹付厚が増加する傾向がある。凹凸の著しいのり面へ吹付施工をする場合，凹部では金網が引っ張られて浮き上がるので，できる限り金網を地山へ接近させる必要がある。

(2) 排水処理

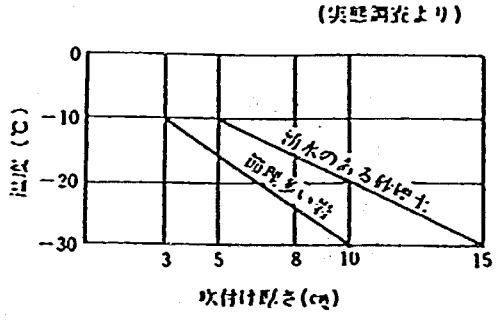
吹付のり面の裏側に湧水や浸透

表－１　地山の状態と吹付け厚さ

岩質	主な岩層（例示）	吹付け厚さ
軟岩層	1．普通土砂層（含む関東ローム） 2．砂利混り土砂層	一般的には植生工
	3．くずれ易い千枚岩および片岩層	防護網工
	4．風化著しい頁岩および凝灰岩層 5．風化中程度の真砂土層	100～200mm
準硬岩層	1．風化花崗岩 2．割れ目の多い石英斑岩 3．風化粗面岩および風化安山岩 4．凝灰岩，頁岩，凝灰質砂岩 5．風化砂岩（割れ目のあるもの） 6．硬質粘土層 7．締った砂質土層	80～150mm
硬岩	1．節理あり風化の少ない火成岩，花崗岩，閃緑岩，石英斑岩，石英粗面岩，安山岩，輝緑岩 2．割れ目あり風化の少ない堆積岩，古期の硅岩(砂岩)，粘板岩，石灰岩 3．割れ目あり風化の少ない変成岩，緑色片岩，石英片岩，千枚岩	70～100mm



図－１　地山の状態と吹付け厚さ，金網と鉄筋の使用



図－２　冬期最低温度と破壊した吹付けの厚さ

水があると，直接には吹付が付着しないとともに，凍上や水圧によって背面から吹付工を破壊するほか，間接的には地山の割れ目や粒子の間隙の水が地盤そのものを軟弱化させて，吹付工と地山との一体性を損なうことがあるので，地山の内部の水が吹付工の施工面にまわらないような排水処理が必要不可欠である。

表面から水が浸透しないようにすることはいうまでもなく，のり肩からの浸透水が背面に回り漏出するのが最も好ましくないので，水抜工や裏込排水層の設置のほか湧水が多いと予想されるときには暗渠，表面排水工などを設置することが必要となる。

このほか，のり肩の巻き込みやのり留めなどは一般ののり面保護工の場合と同じである。

(3) 目地

幅10ｍで厚さ10cmをこえるような場合は，収縮亀裂防止のため5～10ｍ毎に縦目地を入れるのが一般的である。

なお，近年モルタルやコンクリートそのものの強度を上げる目的でスチールファイバーを混入した吹付が適用される例がある。

＜参考文献＞

建設省河川局防災課・土木施設防災工法研究会「のり面及び斜面災害復旧工法」　昭和60年5月

（地質研究室，急傾斜地崩壊研究室）

共－4③　コンクリート（又はモルタル）吹付工の老朽度調査法及び補強工法

（質問）

当事務所管内では急傾斜地崩壊対策工事により実施したコンクリート吹付工やモルタル吹付工が多数あるが，これらの中には完成後10数年経過し風化，亀裂，剥離等を生じて老朽化している恐れがある。

このようなことから，吹付工の老朽度を知ることが重要であるので，迅速かつ的確に把握する調査手法があれば教えて頂きたい。

また，老朽化した施設を補強する方法として適当な工法があれば教えて頂きたい。

（神奈川県横浜治水事務所）

（回答）

1. 吹付工の老朽調査

吹付工はコンクリート，モルタルともにショットクリートであり，施工や養生が，ほかの構造物に比較して悪条件におかれるため耐久性は多少劣る場合がある。

コンクリート（モルタル）吹付工の老朽化現象としては，吹付材の風化（経年変化による劣化）クラックの発生あるいは抜け落ちによる基岩の風化等を起因とした空洞化現象がある。

コンクリート（モルタル）吹付工は基岩の風化防止のために施工するものであり，この意味で吹付部材の強度はあまり問題がなく，また，発生したクラックは目視観察により確認できる。

コンクリート（モルタル）吹付工の耐久性を判断する場合に重要なことは吹付材と基岩との間に発生した空洞化現象を調査することであり，この調査には現在のところ人力によるハンマー打診より他に有効な手法は見い出されていない。

しかし，施工面積が大きい場合には多大な時間と労力がかかるため，マクロの調査を熱映像を使って行い，ある程度空洞の可能性がある法面を抽出した後，細部調査をハンマー打診で行えば効率的な調査ができる。

熱映像の応用は，コンクリートと地山とが密着していればコンクリートの表面温度に支配されるが，中間に空洞があれば断熱され，表面温度は外の気温に支配されるという原理に着目したものである。

ただし，熱映像による場合は以下のことに注意する必要がある。

・コンクリート吹付厚があまり厚いと空洞を意味する色調パターンが現われにくい。

・空洞の大きさが小さい場合は，空洞を意味する色調パターンが現われにくい。

・北向き斜面のように，冬期において日射の影響の少ない場合は利用できない。

・湧水の多い箇所では，吹付面の表面温度が水に支配されるため，空洞の色調パターンが現われにくい。

のり面の目視観察のみから空洞化部分を見い出すポイントとしては，降雨後の晴天の日に早く乾燥した部分（白いまだらとなっている）を重点的に見るとよい。

さらに，水抜き穴から土砂が流出した形跡があるか否かを，小段の土砂堆積状況から推定し，その形跡のある穴の周辺は空洞化しているとみてよい。

2. 老朽吹付工の補強

部分的に老朽化した施設の補強方法としては，劣化した吹付工を取り壊し，湧水処理をした後，再度吹き直す方法と，水抜き穴からエアモルタルを充填し，その後レッグドリルなどで水抜き穴を再度設ける方法がある。

剥落や亀裂が全体に広がった吹付工は所期の目的には耐えられないので，取り壊して再び施工するか，他の工法（切り直しや岩盤緑化工法あるいはのり枠工等）に切り換える必要がある。

（急傾斜地崩壊研究室，地質研究室）

共－5　深層混合処理工法における水平抵抗の評価

（質問）

深層混合処理工法は，これまで主に鉛直荷重に対する支持力増強，すべり破壊防止などを目的として用いられてきた。しかし，最近では橋台基礎等の構造物の変位抑止工，あるいは大規模掘削における仮設工など水平力に対する抵抗性を期待して採用する事例も増加してきている。

この場合の横地盤反力の評価および留意点等について教示願いたい。

（荒川上流工事事務所）

（回答）

深層混合処理工法は，これまで主に鉛直荷重に対する抵抗性の増加を期待して用いられてきたが，最近では (1) 超軟弱地盤において配合量をコントロールすることによって早期に比較的大きな強度増加が図れる。(2) 柱体径 1 m程度と大きい。(3) 拘束圧にあまり影響されることなく改良効果が発現される。などの長所から，大規模開削工事の土留め・仮設工事への適用事例が増えてきている。

しかし，水平力を受けるような用途へ適用する場合，次のような理由から他の軟弱地盤対策工法と十分に比較検討することが必要である。

① 曲げ，引張荷重に対しては無筋モルタルと同様にあまり大きな強度を期待することはできない。

② 原地盤の成層状態や土質の性状（主に含水比）が複雑であることが多く，改良強度が大きく変動し，時には部分的に未固結層を形成することもある。

また，深層混合処理工法によって改良地盤の水平の剛性あるいは水平抵抗力を高めるには，鉛直荷重に対するすべり破壊防止等に対するものと同様に，次のような改良の仕様を上げることで可能であるが，当然のことながら，同時に施工費も嵩むことになり，合理的な改良柱体の配列を工夫することが重要となってくる。

① 改良柱体の配置（杭式，格子式，壁式，ブロック式等，柱体相互の連結性）

② 改良率，改良幅

③ 改良強度

④ 改良深度（着底，フローティング等）改良幅

しかし，これらの要因の定量的に評価し，その影響を調査した事例は少なく，今後の研究・調査成果によるところが多い。

そこで，以下では，現地盤における水平載荷試験事例，開削工事における適用事例，および土槽実験による柱体配置の検討例を紹介する。

(イ) 深層混合処理改良柱体の水平載荷試験事例

a) 概要

本試験は，一軸圧縮強度が 0.05 ～ 0.3 kgf/cm² 程度の有機質シルトやシルト層からなる埋め立て

まもない地盤において，水平載荷試験を実施し，単杭および柱列配置の改良柱体の水平抵抗力を検討している。改良柱体の目標強度は，qu＝4.0 kgf/cm²で，混合セメント量は 100～180kg/m³であった。

b）水平載荷試験結果（表－1参照）

深層混合処理の改良柱体として単杭，鉛直水平同時載荷，柱列杭（3本）の3種類について水平載荷試験を行った。その結果は以下の通りである。

① 水平変位量が1 cmにおける水平支持力は，図－1のように単杭で2.1～3.0tf/本，柱列杭で7.0～8.0tf/列で，柱列杭の方が1本当たりの支持力が大きい。

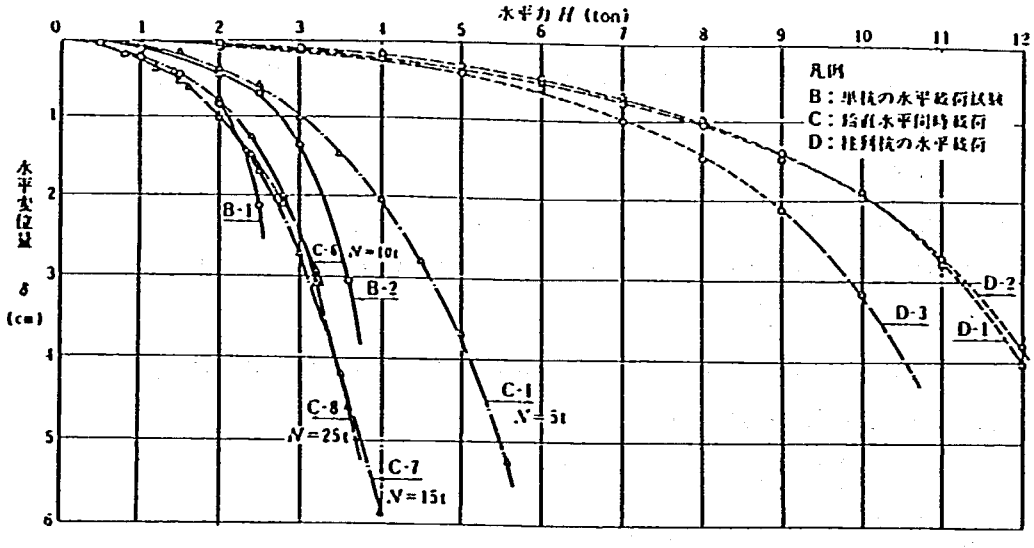
② Y. I. Chang の式を用いて横方向地盤反力係数（kh）を求めると，改良柱体頭部の変位量（δ_o）と（kh）との関係は図－2のようになり，次式で表わせる。

$kh = 0.49 \cdot \delta_o^{-0.912} \sim 0.20 \cdot \delta_o^{-0.824}$

ただし，改良体の変形係数 E_{50} は全て 1,500

表－1 試験内容

載荷方式	載荷概要図	試験数量
水平 Bグループ	Jack（単杭）	3本
鉛直 水平 同時載荷 Cグループ	Center Hole Jack, Jack, Anchor（単杭）	6本
水平 Dグループ	Jack, SPIII（柱列杭）, 杭3本, lap to lap：10cm	柱列 3本



図－1 水平力変位量曲線

kgf/cm² と仮定している。

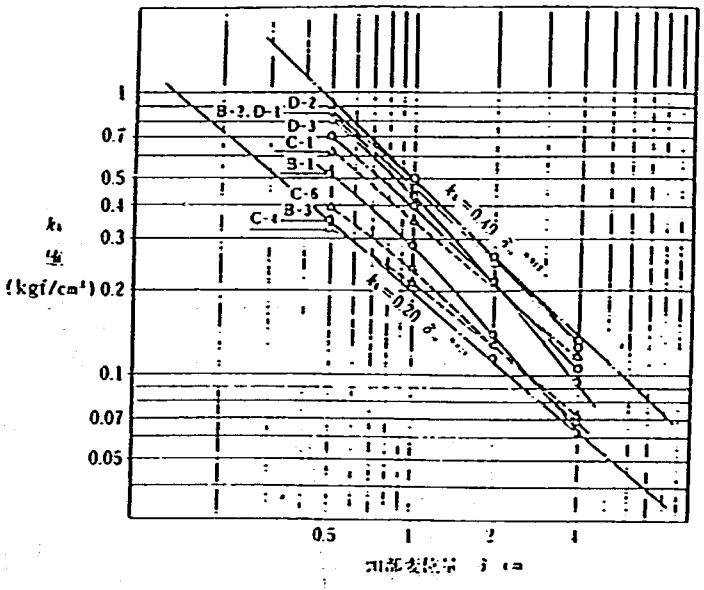
③ また，改良柱体の変形状況から判断して，改良主体は，十分な剛性を有する連続体とみなし，杭として扱える。

(ロ) 開削工事における適用 (1)

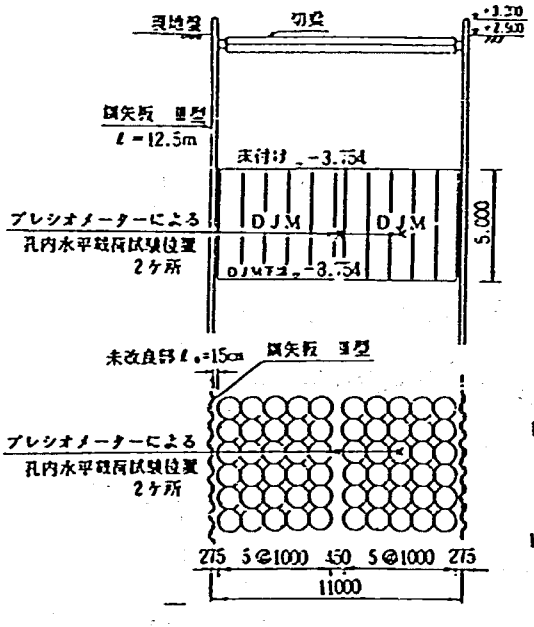
a) 概要

本工事はN値＝0～2程度のゆるい砂質土層において深度6，7mまで掘削する工事であり，深層混合改良処理工法が砂質土層の液状化防止及び横方向抵抗力の増加のために深層混合処理工法が用いられた。

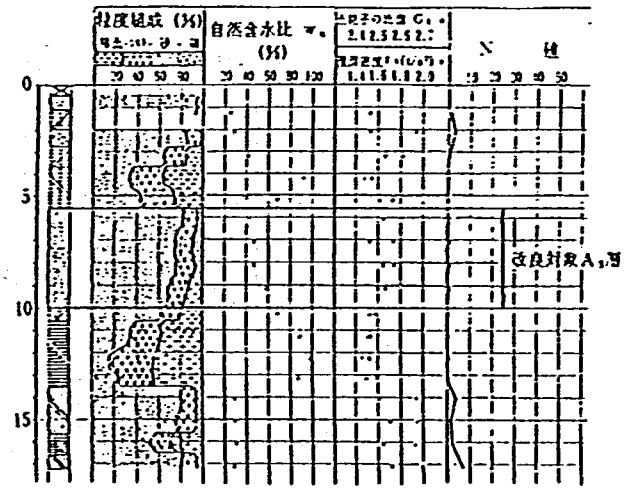
改良処理は，図－3に示すように床付け面以深5mの部分を



図－2 頭部変位と k_h との関係（E＝1,500kg/cm²）



図－3 補助工法を併用しない DJM 工法による底盤改良



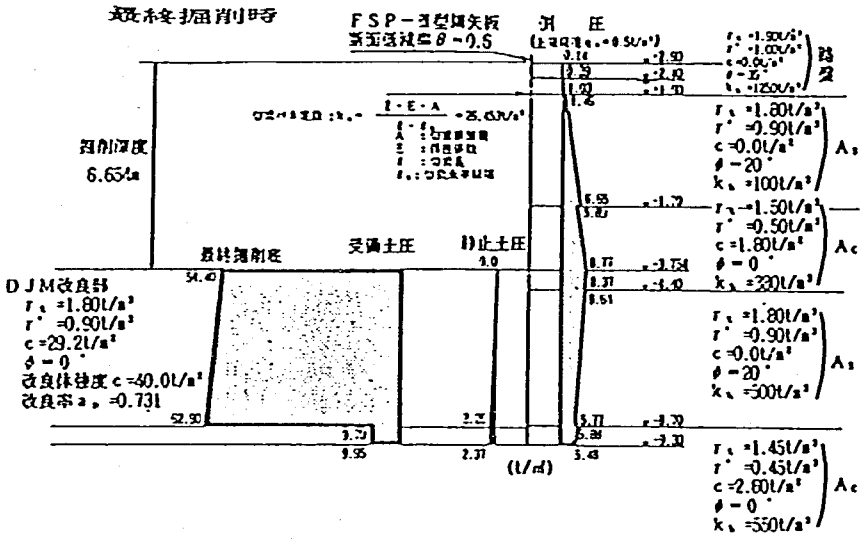
図－4 土性図

接円タイプで（改良率 78.5%）で行った。なお，鋼矢板と改良部の間には，約15cmの未改良部が存在する。

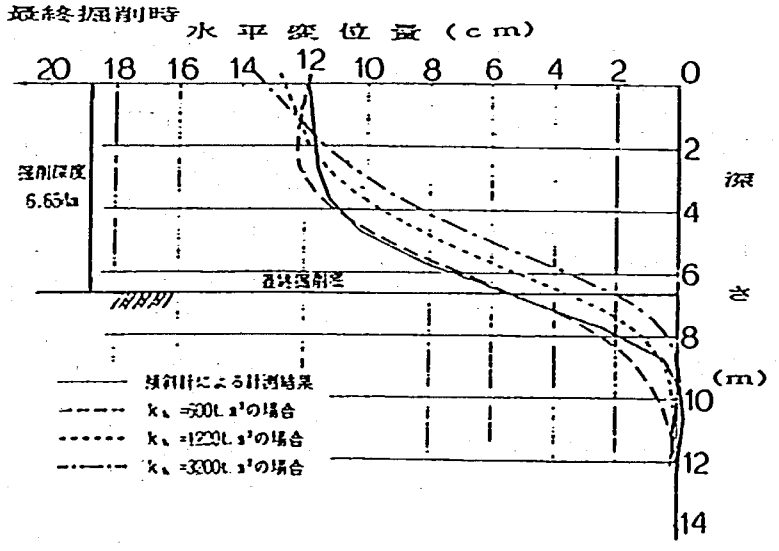
b） 変位の解析方法

山留壁の変形推定には，1次弾塑性梁理論による方法を用いた。なお，改良対象土層部の受動土圧は，改良部分の強度を改良部と未改良部の面積比（78.1%）で評価し，求めた。

また，改良対象土層の横方向地盤反力係数 kh 値は，次の3種類によって計算した。



図－5　解析モデル



図－6　変形の計測結果及び解析結果

kh ＝ 600tf／㎥　　未改良部におけるプレシオメータによる計測結果

1220tf／㎥　　矢板と改良体の間の15㎝について直列バネとして評価

3200tf／㎥　　改良体におけるプレシオメータによる計測結果

c） 計測結果及び解析結果

最終掘削後の鋼矢板変形状況について，計測結果と解析結果を図－6に示す。山留壁の最大変位量は約12㎝程度であり，実測値と解析値とでは，kh＝600tf／㎥の場合がよく一致している。

以上の結果から，今回のように改良体と鋼矢板との間の未改良の間隙がある程度大きい場合，横方向地盤反力係数は未改良部の変形係数に支配され，改良体は変形防止にあまり寄与しておらず，改良体と未改良体との連結バネとしての評価は，変形計算において妥当でないと考えられる。

(ハ) 開削工事における適用例(2)

a） 概要

本工事は，粘着力C＝1～2tf／㎡，N値＝0～2の超軟弱な埋め立て地盤において，最大深度18ｍまで掘削する工事である。掘削底盤の剛性を増加させ，山留工の応力の低減，ヒービング及び揚圧力による底盤破壊を防止するため，深層混合改良工法が用いられた。改良は，床付面より下部については，改良率83.3%，改良強度C＝20tf／㎡の高強度改良が，また，床付面より上部については，下部改良時の地盤の乱れを復原するために，改良率41.1%，改良強度C＝3tf／㎡の低強度改良が実施された。

施工は，①土留め矢板の打込み　②表層埋戻し土2ｍの掘削（一次掘削）③深層混合処理工　④高圧噴射置換工法　⑤掘削（2～5次掘削）の順で行われた。

b） 矢板の変位

矢板は，打ち込み後，施工の進捗とともに，次のように変位が生じた。

① 一次掘削後，土留め矢板天端で掘削面側に10～20㎜程度変位した。

② 深層混合処理後，土留め矢板天端で掘削側に100㎜程度，また，下部の高強度改良部では土留め背面側に押し出すような形状で変位していた。

③ 高圧噴射置換工（下部の高強度部のみ施工）後は，下部については背面側に，また，上部では背面側，掘削面側と場所によって異なった変位をしていた。

④ 2次掘削以降，掘削底面が床付面に近ずくにつれ，ヒービング現象が生じ，危険な状況となった。

c） 変状の原因

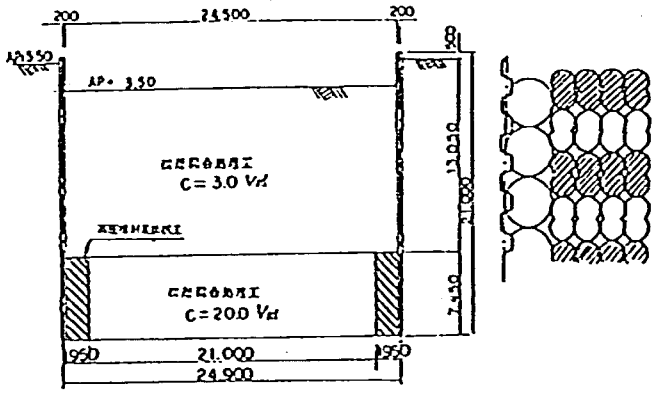
深層混合処理工の実施にもかかわらず，土留め壁に大きな変状が生じた原因としては，次のようなものが考えられる。

① 一次掘削で2ｍの土を除去しただけで，主動側と受動側の土圧バランスを失う土質であったこと。

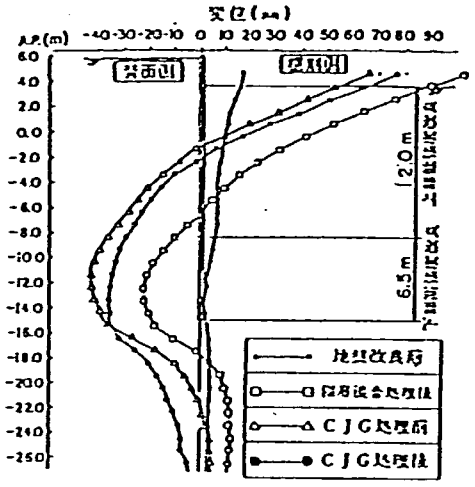
② 上部の低改良部では，空打ち部の地山の強度低下が著しく，予定していた複合地盤としての強度が得られなかったこと。

③ 高強度改良部では地盤改良による地盤の膨張が軟弱な土留め背面に作用したため，土留め壁を変位させたこと。

なお，その後の工事では，低改良部でも全面改良を行うとともに，施工手順も深層混合処理工，土留め工，高圧噴射置換工の順で行い，土留め壁の変位も30㎜以下に押えることができた。



図－7 地盤改良図



図－8 変位図

(ニ) 土層実験による改良柱体配置の検討例

a) 概要

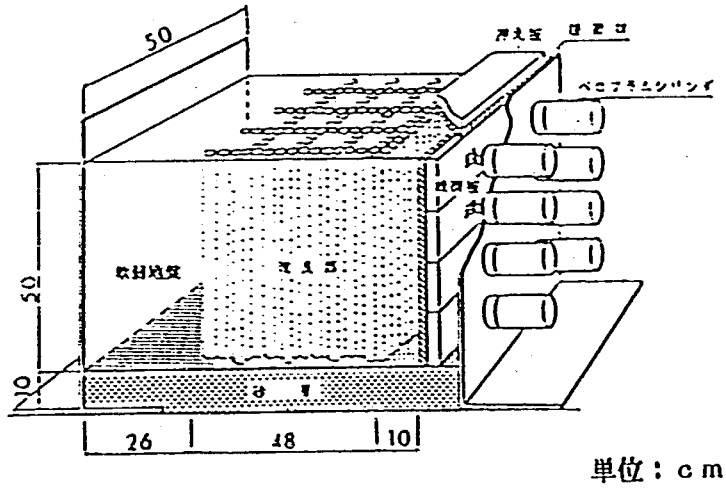
実験は，改良柱体の配置パターンの影響を把握するために，図－9に示す長さ84㎝×幅50㎝×高さ70㎝の土槽内に改良地盤を作成して，水平方向から荷重を作用させたものである。

軟弱地盤モデルは，ベーンせん断強さ0.014kgf/㎠，含水比45%のものを作成し，改良体としては，φ30㎜×ℓ500㎜の寸法のモルタルを用いた。

また，改良部の条件としては，柱体の本数をほぼ一定にして配置パターンのみを変えた4ケースの実験を行った。

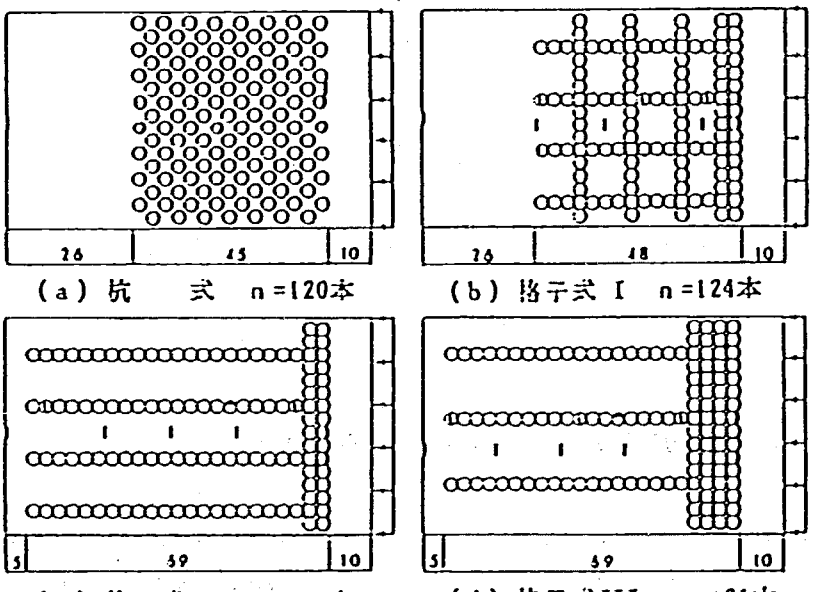
b) 実験結果

水平載荷応力σhと水平変位量δhの関係を図－11に示す。この図より，水平変位抑止効果を比較すると(a)の杭式（千鳥配置）は，他の3ケースの格子配置より抑止効果が劣る。また，格子配置の3ケースについては，変位量δhが15㎜以下の範囲では，δh－σh曲線はほぼ同じ曲線を描くが，それを超えると後部に4列の縦列配置をした(c)ケースが徐々に水平変位抑止効果に優れてくる傾向がみられた。



単位：ｃｍ

図－９　実験概要図



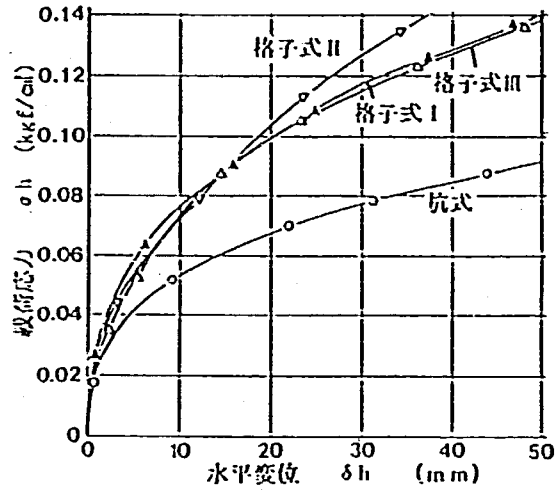
（ａ）杭　　式　ｎ＝120本　　（ｂ）格子式Ⅰ　ｎ＝124本

（ｃ）格子式II　ｎ＝116本　　（ｄ）格子式III　ｎ＝121本

①ロードセル付杭 ○ 土圧計付杭 ◎ 土中土圧計 ▯ ゲージ付杭

単位：cm

図－10　改良柱体配置図



図－11　載荷応力と水平変位

<参考文献>

① 海野，鶴田，豊岡「羽田沖深層混合処理杭の水平載荷試験」基礎工　1987. 8

② 板倉，高橋，越沼「環状８号線・超軟弱地盤における深層混合処理工法」
第17回日本道路会議論文集　1987. 9

③ 中村，高橋，吉原「山留掘削底の複合地盤改良におけるＤＪＭ工法の適用例」
第22回土質工学研究発表会　1987. 6

④ 村井，塚田，後藤「深層混合処理地盤の水平力抑止効果に及ぼす改良配置の影響」
第43回土木学会学術講演会　1988. 1

（施工研究室）

共－６　建設工事分野におけるロボット化の選定基準

（質問）

最近建設工事におけるロボット化が進められようとしているが，どの様な分野を積極的に進めるかの目安がない。我々が考える範囲では，危険な作業，汚れる作業などについて進め，人と機械が共存できるものであるべきと考えるが，その点どのように考えているのか御教示願いたい。

また，ロボット化を進める上で，作業の単純化，構造の単純化が必要で，単純化が進められる分野でなければならないと考えるが，その点も併せて伺いたい。

（関東技術事務所）

（回答）

1. 機械技術的なアプローチ

建設工事は、材料のハンドリングと加工に境界がなく加工工程が複雑，加工相手が大きく生産量(工事件数)が少ない，工具（建設機械）の位置決めや加工相手の認識が困難，人と共通のフィールドで機械が施工など，ロボット化に至るには多くの困難が存在する。

そのため，建設工事のロボット化にいたる機械技術的な方法論としては

① ロボット化するための障害が少ない分野から始めようとする方法

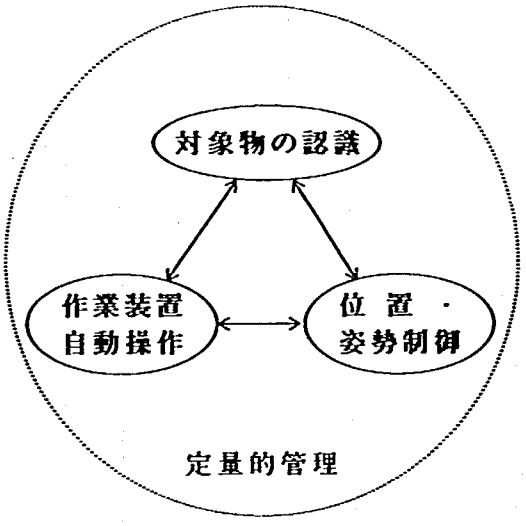
② 専用機などの機能が単純で繰り返し的なものから繰り返し操作を中心に自動化しようとする方法

③ 生産工程を見直して自動化し易い工程に組替えて専用的なものにして自動化する方法

④ 汎用機の操作を曖昧なパターンに分割し認識技術と組み合わせて自動化する方法

等いくつかのアプローチが考えられる。

①は，自動化，ロボット化に必要な３つの要素，すなわち，認識，位置，操作について，解決が可能な分野について取り組もうとするもので、トンネル工事などの閉鎖空間で稼働するロボットの開発がこれに相当する。ドリルジャンボでの「認識」の対象は切り羽の面で，「位置」はトンネル中心に対する位置で，「操作」はドリルの位置決めと穿孔である。これらはいずれも単純な形状，運動，操作になるため，トンネル工事の特殊性と相まって，比較的早期にロボット化が進められている。



図－１　ロボット化の要素

②は，機能が単純で，同じ動作が繰り返して行なわれるものである。繰り返し動作を行なうことが中心であり，作業対象の認識や位置の計測があまり重要でないものが当てはまる。これには，さきのドリルジャンボも当てはまるが，貴地建のクラムシェル式浚渫機械や連続地中壁の掘削機械の方がこれに近い。この他には，左官ロボットや締固めロボット，清掃ロボットなどがある。

③や④についてはこれからの課題であるが、ローディングショベルの水平押し出しやバケットの自動水平保持機能，クレーンでのつり荷の振れ防止機構などは，このような自動化へ向けての一歩となろう。

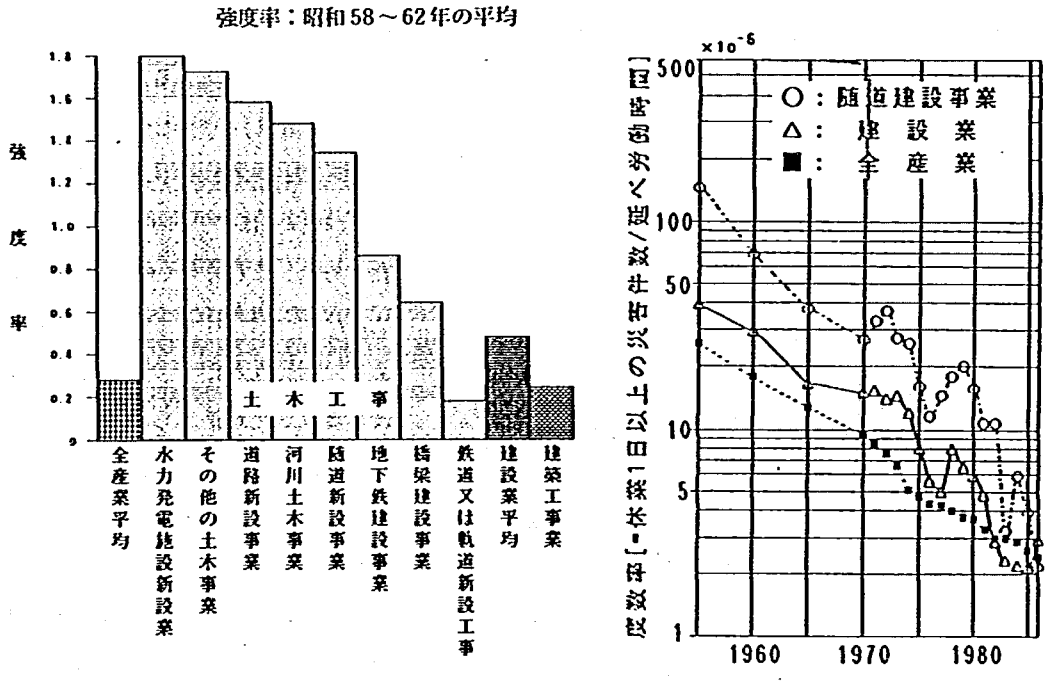
したがって，純機械的技術的にみた場合には，積極的に進める分野とか，工種とかは見あたらな

い。自動化，ロボット化を進めるべき分野については，むしろ施工ニーズや事業ニーズから検討されるべきと考える。

2. 施工ニーズからのアプローチ

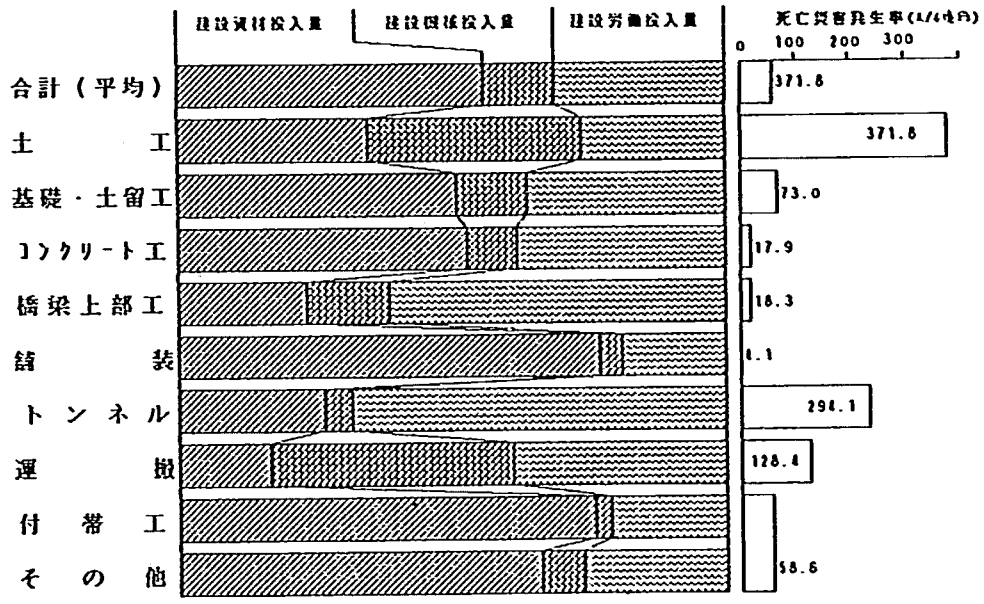
(1) 安全性の向上

建設工事における労働災害が多いことや作業環境が劣悪なことを改善する方向での自動化やロボット化は，他に優先して実施すべきであると考える。ただ、建設分野での事故率（休業１日以上の発生率）では，他産業と遜色ないレベルにまで改善されている一方で，休業４日以上や死亡災害では２～３倍になっている実態から，ターゲットを絞る必要がある。この意味では，ニューフロンティアの一つである地下空間をにらみつつ，トンネル工や深礎等の比較的災害の頻度の大きい分野での無人化，省力化を推進する必要がある。



図－２　労働災害発生率

また，災害の発生と資材・機械・労働投入量の構成を見ると，機械と労働の双方の大きい土工と，機械の投入が非常に少なく労働の投入の多いトンネル工において多くの死亡災害が発生している。このことから，機械の導入にはマンマシンシステムの輻輳といった新たな問題への対策を考慮しておかなければならない。

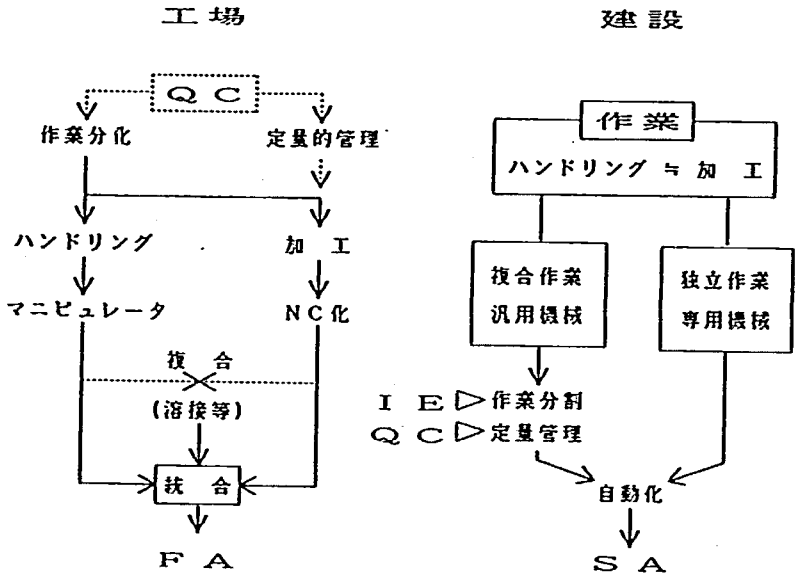


図－3　工種別の資材・機械・労働投入金額構成比と死亡災害発生率[13]

(2) 施工合理化

建設工事の労働生産性の伸び悩んでいる原因の一つに，工事の機械化に続く技術革新（自動化、ロボット化）がなかったことが指摘でき，この分野での対応が期待されている。この意味で，土工，舗装，トンネル，シールド，土留，水中工事，橋梁工事，建築工事といった基幹分野での自動化，ロボット化を進めることが必要であろう。この場合には，自動化，ロボット化への技術的障害が多いため，コストについて直ちに解決できるものではないことを念頭におく必要がある。ここに，モデル事業，パイロット事業，試験施工などの方策を講じて，奨励，推進する必要性が存在すると考える。

専用機的な分野については，その動作が比較的一定のパターンに分類できるため，従来のＮＣ制御の考え方が活用できる。すなわち，ドリルジャンボにおいて，機械の位置をレーザーで認識し，ブームを使って想定された切り羽と実際の切り羽の位置を認識し，これらの数値データを基に，プログラムされた数値座標に穿孔するといった，ＮＣ制御の形にできる。このように，トンネル工事機械については，トンネル内といった作業範囲が限定され，断面計測がコンピューター化されていることにみられるように位置計測が比較的容易で，加工対象が切り羽という形で単純で技術的に自動化し易く，作業環境が劣悪であるというように施工ニーズもあることから，優先的に実施すべきであろう。



図－４　工場と建設の自動化の流れ

つぎに，建設事業の基幹的な分野については，その作業内容が複雑に入り組んでいるため，そのままで自動化，ロボット化することは困難である。これを「単純化」する事は必要であるが，ロボット化という観点からは，作業内容を数値座標のような明確な形で表現する必要があることから，系統的かつ科学的なアプローチが求められる。その方法論としては，ＩＥと呼ばれる手法がある。日本ではＴＱＣ運動の中に取り込まれてしまった感があるが，工程や作業を分析し効率的な組合せをする科学的手法である。このなかには，プレハブ化に代表される標準化なども含まれるし，機械が扱うことを前提に部品を大型化して工程を合理化することも含まれるし，工程の組合せを変更して作業員の動線を合理化することも含まれるといったように非常に広い範囲をカバーしている。

しかし，このような全面的な形でのアプローチは，新しい分野であり，工程の変更に対応して品質の確認も行なわなければならない等，解決すべき問題が多いため，10年単位の取り組みが必要になると思われる。それまでは、現在の工程の中で単純なものを抽出し，そこでの自動化，ロボット化を行なって経験を積むことが必要であると考える。

〈参考文献〉

1）藤井昭，岡憲二：ロボットの安全性について，機械学会誌，vol. 90/No. 827，pp 1356－1361

2）山田弘善：塗装用ロボットの安全性，機械学会誌，vol. 90/ No. 827，pp 1362－1367
3）建設省建設経済局建設機械課他：機械化施工における施工管理手法の合理化に関する研究，第41回建設省技術研究報告集
4）建設省土木研究所，(財)国土開発技術研究センター：建設技術への先端技術の適用に関する研究報告書、昭和59年3月
5）(財)国土開発技術研究センター：建設技術高度化システムの開発及びエレクトロニクスを利用した要素技術の開発，昭和60年3月，昭和61年3月，昭和62年3月
6）NEWTON 別冊「ロボットのすべて」：1984年4月、教育社
7）渡辺茂，日本産業用ロボット工業会：産業用ロボットの技術，日刊工業新聞社，昭和54年8月
8）日本科学史学会：日本科学史大系，第一法規出版株式会社，1966年11月
9）長谷川幸男：建設ロボット特集に寄せて，建設の機械化，(社)建設機械化協会，1988年6月，pp. 1，2
10）町田和雄：宇宙用ロボット技術，「宇宙ステーション講演会論文集」、電子技術総合研究所、1985年，p. 66
11）師岡孝次：IEの手ほどき，日本経済新聞社，昭和46年9月
12）(社)日本電力建設業協会：TBM工法による施工事例調査報告書，昭和63年6月1日，(社)日本電力建設業協会
13）(財)国土開発技術研寄センター：エレクトロニクス利用による建設技術高度化システムの開発最終報告書，昭和63年3月，土木研究所委託業務
14）(社)土木学会：自動化，ロボット化の現状と今後の課題，昭和62年2月
15）科学技術庁：昭和63年度科学技術白書
16）建設省：昭和63年度建設白書

（機械研究室）

共－7　大規模仮設の設計方法

（質問）

大規模仮設構造物の設計法について以下の項目について教えて頂きたい。

1. 大規模仮設構造物の設計において用いられる弾塑性設計法の基本的な考え方
2. 弾塑性設計法により計算される壁体変位量に対する許容変位量
3. 弾塑性設計法を用いて設計する場合の必要根入れ長の決定法
4. 弾塑性設計法に用いる水平方向地盤力係数の推定法

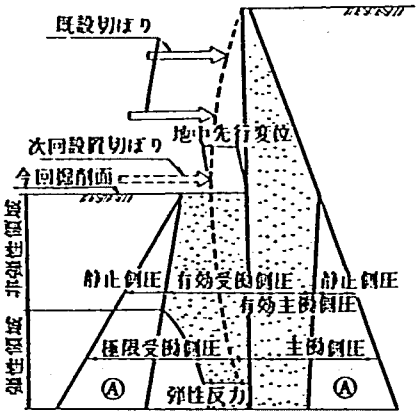
（川崎国道工事事務所）

（回答）

1. 弾塑性計算法と変位量算定

弾塑性計算法は，①山肩らの方法②中村・中沢らの方法③森重らの方法が提案されているが，「共同溝設計指針（日本道路協会）」[1]「土研資料第1816号掘削土留め工設計指針（案）」[2]は，②の方法を採用している。②の解析手法の詳細な説明は，ここでは割愛するが，作用側圧の考え方の一例を次に示す。

掘削両側の静止側圧は，常に背面側と釣り合っているとし（図－1Ⓐ部分），「有効主働側圧」は，背面側の主働側圧からⒶを差し引いたものとし，「有効受働側圧」は掘削面側の受働側圧からⒶを差し引いたものとする。そして、背面側より有効主働側圧が作用し，掘削面側の塑性領域では有効受働側圧が反力として働き，弾性領域では山留め壁の変位に比例した弾性反力が働く。

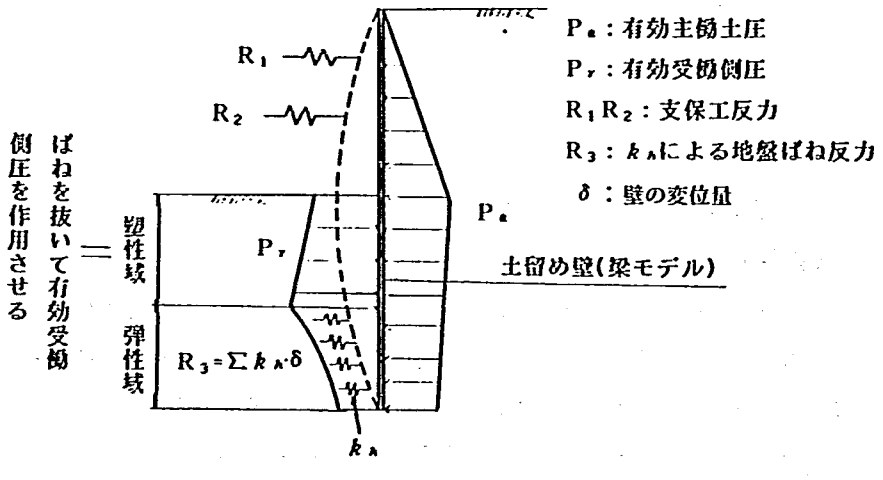


図－1　弾塑性法説明図[2]

弾塑性計算では，図－2のような梁モデルにおいて，弾塑性の境界位置を繰り返し計算によって求めるほか，壁体の断面力，変位，支保工反力，地盤反力等も求められる。この力の釣り合った状態での梁の変位量が山留め壁の変位量である。

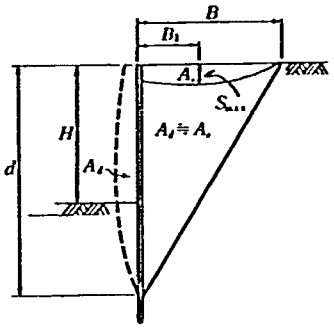
2. 許容変位量

山留め計算において，周辺への影響を無視できる環境であれば，山留め壁は，変位により規定されるものではなく，応力及び安定計算により定まるものである。しかし，応力計算等で壁体が安全であっても，壁変形による周辺地盤の変状が周辺構造物に及ぼす影響がある場合は，何らかの方法により周辺地盤の変状を抑制する必要がある。こ



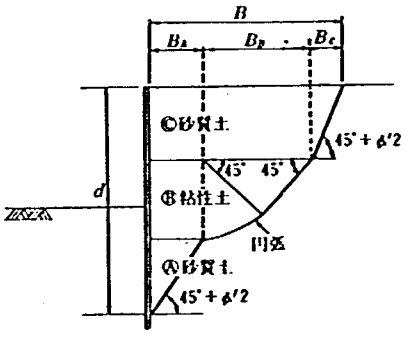
図－2　弾塑性法モデル図

のように，山留め計算における許容変位量とは，近接する構造物の影響を考慮した許容変位量であり，対象となる近接構造物によりその規定方法は異なるものと考えられる。つまり，山留め計算では，近接構造物の変状（変位，沈下，傾斜）がそれぞれ許容値を満足するように，山留め壁の変形量を抑制するものある。しかし，山留め壁の変形量から近接する構造物の変状を推定するのは非常に難しく，簡易計算やＦＥＭ計算等で求められているが，確立された計算手法はない。「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）」[3] では，掘削に伴う周辺地盤への影響範囲及び度合を図－３．１，３．２に示すように推定している。また，「土研資料第2009号近接基礎設計施工



A_d：鋼矢板のたわみ面積
A_p：背面地盤面の沈下面積
B：影響範囲
S_{max}：最大沈下量
B_1：S_{max} の生じる位置 $(0 \leq B_1 \leq H)$
d：一般には仮想支持点までの深さ
H：掘削深さ

図－３．１　鋼矢板のたわみ面積と背面地盤の沈下面積[3]

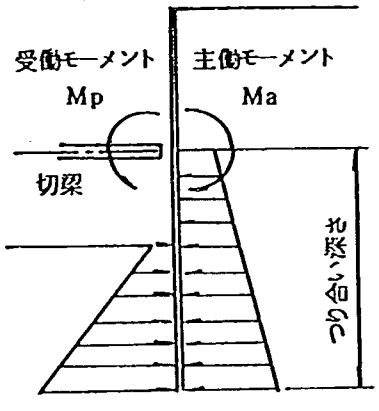


図－３．２　互層の場合の影響範囲[3]

要領（案）」[4] でも近接施工に対する影響度判定及び周辺地盤の変状予測について記述されているので参照されたい。

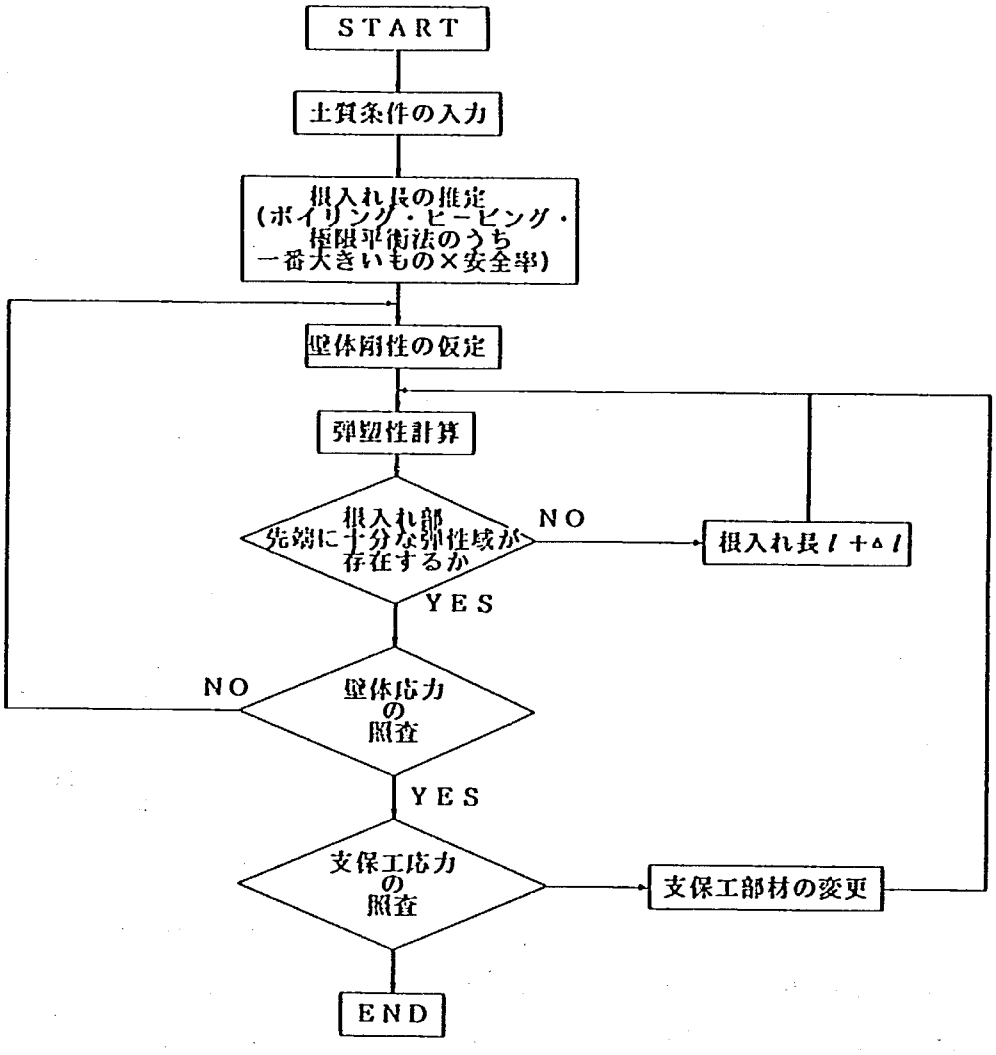
3．必要根入れ長の決定法

一般に，山留め壁の根入れ長は１）ヒービング・ボイリングの検討，２）側圧の釣り合いに対する検討により決定されている。このうち２）については，図－４に示すように，最下段切梁あるいは一段上の切梁位置より下方にかかる主働側圧と受働側圧のモーメントの釣り合いを考慮した極限平衡法が用いられている。しかし，この方法は壁体を剛体としているため、山留め壁や切梁の剛性が反映されず，支保工の構造形



図－４　極限平衡法に基づく力学モデル[5]

式にも関係なく根入れ長が決定されることになる。また，極限平衡法は，掘削深さが浅い場合には簡便で合理的であるが，深い掘削で根入れ長も長い場合には，必ずしも適切であるとはいえない。従って，弾塑性計算では図－２に示すように山留め壁の剛性及び地盤の弾塑性領域を考慮した力の釣り合いによって安定状態を確認する方法がとられている。「土研資料第2553号大規模土留め壁の設計に関する研究」[5] によれば，弾塑性計算を行う際の根入れ長決定は，図－５のフローによることが提案されている。これによると，前記 1）2）のうち大きいものに安全率を見込んだ根入れ長に



図－５　根入れ長決定フロー[5]

対して弾塑性計算を行い，掘削受働側に弾性領域が存在する（限界根入れ長に達する）ことを確認している。つまり，弾塑性計算によって，受働領域が極限状態（全て塑性域）に至っていないことを確認するものである。これは、図－６に示すように，根入れ長が限界根入れ長に達すれば，壁体

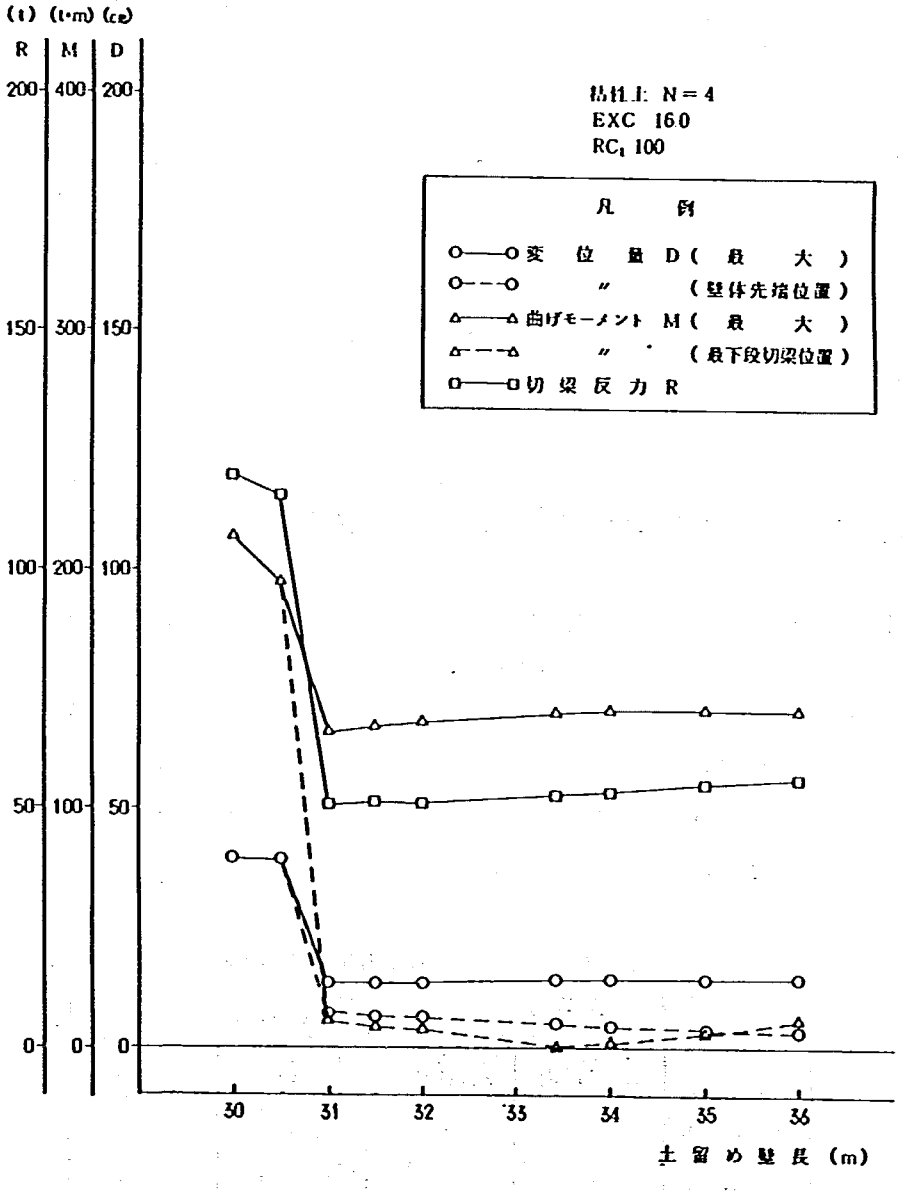
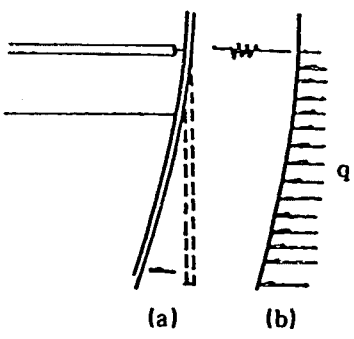
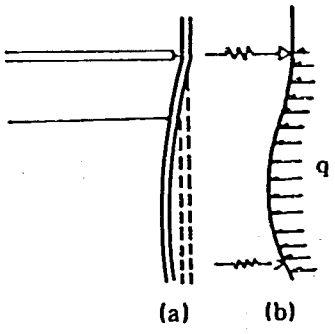


図-6　各計算値に与える土留め壁長の影響[5)]



図－7.1　根入れ長が限界根入れ長未満の場合の挙動[5)]



図－7.2　根入れ長が限界根入れ長以上の場合の挙動[5)]

応力等は急激に減少し安定した状態となっており，図－7.2のように壁体変形モードは弓形となり，限界根入れ長に達していない場合（図－7.1）に比べて，壁先端の変位を安定した状態に保つことが出来ると考えられるためである。

4. 水平方向地盤反力係数の推定法

連続した地中壁の水平方向地盤反力係数は，山留め壁の挙動に伴う土の履歴が複雑であるため，その推定は非常に難しく，未だ研究途上であり確定的なものはないといえよう。この状況下で，「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）」[3)]「仮設構造物設計規準（首都高速道路公団）」[6)] 等では表－1が，「仮設構造物設計要領（案）（国鉄東京第一工事局）」[7)] 等では表－2の値が採用されている。これに対して，「土研資料第1816号掘削土留め工設計指

表－1　水平方向地盤反力係数（その1）[3)6)]

(kg/cm³)

地盤条件		k 値
沖積層	粘性土	0.5～2
	砂質土	1.5～3

表－2　水平方向地盤反力係数（その2）[7)]

土質	連続土留め壁		親ぐい間矢板土留め壁	
	背面側 K_{H1}(kg/cm³)	掘さく面側 K_{H2} (kg/cm³)	背面側 K'_{H1}(kg/cm³)	掘さく面側 K'_{H2} (kg/cm³)
粘性土	$\frac{C}{2}$	C	$\eta \cdot \frac{C}{2}$	$\eta \cdot C$
砂質土	$\frac{N}{32}$	$\frac{N}{16}$	$\eta \cdot \frac{N}{32}$	$\eta \cdot \frac{N}{16}$

針（案）」[2] では，「道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編（日本道路協会）」[8] を基にしている。ここでは，連続壁の形状効果（広がり）を考慮して，単位幅 1 m 当りで算出した杭の水平方向地盤反力係数に低減係数 β を乗じている。（表－3参照）

表－3　水平方向地盤反力係数（その3）[1][2]

土留め壁の設計に用いる横方向地盤反力係数は，次式で算出するものとする。

$$K = K_0 \frac{1}{\sqrt{y_x}} \quad (kg/cm^3)$$

$$K_0 = \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (kg/cm^3)$$

ここで　K　：地表より x の点における地盤反力係数（kg/cm^3）

K_0　：基準地盤反力係数（kg/cm^3）

y_x　：地表より x の点における土留め壁のたわみ量（cm）

E_0　：地盤の変形係数（kg/cm^2）

α　：変形係数の算出法による係数

表－4.3　E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0（kg/cm^2）	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	0.2

一般に地盤の変形係数は変位に対し非線形となることが知られているが，ここでは多くの示方書等により認められている $-\frac{1}{2}$ 乗則によることとした。

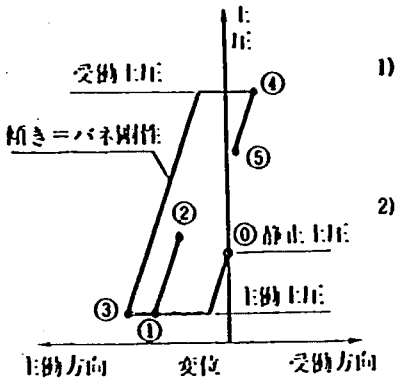
基準となる地盤反力係数については荻原[26]の考え方に従って次のように設定した。

まず単位巾当りの地盤反力係数を道路橋示方書[28]に従って次のように算出する。

$$K_1 = \alpha E_0 D^{-\frac{3}{4}} = \alpha E_0 (100)^{-\frac{3}{4}} = \frac{1}{31.62} \alpha E_0 \quad (kg/cm^3)$$

$$K_0 = \beta K_1 = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{31.62} \cdot \alpha E_0 \fallingdotseq \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (kg/cm^3)$$

β は連続壁としての低減係数で $\frac{1}{4}$ とした。この β には，経時変化に対する影響も考慮されているものとする。



1) 地盤は変位に応じて主働土圧あるいは受働土圧に達した時点でバネ剛性（傾き）は無くなり変位のみが進行する。（⓪→①，②→③，③→④の状態）

2) 主働↔受働方向へ変位する時にはその地点よりバネ剛性を考え（①→②，④→⑤の状態），その後は1)従って移動する。

図－8　ある節点における地盤の履歴経路[5)]

しかし，山留め壁周辺の土要素は，施工段階に伴う壁と地盤の相互作用によって図－8のような履歴をとると予想される。現在でも，この土の履歴を考慮した弾塑性計算が試みられているが，その考え方に多少の違いが見られ，指針類に反映されるまでには至っていないのが現状である。

〈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）建設省土木研究所：「土研資料第1816号掘削土留め工指針（案）」昭和57年3月
3）日本道路協会：「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」昭和62年5月
4）建設省土木研究所：「土研資料第2009号近接基礎設計施工要領（案）」昭和58年6月
5）建設省土木研究所：「土研資料第2553号大規模土留め壁の設計に関する研究」昭和63年3月
6）首都高速道路公団：「仮設構造物設計規準」昭和47年9月
7）国鉄東京第一工事局：「仮設構造物設計要領（案）」昭和53年9月
8）日本道路協会：「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」昭和55年5月

（基礎研究室）

共－8　橋梁基礎地盤の液状化と対策

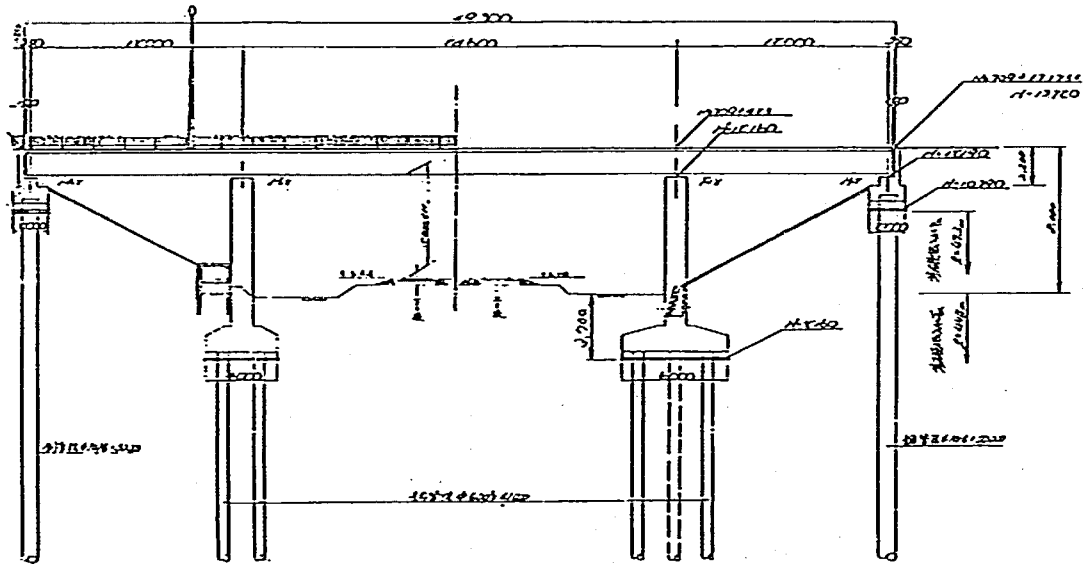
（質問）

1. 地質，土質調査を実施した結果，地質断面（図－2），液状化に対しFL 分布（表－1）の通りである。補修工法として，橋台部，高盛土を含め薬液注入工法による地盤改良もしくは増杭工法等

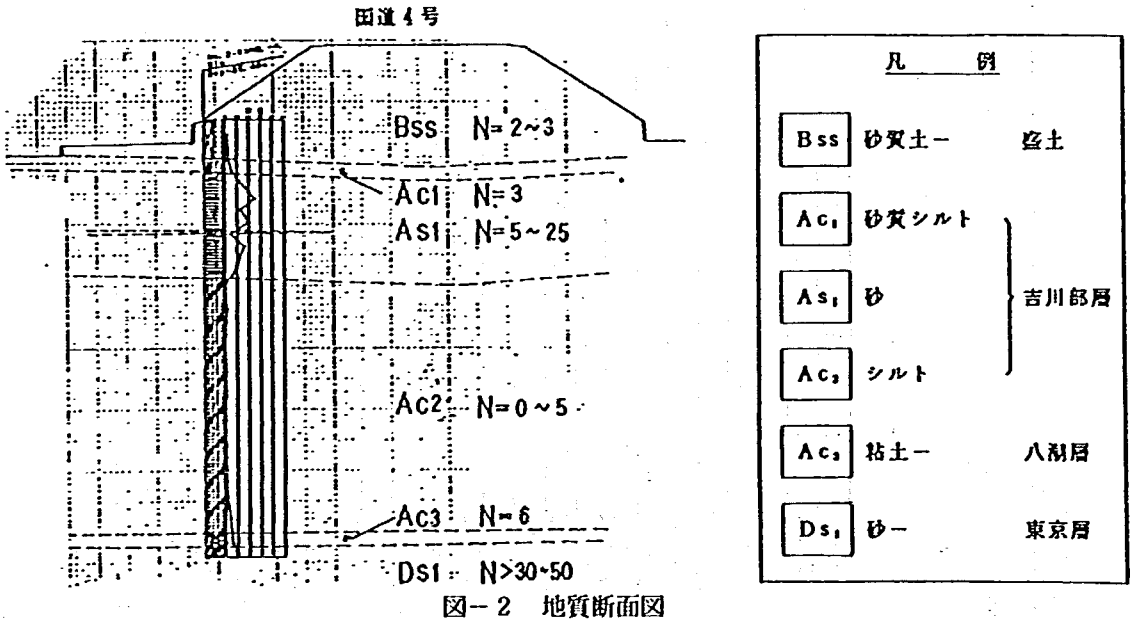
が考えられるが経済性，施工性に対して問題の提言を願いたい。

2. 軟弱地盤沈下地帯での構造物は，多数あると思われるが液状化対策等に対する補修は，全国的視野から見てその時期にあるのかどうか教えて頂きたい。（予算，施工性）

（大宮国道工事々務所）



図－1　一般図



図－2　地質断面図

表－1　F_Lの深度分布

標尺 G.L. −m	柱状図	計算深度 G.L. −m	N値	D50 (m/m)	上載圧 全応力 σ_v(tf/m²)	上載圧 有効応力 σ_v(tf/m²)	動的せん断強度比R 粘度・N値 Rs	動的せん断強度比R 振動三軸 Rd	地震時せん断応力比 L	流動化に対する抵抗率F_L Rs/L	流動化に対する抵抗率F_L Rd/L
		0.23	2	0.023	0.035	0.035					
		1.21	6	0.220	0.205	0.114	0.284		0.316	0.90	
		1.51	(不撹乱)	—	"	"		0.275	0.316		0.87
		3.30	25	0.265	0.613	0.313	0.465		0.334	1.39	
		4.20	13	0.284	0.789	0.399	0.323		0.333	0.97	
5		5.20	20	0.425	0.984	0.494	0.342		0.330	1.03	
		6.20	5	0.031	1.173	0.583	0.364		0.328	1.11	
		7.20	16	0.225	1.366	0.676	0.343		0.324	1.06	
		8.20	12	0.239	1.561	0.771	0.289		0.319	0.90	
10		9.20	8	0.224	1.756	0.866	0.242		0.314	0.77	
15											
20											

F_L 分布図
○----- Rs/L
●----- Rd/L
0.5　1.0　1.5　2.0
流動化しない
F_L=1.08
F_L=1.11
F_L=0.93
流動化しない
GL-3.7m

F_L分布（$K_S = \nu_1\nu_2\nu_3 = 0.18$，　地下水位 G.L.−0.30m）

（回答）

1. 補修工法の経済性，施工性に対する問題の提言

基礎周辺地盤が液状化を生じる可能性がある場合の対策工法としては，液状化を防止あるいは軽減する工法と，構造的に液状化に対して抵抗できるようにする工法がある。前者の工法としては，表－2に示すように各種の工法があるが，もっとも施工実績が多く信頼性の高い工法は「密度の増大」による方法である。しかし既設の構造物に対してはこの工法の適用は難しいため，これに替わる方法としては地下水位を下げたり，周辺地盤を置換あるいは改良することにより構造物の被害を軽減する工法等がある。しかしながら，一般の橋では地下水位を下げることは事実上困難であるため，対策工法としての実用性は無いと言ってもよい。これに対して地盤を置換あるいは改良することにより液状化強度を増加させたり間隙水圧の消散を図る工法は確実な施工ができれば，基礎の耐震性を向上させる有効な工法であると言うことができる。いずれの工法を用いるとしても

1）工法の効果

2）すでに存在している他の構造物や基礎杭に悪影響を及ぼさないこと

を確認する必要がある。また，構造的に液状化に抵抗する工法としては，地盤が液状化しても十分な基礎の安定が保てるよう液状化しない良好な支持層に基礎を到達させるとともに十分な横抵抗を確保できるよう増杭等により基礎の剛性を増加させる工法等がある。

そこで，いずれの工法を採用するかを決定するためには，現地の地盤条件からどの程度の液状化の発生が予測されるのか，地形的な条件から地盤流動の可能性はどの程度か，基礎の構造的条件から使用しうる工法はどのようなものかについて十分検討を行う必要がある。質問にもあるように本地点の地質断面及び液状化に対する抵抗率F_Lの計算結果は図－2，表－1に示されるとおりであり，盛土下の厚さ10m程度の細砂層の一部に液状化の可能性がある。表－1より細砂層をGL－6m付近のシルト層の上層と下層に分けてF_Lの平均値を求めてみると上層が1.08，下層が0.93となる。道路橋示方書に示されている土質定数に乗じる係数D_Eはそれぞれ1，2/3となり，下層の細砂層の土質定数を2/3に低減する必要があり，耐震設計上の地盤面は常時における設計地盤と同じくフーチング下面でよいことがわかる。

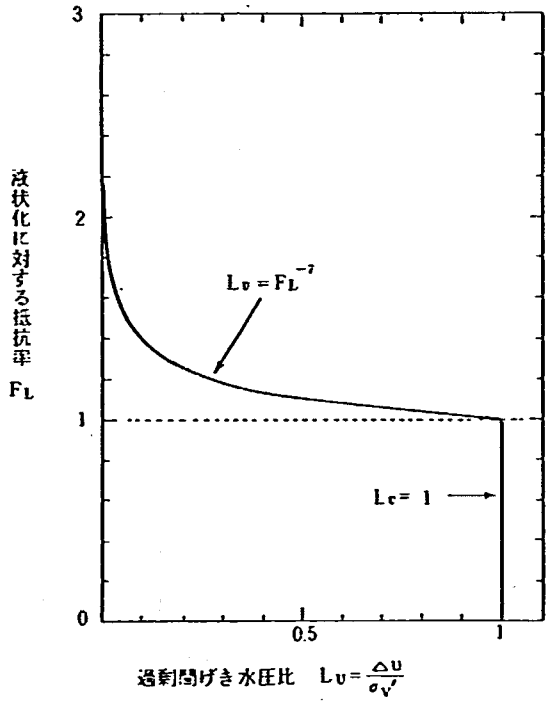
本橋梁は昭和40年に設計されており液状化に対する検討が行われていないと考えられる。そこで，橋脚基礎の水平抵抗に与える液状化の影響を考慮する必要が有るかどうか簡単に検討するために，本橋脚基礎の$1/\beta$を求めてみる。本橋脚基礎にはϕ 600*41,000の鋼管杭が用いられていることはわかっているが鋼管の肉厚が不明であるため，ここでは道路橋示方書下部構造編に規定されている鋼管杭の径と板厚の範囲から最大板厚である16mmを仮定し，地盤のN値から横方向地盤反力係数kの値として2.59 Kgf/cm³ を用いると、$1/\beta$は287cmとなり土質定数の低減を必要とする下層の細砂層までは到達しないことがわかる。以上のことより，本橋梁において液状化そのものが基礎に直接及ぼす影響は小さいと考えられる。

表－2　地盤の液状化強度を増加させる方法　（出典：土と基礎 57 年 4 月号）

原　理	工　法	適用性	効　果	公害性	使用実績*	備　考
密度の増大	バイブロフローテーション	GL－20m程度	N値15～20程度まで	水平振動が主体 比較的少ない	16	使用材料により排水性も期待
	サンドコンパクションパイル	GL－35m程度	N値25～30程度40限界	鉛直振動が主体 比較的有り	123	同　上
	爆　破	GL－20mまでは可能か	相対密度70～85%程度まで	大きい	0	施工管理困難
	ロッドコンパクション	GL－20m程度	N値15～20程度まで	サンドコンパクションパイルと同等	9	現地砂使用が多い
	動圧密	GL－10m程度	施工結果より判定	衝　撃	4	浅層締固め
	バイブロタンパー	GL－3m程度	施工結果より判定	鉛直振動 比較的少ない	17	表層締固め，併用が多い
	転　圧	20～30cm程度 地下水位以浅	相対密度95%程度まで	比較的少ない	1	地下水位以下は止水対策
	群　杭	GL－10～－12m	施工結果より判定	ディーゼルパイルハンマーの振動・騒音	1	打込み杭
	生石灰パイル	GL－20m程度	施工結果より判定	少ない，粉じん	1	生石灰による吸水膨張
粒度改良または固結	置　換	GL－5m程度までが一般的	砕石置換などにより有効	少ない	14	
	注入固化	ボーリング深度に応じて可能	施工管理が重要	付近構造物への注入圧の影響と流出	9	セメントグラウトなど，施工管理が難しい
	表層混合処理	GL－5m程度	配合量による	少ない	3	
	深層混合処理	GL－30m程度	配合量による	少ない	8	
飽和度の低下	ウェルポイント	5～6m程度の低下	透水性の不確実さ有	近隣の地下水位低下による障害	9	長期間の運転，維持管理
	ディープウェル	15～20m程度の低下	透水性の不確実さ有	同　上	2	同　上
間隙水圧の消散	グラベルドレーン	GL－20m程度	密度の増加に対して次善の策	少ない	4	既設構造物にも適用，周辺対策ではかに数例
せん断変形の抑制	シートパイル	GL－10m程度	拘束の定量化が難しい	シートパイル打設による振動	1	地中連続壁なども。止水壁として使用

*昭和50年以降（昭和56年一部入る）建設業25社アンケート調査よりのプロジェクト件数

しかし，橋梁への取り付け盛土は高さ８ｍにおよび，当該砂層が液状化した場合には，側方流動的な変形をきたし橋梁に悪影響の生じる可能性がある。このため液状化の程度に合わせて過剰間隙水圧の発生量を考慮し，盛土の地震時の安定について検討することも必要である。この際に必要となる過剰間隙水圧の発生量としては、F_LとLu の関係として図－３に示す関係が繰返し三軸試験結果に基づいて提案されている。なおまた，本地点はGL－10ｍからN値が０～５程度の粘土質シルト層が20ｍ程度堆積しており，盛土の偏荷重により基礎が側方へ移動するおそれについても配慮が必要である。粘性土地盤の地震時変形については未だ明らかになってはいないが，常時の側方移動検討に用いられるＩ値により検討してみる（図－４参照)。ここでは橋台の前面にも盛土が行われているため橋台背面と前面の盛土高さの差2.2ｍを盛土高さとして用いた場合と全盛土高さ８ｍを盛土高さとして用いた場合について，粘土質シルト層の粘着力ｃを１t/m²と仮定し概略の計算を行うと，Ｉ値はそれぞれ2.14，8.62となった。この１値が1.5以上の場合には側方移動のおそれがあると判断されることと，すでに伸縮装置等に変位があることから地震時においても軟弱粘土質シルト層に起因する側方移動の発生が考えられる。



図－３　F_LとLu の関係

（出典；(社)日本道路協会，共同溝設計指針）

以上のことより本地点においては，盛土部の側方移動に起因する被害の発生の可能性があることがわかる。対策の方法としては，増杭による基礎の剛性の増加，地盤改良による砂層の液状化及び軟弱粘土質シルト層に起因する側方移動の防止あるいは軽減，盛土法面の傾斜を緩くすることによる盛土の側方移動の抑制，落橋防止構造の強化による落橋の防止等が考えられる。

本橋梁基礎の場合，基礎の剛性の増加のみで盛土の側方への移動を完全に防止することは困難であり，落橋防止構造の強化等を併用する必要があると考えられる。また，既存の橋台の外側に新たな橋台を設け，盛土法面の傾斜を緩くしたり，押え盛土的な断面に法面の形状を変更することは，

橋台の側方移動の有無の判定は次に示す側方移動判定数（I値）によるものとし，Iが1.5未満の場合は側方移動のおそれがないものとし，Iが1.5以上の場合は，側方移動のおそれありと判断する。

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma h}{C} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2.2.1)$$

ここに，I：側方移動判定数

μ_1：軟弱層厚に関する補正係数で　$\mu_1 = \frac{D}{\ell}$

μ_2：基礎体反抗巾に関する補正係数で　$\mu_2 = \frac{b}{B}$

μ_3：橋台の長さに関する補正係数で　$\mu_3 = \frac{D}{A}$

γ：盛土材料の単位重量（t/m³）

h：盛土高（m）

C：軟弱層の粘着力（t/m²）

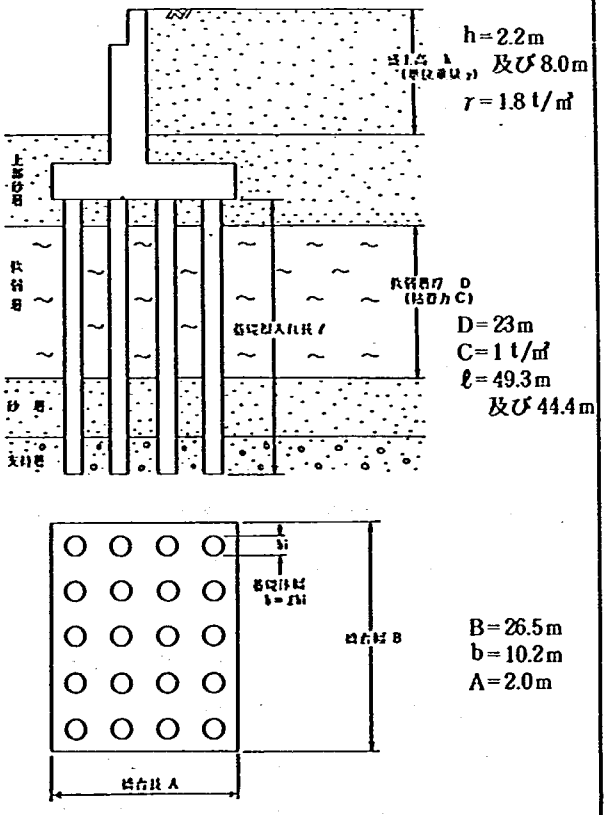
D：軟弱層の厚さ（m）

B：橋台巾（m）

b：基礎体の巾の総和（m）

ℓ：基礎長（m）

A：橋台長（m）



図－4　橋台の側方移動の検討

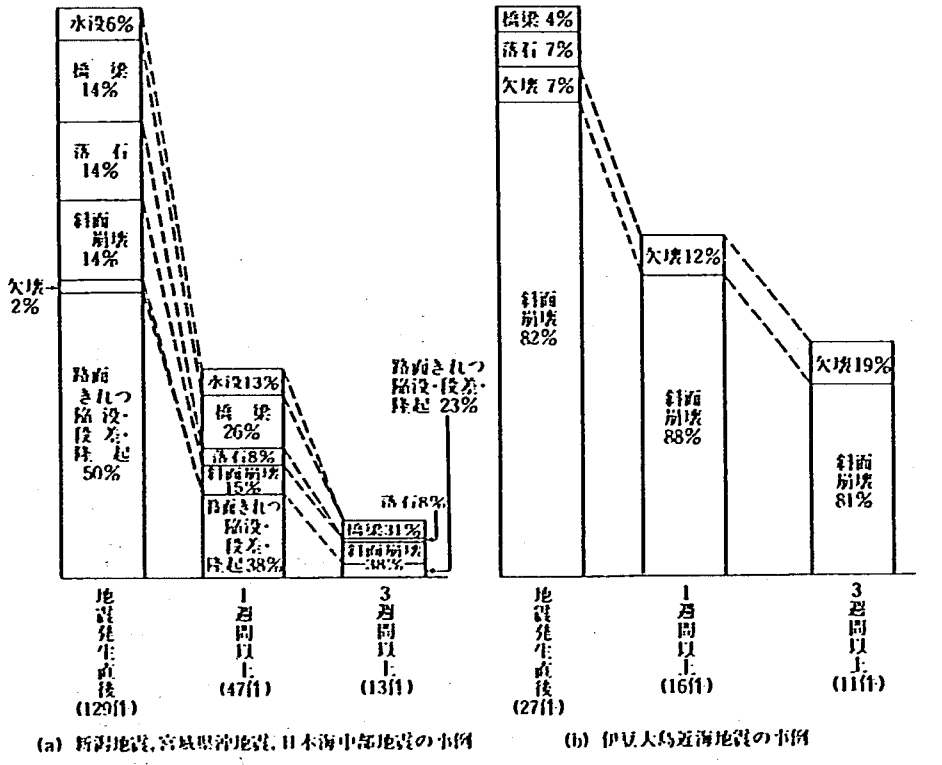
（出典：土木研究所資料　第1804号，昭和56年12月）

盛土の側方移動の防止に有効であると考えられる。薬液注入による地盤改良の場合には，注入材料の選定，注入圧等の管理，改良しようとする地盤内に十分注入され外部への逸流等が無いか，周辺構造物への影響の有無等と言った十分な施工管理を実施する必要があるとともに，注入による地盤改良をどのように定量的にチェックするかと言う問題が残る。

さらに施工に際しては，車線を段階的に通行止めしながら橋台及び上部構造を建設し，その後法面の処置を行う等の施工手順の工夫が必要となる。

2. 液状化対策等に対する補修は全国的視野から見てその時期にあたるかどうか（予算，施工性）

これまでの震害事例を見ると平地部における道路被害は路面関係被害による通行止めが大半であり，その通行止めの解消に要する時間が短かいのに対し，橋梁の被害や山地部の大規模な被害（斜面やのり面の崩壊等）は復旧に要する時間が長く，長時間の交通障害の原因となりやすいといえる。（図－５参照）



図－５　既往地震における通行止めの要因別内訳の時間的変化
（出典：㈳日本道路協会，道路震災対策便覧）

そのため，施設の被害の発生が震後の避難活動，復旧活動に与える影響が大きい場合や，迂回路が無い場合，さらには当該地点が被災した場合に二次災害を発生する可能性のある場合には補強が必要である。この様な考え方に基づき，昭和61年度に実施された震災点検では，補強を要する盛土箇所を選定する要件として次の事項が挙げられている。（震災対策便覧参照）

① 山間部を横断する幹線的な道路のうち

(1) 沢を横断する高い盛土区間

(2) 長いのり面を有する片切り片盛り区間の道路であって代替路がなく，復旧に時間を要すると思われる区間。

② 平地部の幹線的な道路のうち

(1) 地盤液状化の危険性が大きい盛土区間。

(2) 橋梁等の取付盛土で，高さが高く地盤が軟弱な区間。

③ 道路に近接して，鉄道，病院，学校等の重要構造物や施設があり，道路の被災がこれらに二次的な被害を与えると考えられる区間。

本橋梁の場合，橋梁が通行不可能となることによる避難，復旧活動に及ぼす影響の大きさ（交通量T_{62} = 49,000台/日），落橋による橋梁下の鉄道への影響及び二次災害の危険性を考えると上記②，③に該当し補修が必要であると考えられる。（振動研究室）

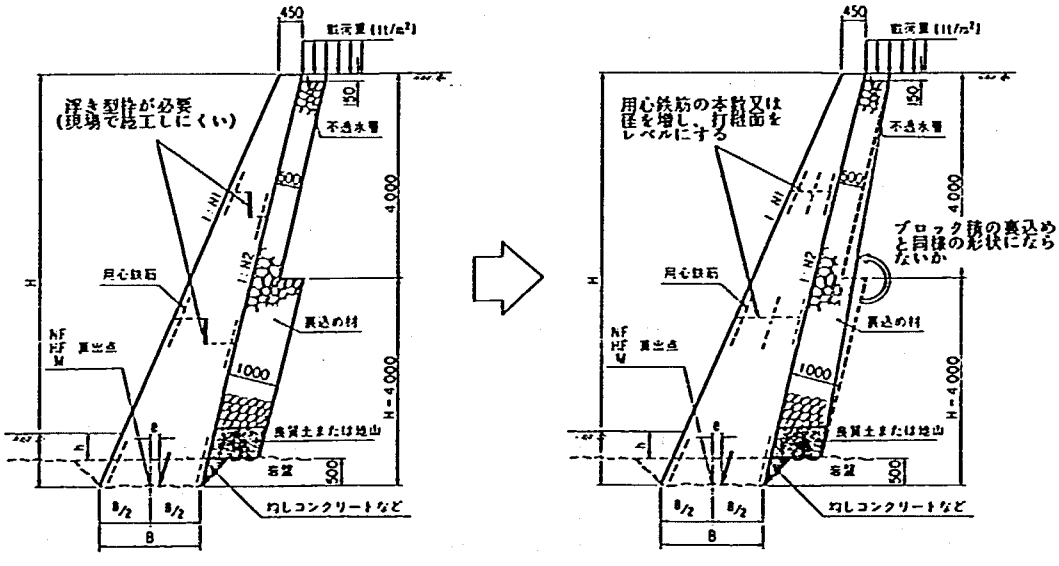
共－9　標準設計

（質問）

標準設計で、施工上困難なこと，品質管理上懸念される点について土木研究所の考え方を伺いたい。

1. もたれ式擁壁について（図－1参照）

① 水平打継目の構造は理論的には標準設計のとおりであるが，浮き型枠を必要とし，締固め度についても不安がある。用心鉄筋を増して打継目を水平にしたい。



図－1

② 裏込め材の形状は，高さの変化に追随できるよう，ブロック積の裏込めと同様にはならないか。

特に，擁壁高さ 4.5mから 5.0mになるとき裏側の掘削が急に変化する。

2. 逆Tおよび控え壁式擁壁の底版について

底版の形状には等厚と不等厚の２種類あるが、等厚構造の方は施工がし易すく，出来形管理、品質管理上問題はないが，上面に傾斜がついている方は仕上がりに余分な労力を使うばかりでなく，傾斜部分の締固めが不十分となりがちで，所期の強度が得られない場合もある。

よって，等厚で統一できないか。

（回答）

標準設計は各種構造物の設計の標準化を図り，設計業務の合理化・省力化に寄与することを目的としている。

そして，標準設計では省内の他，県市町村等において，都市部・地方部・山岳部等の不特定な施工場所で採用されることを念頭において制定しているため，設計条件の範囲・構造物の形状・現場条件および施工方法等は標準的なものを想定することを基本としている。従って，標準設計の構造寸法等については，必要最小限の諸元を決めているが，現場条件によっては形状等の変更によって，より施工性等の向上が図れることも予想され，このような場合には構造物の耐荷力を低下させない限りさしつかえないとしている。

従って，質問にある施工上の困難さあるいは品質管理上の問題に対する措置については，上記の主旨に沿った範囲内での標準設計の変更は問題ないと考えており，個別の内容に関しての考え方は以下に示すとおりである。

なお，標準設計の作成に当たっては現場の意見・要望等を基にその改良を加えているが，今後とも現場で適用した場合の問題点の収集にご協力戴くようお願いしたい。

1. もたれ式擁壁

① 水平打継目の構造について

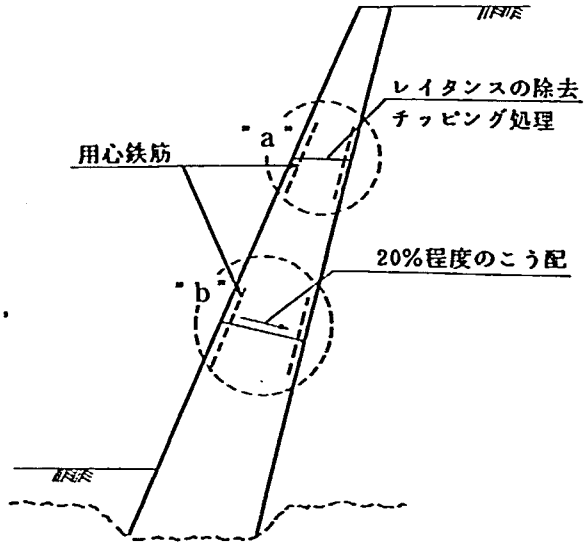
もたれ式擁壁など無筋コンクリート構造物に水平打継目を設ける場合は，構造物の強度および外観を害しないように，その構造と打継目の位置を決める必要がある。

水平打継目の構造としては，打継目にほぞまたは溝を設ける方法や必要量の鋼材(鉄筋など)を配置する方法等があるが，標準設計ではより確実性の高い打継目構造とするため，ほぞと溝を設け，さらにその位置に用心鉄筋を配置する構造を採用している。

なお，現場の施工状況等から，このような構造を採用することが困難な場合には、図－２の"a"部に示すように新旧のコンクリートを一体とするため旧コンクリートの表面処理を確実に行うか，あるいは図－２"b"部で示す打継目に20%程度のこう配を付けるいずれかの方法で行えばよい。

② 裏込め材の形状について

裏込め材は躯体背面に作用する土圧の分散と排水のために設けるものである。この厚み等については，その設計方法が未確立なため，一般にはブロック積擁壁と同様に躯体の高さ等に応じ経験から決めているのが実情である。標準設計では施工実績等から擁壁高さ4mまでを50cm，それ以上については100cmの等厚にしているため，擁壁高さ4mを超えれば段切り的な裏込め形状となる。もたれ式擁壁を盛土部で施工する場合（標準設計は盛土部の条件で構造設計を行っている）はこのような形状でも施工上特に問題ないと思われるが，切土部で5m程度になると質問のように裏側の掘削が増加することも予想される。このような場合には，図－3のように裏込め材の形状寸法を変更することも考えられる。

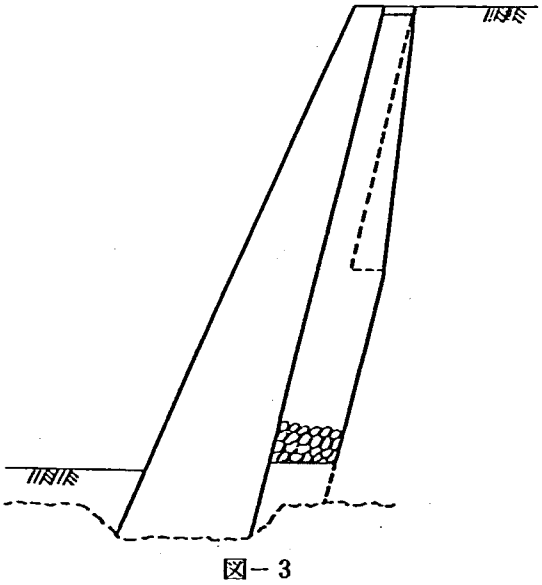


図－2

2. 逆T および控え壁式擁壁の底版形状について

底版の形状には底版の上面にテーパを設けるものとテーパを設けず底版を等厚にするものとがあり，この使い分けは一般に擁壁の規模・経済性・施工性および排水性等を勘案して決めている。

標準設計では後趾幅が3m未満の比較的小規模なものについては施工性から底版を等厚とし，それ以上の規模については経済性・排水性を考慮し底版上面にテーパを設けている。この場合の勾配は，「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」で規定される施工上問題にならない20%を限度としている。


図－3

通常は排水の問題から底版の上面にテーパを設けるのが望ましいが，現地の状況から特に問題がなければ，底版形状を等厚に変更してもさしつかえない。　（システム課）

（コンクリート・施工研究室供覧）

共－10　構造物の維持管理におけるシステム化

（質問）

限られた財源，人員において，既設の構造物を長年月の使用に耐えるよう維持管理していくことは重要なことと考えるが，建設省の施策として現在どのように取り組んでいるか教えて頂きたい。

また，システマティックなものがあるかどうか。　（首都国道工事事務所）

（回答）

限られた財源，人員において，維持管理を効率的に行なうためには，情報システムの整備と活用が必要である。この情報システムとしては，①．道路管理台帳等の静的情報のデータベースシステム，②．維持管理のためのエキスパートシステム，③．①のデータベースの高度利用システム等が考えられる。又これらシステムの整備を考えた場合，②，③のシステムは研究開発段階においてはプロトタイプシステムを構築することは可能となるが，事務所等での実用化を考えた場合，まずこれらのシステムの基幹となる①道路管理台帳等の静的情報のデータベースシステムの整備が必要不可欠のものである。

そこで，ここでは維持管理の合理化の一手段としてベースとなるデータベースシステムについて，その内容と開発状況について紹介する。

1. データベースシステムの取り組み

業務で取り扱う情報の形態には，文字・数値情報，図形・画像及び音声情報があり，情報形態の多様化にともない取り扱われる情報量も増大している。

この内維持管理に必要な情報形態は各種台帳のような，主に文字・数値情報と図形・画像情報である。

近年，情報関連の技術革新がめざましく，磁気ディスクの大容量化，光ディスクの開発に見られるように，文字・数値データのほかに図形・画像データの登録，検索等の処理を可能とし，コンピュータの利用分野を大きく広めている。しかしながら，これら形態の異なるデータは個々の記憶媒体にそれぞれ格納される場合が多く，相互の関連が取れないため統合的利用面においては必ずしも使い易いものとなっていないのが現状である。

そこで，文字・数字データは，磁気ディスク，図形・画像データは光ディスクに登録して有機的に結合したシステムを，道路局国道一課が中心となり，昭和60年度から「道路管理データベースシステム検討委員会」を設けて検討し，事務所におけるパイロットシステムの構築等を進めている。又土木研究所においては昭和59年度から光ディスクを利用した大型計算機によるデータベース構築支援システムを検討開発して，現在運用を行なっている。

2. 道路管理データベースシステムの概要

道路管理データベース構築の目的は，(1)．道路管理行政への支援，(2)．道路利用者への情報の提

供，(3). 研究および技術開発への支援である。この内(1)の道路管理行政への支援として，従来からの台帳方式による管理業務には，情報量の増大や管理内容の変遷等により，次のような問題点が指摘された。(1). 台帳間の情報の関連が取りにくい。(2). 検索，利用に時間がかかる。(3). 内容の更新が容易でない。(4). 広い保管スペースが必要である。

これらの問題点を解決するために，データベースシステムを構築する主なねらいを次のように設定している。

(1) 必要なときに必要なデータが過不足や片寄りのない状態で入手できる。

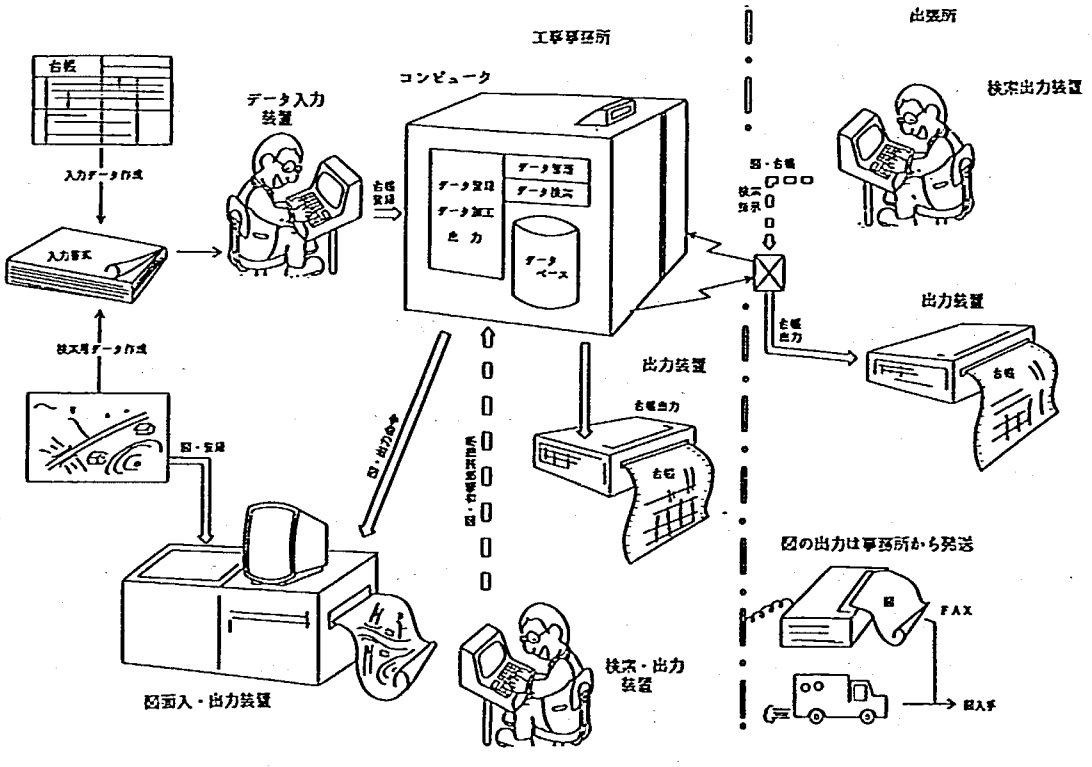
(2) 全国統一したデータのフォーマットや情報の精度が保持される。

(3) 必要に応じてまた定期的な情報の更新が容易にできる。

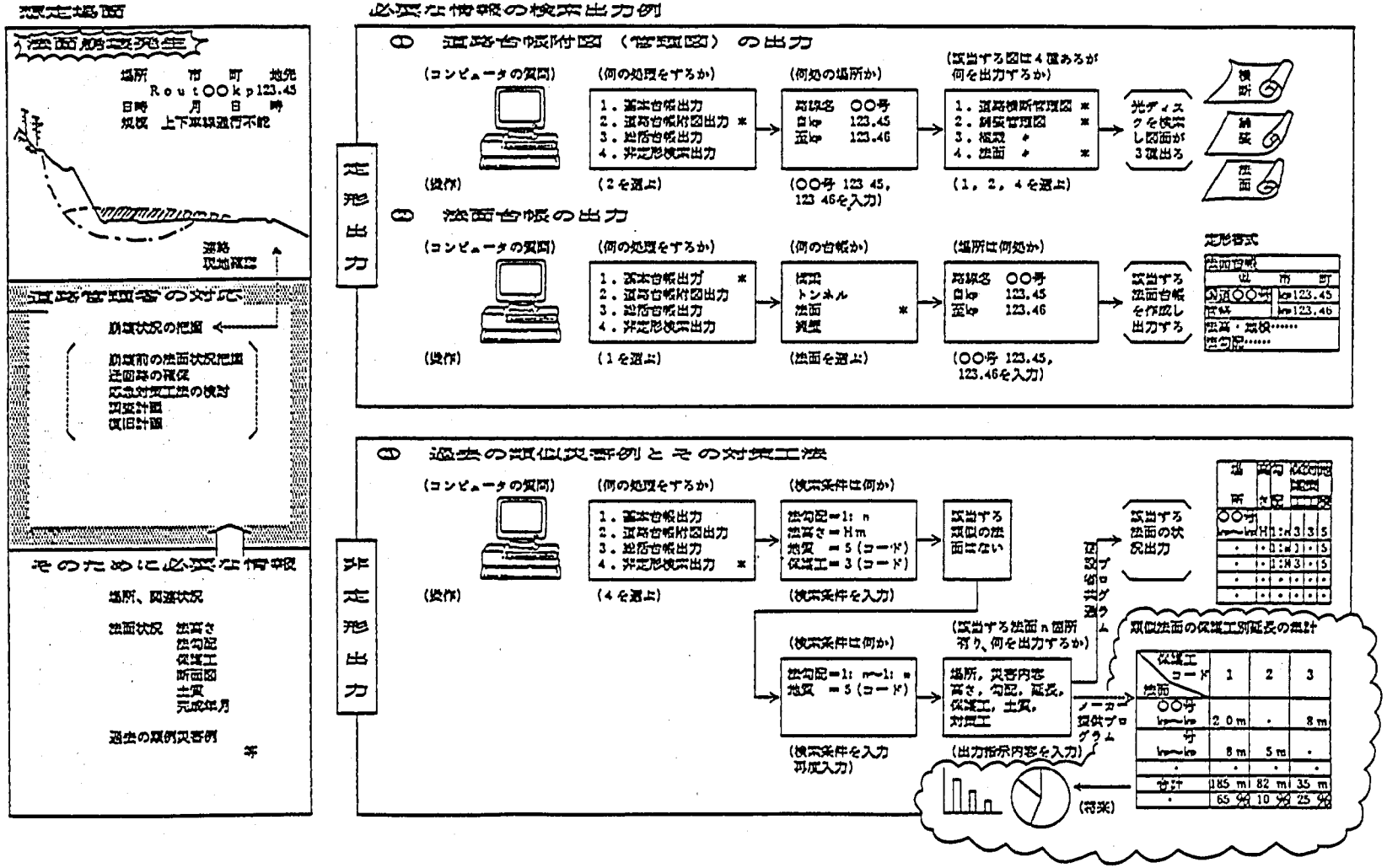
(4) 図面情報と数値・文字情報が関連付けて登録，保管，出力できる。

(5) 将来の情報処理機器の発展や新しいデータ利用のニーズに柔軟に対応できる。

図－1に事務所・出張所におけるデータベースシステムの構成，図－2に道路管理データベースの利用イメージを示す。



図－1　事務所・出張所におけるデータベースシステムの構成



図－2　道路管理データベースの利用イメージ

建設省における道路管理データベースシステムについては，63年春に東京国道工事事務所および広島国道工事事務所においてデモンストレーションが行われており，今後は各地建毎の代表事務所，さらにその他の管理事務所において順次導入・整備されてゆく予定となっている。

また，データベースの整備のためには，統一的なデータ集収・整理並びに管理のための体制の整備が基本となるが，前述の検討委員会において，データ整備作業要領(案)，運用マニュアル，入力書式記入マニュアル，記入項目調査表等がとりまとめられており，データベースシステム構築のための体制が整えられている。同システムの詳細は本局の道路管理課に御問い合わせ願いたい。

3. 土木研究所の光ディスクデータベースの概要

土木研究所では今後の調査・研究をより適確で効率的なものにするためには，今までに行なわれてきた成果を有効に活用することがきわめて重要となってきた。そこで種々の調査・研究を支援するためのデータベース構築を目的として，光ディスクファイリングシステム（OLFIS：Optical desk Filing System）を開発した。

3－1　システム構成

本システムは，光ディスクライブラリ装置を電算システムの周辺装置の一部と位置づけ，観測値等の文字や数値で表現される数値データ及び，各種平面図，状況写真，調査票等の文字や数値で表現できない図面データをデータベース化し，ユーザ（研究員）によるデータの検索を容易にするものである。

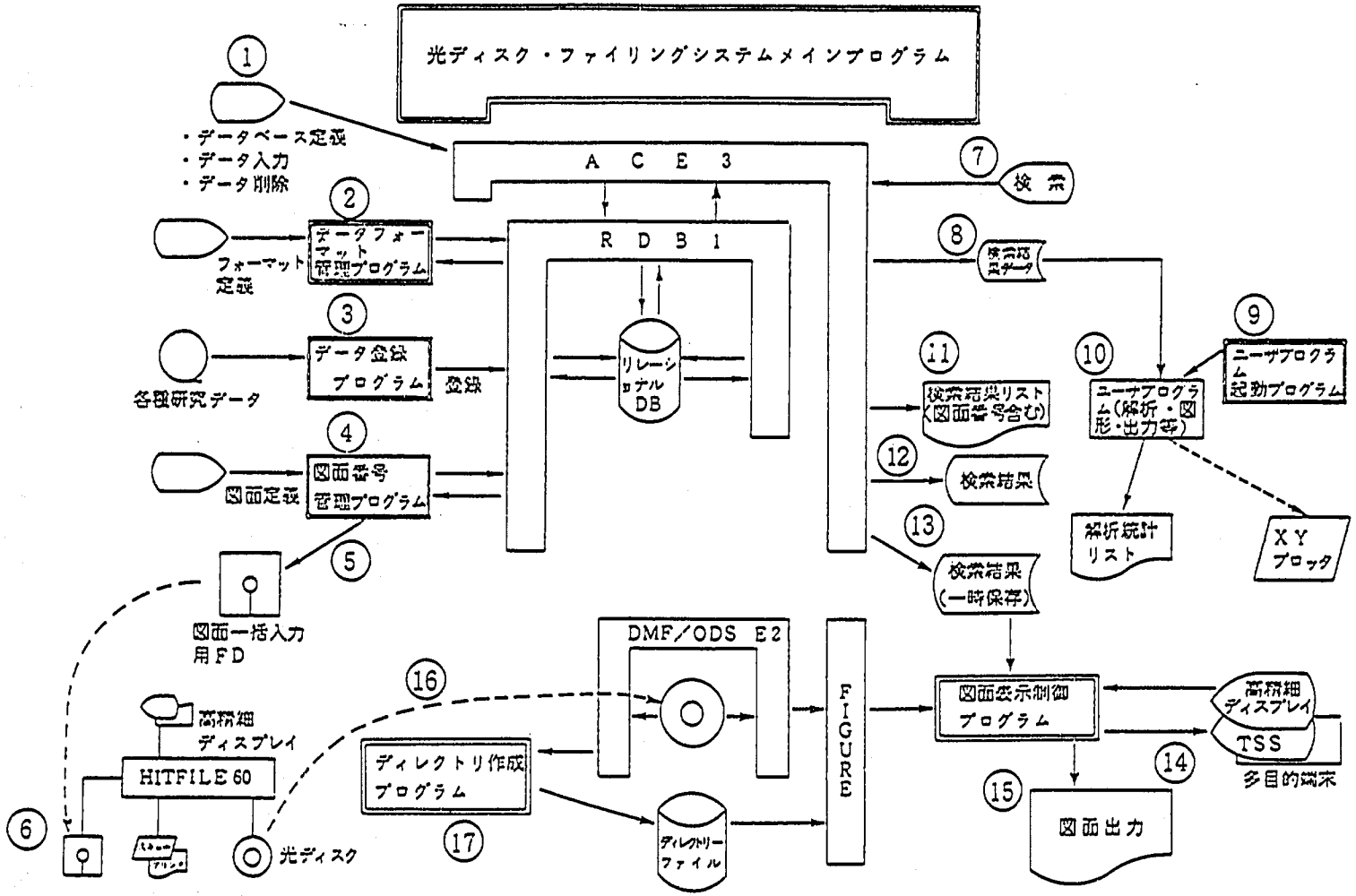
システム構成を図－3に示す。大型汎用計算機とそのオンライン機器である光ディスク駆動装置，光ディスクライブラリ装置，多目的端末装置と光ディスクへの入力機器とから構成されている。

一方，ソフトウェアは，文字・数値データ及びそれに関連する図形・画像データを管理するための光ディスクファイリングシステムメインプログラム，データフォーマット管理プログラム，データ登録プログラム（ディレクトリ作成プログラム，図面表示制御プログラム）から構成される。

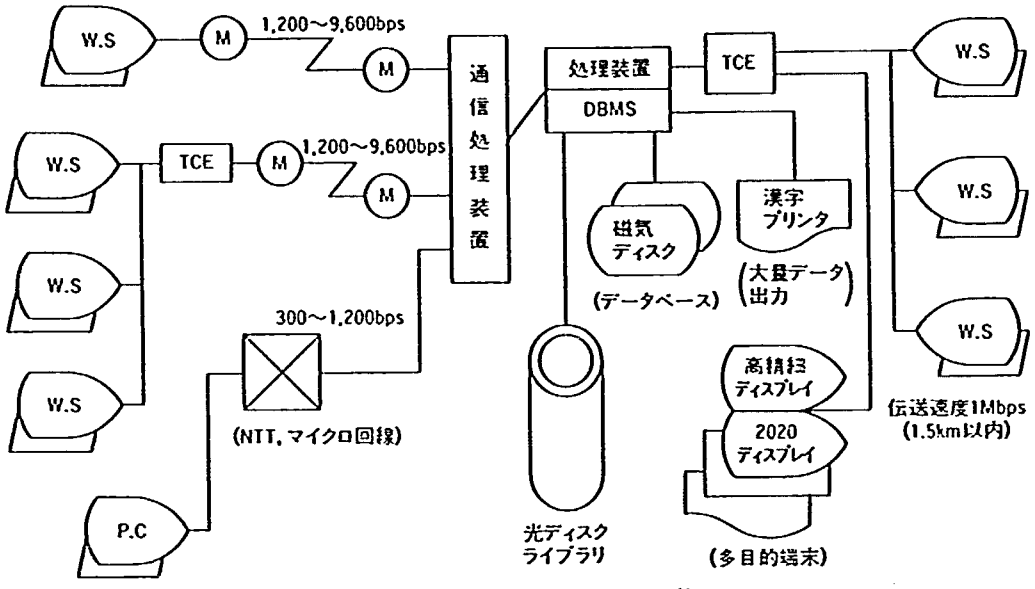
3－2　利用形態

本システムの利用形態としては，システムにより複数種の情報が統合されるため，付加価値の高い情報をもたらすことができる。検索利用にあたって研究員が使用しやすいマンマシンインタ・フェースに優れているだけでなく機能的にもマルチ処理できる端末装置が必要である。しかしながら，現在一般に利用されている端末装置は図形・画像データを表示できる解像度を有するものではなく，また，当然のことながら図形・画像データと文字・数値データのマルチ表示を行なのことは不可能である。文字・数値データと図形・画像データを同一端末装置に表示することができれば，光ディスクデータベースの検索利用は飛躍的に改善される。

土木研究所においては，このような機能を有する端末装置を多目的端末装置と定義し導入している。この端末装置を検索利用するための中心的役割を果す機器と位置付けると，図－4に示す


光ディスク・ファイリングシステムメインプログラム
①
・データベース定義
・データ入力
・データ削除
A C E 3
⑦
検索
②
データフォーマット管理プログラム
フォーマット定義
R D B 1
⑧
検索結果データ
③
データ登録プログラム
登録
各種研究データ
リレーショナルDB
⑨
ユーザプログラム起動プログラム
⑩
ユーザプログラム(解析・図形・出力等)
⑪
検索結果リスト(図面番号含む)
④
図面番号管理プログラム
図面定義
⑫
検索結果
解析統計リスト
XYプロッタ
⑤
⑬
検索結果(一時保存)
図面一括入力用FD
DMF/ODS E2
FIGURE
⑯
高精細ディスプレイ
図面表示制御プログラム
高精細ディスプレイ
TSS
多目的端末
HITFILE 60
ディレクトリ作成プログラム
⑭
⑥
⑮
図面出力
光ディスク
⑰
ディレクトリーファイル

図－3　システム構成



図－4　データベースの利用形態

形態となる。

このシステムの利用例としては，電算情報の管理システム（アカウンティング情報としてホスト計算機から派生する詳細な一次情報を光ディスクへ，また，一次情報を集計処理した利用頻度の高い二次情報を磁気ディスクへそれぞれ登録するとともに，定例会議資料を光ディスク登録）があり，この有効性を確かめるとともに，日常の管理業務で現在運用中である。図－5に光ディスクライブラリ装置等からの検索例を示す。

4. そ の 他

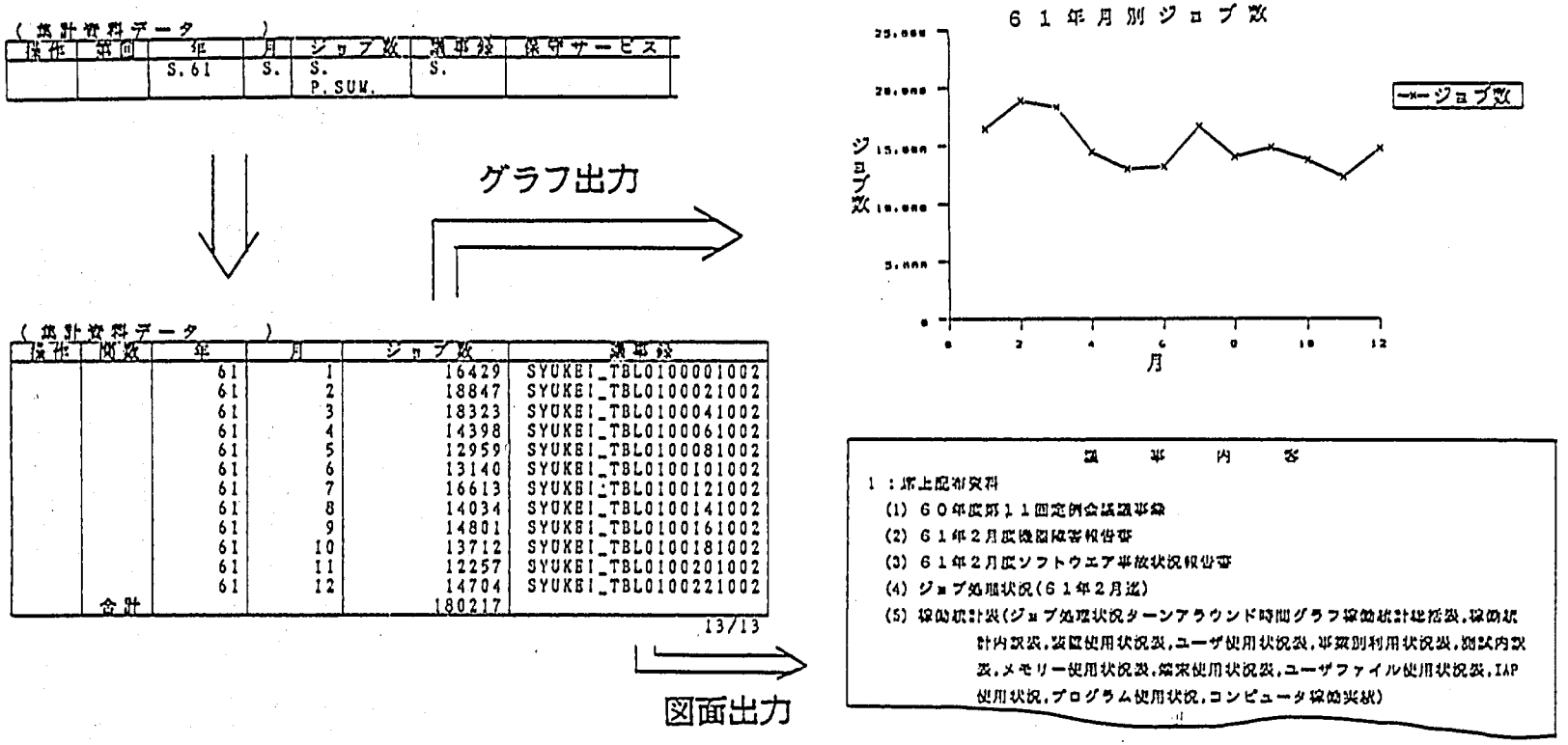
エキスパートシステムは，迅速かつ適切な管理の実施あるいは管理技術の伝承のための支援システムとして効果的であると考えられ，今後の開発が期待される分野である。また，道路管理データベースは当面データの整備が中心となるが，次の段階として整備されたデータベースの効果的な活用方策について検討し，実施に移してゆくことが必要であると考えられる。

エキスパートシステムおよびデータベースシステムの高度利用システムについては，今年度から土木研究所において，特別研究・総プロ等で検討が行なわれている。

また，光ディスク装置等を使用した河川管理データベースについては，現在関東，北陸地建河川管理課と土木研究所においてパイロットシステム等が進められている。

＜参考文献＞

(1) 道路管理データベースの整備に関する調査報告書，昭和61年3月，国土開発技術研究センター
(2) 道路管理データベースの整備に関する調査報告書（その2），昭和62年3月，国土開発技術研究


（集計資料データ）
操作 範囲 年 月 ジョブ数 端末台 保守サービス
S.61 S. S. P.SUM. S.
グラフ出力
（集計資料データ）
操作 関数 年 月 ジョブ数 端末台
61 1 16429 SYUKEI_TBL0100001002
61 2 18847 SYUKEI_TBL0100021002
61 3 18323 SYUKEI_TBL0100041002
61 4 14398 SYUKEI_TBL0100061002
61 5 12959 SYUKEI_TBL0100081002
61 6 13140 SYUKEI_TBL0100101002
61 7 16613 SYUKEI_TBL0100121002
61 8 14034 SYUKEI_TBL0100141002
61 9 14801 SYUKEI_TBL0100161002
61 10 13712 SYUKEI_TBL0100181002
61 11 12257 SYUKEI_TBL0100201002
61 12 14704 SYUKEI_TBL0100221002
合計 180217
13/13
図面出力
６１年月別ジョブ数
ジョブ数
月
ジョブ数
議事内容
1：席上配布資料
(1) ６０年度第１１回定例会議議事録
(2) ６１年２月度機器障害報告書
(3) ６１年２月度ソフトウエア事故状況報告書
(4) ジョブ処理状況（６１年２月迄）
(5) 稼動統計表（ジョブ処理状況ターンアラウンド時間グラフ稼動統計処理表，稼動統計内訳表，装置使用状況表，ユーザ使用状況表，事業別利用状況表，割込内訳表，メモリー使用状況表，端末使用状況表，ユーザファイル使用状況表，IAP使用状況，プログラム使用状況，コンピュータ稼動実績）

図－５　検索出力例

センター
(3) 光ディスク利用によるデータベースシステム，土木学会第11回電算機利用に関するシンポジウム
(4) 建設事業におけるマルチメディアデータベースの構築，土木学会第13回電算機利用に関するシンポジウム
(5) エキスパートシステムの開発と利用，土木技術資料，Vol. 30－2，1988. 2

（システム課）

共－11　岩石工における岩分類の判定

（質問）

岩石工における岩分類の判定は，建設省における土木工事標準積算基準によっているが，実際の工事では個人差等もあり判定が難しく，この問題に関連して会計検査においても指摘されたところである。

岩分類はトンネル，ダム等の大規模工事においては，弾性波速度等を参考にして判定している例が多いが，道路，河川，砂防工事等における小規模な岩石工を対象とした岩分類の判定法について紹介頂きたい。

（山梨県土木部指導検査課）

（回答）

1. 岩分類と分類要素

地山を構成する岩盤は不均質であり，硬さのばらつきや割れ目があるのが普通である。一方，岩分類は，このような不均質な岩盤について構造物の規模や施工性等を考慮し，ある程度広がりを持ったゾーンを一括して判定するのであるから，個々の微小部分の差異は棄却され，平均的な岩盤性状として捉えられるべきものである。従って岩分類においては部分的に選定したサンプルとゾーンとしての判定が一致しづらいことを踏まえておく必要がある。

岩の掘削性を決める主な要素として岩片の硬さと割れ目があり，これらの要素と直接または間接に関係する指標を用いて岩分類を判定することになる。

建設省の土木工事標準積算基準における岩分類基準は，地質時代，岩石の種類，固結度，風化の程度，ハンマー打診による硬さ，割れ目の間隔，割れ目の剥離性と密着性などの指標について，それぞれ幾つかのカテゴリーに区分し，各分類に該当するものを示したものである。

2. 岩分類の方法

具体的な分類手法は，肉眼観察やハンマー打診を基本としている。その他の簡易弾性波探査，簡易貫入試験，シュミットハンマーテスト，針貫入試験等の機器による方法は補足的な位置づけでしかない。これは，迅速性，経済性のみならず，ダムやトンネル工事以外の小規模な岩石工は主とし

て風化や緩み領域にある岩盤を対象にすることもあり，元々物性値の絶対値が小さいため岩石の種類や個人差による測定のばらつきが大きく，これまでの経験による判定や施工実績とも一致しにくい面も大きいためである。

3. 岩分類の精度向上

小規模工事の場合にも，同一工区内であれば通常，岩石の種類のばらつきも少なく調査方法も同一にしやすいので，肉眼鑑定による岩分類の判定のばらつきを少なくするための手段として機器調査を補助的に用いることは有効であると考える。ただし，現在の機器調査の精度から見ると，岩分類の絶対指標として用いることは避けるべきである。

ところで，土木工事標準積算基準における岩分類基準は，通常我国にみられるすべての岩を対象にしているので包括的な記載にならざるを得ない。したがって実際の適用に当ってはこの基準に拠り，さらに現場の地質状況にあう噛み砕いた形の基準を作成しておき，工事担当者の判断基準の統一を図っておくことが個人差を少なくする最も基本的な方法と思われる。

機器調査の具体的な手法については次のような文献を参考にされたい。

<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

3）土木研究所地質研究室（1987）軟岩を対象としたダム基礎の岩盤分類のための調査（その1）簡易調査法(案)，土木研究所資料2506

（地質研究室）

共－12　長期防錆形塗装の耐久性の評価

（質問）

(1) 長期防錆形塗装系は点検・塗替えの容易でない橋梁等に使用が増えつつあるが，その耐久性等について評価事例，研究成果があれば教えて頂きたい。

(2) タールエポキシ塗装との性格や耐久性についての評価差がわかれば教えて頂きたい。

（宇都宮国道工事事務所）

（回答）

1. 長期防錆形塗装とは

鋼道路橋の塗装仕様は，その架設される環境によって選択される。

一般的な環境（山間・田園地域などあまり腐食の厳しくない環境）では，鉛系さび止めペイント（JIS K 5623～5625　1種）の上にフタル酸樹脂塗料を塗る仕様が採用されている。工場塗装と現

場塗装の塗装間隔が長くなる場合（通常6カ月以上）は工場塗装の最終層に中塗りとしてフェノール系MIO塗料を使用することが多い。

やや厳しい腐食環境では，塩化ゴム系塗料による塗装仕様が用いられている。塩化ゴム系塗料は，フタル酸樹脂塗料に比べて，耐水性や耐薬品性がよいので田園・山間より環境の悪い地域での上塗りに適している。塩化ゴム系塗料を上塗りに用いる仕様には，下塗りに鉛系さび止めペイントを用いる場合と塩化ゴム系下塗り塗料を用いる場合があるが塩化ゴム系塗料は，フタル酸樹脂塗料に比べて乾燥が早いので寒冷地で多く使用される。

海上や海浜地区あるいは重工業地区など特に腐食環境の厳しい地域では，厚膜型ジンクリッチペイントの上に厚膜型エポキシ樹脂塗料を塗装する仕様である。この仕様は本州四国連絡橋をはじめとする海上橋に多く適用されている。これを長期防錆形塗装仕様という。

長期防錆形塗装の特徴は，下塗りとして厚膜型ジンクリッチペイントを用いていることである。かつて金属溶射（メタリコン）が使用されたこともあるが，現在では厚膜型ジンクリッチペイントが主に用いられている。

厚膜型ジンクリッチペイントは，塗膜中に大量に配合された金属亜鉛粉末により防錆性に優れ，万一塗膜が損傷してもさびが広がる傾向が小さい。

厚膜型エポキシ樹脂塗料は，付着性と塩素イオン，水および酸素等の腐食因子を遮断する性能に優れている。

上塗りのポリウレタン樹脂塗料は，耐候性がよく長期にわたって美観を保持する。

すなわち，長期防錆形塗装系とは，下塗り第1層に厚膜型ジンクリッチペイントあるいは亜鉛系金属溶射を用い，上塗りに耐水性，耐候性に優れたエポキシ樹脂塗料やポリウレタン樹脂塗料などを用いて，合計の膜厚が250μ以上で，海上・海浜地区や重工業地区等の厳しい腐食環境においても塗膜の耐用年数が10年以上期待されるものである。

長期防錆形塗装系の例を表－1に，塗膜性能調査結果の例を表－2に示す。

このように，長期防錆形塗装系は10年以上を経過しても，特に大きな問題点はみられず全体的に見てバランスのとれた塗装系といえる。

表－1　長期防錆形塗装系の例

第1層	亜鉛溶射または厚膜型ジンクリッチペイント
第2層	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗
第3層	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗
第4層	ポリウレタン樹脂塗料用中塗
第5層	ポリウレタン樹脂塗料上塗
総膜厚（μm）	255

2. 施工上の留意点

長期防錆形塗装系は優れた防食性能を示す塗装仕様であるが，その性能を確保するためには，塗料の品質管理

表－2　長期防錆形塗装系の塗膜性能調査結果の例

橋梁名	塗装系	架設環境	経過年数	塗膜評価			記事
				防錆性	耐候性	付着性	
大井中央陸橋	無機ジンク＋エポキシ	大井埠頭に近い陸橋	10年	2.7	1.0	3.0	防錆性良好，ただし上塗りの白亜化が顕著
船堀橋	無機ジンク＋塩化ゴム	荒川，河口から約5 km付近	9	1.8	1.5	3.0	総体的に塗り替え時期に達している。
新潟大橋	有機ジンク＋塩化ゴム	信濃川，河口から約4 km付近	(下り線) 8	1.8	1.8	2.7	塗り替え時期に達している。
			(上り線) 4	2.7	2.7	3.0	防錆性良好，ただしボルト添接板付近の錆が目立つ
阿賀野川大橋	有機ジンク＋フェノールジンクロ＋MIO＋塩化ゴム	阿賀野川，河口から約4 km付近	4	2.1	3.0	3.0	総体的に塗膜は良好，ただしドフランジ下面の盤木跡，エッジ部などに発錆が目立つ．
胆振橋	(けた) 有機ジンク＋エポキシ＋ポリウレタン (上部構) 有機ジンク＋エポキシ＋エポキシMIO	柏崎市，国道8号線，海岸から300 m，海面から70 m	7	2.6	2.7	3.0	同上
柏崎川橋	油性錆止め＋フェノールMIO＋塩化ゴム	柏崎市，国道8号線，海岸から750 mの田園地帯	3	1.7	1.7	3.0	塗り替え時期に達している。
新砂橋	無機ジンク＋エポキシ＋ポリウレタン	東京湾の埋立地	11.5	2.8	2.5	1.6	防錆性は良好，ただし補助材に錆が見られる程度，下・中塗りの層間剥離（ゴバン目試験）
夢の島大橋	無機ジンク＋エポキシ	東京湾の埋立地	8.5	2.9	2.4	1.6	同上
千石橋	無機ジンク＋エポキシ＋ポリウレタン	東京湾の埋立地	9.5	2.8	3.0	3.0	同上
東千石橋	無機ジンク＋エポキシ	東京湾の埋立地	10	2.8	2.1	3.0	同上　ただし上塗りの消耗が著しい．

注）防錆評点：　3：異状なし，2：見かけの発錆面積10%以下，1：見かけの発錆面積10～30%，0：30%を超える発錆面積．
耐候性：　3：初期と比べほとんど変化していない，2：初期よりわずか白っぽい，1：初期の色合いに近いがかなり白っぽい，
0：初期に比べ著しく白っぽく初期の色合いが推定できない．
付着性：　ゴバン目試験によりJSSIV-03-1982鋼橋塗膜調査の基準に従って評価した．

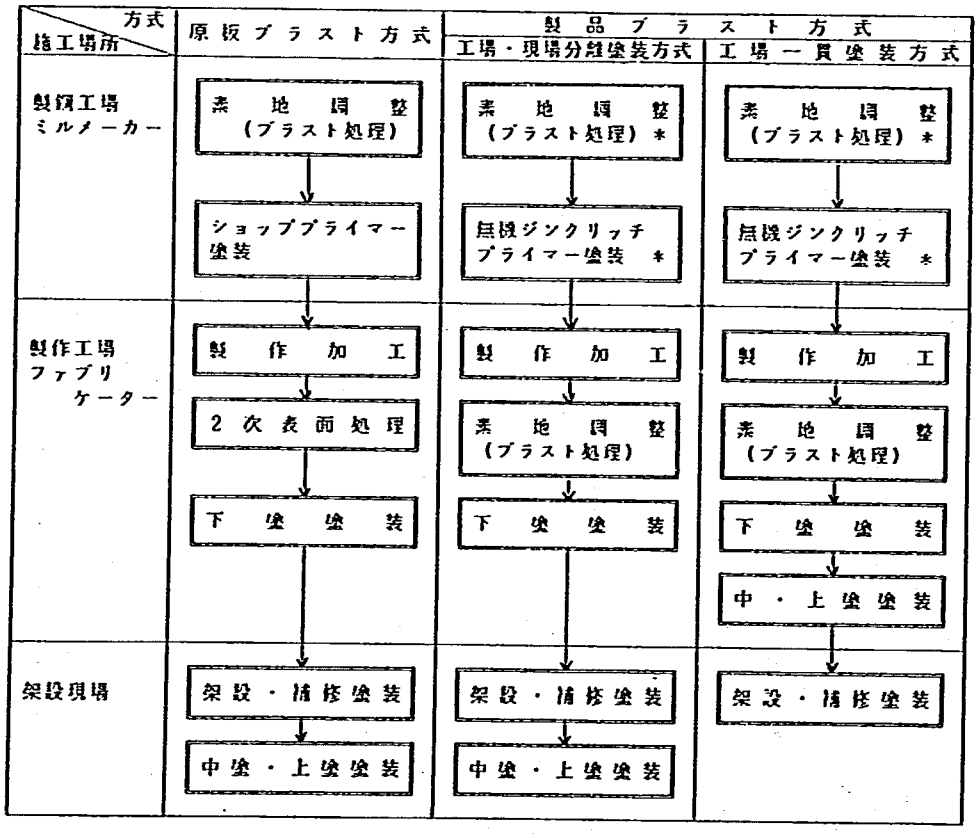
以外に塗装施工上留意すべき点がいくつかある。

2.1　素地調整

鋼構造物に長期防錆塗装を施工する際に，最も重要な点は，塗装前の素地調整のグレードの確保である。長期防錆形塗装に限らず一般塗装においても素地調整が重要なポイントであるが，長期防錆形塗装においては特に強調される。すなわち，厚膜型ジンクリッチペイントを塗装する際には，除錆度を高くする必要がある。除錆度としては，スウェーデン規格 SIS-Sa 2.5以上が必要である。また金属溶射を施工する場合には，さらに除錆度を上げて，スウェーデン規格 SIS-Sa 3を必要とする。

2.2　塗装方式

長期防錆形塗装を施工する場合は製品ブラスト方式であることが必要であり，ブロック製作後の2次素地調整もブラストで行う。また，製品ブラスト方式を採用して長期防錆形塗装する場合，下塗りから最終の上塗り塗装までを製作工場内で行う方式と，下塗りまでを製作工場，中塗り・上塗りを現地で行う方式とがある。それぞれに得失があるが，本州四国連絡橋では海上橋のほとんどが工場で一貫して塗装する方式が採用された。原板ブラスト方式と製品ブラスト方式を図－1に，工場一貫塗装方式と，工場・現地分離塗装方式の長・短所について表－3に示す。



図－1　原板ブラスト方式と製品ブラスト方式の比較

表－3　工場一貫塗装方式と，工場・現地分離塗装方式の比較

方　　式	長　　所	短　　所
工場一貫塗装方式	1．工場で一貫して塗装されるため，施工管理が容易である。 2．塗装がすべて機械塗装が可能であり，塗装コストが安い。 3．連続して塗装上塗まで塗装されるため，塗膜の層間に付着物が付きにくい。	1．現地架設中に上塗塗膜の損傷が多く，補修塗りの工数が多い。 2．架設損傷部の補修跡が工場塗装部と差を生じ美観を落とす。
工場・現地分離塗装方式	1．仕上げ塗装が現地で施工されるので，補修塗りの工数が少なく，仕上がりも均一である。	1．工場塗装と現地塗装の期間が長いので，工場塗装膜の上に塩分等の有害な付着物が付きやすく，ハクリやフクレが懸念される。 2.現地塗装の工数が多く，経費が高い。

工場一貫塗装は工場・現地分離方式に比べ，施工の管理がしやすく，ハクリなどの事故が起こりにくいが，長期防錆形塗装系は塗装時の温度・湿度の管理等が要求される。このため空調設備の整った塗装室を準備するとともに，ブラスト処理の自動化に適した塗装工場が必要である。

2.3　塗膜厚

長期防錆形塗装に期待される長期の防錆を達するためには，塗料の性能自体もさることながら塗膜厚を大きくすることが効果的である。したがって，一般に総膜厚が250μmを超える仕様となっている。このため長期防錆形塗装においては，工程を管理する上で総膜厚の確保が素地調整グレードの確保とならんで重要で厳しい管理が要求される。また，第1層目の厚膜型ジンクリッチペイントの膜厚は，防錆機能を大きく左右するので，総膜厚と別に管理すべきものであり，第1層目と最終膜厚の二段階管理を行うことが望ましい。塗膜厚は，その最低値も問題であるが，バラツキにも注目する必要がある。すなわち，部材全面にできるだけ均等に塗布されていなければならない。もちろん，部材縁端部や狭溢部などはスプレー塗りだけでは塗料の付着が十分ではないので，はけ塗りにより先行塗装を行うことが肝要である。また，塗装施工や架設が海岸に近い場所で行われる場合は，保管や搬送中に塗膜表面に塩分の付着が予想される。塗膜表面に付着した塩分は，塗膜にとって非常に有害でハクリやフクレを促進するので，水洗などにより除去しておかなければならない。

3.　長期防錆形塗装系の維持管理

長期防錆形塗装に使用される塗料は，多くの検討を重ねて大型構造物への適用をはかられてきたが防錆の面では問題がなくても，白亜化や変退色により美観が低下したため塗り替えを行う例も多い。また，一般部位は問題がなくても，桁端部，ボルト接合部には比較的早期にさびが発生するこ

とがある。このため，これらの部位を適切に手当てすることによって長期間の塗膜の防食性能が期待される。

4. 長期防錆形塗装系の今後の動向

塗り替えの困難な場所や厳しい腐食環境に架設される鋼橋では，塗り替え周期を長くすることが望まれる。このため，さらに膜厚を大きくしてより長期の防錆性を期待できるものとして，ガラスフレーク含有塗料や超厚膜型無溶剤塗料などがある。しかしながらこれらの塗料は現在研究開発中であり，まだ使用実績はほとんどない。また，より耐候性の良いフッ素樹脂塗料やシリコン系樹脂塗料上塗りを組み合わせて，より耐候性に優れた塗装システムが開発されたが，一部で試験的に適用されているのが現状である。

5. タールエポキシ塗装について

タールエポキシ塗装は，長期防錆形塗装形ではないが，厚膜塗装が可能で油性系塗装に比べて，優れた防食性能を示す。しかしながら色が黒色系に限られるので外面の塗装には適していない。このため，箱桁内面や鋼橋脚内面の塗装に使用されることが多い。また，このとき内部の照明効果を上げるため，上塗りにアルミニウムペイントが用いられることがあるが，比較的早期に下のタールがアルミニウムペイントににじみ出て照明効果が得られなくなるので，最近では，変性エポキシ塗料で白色系に塗装されることが多くなってきた。一方，密閉された箱桁内面等での塗装作業の安全をはかるため，有機溶剤を用いるタールエポキシ塗料に代わって，無溶剤形のタールエポキシ塗料も使用されるようになってきた。

＜参考文献＞

日本鋼構造協会，重防食塗装の実際

(社) 鋼材倶楽部，社会資本の腐食診断と補修技術(II)，―― 橋梁の塗装と塗膜劣化 ――

(化学研究室)

共－13　コンクリート構造物のひびわれ対策

(質問)

コンクリート構造物のひびわれ（特に乾燥収縮によるひびわれなど）発生の防止対策について，①構造物の計画，②使用材料・配合設計，③施工の各時期に注意しなければならない点について，とりまとめ御教示願いたい。

(千葉県鴨川土木事務所)

(回答)

1. はじめに

土木コンクリート構造物に発生するひびわれには，表－１に示すようにさまざまな原因で発生するものがある[1]。その中でコンクリートの乾燥収縮によるひびわれは，発生することが多いため目に

表－１　ひびわれ発生の主な原因

分　類	原　因
材料的性質に関係するもの	セメントの異常凝結 コンクリートの沈下・ブリージング セメントの水和熱 セメントの異常膨張 骨材に含まれている泥分 反応性骨材や風化岩の使用 コンクリートの乾燥収縮
施工に関係するもの	混和材料の不均一な分散 長時間の練りまぜ ポンプ圧送等のセメント量・水量の増量 打込み順序の間違い 急速な打込み速度 不十分な締固め 配筋の乱れ・かぶり厚さの不足 打継ぎ処理の不適 型枠のはらみ 漏水（型枠からの，路盤への） 支保工の沈み 型枠の早期除去 硬化前の振動や載荷 初期養生中の急激な乾燥 初期凍害
使用・環境条件に関係するもの	環境温度・湿度の変化 部材両面の温・湿度の差 凍結・融解の繰返し 凍　　上 内部鉄筋の錆 火災・表面加熱 酸・塩類の化学作用
構造・外力等に関係するもの	荷重（設計荷重以内のもの） 荷重（設計荷重をこえるもの） 荷重（主として地震によるもの） 断面・鉄筋量不足 構造物の不同沈下
その他	その他

つくことも多い。紙面の都合もあるので，すべてのひびわれについて対処を述べるわけにはいかないので，ここではこの乾燥収縮についてだけを取り上げ，構造物を建設する各段階ごとにひびわれの発生を防ぐために，注意しなければならない点について述べておく。またひびわれを生じた場合の補修の要否および補修工法の選定法についても述べておく。

2. 乾燥収縮ひびわれの発生を防ぐ方法について

(1) 構造物の計画時

気温が高い場合や，風が強い場合には，表面からの水分の蒸発量が多くなるので，このような時期に工事を行う場合には，後述するように特に表面から乾くことのないよう工夫をする。

(2) 使用材料・配合

コンクリートの練り混ぜ水が多いほど，乾燥収縮量が増すことになるので，必要以上に単位水量の多いコンクリートは使用しない。具体的には s/a（細骨材率）を必要以上に大きくしないで，作業に適する範囲内で，できるだけ小さいスランプのコンクリートを用いる。一般に生コンの配合は，JIS 規格コンクリートでは生コン業者が選定するので，指示することはできないが，購入時の打ち合わせでできるだけ水量の少ない配合を希望することも，有効に活用できれば，生コン業者の努力が期待できることもある。

(3) 施 工 時

打込み，締固め時の材料分離，特にバイブレーターによる締固めのしすぎに注意し，コンクリートの表面に水が集中することを避ける。

型枠の無い面は，施工直後硬化する前に木ゴテによる押え等行い，発生しているひびわれがあれば，コテで消すことなどが，乾燥収縮ひびわれを防ぐために有効な手段であるので，必ず実行する。硬化後の散水は特に有効である。

養生期間中は，強風や直射日光による水分の蒸発をさけて，表面を湿潤状態に保つため，散水やシートによる覆いを行う。

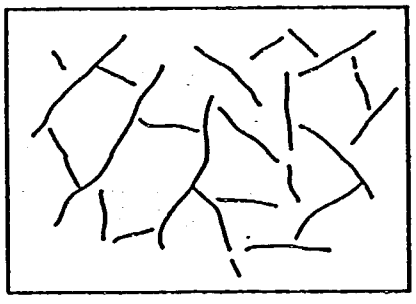
3. ひびわれが発生した場合の対処

(1) ひびわれ原因の判定

ひびわれは，その原因により対処する方法が異なる。まず乾燥収縮によるひびわれかどうか判定しなければならないが，その特徴を述べると次のようになる[2)-5)]。

① 構造物に生じている応力の大きさと発生場所の間に関係がない。

② 方向性がなくランダムな形や，大きな地図模様を形成することが多い。（図－1）



図－1 方向性の無い乾燥収縮ひびわれ

③ 版の端部など拘束がなく自由に収縮できる部分では縁部まで延びない。

④ 表面におけるひびわれ幅が1～2㎜と大きい場合もあるが，深くなるに従い幅が急激に小さくなる。

⑤ コンクリートの凝結が開始されてから数時間の間に，水分が蒸発し発生する初期収縮ひびわれと，施工後数か月から1年の間に，セメントの水和に寄与しなかったコンクリート中の水分が徐々に蒸発し，乾燥していくことによって生じる乾燥収縮ひびわれがある。

(2) 補修の要否の判定

鉄筋コンクリート構造物の場合には，耐力に影響を及ぼす心配はない。

補修を行うかどうかの判断は，ひびわれが発生した部位に求められる性状(止水性，耐久性等)，外観の重要性などにより異なってくるが，止水性あるいは耐久性を確保するためには，0.2㎜程度以上のひびわれについて補修することがある。

(3) ひびわれ部の補修

乾燥収縮によるひびわれは，一般には耐力の低下を伴わないため，その補修は主として防水性などその部位の耐久性を高めることや，美観性を高める目的で行われる。ひびわれ部の防水性を高める工法としては，

① 表面処理工法

② 充填工法

③ 注入工法

がある[3]。一般にこれらは，次のように使いわけられている。

① 表面処理工法は，ひびわれが発生している面全体を，防水性のある塗膜あるいは，モルタル層等で覆うものである。ひびわれ幅が0.2㎜以下で，充填工法や注入工法では，十分にひびわれ部からの水の侵入等が抑えられない場合，あるいはひびわれ注入等行った表面の美観を保ち，一般の人々にひびわれ等の損傷が発生したことで不必要な不安感を起こさせないために用いる。塗膜を用いる場合の注意事項としては，エポキシ樹脂のように耐候性の良くない材料を用いる場合には，必ずその上に，ウレタン樹脂などの耐候性の良い材料で上塗りをする，層間の付着等の相性に注意する点が挙げられる。

② 充填工法は，ひびわれの表面部をVカットし，その部分に，無収縮モルタルやポリマーセメントモルタルなどを充填し，表面部で止水する方法である。ひびわれ幅が大きな場合，断面を貫通している場合でひびわれ注入だけでは防水性を高めることが難しい場合や，下面からの補修で注入しにくい場合に，注入工法と併用する形で用いることがある。補修の後が目立つので，外観が重要な構造物は，更に表面を塗装するのが良い。

③ 注入工法は，ひびわれの深部まで，低粘度のエポキシ樹脂等の注入剤を注入し，内部で硬化させ止水する方法である。ひびわれが深部に及ぶ場合や，比較的大きなひびわれ幅を有する場

合に用いる。注入できないような小さなひびわれは，注入しないことが多いが，構造的なひびわれで，かつひびわれ幅が小さくて注入できないような場合には，表面部をVカットし注入筒先を内部に入れ，Vカットした部分はモルタル等で充填する方法により補修するようなこともある。

<参考文献>

1）土木研究所；四国における一日土研資料，土木研究所資料，第1732号，1981年11月
2）成井　信，上坂康雄，坂手道明；コンクリート構造物の維持と補修，鹿島出版会，1985年4月
3）小村　敏，大田　実；コンクリート構造物の維持・補修・取壊し，土木学会編新体系土木工学，36，技報堂出版，1983年11月
4）コンクリート構造物の補修ハンドブック，技報堂出版，1978年11月
5）小林正几編；コンクリート工事の失敗例とその対策，日本コンクリート工学協会，コンクリート工学ブックス4，1985年4月

（コンクリート研究室）

共－14　地下浸透工法と管理上の問題点

（質問）

担当する路線は，一部，流末排水路の少ない区間（雨水は地下にしみ込む事により排水されている）を通過している。排水工を考える上で補助的手段として「地下浸透工法」を検討したい。ついては，(1)地下浸透工法の概要，設計法，(2)管理上の問題点とその対策について御指導をいただきたい。

（日本道路公団東京第二建設局建設部技術一課）

（回答）

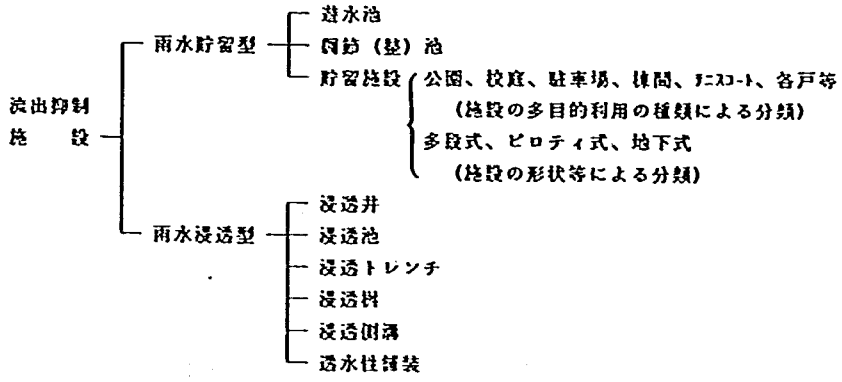
浸透型流出抑制施設の(1)概要，(2)調査・計画・設計に関する留意事項，(3)施工，維持管理上の留意点等について以下に説明する。

1. 浸透型流出抑制施設の概要

雨水流出抑制施設としては，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，流域からの雨水を一時的に貯留し，河川に徐々に流出させるもので，技術マニュアル等も良く整備され，施設個々の機能に関しても水理計算等により比較的簡単に把握することができる。

浸透型のものは，地上空間を庭や道路等の使用を前提として施設設置が可能なため，開発者の負担を軽減できる等の利点がある事から注目され，現在各所で設置されつつある。この方法は，開発



図－1　流出抑制施設の分類

等に伴って生じた不浸透面積の増加によって，減少した雨水の地下への涵養量を補う手段としても考えられている。

浸透型の種類としては，地下深部の砂礫層あるいは帯水層まで達する井戸を掘りここに雨水を注入する方法と，地表面付近から雨水を地下土層内に浸透・分散させる方法とがある。

前者は，地盤沈下対策，地下水への塩水侵入防止対策・冷却水の地下還流等の目的で，以前から用いられた方法である。この方法は，雨水などを井戸壁の僅かな面積を通して地下に注入させるものであるので，目詰まりは避けられない現象として発生する。帯水層内の目詰まりは地下深部で発生するために，その処理が困難である。このため，まず注入水の沈澱・濾過等の目詰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。また，将来目詰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。更に，この方法の場合，処理される雨水の水質や，地下水に対する配慮も必要である。

後者の方法として，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，目詰まり対策としては，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，広い面積を必要とするので，土地利用度の高い我が国では，浸透施設等との組み合せを考える場合以外は現実的ではない。

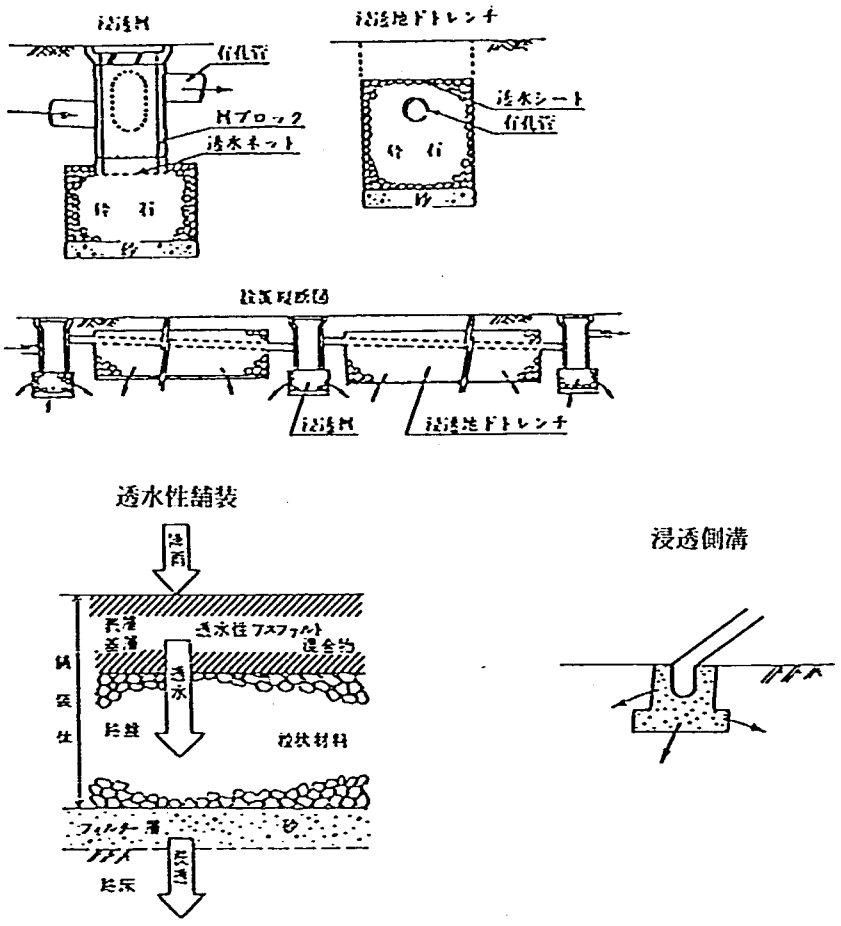
したがって，浸透施設として，実際に可能性が高いものは図－2に示す4つの施設である。

① 浸透桝

桝の底面等を砕石等で充填し，集水した雨水をその底面等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 浸透トレンチ

掘削した溝に砕石等を充填し，更にこの中に浸透桝と連結された有孔管（透水管）を設置して雨水を導き，側面及び底面の砕石等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



図－2　地下浸透施設の概念図

せる施設をいう。

③　浸透側溝

側溝底面等を砕石等で充填し，集水した雨水を底面等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

舗装体を通して雨水を路床へ浸透させ，地中に還元する機能を持つ舗装をいう。

実際には図－2に示したもの以外にもいろいろな変形の施設が考案され，既に全国各地で施工され，流出抑制効果はかなり期待できるという結果も得られている。

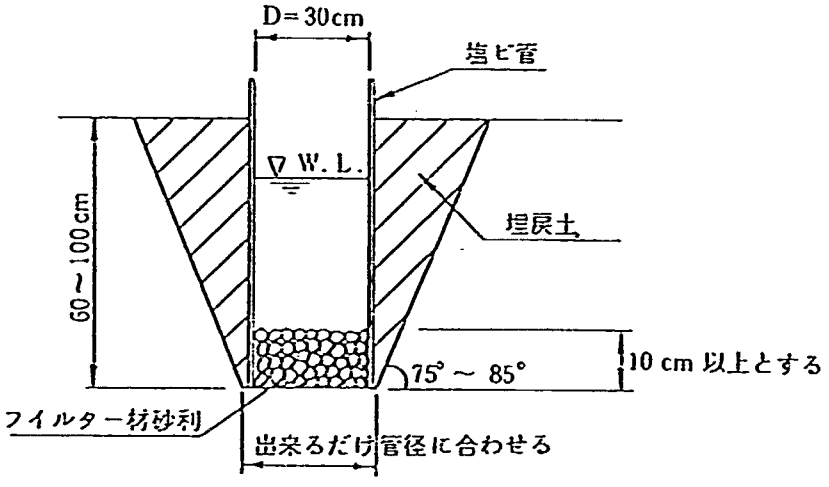
2.　浸透型流出抑制施設の調査・計画・設計に関する留意事項

浸透施設を調査・計画・設計する際の技術的留意事項を挙げれば以下の項目となろう。

(1)　浸透対象地盤の浸透能の調査手法

浸透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，注入対象層の一般的な地盤や土質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。

この試験方法には現在統一された仕様がないが，図－３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，浸透面積 A（㎠）と湛水深 H（cm）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方法がある。



図－３　土研式円筒型浸透計

(2)　浸透施設の浸透能力の評価方法

(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，浸透施設の浸透能力を直接表すものではないので，この地盤の浸透能を用いて浸透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，浸透施設の浸透量に影響を与える次の各因子の影響を把握しなければならない。

1）浸透施設の施設形状と浸透能力の関係

浸透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。

2）地下水位が浸透量に及ぼす影響

浸透施設が設置される地盤の地下水位の変動は，浸透施設の浸透量に影響を及ぼす。一般的には，浸透底面と地下水位面の差が大きいほど浸透量も大きくなると考えられるが，土木研究所の今までの実験によると，トレンチ型の場合，浸透底面と地下水位面の差が０でもかなりの

浸透機能が期待できるという結果が得られている。

3）降雨及び土壌の湿潤度が浸透量に及ぼす影響

土木研究所の今までの実験によれば，特に降雨初期においては土壌の湿潤状態の影響を大きく受ける。しかしながら，土壌が飽和した状態に達した後の浸透量はそれほど降雨の影響を受けないという結果が得られている。土壌が飽和する時機は，浸透施設が一般にその目的の機能を発揮する，降雨時及び降雨終了直後に相当する。

4）目詰まりが浸透量に及ぼす影響

目詰まりは，浸透層の空隙が減少することを意味する。この目詰まりは，浸透施設の機能評価をする上での最大の問題点ともいえるので，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。

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，また，施工時に不注意に浸透面を固めることなどによっても変化する。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，例として次のような実験式が得られている。

$$y = e^{-0.0075x} \cdot 100 \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$y = e^{-0.09x} \cdot 100 \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

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/㎡）

なお，(1)式は砂礫層でトレンチを使ったもの，(2)式はローム層で円筒型桝を用いたものである。

5）設計浸透量

設計浸透量を算定する方法についても，統一された仕様はないが，1つの方法として土木研究所は前述した浸透能力係数と1）～4）に述べた種々の浸透量に及ぼす影響，更に安全係数を見込んだものとして次式を提案している。

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

但し，Q_d：施設の設計浸透量（㎥/hr）

a_p：上記1）～4）等で補正した設計浸透係数（1/hr）

H_d：施設の設計水深（m）

A_p：施設の浸透底面積（㎡）

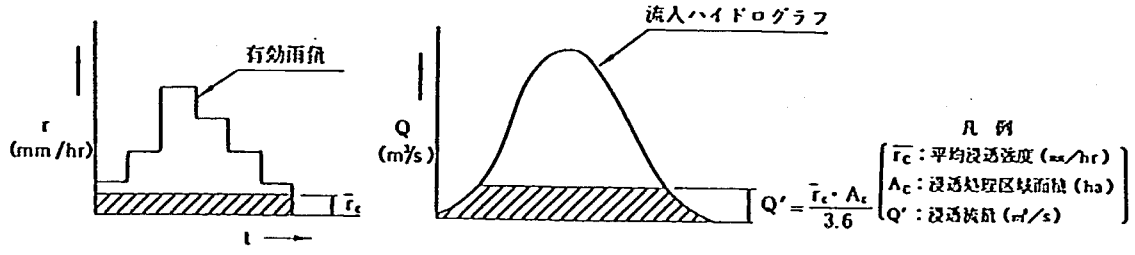
いずれにしても，僅かな土質の変化や施設条件の変化等が大きく浸透能力を左右するので，現地における実物に近い形での浸透試験を実施して，その結果を設計に反映させることが望ましい。

(3) 浸透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が必要である。

(4) 浸透施設の流出抑制効果及び評価手法

浸透施設の流出抑制効果を，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する必要があるが，これまで一般的に行われている浸透施設の評価モデルは，概ね以下の2通りである。(図－4参照)



図－4　モデルにおける浸透量の組込方法

1）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。

2）斜面降雨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。

3. 浸透型流出抑制施設の施工，維持管理上の留意点

浸透施設により流出抑制という設置目的を果たすためには，浸透能力が有効に発揮されるように施工上の配慮をするとともに，施設の維持管理に努める必要がある。

(1) 施工上の留意点

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。

1）掘削

掘削にあたっては，自然状態をできるだけ保全すること。

2）転圧

トレンチ及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わないように転

圧の回数及び方法に十分配慮すること。

3）目詰まり防止

掘削及び埋戻し時に，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。

(2) 維持管理上の留意点

浸透施設の維持管理にあたっては，浸透機能を継続的に保持するために以下の点に留意する必要がある。

1）浸透施設は，ごみ・枯葉・土砂等の堆積によって目詰まりを起こし，浸透能力の低下を生じることが予想される。このため梅雨期・台風期・落葉期，更に芝刈りの季節には，特に注意が必要である。

2）ごみ・土砂等の堆積の多い場所の施設については，清掃を行い必要により浸透能力の定期的確認を行う。

<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）土木研究所企画部企画課：近畿地建における一日土研資料，土木研究所資料第2411号，1986. 11

3）土木研究所総合治水研究室：地下浸透を考慮した流出抑制法の開発実験に関する報告書，土木研究所資料第1767号，1982. 3

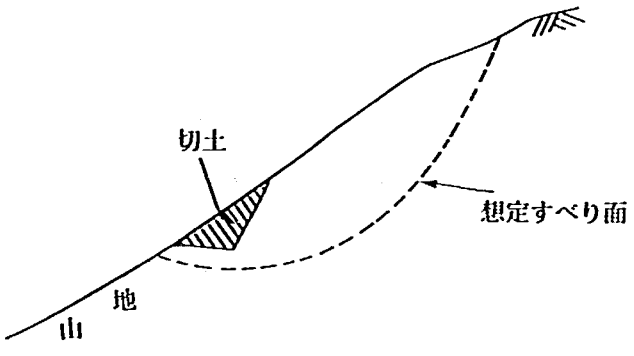
4）建設省河川局都市河川室監修，社団法人日本河川協会発行：流域貯留施設等技術指針(案)，1986. 10

(総合治水研究室)

共－15　切土後の地すべりの計画安全率の考え方

(質問)

右図のように地山に切土をして道路を新設する場合，切土する前の安全率を1程度とし，切土をして不安定となるために対策工を行うことになるが，この場合，対策後の安全率は切土前の状態に戻せばよいのか，あるいはある程度の上乗せ（1.2程度）を行うのか。また上乗せをする場合，どの程度にす



べきか教示願いたい。　　（埼玉県土木部用地課）

（回答）

一般的には明瞭な地すべり地での切土後の地すべり対策工は，計画安全率（地すべり対策の施工後，地すべり地の安定に必要とされる安全率）が1.05～1.20となるように施工される。

「道路土工，のり面工・斜面安定工指針」[1]によれば，現在活動中の地すべりの場合，現状の安全率を0.95～1.00の範囲で設定して地すべり面の土質強度定数を決定し，切土後の断面についての安定解析に基づいて計画安全率が1.05～1.20となるような対策工を施工することとしている。また，現在活動していない地すべりの場合，現状の安全率を1.05～1.15の範囲で設定してすべり面の土質強度定数を決定し，切土後の断面についての計画安全率1.05～1.20を満たすような対策工を実施することとしている。

地すべりが現在活動中であるか否かについての判断は主として現地調査や計測器類による観測結果によって行なわれる。表－1[1]は地すべりの危険度判定に関するものであるが，その地すべりが，調

表－1　地すべりの危険度判定一覧表[1]

危険度区分	地すべりの変状・地形特性	地すべり変動ランク	道路土工に対する留意点
A	主きれつ（1次きれつ）または末端きれつが発生しているもの，あるいは現在活動中の地すべりブロックで，土塊の切り盛り，排水不備などの人為的な環境変化の有無にかかわらず道路，家屋などに直接の被害を及ぼす可能性の多きいもの。	変動a 変動b	原則として路線を避けるが，やむを得ない場合は計画安全率を確保できるような対策工を検討する。
B	直接的な地すべり活動は認められないが，地形的に古い滑落崖が分布するなど，明らかな地すべり地形（崩積土，風化岩地すべり）を示し，地すべり発生の素因を有するもので，人為的な環境変化を直接の誘因としてすべり出す可能性が大きく，道路，家屋などに影響を及ぼすと想定されるもの。 地すべりの拡大の可能性はあるが末端隆起を伴わないもの。	変動c	地すべり頭部地区での盛土，ならびに末端部での切土をなるべく避け，やむを得ぬ場合でもその安全率の低下を原則として5%以内にとどめる。
C	地形特性として地すべり地形を示すが，現状では安定環境（変化を加えない限り問題なし）と考えられるブロックで，仮に大規模環境変化によって地すべりが発生しても拡大の可能性は少なく，その時点で地すべりの処理が可能と判断されるもの。	変動cを生じる可能性あり	地すべり地の頭部，末端部を問わず路線の選定は可能であるが，原則として安全率の低下は10%以内にとどめる。

査・観測結果から危険度区分Aと見なされる場合には「現在活動中」と考えられる。危険度区分B，Cの場合にはほとんどの場合「現在活動していない」地すべりであると考えられるが，切土によって活発化することが当然予想されるため慎重な施工が不可欠である。なお，表－1中の「地すべり変動ランク」欄については表－2[1]及び表－3[1]に示した伸縮計や傾斜計の観測結果等を総合的に勘案して決定する必要がある。

表－2　伸縮計による地盤伸縮の程度[1]

変動ランク	日変位量 (mm)	累積変位量 (mm／月)	一定方向への累積傾向	活動性等
変動a	1mm以上	10mm以上	顕著	活発に運動中
変動b	0.1～1mm	2～10mm	やや顕著	緩慢に運動中
変動c	0.02～0.1mm	0.5～2mm	ややあり	継続観測が必要
変動d	0.1mm以下	なし (断続変動)	なし	局部的な地盤変動，その他

表－3　傾斜変動の程度[1]

変動ランク	日平均変動量 (秒)	累積変動値 (秒／月)	傾斜量の累積傾向の有無	傾斜運動方向と地形との相関性	活動性等
変動a	5秒以上	100秒以上	顕著	あり	活発に運動中
変動b	1～5秒	30～100秒	やや顕著	〃	緩慢に運動中
変動c	1秒以下	30秒以下	ややあり	〃	継続観測が必要
変動d	3秒以下	なし (断続変動)	ややあり	なし	局部的な地盤変動，その他

計画安全率の値については現在活動中の地すべりも不活発な地すべりについても，その地すべりによって生じる被害の大きさや経済性などを考慮して，通常1.05～1.20の範囲をもって決定される。

<参考文献>

1）日本道路協会：道路土工，のり面・斜面安定工指針，昭和61年11月

(地すべり研究室)

共－16　のり面上の高木植栽

（質問）

近年，道路の景観整備ということで種々工夫されているところであるが，盛土のり面及び切土のり面上に高木を植栽するということが考えられる。

のり面保護上あるいは道路管理上このましくないのか，また樹種によってどうなのかご教示願いたい。

（横浜国道工事事務所神奈川出張所）

（回答）

1. はじめに

のり面への樹木植栽は，以前にはのり面安定工法の一手法として道路土工指針[1),2)]にも紹介されたことがある。しかし，機械施工に伴う長大のり面の発生に技術的に対応できなかったことやより効果的な植生工（例：客土吹付工，植生穴工，のり枠工＋植生袋工など）の開発などにおされて，昭和54年版からは削除されている[3)]（昭和61年版で復活）。

ところが，その後，工場緑化，高速道路の環境施設帯などでの樹木植栽に見られるように，環境保全運動の高まりや景観対策の影響もあって，道路のり面へも樹木植栽がとりあげられるようになった[4)]。しかしながら，道路のり面は勾配が急であること，良質な土壌が少なく特に切土のり面では良質土が全く望めないこと，風当りが強いために植痛みが生じ易いこと，植穴の掘削がのり面安定を損う場合があることなど一般には良好な植栽環境にない。

そこで，樹木植栽を導入するに当っては，これらの問題に対してそれぞれ対策を立てて設計する必要がある。さらに，樹木植栽のみでは地表面の浸食を防止できないので，播種工と併用するか，芝等の地被植物を植栽するかして浸食防止を図ることも必要である。なお，盛土のり面と切土のり面では若干環境条件が異なるので，本稿ではこれらを分けて解説する。

2. 植栽計画の検討

樹木植栽を計画するに当っては，現在の道路周辺の土地利用状況はもちろん，道路開通に伴って周辺が都市化した場合の土地利用状況をはじめ，将来樹木が生長繁茂した時の樹林の状況，維持管理に要する費用など長期的な観点に立って検討しなければならない。

一般に山間地や自然景観を重視する地域では灌木林とするか，あるいは灌木林から森林へと進むことが，周辺植生との調和の面からも，あるいは維持管理を軽減できる面からも好ましい[4)]と言われている。これに対して，都市近郊や農牧地周辺では林床の草刈りなど定期的な維持管理を伴っても，散在的に植栽するなど常に林内を見通せるように植栽することが修景の面からも害虫発生予防の面からも，あるいは犯罪発生防止の面からも好ましいと考えられる。

3. 盛土のり面への樹木植栽

切土のり面に比べれば，土壌条件が良いしのり面勾配も緩いので，植栽は容易である。

1割8分～2割ののり面勾配であれば，スギなどの山林苗（主として林業で用いる苗木であり，さし木繁殖後2～3年で樹高は0.5m前後，根に土を付けないふるい苗である。）や樹高0.4～0.8mのポット苗を土留め板（柵）なしで植栽できる。苗木植栽は植栽時の樹高が低いために，目標とする樹林が完成するまでには年数がかかるという欠点はあるものの，強風や劣悪な土壌条件などへの耐性は成木よりははるかに強いので，確実に生長が見込める。

これに対して，中・高木植栽では植栽によってのり面が不安定にならないように土留め対策や倒木対策を立てるとともに，枝葉の過繁茂などによって下草が衰退し，のり面浸食が起ることがないように，樹種の選定や植栽密度の決定に十分注意することが必要である。土留め対策としては，種子付きのヤシマットをネットやエキスパンションメタルでくるんだ製品などで谷側の根鉢を覆うとか，植栽地全体の土留め効果を高める場合のように，コンクリート製の土留め板を階段状に設置してのり面勾配そのものを緩くして土壌の流出を防ぐなどの方法がある（図－1(b)参照）。

4. 切土のり面への樹木植栽

切土のり面は養分や水分に欠け，一般に土壌硬度も高くて樹木の根系は進入が困難なため，客土なしには樹木植栽は行なわない。また，客土を行ったとしても高木が必要とするまで十分に客土を確保できないので，高木植栽は行なわず，一般にはポット苗木を植栽している（写真－1参照）。



(a) のり面勾配は1割5分，地山は軟岩。

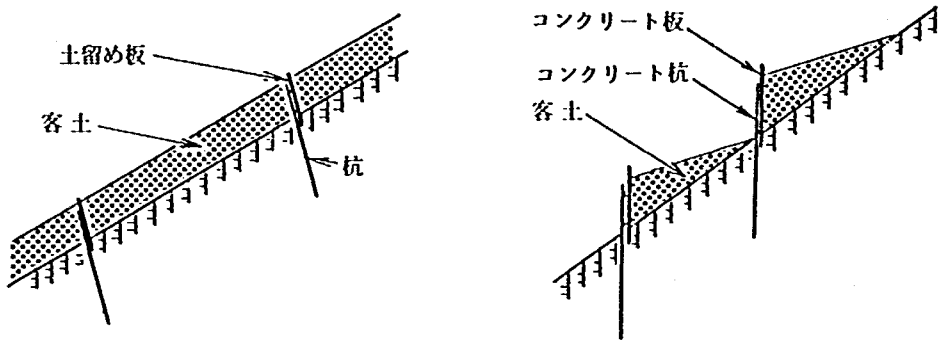


(b) アラカシ，シラカシ，ウバメガシ，タブ，エニシダ及びハマヒサカキを用いている。

写真－1　切土のり面への植栽事例

客土に先立って，まず土留め板の設置を行なう必要がある。土留め板は，安息角（1割4分程度）以下ののり面勾配では埋め殺し（図－1(a)参照），これ以上では土留め板の一部を地表に出して階段状に設置し，植栽地表面ののり面勾配そのものを緩くして植栽する（図－1(b)参照）などの方法がとられている。

植栽に当っての注意点は，植栽密度を高めること，常緑樹と落葉樹を混植すること，植栽後ただ



(a) 安息角以下の場合　　(b) 安息角以上の場合

図－1　土留め板の設置方法

ちにマルチングすることなどである。

植栽密度は，植栽地の環境条件や用いる苗木の大きさによっても異なるが，一般には樹高 0.4 ～ 0.6 m のポット苗木を用いた場合には 2 ～ 3 本/㎡が標準である。環境条件が厳しい場合には密度を高める方向で，弱い場合には密度を下げる方向で検討する。また，大きめの苗木を用いた場合（0.8 ～ 1.0 m 程度）にはやや密度を下げることも可能であるが，下げ過ぎると風によって極端に生育不良となるので注意を要する。

樹種は，植栽地の気象条件や環境条件によって異なるが，関東地方の平野部を標準とすると良質土が確保されている場合にはアラカシ，シラカシ，タブノキ，ハマヒサカキ等の常緑樹を主体とし，良質土が確保できない場合にはヤマハンノキ，ヤシャブシ，リョウブ等の落葉樹を主体として，さらにそれぞれ落葉樹又は常緑樹を加えて混植することが良いと考えられる。また，アカマツやエニシダなどは活着とその後の生長が特に良いので，土壌の良否にかかわらず加えることが望ましいと言える。

マルチングは，土壌の流出防止や乾燥防止の面から，のり面においては特に必要な対策である。一般には稲藁を高密度に敷き並べ，これを縄でおさえる方法がとられているが，この方法は雑草の発生を抑えることにも効果がある。

5. おわりに

のり面への樹木植栽は以前に比べれば増えているものの，一般的であるとは言いがたい状況にある。しかしながら，設計，施工及びその後の維持管理に注意すればかなり成功も望めるし，事実施工実績も増えているので，積極的に取り組んで頂きたい。

＜参考文献＞

1）道路土工指針 P 215，（社）日本道路協会，昭 42．5

2）道路土工指針（改訂版）P215,（社）日本道路協会，昭48.5
3）道路土工 ― のり面工・斜面安定工指針 P129,（社）日本道路協会，昭54.4
4）道路土工 ― のり面工・斜面安定工指針（改訂版）P180, 196, 184,（社）日本道路協会，昭61.11

（緑化研究室）

共－17　急勾配な切土のり面への岩盤緑化工の導入

（質問）

近年，開発行為に対する環境保全対策の一環として，切土面の緑化が強く求められているところである。

のり面が土砂及び強風化岩の場合は，のり面勾配も緩くなり，かつ緑化された場合，植物の根付きもよく緑化とのり面安定は競合しないと思われる。一方，弱風化岩又は硬岩の場合は掘削勾配も急となり又，緑化した場合も根付きが悪く，のり面安定を阻害する可能性もあるように思料される。

のり高が30～40ｍを超える岩盤のり面（勾配１：0.5程度）を緑化しながら，かつ安定させる工法としてどのようなものが適切であるか教授願いたい。

（水資源開発公団浦山ダム建設所）

（回答）

1. はじめに

岩盤緑化とは，従来無処理もしくはモルタル吹付けで処理されてきた岩盤面を，自然環境の保全や景観対策などの目的から緑化するものである。岩盤緑化工法は比較的新しく開発された工法（昭和40年代末期）であるが，岩盤面を確実に緑化できること，植物の永続性も確保できること，施工性が良いこと等の理由から一般に広く普及することとなり，61年11月発行の「道路土工 ― のり面工・斜面安定工指針」(以下，指針という）にもとりあげられるまでに一般化している。

岩盤面を緑化する場合，岩盤には植物の根が進入できないのでまず新たに生育基盤を造らねばならない。生育基盤の造り方には，

(1) 吹付機を用いて植物生育基盤を造成する。
(2) のり枠などを設けて枠内に客土または植生土のう詰めを行う。
(3) 客土用スペースを備えたプレキャストコンクリートブロック壁を設置し客土する。
(4) 連続した袋体をアンカーピンなどで張設し，袋体内に客土を填充する。

等があり，この生育基盤の造成と同時かあるいは造成後に植物を導入することを植生工という。上記質問のように，急勾配で長大な切土のり面の場合には生育基盤の安定と施工性の面から(1)と(2)が有利であり，さらに風化やきれつの影響で表層崩落の危険性があるのり面の場合には(2)を用いなけ

ればならない。そこで，本稿では(1)と(2)の工法について解説する。

なお，呼称についてであるが，(1)の手法で生育基盤を造成し緑化をはかる岩盤緑化工法は，当初は軟岩，硬岩などかぎられた地質にのみ使われてきた。しかし，現在ではその有効性が広く認められるようになった結果，土壌硬度が高い土砂のり面をはじめ，酸性土壌地・鉱山等の有害塩類堆積地など多く地質で使われている。従って，「岩盤緑化工法」と呼ぶには対象のり面を限定するなど呼称としてふさわしくないので，指針でも「厚層基材吹付工」と呼んでいる。そこで，本稿もこれに従う。

2. のり面勾配の影響と植生工導入上の留意点

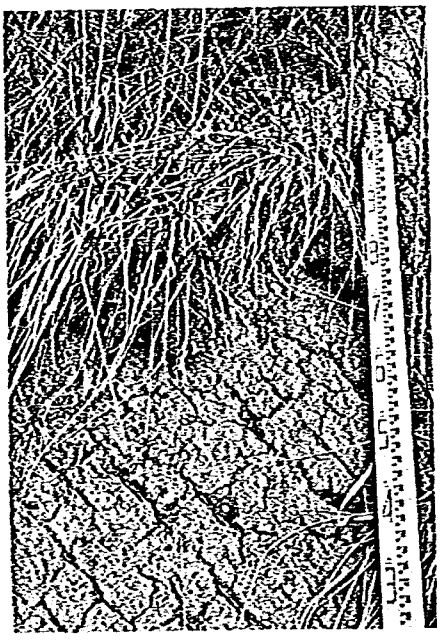
のり面に植生工を施工することができる限界勾配は，植物の種類や工法などによっても異なるが，一般には6分とされている。したがって，上記質問のように6分以上ののり面では植生工以外ののり面保護工を適用することが基本方針である。しかし，指針でも「6分以上の斜面にも植物の導入は可能であるが，将来崩落する危険性が高いので，別途検討を要する[1]。」と述べているように，生育基盤の安定を目的とした強固な緑化基礎工を設置すれば導入は可能であり，かつ施工実績もある。

植生工に与えるのり面勾配の影響を以下に示す。

2.1 厚層基材吹付工

急勾配な切土のり面に厚層基材吹付工を導入する場合の留意点として，①全面緑化が困難になる，②生育基盤が部分的に崩落する，の2点をあげることができる。

写真－1は，4分勾配ののり面に厚層基材吹付工を3cmの厚さで施工し，施工後8年を経過したのり面の植生状況である。吹き付けた材料は風化することなく岩盤によく付着しているにもかかわらず，植物によるのり面の被覆率は70%にとどまり，裸地が30%程度生じている。直接的な原因は生育基盤の乾燥があげられ，3cmの施工厚が薄いとも考えられる。しかし，基本的には6分を越えるのり面では植物の生育が緩慢になることが明らかとなっており[2]，たとえ良好に生育したとしてものり面全体が被覆されにくくなると言われている。従って，上記質問のように5分ののり面では，長期的にみれば全面緑化は困難であると予想される。



写真－1 急勾配な切土のり面（4分）で生じた裸地

なお，現在の植生工は全面緑化を前提に成り立っているが，景観や自然環境の保全に対する世論の変化によっては，今後このような急傾斜地における緑

化は部分緑化でも良いとする考え方が出てくることが推察される。力学的な安定性，地山の風化に与える影響をも考慮してその是非を判断したい。

写真－2は，生育基盤が金網もろとも崩落した例である。こののり面の平均勾配は8分であるが，凹凸が激しいので部分的には垂直となるところもあり，各所に小規模な崩落が生じている。また，崩落しないまでも裸地がある。このような急傾斜地では金網をアンカーで固定するなど強固な緑化基礎工を設置することを指針でも求めているが，凹凸が激しい場合には実施上困難なことも予想される。従って，全面緑化には検討を要する。



写真－2　凹凸が激しい切土のり面（平均勾配8分）に生じた生育基盤の部分的な崩落

2.2　のり枠工

のり枠工を大別すれば，①プレキャスト枠工，②吹付枠工，③現場打コンクリート枠工，がある。しかし，①は比較的緩い勾配ののり面にしか適用できないので，本稿では②と③の導入を検討する。

吹付枠工は，のり面表層部の薄い小崩落に対してはある程度の抑止力が期待できるものの，のり面勾配が8分より緩やかな勾配に適用することが求められている[3]工法である。従って，本稿で検討しているように急勾配な場合には，吹付枠工は新たに設置した生育基盤の安定のための緑化基礎工であると考えるべきであろう。きれつがある場合や風化の可能性がある場合には，現場打コンクリート枠工を検討すべきである。

現場打コンクリート枠工は，8分よりも急なのり面にももたれ擁壁的な考え方で適用が可能であり，土圧に対しても限られた範囲ではあるがある程度の抑止力が期待できる[3]。従って，長大のり面や風化しやすい軟岩あるいは節理やきれつの多い軟岩からなる切土のり面などで崩落のおそれがある場合にも用いることが可能である。

枠内の緑化は，一般には植生袋工，客土吹付工，厚層基材吹付工が用いられている。植生袋工は勾配が1割以上では落下することがあるし，客土吹付工は硬質土砂主体の植生工である。従って，岩盤のように急勾配な場合には金網を併用した厚層基材吹付工を選定することが望ましい。導入上の留意点は「2.1厚層基材吹付工」に準じる。

なお，吹付枠工，現場打コンクリート枠工については，「のり枠工の設計・施工指針の3.3のり枠工の工種の選定」を参照されたい。

3.　生育基盤の品質と厚さ

3.1　厚層基材吹付工法の品質と吹付厚さ

厚層基材吹付工が昭和40年代の末期に「岩盤緑化工法」として開発されてから12～3年になる。当初は施工会社も限られていた関係上品質が一定の範囲内にあり，客土吹付工とは明確に区分できるものがあった。しかし，市場規模が拡大するにつれて多くのメーカーが新たに参入するところとなり，現在ではより安い単価の工法に開発の焦点が向けられるなど，価格競争の時代に入りつつあるので品質に差が生じている。

植物の永続性を確保するうえで生育基盤に求められる性質は，施工の安定性，耐久性(耐候性)，保水性，保肥性，通気性などである。モルタルガンを用いて吹き付けるエア方式は，既に10年以上の施工実績を有しており，写真－3にみられるようにこれらの性質をほぼ満たしていること



写真－3　落枝，落葉が新たな腐植層を形成している例
(52.6施工，62.11撮影)

が確認されている[1]。これに対して，ハイドロ方式は吹付厚さにむらが生じやすいことや施工直後の降雨に弱いなど施工の安定性にやや難点がある。また，耐久性については現在までの事例では施工後5～6年までの生育状態に基づいての材料の優劣の判定しかできていないので，さらに長期的な永続性については今後の検討を要する。

吹付厚さについて指針では，節理の多い軟岩・硬岩では3～5cm，節理の少ない軟岩・硬岩では5cm以上を示している。なお，吹き付けた生育基盤の崩落を防ぐために1割以上の勾配では15cm以上の厚さに客土することを避けるよう示しているので，厚く吹き過ぎないことも必要である。

3.2　植生袋工の品質

のり枠内の中詰は，本稿のように急傾斜地では安定性の面から植生袋工を選定しないことを「2.2のり枠工の枠内の緑化」の中で述べた。しかし，一般にこれよりも緩勾配では植生袋工が

多く用いられるので，以下にその品質について述べる。

植生袋工に対する経験が豊富になった現在，袋の編み目が細かすぎて植物の芽が編み目を越えられないといった初歩的な失敗は既になくなっている。しかし，袋内の土砂の品質については不十分なものがあり，植物の永続性が確保されないのり面が以前として造られている。写真－4は，



写真－4　植生袋工で植生が顕しく衰退した例
（施工後約8年，63.9撮影）

袋内の土砂に養分がなくなったために植生が衰退した例である。原因はマサの心土を用いたこと，有機質を混入することなしに化学肥料で対応したこと，追肥などの維持管理が行なわれなかったこと，などが考えられるので，導入に当ってはこれらの点に注意されたい。

4. おわりに

本稿は厚層基材吹付工法の適用を中心にして，維持管理なしでも長期的に植生の安定を確保できるものとして解説してきた。しかし，この工法は先発メーカーでさえも工法が確立されてから12～3年と歴史が浅いため，さらに長期的な生育基盤の耐久性と安定性，急傾斜地への適用限界，吹付厚さの決定方法などについては検討を要する面もある。さらに，本稿のように急傾斜地では全面緑化が困難なこともあるが，部分緑化を前提とした植生工があり得るのかといった新たな視点も生じてくる。

岩盤面の緑化ではこれらの問題点を常に含んではいるが，事前調査を十分に行い，適切な設計と施工が行なわれれば，かなりの急傾斜地でも緑化が成功することが明らかとなっているので，これらの点に注意して事業を推進して頂きたい。

＜参考文献＞

1）（社）日本道路協会編：道路土工 ― のり面工・斜面安定工指針 P180，1986.11

2）倉田益二郎著：緑化工技術 P70，森北出版㈱，1979

3）（社）全国特定法面保護協会編：のり枠工の設計・施工指針 P19，1987.3

4）前田博，古関堅治，飯塚康雄著：厚層基材吹付工法の普及と導入上の留意点，のり面と環境第6号，（社）全国特定法面保護協会，1988.9

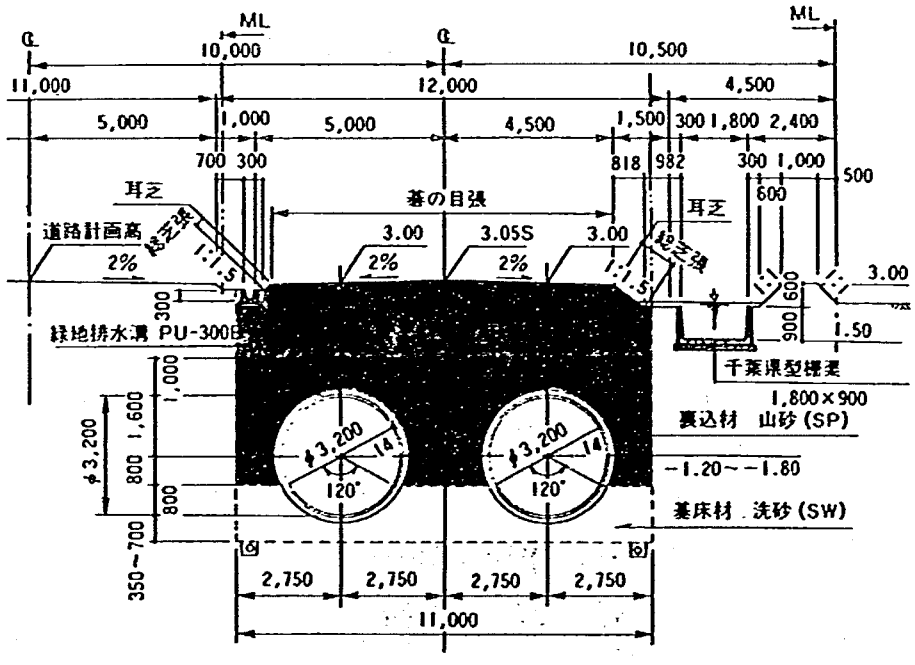
（緑化研究室）

共－18　地盤改良に伴う残土の利用方法

（質問）

北千葉導水事業の導水管敷設概要は下図のとおり，床付面より上部の埋戻しは購入砂によって行っており，大量の残土が発生している。また，手賀沼周辺では，軟弱地盤が多く，各種地盤の改良を実施している。このため，改良材の処分の制約を考慮した残土利用について御教示願いたい。

（利根川下流工事事務所）



埋設管敷設標準図

（回答）

従来，残土は処分地に捨土されることが多かったが，近年になって様々な社会的条件から処分地の確保が困難になってきている。その結果，処分地の遠隔化に伴う残土処分費の高騰をも招いており，残土処理は建設工事遂行上大きな問題となっている。

このような問題に対処するために，昭和56年12月に「建設残土対策に関する当面の措置方針」が決定され，①極力残土発生量を抑制することが望ましく，②やむをえず搬出する残土も，可能な限り計画的に地盤・盛土材料など，再利用に努めるべきであるとされている。

したがって，一般論としては発生土についてはそのまま，または，適切な土質改良を行って使用するのが望ましいと考える。

この際の建設残土の再利用については，56年度から5か年にわたって実施された総合技術開発プロジェクトにおいて，土質区分別に盛土材等を含めた用途に応じて，利用・改良方法が提案されている。

これらを参考にして発生土の土質条件に応じ，周辺地域での道路，土地造成の状況を考慮して，残土の有効利用を行って頂きたい。

<参考文献>

1）久楽勝行：建設残土の処理とその有効利用，土木施工27巻15号（1986.11臨）

2）建設省：建設事業への廃棄物利用技術の開発報告書，昭和61年3月

3）（財）国土開発技術研究センター：建設事業への廃棄物利用技術の開発に関する調査報告書，昭和61年3月

（施工研究室）

〔共通部門〕

共－19　軟弱地盤上の盛土工事における側方流動の管理基準の動向

（質問）

通常の軟弱地盤上の盛土においては，安定度合を判定する基準として，$F_S = 1.2 \sim 1.3$ の値が採用されている。この安全率は，多少の軟弱地盤の沈下，側方変位を許容したとしても，その盛土が施工時に破壊しなければ将来は，盛土荷重による施工後の圧密に伴って軟弱地盤の強度が増大することから，安定化へ移行するという基本的な考えを含むものである。

盛土のり尻の側方変位と盛土の安全率の関係については，Marche & Chapuis（1974）の研究がある。Marche らは，軟弱地盤上に構築したいくつかの盛土について，側方変位量（δ_s）と安全率（F）の関係を調べた結果，次のような結論を導いた。盛土のり尻の側方変位量 δ_s に関する無次元量 R を次式で定義し，

$$R = \frac{\delta_s \cdot E_u}{q \cdot B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここで，δ_s：盛土のり尻の地表面の水平変位量

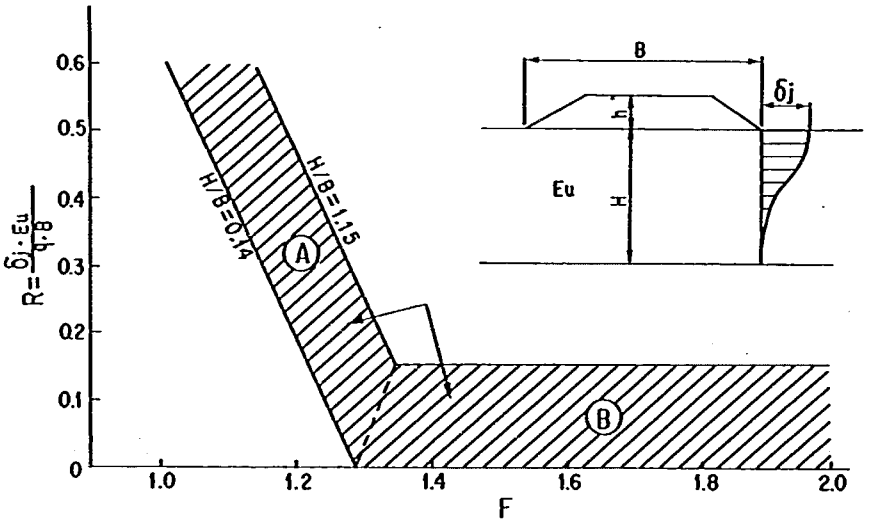
E_U：地盤の平均非排水弾性係数

q　：載荷重強度

B　：盛土幅

Rと盛土の破壊に関する安全率 Fの関係を図示すると下図に示すような折線が得られる。この図の意味は，Rは一定値を示す範囲（Bゾーン）ではδ_sがqに比例し，地盤は弾性的な挙動をする。次に盛土工事が進行し，qがふえるにしたがってFが低下すると，地盤は非弾性的となり，δ_s/qの比，すなわちRが急増することになる（Aゾーン）。Marche らの結論によると，$F \fallingdotseq 1.4$より小さくなるにつれてδ_sが大，すなわち側方変位が大きくなる。

ここではMarche らの結論および地盤強度のばらつきを考慮し，基準安全率を$F_s = 1.5$とした。



参考図　側方変位と安全率の経験的関係図（Marche 1974 より）

今回，盛土工事を行う際，旧河川跡地ということで側方流動を考慮する必要が生じ，基準安全率を$F_s = 1.5$に決定した。しかし，側方流動のメカニズムが明確でなく，安全率で基準化するのも検討の余地があると思われるので，最新の側方流動の管理基準の動向についてご教示願いたい。

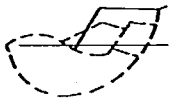
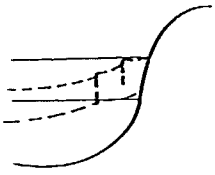
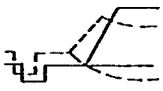
（荒川下流工事事務所）

（回答）

軟弱地盤上に盛土を築造するときに生ずる問題としては，表－1に示すような4つのタイプが考えられる。

このうち，③のタイプが側方流動と呼ばれている。ただ表－1に示したように，せん断と圧密の区

表－1　軟弱地盤上の盛土に伴う問題

	せん断（安定）が問題となる問題		圧密（沈下）が問題となる場合	
盛土自体の問題	① 基礎地盤のせん断に伴う盛土の変状または破壊		② 過大な沈下または不同沈下による盛土の変状	
側方地盤の問題	③ 盛土による側方地盤の流動，隆起		④ 盛土による側方地盤の圧密沈下と変位	

分でみると，側方流動は①のすべり破壊と同様に基礎地盤のせん断に起因するものであるから，その管理基準としては盛土のすべり破壊に対する安定管理手法が準用できるものと考えられる。ただし，側方流動はすべり破壊に至る過程の現象ともみることができるので，管理基準値は盛土のすべり破壊に対する管理基準より厳しいものになる。

盛土のすべり破壊に対する安定管理手法としては，表－2に示すようなものがある。表中には管理基準の目安が示してあるが，これはすべり破壊を念頭においたものなので，側方流動の管理基準としては，ここに示した管理基準とあわせて盛土のり尻の水平変位量 Δh の最大値を定めるなどの方法が，一案として考えられる。

＜参考文献＞

1）松尾稔，川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文報告集，№241，1975

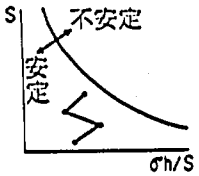
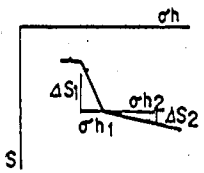
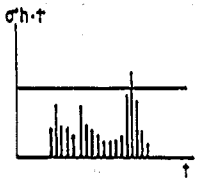
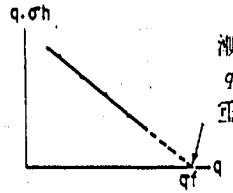
2）富永真生，橋本正治："側方変位の現地計測による盛土の施工管理について"，土と基礎，Vol.22，№11，1974

3）栗原則夫，一本英三郎：道路盛土工における実施例，昭和52年度土木学会講習会（動態観測の活用），1977

4）柴田徹，関口秀雄：盛土基礎地盤の粘弾塑性挙動解析と崩壊予測，土木学会論文集，Vol.301，1980

5）Marche R., Chapuis R.：Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplace-

表－2　盛土の安定管理手法の概要

手　法	観測項目	方　法	管理基準の目安	備　考
$S\sim\delta h/S$ （松尾・田村の方法）[1]	盛土のり尻の水平変位量 δh 盛土中央付近の沈下量 S	 Sと$\delta h/S$をプロットし破壊規準線とプロット点やその軌跡の関係で破壊予測	$Pi/Pf=1.0\ (0<\delta h/S\leqq 1.4)$ $s=5.93\exp\{1.28(\delta h/S)^2-3.41(\delta h/S)\}$ $Pi/Pf=0.8\ (0<\delta h/S\leqq 0.8)$ $S=2.94\exp\{4.52(\delta h/S)^2-6.37(\delta h/S)\}$	Pi：任意の時点の盛土荷重 Pf：破壊時の盛土荷重 Pi, Pfは安全率の逆数
$S\sim\delta h$ （富永・橋本の方法）[2]	同　上	 Sと$\Delta\delta h$をプロットし$\Delta\delta h/\Delta S$がある大きさを超えることで破壊予測 $\alpha_1=\Delta\delta h_1/\Delta S_1$ $\alpha_2=\Delta\delta h_2/\Delta S_2$	$\alpha_2\geqq\alpha_1+0.5$のとき不安定	
$\Delta\delta h/\Delta t\sim t$ （栗原・一本の方法）[3]	盛土のり尻の変位量 δh	 δhの1日当りの変位量$\Delta\delta h$がある大きさを超えることで破壊予測	$\Delta\delta h/\Delta t\geqq 2\sim 3$ cm/day のとき不安定	$\Delta\delta h$は1日の水平変位の増分
$\Delta q/\Delta\delta h\sim q$ （柴田・関口の方法）[4]	載荷重 q 盛土のり尻の水平変位量 δh	 漸増荷重中の$\Delta q, \Delta\delta h\sim q$を外挿することで破壊荷重$qf$を予測	$\Delta q/\Delta\delta h=0$となる荷重$Pf$に対して盛土の管理を行う。	荷重の載荷間隔Δtを等しくする必要あり
$R=\dfrac{\delta h\cdot E_u}{q\cdot B}\sim t$ (Marche-Chapuisの方法[5]	盛土のり尻の変位量 δh	$R=\dfrac{\delta h\cdot E_u}{q\cdot B}$なる無次元量の急増点で地盤が非弾性となるとしている。 E_u：土の弾性係数，q：載荷圧，B：盛土幅	$R=\dfrac{\delta h\cdot E_u}{q\cdot B}$の急増点	

ments horizon taux. Can. Geotech. J., Vol. 11. 1974 (土質研究室)

共－20　PHC杭の弾性係数

（質問）

近年，基礎杭については，価格，市場的に有利なPHC杭が多く使用されています。杭基礎設計便覧によると，PHC杭の設計および打止め管理に必要となる弾性係数の値は，4.0×10^5 Kgf/cm²となっていますが，パイルメーカーでは$3.5 \sim 3.8 \times 10^5$Kgf/cm²の値を使用することが多くなっています。このため，PHC杭の設計および施工管理に用いる弾性係数の値について，どの基準を使用したらよいかご教示願いたい。

（回答）

PHC杭は，800 Kgf/cm²以上のコンクリート強度を有し，耐衝撃性，中間層の打ち抜きや長尺杭の使用に対する有効性をPC杭よりもさらに高めた杭であり，杭基礎設計便覧[1]では，その設計基準値を表－1のように定めている。

一般に，高強度コンクリートの力学的な性質は，コンクリート強度が大きくなるほど，使用される

表－1　コンクリートの設計基準値（杭基礎設計便覧）

		記号	単位	常時	地震時
圧縮強度		σ_{ck}	kg/cm²	800	
引張強度		σ'_{ck}	〃	55	
曲げ引張強度		σ_{bk}	〃	75	
許容軸圧縮応力度　注(1)		σ_{ca}	〃	230	345
許容曲げ圧縮応力度　注(1)		σ_{ca}	〃	270	400
許容曲げ引張応力度　注(2)	$40 < \sigma_{ck} < 70$	σ'_{ca}	〃	0	−30
	$70 < \sigma_{ck}$	σ'_{ca}	〃	0	−50
圧縮破壊ひずみ		ε_{cu}	%	0.25	
引張破壊ひずみ		ε_{tu}	〃	0.018	
ヤング係数		E	kg/cm²	4.0×10^5	
ヤング係数比		n		5	
クリープ係数		ϕ		2.0	
乾燥収縮率		ε_s		20×10^{-5}	

骨材の影響を受けやすくなる。過去における実験的考察においては，粗骨材の種類[2]，使用される粗骨材と細骨材の重量比[3]，粗骨材とセメントペーストの付着力[4]（これは骨材の形状や，構成成分だけでなく養生方法の違いにも影響される。）等が，高強度コンクリートの力学的性質に影響を与えているとの報告がされている。その中で，高強度コンクリートの弾性係数については，コンクリート強度が増加すれば同様に増加するが，高強度になるほどその増加率は小さくなることが知られている[5]。また，800～1000 Kgf/cm²の強度を有するコンクリートに対する検討の中では，弾性係数は使用される粗骨材の種類の違いにより，$3.69 \sim 4.54 \times 10^5$ Kgf/cm²のばらつきがあると報告された例[6]もある。

杭基礎便覧におけるPHC杭のコンクリートの弾性係数は，これらの骨材の違いによるばらつき，あるいは，コンクリート強度との関係を考慮した上で，標準的な値として定めたものである。

ただし，最近，設計に用いられる弾性係数は，以前に比べて小さめの値が採用される傾向が見られる。土木学会のコンクリート標準示方書では，今回の改訂において，弾性係数を表－2のように定めている。これらの結果は，日本道路公団において全国から得られたデータから定められたものであり，ここ数年来，良質な骨材の入手が困難になってきたことがこのような結果に結びついているものと考えられる。このような傾向を受けて，現在，道路橋示方書の改訂作業においてもコンクリートの弾性係数の値の見直しを行っている。しかしながら，PHC杭の杭体の設計，あるいは打止め管理式による支持力算定にあたっては，当面，表－1に示す設計基準値を用いてよい。

表－2　コンクリートのヤング係数（コンクリート標準示方書）

E_c ($\times 10^5$ kgf/cm²)	f'_{ck} (kgf/cm²)	180	240	300	400	500	600
	普通コンクリート	2.2	2.5	2.8	3.1	3.3	3.5
	軽量骨材コンクリート*	1.3	1.5	1.6	1.9	－	－

＊ 骨材の全部を軽量骨材とした場合

＜参考文献＞

1）日本道路協会；杭基礎設計便覧

2）斎藤，大塩他；「高強度コンクリートの物性および耐久性」，セメント技術年報

3）六車，田中；「高強度コンクリートの力学特性について」，セメント技術年報

4）葛城，窪山他；「コンクリートの高強度発現性におよぼす砕石の影響」，セメント技術年報

5）依田，新井；「高強度コンクリートに関する一実験」，セメント技術年報

6）飛坂；「高強度コンクリートの圧縮強度及び静弾性係数に及ぼす骨材の影響」，セメント技術年報

7）土木学会；コンクリート標準示方書

（基礎研究室）

共－21　鋼製フィンガージョイント

（質問）

フィンガージョイントの材質（SS41材と鋳鉄材）およびフィンガー形状の使い分けには，規準があるのかお教え頂きたい。　（北首都国道工事事務所）

（回答）

(1)　フィンガージョイントの材質について

鋼製フィンガージョイントの材質については，『道路橋伸縮装置便覧（日本道路協会，昭和45年4月）』に「使用する材質は，SS41材またはSM41材が標準であり，長大橋や特殊な橋梁では鋳鋼を使用することもある」と記述されているが，鋳鉄（FCD40またはFCD45）が長大橋や特殊な橋梁に使用される理由や，材質を使い分ける規準は明確に示されていない。

鋳鉄が長大橋や特殊な橋梁に使用される理由としては，使用実績から次のような事項が考えられる。

① 形状や板厚に制限がなく大きな伸縮量に対応できる。

② 長大橋の場合，フィンガープレートが厚くなるため，SS41材などを用いた溶接構造では，溶接サイズが大きくなり製作が難しくなり，また，溶接部の疲労が問題となることがある。

フィンガープレート厚約50㎜程度以上を使用する場合には，鋳鉄を用いることが多いようである。フィンガープレート厚については，次に示す(2)項により求められるので，それに基づき経済性等を考慮して材質を決定すれば良い。

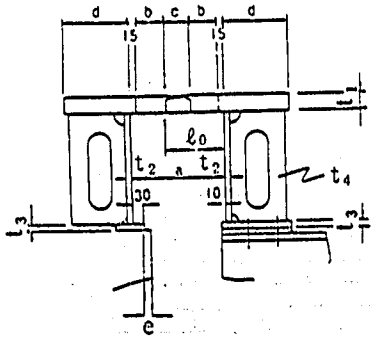
(2)　フィンガー形状について

鋼製フィンガージョイントのフィンガー形状については，上記便覧に「フィンガージョイントの形状についてはフィンガー遊間が大きくなった時でも走行車種を考えて支障ないように選定しなければならない。」と記述され，フィンガーのすき間，テーパー等についての記述がある。フィンガー形状の使い分けについては，伸縮装置標準設計図集（日本道路公団）を参考にすることができる。以下に概要を示す。

同伸縮装置標準設計図集は，伸縮けた長が200 mまでの一般的な橋梁を対象としており，200 mを超える場合，あるいは特殊な条件がある場合には，その条件に応じて個々に検討する必要がある。伸縮装置各部の記号は図－1に示す通りである。

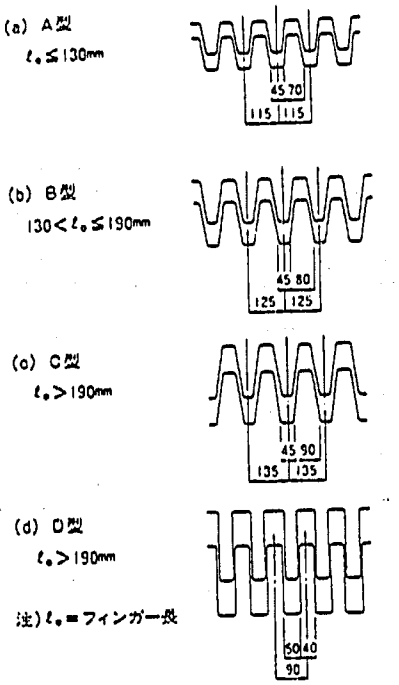
1）直橋におけるフィンガー形状は，フィンガー長（ℓ_0）に応じて，図－2に示すA～D型の4種類を用いる。

通常は，A～C型を用いるが，輪帯幅の小さい車が通行する場合，フィンガー長が大きくなるとタイヤがフィンガーの隙間にはまり込むおそれがあるので，このような場合はD型を用いる。（表－1参照）



a_{1h}：春秋に据え付ける場合のウェブ遊間
（標準据え付け温度＋15℃）
a_{2h}：夏期に据え付ける場合のウェブ遊間
（据え付け温度＋25℃）
a_h：冬期に据え付ける場合のウェブ遊間
（据え付け温度＋5℃）
b：フィンガー遊間
c：フィンガーのラップ長
d：フィンガーの控長
ℓ_0：フィンガー長
t_1：フィンガープレート厚
t_2：ウェブプレート厚
t_3：ドフランジプレート厚
t_4：リブプレート厚
b_{min}：最高温度時のフィンガー遊間
c_{min}：最低温度時のフィンガーのラップ長
e：端部余裕量（20㎜）

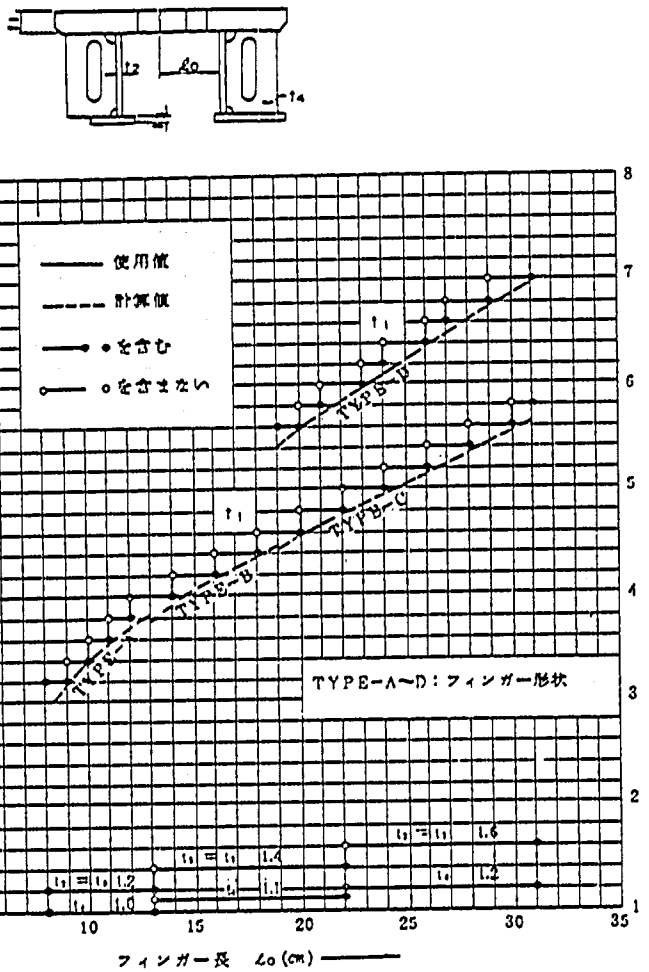
図－1　記号の説明



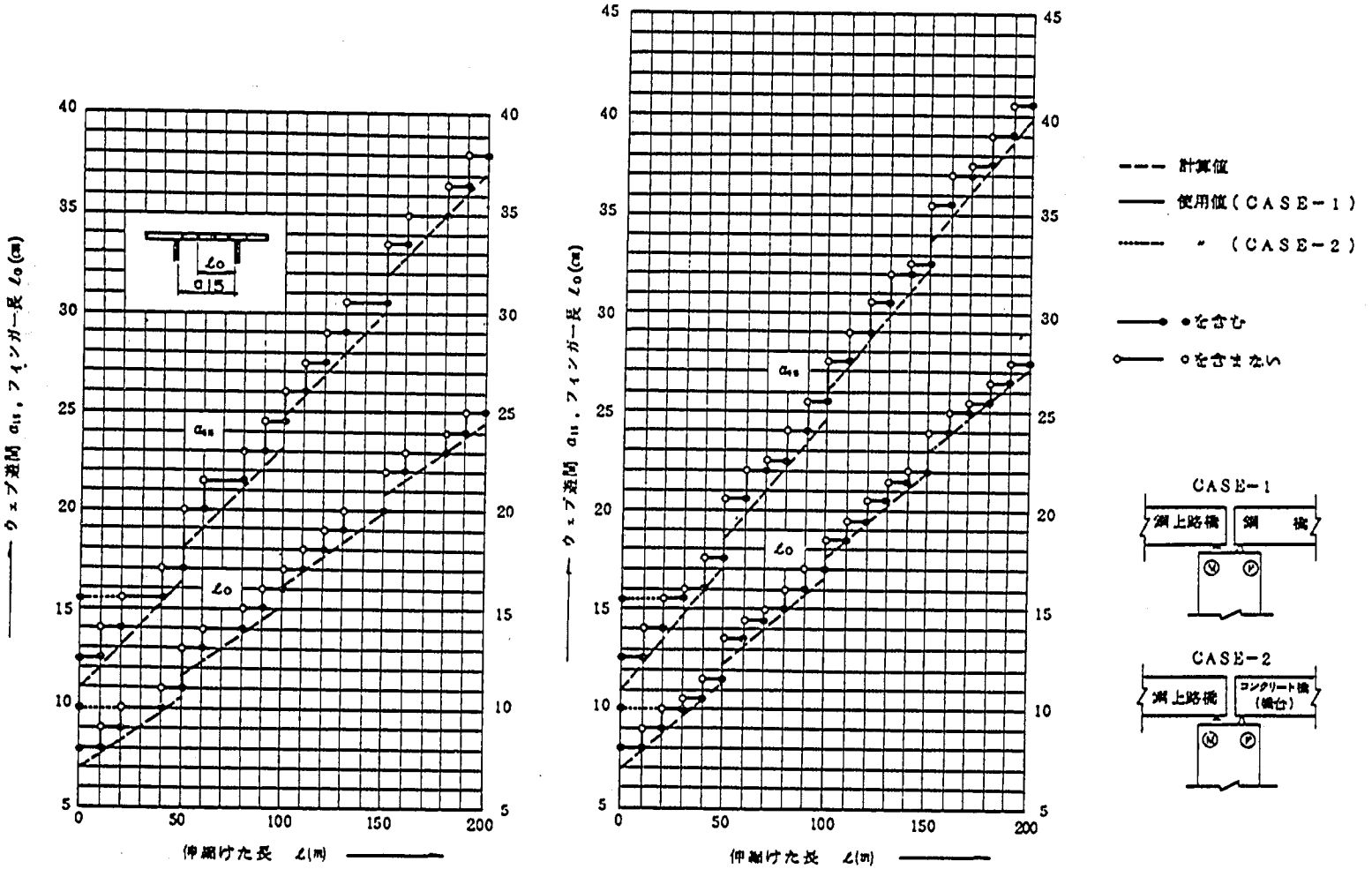
図－2　フィンガー形状

表－1　最小タイヤ幅

車種	最小タイヤ幅
二輪車(オートバイ)	約 58 mm
自転車	約 28 mm

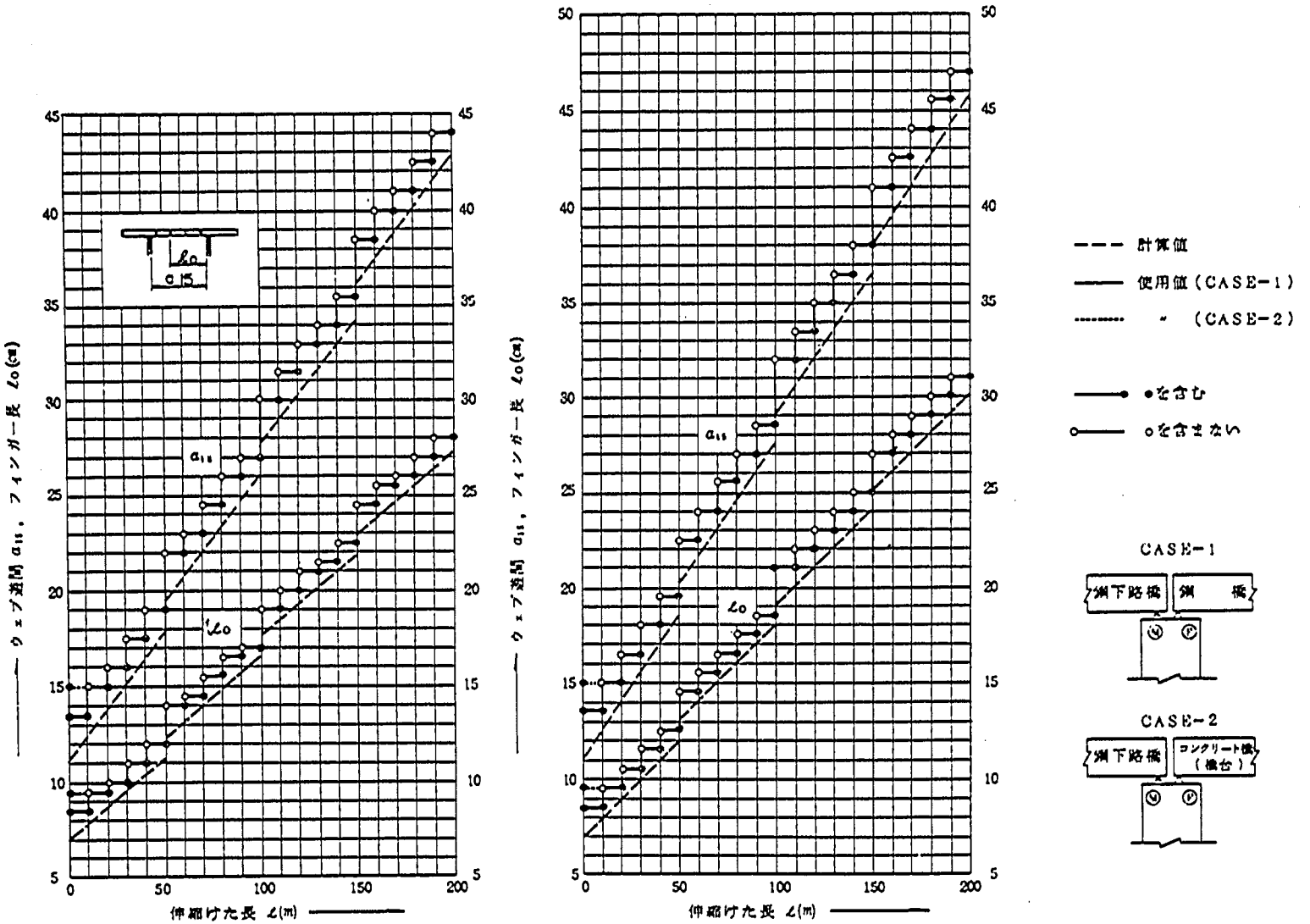


図－3　フィンガー長 ℓ_0 に対する部材板厚
t_1, t_2, t_3, t_4 およびフィンガー形状



(a) 鋼上路橋（一般)　　(b) 鋼上路橋（寒冷地)

図－4　伸縮けた長 ℓ に対するウェブ遊間 a_{15}，フィンガー長 ℓ_0（鋼上路橋）



(a) 鋼下路橋（一般）　　(b) 鋼下路橋（寒冷地）

図－5　伸縮けた長 ℓ に対するウェブ遊間 a_{15}，フィンガー長 ℓ_0（鋼下路橋）

2）フィンガー長（ℓ_0）に対する部材板厚（t_1, t_2, t_3, t_4）およびフィンガー形状の関係を図－3に，伸縮けた長（ℓ）に対するウェブ遊間（a_{15}）とフィンガー長（ℓ_0）の関係を図－4，図－5に示す。

＜参考文献＞

1. 道路橋伸縮装置便覧，（社）日本道路協会，昭和45年4月
2. 伸縮装置標準設計図集（鋼製フィンガージョイント），日本道路公団，昭和53年3月
3. 鋼橋伸縮装置設計の手引き，（社）日本橋梁建設協会，1984.6

（橋梁研究室）

河川部門目次

1. 河口部の河道計画 …… 111
2. 河床変動の将来予測の可能性 …… 112
3. 河川環境の現状と将来 …… 117
4. ダム貯水池の堆砂対策 …… 122
5. 土石流氾濫区域の設定手法 …… 125
6. 砂防ダムの堆砂勾配 …… 135
7. ジオテキスタイルを用いた堤防法面の安定工法 …… 140
8. 堤防内および河川構造物周辺の性状把握方法 …… 145
9. 河川事業に関するデータベース整備の効果とその方向性 …… 147
10. 複断面河道において最低限確保すべき高水敷幅 …… 153
11. 水深による粗度係数の変化を河道計画に考慮することの必要性 …… 157
12. 特定構造物の改築評価基準 …… 161
13. 急流河川の護岸工の根入れ深さ …… 163
14. 河川の根固ブロック重量決定 …… 167
15. 局所洗掘の対策 …… 171
16. 急流河川における水制のあり方 …… 176
17. 急流河川における低水路規模のあり方，及び低水護岸の施工位置 …… 181
18. 洪水と高潮に対する河口砂洲の処理対策 …… 183
19. 河床形状と塩水遡上 …… 185
20. 多様なニーズに対応した河川環境整備 …… 186
21. 水文観測に関する新技術の開発と実用化 …… 188
22. レーダ雨量計による降雨予測手法の動向 …… 189
23. 河川流量観測 …… 196
24. 感潮区間における低水流量の実態把握方法 …… 196
25. 出水時の河川情報の沿川住民への提供 …… 201
26. 中小河川における長期整備構想の確率設定 …… 205
27. 既存ダムの貯水池末端に築造するダムの仮締切りの設計，洪水吐き越勢部の設計 …… 206
28. 流路工の床固めにおける水叩部のウォータークッション …… 208
29. 砂防ダム（ウォータークッション工法）での水深の決定方法 …… 209
30. 砂防ダムにおける基礎処理 …… 210
31. 打ち継目の強度 …… 212

32. 緑の砂防ゾーン …… 216
33. アスファルトフェーシングのひび割れと補修 …… 218
34. 維持管理が容易な地被植物の可能性 …… 221
35. 漏水護岸矢板の根入れ長及び漏水矢板の決定 …… 223
36. 築堤材料の選定 …… 227
37. 高水継続時間と堤体への浸透の影響 …… 230
38. 地震時における堤防評価 …… 235

河－1　河口部の河道計画

(質問)

現在，河川の河口部付近においては港湾管理者等により各種の施設計画が予定されているが，河川管理者としては，仮想河道法線11°内においては洪水時に水理的影響があるとしてその許可を認めない方向で指導している所である。また河口部における河道計画は河道計画全体の一部であるものの通常の河道計画とはちがい海との接点であるので，波・潮位・漂砂等種々の影響を受け河口部の河道計画をいっそう難しくしているものと思われる。よって河口部における河道計画の考え方，水理的検討方法について御教示願いたい。　　(河川部河川計画課)

(回答)

河口部の河道計画は，質問者も指摘しているように，通常の河道計画では考慮しない波，潮位，漂砂，高潮，塩水侵入等の影響について配慮したものでなくてはならない。この影響要素を河口部の河道計画にどのように組み込んでいくかについては，紙数が多くなるので次の資料を見ていただくことにして，ここでは埋立に伴なう河道計画上の必要検討事項とその評価法について記してみたい。

＜河口部の河道計画のための参考資料＞

- 建設省河川局治水課，建設省土木研究所河川部；河口処理指針（案）pp. 118～143，1975
- 山本晃一；河口処理論［I］，pp. 194～199，土木研究所資料第1384号，1978
- 山本晃一；河川の流量改訂に伴なう河口処理の問題点，土木技術資料 vol. 20－2，1978

さて河口付近の埋立てによる河口部への影響としては次のことが考えられる。

i）河口付近を埋立てることにより河川からの洪水流出水の挙動，すなわち河水の海部への流出形態が変わり，河口出発水位が変化する。

ii）河口付近の地形が変化することによって波浪の侵入形態（屈折，回折，反射，砕波等）が変わり，河道内への侵入波高が変化する。また同様に高潮，津波の河道内への侵入波高が変化する。

iii）埋立てによる河口付近の地形が変化することによって，漂砂及び河川からの土砂の堆積形態が変わり，これによって河口部の河床高が変化したり，変化速度が変わる。

iv）埋立てによる河口地形が変化することによって塩水と河水の混合形態が変わる。

河口付近の埋立てに当っては，上述 i）～iii）の変化程度を評価し，河道への悪影響が無いような埋立て，もしくは悪影響に対する対策を十分に行うようにしなければならない。

影響評価手法としては，

i），ii）に対しては，電子計算機を使った数値計算，水理模型実験による検討が一般的なものである。

数値計算は，以前は一次元的な計算が主なものであったが，最近は二次元あるいは三次元的な数値計算を行う例が増えている。しかしながら数値計算の精度については，まだ十分な評価がなされておら，

ず，今後の研究に待つ所が残っているので，計算結果をそのまま鵜呑しないことが大切であろう。

水理模型実験は，影響程度の把握に十分に役立つものであるが，海水と河水の密度差に基づく影響については十分な検討ができない。

iii）の問題については，河床材料が粗砂，砂利等であれば，移動床の模型実験を行うことによって，かなりの程度で評価し得よう。また河床変動計算を行うことによってもある程度の評価がし得よう。

河床材料が細かい場合については，現在の所一般的な検討方法が無く，個々の河川ごとに調査方針と調査結果の解析方針を決めていくという高度な作業が必要とされよう。

iv）の問題に対しては，現地観測を行って塩水と河水の混合形態を十分に把握し，塩水くさびの侵入形状あるいは河水と塩水の混合状況を数値計算によって求めることとなろう。この場合，弱混合及び強混合の場合の評価はある程度できるが，緩混合の場合は数値計算による評価は難しく，弱混合及び強混合と仮定して評価した河水と塩水の状況より推定を行うしか，今の所方法が無い。

（河川研究室）

河－2　河床変動の将来予測の可能性

（質問）

- 河床変動を予測するモデルにはどのようなものがあるか。
- 河床変動モデルによる将来予測の信頼性は，どのように説明できるか。また現地点での日本あるいは外国における信頼性の評価はどの程度か。
- 将来予測結果を用いて検討できる事項にはどんなものがあるか。

以上の点について御教示願いたい。　（利根川上流工事事務所）

（回答）

ここでの回答は，彎曲や河川構造物による局所洗掘の問題では無く，河道の縦断方向の長期的な河床変動の将来予測に関するものに限定する。

河道計画の策定に当って，河床縦断形の安定性を判断するために河床変動計算が行われるが，この計算結果に対する信頼度が低く，河道計画の策定の中でこの計算結果に対する位置付けは高いとは言えない。ここでは何故に河床変動計算結果の信頼度が低いかについて記しながら回答しよう。

◦まず河床変動を予測するモデルについて述べる。

長期的な河床変動の予測は，通常河川横断面の移動床部分の平均河床高Zを予測する。この場合，河床変動は一次元的な現象として，流水の運動の式，流水の連続式，流砂の連続式の三つの基本式と流砂量式より評価することができる。すなわち単断面の場合は，

流水の運動の式

$$\frac{1}{g}\frac{\partial}{\partial t}(Q/Bh)+\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}(Q^2/2gh^2B^2)+Q^2/(g\varphi^2B^2h^3)=0 \quad \cdots\cdots (1)$$

流水の連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\partial Q/\partial x+q_1=0 \quad \cdots\cdots (2)$$

流砂の連続式

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+1/(1-\lambda)\cdot 1/B\cdot \partial Q_B/\partial x=0 \quad \cdots\cdots (3)$$

流砂量式

$$q_s/u_*d_m=f(u_*^2/sgd_m,\ H/d_m) \quad \cdots\cdots (4)$$

ここでg；重力の加速度，Q；流量，B；川幅，h；水深，H；水位，φ；流速係数，A；河積，q_1；横流入量，Z；河床高，Q_B；流砂量，q_s；単位幅流砂量，u_*；摩擦速度$=ghI_e$，d_m；粒径である。

通常の河床変動計算においては，不定流効果は小さいとして(1)～(2)式の第一項を無示し，時刻tにおいては，流れは不等流的と考え，

$$\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial Z}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}(Q^2/2gB^2h^2)+\frac{Q^2}{(g\varphi^2B^2h^3)}=0 \quad \cdots\cdots (5)$$

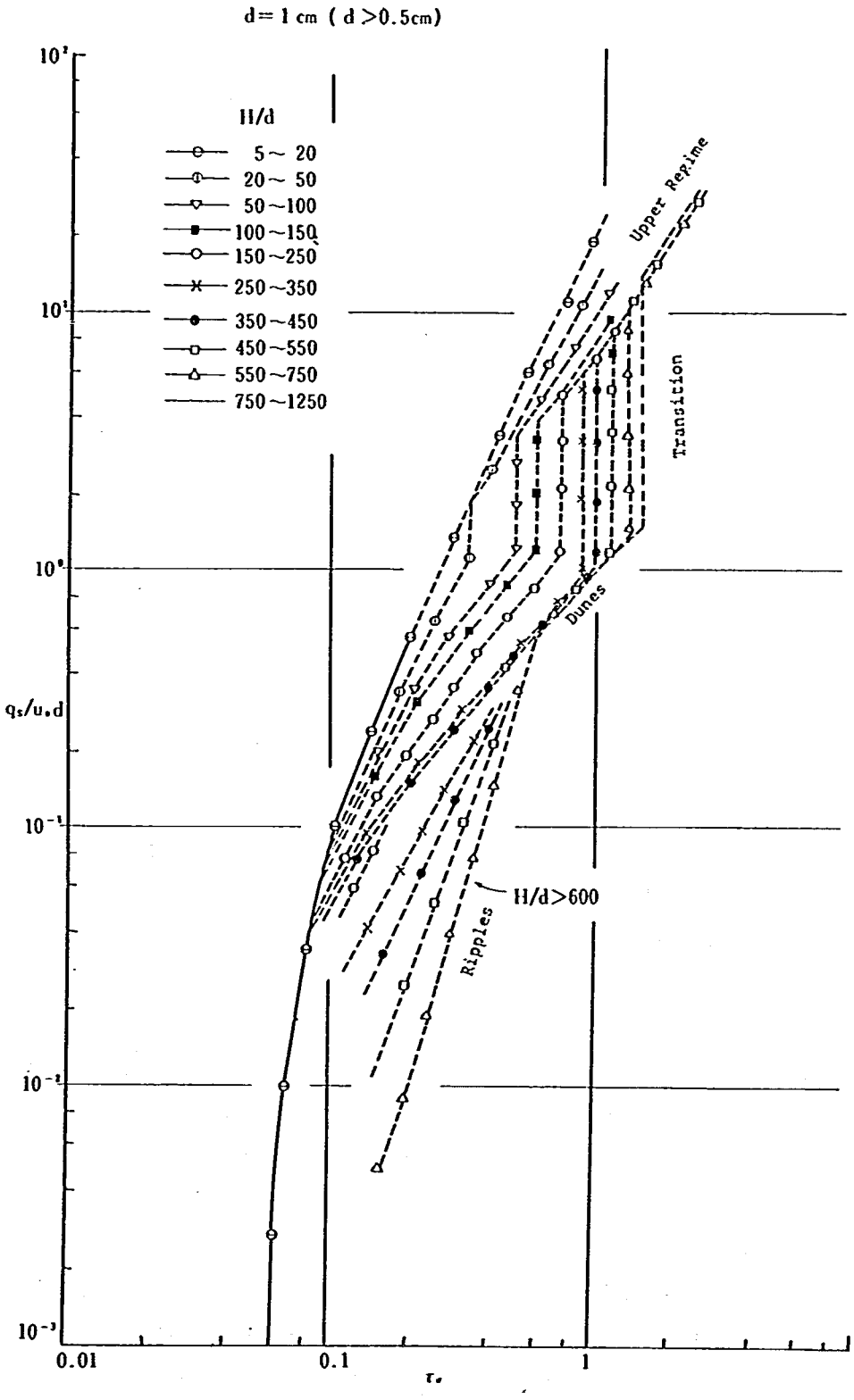
と(3)，(4)式を用いてZの変化を予測する。解を求める場合には(3)，(5)を差分化して差分方程式を解けば良い。

しかしながら河床変動計算に当っては，次のような問題点が残っており，その計算結果の利用に当っては，十分な検討が必要である。

i）流砂量式の精度の問題

河床変動計算に当っては(4)式の流砂量式が必要である。ほぼ均一粒径の場合の流砂量については，図－1に示すように，かなりの精度で評価し得るようになってきたが，流砂量は無次元掃流力$\tau_*=u_*^2/sgd_m$と相対水深H/d_mによって図－1に示したごとく複雑に変化するので（これは河床上に発生する河床波がτ_*とH/dによって変化するためである。）前もってどのような流量の時にどのような河床波が生じるか検討して，流砂量式を決めておかなければならない。この場合流速係数φも河床波の変化に応じて変えなければならない。

このように均一粒径の場合においても流砂量の評価は難しいが，混合粒径河床材料の場合には，より難しくなる。たとえば河床変動計算する区間が扇状地部を流れる所と下流の砂河川を流れる区間を含む場合には，上流扇状地部において砂分の流砂量を評価しなければならないが，今の所この評価を適切に行う方法がない。さらに砂利河川において河床低下のある所では，小粒径のものが河床から抜



図－1　$q_s/u_* d$ と τ_* の関係

け出し，大粒径のものが残り河床をおおい河床低下が進まなくなるが，この現象を適切に評価するモデルは，まだ完成しているとは言えない。

ii）掃流力と流砂量の関係の問題

単位幅流砂量と，摩擦速度 u_* の関係は，それをベキ級数で表わすと

$$q_s = a u_*^b$$

となる。ここで b は3から10の値となる。このことは u_* すなわち不等流計算によって $\sqrt{ghI_e}$ の評価が10%大きめに評価すると，30%から250%も流砂量が大きめに評価されてしまうことになる。すなわち流れの状況の10%のオーダーの評価誤差は，流砂量にすると100%オーダーの誤差となる。

このことは不等流計算において流れの抵抗を表わす流速係数 φ（なおマニングの粗度係数 n と φ の関係は，$n = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g}\,\varphi}$ である。）の評価を正確に行わなければならないことを示している。φ の値は図－2に示すように河床波の形態の変化で大きく変わるから，その変化に応じた φ の値（n の値）を使わないと流砂量に大きな誤差が生じることになる。

さらに河床変動計算は一次元的な現象と仮定して，その変動量を計算するが，河道の横断面形が，長方形的でなく，三角形状で，最深部の深さが平均水深の2倍もあるような場合には，q_s が水深の3～6乗に比例するため，平均水深で評価した全幅の流砂量は，実際の流砂量と大幅にずれることがある。

iii）移動床幅

河床変動計算を行うに当っては，移動床部分の幅を設定しなければならない。この場合，モデル上の移動床幅が川が本来持っている川幅より広い場合には，長期的にはこの幅より狭い移動床幅となったり，逆に低水路幅を狭く設定すると川は，もとの移動床幅にもどろうとする。このように移動床幅は，河川自身で作り上げていく性質のものである。移動床幅の設定を間違えると河床変動計算結果も河床変動の将来予測として実用にならない。

iv）河床下堆積物の質

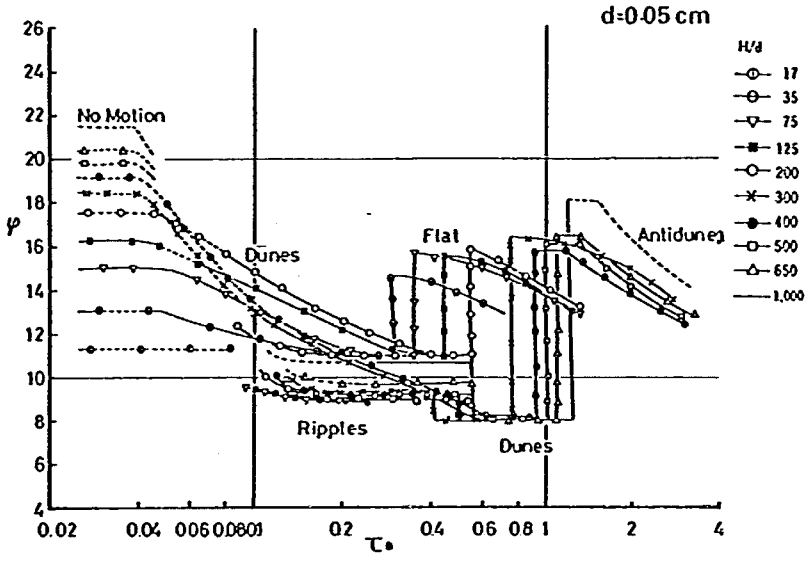
河床が低下するような場合，そこの堆積物が，現河川が堆積した河床材料と質の異なる堆積物，あるいは岩が現れることがある。ここの部分の河床変動形態は，河床変動計算で仮定している変動形態とはまったく異なる。このような場所がどこにあるかは，河床変動計算の前に明らかにしておくことが難しいし，またこのような部分の河床変動モデルも十分に開発されていない。

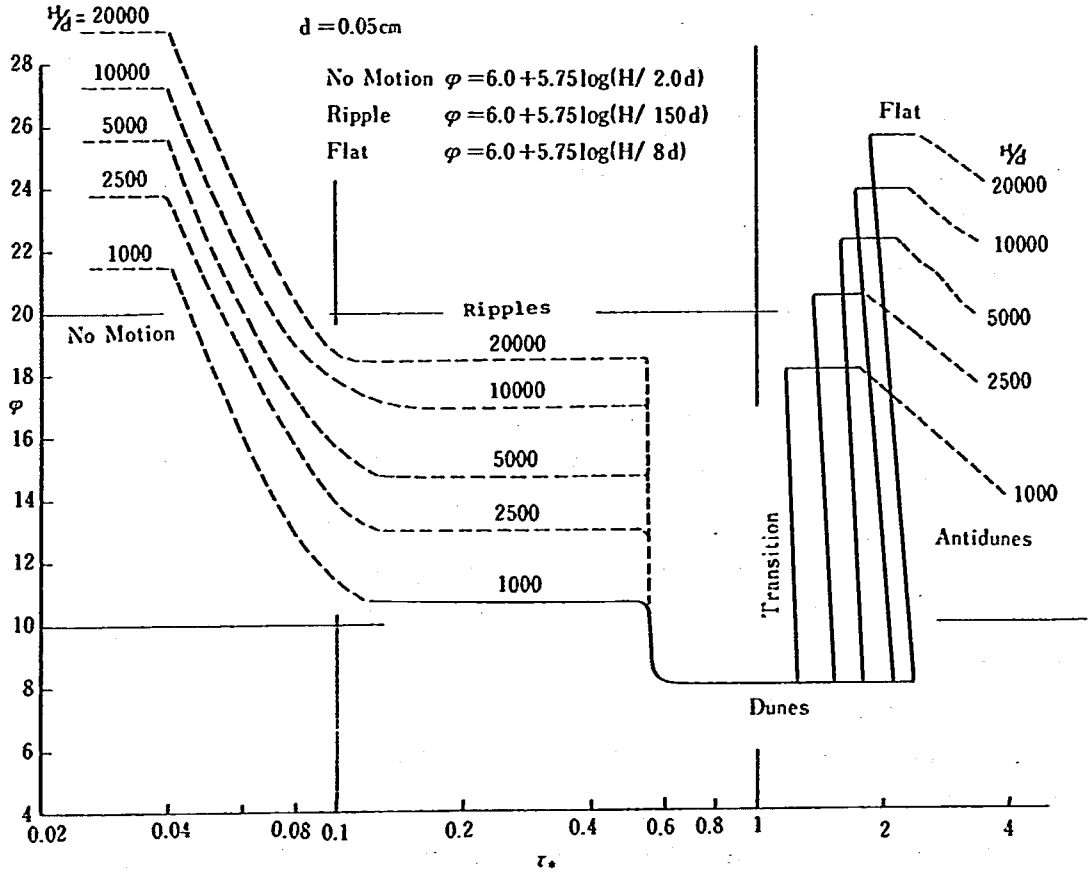
以上のように河床変動計算には種々の問題が残っており，計算結果の利用に当っては十分な注意が必要である。

この移動床河床変動計算結果の信頼性については，個々の検討において，過去の河床変動の実態が，河床変動計算結果にどの程度合うかという検証を行って判断するしかない。

河床変動計算によって予測できる事項については次のようなものがあろう。

i）ほぼ同一の河床材料を持った河道区間で流砂量式及び粗度係数を正しく評価して計算を行う場合には，川幅の変化等の河道平面形が河床変動に及ぼす影響をかなりの精度で評価することができる。





図－2　φとτ_*，H/dの関係

ii）河川に横断構造物，たとえば床固めを入れた場合に生じる横断構造物前後の河床変動は，かなりの精度で評価し得る。

iii）河床材料が大幅に変化する区間を含む河床変動計算においては，河床材料がほぼ同一区間の河床変動計算結果については信頼性があるが，河床材料が大きく変わる直下流区間の河床変動計算結果は信頼性が低い。これは上流区間での下流部の粒径に対応する流砂量をほとんど評価し得ないためである。

なお流砂量及び粗度に及ぼす河床波の影響，河床材料の混合度の影響については文献1)，2)，3)を参照されたい。

<参考文献>

i）山本晃一；河道特性論ノート［1］，pp. 4～68，土木研究所資料第1625号，1981

ii）芦田和男，道上正規；混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究，京都大学防災研究所報告14号，1971

iii）平野宗男；混合砂れきの河床変動と平衡河床に関する研究，土木学会論文集201号，1972

（河川研究室）

河－3　河川環境の現状と将来

（質問）

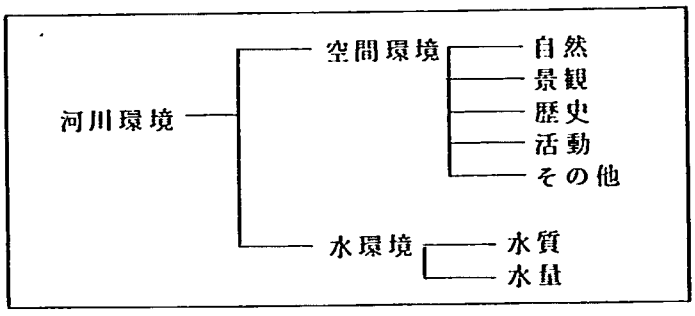
都市を流れる川は道路（橋・トンネル），鉄道と交わり，都市基盤を形成している。その基盤上に人々の生活の場，活動の場がある。そう云う中，河川空間の都市での位置づけについて御教示願いたい。

（荒川下流工事事務所）

（回答）

治水，利水は今後とも都市基盤において増々重要となることは議論をまたないところである。不確定要素の多い河川環境の都市における役割を理解することが重要であり，そのためには河川環境の真の理解に立ち，都市と河川に介在する人と河川環境の関連について考える必要がある。まづ，河川環境の基本として，河川が本来的に有する魅力や特徴を理解することが望まれる。これについては河－20を参考されたい。

昭和56年12月になされた河川審議会答申「河川環境管理のあり方について」の中では河川環境を空間環境と水環境に大別している。現在の河川環境の管理はこの考え方に基づいて行われている。上記との関係を図－1に整理した。すなわち空間環境は自然環境，景観，歴史的環境，親水活動からなり，水環境は水質および水量よりなる。



図－1　河川環境の構成

これらの仕分けは厳密なものではなく互いの多少の重複はあるが実用上はこれで十分と考えられる。

これらのことがらを踏まえ，今までに行われてきた事例等から河川環境整備の主なテーマを抽出すれば次の6程度となる。

① 水

水の演出（せせらぎ水路，噴水）や浄化用水の導入流水保全水路等による水量・水質の確保。

② 自然

ホタル護岸，魚巣ブロック，植生護岸等による植物動物の保全。

③ 景観

緩傾斜護岸や石張り護岸等による河川景観の整備。

④ 歴史

歴史的構造物付近のスポット的整備による歴史的環境の保全。

⑤ 活動

階段護岸，せせらぎ水路等による親水活動の誘導。

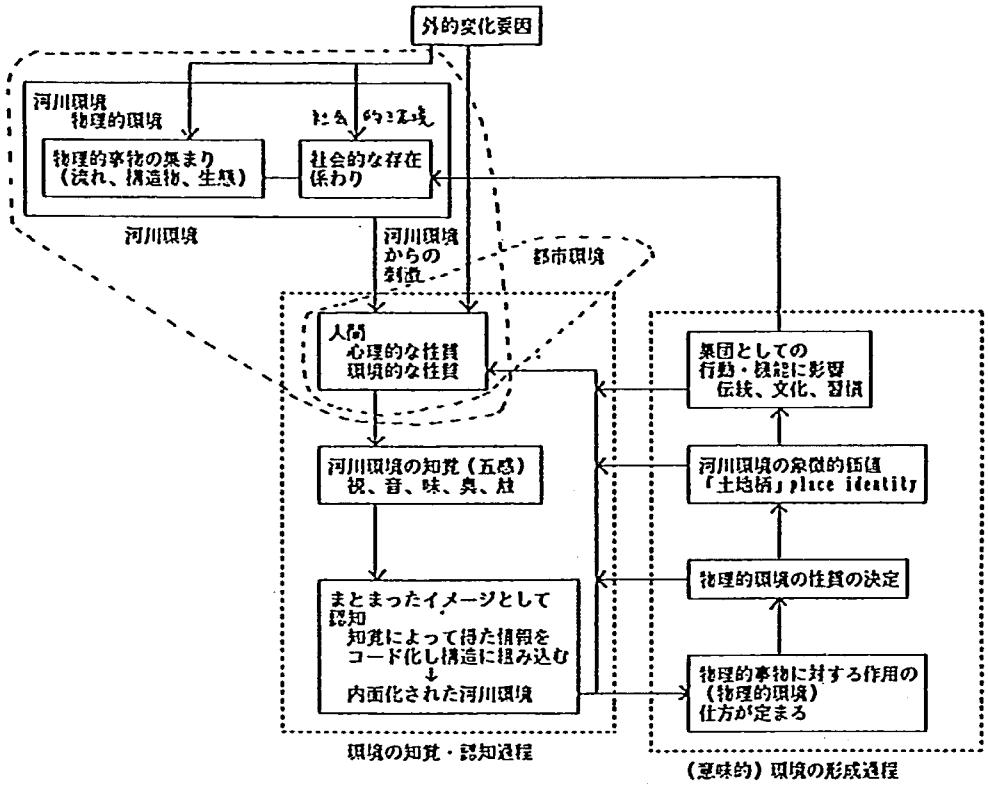
⑥ その他

オープンスペース利用。

河川環境整備は河川の有する特徴・魅力を増進させたり保持したりすることによって人と河川との係わりを強くすることが基本である。このため，河川環境と人との関連を踏まえて河川環境を理解しなければならない。人と河川環境との関連を図－2に示す。

環境は時と場所により変転する。これは，環境は単に物理的な事物の集合体や配列（物理的環境）でなくそれ自体が機能としてあるいは存在として社会的に組み込まれていること（社会的環境）を意味する。また我々も環境からの刺激を知覚し心理的な過程を経て認知するものの，社会的な役割や立場と係わりなしに環境に反応することはできない。

この図－2において人と河川環境は循環的に関連しあっていることが示されている。河川環境からの刺激を人々はまとまったイメージとして認知することから，河川環境を地域を象徴するものとして位置付けたりさらには伝統とか習慣を河川環境に付加するのである。



図－2　人と河川環境との関連

このように河川環境は，外的な変化要因例えば経済の進展，科学技術の進歩，都市化，人工集中等によって物理的環境やその社会的な係わりにおいて変転するとともに，人との循環的なフィードバック過程によって自らが環境を形成するダイナミズムを有する。

要するに，河川環境の都市での位置付けは，都市そのものの変化によって，また河川環境みずからが都市での位置付けを変化させるということである。よって，河川環境整備は都市におけるよりよい位置付けとなるようになされなければならない。そこに河川環境整備の意義があるものと考えられる。整備に当っては，河川の有する本来的な魅力や特徴を理解し，整備の意味付けを行い人々にできるだけあざやかな印象を与えるようにすべきであろう。

以上のことから河川環境整備にあたっての基本的な考え方は次の二つに集約される。

① 河川環境に強く影響を及ぼす外的変化要因を踏まえた整備。

② 河川は治水・利水といった社会的に大きな役割を担っており，これらに対する人々の理解ならびに協力は重要である。そこで人々の心理的ならびに環境的性質を把握し，既存の好ましい人と河川の循環的過程の増強あるいは新しい循環過程の形成のための整備が必要である。

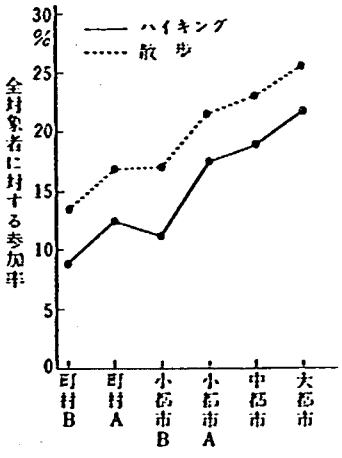
このためには，

a．河川環境の基本的構成要素であり，今後ますます重要性を増すものと考えられる水量・水質確保

あるいは改善。

b．人々の心理的性質や環境的性質に大きく影響を及ぼす都市環境や長期にわたる社会状況のトレンドの把握。

情報化社会の成熟，都市部への人口集中，高齢化等により都市における人々のストレスは大きくなる傾向が強まると考えられ，身近な自然の重要性はますます大きくなると考えられる。都市化された地域ほど自然をもとめる行動が多いことが明らかにされている[1]。図－3は都市化程度に応じた自然を求める行動の一例としてのハイキング・散歩行動の行動率[1]を示す。



図－3　ハイキング・散歩行動の行動率
（総理府，1976）

河川は都市における自然的色彩を残している唯一の公共空間といってよく，刺激の強い都市の中の景観の中で河川は視覚的休息を与えてくれる。うるおいとやすらぎを備え上手に自然とふれ合える身近な自然としての環境整備の意義は大きい。

量から質への社会構造の変化。このこともまた自然へのアプローチをうながし，質そのものが経済的力を生み出すといわれる。水辺のレストラン等あるいはウォータフロントの開発等の経済生産的な場としての河川の役割も大きくなることが考えられる。

一人当りのGNPならびに余暇時間の増大。表－1[2]，表－2[2]に，それぞれ，一人当りGNPおよび労働時間の予測を示す。一人当りGNPでは世界一に，また労働時間については2000年で現在の88％～72％に減少することが示されている。

これまで，河川における活動は，①散歩，②釣り，③スポーツが中心となっていたが，今後はこのような日常的な活動に加えレジャー的要素を強く含む整備が望まれるものと考えられる。

c．これまでの河川との係わりを強めるための歴史的環境あるいはイベントと関連した整備および多くの人々を河川に誘導する河川ならではの体験ができるような整備。

a，bを踏まえることが基本となるが，水面利用を中心にしたニーズが高くなるものと考えられる。水上交通のためあるいはプレジャーボート等船着き場整備，レイクタウン等提内地の住地開発と水面利用の連結等が考えられる。ヨット，カヌー，ウインドサーフィン他に河川ならではの水面利用の可能性もあると思われるが，河川管理とも合せ今後とも検討していかなければならない課題であると考えている。

また，河川空間の有する洪水以外の防災機能（火災や避難場所）ならびに河川の気候快適化機能（気温，湿度）もわすれてはならない。

表－1　各国・地域の１人あたりGNP

各国・地域の１人あたりGNP

	1980年1人あたりGNP		1980～1986年伸び率	1986年1人あたりGNP		1986～1993年伸び率	1993年1人あたりGNP		1993～2000年伸び率	2000年1人あたりGNP	
	金額	対世界平均比		金額	対世界平均比		金額	対世界平均比		金額	対世界平均比
	ドル		%	ドル		%	ドル		%	ドル	
アメリカ	12,000	4.5	1.4	17,400	5.1	1.5	19,300	5.1	2.0	22,200	5.1
日本	9,100	3.4	3.0	16,100	4.8	3.5	22,400	5.9	3.5	28,500	6.6
EC	10,300	3.9	1.2	11,400	3.4	1.9	14,400	3.8	2.4	17,000	3.9
アジアNICs	2,200	0.8	5.7	3,100	0.9	5.0	4,400	1.2	6.0	6,600	1.5
ASEAN	620	0.2	1.2	610	0.2	3.5	690	0.2	5.3	1,000	0.2
中国	190	0.1	7.8	370	0.1	6.0	550	0.1	6.0	830	0.2
ソ連	5,400	2.0	1.4	7,800	2.3	1.5	8,700	2.3	1.5	9,700	2.2
その他	1,500	0.6	△0.4	1,720	0.5	1.0	1,840	0.5	1.5	2,040	0.5
世界平均	2,670	1	0.6	3,390	1	1.3	3,820	1	1.8	4,320	1

出所：経済企画庁総合計画局編『21世紀への基本戦略』東洋経済新報社

表－2　2000年の労働時間予測（すう勢型，技術革新型）

すう勢型					
		1983年	2000年	平均成長率 1984～2000	指数 (1983年=100)
年間実労働時間 (時間／年)	製造業	2,147.0	1,876.6	−0.79%	86.3%
	全産業	2,103.9	1,848.0	−0.76	88.0
月間実労働時間 (時間／月)	製造業	178.9	156.4	−0.79	87.4
	全産業	175.3	154.0	−0.76	88.0
週間実労働時間 (時間／週)	製造業	41.3	36.1	−0.79	87.4
	全産業	40.5	35.5	−0.76	88.0
技術革新型					
年間実労働時間 (時間／年)	製造業	2,147.0	1,539.9	−1.94%	72.0%
	全産業	2,103.9	1,516.4	−1.91	72.0
月間実労働時間 (時間／月)	製造業	178.9	128.3	−1.94	71.7
	全産業	175.3	126.4	−1.91	72.1
週間実労働時間 (時間／週)	製造業	41.3	29.6	−1.94	71.6
	全産業	40.5	29.7	−1.91	72.0

出所：余暇開発センター『西暦2000年の労働と余暇』

2000年の国内総生産（経済企画庁の推計）と労働生産性から2000年に必要となる総労働量を求め，それを就業者数で割って求めた。労働生産性は，技術面での飛躍的変化がないすう勢型モデルでは年率4.16%（製造業5.31%）の伸び，技術革新型モデルでは年率5.38%（製造業6.55%）の伸びとした。

<参考文献>

1）品田穣・立花直美・杉山恵一：都市の人間環境，共立出版

2）ニュートン臨時増刊号，教育社，63年２月．

3）北川明：河川環境整備における技術的課題，都市河川セミナー，1988年11月．

（都市河川研究室）

河－4　ダム貯水池の堆砂対策

(質問)

近年，ダム貯水池の堆砂対策が重要な問題となっており，既設ダムの貯水池末端に貯砂ダムが設置される事例が増えているが，貯水池の堆砂対策としての貯砂ダムの意義および貯砂ダムの設置位置・構造の検討事項についてご教示願いたい。また，この貯砂ダムは掃流砂を対象としたものであると思われるが，洪水時にダム直近の底泥を排出する，浮遊砂またはウォッシュロードを対象とした設備について，過去の実績と設計の考え方についてご教示願いたい。

(湯西川ダム工事事務所)

(回答)

1. ダム貯水池の堆砂対策

ダムは水の流れと同時に土砂の流れも堰止めるため貯水池内には土砂の堆積，即ち堆砂が生じる。この堆砂現象に対し，従来の貯水池計画では貯水池運用に支障が生じないようダム計画期間相当の堆砂量を死容量として確保する方法がとられてきた。しかし，ダムサイトあるいは貯水池は貴重な公共財産であり，ダム貯水池に流入する土砂を阻止することあるいは堆積した土砂を排出することは，貯水池の再生のみならず貴重な資源の有効利用の観点からも重要な課題である。この堆砂対策としては，次のものが考えられる。

(a) 貯水池へ流入する土砂量を軽減する方法

①砂防ダムによる掃流砂の流入軽減

②貯砂ダムによる堆積と掘削

③貯砂ダムによる堆積と排砂設備による排出

④流入土砂のバイパス

⑤清水の間接貯留

(b) 貯水池内の堆積土砂を排除する方法

①ダム堤体付近の排砂設備による堆積土砂の排出

②浚渫・掘削

(c) 貯水池流入土砂をそのまま排出する方法

①ダム洪水吐きによるウォッシュロードの排出

②ダム堤体付近の排砂設備による浮遊砂の排出

ここでは，質問の趣旨に従って，(a)－②③，(b)－①，(c)－①②について回答するが，堆砂対策としてはダム単独ではなく，水系全体における位置付けが重要であることは言うまでもない。

2. 貯砂ダム

2－1　貯砂ダムによる土砂の堆積

貯砂ダムの設置目的は，洪水時の堰上げにより主として掃流土砂を貯砂ダム上流に堆積させるものであるが，デルタの下流に沈降堆積する浮遊砂の水位低下時の流下防止の機能を持たすこともある。

貯砂ダム設置位置および高さは，①ダム貯水池の運用，②貯砂ダムによる背水の影響，③計画堆積土砂量，④土砂の排出方法等を考慮して決める必要がある。

一般に，中小洪水時あるいは非洪水期には貯砂ダムの背水により土砂を沈降堆積させ，ダム貯水池の運用による水位低下後に掘削あるいは排砂設備の操作を行い，堆積土砂を処理する事が多い。この堆積およびその処理のサイクルから，ある程度の余裕を見込んで，計画堆積土砂量が決められる事になる。これから，貯砂ダムの設置位置および高さはほぼ決まってしまうが，掘削土砂の運搬道路および排砂設備の設置可能位置との調整が必要である。

洪水調節の計画規模の大洪水時には，貯水池上流河道に貯砂ダムの影響を与えないようにする必要があることが多いが，この場合，本ダムの背水に応じて土砂の堆積が生じることになり，デルタの肩の標高は貯砂ダムの天端標高をかなり上回る。このことから，流入土砂量が極めて大きい場合には貯砂ダムは完全に埋没することになるため，貯砂ダムの設置位置および高さを決める洪水量の選定には十分な検討が必要である。

これらの堆積形状は河床変動計算に基づいた手法によりある程度は求めることができる。しかし，射流域の計算では解の安定性を満足するよう時間間隔をかなり短くしなければならず，通常の大型汎用電子計算機でも比較的長い計算時間を必要とする。なお，不等流計算で，射流域は便宜上限界水深として与えることがあるが，射流域を忠実に計算したものと異なる結果を招くことがあるので注意を要する。流砂量は，流れと流砂量の関係を表わす流砂量式を用いて求められ，多くの式が提案されているが，通常は取扱いが比較的容易な Brown 形式の流砂量式が用いられる。

2－2　貯砂ダムからの土砂の排出

貯砂ダムからの土砂の排出方法としては，機械類による掘削および排砂設備による流出の２種が考えられる。

これらの方策のうち，(a)－②に対応する掘削は多くの貯水池で実施されており，その一部は建設骨材として利用されている。この場合，重機類のアクセスに配慮が必要である。

排砂設備による方法，すなわち(a)－③は，貯砂ダム上流に呑口がある貯水池を迂回する排砂水路を設置し，貯砂ダムに堆積した土砂を流水の力を利用して下流河道に排出するものである。一般に，貯水位が高い状態で排砂設備を操作しても，設備近傍の堆積土砂が排出されるだけで貯水池容量の確保の効果はほとんど無いため，水位を低下するのが難しく，(b)－①が適用できない多

目的ダム等ではこの方法を検討することがある。この場合，洪水末期あるいは融雪出水時等に排砂設備を操作することになるが，常時の排砂については濁水放流に対する配慮が必要である。

この方法の効果は河床変動計算に基づいた手法によりある程度は判断できる。しかし，河床変動計算は堆砂現象ではその有用性が確認されているが，堆砂の肩を境としてその上下流で勾配が急激に変化する排砂過程の流れでは，急激な河床変動が生じるため，その結果については十分な吟味が必要である。貯砂ダムが満砂状態から水位低下による河床変動を計算する場合には，拡散方程式を用いた芦田の方法も適用できる。

なお，設備設計時の検討事項としては，①堰上げによる堆砂過程および水位低下による排砂過程，②呑口部の堆積とフラッシュ機構，③導流部の土砂輸送能力およびセルフライニングの可能性，④吐口部の越勢，⑤下流河道への堆積過程と処理方法，⑥設備の摩耗機構と耐摩耗性材料の適用等があげられる。

2－3　貯砂ダムの構造

貯砂ダムは，基本的には固定堰であり，その構造は通常の河川に設けられる堰と同じものとして考える必要があるが，条件によっては仮設備として位置付けられることもあると思われる。いずれにしても，構造・形式は①設置目的，②基礎の条件，③水位条件，④河床変動，⑤魚類の移動等を考慮して決める必要がある。

貯砂ダム設置の主目的は掃流砂の堆積であり，止水に対する条件はそれ程厳しくないのが一般的であるが，水環境対策としての安定した水面の確保等の２次的な機能を持たせるときには配慮が必要である。また，主目的から流下土砂量を減少させることになるため，下流の河床低下を考慮してその構造を決める必要がある。特に，堆砂の進んでいる既設ダムの貯水池に設置する場合は注意が必要である。

既設ダムでは貯水池と上流河道との魚類の移動が重要となることもあるため，魚道あるいは切り欠きを設けるなどの配慮が必要となることもある。

3.　堤体に付属する設備による排砂

3－1　ダム堤体付近の排砂設備による堆積土砂の排出

一般に，貯水位が高い状態で排砂設備を操作しても，設備近傍の堆積土砂が排出されるだけで貯水池容量を確保する効果はほとんど無い。このため，発電ダムで取水口近傍の堆積土砂が排出を目的とするものを除くと，この種の設備の実施例は少ない。しかし，水位を低下させるのが比較的容易な治水ダム等ではダム堤体に付属する設備を設置して対応することが可能であり，実施例も徐々に増えてくるものと思われる。その水理は「2－2　貯砂ダムからの土砂の排出」と同じであるが，ウォッシュロード・浮遊砂の含有量は比較的高いものと考えられる。ところで貯水池の流入土砂の大半は洪水時のものであり，これを速やかに排出することはウォッシュロードを含む堆積土砂の固結化防止の点からも望ましく，常時の濁水問題の発生を防止することも考慮し

て，排砂時期としては洪水末期が想定される。

一方，ダムの洪水吐きはダム機能を発現する上で重要な役割を有しており，キャビテーションをはじめとする流水による摩耗・損傷を防止し，安全・確実に所定の放流を行う必要がある。しかし，排砂設備には多量の土砂が流下し，特に掃流砂のように比較的大きい粒径を対象とした設備では触水面の損傷を避けることができず，ある程度の変形を許容した構造とせざるをえない。従って排砂設備はあまり高速流にならない低水頭で使用するとともに，高精度の流量制御を必要としない流量範囲での使用に限定されるものと考えられ，洪水吐きとはその機能を分離させる必要がある。

3－2　貯水池流入土砂をそのまま排出する方法

貯水池流入土砂を沈降させずにそのまま排出する方法にはウォッシュロード・浮遊砂それぞれに対して，(c)－①・②が考えられるが，その内容は以下の通りである。

(1)　ダム洪水吐きによるウォッシュロードの排出

流入した濁水をそのまま流下させるものであり，特に技術的に難しい問題は無い。しかし，滞留させると当然濁質分が沈降し，次の洪水の初期に沈降後の清水を放流する事になるため，効果の判定に配慮が必要である。他の放流設備との連係により効果を高めることが可能である。

(2)　ダム堤体付近の排砂設備による浮遊砂の排出

高濁度の流入水が貯水池底部を流下する密度流としての挙動を利用して，貯水池に流入した高濁度の濁水をそのまま放流するもので，原理的には可能であるが，わが国の貯水池でこの流れを確認したことは無い。

（ダム水工研究室）

河－5　土石流氾濫区域の設定手法

（質問）

昭和63年度より新規施策として土石流危険渓流総合整備事業を実施しているところである。これは土石流基本計画を策定しハード及びソフトな対策を行うものである。ソフトな対策として，①土石流危険渓流及び氾濫区域の公表，②警戒避難体制の整備，③土地利用の適正な誘導等を行うにあたり氾濫区域の設定が必要である。

既往の土石流氾濫調査結果による地形を重視した氾濫区域設定手法では精度の点で問題があると思われるので，精度向上のための氾濫区域の設定手法及び問題点等を御教示願いたい。

（日光砂防工事事務所）

(回答)

現在提案されている土石流氾濫区域の主な設定方法としては以下に述べる5種類がある。概要を表－1に示す。

表－1　主な土石流氾濫区域の設定手法の概要

氾濫区域設定手法	調査手法，調査項目	長　所	問　題　点	実用的な検討例
(1) 過去の土石流氾濫堆積痕跡等の地形学的調査による方法	現地踏査 空中写真判読 文献調査 →氾濫堆積痕跡 微起伏 (堆積構造)	①比較的簡便 ②個々の渓流の特徴を反映し易い ③氾濫実績を用いることができる	①氾濫区域が大きく設定される ②流出土砂量に応じた氾濫範囲の設定は困難	オーストリア カナダ
(2) 既往の土石流氾濫堆積調査結果に基く地形に関する経験法則を用いる方法	災害調査→経験法則を得る→対象渓流の地形図等判読→経験法則の適用→氾濫区域設定	①比較的簡便 ②設定手法の標準化ができる	①個々の渓流の特徴を反映し難い ②精度の向上に限界がある	日本
(3) 模型実験による方法	現地調査→地形図→模型製作→模型実験→観察，計測→解析	①個々の渓流の特徴を反映し易い ②堆積，侵食過程を追跡できる	①実物と模型の相似性の根拠が不明確 ②多くの費用と長期間を要する	
(4) ランダムウォークモデルによる方法	地形図・空中写真→メッシュ分割→地盤高読取り→境界条件設定→ランダムウォーク計算(確率計算)	①渓流の地形による氾濫範囲の変化を表現し易い	①モデル中のパラメーターや係数の物理的意味があいまい ②土石流の後続流による再侵食過程を表現できない	
(5) 水理学的なモデルを基礎とする数値計算による方法	地形図・空中写真→メッシュ分割→地盤高読取り→境界条件設定→シミュレーション計算(差分法)	①水理学的な裏付けがある ②土石流の流速や堆積，侵食過程を表現できる	①メッシュ間隔を小さくすると，計算時間が長くなり費用も高くなる	

(1)　過去に発生した土石流による氾濫堆積痕跡等を地形学的に調査し，その渓流における土石流の氾濫区域を設定する方法

(2)　数多くの渓流において土石流の氾濫・堆積範囲を調査分析して地形等との関係を経験法則としてまとめて地形等の類似した他の危険渓流に適用する方法

(3)　模型実験による方法

(4)　ランダムウォークモデルによる方法

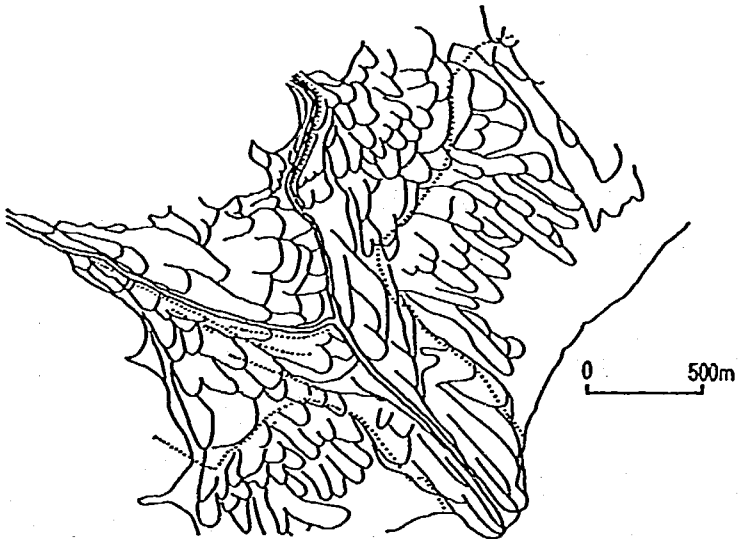
(5)　水理学的なモデルを基礎とする数値計算による方法

いずれの方法もそれぞれ特徴があるのでこれらの方法を使用する場合にはそれぞれの特徴を十分に理解し，目的に合った方法を選択するとともに適用条件を考慮した結果の利用が重要である。以下に5種類の方法の特徴および問題点を述べる。

(1) 過去の土石流氾濫堆積痕跡等を調査して推定する方法

過去にある程度の規模の土石流が発生したところでは何らかの痕跡が残されており，現地踏査や空中写真判読等の注意深い観察，調査等によりその範囲を推定することができる[1]。土石流の痕跡を知るための指標としてはしばしば扇状地上に発達する「ひだ状」や「うろこ状」の微起伏や堆積土砂中の土石流に特有な大石や砂礫の入り混った堆積構造が主なものであるがこの他にも土地利用形態，樹木の分布の異常，樹木の個体内の異常痕跡（アテの発生など）などがある。これは単独で用いられる場合と精度を高めるために複数の指標が用いられる場合がある。

この方法によると図－1[1]に示すように扇状地全面が氾濫区域として推定される傾向があり，流出土砂量や扇状地の土地利用による危険区域の変化は議論しにくい。

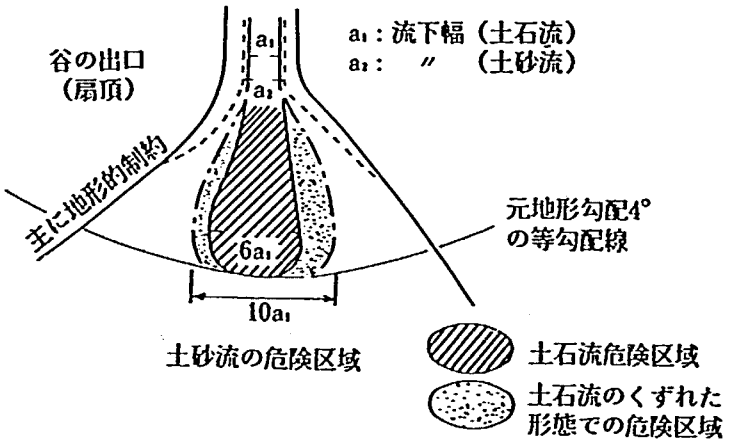


図－1　土石流氾濫堆積痕跡（ウロコ状模様）の調査例
（太線は大谷川，点線は石垣を示す）＊）文献1）より

(2) 既往の土石流氾濫・堆積調査結果に基づく地形に関する経験法則を用いる方法

数多くの渓流における既往の土石流氾濫・堆積調査結果を統計的に整理し，氾濫区域と地形（主として河床・地盤勾配，比高，河幅）との関係を調査してそこから何らかの法則を見出す努力は近年多く行われてきている[2),3),4),5),6),7)]。この方法は比較的大縮尺の地形図があれば図－2[2)]に示すように，河床および地盤勾配を測定し，流下土砂量を推定することにより比較的簡便に土石流の

氾濫区域を推定できる反面氾濫区域内の微地形や建物等の土地利用の影響および土石流対策施設の効果を表現しにくい等の欠点がある。



図－2　模式的な危険区域設定手法例　＊）文献2）より

(3)　模型実験による方法

模型実験により土石流の氾濫堆積範囲を再現あるいは予測しようとする試みもこれまでいくつか行われてきている[8), 9), 10), 11)]。この方法を用いる場合に最も問題となるのが実験における相似性である。土石流の流下および堆積に関する運動方程式は，未だ十分に解明されているとは言えず，実験に当たっては一般の水理実験に用いられているフルードの相似則を用いているのが現状である。

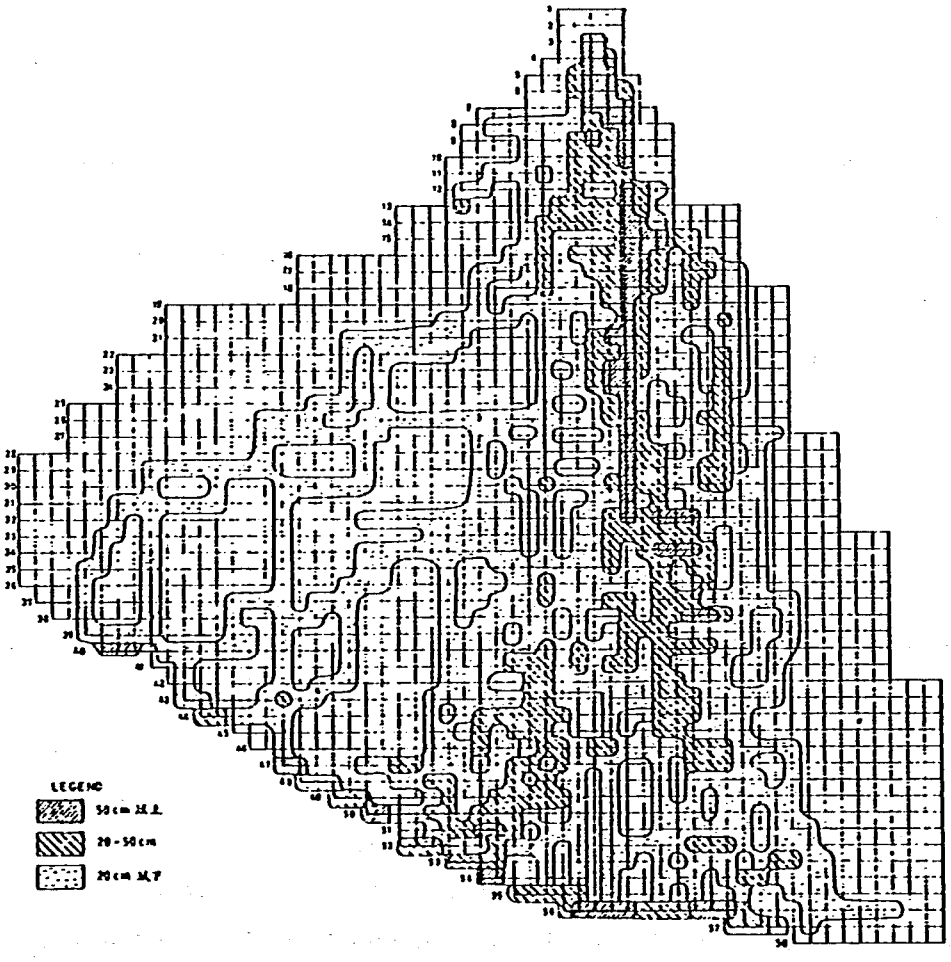


写真－1　模型実験の例

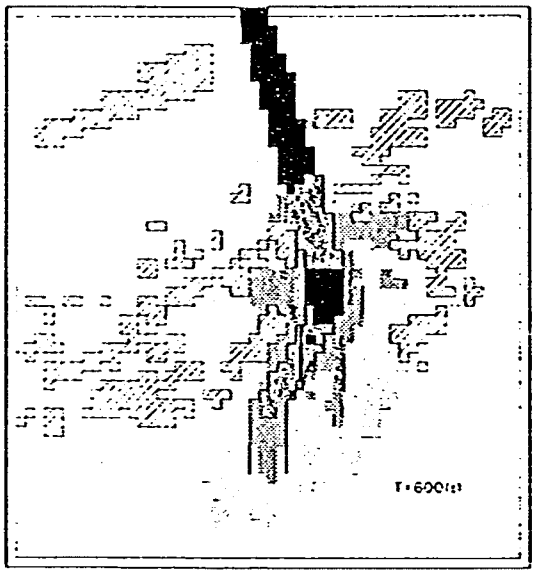
この方法の特徴としては，河道の幅や屈曲，地形の凹凸等の微地形の要素を取り込み易く，場合によっては建物や樹木の影響も考慮できることにあり，さらに土石流の堆積過程や後続流による侵食過程もある程度追跡できる点にある（写真－1）。このように多くの長所がある反面，相似性の根拠が不明確であること，実験の準備，実施，解析に多くの費用と時間を要する等の問題点もある。

(4) ランダムウォークモデルによる方法

土石流の氾濫・堆積過程を確率論的手法によりモデル化し，シミュレーションにより氾濫堆積過程を追跡し，氾濫範囲および危険度を推定しようとする試みがなされてきている[12),13),14),15),16)]。ランダムウォークモデルと呼ばれるこの手法は土石流の氾濫が予想される地域をメッシュ区分し，あるメッシュから隣のメッシュに土石流が進む確率をあらかじめ設定し，さらに電算機によって乱数を発生させて，これを遷移確率の和で除した余りにより土石流の進行方向を決めようとするものであり，基本的にはあくまで確率モデルであり，土石流の運動とは結びつかない。しかしながらこの



図－3　Random Walk Model によるシミュレーション結果　＊文献 13) より



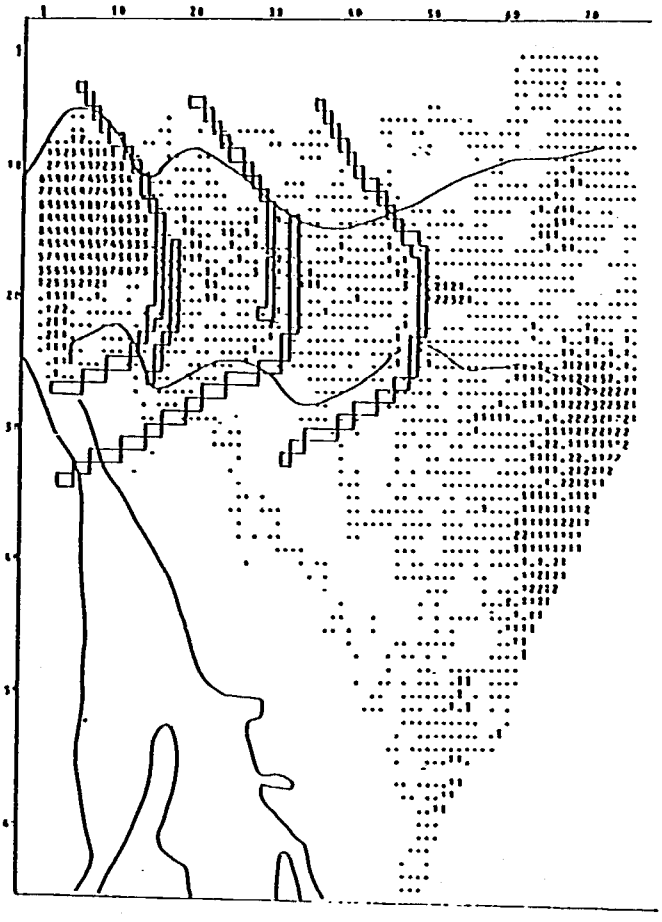
図－4　土石流氾濫シミュレーション結果　＊文献23）より

モデルに種々の仮定条件を設定することにより土石流の氾濫範囲あるいは土砂堆積深をある程度再現できることが分かっている（図－3）[13]。

この方法では比較的大縮尺の地形図か空中写真があれば土石流による流出土砂量を与えることにより土石流の氾濫，堆積範囲をある程度推定できるが，反面モデル中のパラメータや係数の物理的な意味があいまいで，計算開始点（堆積開始点）付近の堆積が極端に大きくなる点や，土砂濃度の低い後続流による再侵食過程を表現できないなどの欠点がある。

(5)　水理学的なモデルを基礎とする数値計算による方法

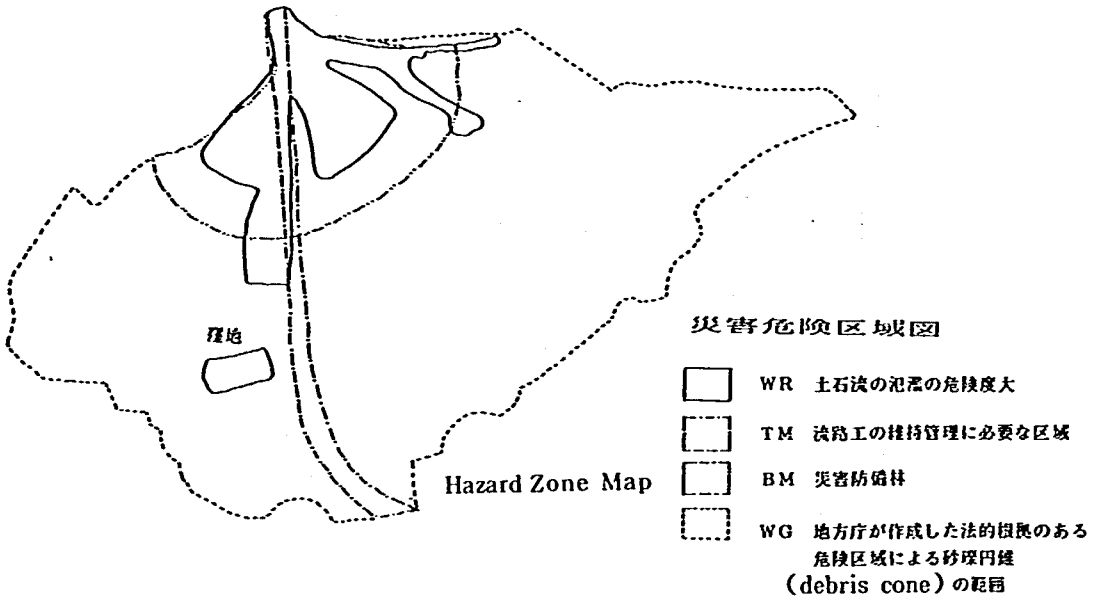
高橋らは土石流の流動・停止，堆積機構の理論的研究に基づく，一次元および二次元の土石流の氾濫，堆積シミュレーションの方法を発表している[17), 18), 19), 20), 21), 22), 23)]。２次元の氾濫シミュレーション計算は，氾濫計算対象域を細かくメッシュに区分し，土石流の運動方程式と連続式をｘ－ｙ方向に解いて，差分法を用いて土石流の氾濫・堆積過程を追跡し，同時に地盤高の変化を求めるものである（図－4）[23)]。この方法では水理学的な裏付けを持った計算式を用いることができるため土石流の運動機構が詳細に分かれば，シミュレーションの精度を上げて行くことが可能である。高橋らのモデルでは土石流を砂礫と水が混合一体となった流動体と見なし各地点の土砂濃度を一定と仮定しているため緩勾配でのシミュレーションには適合し難いことおよび土石流氾濫域での侵食・再堆積過程を表現できない等の問題点がある。このため水山ら[24), 25), 26), 27)]は水と砂礫について別々の連続式，運動方程式を立ててこれを連立して解き，さらに再侵食過程も表現できるように改良を行ったシミュレーションモデルを開発した。この方法により既往の土石流氾濫域を再現した結果，無施設時には氾濫範囲の再現性が極めて良く，土石流対策工の効果も評価できることが分かった（図－5）[27)]。また，この方法を水理模型実験による土砂の氾濫堆積範囲と比較した結果ほぼ一致することが分か



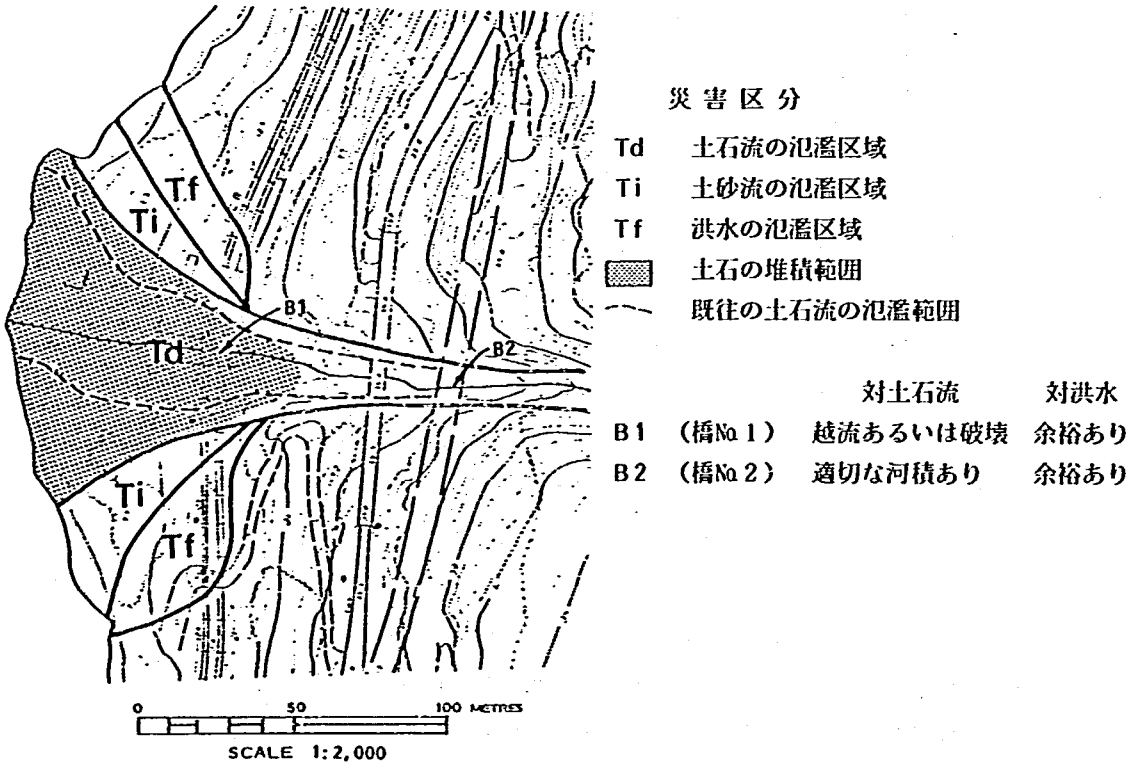
図－5　導流堤と床固工を設置した場合の土石堆積範囲　＊文献27）より

った。しかしながらこのシミュレーション計算方法ではメッシュ間隔を小さくし過ぎると計算時間が長くなり過ぎるため，極端にメッシュ幅を小さくすることはできず，川幅の狭い流路や，床固工及びスリット等の形状を適切に表現し難い等の問題点があり，モデルの改良が必要とされている。

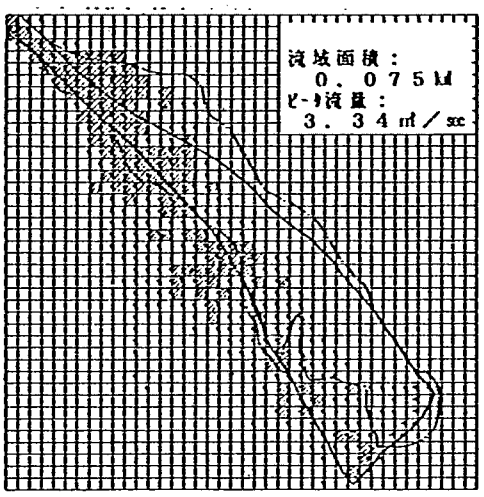
以上，現在提案されている５種類の重要な土石流氾濫区域の設定手法についてそれらの特徴と問題点について述べた。現地への適用にあたっては，それぞれの特徴を踏まえて単独，あるいは複数の手法を適切に選択することが重要である。オーストリア（図－６）[28] およびカナダ（図－７）[29] では主として前述の(1)の地形学的な手法を用いて土石流の氾濫区域を設定している。なお，我国においては主として前述の(2)の既往氾濫・堆積例から得られた経験則をもとに技術者による地形等も考慮した判断を加えて土石流危険区域を想定した例がいくつかあり，そのような想定例を図－８に示す。なお，この図には想定後に発生した土石流による実際の氾濫区域とシミュレーション計算による土砂堆積範囲，最大氾濫水深を同時に示す。この例ではどちらの想定範囲も実際の氾濫範囲と



図－6　オーストリアにおける災害危険区域図の例　＊文献28）による



図－7　カナダにおける土石流危険区域図の例　＊文献29）による



凡	例
————	技術者が地形等を考慮して想定した氾濫区域
— — — —	実際に発生した土石流による氾濫区域
メッシュ内の数字	数値シミュレーションによる最大氾濫水深(単位：0.1m)
▨	数値シミュレーションによる土砂堆積区域

各メッシュ間隔は10m

図－8　我国における土石流氾濫区域の設定例と実際の氾濫区域およびシミュレーション結果との比較

ほぼ一致していると言える。

一方，土石流氾濫区域の設定に当っては土砂流出量の規模をどのように及びどれほど精度良く推定するかという重要な課題が残されている。また，土石流の氾濫区域に影響を与えるパラメータは数多くあり，上記のいずれの手法も比較的重要と考えられるいくつかのパラメータのみを考慮しているに過ぎない。さらに同一の渓流においても発生，流下する土石流の規模や土砂濃度，形態は大きく変化することは周知の事実でありこれらに関する物理量を正確に予測することは現在では困難といえる。土石流氾濫区域の設定手法の選択と設定結果の利用に当ってはこのような背景も考慮することが必要である。

＜参考文献＞

1）奥田節夫，水山高幸：地形学的手法による危険範囲の予測，「扇状地の土砂災害」芦田和男編，古今書院，pp 175～187，1985，1

2）池谷浩，米沢谷誠悦：土石流危険区域設定に関する考察－小豆島災害を例として－，土木技術資料，第19巻第12号，pp 21～27，1977，12

3）泉岩男，池谷浩：土石流危険区域調査および警戒避難基準雨量の想定方法に関する一試案，新砂防，第108号，pp 19～27，1978，7

4）建設省河川局砂防部砂防課，土石流危険渓流および危険区域調査要領，1978，11

5）池谷浩：谷底平野における土砂災害危険区域の想定方法－彦間川左支寺沢川を例として－，土木技術資料，第21巻第2号，pp 12～17，1979，2

6）池谷浩，米沢谷誠悦：土石流危険区域の設定に関する研究（第二報），土木技術資料，第21巻第9号，pp46～50，1979，9
7）建設省土木研究所砂防部：昭和57年7月長崎豪雨による土砂災害調査報告書，土木研究所資料第2107号，pp29～112，1984，3
8）池谷浩，上原信司：桜島野尻川における泥流対策に関する実験的考察，土木技術資料，第21巻第4号，pp24～29，1979，4
9）池谷浩：土石流危険区域設定に関する実験的研究，土木技術資料，第23巻第4号，pp9～14，1981，4
10）池谷浩：土石流危険区域設定に関する実験的研究，新砂防，第122号，pp1～10，1982，1
11）池谷浩，五十君亘彦，永井正市，阿部彦七，坂東高：多枝原平における土石流対策に関する実験的研究，新砂防，第124号，pp38～45，1982，8
12）PRICE W.E.: Simulation of Alluvial Fan Deposition by a Random Walk Model, Water Resources Research, Vol. 10, №2, pp263～274, 1974, 4
13）今村遼平，杉田昌美：Random Walk Model による土砂堆積シミュレーションについて，新砂防，第114号，pp17～26，1980，3
14）中筋章人，今村遼平，塚本哲，青木健一，松田豊治：土石流の氾濫危険区域設定に関する一考察，新砂防，第116号，pp17～25，1980，8
15）岩本吉生，今村遼平，中筋章人，杉田昌美：8方向方式の Random Walk Model による土砂堆積位置のシミュレーションについて，新砂防，第125号，pp16～21，1982，11
16）武居有恒：確率論的手法による危険範囲の予測，「扇状地の土砂災害」芦田和男編，古今書院，pp163～175，1985，1
17）高橋保，吉田等：土石流の停止・堆積機構に関する研究(1)－勾配の急変による堆積－京都大学防災研究所年報，第22号，B－2，pp315～328，1979
18）高橋保：土石流の力学的機構，水工学シリーズ80－A－1，土木学会水理委員会，pp A－1－1～A－1－17，1980
19）高橋保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(2)－土石流扇状地の形成過程－京都大学防災研究所年報第23号，B－2，pp 443～456，1980
20）高橋保：洞谷土石流について，新砂防，第118号，pp 42～46，1981
21）高橋保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)－土石流扇状地の二次侵食－，京都大学防災研究所年報，第25号，B－2，pp 327～348，1982
22）高橋保：水理学的手法による堆積危険範囲の予測「扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究」芦田和男，自然災害特別研究成果№A－57－4，pp 77～82，1982
23）高橋保，辻本浩史：土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション，京都大学防災研究所年報，第27

号，B－2，pp 467～485，1984

24) 水山高久，下東久巳：土石流扇状地の地形と土石流の氾濫堆積，新砂防，第37巻第6号，pp 11～19，1985

25) 水山高久，下東久巳：土石流氾濫シミュレーション土木技術資料，第27巻，第8号，pp 3～9，1985

26) 水山高久，阿部宗平，下東久巳：土石流氾濫シミュレーションと模型実験による土石流災害の再現，新砂防，第40巻，第3号，pp17～22，1987

27) 水山高久，北原一平，原義文：土石流氾濫シミュレーションモデルによる土石流対策工の効果評価，新砂防，第40巻，第5号，pp14～21，1988

28) J. Heumader，H. Kienholz，G. Ofner，L. Wang，G. Kronfellner－Kraus：Hazard zone map "Dürnbach" － Report of the "practical experts group" － The Report of Japanese － Austria a joint research "forecast of disasterzone in mountain regions" 1980，1981，Research Bulltin №1，pp 41～43，1982

29) Thurber Consultants Ltd.：Debris torrent and flooding hazards highway 99，How Sound，Report to Ministry of transportation and highways British Columbia，Thurber consultants Ltd.，1983

（砂防研究室）

河－6　砂防ダムの堆砂勾配

（質問）

(1) 流出土砂の多い渓流の堆砂状況を見ると必ずしも元河床勾配の1/2～2/3になっているとは言えず，既設のダムまたは副ダムが完全に埋没している場合がある。今後の施設の位置決定に当たり考え方を指導されたい。

（富士川砂防工事事務所）

(2) 砂防ダムの堆砂勾配は現河床勾配の1/2となっているが，その根拠となる資料を示されたい。

（山梨県土木部砂防課）

（回答）

砂防ダムの堆砂勾配や渓床勾配の計画値については，河川，砂防技術基準（案）計画編においても明確に示されているわけではない。しかし，現在の河床勾配（元河床勾配と呼ぶこともある。）の1/2～2/3に設定されることが多い。

実際の河床勾配は，下流の砂防ダム，基岩等による基準面と上流からの流入水量，流砂量，粒径で

決まる。そのような勾配は，掃流力が限界掃流力に比べて十分大きいとすれば，流砂量式に芦田，高橋，水山の掃流砂量式を用いると次式で表わされる。ただし，流れの抵抗はマニング式により，また川幅を一定とする。

$$I = 12\frac{g^{3/2}n}{(\sigma/\rho-1)}\frac{q_B}{q} \qquad \cdots\cdots (1)$$

ここで，I；河床勾配，g；重力の加速度，n；マニングの粗度係数，σ，ρ；それぞれ砂礫および水の密度，q_B；流砂量，q；流量である。

(1)式からわかるように，河床勾配は流入する土砂の濃度に比例する。ただし，河床勾配は河床が変動した結果であり，土砂濃度の変化に敏感に追随できるものではない。しかも，山地河川では，土砂濃度は土砂の生産に強く影響され，流量と流砂量の間に一義的な関係は薄い。したがって，土砂生産が少ない場合や，上流に未満砂の砂防ダムや貯水池があれば河床は静的な安定勾配（流砂の無い状態）まで緩くなるし，逆に土石流や崩壊により多量の土砂供給が続くと河床勾配は元河床勾配にまで急になることもある。

砂防ダムや床固めの位置を決めるためには，計画の河床勾配を与える必要がある。前述のように河床勾配は大きく変動しうるものであるが，何か目安を与えなければ仕事が進まない。砂防ダム等の構造物から見れば，河床が下がる方が危険な状態である。その意味からすれば，静的に安定な勾配ということになるが，それでは多くの場合，本ダムの一部や副ダムが土砂に埋まった状態になってこれもよろしくない。そこで，元河床勾配の1/2程度を計画堆砂勾配とすることが多い。この値は，世界的に用いられているようである。

このように計画河床勾配を決めると，本ダムまたは，副ダム下流が河床低下と局所洗掘により災害になることも多く，表－1に示すように砂防設備の災害の43.2％（直轄の場合）に達している[1]。

一方，大きな雨で新しい土砂生産があると，図－1の富士川，稲又谷[2]，図－2の手取川，赤谷[3]のように砂防ダムが埋もれてしまうこともある。

つぎに，元河床勾配の1/2を計画値として用いることの根拠だが，前述のようにはっきりしない。ただ，図－3に示す，常願寺川の本宮ダムの堆砂状況や，常願寺川の代表的な砂防ダムの例（図－4）に見られるように，1/2程度になる場合が比較的多いといっても良さそうである。

しかし，これらは前述したように計画上の目安であって，花崗岩の風化地帯や火山灰の堆積しているような地域では，その粒径が小さいため，出水中に一度はかなり急勾配に堆砂しても出水後半に流入する土砂濃度が低くなることがある。また，土石流では15度程度の急勾配で堆積することもありうる。元河床の1/2は低下の基準と考え，これより下がる場合には，基礎根入れの増加，副ダム，副々ダム等で対処する。逆に上昇することもあるので，1/2の勾配に合わせて道路や橋を設計することは感心できないが，土砂の流出が恒常的な地域を除けば，上昇する確率は低いと割り切ることもありう

表－1　災害形態の集計

災害形態	直轄		県	
本堤 水通し部破損	38	16.7%	68	11.5%
〃 袖部破損	16	7.0	65	11.1
〃 前法の洗掘	10	4.4	62	10.6
〃 クラック	3	1.3	6	1.0
〃 倒壊（一部，全壊）	3	1.3	38	6.5
水叩部破損	15	6.6	147	25.0
前庭部または本堤基礎の洗掘	58	25.6	111	18.9
側壁護岸の破損	7	3.1	14	2.4
副堤破損	21	9.3	27	4.6
副堤基礎または下流の洗掘	40	17.6	24	4.1
下流ブロック流失	5	2.2	3	0.5
ダム取付部欠壊	9	4.0	13	2.2
漏水	0	0	2	0.3
魚道欠壊	0	0	4	0.7
袖部亀裂	1	0.4	0	0
大暗渠破損	1	0.4	0	0
異状堆砂	0	0	2	0.3
地すべりによるダムの移動	0	0	1	0.1
	227		587	

る。周辺の砂防ダムの堆砂状況を参考に計画河床勾配を決めるのが良いと思われる。

最後に，これは勾配の問題ではないが，砂防ダム袖部のせき上げ効果によりダム近傍の河床が水通し面よりも高くなることがあることにも注意する必要がある。

<参考文献>

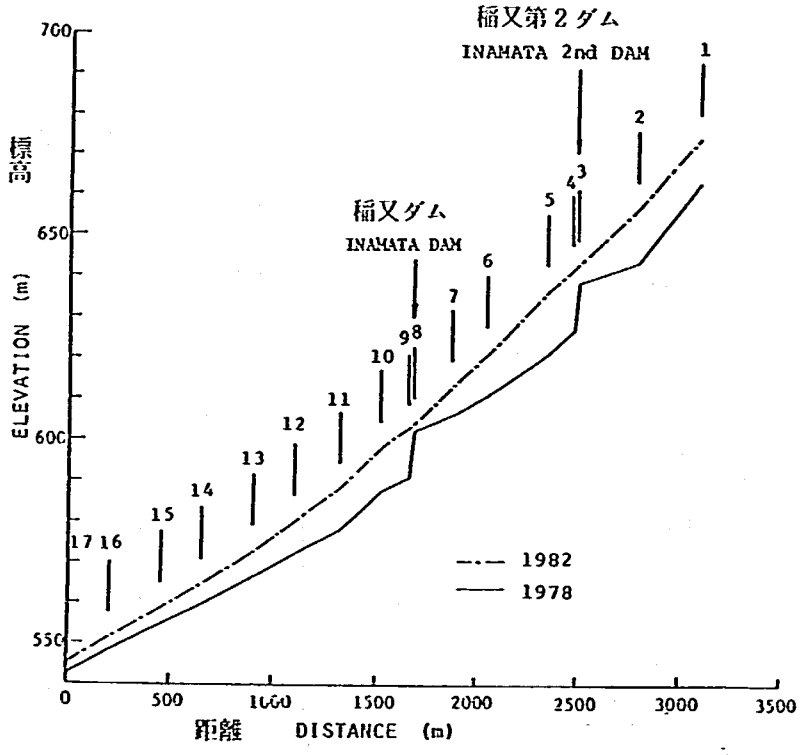
1）水山高久：砂防ダムの災害実態調査，新砂防 111，昭和 54 年 4 月，pp. 26～30

2）水山高久：山地河川の河床変動とその土砂水理学的取扱い，地形 5－3，1984年，pp. 195～203

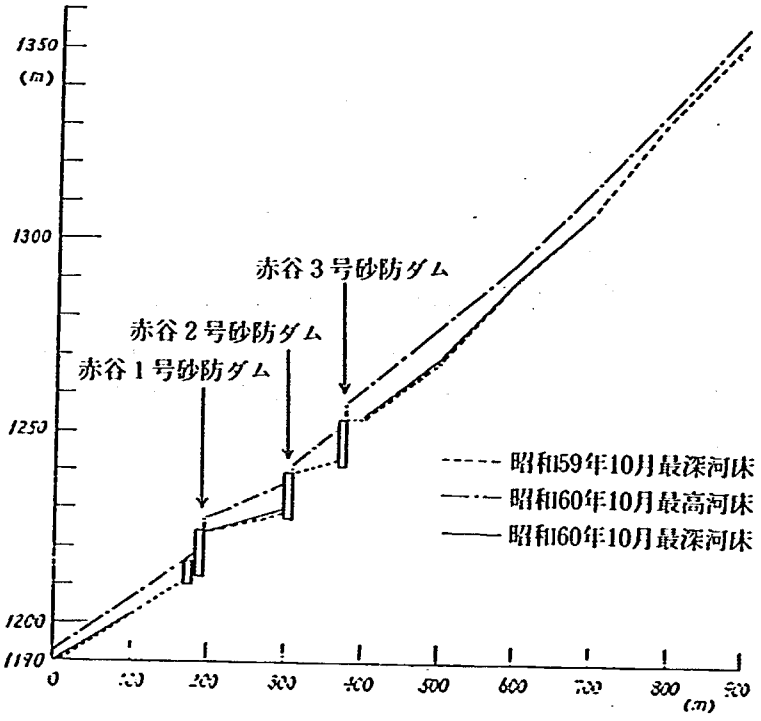
3）水山高久，羽原　伸，古川正幸：砂防ダムが土石流を掃流に変化させた事例，新砂防，40－6，昭63年 3 月，pp. 20～23

4）第37回建設省技術研究会報告，砂防施設とその効果に関する研究，建設省，昭和58年，pp. 677～678

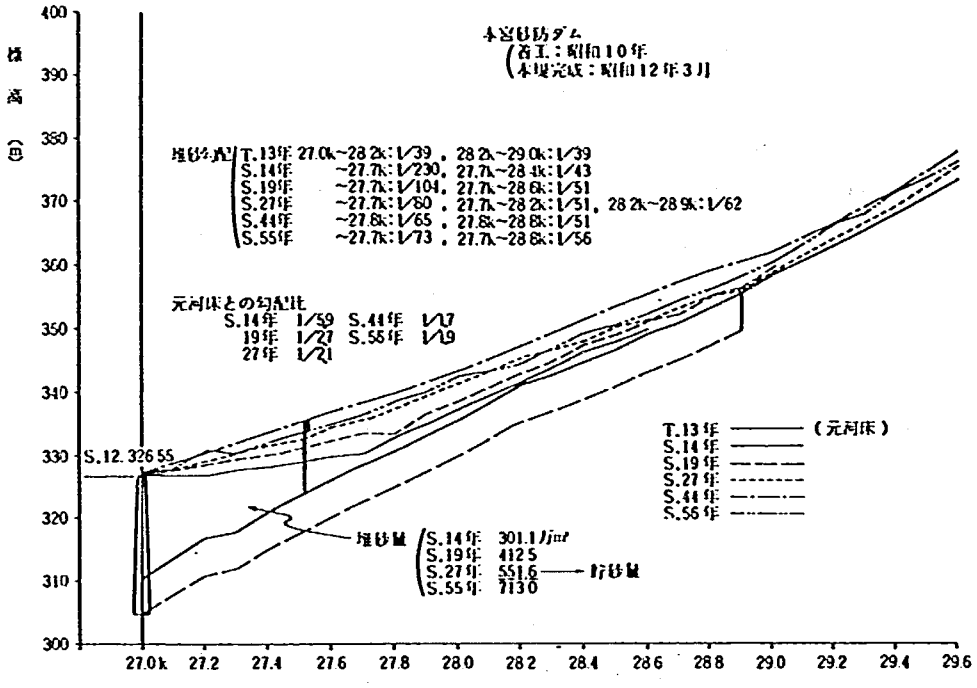
（砂防研究室）



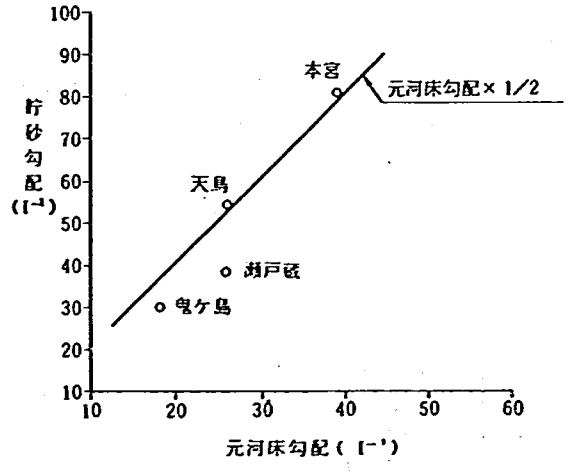
図－１　富士川，稲又谷



図－２　出水前後の河床高の変化（赤谷）



図－3　本宮砂防ダム上流平均河床縦断図



図－4　貯砂勾配と元河床勾配の関係

河－7　ジオテキスタイルを用いた堤防法面の安定工法

(質問)

荒川下流部において今まで強雨時に裏法面にたびたび表層滑り現象が生じている。この原因として雨水の浸透に伴う含水比上昇によりセン断力が低下するものと考えられ，堤防法面の安定工法としてジオテキスタイルを用いている。

堤防断面は裏法面の勾配が2割，築堤用土は購入土を使用している。現在，堤防の嵩上げ腹付等の工事の際，試験施工としてジオテキスタイルを使用しており，降雨実験等も行って，材質の種類（不織布系，ネット系），敷設巾，敷設ピッチ，敷設部端部の処理等の検討を行ってきた。しかしモデルケース的にデータが少ないと思われ確実な結果を出すまでには至っていない。

以上により，他の事例等を考察したい為，ジオテキスタイルの材質選択方法，敷設方法（敷設巾，ピッチなど）等の試験及び検討事例等がありましたら教えていただきたい。又最近の法面安定工法（盛土補強）の動向についても合わせて伺いたい。

（荒川下流工事事務所）

(回答)

堤防裏のりに雨水の浸透に伴う土の強度低下による表層すべりの防止を目的としてジオテキスタイルを利用する場合の材料の選定法，ならびに敷設長や敷設間隔の決定法としては，現在のところ以下のものを参考にするとよい。

(1)　層厚管理材（転圧補助材）として利用する場合

通常の盛土では，のり面付近の土の締め固めが不十分になりやすい。のり面付近の土の締め固めが不十分であると，雨水の浸透による土の強度低下が生じやすく，のり面崩壊の大きな原因となりやすい。

そこで，重機によるのり面付近の締め固めが十分に行えるよう，層厚管理材としてジオテキスタイルを使用することが鉄道盛土などでは行われている[1]。

この場合は，重機がのり肩付近に近付いても安定が保てるよう，安定解析を行ってジオテキスタイルの設計を行い，ジオテキスタイルの材質としては表－1に示すような規格を，また敷設長は2.0

表－1　層厚管理材の材質[1]

材　　質	高密度ポリエチレン
降伏点強度	200 kg/m（1.96 KN/m）以上（20℃）
伸　び　率	8％以上
軟　化　点	100℃以上
脆 化 温 度	－20℃以下
耐　候　性	5年以上
網　　目	縦・横とも 15㎜～30㎜
開　孔　率	70％以上

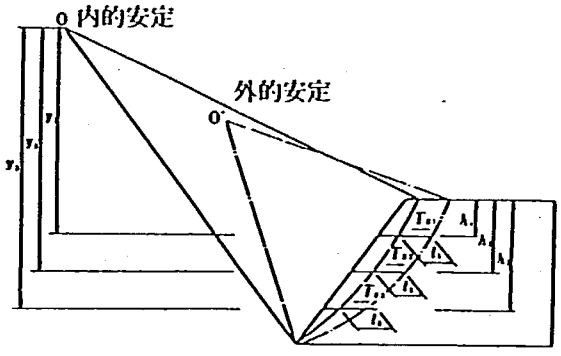
m，敷設間隔は一層あたりのまき出し転圧後の仕上がり厚にあわせて30cmと規定している。

なお，盛土の完成後はジオテキスタイルが次に述べる引張り補強材として機能するので，のり面付近の土の締め固めによる効果とあわせて，降雨時の安定性は飛躍的に向上するものと考えられる。

(2) 引張り補強材として利用する場合

盛土内にジオテキスタイルを敷設して盛土を補強するときのジオテキスタイルの敷設長と敷設間隔の決定法には，くさび土塊の安定を考える方法やジオテキスタイルの引張り力を考慮した円弧すべり計算を行う方法などがあるが，ここではより汎用的な後者の考え方を示す。

安定解析は，①ジオテキスタイルで補強した領域を一体と仮定し，その外側を通るすべり破壊に対する安定を検討する外的安定の検討と，②補強領域内を通る潜在すべりに対する安定を検討する内的安定の検討の２つを行う。



図－１　盛土のモデル

いま，図－１に示すような盛土のモデルを考えると，外的安定の検討では，図中の一点鎖線で示すようなジオテキスタイルで補強した領域の外側を通るすべり破壊に対する安全率を通常の円弧すべり計算により求め，この値が設計値（普通 1.2～1.3 程度以上）を満足するようジオテキスタイルの敷設長を決定する。

一方，内的安定の検討では，補強領域内に図－１中の実線で示すような潜在すべり面を想定し，この面に沿うすべり破壊に対して，土塊のすべりモーメントと抵抗モーメントとの関係を調べ，抵抗モーメントが土塊のすべりモーメントより大きくなるように，ジオテキスタイルによる抵抗モーメントを付加する。すなわち，補強盛土の安全率を(1)式により求め，この値が設計安全率を満足するようジオテキスタイルの敷設枚数や敷設間隔などを決定する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma_i (T_{Ri} \times y_i)}{M_D} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，M_R ：土の抵抗モーメント

M_R ：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント

M_D ：土塊のすべりモーメント

T_{Ri} ：i 番目のジオテキスタイルに働く引張り力

y_i ：すべり円弧の中心点Oから i 番目のジオテキスタイルまでの鉛直距離

このとき，ジオテキスタイルに働く引張り力 T_{Ri} は，ジオテキスタイルが許容ひずみ以上に伸びたり破断したりしないことと，潜在すべり面より奥の固定長が不足して設計荷重のもとで引抜けないことを前提にしており，ジオテキスタイルの許容引張り力 T_t と引抜き抵抗力 T_p の小さい方を T_{Ri} として用いるのが通常の設計の考え方である。

ジオテキスタイルを引張り補強材として利用する場合に，材料の選定に際して主として考慮しなければならないことは，①力学的性質と②耐久性の2つである。

力学的性質のうち最も重要なものは，引張強度，変形係数，土との摩擦特性およびクリープ特性である。

引張強度については，永久構造物の場合，設計引張強度は10～20%程度のひずみレベルでの引張強度をとることが望ましいとされている。そして，この場合，引張試験としては，通常の5cm幅のサンプルでなく20cm程度以上の幅広のサンプルを用いた試験か，できれば拘束圧を加えた状態での試験を行うことが大切である。

土との摩擦特性は，引抜きに対して抵抗するための埋込み長の決定に必要であり，引抜き試験や直接せん断試験などによって求められる。また，そのような試験によらない場合は，次式を用いて T_p を算定することもある。

$$T_p = 2\sigma_i \cdot \tan\phi \cdot l_i \qquad \cdots\cdots (2)$$

ここに，σ_i ： i 番目のジオテキスタイルに作用する拘束圧

ϕ ： 土のせん断抵抗角

l_i ： i 番目のジオテキスタイルの固定長

クリープ特性は，5m以下の盛土ではあまり問題とならないといわれているが，高盛土で，しかも比較的引張り強度の小さな材料を用いるときには問題となるので，そのような場合は設計荷重の下でクリープ試験を行い，設計荷重がクリープに対する限界荷重を超えていないかどうかを検討することが必要になる。一般的には，ポリエステル製のジオテキスタイルでは設計荷重が破断強度の60%以下であれば，またポリプロピレン製のジオテキスタイルでは破壊強度の40%以下であれば，クリープの心配はないといわれている。

なお，参考までに各種ジオテキスタイルの標準的な力学的性質を示すと，表－2のとおりである。

ジオテキスタイルの耐久性については，土中に埋設する場合は紫外線による劣化の心配はないので，材料の運搬，保管，あるいは施工中にできるだけ紫外線による劣化を生じないように配慮して

表－2　各種ジオテキスタイルの標準的な力学的性質[2)]

布種類	重量 g/m² (lb/yd²)	終局破壊引張強度 kg/cm (lb/in)	終局引張荷重強度の伸び %	10%ひずみ時の割線係数 kg/cm (lb/in)
・織布				
単一繊維ポリプロピレン	170-340 (5-10)	114.3-457.2 (100-400)	20-40	457-1715 (400-1500)
フィルム（流し込み）	68-237 (2-7)	85.7-285.0 (75-250)	20-40	343-1715 (300-1500)
短繊維製テープと複合繊維布ポリプロピレン	340-1085 (10-32)	228.6-1371.6 (200-1200)	15-40	1143-4572 (1000-4000)
複合繊維ポリエステル	203-1017 (6-30)	171.4-2235.0* (150-2000*)	10-30	1143-6858* (1000-6000*)
・不織布				
連続繊維－溶融接合布	68-340 (2-10)	22.8-228.0 (20-200)	30-100	114.3-571.5 (100-500)
ニードルパンチ（軽重量）	102-340 (3-10)	23-114 (20-100)	40-150	11-172 (10-150)
ニードルパンチ（重密度）	340-1220 (10-36)	46-228 (40-200)	40-150	58-345 (50-300)
・ジオグリット				
ポリプロピレン	203-340 (6-10)	57-228 (50-200)	10-20	572-1486 (500-1300)
高密度ポリエスチレン	340-1017 (10-30)	57-571.5 (50-500)	10-20	343-4572 (300-4000)

おけばよい。化学的，生物学的耐久性については，通常の盛土材を使用する場合にはほとんど問題ないと考えてよい。

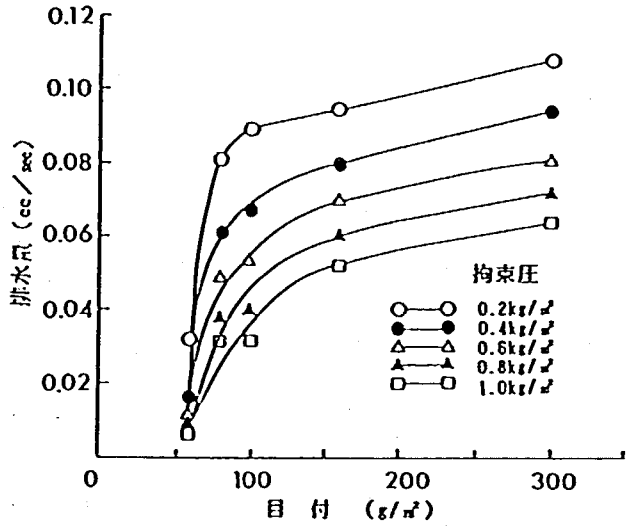
(3)　水平排水材として利用する場合

水平排水材としての利用は，とくに盛土材が高含水比の粘性土のような場合に効果を発揮する。盛土の施工中に発生する過剰間隙水圧の逸散をはかり，圧密による土の強度増加を促進させることがその大きな目的である。

このほか，含水比の近い砂質土系の盛土材を使用する場合でも，盛土の完成後，降雨に伴う盛土内の浸透水を排除する効果が認められている。このため，盛土材の含水比の上昇を遅らせ，強度低下を最小限にとどめることが可能になり，安定性の向上に寄与する。

ただし，土研で行った実験結果によると図－２に示すように，排水性のあるスパンボンド不織布でも，単位面積あたりの質量（これを目付と呼ぶ）の小さな薄いものより，ある程度目付の大きな厚いスパンボンド不織布でないと，十分な排水効果が期待できないことがわかっているので，排水の面からはできるだけ目付の大きなものを使用することが望ましい。

以上，現時点での知識をまとめてみたが，さらに検討を要する課題も残されている。



図－2　目付と排水量の関係[3)]

現在，土木研究所では，「ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する研究」を民間企業18社との共同で実施しているところである。そして，その成果を昭和65年度までに設計・施工マニュアルの形にまとめる予定にしているので，それまでの期間，現場においても施工実績を積み重ねてその結果を上記の設計・施工マニュアルに反映できるよう，ご協力をお願いする次第である。

<参考文献>

1）建造物設計標準解説，土構造物，日本国有鉄道

2）山岡一三：ジオテキスタイルの選定について，基礎工，1986，12

3）三木ほか9名：スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発－スパンボンド不織布の目付差による補強効果の相違－，第2回ジオテキスタイルシンポジウム，1987，12

（土質研究室）

河－8　堤防内および河川構造物周辺の性状把握方法

（質問）

大河川の堤防は，古来からの治水事業を活かして，堤防を段階的に拡築してきた箇所が多い。このため，堤防内の性状が一様でないことが予想される。また，都市化の進展等により長期的な広域地盤の変状も指摘されている。更に，堤防内に人工工作物が数多く建造されるようになり，堤防とのなじみが問題となっている。

従来の堤防内の性状を把握する方法では経済的，工期的に不適当である。近年，技術革新によってセンシング技術が著しく発達しているところであり，堤防内の性状を３次元で短い期間に経済的に把握できる技術の開発が待たれる。

技術開発の現状と今後の利用について御教示願いたい。

（江戸川工事事務所）

（質問）

従来より行ってきたボーリング等による調査ではなく，磁気，温度差，比抵抗，音波等を用いた間接的調査手法の可能性について意見を頂きたい。

（下館工事事務所）

（回答）

堤防内および河川構造物周辺の性状を把握する方法として，いくつかの技術が考えられる。この技術は大別して，①音響信号を用いる方法，②電気信号を用いる方法，③電磁波を用いる方法，④放射線を用いる方法に分けられる。この他，温度や赤外線を用いる方法がある。

①は，弾性波，超音波をセンシング信号とするもので，測定対象の性状は弾性率の違いとして測定される。この方法には，物理探査方法として広く用いられている弾性波探査法やせん断弾性波探査法があり，また表面波の伝播速度を測定する方法，弾性波の反射状態をトレースする方法などがある。堤防内に空洞やゆるみがある場合，その部分での弾性率が極端に小さくなるから，波動の散乱が生じ，これを基に強さの変化を測定することが原理的に可能である。しかし，音波を用いる方法では，周波数を低くすると分解能が悪くなり，また周波数を高くすると波動の減衰が大きく，実際的な応用は難しい。特に，堤防や構造物の表面を加振した場合，縦弾性波のみならず横弾性波，表面波など伝搬速度の異なる複数の波動が発生し，反射波から地中の性状を分離解析することは現状ではまだ実用化の域へ達していない。

②は，地中の電気抵抗が堤防の材料によって異なることを利用したものである。土質や土の含水比によって電気抵抗が異なるから，種々の方向に電流を流し，電気抵抗の空間的分布を求めることによって，構造物の材質の分布を推定することができる。しかし，電気抵抗の違いと，土の密度や強度と

の関係は明らかではなく，これからの技術開発が必要かと思われる。

③は，地下レーダとして埋設物探査などに用いられているものである。電波の伝搬速度は媒質の比誘電率の平方根に逆比例する傾向にあり，また比誘電率が異なる境界では電波の反射，散乱が生じる。地下レーダによる探査は，この比誘電率の分布を推定する方法である。現在広く用いられている地下レーダは，電磁波の周波数を80～160 MHz 程度としているが，中には 1 GHz 程度の高い周波数を用いるものもある。一般に，低い周波数を用いる方が高深度まで探査できるとされている。ただし，周波数が低いと波長が長くなり探査結果の分解能が悪くなると言われている。また，鉄筋構造物の裏側は鉄筋による電波の散乱の影響で探査が困難と考えられている。

実際，現在の地下レーダは反射波の強度をカラーもしくは白黒で階調表示し，そのパターンを視認することによって地下の状況を把握するという方法が用いられている。この方法ではオペレータの熟練度によって解読内容が異なることがあり，パターンが複雑な場合は解読できないこともある。

土木研究所で最近 720 MHz の地下レーダを用いて行った実験の結果では，40cm厚の鉄筋コンクリートの裏込め部にある空気空洞，水空洞を明らかに区別して測定できることがわかっている。測定方法としては将来性のある方法であり，今後の信号処理技術の開発が望まれている。

④の方法は，RI（ラジオアイソトープ）による密度測定に用いられている方法である。γ 線の透過，散乱が通過経路にある原子の密度に比例することから，密度の測定方法として確立されつつあり，また最近では表面散乱型の測定機が実用化の段階にある。これらのことから，将来の測定方法として期待されているが，現状では γ 線の透過距離が短かく地下探査方法として利用するにはまだ技術開発が必要である。

温度や赤外線を用いる方法は，これまでに説明した能動的な方法に対して受動的な方法に分類される。温度による方法は，地中に空洞がある場合，熱の伝達が変化し，表面に温度差が生じることを利用したものである。赤外線も同様に表面の熱分布を測定する方法である。これらは原理的には有効な方法であるが，表面温度や赤外線の放射量に影響を与える要素は他にも数多くあり，外乱の影響を受けやすい。

これらのことを総合的に考察すると，浅層の地下探査技術としては電磁波を用いる方法が短い期間で経済的に実施できる方法として将来性が高いものと思われる。しかし，現状ではまだ満足できるものではなく，特に信号処理，および計測方法に関する研究が必要であろう。

（機械研究室）

河－9　河川事業に関するデータベース整備の効果とその方向性

（質問）

我々は日常業務のなかで，事務所及び各機関に存在する情報の収集にかなりの時間と労力を要しており，無駄が多い。また，経験のある技術者の貴重な情報の若年者への伝承の問題，業務の引き継ぎの問題，毎年行われる調査計画等の事業に関する情報の整理の問題等があり，これらを合理的に処理する必要がある。

今後，高度情報化にむけてデータベースの整備が必要と思うが，事務所での整備にあたって無理，無駄，手戻りのないようにするためには，どのような考えで進んだら良いか御教示願いたい。

（高崎工事事務所）

（回答）

事務所等における現場の管理業務において取り扱われている情報の形態は，文字・数値データ及び図面データが主体と考えられる。これらのデータは河川台帳，各種調書等によりある程度体系的に整備されていても，データの量が多く検索が困難なこと，また，蓄積の形態が書類であるために容易に加工処理ができないこと，さらに，各方面に分散管理されており必要なときに迅速に入手できないといった問題を抱えているのが現状と考えられる。

これらの問題を解決する一つの方法としてデータベースの構築がある。各分野におけるデータベース構築のニーズに対して，1970年代には多くの汎用データベース管理システム（DBMS）が開発された。この時代のデータベースシステム（構造型）の特徴は，データベースの構造（階層型，ネットワーク型）に強い制約があり，文献検索のように構造の変化の少ないデータベースに対する予め定められた定型的な処理を主体とするところにある。

これに対し，1980年代には，リレーショナル型データベースシステムが開発された。リレーショナル型データベースの特徴は，データベース構造の柔軟さと高いレベルのユーザインタフェースによる非定型業務への適応性にある。すなわち，

① データベース内に納められているデータは，全て表形式で表現できるので，検索しやすい。

② データベース内のデータを取り出す場合，利用者が「どのような手順でデータを持ってくるか」を指示するのではなく，「どのような内容のデータか」を指示するだけで簡単に目的のデータを取り出すことができる。

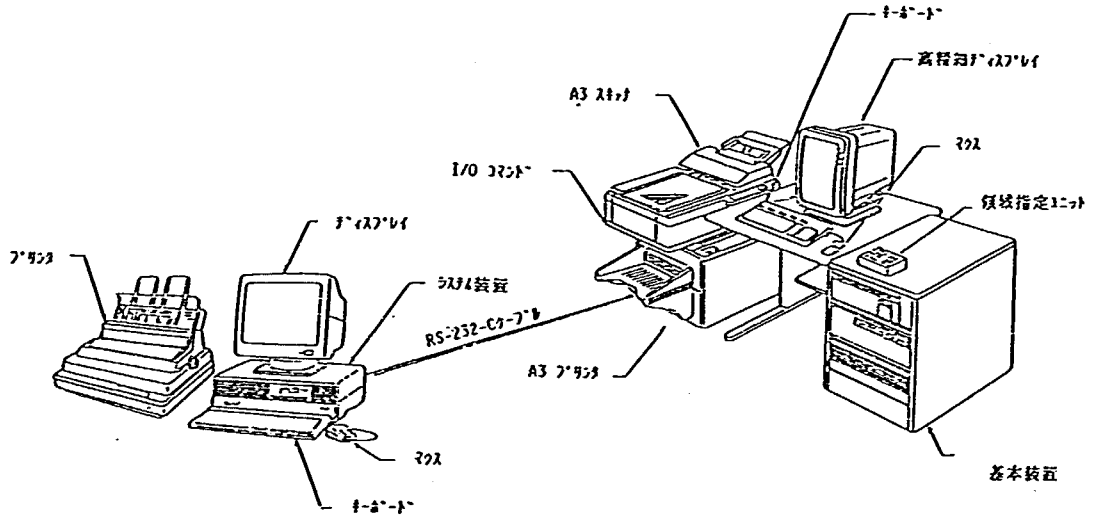
である。土木の分野においても，このリレーショナル型データベースの構築利用が多くなっている。しかしながら，構造型やリレーショナル型のデータベースマネージメントシステムの取り扱う主対象は，文字・数値データを前提としており，文字・数値データや図面データ等の各種データの管理を同時に行う必要のある業務での利用には必ずしも十分とは言えない。各種データの管理に関しては，多様なデータタイプを含むデータベースであるマルチメディアデータベースの管理手法に関する研究が

進展してきているのが現状である。

河川管理や調査計画業務に関する情報を体系的に整理し，合理的に処理するには文字・数値データ以外にも図面データの取り扱いが可能でなければならないが，前述のようにソフトウエアの環境（データベースマネージメントシステム）にはやや制約があるのに対し，ハードウエア環境はかなり進んでいる。すなわち，文字・数値データについては従来よりフロッピーディスク，磁気テープ等の媒体利用による電算処理が可能であったものの，図面データの処理については必ずしも十分とは言えなかったが，近年光ディスクが開発されたことにより調査計画情報や技術情報の管理を支援する道具として大きく期待されるようになった。これは，データの保管スペースの問題を解消するのみならず，検索時間の短縮といった点で大きな効果を有するからと考えられる。一方，同時に図面データ等の検索データの表示に必要な高精細ディスプレイやマルチウインドウ等の入出力に関するハードウエアの技術も著しく進歩してきている。

これらの既存の技術を活用したデータベースの形態は，文字・数値データに関してはリレーショナル型データベースとしてホストコンピュータ（ワークステーション等）に登録し，図面データは光ディスクシステムに登録し，両者を関連付けて検索利用できるようにするのがよいといえる。また，データベースを構築する場合は，データの整備あるいはハードウェアの整備等で多くの時間や経費を必要とするので，費用便益の観点からもシステム整備の初期の段階から整備効果が期待できるように，段階的な整備方法を採るとよい。

以下に河川事業に関するデータベースの整備手法の検討例を紹介する。なお，データベースの整備にあたっては，経費の負担が比較的軽いと思われる簡易型システム（ハードウエア）の導入を前提とした。



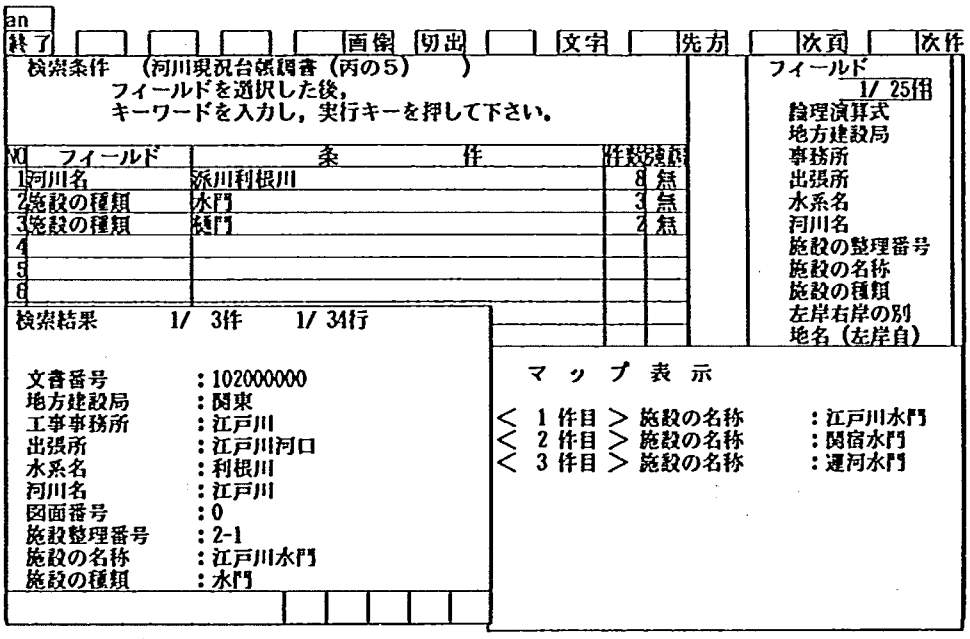
図－1　システムの構成

1）簡易型システムの構成

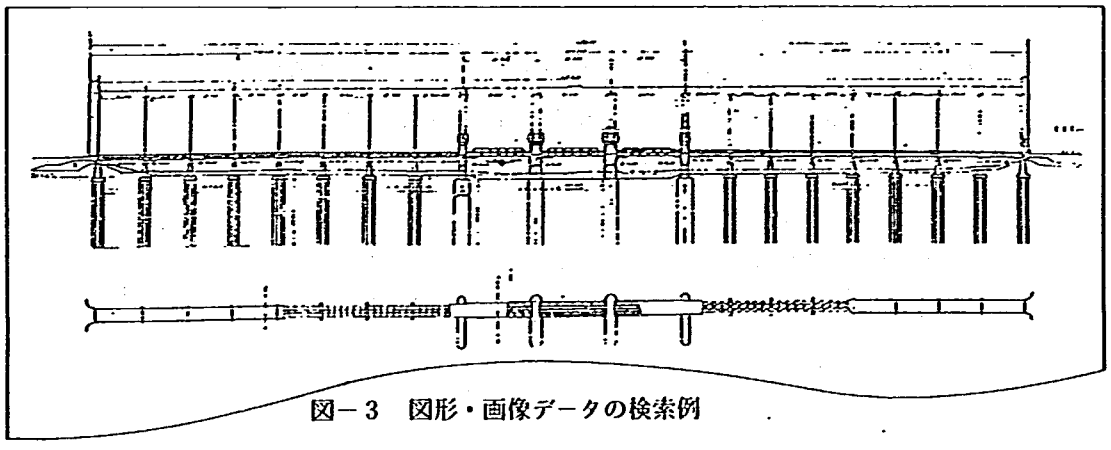
文字・数値データを登録するワークステーションと図面データを登録する光ディスクシステムとから構成される。これらは，ケーブルによって接続され，検索利用にあたっては，文字・数値データをワークステーションのディスプレイに，また，数値データに関連する図面データを光ディスクシステムの高精細ディスプレイにそれぞれ表示し，互いに機能の分担を図るものである（図－1）。

2）検索のイメージ

簡易システムを用いて，法定台帳の丙の5に関連するデータ（河川現況台帳調書）を検索した例



図－2　文字・数値データの検索例



図－3　図形・画像データの検索例

を示す(図－２，３)。図－２は，派川利根川に設置してある河川管理施設（水門）の数及びそれに関する文字・数値データの検索結果を，ワークステーションのマルチウインドウ画面に表示したものである。また，図－３は，前述の結果に関連のある図形・画像データ（構造図面）を，ワークステーションと連動した光ディスクシステムの高精細ディスプレイに表示したものである。

3）システムの整備手法

事務所におけるデータ整備の現状と利用の実態を考慮して，システムの構築レベルをＬ0，Ｌ1，及びＬ2の３つの段階に分けることとした。各レベルにおけるシステムの整備の内容と機能を示すと以下の通りである(表－１)。

① Ｌ0 レベル

Ｌ0 レベルは，ハードウエアの機能として，光ディスク装置を装備していない。このレベルではワークステーションを用いて，文字・数値データの検索を行うことができるが，より詳細な内容を含む図面等の図形・画像データは，書棚もしくは別途保管されているデータをファックス等の手段で入手することになる。

データの整備に関しては，法定台帳の内容と索引データを登録する。

② Ｌ1 レベル

Ｌ1 レベルでは，ワークステーションと光ディスク装置の連動機能を備えており，また，登録するデータも丙の５，丙の６関連データを扱う。この段階での利用形態は，法定台帳の丙の５，丙の６に記載されている内容であり，これにより管理施設あるいは許可工作物を検索し，その概要を把握することになる。また，詳細データについては，必要に応じて光ディスクに登録された工事事務所独自の台帳を連動して検索することになる。

なお，この段階においては，専用のアプリケーションプログラムは開発せず，現状のハードウエア及びソフトウエアを用いて汎用的な機能の範囲内でデータベースを構築する。

③ Ｌ2 レベル

Ｌ2 レベルでは，構造物を管理するうえで必要な詳細データ（現在，事務所等で作成されている台帳のレベル）までもデータベースに登録することになり，法定台帳等はこれらのデータを用いて編集（アプリケーションプログラムを開発）出力されるようになる。

なお，現在関東地建河川管理課と土木研究所において，Ｌ1 レベルでのシステムの構築とその適応性について検討（表－２）しているところであるが，システムを実効あるものに成長させるためには，必要に応じてＬ2 レベルでのデータ内容の追加並びにソフトウエアやハードウエアの両観点からシステムの操作性等についての改良及び機能拡張を行う必要がある。

（システム課）

表－1　システムの整備内容と機能

<table>
<tr><th>河川構造物管理で扱う資料</th><th>L0</th><th>L1</th><th>L2</th></tr>
<tr><td>①法定台帳
（甲、乙、丙の1～6、水利台帳）</td><td>数値データを登録しDBを構築
（②以下の索引データを含む）</td><td>丙の5、丙の6について数値データを登録しDBを構築
（②以下の索引データを含む）</td><td>甲、乙、丙の1～4は左と同じ
丙の5、丙の6は②で登録するデータを用いて作成</td></tr>
<tr><td>②工事事務所独自の台帳
（河川管理施設現況調書
許可工作物現況調書等）</td><td rowspan="5">書棚で保管</td><td>光ディスクに登録し①と連動検索
（サイズ、色が問題）</td><td>数値データを登録し、DBを構築
（②以下の索引データを含む）</td></tr>
<tr><td>③法定台帳の附図（サイズ、色）</td><td rowspan="3">書棚で保管</td><td rowspan="2">書棚で保管</td></tr>
<tr><td>④工事事務所の台帳の附図
（サイズ、色）</td></tr>
<tr><td>⑤申請書の台帳の附図（サイズ、色）</td><td>光ディスクに登録し①、②と連動検索</td></tr>
<tr><td>⑥各種の報告書</td><td>書棚で保管</td></tr>
<tr><td>機　　能</td><td>○法定台帳内容と索引データの登録、更新、検索、参照及び一覧出力。
○②以下の詳細データを用いて書棚から出す。
○ハードウエア機能として光ディスクがない。</td><td>○法定台帳内容と索引データの登録、更新、検索、参照及び一覧出力
○工事事務所独自の台帳類の光ディスク装置への登録、参照、出力。
○①の検索と連動して光ディスクの検索を行う。</td><td>○甲、乙、丙の1～4の登録、更新、検索、参照、一覧出力及び台帳形式の出力
○丙の5、丙の6関連データ（工事事務所独自の台帳）の登録、更新、検索、参照一覧出力及び丙の5、丙の6台帳の作成出力
○申請書類の光ディスク装置への登録、参照、出力
○①、②のDB検索と連動して光ディスクを検索する</td></tr>
</table>

表－2　システムの開発現況

（昭和６３年度業務）

担当	関東地建	北陸地建	土木研究所
目的	（江戸川，京浜） ○ テストシステム構築	（信濃川下流） ○ テスト運用時の問題抽出	○ システムの共通機能の検討 ○ アプリケーションプログラム作成の範囲検討 ○ 機能拡張の方向性の検討
8月 9月	○ データ項目の検討（昨年の基本データ＋α） ○ 関東地建版のテストシステム基本仕様検討	○ データ項目の検討（北陸地建版の提示） ○ 北陸地建版のテストシステム基本仕様検討	○ システムの共通機能，アプリケーションプログラム等の基本構想検討及びテストシステムの基本仕様検討
	データ項目及びテストシステムの仕様に関する検討・調整会		
10月	○ 各地建版のデータ項目及びテストシステムの仕様決定		
11月	○ 各工事事務所での登録データの整理開始		○ データベースの多面的利用に関する調査 ・管理業務以外の業務での利用法の調査 ・動的情報（河川情報システム）との複合利用の可能性検討 等の調査
12月	○ システム構築開始 ○ 工事事務所でのシステム立上げ		
1月	○ データ登録開始		
2月	○ テスト運用開始 ○ 問題点，検討課題の抽出		
3月	○ テストシステムの検討，構築，テスト運用の結果をまとめ、Ｓ．６３年度の業務報告とする。		○ 工事事務所でのテスト運用を踏まえ、Ｓ．６３年度の業務をまとめる。

河—10　複断面河道において最低限確保すべき高水敷幅

（質問）

大河川の河道の横断形は最小流量の最大流量の比が大きいので複断面としている場合が一般的である。このうち，低水路幅は河道の流下能力を考慮しつつ，現状を重視して，また高水敷の高さは冠水頻度や流下能力，流速を考慮して定めることになっている。ただし，堤防法線と低水路法線との関係を如何にすべきかについては，指針が明らかになっていないように思われる。高水敷は堤防保護のためにも必要と考えられるが，片岸最低限必要な高水敷幅について技術的な指針があれば御教示願いたい。

（江戸川工事事務所）

（回答）

高水敷の設計において，高水敷の最低幅などが決まっていれば設計上便利な場合が多い。しかし，基準を作ると以下に示すような弊害の生じる可能性がある。すなわち，例えば堤防法線が屈曲している場合，高水敷幅を規準値を満たそうとするあまり低水路法線をも堤防法線と同位相で屈曲させる堤防沿いに高流速が生じ，堤防侵食を招く場合がある。逆に，高水敷幅の規準値を厳守せず低水路法線がなめらかになるよう高水敷を造成した場合では，流れをスムーズにし，堤防法線の欠点をカバーする場合もある。あくまで重要なのは基準にとらわれ過ぎず適切な法線形を造ることである。したがって，ここでは高水敷幅の最低規準としてではなく，この程度の幅をとればよいという目安として議論を行う。

さて，高水敷の幅について考える前に，高水敷の機能について考えてみる。高水敷の機能は水理的な観点からみればおよそ以下のようなものが考えられる。

- 計画流量を安全な水位以下で流下させる。
- 低水路の速い流速を堤防から遠ざけ，堤防際の流速を減じる。
- 洪水時に侵食の削りしろとなり，堤防自体の侵食を防ぐ。

以下に，これらの機能を十分発揮するのに必要な高水敷幅について，各機能ごとに議論を進める。

1）計画流量を安全な水位以下で流下させる高水敷幅

河川は，長い時間にわたって人の手が入らなければ，その川の河道特性（流出特性，生産土砂の生産量，粒径，岩質，基礎地盤の特性など）により決まった川幅，深さになるものと考えられている[1]。　堤防は大洪水から居住区をまもるため人間の手により築かれたものであり，日本の河川においても現在の低水路が無堤時代の河川そのものであって，その形状はこの法則に従っているものと考えられる。したがって，河道改修を行う際低水路を掘るもしくは拡げると，低水路の安定状態が壊され，河床の安定問態などに不都合が生じる可能性が高い。このため改修の際には低水路の形状はなるべく変更せず，高水敷幅，高さを調節することによって計画流量を安全な水位以下で流下

させることのできる流下能力を持たせることが必要となる。

しかし，近年は堤防際まで居住区が迫っていることも多く，流量改定の程度などによれば低水路形状を大幅に変更せざるを得ない場合もあろうかと考えられる。この場合，低水路形状を決める確実な方法はまだないが，安定河道に関する検討，研究結果が参考となろう。

まず河道の横断的な安定形状について考えてみる。河川の安定な横断形状について議論する際考慮すべきであるのは，①横断的な流砂量と河道形状の関係，②河床形態による流れの蛇行に伴う側岸侵食，であると考えられる。横断的な流砂量と河道形状の関係については種々の研究がなされており，例えば扇状地河川のように河床材料が礫中心である場合の直線河道では，適当な供給土砂がある場合，安定な横断形は平均年最大流量時に河道中央の掃流力が限界掃流力よりやや大きくなる水深で，満杯状態になる川幅になると考えられている[2]。また，デルタ河川・中間地河川の低水路では，乱れによる運動量拡散により河床の微細砂が河岸に運ばれるので，扇状地河道より川幅は狭く，深くなると考えられる[3][4]。低水路設計の際にはこのような研究結果が参考になろう。ただし，デルタ河川・中間地河川の場合，河岸は粘着性を有している場合が多いので，耐侵食性は高く侵食速度もかなり遅いと考えられる。したがって，上記の理論通りの横断形状でなくとも短時間のうちに問題の生じるような事態は起りにくいと考えられる。

以上，河岸侵食・堆積対策に表現される安定な横断形状の検討法について述べてきたが，河床上昇・河床低下対策に表現される河床の縦断的な安定についても検討を行うことはもっと重要であり，必要不可欠であると言える。河道縦断方向の安定の検討には河床変動計算を要する。計算精度には生産土砂量，河床材料粒径の将来予測，計算法等が大きな影響を与えるので，十分な検討を要する。

2）河岸侵食が堤防まで及ばない高水敷幅

高水敷は洪水時様々な原因によって侵食を受ける。高水敷には，洪水時に堤防際の侵食を防ぐ削りしろとしての効果をも有すると考えられる。必要な削りしろ幅を求めるには，まず一洪水に高水敷がどれだけ侵食されるのかを知る必要がある。

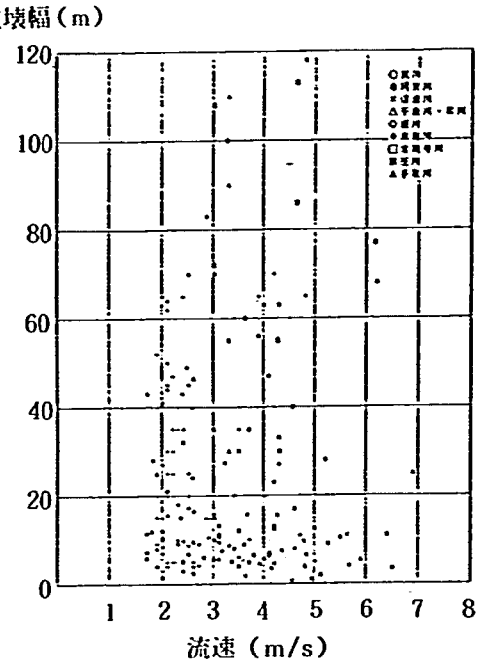
扇状地河道の場合，側方侵食速度は非常に速い。特に堆積空間では河道は川幅を広げようとする傾向にあるのでより速くなる。このような地点で天井川化が進むと大出水時には流路の変更が生じる場合がある。勾配の急な扇状地ほど流入土砂濃度が高く，また河岸高も高いため流路変更が起りやすい。ただし，流入土砂が極少し，扇頂部で河床低下を起こしている河川では河床がアーマー化され，流路を拡げる作用が弱まるので側方侵食速度は低下する。このような場合でも大出水あるいは流入土砂量の急増などが生じると側方侵食力は回復しよう。また，側方侵食に与える河床形態の影響は扇状地河川に限らず大きいと考えられ，河床形態によって生じる流れの集中部が河岸に寄ったところが侵食される。したがって，河床形態の固定されるところでは侵食を予想することができる。また，河道改修を行い低水路幅を拡げるときは河床形態の形成を助長し河岸への流れの集中の

程度をより強める可能性があるので注意を要する。なお，一洪水における河岸侵食量の極端な例としては，以下のものが挙げられる。図－1は河床勾配が約1/50の河川の模型実験結果であり，図－2は同河道の現地調査の結果である。これらによれば，河岸侵食量は多い場合で100mを越える場合もあることがわかる。

大洪水による侵食幅
（Run 5－5）

地　点	侵　食　幅
12.4k右岸	100 m
10.8k右岸	110 m
9.9k左岸	30 m
9.2k右岸	40 m
8.6k左岸	40 m
6.3k左岸	100 m
5.4k右岸	20 m

図－1　河岸の侵食状況（模型）



図－2　河岸の侵食状況（模型）

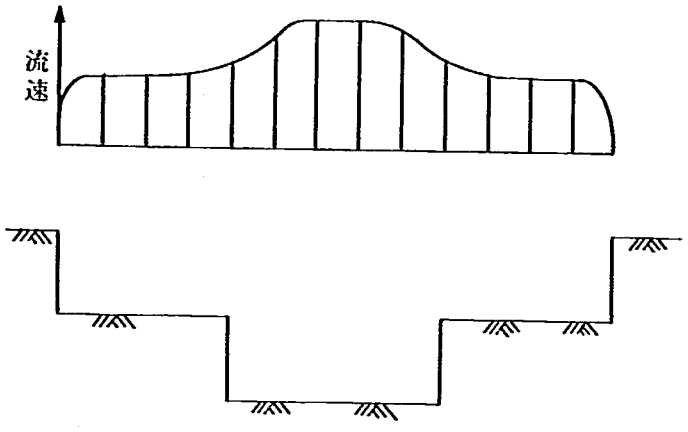
中間地河川の側方侵食は河岸の洗掘に伴い河岸物質の崩落という形で進行する。先に述べたとおり礫床河川に比べ粘着性が大きく耐侵食性は高いので，扇状地河川に比べれば河岸侵食速度はかなり遅く，迂曲河道の自然短絡の場合を除けば，一洪水で数10mのオーダーであると考えられる。

砂河川の場合，河岸はかなり細かい材料で形成されており，粘着性を有している。このため，河岸の粒径が細かいほど対侵食性は高く侵食速度は遅い。しかし，同じ粒径であっても河岸の形成時期によって侵食速度がかなり異なるようである。河岸の堆積物が現世の堆積物ではなく，縄文最海進時の海成あるいはデルタの堆積物の場合は側方侵食速度は非常に小さいが，扇状地の直下流のように現河川によって運ばれたルーズな堆積物でできた河岸を有する自然防帯では側方侵食はかなりのものと考えられる。逆に，直径0.3㎜以下の河床材料を有する河川の側方侵食速度は非常に小さい。したがって，河岸がルーズな材料でできた場合，河岸を構成する材料の粒径が粗く粘着性が弱い場合を除き，高水敷幅は中間地河道よりもさらに狭くともよいと考えられる。

3）堤防際の流速を低減させるのに必要な高水敷幅

複断面河道の場合，高水敷の流速は低水路の流速の影響を受け，低水路近傍では流速は大きくな

るが，低水路から離れるに従って減少し，次第に高水敷本来の粗度係数，エネルギー勾配から決まる流速に近づく（図－３参照）。高水敷の役割として，低水路の流速を堤防に伝えない機能が挙げ



図－３　複断面河道の流速分布

られるとするならば，必要な高水敷幅は，土研で行われた研究[5]によれば高水敷水深の約10倍である。例えば高水敷水深を５ｍとすれば，流速の低減に必要な高水敷幅は50mであると考えられる。ただし，緩流河川の場合など低水路の流速値が小さい場合には低水路の影響が堤防に少々およんでも問題ないと考えられるので，必ずしも高水敷水深の10倍確保しなくてもよいと考えられる。したがって，高水幅は高水敷深の10倍取るという条件は緩流河川になるに従い重要ではなくなり，目安程度としての意味を持つのみとなる。

<参考文献>

1）山本：沖積地河川の河道特性に関する研究，土木研究所報告，第168号，昭和61年３月

2）池田ら：直線礫床河川の動的安定横断形状とそのスケール，土木学会論文集，375号，Ⅱ－６，1986年11月

3）G. parker：self－formd straight rivers with equilibrium banks mobilebed. part. 1 the sand－silt river, JFM vol. 89, part. 1, pp. 109～125, 1978.

4）J. pizzto：equilibrium bank giometry and the width of shallow sandbed streams, earth surface processes and landforms, vol. 9, 199～207, 1984.

5）石川ら：黒部川愛地区水理模型実験報告書，土木研究所資料

6）福岡，藤田，森田：護岸工の水理設計法，土木資料技術 vol. 30, №3 1988.

（河川研究室）

河—11　水深による粗度係数の変化を河道計画に考慮することの必要性

（質問）

粗度係数は洪水規模あるいは水深によって変化する場合があると考えられる。このような場合に，計画粗度係数という１つの粗度係数値だけでなく，粗度係数の水位による変化までを考慮する必要があるかどうか，また，考慮する必要がある場合に，具体的にどのようにしたらよいか御教示願いたい。

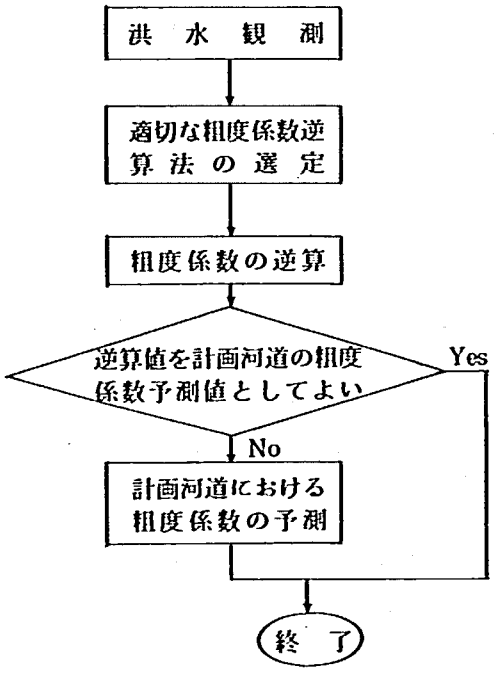
（荒川下流工事事務所）

（回答）

河道の粗度係数は，水深以外の他の様々な要因によっても変化する場合があり，その変化の程度は，水深による変化に比べて大きい場合が多い。このため，計画粗度係数を定めても，その値が実際の粗度係数と完全に一致するとは限らない。このような粗度係数の計画値と実態とのずれを河道計画においてどのように考慮すべきか，という広い観点から質問に回答したい。

1. 粗度係数の予測

上記の問題を考えるに当たっては，まず，計画河道における粗度係数をできる限り正確に予測することが重要である。そこで図－１に予測のフローを示し，以下にその内容を説明する。



図－１　計画河道の粗度係数予測のフロー

(1) 既往洪水の観測データを用いた粗度係数の逆算

粗度係数を予測する上で最も有力な情報は，既往洪水の観測データに基づく逆算粗度係数値である。それだけに，粗度係数の逆算に当たっては，対象河川の河道および洪水流の特性に見合った適切な粗度係数逆算手法を用いなければならない。粗度係数逆算手法の選択方法については，文献１）と文献２）３章３節に詳述されているので参照されたい。

逆算粗度係数を求めても，その値をそのまま計画河道の粗度係数予測値として用いることが不適切な場合がある。このような状況は次の２つの場合に起きる。

① 現況から計画に改修する際，河道の状況（具体的には，河道の横断面形状，高水敷の地被状態など）が大きく変化する。

② 逆算対象洪水の規模が計画洪水よりも小さく，しかも洪水規模の違い（具体的には水深）によって粗度係数が大きく変化する。

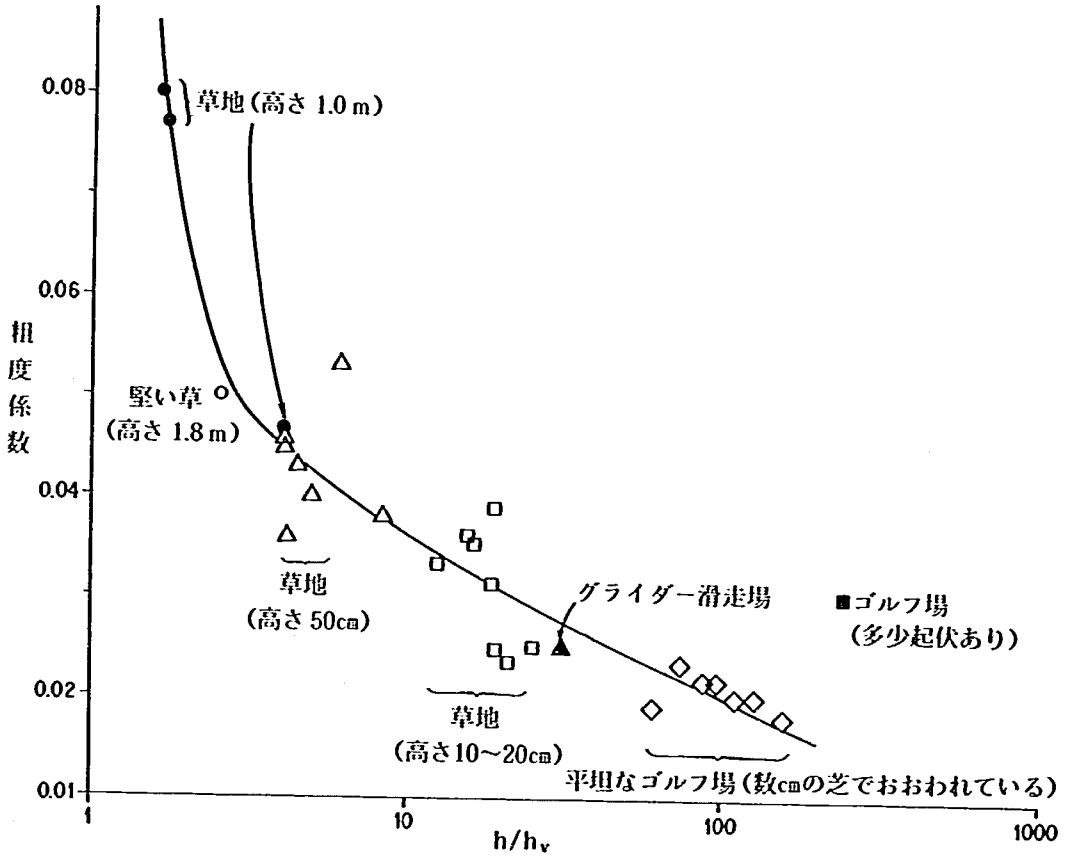
対象河川の状況がこれら２つに該当する場合には，(2)に示す粗度係数の予測を行う必要がある。なお，上記の②の状況，すなわち粗度係数の水深による変化は，河道が複断面形状を持つこと，低水路の河床形態が洪水規模（水深）によって大きく変化することの２つの原因により起こる。河道が複断面であることに起因する粗度係数の水深（洪水規模）による変化が発生する条件は，文献２）４章２節に示されているので参照されたい。一方，河床形態に起因する粗度係数の水深（洪水規模）による変化を実際上考慮すべき河川は，河床材料が砂からなる砂河川である。砂河川では，掃流力がある範囲を越えると，掃流力の増大に伴い今まで形成されていた河床波が崩れ消滅するという変化が比較的顕著に起こる。このことは，水深の増加にともなって粗度係数が小さくなることを意味する。このような現象が現れる条件については，文献３）２章４節５，文献４）2.4.4に詳しいので参照されたい。

(2) 粗度係数の予測

(1)において，粗度係数の逆算値をそのまま計画河道の予測値にはできないと判断した場合には，計画河道における粗度係数の予測を行う必要がある。複断面河道における粗度係数の予測手法については，文献２）４章２節に詳述されているので参照されたい。また，その際必要となる低水路と高水敷それぞれの粗度係数の予測は次のように行う。高水敷の粗度係数は，地被状態と水深により決まると考えて良い。これらの具体的な関係については，図－２を参考にする。低水路の粗度係数は，河床に働く掃流力，水深粒径比などに支配される。これらの関係は，文献３）２章４節５，文献４）2.4.4に詳述されているので参照されたい。

2. 計画粗度係数の設定

計画河道における計画規模洪水発生時の粗度係数予測値を計画粗度係数とすることが原則である。ここで問題となるのは，粗度係数予測値に含まれる誤差である。1.に示した手順を踏んで予測値を求めても，洪水観測に含まれる誤差，低水路，高水敷の粗度係数予測に含まれる誤差，洪水発生時



図－2　高水敷粗度係数と水深 h・草の高さ h_v 比との関係

期の違いによる河道内植生の繁茂状況の違いによる誤差などにより，その値と実際の粗度係数値が完全には一致しないことが一般的である。現在の技術レベルでは，両者のずれを完全になくすことは不可能である。したがって，計画粗度係数の設定に当たっては，予測値にある程度の誤差が含まれることを前提とした検討が必要となる。計画粗度係数を用いる解析の中で最も重要な検討項目は，流過能力の算定である。したがって，計画粗度係数設定の際に，粗度係数予測値にある幅がある場合には，流過能力を安全側に見積もることができるように，どちらかというと高い側の値を設定することになる。

3. 河道計画における粗度係数の取扱いの考え方

表－1に，河道計画における代表的な検討項目において，粗度係数値を高目，低目に設定することが，それぞれ安全側，危険側どちらの結果をもたらすかを示す。図からわかるように，流過能力の算定については，粗度係数を高目に設定することが安全側の検討結果を得ることにつながるので，検討に計画粗度係数を用いることは妥当である。一方，護岸，根固め工などの侵食・洗掘対策工を検討する場合には，粗度係数を低目に設定する方が，より大きな流速値を想定することになり安全側の検討結果を生むので，粗度係数の予測値の幅の中では低目の値を取ることが望ましい。

表－1　種々の河道計画検討項目における粗度係数の望ましい設定法
－粗度係数予測値に巾がある場合－

流過能力の算定		高目に設定する方が安全側
洪水調節池の計画	所定の越流量を得るための越流堤諸元の設計	低目に設定する方が安全側
	調整池の容量の設計	高目に設定する方が安全側
緩流河川の自然分流の計画		分流地点下流河道については，極力実態に合せる必要あり

洪水調節池を検討する場合には，検討項目によって望ましい粗度係数設定法が異なるという困難な問題が生じる。すなわち，越流堤の設計を行うという観点からは，低目の粗度係数値を用いた方が，越流堤からの越流量が大き目になり，計画越流量を下回ることが起きず望ましい。しかし，調節池の容量を設計するという観点からは，大きめの粗度係数を設定した方が，調節池に水が入りすぎて肝心のピーク流量時に調節池に水が一杯になって充分な洪水調節効果を果さないという事態が起きず望ましい。このように洪水調節池の検討においては，望ましい粗度係数設定法が検討項目によって異なるという難しい状況が現れる。このような時には，まず低目の粗度係数を用いて越流堤，調節池の設計を行い，得られた越流堤諸元の下で，調節池の容量についてだけ高目の粗度係数を用いてもう一度設計をやり直すことが理想的である。このような安全側の設計を行う余裕がない場合でも，想定した粗度係数が実態からずれた場合に，洪水調節効果がどの程度変化するかをあらかじめ調べておき，粗度係数のずれに対する洪水調節効果の変化量がより少なくなるように，設計に用いる粗度係数を設定することが望ましい。

緩流河川の自然分流においては，分流地点下流の２つの河道の水位～流量曲線の相対的な関係が分派量を支配する。すなわち，分流地点下流の片方の河道の粗度係数が大きくなり，同一の流量に対して水位が増加するようになると，その河道への分派量が減少し，もう一つの河道への流量が増加する。したがって，計画通りの分流を行うためには，分流点下流の両方の河道の粗度係数が計画値と一致するか，あるいは，たとえ計画値と実態とがずれても，そのずれの程度と方向（増加か減少か，の意）が同じである必要がある。したがって，河道計画に当たっては，分流地点下流の２つの河道で，計画粗度係数の誤差の性質が同じとなるよう計画粗度係数を設定しなければならない。

以上のように，河道計画の内容によっては，粗度係数を高目，低目どちらに設定することも，必ずしも安全側の結果をもたらさないことがある。このような状況においては，上に述べた方針に沿った検討に加えて，河道改修を行った後，出水の度に粗度係数を精度良く求め，計画の際想定した粗度係数値と実際の値とのずれをモニターし，その結果に基づき種々の改良を積み重ねて行くこと

が大変重要である。

<参考文献>

1）福岡，藤田，野口：洪水追跡法（その3）－種々の粗度係数逆算法の比較と適用条件－，土木技術資料，第28巻，10号，1986.

2）建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究，第41回建設省技術研究会報告（昭和62年度）

3）山本晃一：沖積地河川の河道特性に関する研究，土木研究所報告，第168号，1986年3月.

4）建設省河川局監修：改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編，第6章，山海堂，1978.

（河川研究室）

河一12　特定構造物の改築評価基準

（質問）

ＪＲ，日本道路公団，首都高速道路公団等では，構造物の点検評価基準が確立されているとのことです。

しかしながら，河川構造物に関しては，改築評価基準のみならず，上記のような点検評価基準も存在していないのが現状であり，老朽化や地盤沈下等により治水上支障となりうる河川構造物の改築順位決定法の策定が早急に解決すべき問題となっています。

そこで，現在，河川構造物の改築評価基準またはそれに準ずるものがあれば御紹介いただくとともに，このような基準を策定する際の考え方や方針等について御意見を頂きたい。

（河川部河川計画課）

（回答）

特定構造物改築事業の優先度は，構造物の機能低下度，重要度，予算等を行政的な見地により総合的に判定するものであり，機能の低下度や老朽下の程度のみでは決まらないと考えられる。優先順位の決めかたは行政的な判断にゆだねるものとして，ここではとりあえず河川構造物の点検法について考察してみる。

構造物の点検法について記述したものとしては，道路橋補修便覧（日本道路協会編）があるが，このなかで述べられている点検法のほとんどは河川構造物に対してもそのまま流用できると考えられる。そこで，ここではこれをもとに河川構造物の点検法として解釈しなおしてみた。

1）コンクリート部の点検

コンクリート構造物の場合，ひびわれが発達してコンクリートのはく落，鉄筋の露出へと変状が

進んで行く場合が多い。したがって，ひびわれ状況をよく観察すれば劣化の進行速度，いいかえれば破壊の危険度をある程度判断することができる。このため，ひびわれ状況の調査においては，定期的な調査によってひびわれの進行状況を把握することが重要である。

ひびわれの調査範囲は全般におよぶが，特に重点的に点検調査を必要とする箇所に次のようなものがあげられる。

① 打継目および添加物用穴の周囲

② 片持張り出し部，ラーメン橋脚などの隅角部，断面の急変部

③ 水面に接している部分

④ 支承座の周囲

点検調査によって変状が発見された場合は動態調査も含め，次のようなことに留意して，変状の進行状態の把握，変状の発生時期の確認，変状の発生原因の解明などを行う。

ひびわれ：ひびわれの発生点，発生方向，間隔，ひびわれ幅，ひびわれ種類（引張りひびわれ，せん断ひびわれ等）

劣　　化：劣化の程度

はく離：はく離の範囲（大きさ，深さ）浮上がり範囲，断面の減少，発生箇所（圧縮側，引張側の別）

鉄筋露出：鉄筋の腐食状態（鉄筋径の減少），露出鉄筋の種類（主鉄筋，配力鉄筋補強鉄筋等）

2）基礎の点検

基礎の変状のうち，最も観測しやすい現象は躯体の変位であるが，躯体に傾斜等の変位が生じたときは，すでにかなりの変状が進行しており，対策が遅きに失する場合が多い。

構造物の変状について，一般に行う測定項目とそれにより判断できる事項は次の通りである。

① 絶対沈下量・沈下速度

地盤沈下などのある場合に，構造物の下の空間の維持に関する判断

② 地盤に対する変位量，変位速度（沈下，水平移動）

a）支持地盤を基準にする沈下の場合は支持基礎の支持力の判断

b）地表面を基準にする場合，例えば水門の開口高の維持に関する判断

c）基礎の鉛直，水平支持力の判断

③ 構造物間の支持力の相違についての変位量，変位速度（沈下，移動，傾斜）

a）基礎の鉛直，水平支持力の判断

b）構造物の応力に関する判断

④ その他

a）洗掘に対する根入れ不足，降雨時の安定性，河川災害に対する判断

b）近接工事による周囲地盤の外力，支持力の変化により基礎が受ける影響の判断

c）地盤などによる地中構造物の変状により基礎が受ける影響

d）変位に伴う支承機能，支承座幅等の確保についての判断

3）支承部の点検

水門，樋門などの上部工をもつ構造物などには支承部を有する場合が多く，これについても点検を要する。点検に際しては次の事項に注意するのが望ましい。

① 可動支承の移動状態，破損および部材劣化の有無，ならびに滑動に支障を与えるごみなどの付着状態

② 固定支承の支承状態，及び損傷，部品劣化の有無

③ アンカーボルト，セットボルトの変状，破損，およびナットの弛緩状態

④ 支承座コンクリート，充てんモルタルのひびわれ発生状況

⑤ 支承の発錆，腐食の状況

支承部の変状は下部構造や基礎の変状，伸縮位置や排水位置の変状および仮付け盛り土周囲の変状にも影響されるので，これらの箇所の点検も合せて行うのがよい。

<参考文献>

日本道路協会編：道路橋補修便覧

（河川研究室）

河一13　急流河川の護岸工の根入れ深さ

（質問）

護岸工の根入れ深さは，計画洪水発生時の河床の洗掘に対し十分なものでなければならない。河川砂防技術基準（案）設計編Ⅰでは，護岸工の基礎工天端は，計画河床または現況河床のいずれか低い方の河床高に対して，0.5～1.5ｍ程度深い位置とし，水衝部，堰・床止めの下流等，洪水中の洗掘の進行が予想される所では，そのような洗掘を考慮する必要のあることが述べられている。しかし洪水中の洗掘の進行の程度は，洪水時の河床に働く掃流力，流量，水面勾配，川幅及び河床材料等に大きな影響を受け，一律の値に決めることは困難と考えられる。洪水中に進行する洗掘を考慮した急流河川における根入れ深さの具体的な設計法を御指導願いたい。

（長野県土木部河川課）

(回答)

1. 概　要

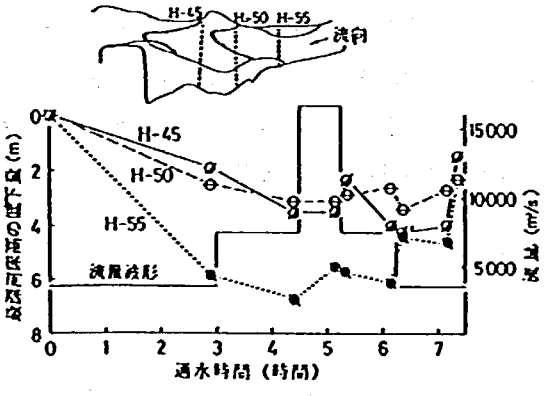
一般に洪水中の河床高は，平水時の河床高とは必ずしも一致せず，場所的，時間的に変動する。また砂河川においては，河床のある厚さの層が同時に移動することもある。このようなことを考慮して，河川砂防技術基準（案）設計編Ⅰでは，基礎工の天端を，計画河床または現況河床のいずれか低いものより0.5～1.5 m程度埋め込み，さらに洪水中に局所洗掘の発達によって河床が著しく低下し，それにより現河床高と計画河床高の両方を大幅に下回る河床高が現れうる場合には，そのことを考慮した設計を行うことが示されている。したがって，洪水中に洗掘の進行が予想される場合には，局所洗掘による最大洗掘深を別途予測し，その結果を考慮して，根固め工を含めた護岸・根固め工の検討を行わなければならない。

一洪水中の局所洗掘の進行は，主に湾曲部の外岸側と水衝部において顕著であり，質問の対象となっている急流河川では，砂れき堆による水衝部が原因となることが多い。そこでここでは，対象とする堤防が砂れき堆による水衝部が発生する河道区間にある場合を考え，砂れき堆がある河道の最大洗掘深を予測し，この結果に基づき護岸工の基礎工の位置及び根固め工の必要性の有無の判定を行う方法について述べる。

2. 砂れき堆による護岸工近傍洗掘深の予測方法

2.1　予測の考え方

一般に，局所洗掘は洪水時において著しく，護岸・根固め工の安全性を検討する場合には，洪水時の洗掘深，すなわち最深河床高が重要となる。しかしながら，現地河川において洪水時に河床高の分布あるいは時間的変化を測定することは容易でなく，また低水時における定期横断測量成果は，洗掘箇所の洪水減水期以後の埋め戻しにより，洪水時の河床高を適切に表わしているとは限らず，むしろ洪水時における局所洗掘を過少評価する傾向にある。図－1は，A川下流部の1/100模型を用いて得られた結果を示したものであって，図中に併示された洪水流のも

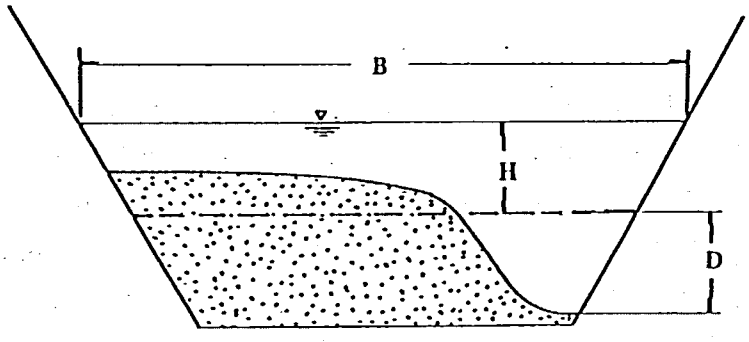


図－1　洪水中の最深河床高の変化の1例（模型実験による）

とで，最深河床高は洪水前よりも最大6m程度も低下し，これが洪水後4m程度まで埋め戻されている。洪水直後に存在していた洗掘部は，通常の定期横断測量時までに，さらに埋め戻されるものと推測される。したがって，平水時の横断測量結果は，護岸工設計に用いる洗掘深の予測には不適である。そこで本回答では，洪水中の洗掘深の把握を目的として，水路実験において河床高の時間的・空間的分布特性を通水中測定し，その結果を用いて，護岸前面の洗掘深と水理条件・河道条件との関係を把握することにより得られた護岸工近傍洗掘深予測手法[1]を示す。

2.2　予測法

平均河床高から測った水深をH，平均河床高から測った最大洗掘深をD，川幅をBとする。(図－2参照) まず，対象河川の重要度，対象箇所における現在の局所洗掘の進行度，流速の大きさ，堤防の耐力から，超過確率（設計対象洗掘深以上の洗掘が生じる確率）を設定する。次に，当該断面の計画高水位に基づき川幅B，平均水深Hを算定し，図－3を用いてD/Hの予測値を求めることによりD値を推定する。



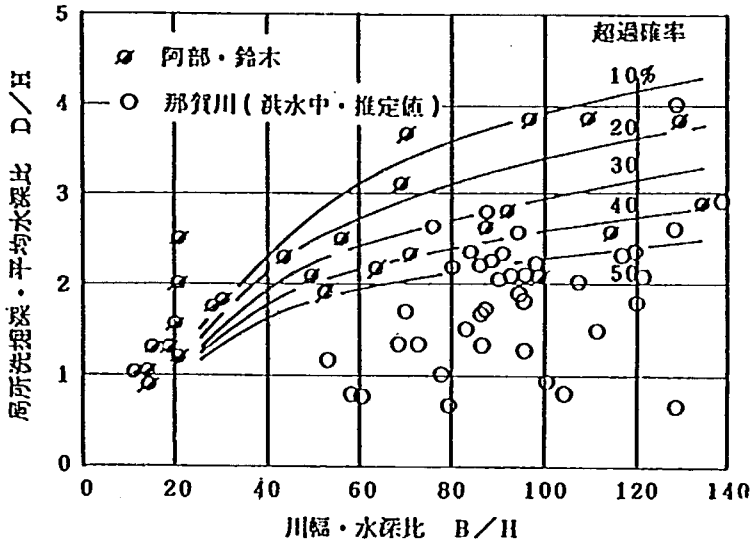
図－2　単断面河道の局所洗掘の定義

2.3　予測法の適用条件

$B < 150$ m，$H < 8$ m，$20\text{mm} \leqq d \leqq 200\text{mm}$，$1/50 \leqq I_b < 1/300$

ここで，dは河床材料の平均粒径，I_bは河床勾配である。上式からわかるように，本予測式は，急流河川に生じる砂れき堆による局所洗掘を対象にしたものである。この範囲を越える場合には，上記の基準を参考値として扱う。

また，この予測手法は直線状河道に形成される砂れき堆による局所洗掘深を対象にしており，河道の湾曲，屈曲の影響が強く現れる場合には，本予測式をそのまま適用することはできない。このような湾曲，屈曲河道についての一般的な予測手法はまだ確立されていないことから，現段階においては，上記の予測値を参考として用い，さらに現地観測結果，過去の被災事例を合わせて総合的に判断する以外に有力な洗掘深予測方法はない。



図－3　超過確率を考慮した局所洗掘深・平均水深比

3.　護岸工近傍の洗掘深を考慮した護岸工設計の考え方

護岸工は，洪水中に生じうる局所洗掘に対して損傷を受けないように，予想される洗掘深よりも深い位置に基礎工を置かなければならない。しかし，2の結果から予想される局所洗掘深が大きく，現河床や計画河床高を大きく上回る洗掘が生じる場合には，護岸工だけを保護することが技術的にも経済的にも困難になる。このような場合には，基礎工天端の位置を，計画河床または現況河床のいずれか低いものより0.5～1.5 m程度深い位置にとどめ，根固め工を施工することにより，護岸基礎工の洗掘を防ぐという設計方針をとる必要がある。

4.　その他の注意点

護岸工，根固め工の設計に当たっては，次のことに留意する必要がある。第一は，河床低下，水衝部位置の変化など河床状況の変化に対する適応性である。現段階では，将来の河床状況の予測の精度は必ずしも完全なものではなく，また，河床の状況は本来変動する性質を持つことから，設計の際想定した河床の状況とが異なり，例えば，より河床低下が進行する，あるいは水衝部位置が変化するということが起こり得る。護岸工，根固め工の設計にあたっては，このような河道状況の変化にある程度対応できるよう配慮するとともに，施工後の構造物の機能について定期的に調べることが重要である。第二は，設計の際の安全度の考え方である。計画規模洪水の生起頻度は小さいことから，計画洪水に対して絶対安全な構造物を造るよりも，計画規模洪水が流下している間堤防が守られる範囲で保護工の損傷を許容することを前提にした対策工を施し，その分施工区間を長くする方が全体的にはより高い治水効果が得られる場合がある。一方，対象地点の河岸が堤防に接しており，対策工の破壊が堤防の損傷，破壊に直結する状況にあり，かつ当該堤防の重要度が他に比べ

て高い場合には，対策工設計において用いる安全度を十分高く取る必要がある。このように，対策工設計の際に取るべき安全度は一律に定める性質のものではなく，対象河道毎に，その河道が置かれた状況に応じて総合的な観点から定めることが大事である。

（河川研究室）

河—14　河川の根固ブロック重量決定

（質問）

河川工事における根固ブロックの重量を決定する場合，当該河川の上下流に使用したブロックを参考にし，また洪水時等の流速により決定されているが，現在指針となっているものが範囲が広いので，細分化の指導を願いたい。また，層積施工の場合には連結されるので一体化し，総重量が大となるがどのような考え方とするか，指導を願いたい。

（長野県土木部河川課）

（回答）

根固ブロックの工法は敷設される河道と密接な関連をもっている。とくに扇状地の急流河川では河床の変動も激しく，洗掘対策には大重量の根固工が必要となる。洗掘対策としての根固工は，このような河道特性とくに河床材料の大きさ，河床勾配および河床に形成される砂礫堆を中心とした蛇行特性と密接な関係をもっている。これら諸特性量から大局的な河道分類と根固ブロックの工法，工種の概略を区分すると表－1のようである。

表－1　河道分類と根固ブロックの工法，工種

分　類	河　道　の　特　徴	ブロック工法・工種の概要
山地河道	・峡谷や狭窄部を流れる河道 ・河床材料は礫から砂までいろいろある。	・洪水流の流勢を考え必要な工法・工種をえらぶ ・重量の大きなブロック，カミ合せ効果のよいものをえらぶ
扇状地河道	・扇状地を形成する河道 ・河床材料は礫を主体とする。 ・河床勾配が大略1/500より急である。	・屈曲で結線可能な重量の大きなもの ・水制効果を必要とする場合がある。
中間地河道	・自然堤防を沖積平野に形成する。 ・河床材料は砂および小砂利を主体とする。 ・河床勾配が1/500～1/5,000程度である。	・結線可能な1～2tのブロック類で河床砂の吸い出しを防ぐ効果のある布設が望ましい。 ・布設厚さを考えカミ合せの良いブロック類
三角州河道	・三角州を形成する。 ・河床材料が細砂を主体とする。 ・河床勾配が大略1/5,000程度以下である。	・1～2tのブロックで河床材料の吸い出しを防ぐのに効果のある工種 ・乱積みでもカミ合せの良い工種
河口部河道	・河口部で波浪や潮汐変動の影響をうける。	・波浪に対する考慮をする。

この分類の基準は主に地形特性から見たものであるが，長年月にわたって形成された河道と沖積地は，その形成に作用した営力の差を反映しており，扇状地河道では河床構成材料も粗礫から小砂利が主体であるが，緩流になれば砂やシルト分に変化していく。そして河床の変動特性や河道内の水流の

蛇行特性，河床形態の特性も河道の分類毎に相違を示すので，河道特性を考慮した工法，工種の選定が必要とされる。一般的傾向として，扇状地河道では層積で連結可能な重量の大きなブロック類，中間地，三角州河道では乱積あるいは層積で結線のない１～２ｔ級のブロックが多用されている。

一方，根固ブロックの重量は，ブロック群としての移動限界，沈下，耐洗掘抵抗特性，相度としての機能および施工性，環境条件，経済性等から決められるべきものである。これらの機能は，河川工学的に判断されなければならないが，ここではブロック単体重量と水理諸量との関係，およびブロックの移動限界流速について現地の敷設例，実験等から検討した結果を以下に述べる。

(1) ブロック重量と各種水理量との関係

① 河床材料の平均粒径と使用されているブロック重量との関係

図－１は，ブロック重量と河床材料の大きさを，施工数で分類したものである。これによれば，河床材料が大きいほど重量の大きいブロックを使用している傾向が見られる。一般的に，扇状地河道では，河床礫も大きく，緩流になるほど砂，シルトに変化していくので，これを総合的に勘案すれば，上流ほど大きなブロック，下流では１ｔ級のブロックが多用されることを示している。図によればｄｍ＝２㎝以下の砂河川では，１ｔ，２ｔのブロックが多いが，２ｔ級のものは流速が大きいとか，河床勾配が急とかの条件で大きくなっていると考えられる。また，ｄｍ＝50㎝以上の礫河川では３ｔ級以上のブロックの占める割合が多くなることが判断される。

② 計画高水時断面平均流速とブロック重量

図－２は計画高水時断面平均流速とブロック重量との関係を敷設数で分類したものである。これによれば流速が大きくなるにつれて，重量が大きくなる傾向がある程度うかがえる。とくに４ｍ/Ｓを超える流速になると２ｔ級以上のものが多くなり，５ｍ/Ｓ以上では３ｔ級以上の重量のブロックが数多く施工されるようになってくる。

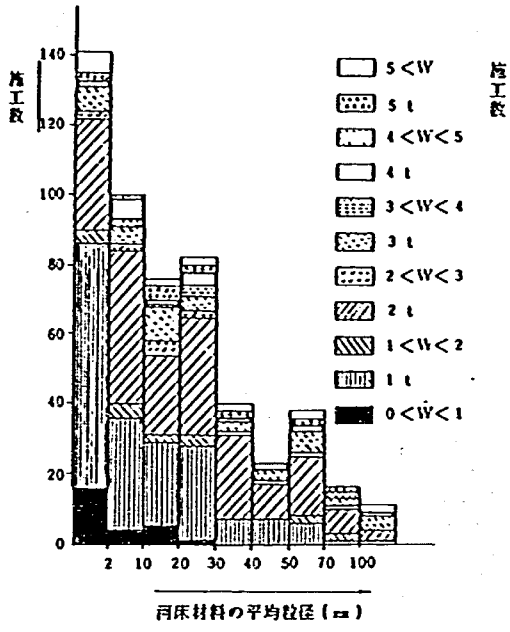
なお，砂礫堆が発達している河川等では，中小洪水において局所的に大きな流速が生じることがある。また，流れが蛇行する場合には，局所的な流速は平均流速より相当大きくなるので，設計に際しては十分河川の状況を反映させる必要がある。

③ 計画高水勾配とブロック重量の関係

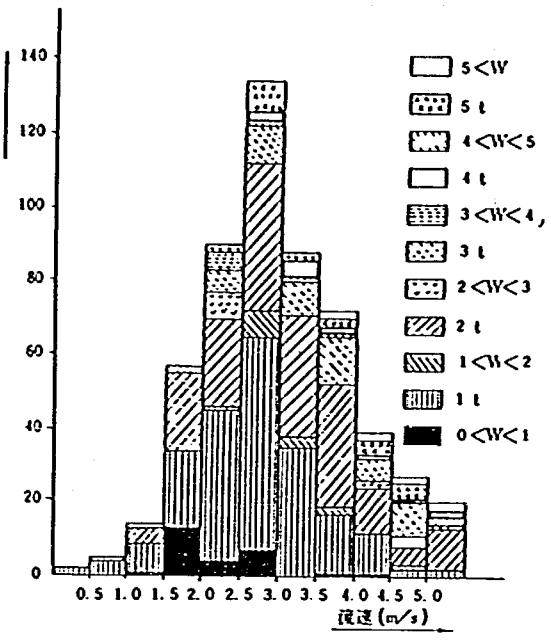
図－３は計画高水勾配とブロック重量の関係を調べたものである。これによれば，水面勾配が急になるほど，ブロック重量が大きくなる傾向が判断される。とくにＩ＝1/300以上の急勾配の河道では３ｔ級以上のブロックが多用され，1/2000以下の緩流河川では１ｔ級ブロックが主となっており，この部分で１ｔを超えるブロックを適用する場合は特殊な条件（流速が早いか，とくに重要な地点か，湾曲部の異常な深掘れ地点かなど）をもつものと判断される。

④ 掃流力とブロック重量の関係

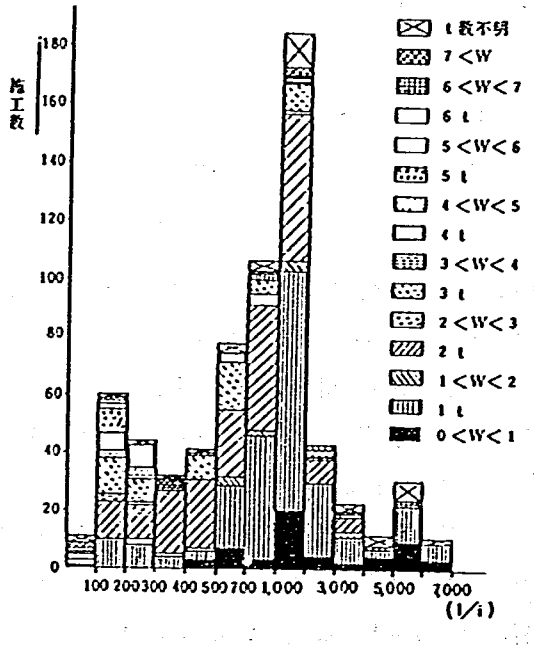
図－４は，敷設事例より掃流力（Ｉ×ｈ，Ｉ：計画高水勾配，ｈ：計画高水時水深）とブロック重量との関係を調べたものである。実河川ではＩｈは，$0.2 \sim 0.5 \times 10^{-2}$(m) 程度の範囲に



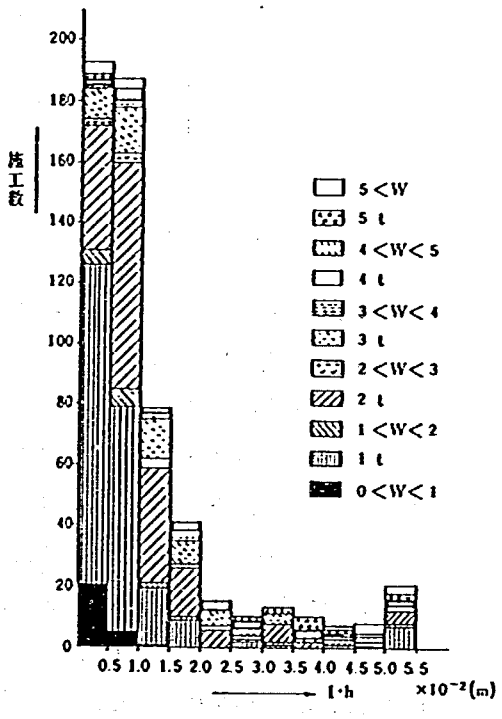
図－1　河床粒径とブロック重量の関係



図－2　計画高水時平均流速とブロック重量の関係



図－3　計画高水勾配とブロック重量の関係

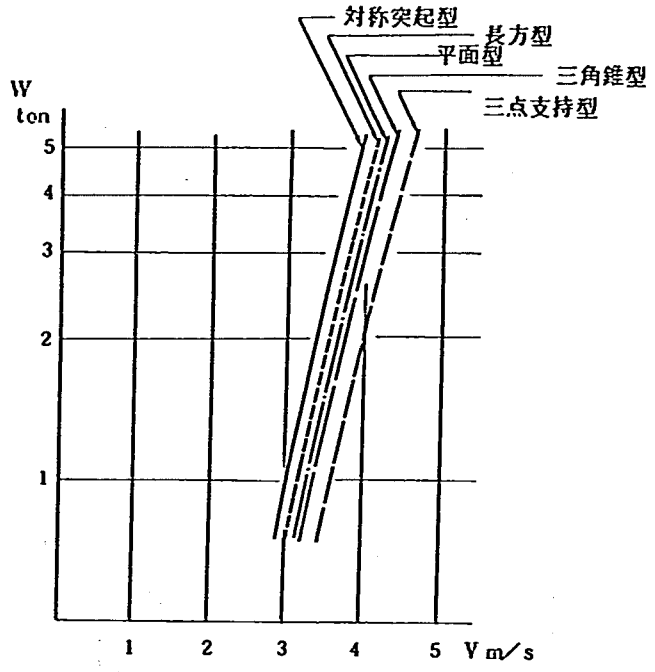


図－4　掃流力とブロック重量の関係

あるものが多くて，このため，敷設例についても特記されるような形で，抽出される事項はないが，この図によれば，$I\,h > 2.0 \times 10^{-2}$(m) では，ブロック重量が2 t 以上のものが多く，3.0×10^{-2}(m) 以上では，3～4 t 級のブロックが多用される傾向にあるといえる。

(2) ブロックの移動限界流速

根固ブロックの単体としての移動限界流速は，ブロックの種類と重量および河床の状況等により異なる。図－5はブロックの代表的な形状を大別し，そのときの移動限界流速と重量の関係を示したものである。



図－5　ブロック単体の移動限界（今後の実験の増加によって変わる可能性あり）

実験は，模型ブロックが移動する限界時の流速を，ブロック柱頭部で測定し，その結果を実物大のブロックに換算し直したものである。この図を参考にして，単体ブロックの移動限界流速を求め，敷設させる地点の流速と比較し，ブロック重量の選定に用いることができる。

ブロックの敷設地点の流速としては，一般に断面平均流速を用いるものとするが，河道の湾曲部や，砂州による偏流がある場合，河道断面の急変部等では平均流速の 1.3～2 倍程度の流速になる場所も生じるので，適切な流速値を判断して用いる必要がある。

なお，根固ブロックは，通常一層あるいは二層に敷設され，群として用いられる。この場合，群としてのブロックの移動特性は，ブロック相互間のかみ合せ効果や，ブロックによるしゃへい効果があるため，単体ブロックとしての，移動限界流速よりも大きな流速でなければ移動しなくなる。この場合の許容流速の割増しを考えるものとして，実験に基づいて得た結果を示したのが表－2で

表－2　ブロック群の流失に対する許容係数

型	単体	群
平面型	1	2
長方型	1	2.8
対称突起型	1	1.5
三点支持型	1	2.3
三角錐型	1	1.4

（参考資料，今後の実験によって変わることもありうる）

ある。

したがって，群としての流失に対する許容流速は，表に示される係数を単体ブロック群の周囲における単体ブロックの移動という観点から，単体ブロックの移動限界流速を用いる。さらにブロックが，土中に埋没しているような場合，ブロックの移動限界は，その流水抵抗，抗力の違い等により増加するものと考えられる。その増加の割合は，埋没程度によって異なるが，洗掘されたことも考えられるので，その効果は考慮していない。つぎに，連結工法をとれば，単体ブロックより移動限界流速は，大きくなるものと考えられるが，単体として移動するような恐れのあるものでは，連結部に外力をかけることになるので好ましくないこと，連結は，全体としての屈撓性を重視しているものであること，および耐久性を考慮し，限界流速の割り増しは行わない方が良いと考えられる。なお，実際の設計に際しては，ブロックによる流速てい減効果やブロック周辺の洗掘の特性には十分考慮する必要がある。すなわち，ブロックが流失する原因には，ブロックの単体としての重量不足によるものと洗掘が生じ2次的に流出するものとがあり，後者についてはブロック形状による影響が存在するものと考えられる。しかし，現段階では明瞭な結論が得られておらず，さらに今後の調査検討が必要とされる。

（河川研究室）

河－15　局所洗掘の対策

（質問）

利根川の下流部（－1.5㎞～85.5㎞）には，局所的に洗掘を起こし，計画河床高を下まわっている箇所が随所に見られる。特に河床勾配も緩く，ある程度川幅も一定な30㎞～50㎞間に昔より多くの洗掘が見られる。現在，その対策として低水護岸及び根固めブロックの設置を行っているが根本的な対策にはなっていない。（表－1）

表－1　利根川下流部発掘れ箇所概要

		東林地区 (33.0 K)	布の宮地区 (36.5 K)	佐原地区 (40.0 K)	石納地区 (42.5 K)	高谷地区 (46.0 K)
最深河床		上昇傾向にあるが特に36～45年の上昇が顕著である。昭和55年以降は比較的安定している。	昭和36年以降上昇傾向にある。	昭和40年～50年までは低下傾向、それ以降は上昇傾向にあり、特に昭和56年～57年の上昇が顕著であるが近年はやや低下傾向にある。	昭和40年以降低下を続けるが（7m程度）58年以降は安定している。	昭和48年まで上昇傾向、それ以降は低下傾向にあり、特に57年の低下は著しい。
平均河床		昭和48年まで低下を続けるがそれ以降は徐々に上昇している。	昭和40年～45年にかけ低下する（掘削のため）か、それ以降は上昇傾向にある。	昭和52年までは低下傾向にあり、掘削の影響で53年に急激に低下するがそれ以降は上昇傾向にある。	ほぼ平衡状態にある。	昭和55年までは平衡状態であり、以降57年まで低下するか、また平衡状態にある。
洗掘れ状況	縦断方向	ほぼ平衡状態にあると言える。	同　左	昭和56年が著しく進行するか、他は平衡状態にある。	昭和40年以降進行を続けているが、58年以降は安定状態であると思われる。	近年では昭和57年に著しく進行している。
	横断方向	昭和45年まで改善される傾向にあり、それ以降は平衡状態にある。	安定状態にあるものと思われる。	昭和40～50年は進行傾向にあったが、それ以降は改善される傾向にある。	同　上	昭和48年までは改善される方向にあるがそれ以降は進行する傾向にあり、特に57年は著しいと思われる。

今後の検討方針及び対策工法についてお聞きしたい。

（利根川下流工事事務所）

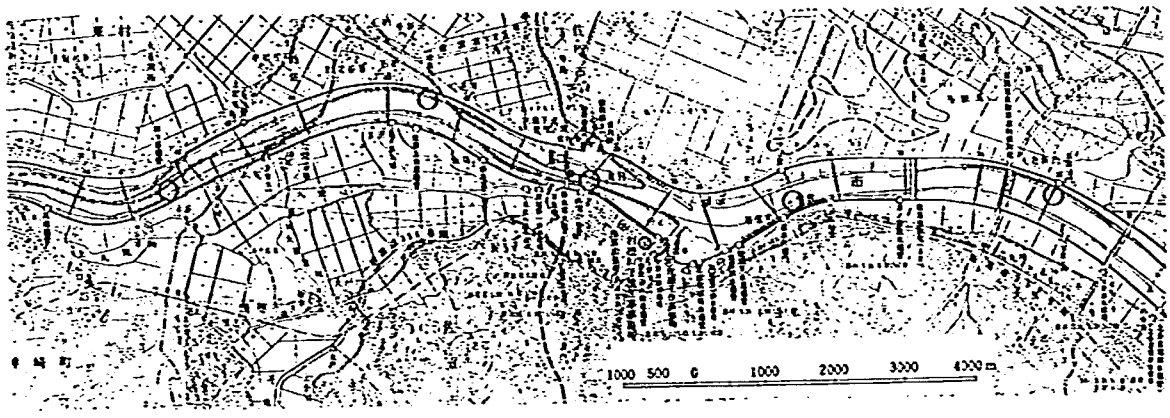
（回答）

1. はじめに

局所洗掘には，構造物，河道の法線形，並びに砂れき堆等に起因するものがある。まず，利根川の深掘れ位置を図－1に示す。図－1からわかるように，これらの洗掘は，河道の蛇行部，低水路幅の漸縮する部分の下流に現れている。また，高谷地区を除き，経年的にその位置が移動したり，洗掘が深くなったりしていないとのことである。したがって，これらの洗掘は，主に低水路法線形に起因するものであると考えることができる。また，高谷地区では急に法線形が変ったために洗掘が進んだものと思われる。

洗掘が問題となり，対策が必要となるのは低水路河岸沿いの洗掘である。また，この内，特に低水路が堤防に近い場合は，種々の問題が生じる原因となる。ここでは，このような洗掘（33.0 km，

40.5 km, 42.5 km）について，まずその特性について考察し，次に各種対策法の実用性について述べて，回答としたい。また，一般的な洗掘対策については文献１）２）を参考にされたい。



図－１　利根川の深掘れ位置

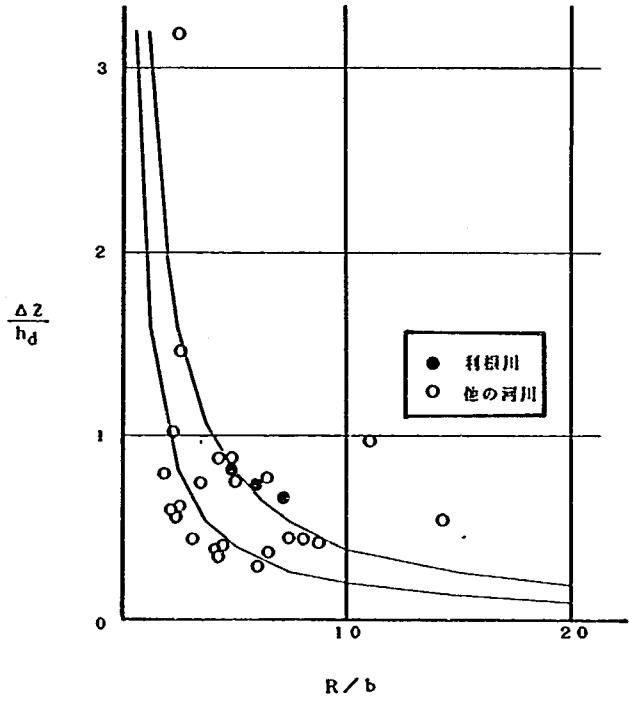
2. 利根川の局所洗掘の特性

利根川の計画河床からの洗掘深（以下，洗掘深は計画河床高からの値を示す）は，10m近くとかなり深いものであり，この洗掘の絶対的な深さが対策を行う上での１つの難関となっている。しかしながら，この洗掘も水理的な立場から見れば，決して特別なものではなくて，掘れるべくして掘れているのである。例えば，佐原，石納地区などの河岸付近の洗掘は，河道の蛇行または湾曲に起因するものである。これらの位置での洗掘深を計画水深で無次元化したものと，河幅（低水路）・曲率半径比との関係を従来の観測結果と共に図－２に示す。これより，利根川の洗掘は他のものと比べて，それほど大きなものではないことがわかる。また，一般的には河道の蛇行や砂れき堆に起因するような洗掘は，基本的には平均水深のオーダーで生じる。そして，利根川の場合は，他の河川と比べて水深が非常に大きいために，洗掘の絶対値が大きくなっているに過ぎない。

したがって，これらの原因に依る洗掘量の絶対値を小さくするためには，河川のスケール（流量規模）を小さくするか，洗掘の原因を緩和するかまたは取除く必要がある。ここで，河川のスケールを小さくすることは，まず無理である。また，水深を小さくするために河幅を広げても，洗掘の軽減にはそれほど効果的ではない。また，不用意に河幅を広げると，新たな偏流が生じたりする可能性があるので，これについては十分な検討が必要となる。すなわち，洗掘の原因を緩和しなければ，洗掘は効果的に軽減されない。

3. 洗掘対策の基本的な考え方

洗掘の対策としては，現在では通常，ブロックなどによる根固工が用いられることが多い。しかしながら，この方法にも適用条件というものが存在するはずであり，洗掘の状況を踏まえずに，全



図－2　洗掘深と曲率の関係

て根固めブロックで対処するという方法には問題があると思われる。例えば，洗掘量の小さい所や洪水時に河床の土砂がそれほど動かないような箇所では根固工で十分であろう。しかし，洗掘量がある程度以上大きな場合で，その原因が明らかな場合には，まずその原因を取り除くか緩和することを考えるべきである。そして，何らかの理由でそれができない場合に限って，構造物などによる対策を考える。なぜならば，根固めや水制といった構造物を洗掘箇所に設置するだけでは，河岸の侵食は抑制されても，その前面に生じる洗掘はそれほど軽減されるわけではなく，また対策工自体の維持が困難となるからである。すなわち，単に洗掘位置に構造物を設置するだけは河岸侵食対策にはなっても局所洗掘にはならないことがある。

したがって，一般的には洗掘軽減のためには，洗掘の原因を取除く事を，まず第一に考えなければならない。すなわち，この利根川の場合では，洗掘を生じないような低水路法線形にすることが必要であろう。

4. 各種対策工法の特性と適用性について

河岸付近の洗掘対策として，一般的に以下の方法がある。

① 根固工（ブロック）

② 水制工

③ 法線形の修正

ここでは，個々の対策工法の特徴と可能性について述べる。

4.1 根固工

現在，利根川では根固めブロックを設置しているとのことである。しかし，そもそも河床材料の粒径が細かい河道に巨大な根固めブロックをそのまま投入することは望ましいものではない。なぜならば，河床材料が細かく，河床が変動しやすいところへ剛なブロックなどを入れると，ブロックの下の土砂が吸い出されたり，根固め前面のブロックの周りで河床が洗掘されたりして，ブロックが落込んで行くことなどがあり，ブロックが全体的に安定するまで非常に多量のブロックを投入し続けなければならないからである。したがって，一般的に，砂河川で根固めブロックを投入する場合には，根固めの下にれきや砂利などをしきつめるなどして，土砂の吸出し防止対策を十分に行わなければならない。また，先にも述べたように河岸付近に根固工を施すだけでは，洗掘深はそれほど軽減されない。したがって，根固めだけで洗掘を軽減しようとするならば，洗掘の生じているかなりの範囲に（平均河床高よりも洗掘されている範囲），ブロックを短期間の内に投入することが必要になる。

以上の様に，砂河川で根固めブロックを用いる場合には，土砂の吸出し対策を施すことが必要で，またブロックの設置により洗掘を軽減するためには，かなりの量を必要とする。

4.2 水制工

利根川のような浮遊砂が卓越する砂河川では，杭出しなどの透過水制を用いれば，水制間にある程度土砂を堆積させることが可能で，河岸保護には有利な方法である。ここで，単に洗掘箇所に水制を設置するだけでは水制前面の洗掘は，特に洗掘が大きい場合には，洗掘はそれほど軽減されないことに留意する必要がある。ただし，水制工の縦断的な配置を工夫する事によって，法線形を変更する効果を持たせ，洗掘を軽減する事が可能である。そして，この水制工の効果を期待するためにはある程度水制を延ばす必要がある。しかし，利根川の洗掘は連続する蛇行の外岸近くで生じており，かつ，その洗掘深が大きい事から，効果的な水制工の設置が困難であるという問題がある。

以上より，水制工は設置さえ可能であるならば，ある程度の効果を期待できるが，その設置法と配置法に工夫を要するので模型実験などによる十分な検討が必要となろう。

4.3 法線形の修正

先にも述べたように，利根川の洗掘は，低水路法線形に起因するものであるから，低水路法線形の修正が最も根本的な洗掘対策である。ただし，洗掘が軽減され，かつ法線形の変更により，将来上下流の河道に悪影響が生じないような法線形を見出さねばならず，そのためには移動床模型実験などによる十分な検討が必要となる。

また，利根川は河川のスケールが大きいために，低水路線形の変更にはかなりの土工量が必要

となる。これについては，長期的な展望にたてば自然の力を利用して，土砂の堆積を促すことが考えられる。土砂を堆積させる工法には，流速をおとして土砂を沈降させる水制工法と強制的に土砂を供給するベーン工法が挙げられる。例えば，ベーン工法は，流れ場を変形し，洗掘が生じているときの河床の平衡状態を崩して，内岸の堆積土砂を外岸の洗掘位置へ移動させるので，ある程度の速さで外岸の洗掘を埋め戻す事が可能である。また，ある程度洗掘が軽減されれば水制工の設置も容易となり，杭出し水制を延ばして土砂の堆積を促進できれば，さらに有効であろう。これらにより，洗掘が軽減されたのちに，法線形の変更を行えば，土工量は少なくなると思われる。

5. まとめ

局所洗掘には様々な原因がある。また，局所洗掘対策には，洗掘に耐える方法と洗掘の原因を緩和する方法がある。洗掘深が小さい場合には，根固めなどで洗掘に耐えれば良い。しかし，洗掘がある程度大きくなってくると，対策工のスケールが大きくなり，また対策工自体の維持が困難となるため，経費がかかる場合がでてくる。そのような場合で，洗掘の原因が明らかであり，かつその原因を取除く事が原理的に可能であるならば，その洗掘の原因を緩和し，洗掘深を小さくしてから対策工を施す方法が，水理的にも長期的な安定性からも有利となる。

したがって，河道計画を立てる上で，現在の河床の状況を良く調べて，河床変動がなるべく生じないような河道法線形を求める事が重要なこととなる。

＜参考文献＞

1）建設省河川局治水課，土木研究所河川研究室：蛇行現象と河道計画，1982.

2）福岡捷二：河川における洗掘の事例と対策工（第2回河川・海岸シンポジウム），1988.

（河川研究室）

河一16　急流河川における水制のあり方

（質問）

水制工については，河川砂防技準基準（案）によれば"上下流や対岸への影響を考慮して河状に応じて計画するものとする"となっているが，水制の方向，長さ，高さについては明確にされていない。

現在，当事務所においては，水制工を考慮した河道計画を検討中であり，水制工のあり方及び具体的設置方法（基準）をお教え願いたい。

（渡良瀬川工事事務所）

(回答)

1. はじめに

これは，急流河川の水制工についての構造や諸元に関する一般的な質問であると考えられる。しかしながら，水制とよばれるものは，河道の状況や設置目的によって，その構造や目的とする作用が異なるので，全てを総括する基準というものは未だ確立されていない。そのため，目的と河状に対して，技術者が適切であると考えるように設計を行い，部分的に施工をしつつ，その影響を調査しながら徐々に施工を続けるといったことが行われている。

したがって，従来の研究から概ね明らかとなっている水制の特性について述べて，回答としたい。また，水制に関する一般的な事項は，文献1）2）に述べられているので，参考にされたい。ここでは，まず急流河川での水制の設置目的について述べ，次に河道内に水制を設置した場合に生じる河床変動について述べる。最後に現在一般的に用いられている水制の構造や諸元についてその概要を述べる。

2. 急流河川における水制の利用

急流河川においては，水制は主に水衝部対策，並びに河道法線形の変更を目的として用いられることが多い。しかし，急流・緩流を問わず，河道計画を立てる上で，まず第一に法線形及び低水路幅をどのようにするかということが重要であるということに留意する必要がある。そして，急流河川の河道計画上で水制を用いるのは，その特別な場合である。例えば，何等かの理由により法線形の変更が困難である場合その代用として，または，水あたりを軽減できない場合の水衝部対策として用いられる。その他，急流河川では，河道内で流れが乱流しないように流れを制御し，みお筋を固定したりする場合に用いられる。また，水制の設置にかかわらず，河道法線形の変更及び低水路幅の変更が，砂れき堆に与える影響については，十分検討する必要がある。

また，水制の設置によって高水敷を造るという計画が幾つかの河川で試みられているようである。これは基本的には，適当な規模の洪水がある程度の頻度で発生し，かつ洪水時に浮遊土砂の多い砂河川で有効な方法である。急流のれき河川では，水制の設置により，低水路法線形を変更するという目的を果たせても，河床変動には掃流砂が支配要因となるため，水制の設置位置，水制の構造によっては，水制間に必ずしも土砂が堆積するとは限らないということに注意する必要がある。すなわち，急流のれき河道では，水制を設置した場合に水制間に土砂が堆積する位置は，水制間に土砂供給が可能な位置であり，これは法線形によって決まる場合が多い。また，逆に水衝部で洗掘が著しい場所に水制を入れても，水制前面が洗掘されて，その前面の洗掘量に応じて水制間の土砂が流出し，堆積が期待できない場合がある。したがって，急流河川ではこのような場合，水制はむしろ大きな根固めとしてみなし，河岸部の土砂を保護するために設置すると認識する方が良いであろう。

以上をまとめれば，急流河川においては，水制は水衝部対策や水はねによる河道法線形の修正及

び根固めを目的として設置されることが多い。また，水制の設置により土砂堆積の効果を期待する場合がある。しかし，この場合には，必ずしも土砂が堆積するわけではないので，水制の設置によって，土砂の堆積条件が満たされるかどうかを，十分な現況調査や模型実験などにより検討する必要がある。

3. 水制による河床変動

ここでは，水制の設置によって生じる急流河道での一般的な河床変動状況について述べる。まず，水制周りの局所的な変動について述べ，次に河道全体への影響について述べる。

一般に，水制を河道に対して直角または上向きに設置すると，水制前面は洗掘され，堤脚部分に堆積が生じるとされている。しかし，これは直線河道において，砂礫堆や単列砂州が生じていない場合の結果であり，一般の河道においてはこれと条件が異なるため，どの場合にも水制間に堆積が必ず生じるというわけではない。すなわち，水制の設置された状況に応じて水制周りの河床変動状況は異なる。例えば，水衝部の洗掘が著しいところへ設置する場合は，それほど堆積は期待できない。また，逆に砂礫堆が移動してくるところへ設置する場合は，砂礫堆の移動と共に堆積が生じる。

水制間の堆積状況は，水制の構造，透過度や高さといったものによって異なる。水制の設置により，堆積を生じさせる場合には，土砂が水制の中を通過できる透過型の構造が有利である。急流河川では，不透過な水制が用いられる場合が多い。しかし，不透過水制で，水制間に土砂が堆積するのは，流れが水制の中に回り込むような場合である。このような流れを生じさせるためには，水制の高さがかなり必要とされ，河積への阻害が大きい。したがって，河幅が十分に大きく流水の疎通能力が十分ある場合以外では，このような方法は現在では望ましくないであろう。

また，水制工を縦断的に工夫して配置することによって，河道の法線形を変えることと同様な効果を与えることができ，これによって流れを制御し，縦横断的な河床変動をある程度制御することも可能である。例えば，河道の湾曲部などでは，水衝部に水制を設置するだけでは水制前面が洗掘されてしまう。このような場合，水衝部となる湾曲部の外岸だけでなく，その対岸の上流に水制工を設置することによって，法線形の曲率を変れるのと同等の効果をもたせ，水衝部に生じる洗掘部を軽減し，水制間の土砂の流出をある程度抑制することができる。そして，この方法は湾曲が急である場合の方が有効であり，上流の対岸に設置する水制は，河岸に主流が最もよる位置に適切に配置しなければ十分効果を得られない。ただし，最初に述べたように，もし，法線形の曲率を直接変えることが可能ならば法線形を変える方が望ましいということに留意する必要がある。

4. 水制の諸元

水制と一言でいっても，衆知のようにその構造は多岐にわたっている。これは個々の河道の特性と水制の設置目的によって，水制に期待する作用や水制の設置に対する河道の応答特性が異なり，それに適した構造や諸元が異なるためである。したがって，水制の構造や諸元は，河道の特性や設置目的に応じて，巧妙に選択されなければならない。逆に言えば，何のためにそこへ設置するのか

という目的意識がはっきりしていなければ，適切な水制の諸元を定めることはできない。また，水制工の形式が他の河川で成功した例であっても，河道の特性や設置目的が異なれば，必ずしも成功するわけでもないので，水制工の効果を期待するためには，構造や諸元については，十分な検討を要しなければならない。以下に従来の調査より一般的とされる水制工の諸元を示す。

(1) 水制工の構造と高さ（流水抵抗特性）

水制の諸元の中で，最も問題となるものは，水制工の抵抗に直接関係する水制工の形式（構造）と高さである。そして，目的に応じ，これらは異なる。一般に流速低減や根固めを目的とする場合には，透過度が高いものや高さの低いもの，すなわち，抵抗が小さいものが用いられる。また逆に，水はねを主目的とする場合は不透過なものや高さの高いものが用いられる。現在用いられている水制では水制工の高さHは，計画水深 Hd の 1/2 より高いものはほとんどなく，H＝（0.1～0.4）Hd 程度のものが多い。また根固め水制などは，高さが低い例が多い。

現在，急流河川で造られる水制工の構造は，不透過なブロック積み（層積み，乱積み）のものが多いようである。最近では，上部が透過型であるＰＣパイルを用いたものや小型のポスト水制が考えられているようである。このように現在の傾向としては，急流河川であっても昔のように巨大で剛なコンクリートの不透過水制が作られることはなくなっているようである。

以上，これらの水制の高さや構造または透過度は，設置の目的によって選ばれる事になる。しかしながら，現段階では，各種水制工の抵抗特性や設置時の河床変動予測があいまいなために，どのような場合にどの型の水制をどの高さで設置するのが適切であるかを一般的に論じれるまでには至っていない。実際には，河道特性の似た他の河川で設置された事例を参考にしたり，模型実験などを通して検討する場合が多い。

(2) 水制工の向き

水制工には，縦工と横工が有るが，縦工は特殊な場合に用いられるのでここでは除外し，横工についてのべる。

水制の向きについては，一般的に直角または上向きが良いとされている。これは，上向きの場合には，土砂が水制間に堆積しやすく，下向きの場合には堤脚に流水が集中するためであるとされている。

全国の河川に設置されている水制の角度は，直角または上向きが多く，上向きの角度は 15° 程度の場合が多いようである。

(3) 水制工の長さと間隔

全国の河川に設置されている水制の長さは，河幅の１～２割程度のものが多いとされている。ただし，水制工の設置によって，法線形を変える変合については，河道計画上必要であると考える位置まで延ばせば良く，必要に応じて対岸を引くなどすれば問題はないと思われる。

また，水制の間隔Dについては，水制長Lに対し，D＝（2.0～3.0）L程度である場合が多く，標準的には水制間隔は水制長の2倍程度で良いようである。また，間隔は砂れき堆の波長に対して十分小さくとる必要があることに注意する。

5. まとめ

河道計画上において，重要である事は，河道の法線形を適切に修正することであり，水制を用いるのは特別な場合である。また，水制工の適切な構造や諸元は，水制工の設置目的によって異なり，一般的に述べることは現在のところできない。したがって，水制工の諸元の決定にあっては，河道の特性や設置の目的をよく考慮して，それに合致するよう十分検討する必要がある。

<参考文献>

1）吉川秀夫：河川工学（朝倉土木工学講座）

2）福岡捷二：河川における洗掘の事例と対策（第2回河川・海岸シンポジウム），1988.

（河川研究室）

河－17　急流河川における低水路規模のあり方，及び低水護岸の施工位置

（質問）(1)

河道の計画横断形は，一般に複断面とすることとなっているが，この場合における低水路の流下能力をどの程度にするか不明確である。一般的には，河道の維持や高水敷への冠水頻度等を考慮して決定しているが，河道の安定性及び提防の安全性を考慮した場合，水理的にも好ましい低水路規模というものがあるのではないか，御教示願いたい。

（渡良瀬川工事事務所）

（質問）(2)

洪水等の出水により，みお筋が著しく変化するような急流河川（1/250～1/140）において，低水護岸で低水路の位置を固定してしまうことは，出水時等における堤体への負荷がかかる恐れがあり，慎重な検討が必要となる。そこで，低水護岸の施工位置を検討する上で，留意しなければならない項目及び考え方について，実例等があれば御教示願いたい。

（京浜工事事務所）

（回答）

1. 河道の低水路横断形について

自然に形成される低水路断面の満杯流量は，一年ないし数年に一度の洪水流量に相当すると言われ，計画流量の大きな河川では，全河道断面積と自然の低水路断面積とに大きな違いが生ずる。このような場合には，計画高水流量に対応する大きな河幅で単断面河道を設定しても，その中で小洪水に対応する低水路が形成され，河道の維持が困難となるため，複断面河道に設定される。したがって，このような複断面河道の機能としては，大洪水時と中小洪水時における機能の二つが考えられる。すなわち，大洪水に対しては，河積が有効に働き，高水敷を荒廃させないこと。中小洪水に対しては，低水路内の流れが安定し，水衝部の移動などがないことである。高水計画にとっては，前者が重要で，後者は低水計画における場合と異なり，高水計画のための低水路維持ということが主になる。

低水路の設計に用いられる低水路満杯流量は，先に述べたような一年ないし数年に一回程度の洪水流量（平均年最大流量程度）を採用し，この時の低水路河幅は，自然に形成される流路幅と同程度とすることが好ましい。一般にこの流路幅は，流量，地形及び河道の構成材料によって，流量と河幅には，一定の安定的な関係があると考えられており，この関係は，

$$b = \alpha Q^{1/2} \quad \cdots\cdots (1)$$

で表わされている。これより中間地河道のデータからαは，2.5～8が得られている。(1)式においてαを大きくとると流路の分離が起こり，乱流の原因となる。反対にαを小さくとると側岸侵食が生じ，流路が拡幅される。なお，中小洪水における低水路維持の問題を砂礫堆の安定ということで

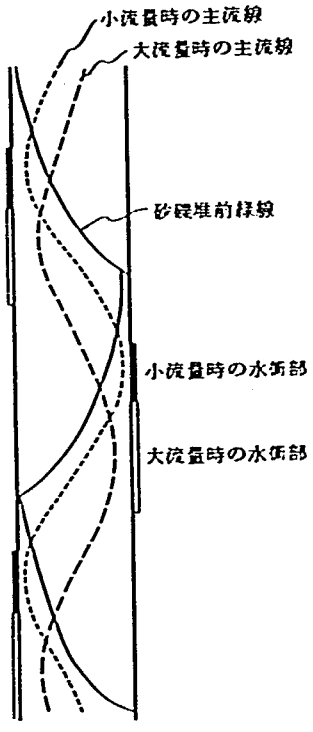
考えると，蛇曲河道においては，砂礫堆長とその蛇行波長を知る必要がある。これより河道の曲り角を考慮することによる砂礫堆の移動停止条件によって，中小洪水時に水衝部の安定（固定）を図ることができる。これらの詳細については文献1），2）を参照されたい。

一方，複列蛇行や網状流を呈する急流河道では，中間地の単列蛇行河道における低水路幅に相当するのが，堤防間を乱流する流路全体の幅である。

したがって，その流路幅を狭める様な形での複断面化は好ましくなく，このような河道では，なるべく広い河幅で土砂及び洪水を流下させるのが自然である。しかしながら，砂礫堆の移動流下に伴う河岸侵食から堤脚を保護する目的で高水敷を設ける場合は，流路幅の減少を極力少なくし，高水敷は高くする方が良いと考えられる。

2. 低水護岸の施工位置を選定する場合の検討項目について

河道の蛇行や砂礫堆に対応して生ずる水衝部は，特に護岸，根固めの必要な箇所となる。砂礫堆の形成されない河道，あるいは砂礫堆が形成されても，それに伴う流れの蛇行が弱い場合は，水衝部の位置が河道の形状によってほぼ決まる。しかし，砂礫堆の形成される河道では，河道の蛇行だけでなく，砂礫堆に伴う流れによっても，水衝部が形成される。この砂礫堆上の流れと水衝部との関連は，図－1のようである。水衝部は，洪水中の大きな流量によって生ずるものと，洪水終期のように，小流量でも砂礫堆からの落差を伴う岸に直角に近い流れによって生ずるものとがある。護岸，根固めは，どちらの水衝部も対象となるが，概して緩流河川では前者の場合が，急流河川では後者の場合が，より重要と考えられる。



図－1　砂礫堆と水衝部

以上のようなことから，低水護岸の施工位置は，河道形状と砂礫堆の位置，水衝部の移動状況等について検討し，それらを留意した上で決定する必要があろう。なお，水衝部の位置は，河道形状とそこの砂礫堆位置によって推定できるが，砂礫堆が移動している場合は，水衝部の位置がそれに伴って下流へ移動するので，護岸も水衝部の移動によって被災する前に，下流へ延長する必要が生じてくる。

一方，複列砂礫堆や網状流路の形成されている河道では，先に述べたように複断面河道とした低水護岸を設けることは少なく，河岸侵食から堤脚を保護することを目的とした水制や直接堤防に護岩が設置されている例が多い。

なお，急流河川の低水護岸は，高水敷の利用等を兼ねたものとして安倍川の施工例がある。

＜参考文献＞
1）木下良作：砂礫堆の移動を阻止する河道の限界曲率，北海道開発局開建委託調査報告書，1976年2月
2）建設省河川局治水課，建設省土木研究所河川研究室：蛇行現象と河道計画，1982年3月

（河川研究室）

河－18　洪水と高潮に対する河口砂州の処理対策

（質問）

洪水流の安全流下と高潮侵入防止は相互する考え方をせざるを得ないが，具体的に河口計画を定める場合の主な留意事項について伺いたい。

（京浜工事事務所）

（回答）

1. はじめに

一般的な河口部の河道計画法については，文献1）2）に詳しく述べられているので，これらを参照されたい。一般的に河口部の河道計画においては，まず現況の状態及び現況に至るまでの過程を十分尊重する事が必要である。なぜならば，現在の姿は必然的な結果として存在しているからである。また，河口砂州は何らかの問題を引起こしている場合以外は，そのままにしておいても問題がない場合が多い。

したがって，河道計画をたてる場合には，現在の状況と現在に至るまでの過程についての十分な調査がなされていなければならない。また，計画流量の増大に伴い，河積を拡げる場合には，その結果将来どのようになるか十分検討する必要がある。

ここでは，河口部の砂州の意味について述べ，次に河口砂州の影響の評価法について述べる。

2. 河口部の砂州について

河口部に大きな砂州ができると河口が閉そくされ，河積が小さくなる。このため，洪水時の初期，または小出水時には水位がせきあがり，危険な状態になることもある。しかし，河道計画上砂州はあるものとして安全となるように計画をたてることが多く，また大河川ではある流量以上になると砂州がフラッシュされるために，流水の疎通能力が増大し，洪水は通常流下できることが多い。したがって，河道部分において河積が急変するような場合や小河川で完全閉そくされる場合，その他の特別な場合以外では，通常，洪水時に砂州の影響まで考慮しなくても安全である場合が多い。ただし，砂州がフラッシュされる流量及び洪水時または洪水後の河床形状について十分調査し，砂州の影響について検討しておく必要はある。

また，河口の砂州が高潮の侵入に対しどれだけ効果的かという問題については，それほど厳密に検討しなくても良いと思われる。なぜならば，高潮は時間変動が比較的緩やかであり，基本的に潮位が問題となる現象で，高潮位の方が砂州に対して十分高ければ，河川は高潮の影響を受けると考えた方が良く，高潮は堤防で防ぎ，河口砂州を利用してまで防ごうとは通常考えないからである。また，高潮を防げるほどの砂州が形成されるかどうか疑問であり，そのような場合には疎通能力への阻害が大きくなるので，砂州は人工的に処理し，堤防を整備するべきであろう。

河口部の砂州は，河口を閉そくし，破波を促すものであり，波浪の侵入の抑制に対して効果があるものである。したがって砂州を取除く場合には，護岸や堤防が，侵入する波浪によって被災しないように十分な保護を施すことが必要である。また逆に，通常時に波浪の侵入を防ぐために砂州を残しておくことが考えられる。

3. 洪水に対する影響

基本的には，河口部の砂州は変動するものであり，大洪水時にフラッシュされ，平常時に形成されると考えられる。したがって，疎通能力の評価に当っては，河床形状についてそれがあるままの条件を与えて，不等流計算または不定流計算を行えば良い。

また，高潮と洪水が同時に起こることはあまりない。したがって，計画高水位は，一般的には，計画河口水位に計画洪水が生じたときの水位と計画高潮位（打ち上げ波高を含む）を比べて，高い方を取り，堤防の高さを決める（河川砂防技術基準（案））という事になっている。より厳密には，洪水と高潮がどの程度の確率で同時に生じるかを，実績のデータから統計的に検討し，どこまで安全にするかは行政的な判断で決めれば良い。この時，砂州が計画している水理条件においてどのような状態になり，どの程度疎通能力に影響するか懸念されるならば，模型実験などにより検討すれば良い。その結果，疎通能力に影響があるならば堤防高を上げることや，砂州を取除くことを考える。

4. ま と め

通常の河道であるならば，河口に砂州があっても洪水時にはそれほど影響しない事が多い。しかし，洪水の疎通能力に対し影響がある場合には，砂州を取除くか堤防高を上げるかする必要がある。ただし，砂州を取除く場合には，それにより波浪が侵入し，護岸や堤防が被災しないように十分な保護を施すことが必要となる。

<参考文献>

1）吉川秀夫編著：流砂の水理学，丸善

2）河口処理論Ⅰ，土木研究所資料，第1394号

（河川研究室）

河－19　河床形状と塩水遡上

（質問）

那珂川における取水施設は，都市用水，農業用水等数多く水利権が張りついており，本川自流によっては，潮の干満により，塩素イオン濃度の影響により取水を中断している場合もある。感潮部における取水施設の塩素イオン濃度対策として，河川自流と塩水遡上分布について解析することにより，今後の利水施設の配置計画，指導等の参考としたい。

特に河口部からある区間は，河床がノコギリ歯の形状をしており，塩水くさびによる境界はなく，混合状態になっていることがこれまでの調査で分かっている。下流がこのような場合，これより，上流における塩水分布は河川自流とどの様な関係になるのか，またどの様な方法によれば，これらの関係を明らかにできるのか。解析手法，解析事例について御教示願いたい。

（常陸工事事務所）

（回答）

河口部における塩水遡上現象は，河道の特性や河川流量，潮汐，気象要因等によって，混合の形態が弱混合（塩水くさび），緩混合および強混合型の３種に分類されることはよく知られている。しかし，これらの間には明確な境界が存在するわけではなく，感潮河川ではこの混合状態が非定常となり現象が非常に複雑となる。一般には潮位変動が大きくなると強混合型へ移行する。塩水遡上予測方法には，強混合としての取り扱いと弱混合ないし緩混合として取り扱う方法がある。予測精度は，シミュレーション手法と現地資料による補正の程度に左右される。この場合とくに河道内の塩分濃度およびその分布状態は，数多くの要素が複雑に作用し合うので，現在までの理論を用いて直ちにそれぞれの河川の種々の条件下で塩分状況を知ることには不可能な状態にあり，現地調査によって支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。なお，那珂川の河道地形や混合形態の詳細については文献１）を参照していただき，ここではこれらの概要と調査，解析手法について以下に述べることとする。

1. 河道地形の特徴と混合形態の概要

河道内への塩水遡上は，流量や河口地形とともに，河床形状とくに最深河床高が大きな影響を与える。那珂川河口は導流堤によって比較的安定しており，12.0㎞より下流の最深河床高はT.P －3.0 m以下である。このため，低水時にはこの付近まで塩水遡上が生じていると考えられる。12.0㎞地点はJR水郡線橋梁の根固めブロックが川幅全体にわたって河床高の高い部分を構成しており，最深河床高が上下流に比して高い。一般に塩水先端部は，最深河床部を遡上する。最深河床高縦断の途中に河床高の高い場所がある場合，そこで塩水遡上は妨げられ，潮位の上昇や流量がさらに減少するとそこを乗り越えて一気に次の河床高の高い所まで遡上する。

一方，混合形態を支配する主要な因子として潮位変動がある。とくに那珂川は，河口部で合流す

る右支川の涸沼川の入退潮量が混合形態に大きく影響していると考えられる。渇水時にはこの入退潮によって河口部での混合が促進され，上げ潮時に強混合，下げ潮時には比較的成層化する現象が周期的に繰り返されている。また，一般に比較的成層化する小潮時の方が塩分の遡上距離は長くなる。[3] しかし，那珂川では大潮時と小潮時の最大遡上距離は同程度である結果が得られており，このような現象も涸沼川の影響が大きいものとも考えられる。

2. 調査および解析手法について

解析手法としては，強混合状態を対象とした拡散モデルと弱混合状態の一次元二層モデルによる方法がある。混合状態の特性を把握したうえで，これらの解析により，流量と遡上距離，塩分濃度の関係を求めることができる。ただし，この解析には検証，同定のための実測資料が不可欠であり，また先に述べたように現地調査によって，支配的な要素およびその相互関係や実態を明らかにしていくことが重要である。

なお，これまでの塩水遡上の現地調査資料等から，弱混合状態の塩水くさびについては，河口での最狭部の河積および塩水の占めている断面積が遡上距離と高い相関を持つこと。[2] 強混合や緩混合状態にある塩水遡上現象においては，その遡上区間の上流部の比較的河床高の高い地点の下層塩分濃度がわかれば最大遡上距離や表層濃度等が予測できる可能性があることなどが明らかとなっている。[1] 解析事例については木曽三川下流部において，現地調査も含めた詳細な検討が行なわれている。これらについては文献４）を参照されたい。

＜参考文献＞

１）福岡，高橋他：那珂川における塩水遡上の現地観測，第32回水理講演会論文集，1988

２）福岡，高橋，藤田他：阿賀野川における塩水遡上の実態，第33回海岸工学講演会論文集，1986

３）須賀堯三：感潮河川の塩水くさびの水理，土木研究所報告第 160 号，1983年10月

４）木曽川下流工事事務所：干塩害調査報告書，1978年３月

（河川研究室）

河－20　多様なニーズに対応した河川環境整備

（質問）

都市部での治水対策を行って行くうえで，地域住民の理解と協力が不可欠となってきており，そのために，河川整備の方法も単に治水安全度を向上させるだけではなく，河川が住民にとって親しめるような空間となるような整備が必要となってきている。

このようなことから，親水護岸や緑道等の整備を行っている状況があるが，利用されているのか疑問のあるものも見受けられる。

そこで，一般的に人間が親しみやすい河川の状況とはどのようなものか，また親しめるような河川整備の実例があれば御教示願いたい。

（京浜工事事務所）

（回答）

河川環境整備は，河川と人々との係わりをよくしようとするものであるが，河川の有する特徴や魅力を活かしたり，引き出したりすることが基本となるものと考えられる。

ここで，本来雨水や土砂を流すための流路である河川の特徴および魅力を挙げると次のようになる。

1. 流れる水が存在すること

河川空間が他の空間と判然と区別できるのは流れる水の存在による。水は人々に潤いや安らぎ，深い感動あるいは畏怖感などを与える極めて魅力的な物質である。流れる水は日本人の心性と深く結び付き無常観の象徴となってきた。このような水の景観あるいは環境的な役割は多くの人々によって語られてきている。

2. 時間的あるいは空間的に変化が生じること

普段はおとなしく見える河川も一旦大雨が降れば流路いっぱいに流水が奔流しその様相は一変する。一方晴天が続くと流量はぐっと減ってしまう。このような流量の変化が大きい場合には流量が一つの重要な制約条件となっている。しかしこのような特徴があればこそ日本の河川は比較的自然が残されているのでありまた変化にも富むのである。その他季節感などの時間変化があるのも特徴となっている。

また扇状地河道，中間地河道，三角州河道などの縦断的変化や瀬，淵などの河床の変化，ゆるやかな屈曲や蛇行などの平面的な変化に富むことも河川の特徴となっている。

3. 自然性に富むこと

水が存在し，空間的な多様性に富み人間が河床の形態や植生まで完全には制御できないことにより必然的に自然性は高く，植物，動物，魚類，昆虫などが生息すること。

4. 形態的には空間のスケールが大きく，平たく，連続していること

大河川ではそのスケールは他の公共空間と比べ比較にならないほど大きい。たとえば下流市街地周辺の多摩川の川幅は700～1000 m程度で，東名自動車道の盛土幅50 mあるいは日比谷公園の長さ500 m，幅200 m程度に較べて，河川の延長が長いことを考慮すれば格段に大きい。また河川は一般的に極めて横と縦の比が大きいのが特徴であり，扇状地河川では川幅と堤防高の比は数百倍に及ぶところもある。そのため水面まで十分な俯角がえられず茫洋たる風景となることもある。しかし，ほとんどが眼球運動の面で不利な仰角域で展開されるため，眺望者に緊張を強いがちな都市景観にあって，河川は生理的に見易い俯角景となり視覚的な休息を与える。その他縦断的に連続しており，奥行き感があることも特徴といえる。雄大な河川空間を分断したり曲率の小さい曲線を多用したり

すれば河川らしさを損ねることになりかねないので留意を要する。

5. 人々が河川を利用し，あるいは制御しようとしてきた長い歴史を有すること

治水や利水に関する長い人々の係わりが現在の河川を形作っているのであって，その歴史性自体が大きな環境ポテンシャルとなっている。

このような，河川は多様な特徴あるいは魅力を備えている。そこで，活動，自然保全，景観といったニーズに対応し，河川らしさを損なうことなく，できるだけ河川環境特性に応じた整備を図ることが重要と考えられる。

親しみやすい整備とは河川ならではの魅力や特徴をできるだけあざやかに知覚させ，親しみや愛着を持ってもらえる整備と考えることができる。同地点での河川景観にしても，奥行感が卓越し，見透しがきく橋梁，対岸の建物や植生の倒景が映え河川水面を中心にひとつにまとまりのある景観が得られる堤防あるいは高水敷，植生等の水際の変化が楽しめ水面が卓越しその様々な表情が身近に感じられる水際というふうに整備によって人々を魅了することができるものと考えられる。さらに合せて水に触れられたり，川原の石で遊べたり，生態の観測や観賞ができたりすることができればより一層あざやかな印象を与えることができるであろう。例えば，景観に配慮し見られる対象としての意識のもとに，利用施設の配置ならびに設計を行う。また生態系ならびに景観に配慮した活動を誘導する河岸処理等が考えられる。しかし，上下流に，極めて長いという河川の形状的な特性から，利用する人々にとっては河川の様々な魅力を享受できるとはかぎらない。そこで，河川環境特性の異なる支川あるいは，近くの中小河川と環境整備における役割分担を他の河川管理者等と調整しながら整備を進めていくこと，水と緑のネットワークの強化によって，それぞれの環境特性を補完しあうこと，また，堤内地の公園等と一体整備を行うことなどが考えられる。

このためには，どこでどのような景観が得られ，あるいはどこでどのような植生や魚類が存在するのか対象河川の環境特性をきめ細かく把握することが重要であろう。また整備後もその効果について事後調査を行い今後の整備に活かしていくことが必要である。

（都市河川研究室）

河－21　水文観測に関する新技術の開発と実用化

（質問）

水文観測によって得られる情報は，河川の計画や管理にとって不可欠であり，精度の高い情報の収集が要求される。近年，レーダ，人工衛星等によるリモートセンシング技術の導入が望まれる。これらの技術の開発動向および実用化の見通しについてご教示願います。

（荒川上流工事事務所）

(回答)

リモートセンシング等の活用を計る必要があるとのご意見のとおりですが，いまだ実用化に至っているものは僅かです。このことについては土木技術資料の昭和63年6月号をご参照ください。水文観測特集号です。

(水文研究室)

河－22　レーダ雨量計による降雨予測手法の動向

(質問)

今後降雨予測システムを開発し，高水管理の一環としての洪水予測の精度向上を図り，水防の万全を期するため，いろいろある予測手法の中で今後最も良いと考えられる降雨予測手法を教えて下さい。

(高崎工事事務所)

(回答)

1. はじめに

洪水時に適切な河川管理やダム管理を行うにあたり洪水予測の重要性は言うまでもない。この洪水予測の予測精度の最も支配的な情報は，現時刻から数時間先までの降雨量である。このため，10年ほど前から，レーダ雨量情報を用いた短時間（1～3時間先）降雨予測の研究が土木研究所はじめ各研究機関で盛んに行われている。ここでは，これらの予測手法の概要を説明すると共に，土木研究所水文研究室が開発した予測手法「関連係数による雨域追跡法」を例として予測精度について述べ，望ましい予測手法を提案する。

2. 短時間降雨予測手法

現在まで提案されているレーダによる短時間（1～3時間先）降雨予測手法は，雨域の移動ベクトル（移動方向と速度）を現時刻までの情報に基づき設定し，この移動ベクトルにより現時間の降雨エコー（レーダで得られる広域の雨量分布）を時間的に外挿させて降雨量を予測するものである。

この降雨エコーの移動ベクトルを求める方法として，次のものが提案されている。

① 700mb（高度約3000m）の風向・風速を移動ベクトルとする方法。雨域の移動は上層の風向・風速とは異なる場合があるので予測精度はあまり良くない。

② 2枚のエコー図を用いて，相互相関係数を指標にして，移動ベクトルを求める方法。この手法は，気象庁で用いられている。

③ あるいき値を境にして2値化された2枚のエコー図を用いて，関連係数を指標にして，移動ベクトルを求める方法。この手法は，土木研究所水文研究室が開発したもので，関連係数による雨域追跡法と称する。

④ 降雨強度の空間分布が移流方程式に従うとして，移動ベクトルの空間分布を求める。この方法を移流方程式法と称する。

⑤　2枚のエコー図の降雨域の対応を人間が指定し，これから，移動ベクトルを推定する方法。予測者によって予測精度が異なる。

上記の内，①から③は，いずれも雨域がある移動ベクトルに従い平行移動すると仮定して導かれたものである。また，④⑤の手法は，雨域の平行移動のみならず，回転，歪みや膨張等も表現できる。

①から⑤の何れの手法も雨域の発達・衰弱を考慮するようにモデルが改良されている。

レーダによる短時間降雨予測の精度は，移動ベクトルの設定及び発達・衰弱量の見積りをいかに正確に行うかに依存する。

以下に，関連係数による雨域追跡法と移流方程式法の概要を示す。

2.1　関連係数による雨域追跡法

関連係数による雨域追跡法は，①気象現象のスケールとその継続時間の関係を考え，降雨予測は中規模程度現象（100 km²のオーダ）を対象とする，②モデルが理解しやすく計算も簡易，③発達・衰弱項をモデルに導入しやすい，④降雨パターンの形状によ　て移動ベクトルの推定精度が変わらない，という特徴を有している。

この予測手法を簡単に述べれば次のようである。

(1)　T時刻とT−△t 時刻の2枚のエコー図をある降雨強度（これをいき値と呼ぶ）を境にして，いき値以上のメッシュを1，いき値以下のメッシュを0と2値化する。

(2)　T−△t 時刻の2値化したエコー図を平行移動させ，T時刻の2値化したエコー図に重ね合わせ，次式で定義される関連係数C.A.を求める。

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

ここに，nは表−1に示すようなマトリックスの要素である。

表−1　関連係数算出のためのマトリックス

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

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

この関連係数が最大値を示すような方向及び距離を雨域の移動ベクトルとする。

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

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

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

2.2 移流方程式法

地点（x，y）における時刻tの降雨強度 R（x，y，t）が，次に示す移流方程式に従うと仮定する。

$$\partial R/\partial t+u\cdot\partial R/\partial x+v\cdot\partial R/\partial y=w \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，u，vは移動ベクトルの成分，wは発達・衰弱量で，位置座標(x，y)の一次式として，

$$u=C_1\cdot x+C_2\cdot y+C_3,\ v=C_4\cdot x+C_5\cdot y+C_6,\ w=C_7\cdot x+C_8\cdot y+C_9 \quad \cdots\cdots (2)$$

と表示されるものとする。ここに，C_1，C_2，…，C_9は現在までのデータから推定されるパラメータである。

移流方程式法の予測手順は次の通りである。

① 式(2)を式(1)に代入すると次式が得られる。

$$(C_1\cdot x+C_2\cdot y+C_3)\cdot\partial R/\partial x+(C_4\cdot x+C_5\cdot y+C_6)\cdot\partial R/\partial y$$
$$-(C_7\cdot x+C_8\cdot y+C_9)+\partial R/\partial t=0 \quad \cdots\cdots (3)$$

式(3)中の$\partial R/\partial x$，$\partial R/\partial y$，$\partial R/\partial t$を差分化し，T，T−△t時刻のレーダデータより，最小自乗法でC_1，C_2，…，C_9を求める。

② 式(2)，(3)の特性曲線が従う微分方程式は次式である。

$$dx/dt=C_1\cdot x+C_2\cdot y+C_3,\ dy/dt=C_4\cdot x+C_5\cdot y+C_6,$$
$$dR/dt=C_7\cdot x+C_8\cdot y+C_9 \quad \cdots\cdots (4)$$

これを差分近似すると次式になる。

$$x(t_{i-1})=x(t_i)-\{C_1\cdot x(t_i)+C_2\cdot y(t_i)+C_3\}\triangle t$$
$$y(t_{i-1})=y(t_i)-\{C_4\cdot x(t_i)+C_5\cdot y(t_i)+C_6\}\triangle t \quad \cdots\cdots (5)$$
$$w_i=\{C_7\cdot x(t_i)+C_8\cdot y(t_i)+C_9\}\triangle t$$

したがって，(x，y) における時刻t_iの降雨強度は式(5)で求まる($x(t_{i-1})$，$y(t_{i-1})$)における降雨強度に，発達・衰弱量w_tを加算して求める。

なお，予測に際して発達・衰弱を考慮しない場合は，$w_t = 0$とする。

3. レーダによる短時間降雨予測の予測精度

2.で示した①～⑤のどの手法も，ある時刻の降雨エコーを移動させて降雨予測しているため，降雨エコーのライフサイクルが予測精度の主要因になっているので，予測精度に大差ない。ここでは，予測手法②③の例として関連係数による雨域追跡法と，予測手法④⑤の例として移流方程式法，の2種類のレーダによる降雨予測の予測精度を紹介する。

3.1 関連係数による雨域追跡法の予測精度

(1) 単純移流モデルの予測精度

使用データは，レーダ雨量計は赤城山レーダのものを用いた。対象とした降雨は，降雨規模の大きい，台風，低気圧，前線という3つの降雨成因を含む8降雨である。

表－2，3，4に単純移流モデルの予測結果を示す。ここでは，$\Delta T = 15$分で，発達・衰弱は考慮しなかった。

表－2 単純移流モデルによる予測結果の精度（1時間予測）

予測 / 実測	～2mm	2～5mm	5～10mm	10～20mm	20～30mm	30～40mm	40～50mm	50mm～	計
～2mm	18648	1741	14						20403
2～5	1528	7023	708	38	5	1			9303
5～10	30	512	649	95	12				1298
10～20	10	27	59	52	12	7	1	2	170
20～30	1	3	7	6	4	2	1		24
30～40	1	3	2	3	1				10
40～50									
50～		1							1
計	20218	9310	1439	194	34	10	2	2	31209

表－3 単純移流モデルによる予測結果の精度（相関係数など）

降雨名	1時間予測		2時間予測		3時間予測	
	サンプル数	相関係数	サンプル数	相関係数	サンプル数	相関係数
79/05/14低気圧	1975	0.71	1430	0.35	1128	0.26
79/10/18 台風	5391	0.86	4084	0.63	3262	0.42
80/10/19 前線	4578	0.86	2684	0.56	1377	0.40
81/05/25 前線	2518	0.82	1344	0.57	889	0.67
81/08/22 台風	4018	0.76	2958	0.42	2044	0.42
82/07/29 前線	2662	0.63	2099	0.32	1604	0.24
82/08/01 台風	3926	0.62	2905	0.29	2202	0.23
82/09/12 台風	5063	0.61	3558	0.53	2750	0.36
1)適中率	84.5		75.0		71.9	
2)C.S.I.	73.5		57.9		49.9	
3)表現率	85.5		74.1		67.2	
4)一致率	84.0		72.5		65.9	

1)適中率　ランク一致サンプル数を全サンプル数で除したもの×100

2)C.S.I. $\frac{X}{X+Y+Z} \times 100$

3)表現率 $\frac{X}{X+Z} \times 100$

4)一致率 $\frac{X}{X+Y} \times 100$

予測2mm

実測2mm		
	W	Y
	Z	X

表－4　単純移流モデルの予測精度比較（相関係数）

降雨名	1時間予測			2時間予測			3時間予測		
	単純移流	複数ベクトル	移動平均	単純移流	複数ベクトル	移動平均	単純移流	複数ベクトル	移動平均
79/05/14	0.71	－	0.72	0.35	－	0.20	0.26	－	0.05
79/10/18	0.86	－	0.86	0.63	－	0.61	0.42	－	0.39
80/10/19	0.86	－	0.86	0.56	－	0.52	0.40	－	0.22
81/06/25	0.82	－	0.82	0.57	－	0.58	0.67	－	0.55
81/08/22	0.76	0.78	0.77	0.42	0.43	0.41	0.42	0.44	0.39
82/07/29	0.63	0.63	0.65	0.32	0.32	0.34	0.24	0.22	0.27
82/08/01	0.62	0.64	0.67	0.29	0.29	0.32	0.23	0.20	0.20
82/09/12	0.81	0.83	0.83	0.53	0.58	0.57	0.36	0.45	0.48

なお，予測精度の評価方法は次の通りである。

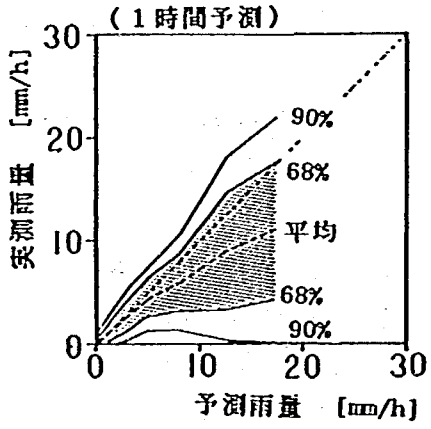
① 予測値と比較する実測値はレーダ雨量計とし地上雨量値は用いない。

② 評価対象面積は 15km×15km＝225km²の正方形メッシュとする。（計算は3 km×3kmメッシュを最小単位とする。）

③ 1時間予測とは予測時点から1時間後の1時間雨量を，2時間予測とは予測時点の1時間後から2時間後までの1時間雨量を予測しているものとする。

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

図－1に単純予測モデルの予測結果を統計処理して求めた信頼限界を示す。ここでの，2時間予測は予測開始時刻から2時間後までの累加雨量である。これから，予測雨量が実測雨量より大



図－1　信頼限界曲線

きい値を示す傾向があること，降雨強度が大きくなるほど信頼限界の幅が広がること，2時間予測は1時間予測に比べ精度が低いことが分かる。

(2) 移動ベクトル設定法の検討

移動ベクトルの設定方法として，複数の移動ベクトル（強雨域と雨域全体のそれぞれの移動ベクトル）を設定する方法，45分間移動平均の移動ベクトルを設定する方法による降雨予測の精度も検討した。結果を表－5に示す。これから，移動ベクトルの設定を変えると単純移流モデルに

表－5　長崎豪雨の予測精度（相関係数）

予測時刻		雨域追跡法		移流モデル	
		1時間予測	2時間予測	1時間予測	2時間予測
23日	16時	0.89	0.43	0.88	0.52
	17	0.76	0.16	0.81	0.27
	18	0.71	0.21	0.81	0.32
	19	0.60	0.12	0.	0.05
	20	0.62	0.37	0.65	0.15
	21	0.73	0.59	0.77	0.43
	22	0.81	0.68	0.83	0.53
	23	0.71	0.16	0.76	0.37
24日	0時	0.70	0.42	0.75	0.41
	1	0.74	0.36	0.80	0.46
	2	0.66	0.09	0.71	0.29
	3	0.72	0.08	0.71	0.21
	4	0.67	0.06	0.70	0.28
	5	0.59	0.05	0.73	0.16
	6	0.66	0.18	0.79	0.36
	7	0.65	0.13	0.66	0.15
	8	0.61	0.32	0.58	0.06
	9	0.71	0.40	0.56	0.11
	10	0.79	0.45	0.81	0.43
	11	0.81	0.29	0.78	0.26
平均		0.73	0.30	0.77	0.33

比べ若干精度が向上しているが，その差は僅かであった。したがって，関連係数による雨域追跡法による降雨予測は単純移流モデルで十分である。

(4) 発達・衰弱の検討

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

3.2　移流方程式法の予測精度

昭和57年長崎豪雨を対象にして，移流方程式法の予測精度を関連係数による雨域追跡法と対比することにより行った。表－5は，2手法の1時間及び2時間予測の予測精度を相関係数を指標にして，予測時間毎に比較したものである。評価方法は，評価対象面積が91㎢であることを除けば，その他は3.1(1)と同じである。この場合は，移流方程式法の方が，1時間及び2時間予測とも相関係数が0.03～0.04程良かった。また，昭和63年5月降雨の場合は関連係数による雨域追践法の方が相関係数が良かった。したがって，2種類の予測精度はほぼ同程度と考えられる。

4. 望ましい降雨予測手法

上記で現在までに提案されている降雨予測精度を示した。現在までの研究で次のことが分かっている。

(1) 1時間予測では，降雨量の定量予測は実用的である。

(2) 2時間，3時間予測では，降雨量の定量予測は難しいが，定性予測は実用的である。

(3) 発達・衰弱量を推定するには，気象現象を表す数値モデルが必要で，これから求めた値を降雨予測に導入すれば，2時間，3時間予測の降雨量の定量予測は可能になると考えられる。

(4) 運動学的予測手法は，2.で示した②～⑤のどの手法を用いても精度は大差ない。

(4)の結果から，現業で降雨予測手法を用いる場合は，①モデルが理解しやすく，計算時間も短い，②予測者や降雨パターンの形状によって，移動ベクトルの推定精度が変わらない，③発達・衰弱項をモデルに導入しやすい，④予測特性が明らかになっている，予測手法が望ましい。したがって，レーダによる短時間降雨予測手法は関連係数による雨域追跡法が最適だと考えられる。なお，エコーの移動特性が観測範囲で異なる場合は，例えば降雪エコーの移動速度が海上部と陸地部で大きく異なるような場合は，移流方程式による方法がエコーの移動ベクトルの地域変化が表現できるので，望ましい手法と言える。

＜参考資料＞

なお，詳細な研究内容は以下の文献を参照されたい。

1）土木研究所水文研究室，レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書，土木研究所資料第2078号，1984年3月

2）吉野文雄等，レーダ雨量計による降雨の短時間予測，土木技術資料 Vol. 27, No. 7, 1985年7月

3）土木研究所水文研究室，レーダ雨量計による短時間降雨予測に関する調査報告書，土木研究所資料第2406号，1986年10月

4）椎葉充晴等，移流モデルによる短時間降雨予測手法の検討，第28回水理講演会論文集，1984

（水文研究室）

河－23　河川流量観測

（質問）

1. 流量観測に用いる計器の種類と精度について，とくに最新の技術について紹介してください。
2. 川幅が広く流心が安定しない河川において，長期的にかつ精度よく流量を把握するのは難しい。なにか良い方法はないかご教示願います。

（水資源開発公団思川開発調査所）

（回答）

1. 最近の技術については開水路における電磁流量計がある。これについては土木技術資料昭和63年6月号を参照されたい。その他のものに水面勾配を計測するものや従来からの超音波流速計があるが，とくに目立った進歩はない。
2. 流心の安定しない河川では良い方法は見当たらない。重要な地点であれば，観測場所を固定するか，堰などを作って観測することを推奨したい。河川管理上，流量，とくに低水流量を正確に観測する必要が高まってきているので，河道を固定して流心を安定させるか，堰を設けて計測するなどの対策を取ることが望まれる。

（水文研究室）

河－24　感潮区間における低水流量の実態把握方法

（質問）

荒川下流部の維持流量を今後検討してゆきたいが，感潮区間における，低水流量を把握するには，どの様にして実態を把えるか。又，実態を把えている河川があったら教えて下さい。

尚，潮の干満が秋ケ瀬堰まで影響しています。又，流量としては秋ケ瀬堰下流放流量を参考としています。

（荒川下流工事事務所）

（回答）

感潮区間では，①水位が潮汐の影響を受け，②塩水が侵入する場合もある，という特徴を有している。

②の場合，塩水楔が発生し，表層は下流へ流れ，底層は塩水が上流へ流れることもある。このような複雑な流れの場合，流量を把握するには，回転式流速計による流量観測をするしかない。超音波流速計や電磁流量計（後述）は，塩水中で音速が変り屈折・反射を起こすこと，電気伝導度が不均一なことなどの理由で，塩水が遡上する区間では使用できない。

塩水が遡上しない感潮区間での流量把握方法としては，

1）流水の運動方程式を用いる方法

2）測水施設を用いる方法

が考えられる。

1）の方法について説明する。

流水の運動方程式は，

$$\underset{①}{\frac{\beta}{g}\frac{\partial v}{\partial t}}+\underset{②}{\frac{\alpha v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}}+\underset{③}{\frac{\partial h}{\partial x}}-\underset{④}{i}+\underset{⑤}{\frac{n^2|v|v}{R^{4/3}}}=0 \quad \cdots\cdots (1)$$

（t：時間，x：流れの方向距離，h：水深，v：平均流速，i：河床勾配，
n：Manningの粗度係数，R：径深，β：運動量補正係数，α：エネルギー補正係数）

と表わされ，感潮区間はどの項も無視できない場合である。

①，②，③項が無視できるとき，(1)式はManning式となり，従ってQはHの一価関数となり，通常用いる水位流量曲線で表わすことができる。

①，②項が無視できるときも，(1)式を変形すると

$$Q=Av=\frac{A}{n}R^{2/3}\left(i-\frac{\partial h}{\partial x}\right)^{1/2}=\frac{A}{n}R^{2/3}\left(-\frac{dH}{dx}\right)^{1/2} \quad \cdots\cdots (2)$$

となり，Qは水位Hと水面勾配$-\frac{dH}{dx}$の関数として表わされ，水面勾配別H－Q式を作成することができる。

①項を無視するとき，既ち不等流式によっても，不等流計算による潮位別H－Q式が作成できる。

感潮区間の流れは①，②，③項が卓越する流れであるから，上記の複数のH－Q式をあてはめることは原則的にはできない。

しかし，水面勾配の代りに2地点の水位差△Hや潮位そのものを指標にして複数のH－Q式を作ったり，複数の観測所の水位で流量を求める相関式を作ったりする方法を準用することもできる。この場合，当然精度はよくない。

(1)式を不定流計算で解き任意地点の流量を算出することもできる。通常，下流端を潮位観測所，上流端を流量の把握できる箇所とし，その間の断面特性，粗度を与えて計算することになるが，計算区間が長くなり，その間の断面特性や粗度の不正確さが求めようとする流量の精度に影響する。

(1)式の不定流式において，水面勾配が測定されると，以下のように簡単に平均流速が計算できる。

連続式より，

$$\frac{\partial v}{\partial x}=-\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial t}-\frac{v}{A}\frac{\partial A}{\partial x} \quad \cdots\cdots (3)$$

(3)式を(1)式に代入すると

$$P_1v^2-P_2v+\left(\frac{\beta}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial H}{\partial x}\right)=0 \quad \cdots\cdots (4)$$

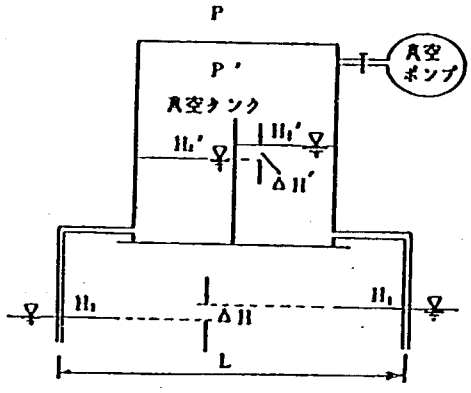
$$\text{ただし}\quad P_1=\frac{n^2}{R^{4/3}}-\frac{\alpha}{g}\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial x},\quad P_2=\frac{\alpha}{g}\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial t}$$

tについて後方差分すると

$$\frac{P_1}{4}v_t^2-\frac{P_1}{2}v_t-\frac{P_2}{2}+\frac{\beta}{g\Delta t}+\frac{P_1}{4}v_{t-\Delta t}^2-\left(\frac{P_2}{2}+\frac{\beta}{g\Delta t}\right)-\left(\frac{I_{t-\Delta t}+I_t}{2}\right)=0 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (5)$$

となり，v_tの2次方程式であるから簡単にv_tが求められる。低水時の水面勾配を2ケ所の水位観測所の水位差から求めるのは測定誤差を考えると不可能である。

ここで，江戸川工事事務所が行った水位差計による流量観測を紹介する。中川の吉川水位観測所に図－1に示す水位差計によりL＝100mで0.1㎜の水位差を検知し，$\pm 0.5/10^6$の水面勾配を測定し



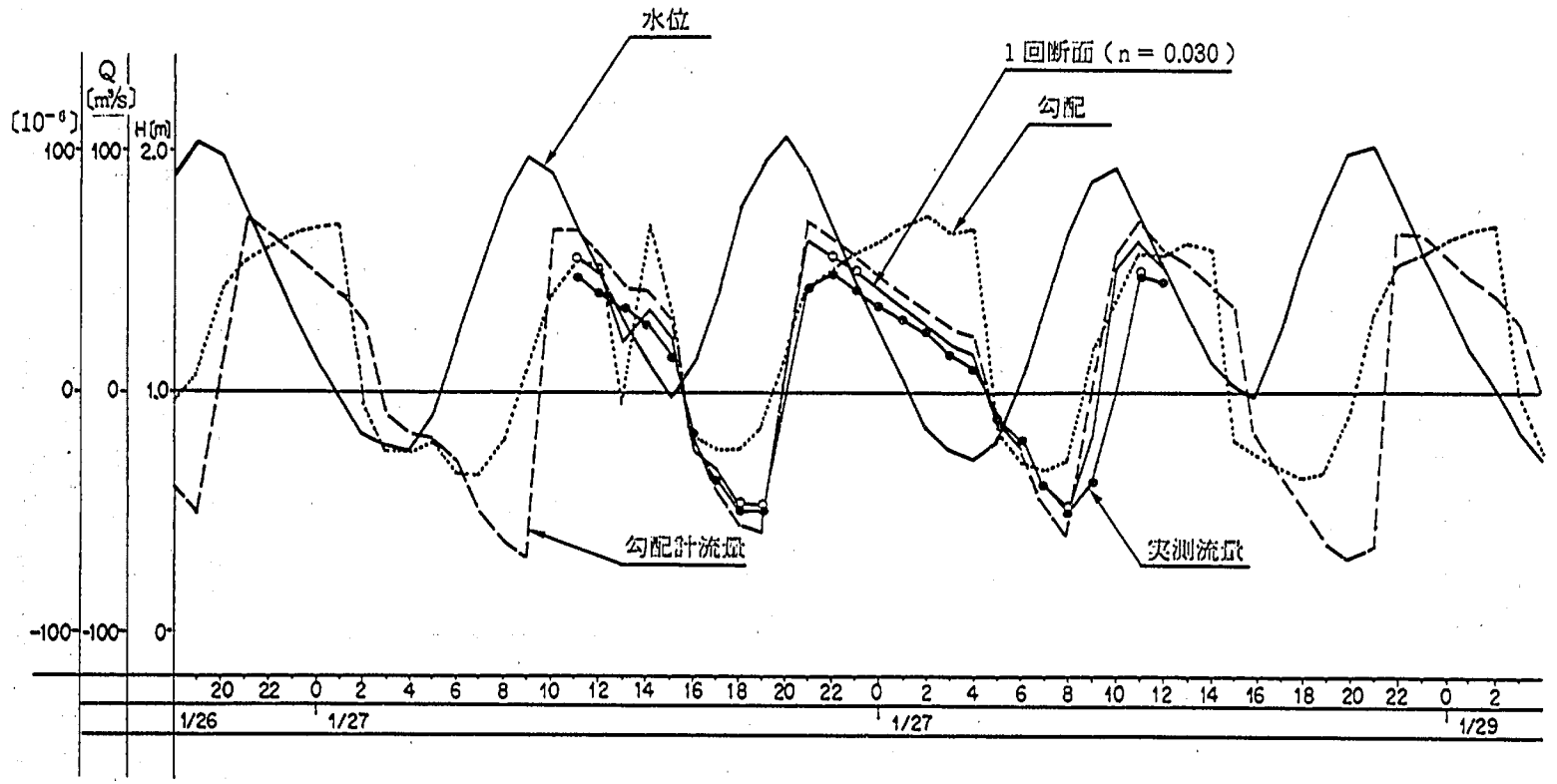
図－1吸上方式の水位差測定

た。この水面勾配の測定精度は流速0付近で水面勾配の$1/10^6$の差が流量5～6 m^3/sに相当し，±2～3 m^3/sの測定精度を確保するために設定された。図－2に示した水位，水面勾配，実測流量，及び計算流量（n＝0.030とした）のとおり十分な精度を有していると言える。問題点としては導水管の粗度の影響，特に長期間使用時の粗度の変化があり，江戸川工事事務所で現在も調査中である。信頼性の高い水面勾配計が開発されれば有効な手段となろう。

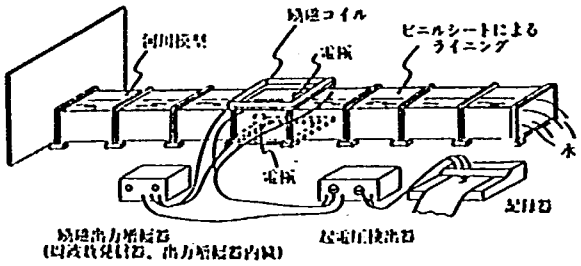
2）の測水施設を用いる方法としては，開水路電磁流量計（開発中）と超音波流量計が利用可能である。

開水路電磁流量計は，流量の連続観測及びリアルタイムの情報入手を可能にする現在開発中のシステムである。その原理は図－3のとおり，コイルを河床に埋設するか，河道をまたがせることによって，河道全幅にわたって鉛直方向の磁界を作り，流水が磁界を横切って流れることにより発生する誘導電圧を，両岸に設置された電極間の電位差として取り出すことにより，流量を水位と起電圧の関係から測定する。従って，

① 流れの向きが逆転しても測定できる。



図－２　吉川地点水面勾配計流量－実測流量
（S 57.1.27－28）



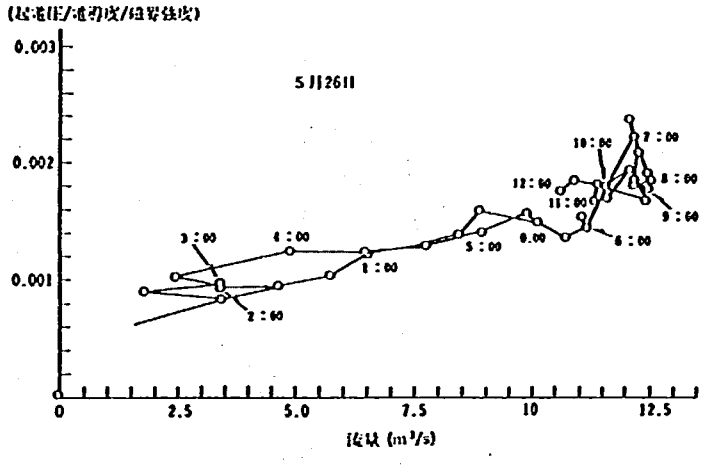
図－３　電磁流量計の概念図

② 流量計の設置による水位の変化はない。

③ 航行，魚の通行の支障とならない。

④ 測定場所の存在がめだたない。

等の特徴を有し，感潮区間での流量観測には有力なシステムである。しかし，誘導電圧を計測しているので，設置できる場所周辺の電気的特性及びコイル設置場所の制限を受け，塩水遡上する区域，機械等の発するノイズの大きい所，河幅が広い河川等では測定できない。実験途中の事例であるが，比較的良好な結果が得られている例として綾瀬川での結果を図－４に示す。今後の実用化実験等により，



図－４　綾瀬川における補正起電圧と流量の関係

測定精度は向上されると予想され，20～30ｍ程度の中規模水路まで使える見込みである。

超音波流速計も感潮区間での流量観測に適したシステムである。測定値に影響を与えるものとして，河川固有のノイズ，浮遊物質，水温等による音速の鉛直分布，平均流速の代表性などがある。利根川の布川，常盤利根川の八代，息栖などの調査例がある。

信濃川下流工事事務所が感潮区間である帝石橋の流量把握手法を実測流量との相関で調べた結果に

よると，①超音波流速計，②重相関解析による潮位別H－Q式，③酒屋と板井流量の合算流量，④不等流計算による潮位別H－Q式の順で精度が良かったと報告されている。

<参考文献>

1）水文観測；建設省水文研究会著
2）開水路電磁流量計の開発；吉野，早川，土木技術資料 Vol. 30, No. 6, 1988
3）超音波流量計の現状に関する調査報告；土木研究所資料第1056号，昭和50年6月
4）中川粗度係数検討；江戸川工事事務所，昭和57年3月
5）水門操作に要する感潮区間における河川流量の把握，信濃川下流工事事務所，昭和57年度北陸地建内技術研究会

（水文研究室）

河－25　出水時の河川情報の沿川住民への提供

（質問）

那珂川下流部は，未改修区域が多く中小出水においても浸水被害が発生する状況であり，住民は，河川改修の推進を強く要望している。

河川改修は，莫大な工事費と工期も長期にわたることから当面の出水に対する住民の自己防衛のために河川情報の提出依頼が多い。

以上のようなことから，以下に示す問題点について御教示願いたい。

① 出水予測手法の確立

② 一般住民への河川情報の提供手段

（常陸工事事務所）

（回答）

① 出水予測手法の確立について

出水予測には，大きく分けると4つの段階があると考えられる。

まず第1の段階として，降雨予測がある。降雨予測の詳細については別の質問項目である「レーダ雨量計による降雨予測手法の動向について」を参照されたい。

第2の段階は予測および観測データの1次処理である。具体的には，観測データの欠測の処理，流域平均面積雨量の算出および流量換算などである。流域平均面積雨量の算出には多くの手法があるが，わが国においては地上雨量の加重平均法の1つであるティーセン法が広く用いられている。

第3の段階は流出予測である。流出モデルは洪水流出モデルと長期流出モデルとに分類され，出

表－1　代表的な洪水流出モデル

手法名	モデルの分類	流域面積	適　用
合理式法		100 ㎢　以下	貯留効果を考慮する必要のない河川
単位図法	線形応答モデル	10 ㎢　以下	水文資料が得られていない河川
流出関数法	線形応答モデル	〃	〃
貯留関数法	非線形応答モデル	10～1,000 ㎢	一般的な河川
タンクモデル法	非線形応答モデル	〃	〃　、特に中間流出が支配的な河川
等価粗度法	物理モデル		一般的な河川

水予測には当然前者を用いる。河川砂防技術基準(案)によれば，代表的な洪水流出モデルとその特性は表－1のようである。これらのモデルにはそれぞれ一長一短があり，選定にあたっては水文資料の整備状況や流域の特性などを勘案し，最も再現性が高いものを採用しなければならない。また，流出モデルとは別に，相関関係を経験的に求めた手法として雨量－流量（水位）相関法や地点流量相関法などがある。取り扱いが非常に簡単なので，流出モデルのバックアップ用としても広く用いられている。

第4の段階は河道水位の予測である。水位の予測は現実的には水位・流量観測所位置のH－Q曲線によって当該地点の水位を推定し，他の地点については，それらの値からさらに内外挿して推定している場合が多いようである。しかし，河口付近等の特殊な水理条件のところでは，不等流計算等による水位推定手法も併用する必要がある。

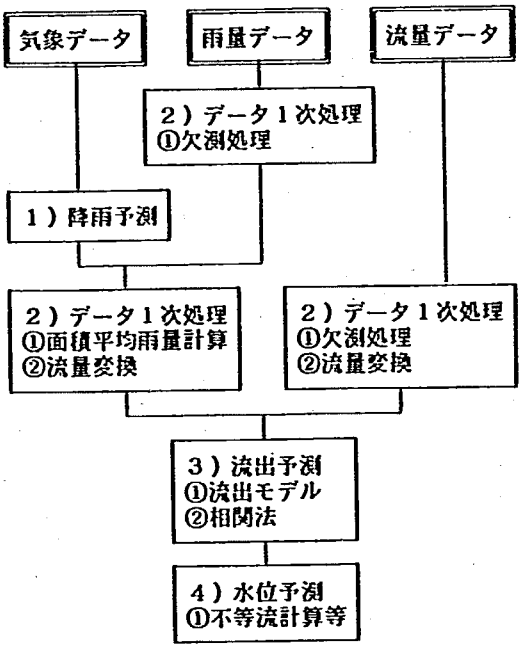
以上，4つの段階についてそれぞれ説明を行なったが，これをフローチャートで示したものが図－1である。

これらの予測手法は，流域の特性に応じてこれらをうまく組み合わせて使い分けることが必要であろう。例えば，流域面積の比較的大きな河川の下流部においては，降雨予測を行なわなくても，観測雨量あるいは上流における観測流量をもとにした予測で水防・避難等を行なう時間が十分にあるものと考えられる。

② 一般住民への河川情報の提供手段について

現在の制度や組織体制を前提とすれば，一般住民への河川情報の提供の中心は，各自治体，あるいは報道機関を通しての情報提供が中心ということにならざるを得ない。このときの手段に関して，以下の4つについて考慮する必要があろう。

まず第1に，現在の河川情報の提供手段のさらなる迅速化を進める必要がある。具体的施策として，ＦＡＸや防災無線の導入といったハードウェアの整備と平行して，関係機関の間で常日頃から講習会や演習等を繰り返し，緊急時に不慣れによる時間のロスや情報伝達漏れなどを極力抑えるよ



図－1　出水予測のフローチャート

うにする必要がある。一方，パソコン等を用いたリアルタイムでの洪水予測手法がさまざまな機関で検討されているが，今後ともなるべく簡単なシステムで迅速，正確な手法の確立に努める必要がある。

第2に，あらゆる状況に対処できるよう，さまざまなメディアによる情報伝達の多様化を今後とも進めていく必要がある。住民への情報伝達メディアの特性をまとめたものを表－2に示す。

第3に，河川情報について，それが住民あるいは各自治体がわかりやすい形で提供する必要がある。とかく河川管理者は，自分の立場で情報の内容を考えがちであるが，住民や自治体がどの様な情報を求めているかを常に把握して対処する必要があろう。

第4に，情報源を多様化する必要がある。河川に関する情報収集は，建設省以外にも都道府県や電力会社などで行なわれている。これらで収集された情報は，1箇所にまとめて，わかりやすく加工した上で提供することが望ましい。また，出水時だけでなく，平常時における情報提供により，常日頃から河川への理解を深めてもらっておくことも重要である。（財）河川情報センターの活用や，河川のＰＲの積極的な推進が望まれる。

＜参考文献＞

1）浜口他「水防における情報伝達に関する調査報告所」土木研究所資料 No. 2327，昭和61年3月

表－2　住民への情報伝達メディアの特性

	伝達情報量 (◎：大 ○：中 △：小)	伝達速度 (◎：速 △：遅)	伝達の正確さ (◎：正確 ○：やや不正確)	伝達範囲 (◎：広 ○：中 △：狭)	地域性 (◎:地域レベル ○:市町村 △:広域)	災害時の信頼性 (◎：有 △：無)
同報無線	○ 大量の情報の送信は可能であるが、内容の正確な聞きとりが困難である。	◎ 一斉放送により即時に伝達が可能である。	○ 情報量や環境条件により不正確になる場合がある。	◎ 設置箇所によるが一応市町村全域に伝達可能。	○ 選択呼出機能によりある程度地区別の情報伝達が可能である。	◎ 非常電源により豪雨時も機能しうる。
戸別受信機	◎ 大量情報の送信が可能である。	◎ 一斉放送により即時に伝達が可能である。	◎ 正確な伝達が可能である。	△ 端末設備のある施設・家庭に限られる。	○ 選択呼出機能によりある程度地区別の情報伝達が可能である。	◎ 非常電源により豪雨時も機能しうる。
テレビ・ラジオ	◎ 音声・映像により大量の情報伝達が可能。	◎ 即時に伝達が可能である。	◎ 正確な伝達が可能である。	◎ 受信機の普及により全域に伝達が可能。	△ サービスエリアが大きく各市町村に対し地域性の高い情報を伝達することは困難である。	◎ トランジスタラジオの普及により豪雨時も機能しうる。
サイレン・半鐘	△ 信号による緊報の伝達のみである。	◎ 即時に伝達が可能である。	◎ 事前に信号の意味を周知・徹底することにより正確な伝達が可能。	◎ 同報無線と同様だが信号音声のため伝達範囲はやや広くなる。	△ 信号であるため地域による差はない。	◎ 豪雨時も機能しうる。
広報車	○ 大量の情報の伝達は可能だが聞きとりが困難である。	△ 広報車が目的地に到達するまでまた周回のため時間を要する。	○ 情報量、環境条件、走行速度によっても不正確になる可能性がある。	○ 走行コースぞい以外の住民には聞こえにくい。	○ 移動性により地域毎に伝達内容を変えることが可能である。	△ 道路状況によっては利用できないこともありうる。
有線放送・有線テレビ (CATV)	◎ テレビ・ラジオと同様大量の情報の伝達が可能である。	◎ 即時に伝達が可能である。	◎ テレビ・ラジオと同様正確な伝達が可能である。	△ 端末設備のある施設・家庭に限られる。	○ 自主放送を行っている地域では地域性の高い情報の伝達が可能である。	△ 豪雨時にはケーブルの断線により利用できない場合がある。
消防団員・自主防災組織等による口頭伝達	○ 人づてのため多くの伝達はできない。	△ 組織から住民へ個別に人づてに伝達するため時間を要する。	○ 伝達過程で伝達内容の変容する可能性がある。事前の訓練が必要である。	○ 消防機関の配備区域や自主防災組織の掌握する範囲に限定される。	◎ 住民が必要とする地域性の高い情報の伝達が可能である。	◎ 人づてのため豪雨時にも機能しうる。
加入電話	○ 各戸ごとに対応するため多くの伝達はできない。	△ 各戸ごとに対応するため時間を要する。	○ テレビ・ラジオと同様正確な伝達が可能である。	◎ 電話の普及により全域に伝達が可能。	◎ 住民が必要とする地域性の高い情報の伝達が可能である。	△ 豪雨時には、ふくそうやケーブルの断線のため利用できないこともありうる。

2）例えば，橋口好幸「パソコンを用いた洪水予測手法の検討」建設省中部地方建設省，技術報告会資料，昭和63年７月

（総合治水研究室）

河－26　中小河川における長期整備構想の確率設定

（質問）

現在，本市では将来改修計画を1/30確率(中央気象台90㎜/hr）にて策定しております。しかし，治水事業の長期構想によりますと，1/50～1/100確率を目標としておりますので，今後これとの整合を計るべきか御教示の程，よろしくお願いします。

（川崎市河川部）

（回答）

「水を治める者は国を治める」と云われるように，有史以来，日本では洪水の被害とその対策という形で，その時代時代においてさまざまな努力がなされてきた。河川が自然発生的なもので，しかも洪水氾濫を引き起こす危険性を内在しているのに対し，人間がそれに対して取り得る対策は限られたものであるため，治水は常に段階的な対策の歴史であったし，これからも段階を踏まざるを得ない特質を備えている。

時間が経過すれば，その間に新たに大きな雨も降って考慮しなければならない降雨の内容も変化し，また，流域も変化して治水に対する社会的な要請なり人々の要求水準も当然変化する。すなわち，治水は災害の外力としても，災害を被むる側としても常に変化する（より大規模で質の高いものが求められる）ということを念頭に置いて進めなければならない。

治水は本来，上述したような性格を有しているが，治水事業を進めるうえでは，政策的な目標が従来からいくつか唱えられてきた。特に戦後においては，いくつかの中長期計画において，治水事業の目標とする水準が明示されている。治水事業五箇年計画は，昭和35年に「治水事業十箇年計画」の前期計画として「第一次治水事業五箇年計画」がスタートしているが，現時点においては「第七次治水事業五箇年計画」の時代を迎えている。こうした治水に係わる計画や全国総合開発計画等の中で唱えられた治水整備水準の目標の代表的なものが，「大河川については，当面，戦後最大洪水を対象として整備する。」とか，「都市の中小河川については，当面，時間雨量50㎜の降雨（1/5～1/10程度）を対象として整備する。」と云われるものである。表現によく注意すれば，「当面」の目標であり，当然，次の目標があって然るべきである。次の目標として直轄河川等においては，従来から既に，今回の長期構想に示されたような水準は工事実施基本計画等で想定しながら，実際には段階的な整備を進めてきているのが一般的である。しかしながら従来は，計画の水準としては，「建設省河川砂防技術基準(案)計画編」におおよその基準として標準値が定められている程度で，政策目標として長期の目標を示したものはなかった（ただ，上述の技術基準にしても，都市河川はC級1/50～1/100の水準を提示しており，今回の長期構想が従来の水準と異ったものを提示しているわけではない）。

今回，技術基準から一歩踏みこんで，建設省の政策目標とされたことから，より明確な形での治水事業の長期の目標が設定されたということができよう。すなわち，最初に述べた治水の特質を念頭に

置くときの，置き所に具体性が増したと考えて対処すべきである。

（総合治水研究室）

河－27　既存ダムの貯水池末端に築造するダムの仮締切りの設計，洪水吐き減勢部の設計

（質問）

湯西川ダムは五十里ダムの貯水池末端部に建設する高さ 130 mの重力式コンクリートダムで，ダムの基礎岩盤の標高（現計画では EL. 571 m）が下流の五十里ダムのサーチャージ水位（EL. 591 m），常時満水位（EL. 586 m），夏期制限水位（EL. 577 m）のいずれよりも低くなっている。

この場合，仮締切り，洪水吐き減勢部の設計における留意点について御教示願いたい。

また，下流締切りを副ダムとして転用することが可能かどうか御教示願いたい。

（湯西川ダム工事事務所）

（回答）

本質問は，下流の既存ダムの貯水池の背水（バックウォーター）が現在ダム築造を計画しているダムサイトまで到達し，これが当該ダムの

① 洪水吐きの減勢方法

② ダムに作用する揚圧力

③ 仮締切り

などに影響を与えるため，その考え方について尋ねたものである。

このようなダムの事例としては，最近では，東北地方建設局の玉川ダムがあるので詳細については玉川ダムにおける計画，設計，施工を参考にされることを薦めるが，ここではこのような場合の基本的な考え方と湯西川ダムにおける留意点について解説する。

1. 洪水吐き減勢方法

減勢方式およびその規模は，ダム本体の構造設計から水叩き標高が決定された後，下流水位を考慮して決定するが，この場合，洪水期に下流の五十里ダムの水位が跳水に必要な下流水位に対して十分に確保されないことを考慮すると，基本的には，副ダムにより下流水位を維持し，安定した跳水あるいは噴流拡散による減勢が期待できる水平水叩き式減勢工を考えるべきである。なお，下流水位－流量曲線を考慮して，副ダムを設けずに水叩き標高を堀り下げた堀り込み式の水叩きを設計することも考えられるが，常用洪水吐きの形式，水叩き幅あるいは下流河道の状況によっては水叩き及びその下流に平面的な渦が発生する懸念があるため，シル等の横断構造物を設けて，少なくとも計画最大放流量に対しては，水叩きに下流の土砂が巻き込まれないようにする必要がある。

一方，副ダムの直下流に貯水位があるということは，減勢工の下流の河道（貯水池）での噴流拡散による減勢が期待され，構造物としての減勢工の規模を小さくできる可能性のあることを意味する。これは，当該ダムの洪水吐きの形式と流量にもよるが，計画最大放流量までは当該ダムの減勢工で減勢させ，それ以上の流量を放流する際には，下流の貯水池水位が高くなっていると考えられるのでそこでの減勢機能を期待するものである。

2. ダムに作用する揚圧力

ダムの堤体に作用する揚圧力の設計値は，

① その上流端においては貯水池の水深に相当する圧力

② その下流端においてはその時の対応する下流側水深に相当する圧力

③ 基礎排水孔の位置では上流端と下流端の揚圧力の差の 1/5 以上の値を下流端の揚圧力に加算した値

とするように定められており，この場合，下流の五十里ダムの貯水位を考慮して揚圧力の設計値を決定する必要がある。

また，水叩き部においても，下流の五十里ダムの貯水位に対応した揚圧力を考慮するが，減勢池が空虚の場合には，そのような揚圧力に抵抗するように水叩き部のコンクリートの厚さやアンカー量を決定するのは，合理的でないことが考えられる。このような場合，副ダムに設けた排水孔を通って下流の五十里ダムの貯水が減勢池の中に流入する構造とし，揚圧力と減勢池内の水重が互いに打消し合うように設計するのが適当と考えられる。なお，洪水が洪水吐きを流下する場合には，減勢池内の水重に代わって放流水によって生じる水圧を用いて水叩き部のコンクリートの安定性を検討しなければならないことはいうまでもない。

3. 仮締切り

通常，仮締切りの高さは，上流締切りについては仮排水トンネルを河水（コンクリートダムの場合，年１～２回の確率洪水）が流下する場合に必要な堰上げ高さから，下流締切りについては洪水の越流が上下流締切りとも同時に生起するように決定されるが，この場合には，下流の五十里ダムの貯水位の影響も考慮しなければならない。

すなわち，

① 下流のダムの貯水位を考慮した仮排水トンネルの吐け口の敷高，下流締切りの天端標高の決定（一般には，下流の五十里ダムの常時満水位付近に仮排水トンネル吐け口の敷高を設定する）

② 仮排水トンネルの対象流量を流下させるために必要な仮排水トンネルの断面形状と縦断勾配の決定

③ 仮排水トンネルの呑み口の敷高と堰上げに必要な上流締切りの天端標高の決定

のような手順が必要と考えられる。

しかし当該ダムの場合，下流の五十里ダムの貯水位が当該ダムの基盤標高に比べきわめて高いた

め，仮排水トンネルによる河流処理が困難なことも予想されるので，半川締切りなどその他の河流処理方法についても検討する必要があると思われる。なお，下流締切りを施工する場合には，ドライな状態で施工するために，その下流にさらに仮の締切りが必要になるものと考えられる。

次に，仮締切りの規模が大きくなるため，下流締切りを将来副ダムとして転用することを計画しているようであるが，当該ダムの場合，その洪水処理から必要となる副ダムの規模が，五十里ダムの貯水位の影響から定まる仮締切りの規模よりもかなり小さくなると考えられるため，転用は難しいのではないかと判断される。なお，仮に，下流締切りを副ダムに転用するとした場合，仮締切りのコンクリートにはダム用コンクリートを打設しなければならないので，そのような点も考慮して仮設備計画を検討しておく必要がある。下流締切りを副ダムに転用した例としては，小瀬川ダム（中国地方建設局施工，昭和39年竣工）があるが，この場合，仮設のバッチャープラントを設けてダム用コンクリートを製造している。

（ダム構造研究室，ダム水工研究室）

河－28　流路工の床固めにおける水叩き部のウォータークッション

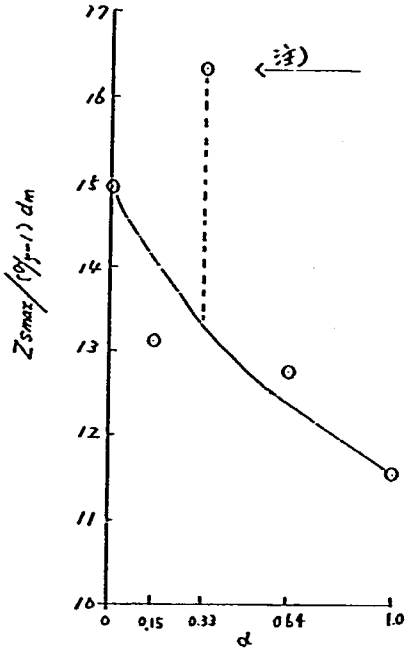
（質問）

流路工の床固めについては，水叩き部にウォータークッションがないのはなぜか御教示願いたい。

（富士川砂防工事事務所）

（回答）

床固めの水叩き部にウォータークッションを設けても段上りの高さが低いと，流れの減勢が不十分で局所洗掘を低減する効果は小さい（図－1）[1]。また，十分減勢しようとすると大規模な構造となり，下流側の水位も高くなる。さらに，完全に跳水させたとしても床固下流の局所洗掘が無くなるわけではなく，計画河床高のとり方によっては，ウォータークッションの下流で大きい落差を有することになり，その下流に護床工などの局所洗掘の対策が必要になることもある。また，流砂が多い，粒径が大きい流路工では，ウォータークッションのために段上り部が損傷することがある。このようなことから，床固めの落差が低く，計画河床勾配が適当であれば，ウォータークッションを設けないで，その下流の局所洗掘は垂直壁，護床ブロックで対応するのが一般的である。一方，流量が多く，また落差の大きい床固めでは，水叩き下流の局所洗掘が大きいために護床ブロックが出水時に流出することがある。このような場合には，ウォータークッションを設けて落下水を減勢し，その下流の局所洗掘を低減する方法をとっているところもある。



図－1　副ダムの高さの変化率と局所洗掘深の関係

α；河川砂防技術基準(案)が示す理論式で与えられる副ダムの高さに対する変化率で，$\alpha=1.0$ のときの副ダムの高さは，計算値に等しい。

Zsmax；局所洗掘の最大値，σ＝砂礫の密度，ρ；水の密度，dm；平均粒径

注）流れが乱れて局所洗掘深が大きくなる場合がある。

＜参考文献＞

1）建設省；第42回建設省技術研究会報告「砂防施設の設計，施工に関する研究」，1988年

（砂防研究室）

河－29　砂防ダム（ウォータークッション工法）での水深の決定方法

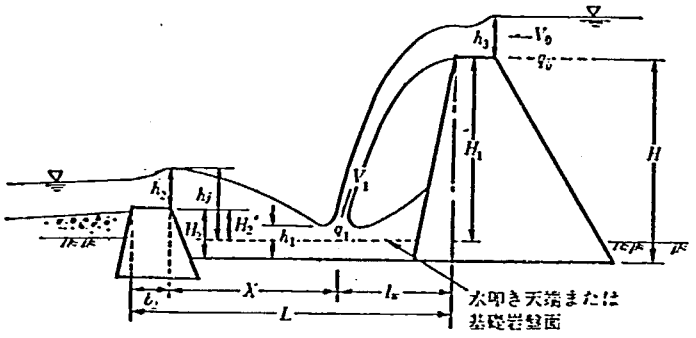
（質問）

従来，砂防ダムの前庭部の設計は経験式で行ってきた。しかし，これにはウォータークッションの水深を算定する方法がない。そこで，これを理論的に推定する方法を教えられたい。

（神奈川県　松田土木事務所）

（回答）

水叩き上の水深は，流量，ダムの高さ，副ダムの位置及び天端の高さ等によって変化する。副ダム下流の局所洗掘を小さくする水叩き上の水深を与える必要があるが，副ダムの位置と高さを変えて行った実験[1]によると，水叩き上の水深が跳水対応水深に等しいときに，下流の局所洗掘深は最も小さくなる。したがって，水叩き上で跳水対応水深を生じさせるように副ダムの位置と高さを与える。それらは，河川砂防技術基準(案)[2]が示す理論式で与えられる。理論式の副ダムの位置は，図－1の記号を用いて式(1)で与えられる。



図－1　副ダムの位置及び高さ

$$L \geqq lw + X + b_2 \quad \cdots\cdots (1)$$

式(1)でXは跳水の距離で，$X = \beta\, hj$ である。ここにβは係数で，$\beta = 4.5 \sim 5$ である。hjは水叩き天端面から副ダムの越流水面までの高さで式(2)で与えられる。

$$hj = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8\,F_1^2} - 1\right) \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，h_1は水脈落下地点の跳水前の射流水深，F_1は水脈落下地点の跳水前のフルード数である。副ダムの高さは式(3)で与えられる。

$$H_2' = hj - h_2 \quad \cdots\cdots (3)$$

ここに，H_2'は水叩き天端より副ダム天端までの高さ，h_2は堰の公式によって求められる越流水深である。

<参考文献>

1）建設省；第42回建設省技術研究会報告「砂防施設の設計，施工に関する研究」1988年

2）日本河川協会編；河川砂防技術基準(案)，設計編〔Ⅱ〕昭和60年10月，山海堂

（砂防研究室）

河－30　砂防ダムにおける基礎処理

（質問）

重力式砂防ダムについては，従来より特殊なケースを除いてグラウト等による基礎処理が実施された例はなかったが，近年砂防ダムのハイダム化（H＝30～50m）に伴ない，揚圧力の軽減，基礎地盤

の改良等によりグラウトによる基礎処理が問題となっている。このため，砂防ダムにおける，ダム高に応じたグラウト等による基礎処理方法について基本的な考え方（岩質，ルジオン値等）をお伺いしたい。

（関東地方建設局　河川工事課）

（回答）

これまで，30m以上の大規模な砂防ダムが少なかったこともあり基礎処理について検討された事例は少なく，30m以上の砂防ダムについてダム高に応じた基礎処理設計に関する技術指針は見当らない。

ダム高15mを越えるものについては，基礎は岩盤が原則で[1]，岩盤評価区分がC_L級以下では基礎処理が必要とされている[2]。一般的な砂防ダムの基礎処理方法には表－1に示すような方法がある。

表－1　岩盤基礎処理方法

基礎状態	処理方法
支持力及び剪断摩擦安全率の不足	① ダム底幅を広くし安全率を高める ② 杭あるいはケーソン等によってダムを堅岩部にのせる ③ カットオフの設置 ④ 岩盤ＰＳアンカーで緊結 ⑤ コンソリデーショングラウトによる岩盤強化
断層、粘土層などの軟弱層が出た場合	① コンクリート置換えによるカバーコンクリートを打設し、周辺との付着を強化するためグラウチングを行う。
透水性が高い場合	① ダムの底幅を広くする ② コンソリデーショングラウト ③ カーテングラウト ④ カットオフ、コンクリート水叩き、水褥地等の設置
ダム下流部の洗掘に対して	① ダム基礎を必要な深さまで下げる。 ② カットオフ、コンクリート水叩き、水褥地等の設置

本来，大規模な砂防ダムを計画するには，貯水機能を持つ多目的ダムに準じて，個々の計画地点について地質調査や試験による十分な地質の把握を行う必要がある。それらの調査結果をもとに表－1に示す基礎処理方法について基礎地盤の強度，岩級区分，岩質，深さ，処理工法の難易度，施工性，経済性等を総合的に比較検討し適切な基礎処理工を選定する必要がある。基本的には砂防ダムの基礎に関する設計は，ダム高が高くても強度に関しては，基礎地盤に働く設計荷重に対して地盤の許容支持力，許容剪断抵抗力が十分であれば良く，さらに，下流基礎がパイピング，洗掘に対して安全であること及び基礎岩盤の透水性が設計における揚水圧の考え方と対応していれば良いと言える。

グラウチングは止水や岩盤の補強，力学的性質の改良に用いられる。コンソリデーショングラウトは岩盤の強化，支持力の増加を目的としダム基礎の全面と軟弱部分に対して行なう。カーテングラウトはダム上流側で行い，グラウトカーテンにより基礎岩盤内の浸透流を抑制する。砂防ダムで用いら

れる止水のためのグラウチングの目標値はカーテングラウトで10ルジオン程度とされている[3]。なお，岩盤の透水性はルジオンテストまたは透水係数によって調査され，1ルジオンとはボーリング孔5mの区間で10kg/cm²で水を圧入し，孔長1mあたり毎分1ℓの注入量となることで，1ℓ/m/minで表現される。

ダム高45mの日向砂防ダムを例にとると，基礎処理にはコンソリデーショングラウトとカーテングラウトが併用され，目標値はコンソリデーションクラウトで注入圧力は2～3kg/cm²に設定し，全ステージの85%以上が7ルジオンになるようにした。カーテングラウトでは注入圧力は最終圧力で8～10kg/cm²程度とし，基礎岩盤は注入前の30～80ルジオンに対し，注入後でほぼ10ルジオン以下となった[4]。

<参考文献>

1）建設省河川局監修，(社)日本河川協会編；「建設省河川砂防技術基準(案)」(設計編)，山海堂，1985

2）中村二郎編；土木施工法講座11巻，砂防・地すべり防止急傾斜地崩壊防止施工法，山海堂，1978

3）(社)全国治水砂防協会；砂防設計公式集（マニュアル），1984

4）建設省日光砂防工事事務所；日向砂防ダム工事誌，1985

(砂防研究室)

河－31　打ち継目の強度

(質問)

砂防ダムの設計に当たっては，施設全体の強度としてコンクリートの圧縮，せん断，引張りの各強度を用いているが，過去の被災例をみると，打ち継目でのせん断破壊例が多くみられ，今後，設計・施工上の配慮が必要と思われる。今後，検討を進める上で参考となる。施工打ち継目のせん断強度の測定手法，推定手法等をお教え願いたい。

(富士川砂防工事事務所)

(回答)

1. コンクリート打ち継目の処理方法と強度

建設省直轄砂防事業における打ち継目の処理方法を表－1に示す。建設省技術研究会指定課題「砂防施設の設計・施工に関する研究」の調査結果より得られた処理方法と強度の関係を表－2に示す。打ち継目処理を行った場合のせん断強度に関する値は表中に示されていないが，打ち継目がない場合に比べて引張り強度で50から99%，曲げ強度で75%となっており，相対強度は無処理に比べ相

表－1　打継目処理の分類

打継面の種類	打継目処理方法
岩盤面	圧力水　敷モルタル
打継目（リフト毎）	圧力水，ワイヤブラシ　敷モルタル
打継目（長期間放置）	チッピング，圧力水，ワイヤブラシ，敷モルタル

表－2　打継目処理と強度

	無処理	ワイヤブラシで旧コンクリート面を削り品質の悪くなった部分を除く		
		打継面を水で洗って打ち継ぐ	打継面をモルタルを敷く	打継面にセメントペーストを敷く
引張相対強度	30～50	50	55～99	70～90
せん断相対強度	5～30	——	——	——
曲げ相対強度	30	70	75	80～90
透水係数相対値	200	——	——	——

注）表中の数字は，継目部を有するコンクリートと継目部の上下のコンクリートについて同様の試験を行った結果の平均値を百分率で表した

当改善される。したがって，現在行われている処理方法を確実に実行すれば通常問題ないと考えられる。しかし，砂防ダムの場合は，水圧や堆砂圧の他に土石流衝撃力が作用する場合もあり，打ち継目の強度を確実に得るための，打ち継目の形状が検討されている。打ち継目の形状としては，鍵型とした場合について直接せん断試験法による室内試験が行われており，その結果より以下のことがわかっている。

① 打ち継目面を鍵型とした場合は，しない場合に比べて2～3倍のせん断耐力となっており，鍵型は有効である。

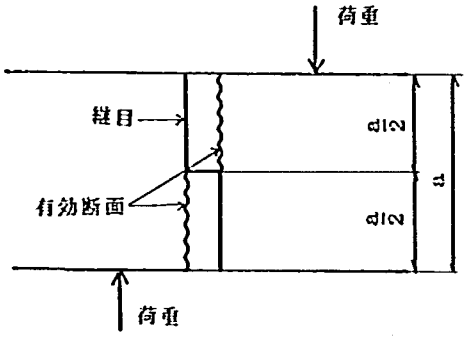
② 鍵型の形状としては，図－1に示すような鍵型と一体部とが50%になる形状が有利である。

2. コンクリートの打ち継目せん断試験方法とその特徴[1]

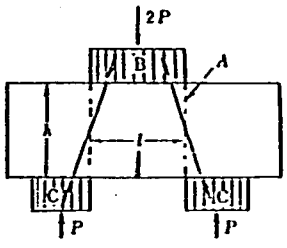
コンクリートのせん断強度を試験する方法としては以下に述べるように種々の方法がある。

(1) 3軸圧縮試験結果から破壊包絡線を画く方法（図－2）

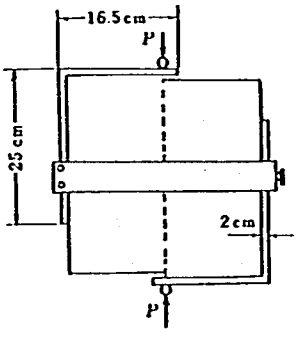
真のせん断強度を求めることができる。しかし，せん断面の位置を考えて，打ち継目を作る必要がある。佐治らの方法もあるが供試体の作成が困難であると考えられる。



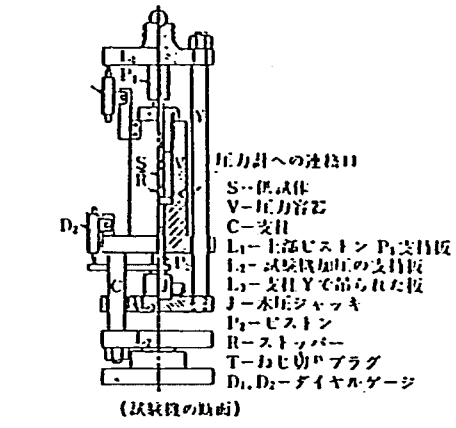
図－１　打ち継目の有効断面

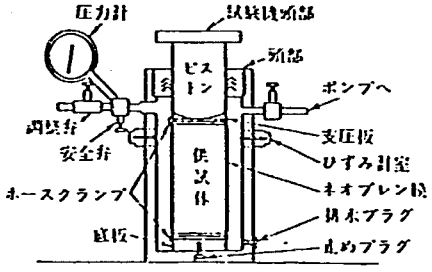


図－３　直接二面せん断試験

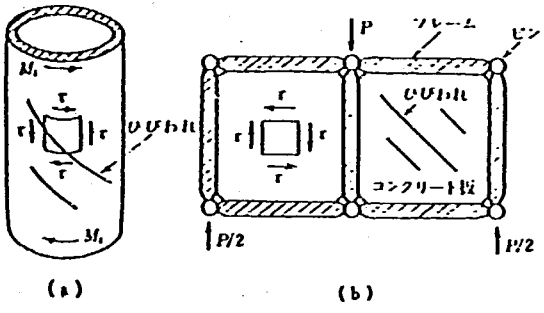


図－４　直接一面せん断試験





図－２　３軸試験装置



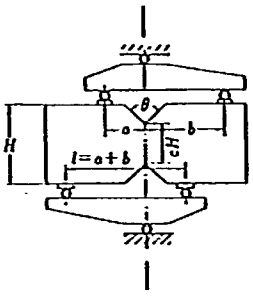
図－５　単純せん断応力試験

(2)　直接せん断試験方法（図－３）

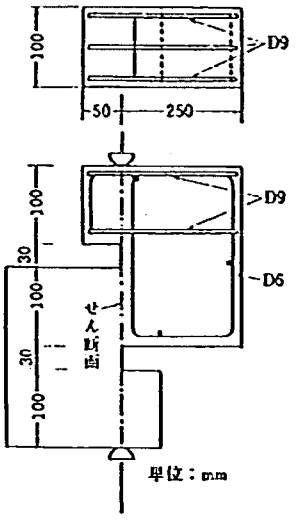
曲げや斜め圧縮の影響が入り完全な試験方法とはいえない。また，供試体の寸法，載荷板の大小および剛性によって値が変動する。

(3)　Hager の直接せん断試験方法（図－４）

破壊状況から観察すると直圧による割烈破壊に類似しており，せん断によるすべり破壊とはみなせないといわれている。



図－6　ルーマニア式せん断試験法



図－7　間接一面せん断試験法

(4)　単純せん断応力試験（図－5）

引張破壊を生じてしまう。

(5)　ルーマニア式せん断試験法（図－6）

せん断試験面位置には曲げ応力は生じない。せん断応力がほぼ一様分布する。支点間距離と供試体の寸法を調節することにより，せん断試験面以外での曲げ破壊を防ぐことができる。斜引張破壊を防ぐために，必要に応じて鉄筋で補強する必要がある。

(6)　間接一面せん断試験法（図－7）

補強筋を配置して試験面でのすべり破壊を比較的確実に得ようとするものであるが，供試体の形状が複雑であり，補強筋が必要であることも考えると手軽な試験法とはいいがたい。

以上のように種々の試験方法があるが現在基準化されているものはない。真のせん断強度を求めるためには，3軸圧縮試験を行う必要がある。ただし，3軸圧縮試験を行う場合，打ち継目面（せん断面）の角度を変えて最小となるせん断強度を測定する必要がある。また，砂防ダム袖部のコンクリート打ち継目のせん断強度の測定を行うには簡易な方法として，打ち継目を含んだ供試体を用いて直接せん断試験により打ち継目のせん断強度を評価する方法が適切と考えられる。

<参考文献>

1）改訂新版　コンクリート工学ハンドブック　岡田，六車編集，朝倉書店，1981

（砂防研究室）

河一32　緑の砂防ゾーン

(質問)

緑の砂防ゾーン創出事業をはじめとして，土砂災害対策に最近樹木が利用されはじめ注目を集めている。しかし，緑の砂防ゾーンの計画手法において，植栽樹種やその効果については従来のコンクリート構造物と本質的に異なるものであり不明な点も多い。そこで緑の砂防ゾーンの計画手法ならびに最近の土砂災害対策としての立木に関する研究の動向について御教示願いたい。

(山梨県土木部砂防課，栃木県土木部砂防課)

(回答)

緑の砂防ゾーンとは一般に砂溜工（又は遊砂地）計画区域に存在する樹木を利用もしくは新しく樹木を導入して土砂の堆積や流木の補捉を期待する空間をいう。河床勾配の緩和と河幅の増大による土砂輸送能力の減少という遊砂地のもつ効果の他に立木群の存在によって水理学的な河床粗度が増加し，流出土砂の立木群への衝突によるエネルギーの減少効果も加わり，流れをより減速させ土砂を効果的に堆積させるものである。このように緑の砂防ゾーンの特徴は流出土砂（特に土石流）の堆積区域で立木を利用することであり，これは環境面からも好ましく，公園としての利用も可能である事から今後ますます盛んになると期待される。立木群の効果の評価については現在研究中であるが，ここでは緑の砂防ゾーン計画策定指針（案)[1]に沿い，計画策定時における二，三の留意事項について述べることにする。

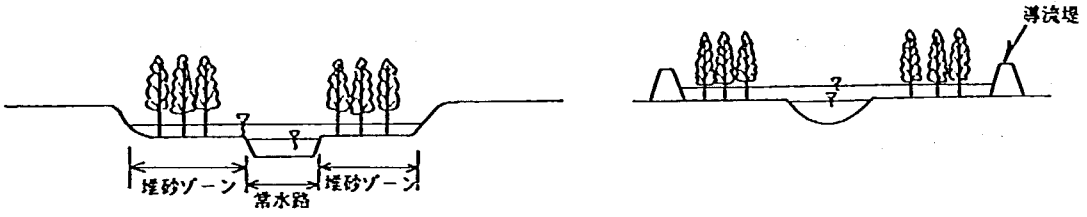
1. 計画範囲

緑の砂防ゾーンは上述したとおり砂溜工（又は遊砂地）と兼ねて，土石流の堆積区間に計画されるものである。土石流の堆積区間に計画する理由として一般に樹木は砂防ダム等に比較し，流出土砂の補捉効果や根や幹の耐力が不確実で流下域を流れる土石流に対し，立木は幹で折れたり倒木したりしてこれが流木となって下流で災害を助長する恐れがあるからである。また立木群の土石流流下域における土砂制御効果はあまり期待できないという実験結果もある[2]。このため緑の砂防ゾーンの範囲は原則として土石流危険渓流においては土石流想定氾濫区域内の必要な範囲，土石流危険渓流以外の渓流においては洪水又は土砂の氾濫区域を想定しそのうちの必要な範囲とする。

2. 緑の砂防ゾーンにおける砂溜工の基本構造

砂溜工の構造は下流端に床固工を配置し小規模な出水を処理する常水路，導流堤，樹林，補助施設等からなり堆砂空間は掘込形式が望ましい。しかし既に存在する樹木が利用できる場合無理に伐栽し掘込形式にするよりもその安全性が十分確認できれば導流堤方式がよいと考える。

砂溜工の堆砂空間の構造は，通常あるいは小規模な出水を処理する常水路と計画高水流量を完全に流すのに必要な範囲の堆砂ゾーンに分けられる（図－1）。堆砂ゾーンに樹林を計画し通常はレクリエーション施設への利用を積極的に推進する。このように堆砂ゾーンの計画においては，計画高



図－1　堆砂空間の構造

水流量の通過能力の確認の他に計画高水深により樹木が倒れないか，更に公園等の利用面からのスペースの検討も必要になってくる。

3. 導入樹種

緑の砂防ゾーンに利用又は導入する樹種は原則として水位変動や，多少の土砂の堆積にも耐えうるものでなければならない。砂防研究室では昨年度のスギに引き続き今年度はコナラを対象に現地に生育している立木に衝撃載荷試験，静的引き倒し試験等を行い立木の衝撃緩衝効果を定量的に評価できうる方法を検討中である。昨年度のスギの結果については水山らによる報告[3]に詳しくまとめられているが，今年度のコナラの結果と比較してみると，スギとコナラではその挙動はかなり異なることが分った。しかし，導入樹種は基本的に現地に存在する樹木又は周辺に存在する高木の樹林を生物的な見地から採用すべきであると考える。新たに植える場合は特に次の点に注意しできるだけ周辺に存在する樹種を選定・導入するようにする。

① 水位変動や多少の土砂の堆積に耐えうるもの。

② 流出土砂により幹が傷ついても腐らないもの。

③ 他にコストや維持の難易も考裏する。

なお生育環境の劣悪地やその近隣地に現在生育してない樹種を導入する場合は，現地試験を行い，その適応性を確認する必要がある。

4. 効果量

緑の砂防ゾーンの効果量は以下の方法により求めるものとする。

立木群は水理学的に大きな粗度の集団としてみなせる。粗度が大きくなると流速が減少しその結果土砂の輸送能力も減少し土砂は堆積する。この堆積量を掃流砂量計算等により算定しこれに計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

整備後の粗度係数を求める式の一例[4]を次に示す。

$$N=(n^2+Cd/2g\cdot d\cdot h^{4/3}\cdot a)^{1/2}$$

ここにN：緑の砂防ゾーン整備後の粗度係数，n：立木群がない場合の粗度係数，a：単位河床面積当りの樹木の木数，Cd：抗力係数（≒1.2），h：水深，d：樹木の直径，g：重加速度

この他に土砂と一緒に流れてきた流木等が立木群とからみあって流れをせき止め流出土砂を堆積

させるケースもある。昭和62年8月の山形県温海町，昭和63年7月の広島県加計町の土石流災害においても立木群の効果が確認されたケースがあるが，どちらにしても立木群の効果による堆積深が数m以上のオーダーに及ぶケースは少なく計画平均堆積深は0.3～0.5m程度を目安とするのが適当と思われる。

<参考文献>

1）建設省河川局砂防部砂防課：緑の砂防ゾーン計画策定指針（案），昭和63年6月
2）矢澤昭夫，水山高久，福本晃久：立木の土石流制御効果と倒壊限界，土木技術資料29-12，1987.
3）水山高久，石川芳治，鈴木浩之：樹木の土石流衝撃緩衝効果，土木技術資料30-7，1988.
4）浜口達男他：水害防備林調査，土木研究所資料第2479号，1987.

（砂防研究室）

河一33　アスファルトフェーシングのひび割れと補修

（質問）

渡良瀬貯水池流入堤は，地質条件（軟弱地盤）等を考慮し，可撓性のあるアスファルト被覆構造とし，昭和56～59年度に延長2,200m，面積約165,800㎡を施工したものであるが，天端中央部の表面に，流入堤に平行な細いひび割れ（開幅：約5㎜，深さ：約20㎝）が発生しており，わずかではあるが，進行している部分も見受けられる。

このような場合の補修方法（材料も含めて）はどのような観点から行うべきか，また，他のダム等でアスファルトによる被覆構造物の状況と補修状況はどうか，ご教示願いたい。

（利根川上流工事事務所）

（回答）

ダム等の水利構造物におけるアスファルトフェーシングの破損には，おおまかに次の3つのものがある。

① ブリスタリング
② だれ（クリープによるスロープフロー）
③ ひび割れ

ブリスタリングはアスファルト層がダムのコンクリート面等から浮き上がるものであり，アスファルト層とコンクリート面の接着不良，アスファルト層施工の際のコンクリート面の乾燥不十分，ひび割れ部分から浸透した水による蒸気圧等が原因である。だれはアスファルト混合物自体の高温時の安定性が不足していることが原因となる。ひび割れについては，いくつかの発生形態があり，また原因も

異なっている。ここで，ひび割れの形態および考えられる主な原因を整理すると表－１のようである。

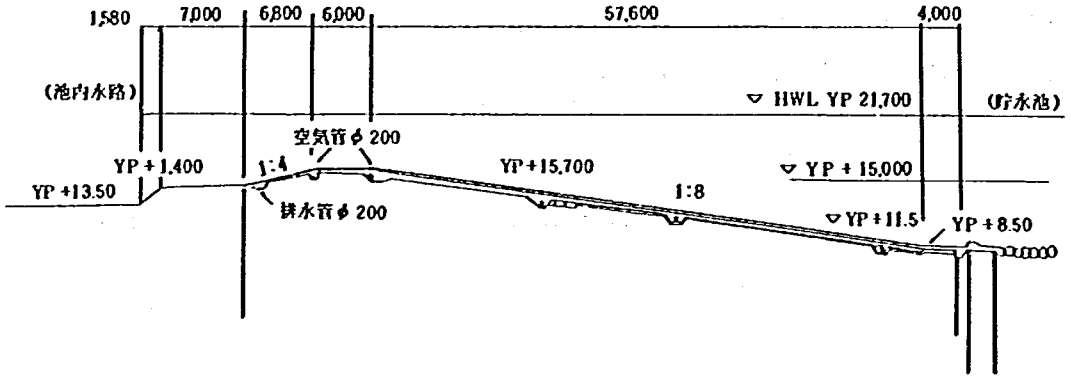
表－１　アスファルトフェーシングのひび割れ形態と原因

位置	ひび割れ方向	主な原因
天端	堤長平行方向	施工継目
		斜面部ﾌｪｰｼﾝｸﾞのﾌﾛｰ
	堤長横断方向	施工時のﾍｱｰｸﾗｯｸ
斜面部	堤長平行方向	施工時のﾍｱｰｸﾗｯｸ
		ﾌｪｰｼﾝｸﾞのﾌﾛｰ
		ﾌｪｰｼﾝｸﾞの接着不良
	堤長横断方向	施工継目
	両方向	堤体ｺﾝｸﾘｰﾄの継目
		ﾌﾟﾘｽﾀﾘﾝｸﾞ
全体	—	地震による変位
		堤体の不等沈下

このように単純に，フェーシングのひび割れといっても様々なタイプのものがあり，補修方法も各々異なっている。

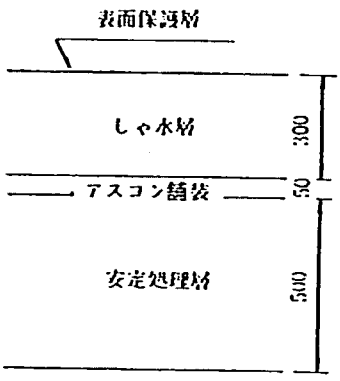
質問のひび割れについては，現地の詳細な状態が不明なため，原因を断定することは困難であるが，質問にある状況から原因を推定すると次のようである。

まず，ひび割れは堤長平行方向に発生しているとのことである。斜面部のフェーシングがフローしたことに起因するひび割れであれば，通常，天端の端の部分に発生する。まれに斜面部フェーシングのフローにより天端の中央付近にひび割れが発生することも考えられる。しかし，フェーシングのフローにより発生するひび割れは深いこと，また，現地の斜面部の勾配は，急な池内水路側でも１：４と，アスファルトフェーシングを施した通常のダムに比較して勾配が緩いこと（図－１）等から，現地の



図－１　渡良瀬流入堤標準断面

ひび割れはアスファルトフェーシングのフローに起因するとは考えにくい。地震や不等沈下については，この場合であればやはりひび割れは比較的深いものとなりやすいこと，現地の天端部には50cmの安定処理層を設けていること，アスファルト混合物層の層厚が35cmと厚いこと（図－２）等を考慮すると原因とは考えにくい。したがって，現地のひび割れは施工継目もしくは施工時に生じたヘアークラックが，アスファルト混合物層の温度収縮の繰り返しによりひび割れに発達したものと推定される。



図－２　天端部の断面

ひび割れが生じた場合には次の２つの大きな問題が考えられる。一つはフェーシングの遮水機能が低下すること。次にひび割れから水が侵入し，フェーシングおよび堤体を破壊する恐れがあることである。質問のひび割れについては，発生位置が天端であることから，遮水性の低下についてはさほど問題にならないと考えられる。水の侵入については，今後，ひび割れの急速な進行が起きれば堤体およびフェーシング破壊につながる恐れがあるが，ひび割れ深さに対してアスファルト混合物層が厚いこと，現地の状況から急速なひび割れの進行は考えにくいこと等から，現在のところ問題ではないであろう。

ただし，発生したひび割れを放置しておくと，ひび割れ内に侵入した水により，ひび割れ部分のアスファルト混合物が剥離や劣化を起こして，ひび割れがより進行する恐れがある。したがって現地のひび割れについては，ひび割れ内への水の侵入を阻止すること，具体的にはひび割れのシーリングが適切な対策と考えられる。この場合のシーリング材の選定であるが，ひび割れへの浸透性がよく，接着性，低温時の可撓性に優れたものが望ましい。このようなものとして，ゴムを添加したアスファルト等で比較的粘度の低いものが適している。なお，通常，舗装のシーリングにはブローンアスファルトが使用されるが，これは細いひび割れには十分浸透しない恐れがあり，適切ではないと考えられる。

他のダム等の被覆状況であるが，近年，アスファルトフェーシングを採用している事例は少なく，補修状況の報告も少ないのが実状である。貴貯水池の設計に当たって検討した結果を取りまとめた報告書[1]において，10箇所の現況調査を行っているが，アスファルトフェーシングとその補修実績については，この報告書が最もまとまっているものであろう。

＜参考文献＞

1）土木研究所資料1882号　「渡良瀬貯水池流入堤構造設計に関する調査」，建設省土木研究所，1983. 3

（舗装研究室）

河一34　維持管理が容易な地被植物の可能性

（質問）

従来より，河川堤防の法覆工として，又，高水敷の整備箇所等においても広く芝付が行われている。芝は，地被材料として機能的，視覚的及び感触的にも良好なものであるが，従来の芝（野芝）は不安定な状態にあり，雑草が侵入し易く，芝地として保つには維持管理を密に行う必要があるが，河川は延長・面積も広く，そのため維持経費は莫大なものとなる。

このため，芝の持つ機能を保持し，かつ，維持経費の少ない地被植物の現状と将来の可能性はどうか御教示願いたい。

（利根川上流工事事務所）

（回答）

日本のような多雨国では，短茎の草本群落から長茎の草本群落を経て，木本群落へと遷移してゆくために短茎の草本群落で遷移を止めるために，たえず刈り取りなどの管理が必要とされる。刈り取り頻度を高めれば理想的な植生に維持できるわけであるが，そのために多大な管理が必要なわけである。堤防法面は防災面での最大限の安全性が要求されるわけであるから，安全性の高い植生でのり面緑化を計画するとともに，その植生を維持するために一定の管理が必要とされる。防災的立場からみると，要求される安全度が高いほど，単一構造で，植物高の低い，斜面に密着した生育型を持つ植物によって全面的に緑化する必要がある。地表面保護密度を高くし，それによって侵食防止機能を最大限に生かそうとするものである。

堤防の表面の侵食防止等堤防植生に有効な植物としては，以下の条件を満たす必要がある。

- 生活力，繁殖力（生活力，再生力の強い種，栄養繁殖の盛んな種）
- 生育特性・生活特性（草丈の低い種，優占することができる種，茎葉が地表に均等に生ずる種，日光を上層で遮断しない種，地下茎および根の土壌緊縛力が大きい種，豪雨期に生育の盛んな種，多年生の種）
- 栽培条件（栽培が容易な種，初期生育の早い種，種子又は株の入手の容易な種，発芽率の良好な種）
- 環境調和条件（景観的に周辺環境と調和できる種，花粉公害源とならない種，管理がしやすく，管理費が少なくてすむ種，一定の管理のもとで安定した植生状態を維持できる種，病虫害の受けにくい種，周辺の水田，畑への病虫害源とならない種）

これらの点を総合的に見ると，堤防植生適性種としては，質問にあげられているノシバのほかに，ギョウギシバ，チガヤ，トダシバ等が考えられる。

ノシバは，法面などの傾斜面において土壌安定に最も有効な種とされている（猶原，1965）。さらに市場性があり，簡単に入手できるという利点もあり，築堤時には必ず利用されている。また，ノシバ群落の状態で常に管理されていると，堤防に異常が発生した場合，すぐにその異常に気がつくこと

ができる。この点でもノシバの有効性は高い。草丈が低い状態でよく管理されたノシバ群落は整然とした美しさを持ち，人々に親近感を与える。都市河川では，ノシバはオープンスペースなどの緑化材として大変重要である。

一方，ノシバの欠点は管理費に多大の費用を必要とする点である。ノシバ群落として維持するためには，草刈（年4回以上）の他に，除草，施肥などの管理も必要となる。一般的に堤防では年2回程度しか草刈が行われないので，ノシバ群落は消滅してゆく可能性が高い。

ギョウギシバは土壌保全機能はノシバに次いで高い。また，草丈も低く，ノシバは種子による繁殖が困難であるが，ギョウギシバの種子繁殖は非常に容易であり，この点もギョウギシバの利点の一つである。種子繁殖が容易と言う事から，築堤時の播種による利用が考えられる。築堤初期はギョウギシバによって急速緑化を図り，長期的にはチガヤに移行させるためにギョウギシバとチガヤの混播も考えられる。欠点はノシバと同様，管理費が高いということである。チガヤは，土壌保全機能としてはノシバ，ギョウギシバに次いでおり，地下茎は土中に密に走っている。表層における地下茎密度はノシバに劣るが地表面から10cm以下の土壌ではチガヤの根系密度が高い。チガヤは土壌保全機能が優れているだけでなく，現在最もよく行われている草刈頻度条件（年2回）のもとでススキやトダシバとともに堤防植生の主体をなし，風土，景観上たいへん優れた外観をもっている。都市において緑地の減少が著しいが，その中で河川堤防の緑はますます重要となるが，緑の質としてチガヤ群落は堤防保全と環境保全の両機能を備えたものとしてたいへん重要であろう。

トダシバはチガヤと同じく野生種であり，根茎の発達も良好である。また，種子と地下茎の両方の利用が可能であるが，市場性がないために今後の調査が望まれる。

今まで述べてきたように，ノシバについては数々の長所があるにもかかわらず，年2回という草刈条件下では，ノシバ群落として維持することは難しい。

施工当初の保全機能がノシバに劣らない種が存在し，草刈頻度が年3回以下の地域では，ノシバを利用する意味が存在しなくなる。現行の草刈頻度のもとで，良好な生育をとげ，堤防保全上も問題なく，景観的にも優れ，管理費の安い種があれば，その種を緑化種として利用することが考えられる。これらの点を満足する種として，今回チガヤ，トダシバ，ギョウギシバをあげてみた。

<参考文献>

四国地方建設局四国技術事務所　"河川植生実態調査業務報告書" 1987，1988
石塚和雄編　群落の分布と環境　1977　朝倉書店
岩城英夫　草原の生態　1971　共立出版
鳩田　饒・川鍋祐夫・桂山良正・伊藤秀三　草地の生態学　1973　築地書館
猶原恭爾　日本の草地社会　1965　資源科学研究所
沼田　真編　群落の遷移とその機構　1977　朝倉書店

（緑化研究室）

河一35　漏水護岸矢板の根入れ長及び漏水矢板の決定

(質問)

高水護岸工事において，旧川跡・破堤箇所等の基盤漏水対策として基礎鋼矢板を不透水層まで打込んでいるが，不透水層のない場合（砂層）の矢板長さの決定について，どのように考えたらよろしいか伺いたい。

(関東地建河川工事課)

利根川本川の改修は，概ね築堤は旧計画断面で構成されており今後の改修として新計画断面に対しての前崩付け及び質的な整備が残っている。この中で後者の質的整備については，流水の作用から河岸及び堤防を保護する目的で高水護岸を設置しており，更に旧河道跡等の漏水の危険性のある箇所（堤防総点検箇所）については漏水護岸を施工している。

漏水対策護岸の方法として，堤体漏水については塩化ビニールシート（t=1.1㎜）により漏水を止水しており，また基盤漏水については土質試験の結果を踏まえて難透水層と判断される部分まで矢板を貫入することで基盤漏水に対応しているが，土質試験結果より難透水層と判断される部分が無い場合，若しくはそれがあっても透水層が相当深い場合の基盤漏水の対策方法に苦慮しているところである。

当事務所における該当箇所の施工実施にあたって，矢板の根入れ長さ決定の根拠付けを土質柱状図より比較的良く締まった層まで貫入する（N値25程度）ことで統一する事としたいが土研の意見をお聞きしたい。また，他の対策方法があれば御指導願いたい。

(利根川上流工事事務所)

(回答)

透水地盤に止水矢板を打設する目的としては，次のものが挙げられる。

① 堤防下の透水地盤のパイピングを防止する。

② 透水地盤を通る浸透流量を軽減する。

③ 堤内地盤のガマ（砂の噴上げ現象）を防ぐ。

まず，①の堤防下の透水層のパイピングを防止する方法としては，透水地盤上のコンクリート構造物に適用されている Lane および Bligh によるクリープ比を準用する方法が考えられる（図－1を参照）。

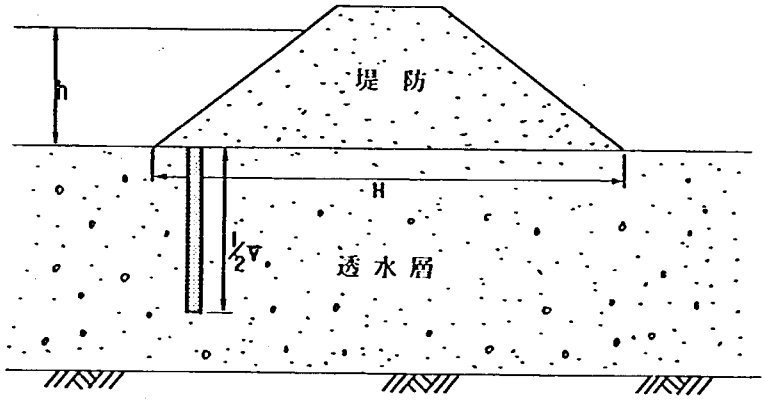
(i) Lane の加重クリープ比による方法

$$R_{c1} = \frac{\frac{1}{3}H + V}{h} \quad \cdots\cdots (1)$$

(ii) Bligh のクリープ比による方法

$$R_{c2} = \frac{L}{h}, \quad L = H + V \quad \cdots\cdots (2)$$

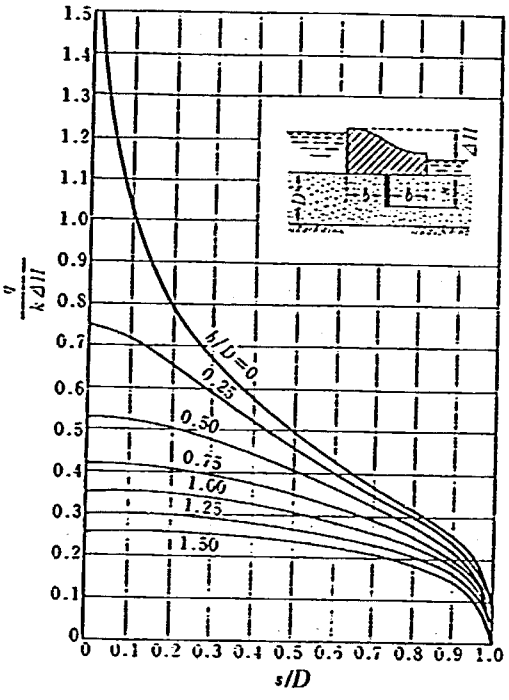
ここで，R_{c1}，R_{c2}：クリープ比，H：水平方向（＜45°）の接触長さ，V：垂直方向（＞45°）の接触長さ，L：構造物と基礎地盤との接触長さ，h：水位上昇高



図－1　クリープ比の検討方法

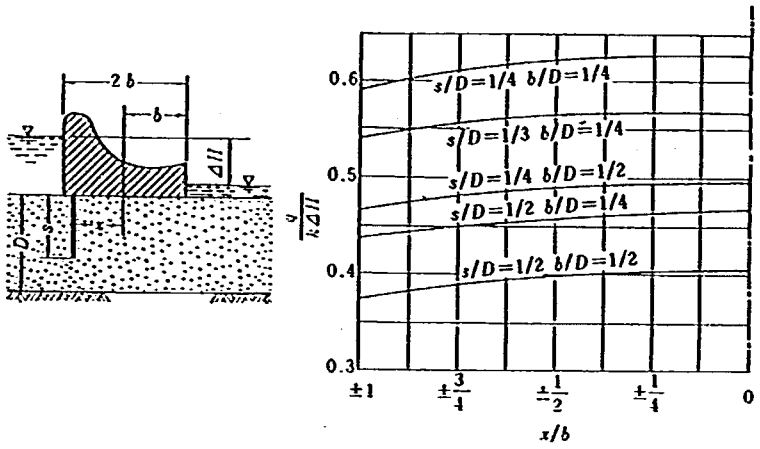
表－1　パイピングに対するR_cの限界値

土 砂 の 名 称	R_{c1}	R_{c2}
極めて細かい砂またはシルト	8.5	18
細　　砂	7.0	15
中 粒 砂	6.0	
粗　　砂	5.5	12
細かい砂れき	4.0	
砂 れ き		9
中粒のれき	3.5	
ぐり石を含む砂れき	3.5	
ぐり石とれきを含む巨れき	2.5	4～6



図－2　基礎底面中央に矢板がある場合の浸透流量

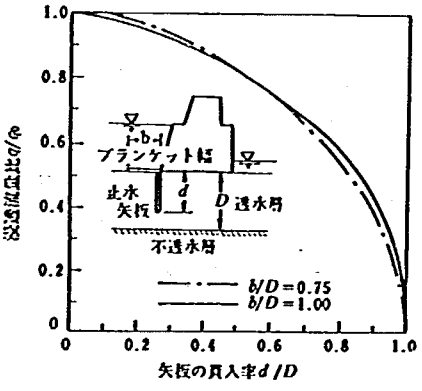
表－1に示す値より，R_{c1}，R_{c2} が小さくなるように止水矢板の長さを設計すれば，一応パイピングに対して安全であると考えてよい。したがって，計画高水位と堤防敷幅との関係から，矢板の根入れ



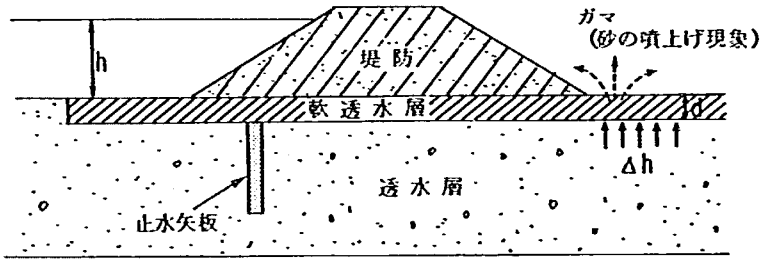
図－３　基礎底面に矢板がある場合の浸透流量

長を決めればよいことになるが，比較的良く締まった層（N値25程度）まで矢板を打設すればパイピングに対しては通常の場合，問題ないと考えられる。

次に，②の透水地盤を通る浸透流量を軽減するために打設した止水矢板の効果をみるものとして，図－２，図－３がある。両図とも，コンクリート構造物の下に止水矢板を打設した場合の浸透流量を求めるものである。図－２は，止水矢板が構造物底面の中央にある場合で，矢板が無い場合，すなわちＳ＝０のときと，矢板の根入れ長Ｓを変えた場合とを比較することにより，浸透流量の低減効果が判定できる。また，図－３は同様に矢板の打設位置を変化させた場合である。さらに，図－４は矢板の透水層への貫入率と浸透流量比 q/q_0（q：矢板打設したときの浸透流量，q_0：矢板がない場合の浸透流量）の関係を示したものである。この図から，矢板の貫入率と浸透流量の比は比例するような関係はなく，貫入率が50％で浸透流量比は0.8程度で，浸透流量は20％程度軽減する効果しかない。従って，浸透流量を半分にするためには，矢板を透水層の80％程度貫入させることが必要となる。このため，矢板の止水効果を高めるためには，透水層の80％程度貫入させることが必要となる。このため，矢板の止水効果を高めるためには，透水層をかなり遮断する形で矢板を打設しなければならないことになる。なお，図－２，３，４の結果は均一な透水層の場合について示したものであり，現地の透水層はシルト層や部分的に粘土層などもかんでいる場合が多いと考えられる。そのような層が矢板を打設することにより，遮水の効果を発揮す



図－４　矢版の貫入率と浸透水量の低減率の関係（２次元解）



図－5　堤内地における地盤漏水の模式図

ることも考えられるので，矢板を透水層の途中で止めた場合にも，実際には前述のものよりももっと効果が認められることが多いと判断される。従って，透水地盤の土質調査を綿密に行って，土層構成をよく熟知して矢板の根入れ長を決めるようにするとよい。また，透水層が厚い場合には，土質の違いや締まり具合によって透水性も異なるので，それらを模式化して有限要素法を用いて多層地盤における浸透流解析を行ってみて，矢板の根入れ長を判断することも一つの方法であると考えられる。

③については，図－5に示すように，堤内地の難透水層の厚さdと透水層における水頭Δhとの力のつりあいによって，砂の噴上げ現象または地盤漏水が起こるかどうかが問題となる。止水矢板を打設することによって，浸透経路長が長くなるため，堤内地側の地盤下の水頭が低下し，ガマ等を防ぐことができるが，複合地盤での止水矢板を打設したときの透水層の水頭を計算する算定式はない。従って，有限要素法を用いた浸透流解析等によって，矢板を打設した地盤モデルについて透水層の水頭分布を求め，砂の噴上げ現象が起こるかどうかを判定して，矢板の打設深さを決めるのがよいと思われる。

なお，土木研究所では有限要素法を用いた浸透流解析や三次元の解析も可能な境界要素法による浸透流解析プログラムも有しているので，現地の土質や地盤条件に応じた浸透流解析にそれらのプログラムを利用することも可能である。また，止水工法として，スラリトレンチ工法によって溝を掘り，その中に止水性のジオメンブレンを埋設して埋戻しを行う方法や，電気浸透を併用した注入工法によって止水性をつくる方法などの工法も開発されている。

<参考文献>

(1) 久楽勝行，斎藤義章，石塚廣史：洪水時における河川堤防内の非定常浸透流解析，土木技術資料，Vol.21，№11，1979

(2) 久楽勝行，吉岡　淳，武智　修：漏水地盤における止水矢板の打設範囲とその効果，土木技術資料，Vol.30，№3，1988

（土質研究室）

河一36　築堤材料の選定

(質問)

河川堤防の築堤材料の選定に当っては，高い密度を与える粒度分布であることや施工性がよく，特に締固めが容易であることなどの基本的な性質を考慮して行っているところであるが，最終的には，現場技術者の経験等により決定されているのが現状である。

しかしながら，近年，経験を持つ現場技術者が少なくなってきていること及び購入土による施工が多くなっている。

そこで，築堤材料の適否を容易に判断できるようにするため，その範囲を具体的に数値やグラフ等で御教示願います。

(利根川下流工事事務所)

(回答)

堤体の建設には多量の土量が必要であり，工費の面からは，できるだけ手近にある材料を利用することになるが，堤体材料の優劣は完成後の堤体の安定性や施工の難易なでに大きな影響をもつので，できるだけ次に示すような条件を満たしている材料を使用することが望ましい。

(1) 高い密度を与える粒度分布であり，かつセン断強度が大で安定性があること。

(2) できるだけ不透水性であること。透水性は外水位の変動に対して許容しうる範囲内にあること。

(3) 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。

(4) 施工性がよく，特に締固めが容易であること。

(5) 浸水，乾燥などの環境変化に対して，法すべりやクラックなどが生じにくく安定であること。

(6) 有害な有機物及び水に溶解する成分を含まないこと。

具体的な土質としては，次のようなものが堤体材料として適している。[1)]

a．粒度分布のよい土：これは締固めが十分行われるためにいろいろな粒径が含まれているのがよいためであるが，粗粒分は粒子のかみ合わせにより強度を発揮させるのに効果があり，細粒分は透水係数を小さくするのに必要であるから，これらが適当に配合されていることが堤体材料としては好都合である。

b．最大寸法は10～15cm以下：施工時のまき厚の制限から決まるものであるが，礫径の最大寸法があまりにも大きくなると，締固めの効果が十分に発揮されないことも生ずるので注意が必要である。

c．細粒分（0.074mm以下の粒子）が土質材料（75mm以下）の15％以上：不透水性を確保するための条件で，堤体漏水の多くはこの条件をはずれた材料の堤防にみられることが報告されている。

d．シルト分のあまり多くない土：降雨による侵食，浸透水による法面崩壊は水をある程度通しやすく，含水比の増加によりせん断抵抗の低下する土に起こった例が多いが，そのような状態になるのはシルト分の影響が大きいと考えられる。

c．細粒分（0.074㎜以下）のあまり多くない土：細粒分が50%以上のものには乾燥時にクラックの入る危険性のあることがアースダム材料について指摘されている。

上記のような観点から，日本統一土質分類に従って一般的な土質材料の盛土材としての適性度を示すと表－1のようになり，これをもとに土質材料の堤体材料としての評価を行うと，表－2のようになる。

これらの表から，堤体材料として望ましい材料は，土質分類名でいえば「礫質土」(GM,GC),「砂

表－1　土の性質と材料としての適性度[2)]

土の統一分類記号	重要な性質				材料の適性度				
					堤体部			基礎部	
	転圧後の透水性	転圧後最適含水時のせん断強さ	転圧後最適含水時の圧縮性	堤体材料としての作業性	均一型堤体	不透水ゾーン，遮水壁	透水ゾーン	浸透流顕著	浸透流無視
GW	透水性	良	ほとんどない	良	—	—	1	—	1
GP	すこぶる透水性	良	ほとんどない	良	—	—	2	—	3
GM	半不透水性	良	ほとんどない	良	2	4	—	1	4
GC	不透水性	良～不良	ごく小	良	1	1	—	2	6
SW	透水性	良	ほとんどない	良	—	—	3*	—	2
SP	透水性	良	小	可	—	—	4*	—	5
SM	半不透水性	良	小	可	4	6	—	3	7
SC	不透水性	良～可	小	可	3	2	—	4	8
ML	半不透水性	可	中	可	6	6	—	6	9
CL	不透水性	可	中	良～不良	5	3	—	5	10
OL	半不透水性	不可	中	可	8	8	—	7	11
MH	半不透水性	可～不可	大	不可	9	9	—	8	12
CH	不透水性	不可	大	不可	7	7	—	9	13
OH	不透水性	不可	大	不可	10	10	—	10	14
Pt	——	——	——	——	—	—	—	—	—

注）* 砂利混じりならば使用可能。
「材料の適性度」欄の数字"1"が最も適性度が高く，数字が多いほど適性度の低いことを示す。

表－2　土質材料の堤体材料としての評価[3)]

土の名称	土の種別	評価順位
岩石		—
岩塊，玉石		—
礫	GW，GP	6
礫質土	GM，GC	1
砂	SW，SP	5
砂質土	SM，SC	2
粘質土	ML，CL，OL	3
粘土	MH，CH，OH	4
有機土	Pt	7

質土」(SM, SC),「粘質土」(ML, CL, OL)にほぼ相当すると考えられる。なお,施工の面からは自然含水比の低いものが望ましいことはいうまでもない。

なお,表－3に示す材料は,防災調節地等のダム分野では堤体材料として不適当であるか,または堤体の形態により考慮して使用すべき材料であるといわれているものである。従って,表－3に示すような土は購入土としてはあまり適切な材料であるとはいえないことになる。

表－3　ダムの堤体材料として好ましくない土[4)]

主要区分			堤体材料としての評価	
区分	名称	記号	均一型ダム	ゾーン型ダム
粗粒土	礫	(GW) (GP)	(不適当) 透水係数が10^{-3}～10^{-2}cm／s 以上であり漏水が起き易く単粒度のものは間隙が大きい。また植生の場としても不適	(一部使用可) 透水部のみ。
	砂	(SW) (SP)	(不適当) 透水性が大きく,パイピング等を起こし易く破壊の原因となるおそれがある。	(一部使用可) 透水部に使用可。
細粒土	シルト 粘性土 火山灰質 粘性土	(MH) (CL)(CH) (OV)(VH_1) (VH_2)	(場合により不適当) 水を含んだ場合機械施工が困難となり,締固めが十分出来ない。	(一部使用可) 不透水性コアおよびブランケットに適する。
	有機質土	(OL) (ON)	(不適当) 含水比が著しく高いものが多く,このまま機械で締固めたり整形することが困難である。完成後も変形するおそれがある。	(不適当) 左に同じ。
	高有機質土	(Pt) (Mk)	(不適当) 含水比が高く締固めが困難。また土の乾燥湿潤による容積変化が大きく安定性が悪い。	(不適当) 左に同じ。

ただし,河川堤防の場合は,ある程度不満足な土であっても通常の堤防定規を満足していれば堤防の安全性にはまだ余裕があるのが普通であるため,表－3に示した土がすべて不適当ということにはならないが,上記のような堤体材料としての評価の低い材料を使用する場合には,次に述べるような対策を検討しておくことも必要である。

(1) 他の土質との混合：粒度分布の悪い土に欠けている粒径を補うもので,砂質土系のものには細粒分の土を混合して透水係数を下げ,粘性土系のものには砂質土系の土を入れて含水比を下げ強度をあげて施工を容易にする。

(2) 乾燥による含水比低下：トラフィカビリティの得られない土を地山でのトレンチによる排水,仮置きによるばっ気乾燥などで改良する。

(3) 添加剤による土質改良：石灰系,セメント系などの物質を添加して土質改良を行う。

(4) 複合断面とする：透水性の大きい土に対して堤体中央に粘性土を盛り立てるか,法面近くを不透水性土でおおう,あるいはアスファルトなどのフェイシングを考える,またはトラフィカビリティの得られない土と良質土を薄い互層で盛り立てるなどがある。

<参考文献>

1）建設省河川局治水課，国土開発技術研究センター：河川土工マニュアル（第1次案）総説編，堤防築造（新築堤防）編，昭和63年3月

2）米国開拓局編：アースマニュアル，日本大ダム会議訳，1979

3）山村和也：築堤土質の実態と2,3の考察，土木研究所報告，№140，1970

4）（社）日本河川協会：防災調節池等技術基準（案），増補改訂版，昭和63年1月

（土質研究室）

河一37　高水継続時間と堤体への浸透の影響

（質問）

現在，河川の計画高水流量の決定において，内水排除はピーク合流の考え方をとっているが，流域全体としてみた場合，時差合流の確率が高ければ，時差合流の考え方による排水計画が起こってくるとも考えられる。

この場合において，高水状態の継続が考えられる訳であるが，高水継続時間の延びと，堤防への浸透の影響について，指標となるものがあれば教えて頂きたい。

（荒川下流工事事務所）

（回答）

洪水時の河川水位の上昇による堤体の浸潤線の移動は，通常の堤防においては容易に堤防の裏側まで達しない[1]。

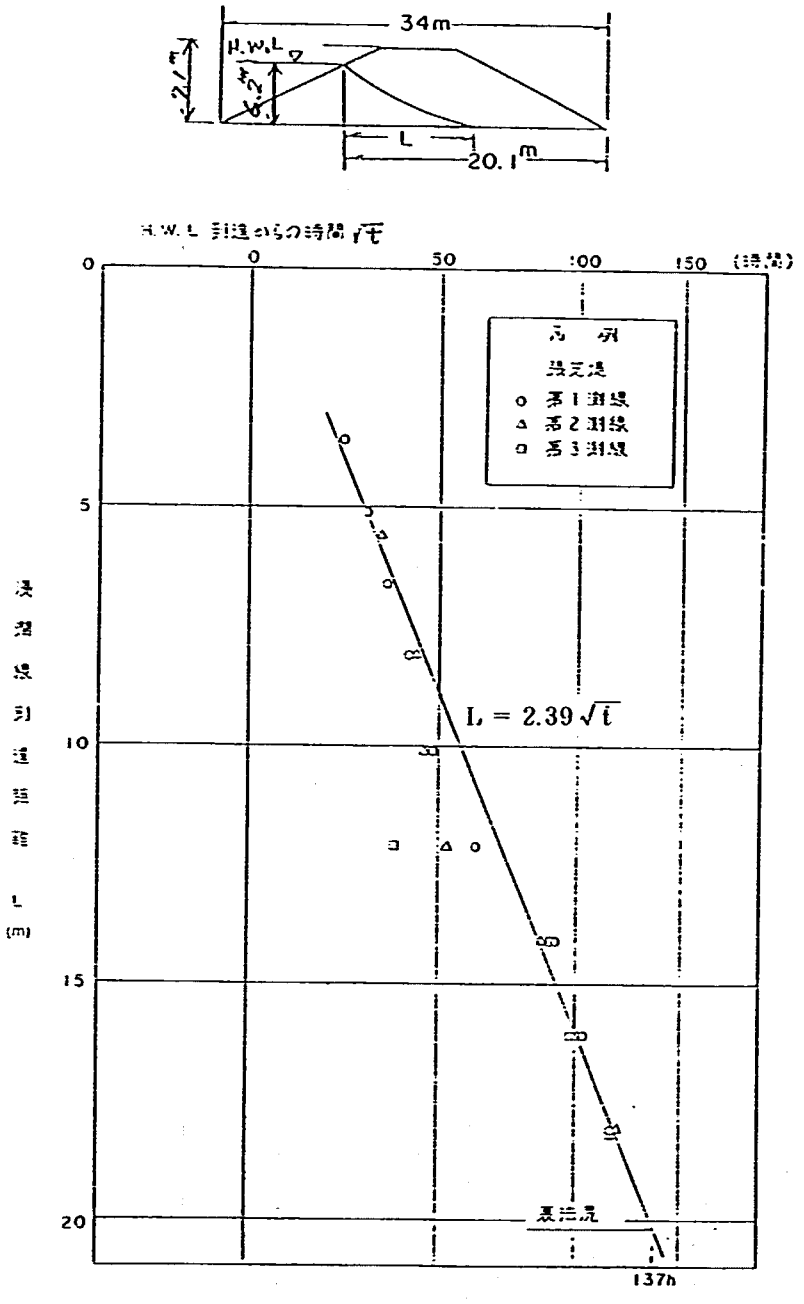
図－1は，江戸川堤防の締切り堤を用いた湛水実験の結果を示したものである[2]。堤体は砂質ロームで，ゆるく締固められており，透水係数が $k = 5.0 \times 10^{-4}$ cm/sec 程度である。貯水池の水位は，3.0時間かけて計画水位 6.2 mに上昇させ，以後 110 時間その状態を持続させた。川表側より浸透した水は，長時間に及ぶ湛水にもかかわらず裏のりに流出していない。したがって，河川水位の上昇による堤体内の浸透水に対する堤防の安定性は極めて高いことが確認された。なお，高水位の継続時間 t に堤体内の浸潤線の到達距離 L は次式で示される。

$$L = 2.39 \times \sqrt{t} \quad \cdots\cdots (1)$$

同様に，図－2は淀川堤防における湛水実験の結果を示したものである[3]。堤体は砂質ロームで，$k = 1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-4}$ cm/sec である。浸潤線の到達距離 L と湛水の継続時間 t の関係は，(2)式のようになっている。

$$L = 1.44 \times \sqrt{t} \quad \cdots\cdots (2)$$

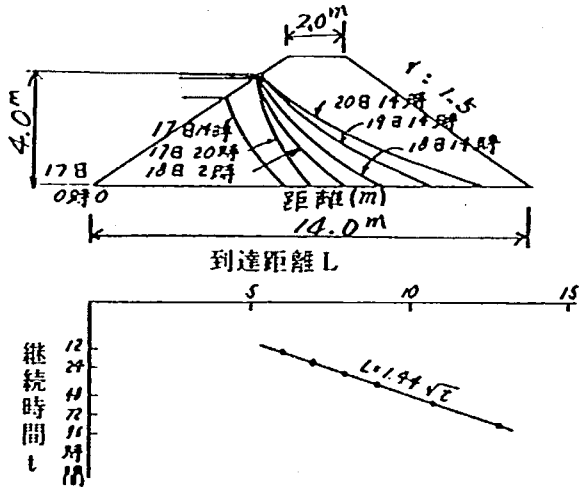
以上の結果からも明らかなように，堤体内の浸潤線の到達距離 L は洪水継続時間 $\sqrt{t}$ に比例する



図－1　江戸川堤防の締切り堤における湛水実験の結果

と考えてよい。

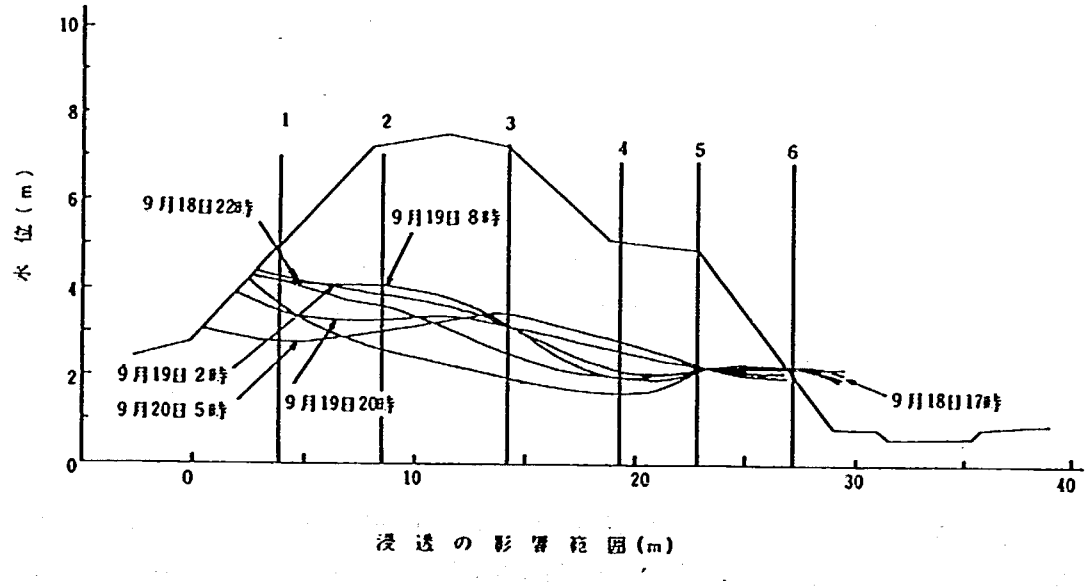
一方，堤防の裏のりの浸透水に対する安定性については，降雨の影響が大きいことを考慮しておくことが重要である。前述の江戸川堤防の締切り堤における実物大実験では，築堤間もないこともあるが，連続降雨量200㎜程度に相当する降雨でのりすべりを生じた。降雨があると，雨水が堤体内に浸



図－2　淀川堤防における浸潤線の移動

透し，堤防裏のりが湿潤化される。そこに，河川からの浸透水が加わると，裏のりの浸潤線が容易に上昇することになる。

図－3は，阿武隈川堤防において洪水時に観測された堤体の浸潤線の変化を示したものである[4]。降雨の影響によって裏のり先部の水位が高くなっている。そして，降雨によって崩壊したのり面は，増水によって生じた堤体内の浸透流により洗い流され，崩壊が拡大していった。したがって，洪水時

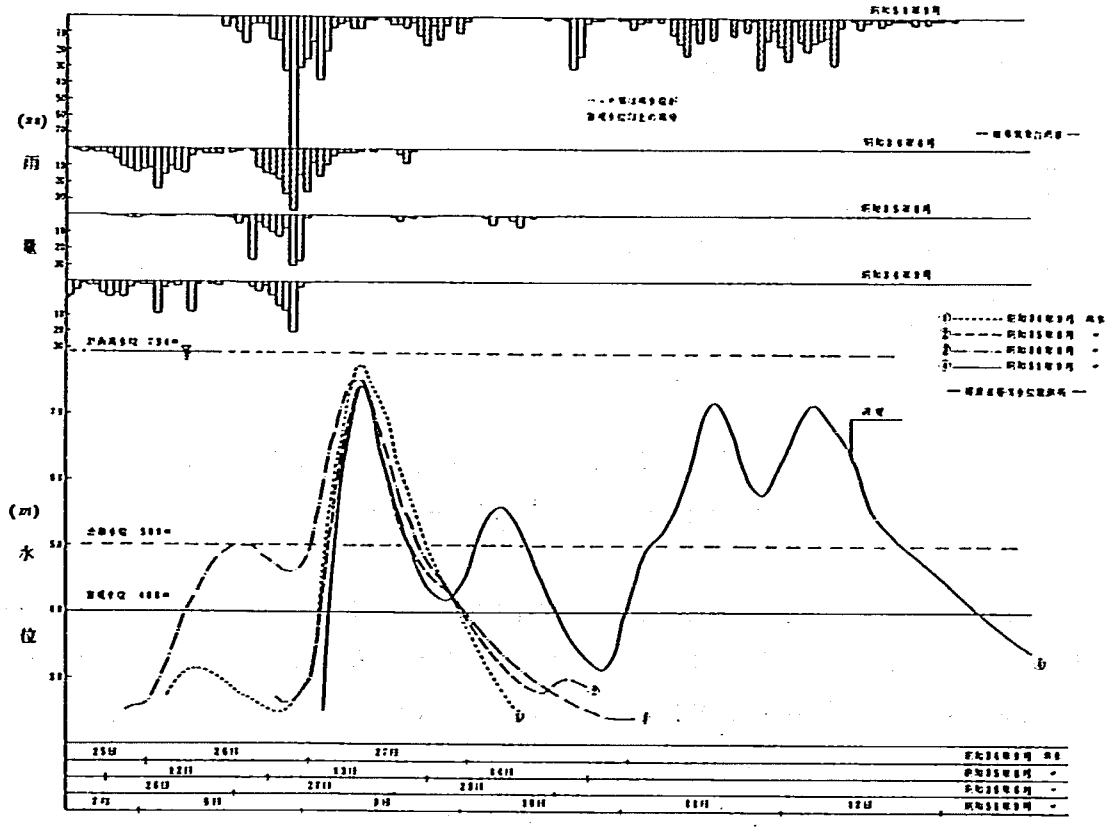


図－3　阿武隈川堤防の浸潤線の変化

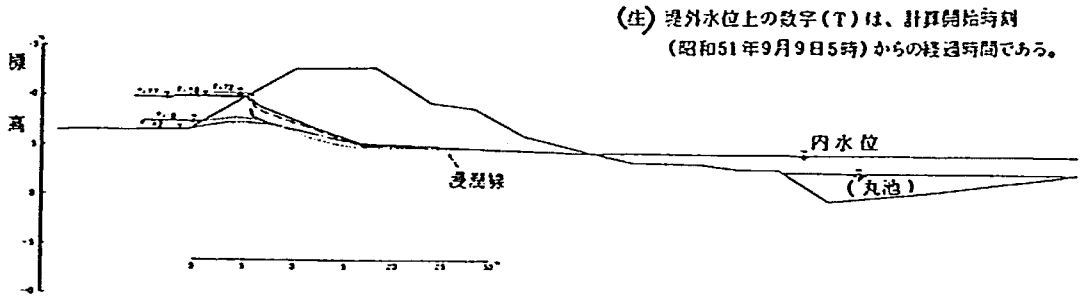
の堤体の安定性を検討する場合には，洪水の継続時間と降雨との重なりを考慮することが大切である。

次に，洪水の継続時間，降雨および基礎地盤からの浸透水が堤体内の浸潤線に及ぼす影響を示したものが，図－5である。図－4は，浸透流解析に用いた昭和51年9月の長良川破堤時の降雨量と洪水波形を示したものである。総降雨量は約600㎜で，洪水は警戒水位を4回超える，長雨，長洪水の記録的なものであった。図－5は図－4の降雨および洪水波形を用いて浸透流解析を行った結果[5]を示したもので，(a)の洪水波形のみを考慮した場合は，洪水継続時間がT＝77時間にも及ぶ長洪水にもかかわらず，堤体内の浸潤線は堤体中央部付近までにしか至っていない。一方，降雨との重なりを考慮した場合には，図－5(b)に示すように堤体裏のり部の浸潤線が上昇する結果となっている。さらに，基礎地盤からの浸透水を考慮した場合には，図－5(c)のように裏のり部の浸潤線がいっそう高いものとなり，のりすべりが生ずるという結果が得られている。

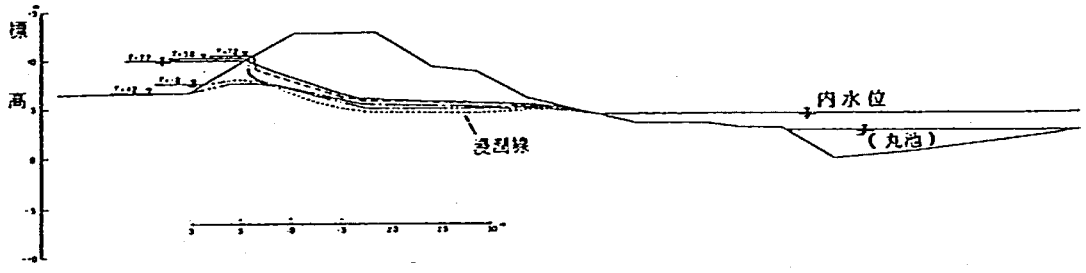
従って，洪水時の堤体内の浸潤線を検討する場合には，洪水波形，降雨および基礎地盤からの浸透水などを考慮する必要があるが，それらの条件を入れた数値解析の方法としては，有限要素法による非定常浸透流解析が最近多く用いられるようになってきている。具体的な解析手法は，参考文献1)，



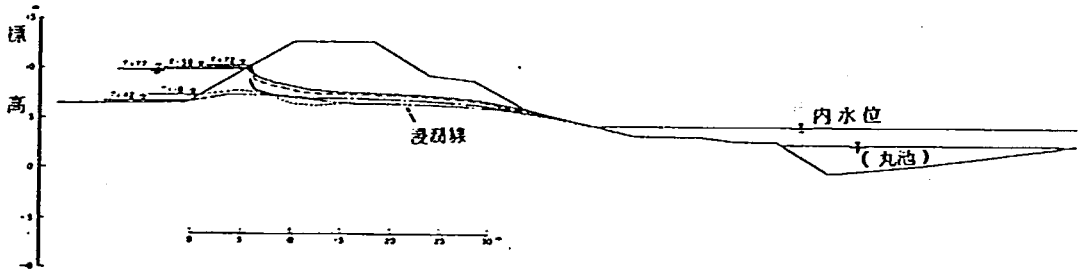
図－4　長良川堤防における雨量と河川水位の変動



(a) 河川からの浸透のみを考慮した場合



(b) 河川水の浸透と降雨の重なりを考慮した場合



(c) 河川水の浸透と降雨および基礎地盤からの浸透水の影響を考慮した場合

図－5　長良川堤防における浸透流解析の結果

6), 7), 8) に示してあるので，それらを参照して解析するとよいと考えられる。また，非定常浸透流解析の結果から，堤体の浸潤線が高くなると予想される場合は，堤体表面を被覆土[9]あるいは止水護岸[10]等を設置して，堤体の安定性の向上をはかることが望ましい。

<参考文献>

1）建設省土木研究所土質研究室：盛土の崩壊と対策に関する研究，土木研究所資料，第2017号，19

73.8
2）建設省関東地方建設局，国土開発技術研究センター：河川堤防強化実験検討業務委託報告書，昭和63年3月
3）福岡正已，山村和也：大型試験堤防の破壊実験について，土木技術資料，Vol.3，№1，1961.1
4）山村和也：洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査報告，第12回建設省直轄工事技術研究会報告書，1958.
5）建設省土木研究所，中部地方建設局：長良川破堤に関する報告書，1980
6）久楽勝行，斎藤義章，石塚廣史：洪水時における河川堤防内の非定常浸透流解析，土木技術資料，Vol.21，№11，1979
7）久楽勝行，石塚廣史，竹内辰典：地盤の特性が河川堤防内の非定常浸透流に及ぼす影響，土木技術資料，Vol.24，№10，1982
8）久楽勝行，丹羽　薫，石塚廣史：降雨時の盛土内の飽和ないし不飽和浸透流の解析，土木技術資料，Vol.25，№12，1983
9）久楽勝行，吉岡　淳：堤防補強工法の効果に関する大型模型実験，土木技術資料，Vol.27，№5，1985
10）福田昌史，三浦一宇：ジオメンブレンを用いた漏水対策護岸の設計・施工，土木技術資料，Vol.30，№3，1988

（土質研究室）

河一38　地震時における堤防評価

（質問）

河川管理施設の中でも水閘門・樋管等の河川構造物に関しては，地震時における各震度階別の点検箇所及び変位規格等が点検要領として明記されているが，土構造物である堤防については未だはっきりしていないのが現状である。

地震に対しては迅速かつ的確な判断が要求され，堤防についても河川構造物同様の点検マニュアル的な判断基準が必要と思われるので，御教示をお願いしたい。

（霞ケ浦工事事務所）

（回答）

地震に関連した堤防の調査には以下の2つがある。

(1) 震前に実施する耐震点検

(2) 震後に実施する被害調査

(1)は現況堤防の耐震性を判定するものであり，広い意味での震前対策策定に資することを目的とする。(2)は地震発生直後に巡視して被害箇所・状況を把握するものであり，この結果に基づき緊急・応急復旧が計画・実施される。以下にこの２つの調査について説明する。

耐震点検は近年各方面で精力的に実施されている状況にあり，近い将来に大地震の発生が懸念されるような地域では是非実施しておくことが望ましい。

さて，耐震点検は耐震判定法によって行われる。耐震判定法は，一連の堤防の中から要注意箇所を抽出するのに用いられる「簡易法」と，限られた箇所を対象として精度の高い判定を行うのに用いられる「詳細法」とに大別できる。以下に「簡易法」について述べる。

従来までに提案された簡易判定法を表－１に示す。判定法の選定に当っては次の事項について検討する。

(1) 判定手法に必要なデータが揃っているか（特に地盤のＮ値のデータの有無は判定法の選定上重要な要素である。）

(2) 各手法の適用性（適用条件および精度）はどうか。

表－１に示す判定手法はそれぞれに特徴があり，単純に優劣をつけ難いが，一般的に以下の事を指摘できる。

(1) 地盤のＮ値のデータを必要とする判定手法は比較的予測精度が良い。

(2) 粘性土地盤上の堤防に対する耐震性判定の精度は全般的にあまり良くない。

(3) 被害事例のみに基づいて作成された判定手法は地域性があり，他の地域に対する適用性について必ずしも明らかでない。

したがって，判定手法の選定および結果の適用に当っては，上述の諸点に十分留意することが望ましい。なお，参考文献 1)，2) は参考になると思われる。

つぎに，震後調査については，昭和56～60年度に実施された建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」の成果が大いに参考になると思われる。詳細は成果報告書等[3),4),5)]に譲り，ここでは河川施設に関連する部分をごく簡単に述べる。

まず，震後調査には①緊急調査，②応急調査，③本復旧調査がある。①は地震直後に管理区域全体にわたって被災箇所および被害の大小を把握するために行うものである。②は現地踏査を主体とした調査であり，応急復旧の必要性の有無の判断，復旧工法の計画に必要な情報を得ることを目的としている。③は本復旧の工法・範囲等を検討するために行うものである。

このうち，①については，特に注意して調査する地点として，過去の震害事例を整理して得られた表－２を示している。

なお，本プロジェクトの成果として得られた「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」は内容が網羅的になっているので，各管理事務所においては，これを参考にしつつ，その地域特性等を考慮して必要とされる部分を適宜取捨選択して個々に用いるべきマニュアル等を作成することが望まれる。

表－1　既往の簡易耐震性判定手法と用いられる要因

分類		要因	既往簡易耐震性判定手法							
			関東地建方式（Cs法）	関東地建方式（簡易法）	治水課方式	国土センター方式	道路協会方式	中国地建方式	東北地建方式	土研方式
			S.53	S.52	S.53.8	S.59	S.54.9	S.52～55	S.55	S.62
堤体	形状	堤高	○		○	○	○		○	
		天端幅	○			○				
		敷幅	○			○				
		平均幅			○	○				
		断面積		○		○				
		法勾配		○		○	○		○	
		小段数		○						
	土質	堤体土質	○			○				
		堤体年数（築堤年）	○						○	
		締固め度			○					
	その他	堤体の種類		○						
		擁壁の有無					○			
地盤		地形区分						○	○	
		N値	○			○	○			○
		地下水位	○			○				○
		地盤分類（地盤種別）			○		○			
		FL, PL, FC	○	○		○		○	○	
		地盤土質		○		○				○
地震		地震力	○	○		○				○
		震源からの距離							○	
被災履歴		過去の地震における沈下						○		
		過去の地震における噴砂・噴水						○		
		過去の洪水における破堤						○		

表－2　被害の発生しやすい箇所（河川施設）

河川施設	被害の発生しやすい箇所
堤防（特殊堤を含む）	1. 旧河道上の箇所 2. 旧川の締切り箇所 3. 破堤実績のある箇所 4. 軟弱地盤上の箇所 5. 築堤後間もない箇所 6. 断面が不規則となっている箇所（取付け道路坂路等の接続部等） 7. 樋管等横断工作物の埋設してある箇所 8. 漏水のある箇所 9. 旧堤への腹付け，嵩上げ箇所
護岸	1.（「堤防」に該当する箇所） 2. 堤防の被害箇所 3. 勾配の変化する箇所（法面と天端の接続部等） 4. 施工の古い箇所
閘門，樋管，水門，堰，揚排水機場等	1. コンクリートの断面変化部 2. コンクリート構造物と鋼構造物の接続部 3. 鋼構造物の溶接部，断面変化部，ボルト接続部 4. 目地 5. 門柱 6. 管理橋の橋脚 7. 戸当り 8. ゲート 9. アンカーボルト 10. 翼壁の取付部 11. 原動機基礎とポンプの基礎の境界 12. 原動機冷却水関連施設

<参考文献>

1）古賀泰之，松尾修：砂質地盤上盛土の耐震性簡易判定法の提案，土木技術資料，29－7，pp.50～55，1987年7月。

2）日本道路協会：道路震災対策便覧，昭和63年2月。

3）宇多高明他：河川・海岸・砂防施設の震災復旧技術，土木技術資料，28－12，pp.15～21，1986年12月。

4）建設省：建設省総合技術開発プロジェクト，震災構造物の復旧技術の開発概要報告書，昭和61年10月。

5）建設省土木研究所：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），土木研究所彙報，Vol.45，昭和61年12月。

（動土質研究室）

道路部門目次

1. 道路緑化による環境整備 …… 239
2. 交差点の交通容量の算定方法 …… 249
3. 流動による舗装のわだち掘れ対策 …… 252
4. 地盤沈下対策における発泡スチロール材の利用 …… 256
5. 連続高架橋のノージョイント化 …… 258
6. 耐候性鋼材の橋梁への適用 …… 262
7. 鉄筋コンクリート床版における防水層 …… 271
8. 免震橋梁の選定 …… 276
9. ボックスカルバートのひびわれ対策 …… 280
10. 鉄筋コンクリート床版の乾燥収縮ひびわれ …… 283
11. 地すべり箇所における対策工法の考え方 …… 285
12. 路面凍結防止剤の利用手法 …… 288
13. 観光交通の取扱い …… 294
14. 交通量推計の概略値のデータベース化 …… 295
15. 交通量推計手法の確立 …… 296
16. 側道を有する交差点の形状 …… 299
17. 自動車騒音の予測方法 …… 301
18. 堀割構造の自然換気に必要な開口幅 …… 303
19. 透光板遮音壁の実用化に向けての機能性及びメンテナンス …… 305
20. コンクリート舗装の交通開放時間 …… 307
21. アスファルト道路の透水性舗装の検討 …… 310
22. 凍結防止材を添加した舗装の適用性 …… 311
23. 軟弱地盤上の盛土路床の支持力評価 …… 315
24. 鋼床版舗装 …… 317
25. トンネル内セメントコンクリート舗装の横断勾配 …… 322
26. スパイクタイヤ等による摩耗の対策 …… 323
27. 舗装版下の空洞探査の現状 …… 326
28. 軟弱な路床内に構造物がある場合の舗装設計 …… 328
29. U型擁壁端部の舗装踏掛版の設置 …… 331
30. 大断面シールド工法の開発状況と技術的検討課題 …… 332
31. トンネル内漏水防止工法 …… 336

32. 土被りの小さい近接トンネルの計測管理 …… 339
33. 海岸線に沿った道路における飛砂防止対策 …… 344
34. 高架橋北側の植栽対策 …… 349
35. 狭巾U型擁壁における土圧の考え方 …… 350
36. 擁壁設計における風荷重 …… 352
37. 道路拡幅部等におけるブロック積み擁壁の安定 …… 353
38. 狭窄部の路床の埋戻し …… 353
39. BOXの沈下に対する対策 …… 356
40. のり枠擁壁の設計 …… 359
41. 山地部における道路横断排水構造物の設計 …… 363
42. 軟弱地盤上における連続橋の異種基礎設計上の留意点 …… 365
43. 橋脚の設計に用いる荷重の組合せ …… 366
44. 鉄筋のラップ長 …… 368
45. 橋梁下部構造の耐久性確認と強度調査方法 …… 370
46. 鉄筋コンクリート床版のハンチ部の配筋 …… 372

道－1　道路緑化による環境整備

（質問）

道路の沿道地域の環境保全を図るため，近年景観等の環境整備に対する要求の声が強く，各事業箇所において独自に検討を行っている現状である。

従って，質の高いこれからの道づくりのため，道路緑化による環境整備，特に道路景観と植栽の防音効果について，具体的な研究成果が有ればお教え頂きたい。また，こうしたもののマニュアル化の動きが有れば伺いたい。

（横浜国道工事事務所，長野国道工事事務所上田出張所）

（回答）

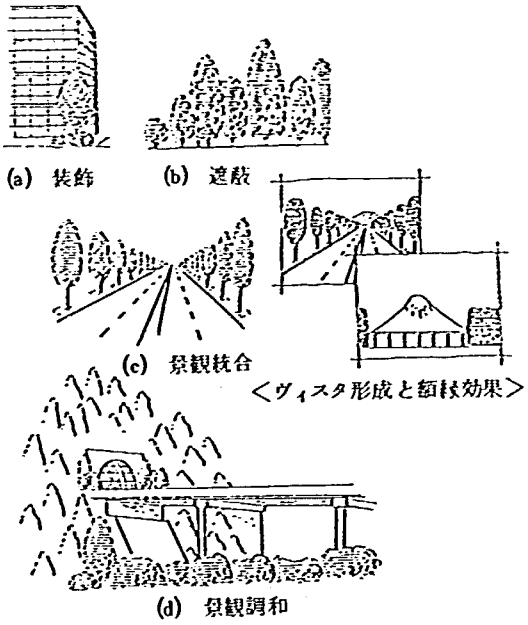
1. 道路緑化の持つ機能

道路緑化は，道路の景観の向上及び沿道の生活環境の保全を図るとともに，道路交通の快適性，安全の確保，自然環境の保全等に資することを目的として，積極的かつ計画的にその推進を図る必要があるが，その実施に当っては道路緑化の持つ機能を十分把握することが重要である。

道路緑化は①景観向上機能，②生活環境保全機能，③緑陰形成機能，④交通安全機能，⑤自然環境保全機能，⑥防災機能に分類される主要な機能をはじめ，多くの機能を有しており，特定の機能を目的として植栽された場合でもそのほかの種々の効果をもたらす。なかでも道路施設における唯一の生物体であることにより，各種機能に併せて常に「親しみ」「潤い」「やすらぎ」「生命感」という植物特有の存在効果をもたらしていることを忘れてはならない。

(1) 景観向上機能

道路緑化に特有の機能であり，以下に示すような装飾，遮蔽，景観統合及び景観調和で説明される諸機能が複合的に作用することにより，道路や沿道の良好な景観の形成が図られる。道路緑化が道路や沿道の景観向上に果たす役割は大きいが，植物で埋めつくされた景観が常に好ましい訳ではなく，人々にとって好ましい景観というのは，全体的な秩序が保たれていて，かつ「近づきたい」とか「包まれていたい」といった，人々の行動欲求を阻害しない形態である必要があり，それらを満足する自然らしさが



図－1　景観向上機能

求められることに留意する必要がある。

ⅰ. 装　飾

景観的に優れた植物の導入によって景観の向上を図る機能である。人工的要素のなかに適度な自然的要素を添えることにより，心理的安定を得ることができる。

ⅱ. 遮　蔽

景観的に好ましくないものを植物で遮蔽することによって，景観の向上を図るほか，構造物に対する背景として作用することによって，その構造美を引き立たせる機能である。

ⅲ. 景観統合

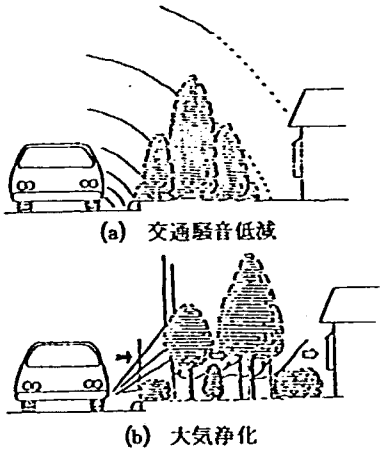
装飾と遮蔽が合わさって，景観にまとまりをもたらす機能で，街路樹がその好例である。整然と植栽された街路樹は，道路や沿道に無秩序に立ち並んだ看板などの景観的雑物の影響を排除しながら，統一的景観を形成することができる。

ⅳ. 景観調和

道路に植栽を導入することによって，道路と周辺自然との間で，景観的な同化融合を図る機能である。

(2) 生活環境保全機能

具体的には交通騒音低減，大気浄化等の機能であり，これらは個々には遮音壁の設置等のその他の手段に卓越するものではないが，総合的な緑化機能を併せ持つことにより効果が期待できる。



図－2　生活環境保全機能

ⅰ. 交通騒音低減

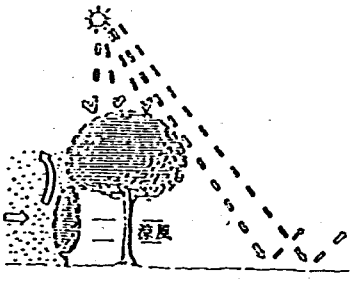
自動車交通騒音に対して道路植栽が障壁となることによって，物理的にあるいは視覚的・心理的にその低減をもたらす機能である。具体的効果等については〔3. 植栽による防音効果に関する研究事例〕で詳述する。

ⅱ. 大気浄化

植物の呼吸作用や吸着作用によって大気を浄化し，自動車交通による大気汚染の影響を緩和する機能である。植物によるガス吸着，拡散希釈，粉塵捕捉等の効果が報告されている。

(3) 緑陰形成機能

一般的には，微気象緩和機能として説明されるもので，樹木の枝葉が上空を覆う，いわゆるキャノピー（天



図－3　緑陰形成機能

蓋）効果によって，寒暖や乾湿等の変化を緩和し，道路利用者に快適な空間を提供するものである。

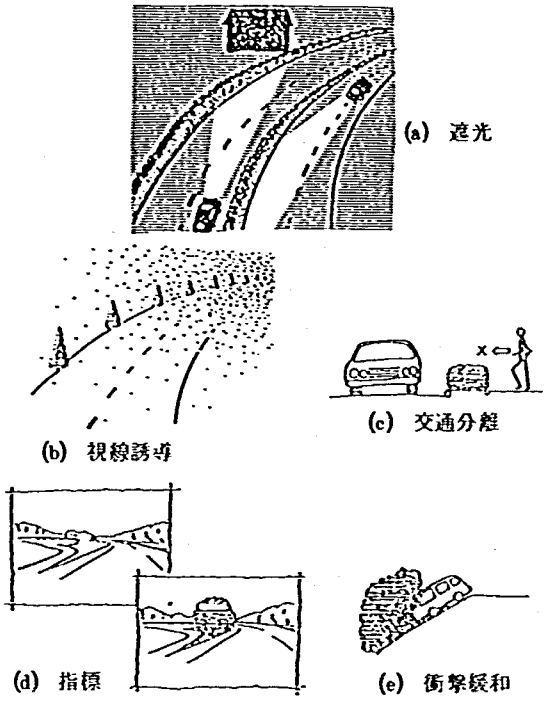
(4) 交通安全機能

i. 遮　光

対向する自動車の前照灯からの光線を分離帯等の道路植栽により遮り，眩光を防止する機能である。また，車道に沿った道路植栽は沿道の住宅や家畜舎に対する前照灯の影響を防止する。

ii. 視線誘導

道路の線形が複雑で走行方向の予知が困難な場合，あるいは，濃霧や吹雪等のために道路の線形を視認しがたい場合において，車道の線形に沿って規則的に植栽された道路植栽によって，運転者にその線形を予知させる機能である。



図－4　交通安全機能

iii. 交通分離

歩行者や自転車利用者を自動車交通から分離し，みだりに車道を横断したり，車道に立ち入ることを防止する機能である。

iv. 指　標

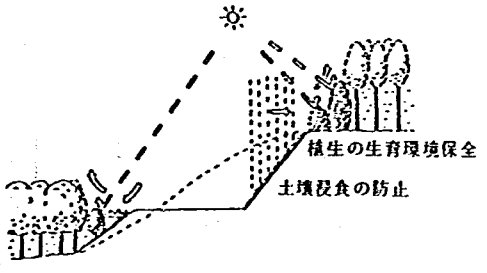
姿や形が特徴的な道路植栽によって，通行者にたいして場所を認知させる機能で，ランドマーク機能とも呼ばれる。

v. 衝撃緩和

車道逸脱車両に対して，道路敷外への逸脱を防止するとともに，衝突による衝撃を緩和する機能である。

(5) 自然環境保全機能

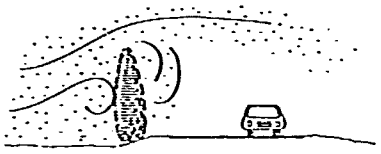
沿道の重要な既存植生に対して，道路建設に伴う地形の改変や自動車交通による生育環境の変化を緩和する機能である。



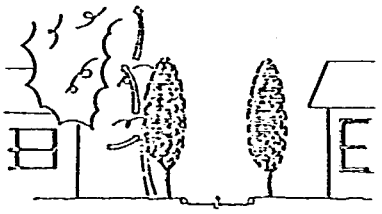
図－5　自然環境保全機能

(6) 防災機能

飛砂防止や吹雪防止等の機能のほかに直接的な機能ではないが火災延焼防止も含まれる。



(a) 飛砂防止・吹雪防止機能



(b) 火災延焼防止

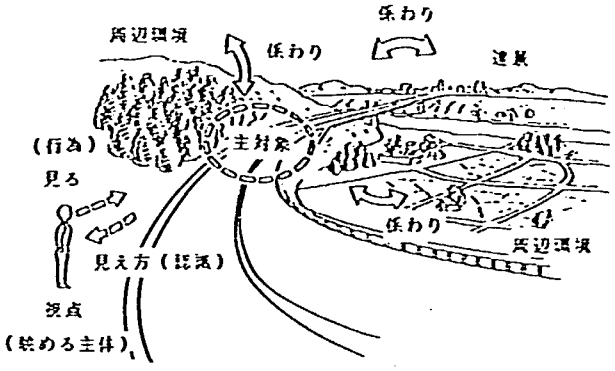
図－6　防災機能

2. 道路の景観対策に関する研究事例

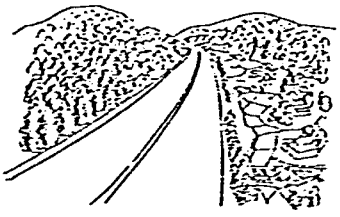
(1) 道路景観の概念

一般に景観は，人が風景を見てその価値を認識することによって成り立つものであり，①眺める主体（視点）と②眺められるもの（対象）が必要である。対象は目に映るすべての事物である訳だが，その中心になる事物を「主対象」と呼ぶ。道路景観とは，道路が主対象となる景観である。

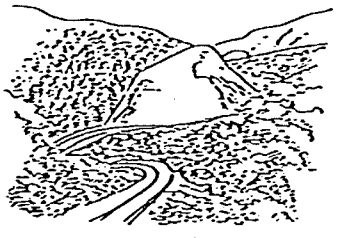
道路景観には二つの大きな特徴がある。一つは，景観の視点が道路の内外に考えられることで，それぞれ内部景観（道路内景観），外部景観（道路外景観）と呼ばれる。もう一つは，通常の固定的な視点から眺める景観のほかに移動している視点から眺める連続的に変化する景観が加わることが上げ



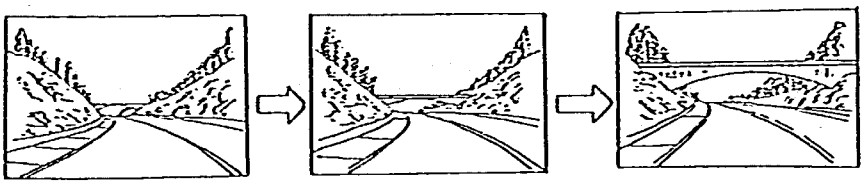
図－7.1　道路景観のなりたち



図－7.2　内部景観（道路敷内）



図－7.3　外部景観（道路敷外）



図－7.4　シークェンス景観の例

られ，前者をシーン景観，後者をシークエンス景観と呼ぶ。

道路景観を構成する要素は，道路の構造，防護柵，電柱，看板類，道路植栽等の道路要素，沿道の建物等からなる沿道要素および遠景要素に分けられ，景観の種類によってその重要性に違いがある。

道路景観を考えるときには，視点の違いによる景観の種類を認識し，その景観を決定する構成要素を的確に把握することが必要である。

(2) 土木研究所における道路景観に関する研究事例

土木研究所において現在まで行われてきた道路景観に関する研究は表－1のとおりであるが，このうち切土のり面，自然景観と構造物の係り及び沿道建物の景観誘導に関して紹介する。

i．切土のり面の景観評価

評価実験によると，景観的に評価の高いのり面として次のような条件が指摘されている。

① 外観上目立たない植生工法で施工されたもの。

② 植生の群度は，裸地がなくのり面が植物でカーペット状に覆われているもの。

③ のり肩部から周辺への植生のなじみかたは，草地から低木さらに高木へと移り変わるもの。

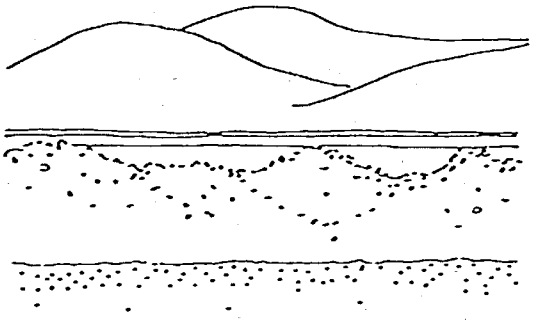
④ のり面と地形とのなじみでは，ラウンディング等によりのり面が地形にすりついているもの。

ii．景勝地のシーン景観と構造物のおさまり

河川および海岸部の代表的シーン景観を抽出し，これに道路構造物（単純なデザインのコンクリート高架橋）をフォトモンタージュして被験者実験による評価を行ったところ次のようなことが指摘された。

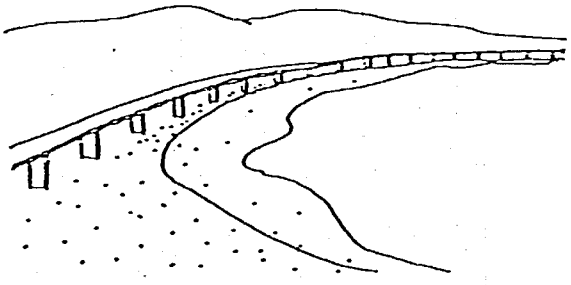
① 道路の足元を樹林などで隠すルートは，道路を目立たなくさせることになるが，道路そのものの特徴を表す構造まで隠すと道路構造物であるとの認知ができず不安感を与える。

② 自然景観のなかにある方向性（川の流れや弓状の水際線）を



樹林によって橋脚が見えないため道路構造物であるかどうかが認知できない

図－8

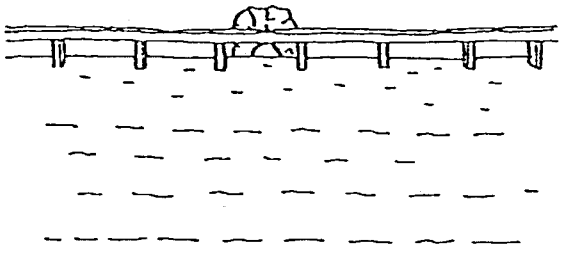


図－9

表－１　土木研究所における道路景観に関する調査研究（抄）

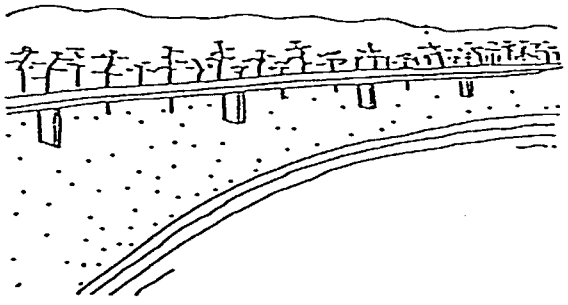
題　　名	目　　的	内　　容	報　告　書　等
沿道の環境が道路交通に与える影響に関する試験調査 （S.50～S.52）	道路外景観が運転の視認性におよぼす影響の把握 （基礎心理実験）	①道路景観要素の視認性規定要因分析 ②視認性と主要規定要因の定量的把握	「道路景観の運転者への影響」土研資料第1330(S.52)
山岳道路の環境影響評価手法に関する試験調査 （S.54～S.58）	山岳道路の植生のアセスメント手法の開発	①沿道植生への影響調査事例 ②切土のり面の発生予測手法の検討 ③植生回復要因の分析 ④切土のり面の景観評価	「山岳道路の環境影響評価手法」その１土研資料第2007(S.58) 「山岳道路の環境影響評価手法」その２土研資料第2173(S.60)
新交通システムの空間配置に関する調査 （S.55～S.57）	新交通システム導入時の景観的配慮	①景観計画の手順 ②軌道、駅舎のインパクト評価 ③高架構造物デザイン留意点抽出	「新交通システム景観計画調査」土研資料第2064(S.59)
沿道環境に関する試験調査 （S.55～S.59）	道路景観評価とその要因分析 （基礎心理実験）	①道路景観計画の基礎的事項 ②沿道建物の形態、色彩の効果 ③道路植栽の効果	「道路・街路景観計画体系に関する研究」その１土研資料第1755(S.57) 「沿道建物の間口、高さ、セットバックと街路景観のまとまり」土技資27－1(S.60)
道路景観育成マニュアルの開発に関する試験調査	国道バイパスの景観設計手法	①郊外部道路の景観の評価とタイプ分類 ②道路景観の変遷分析 ③道路と沿道の一体的景観形成手法	「道路・街路景観計画体系に関する研究」その２土研資料第1910(S.58) 「写真判断によるバイパス景観のタイプ分類と評価」土技資25－5(S.58) 「バイパス景観の変遷分析」土技資26－3(S.59) 「道路・街路景観計画体系に関する研究」その３土研資料第2314(S.61)
景観の予測及び評価に関する試験調査	中・長期の景観の予測評価手法	①景観に係る法制度の体系 ②市街地景観の類型とコントロール手法	
景勝地における道路構造等に関する調査	景勝地と調和する道路構造等の検討	①道路構造との調和条件と評価手法 ②道路構造選択手法及び景観対策手法の策定	

道路がトレースすると，一般的には目障りになる。しかし，周囲になにも無い芒洋とした河岸に沿う高架道路などは方向性が強調され，河川に奥行き感が出てくる。



図－10

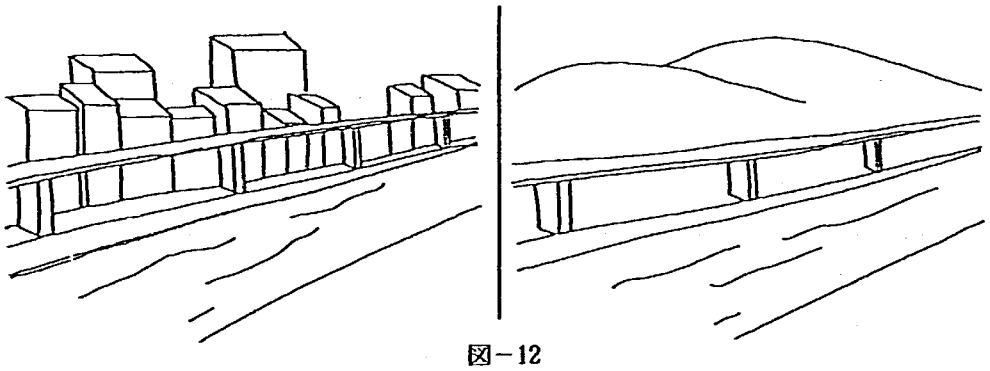
③ 山のスカイラインや多島景観における岩島などのように興味対象となるものを妨げる位置に道路がある場合評価が悪くなる。



図－11

④ 空間の特徴を表す要素（砂浜における松と砂浜，海の広がりにおける水平線）を分断すると評価が低い。

⑤ 一般に景観評価は見えるもの

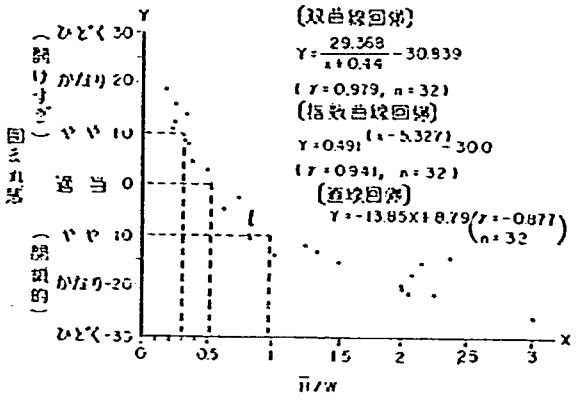


図－12

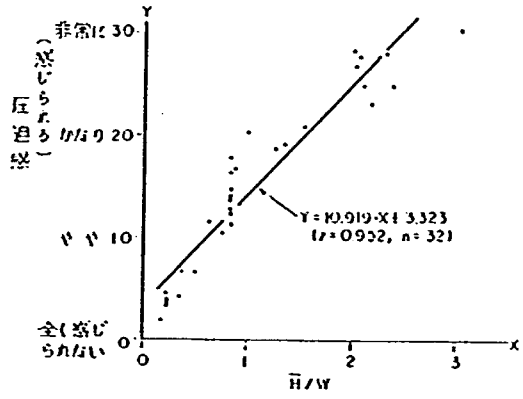
全体の評価といえるので，道路構造物の係りに関する評価も周囲のものの状況によって，相対的に変わる。

Ⅲ. 沿道建物の景観誘導

沿道建物平均高（H）と道路総幅員（W）の比と囲まれ感，圧迫感に関する評価によると適度の囲まれの定説（経験則）のD／H 1.0または1.5程度を検証するものと成った。また，圧迫感が「かなり感じられる」に対応するH／W 1.5は建築基準法の建築物の当該部分から前面道路の反対側の境界線までの水平距離に対する高さ制限（住居地域等で1.25倍以下，商業地域等で1.5倍以下）と比較して，興味深い結果となった。



図－13　囲まれ感評価とH／W



図－14　圧迫感評価とH／W

このことからも，道路（特に街路）景観を整えるためには，沿道建物に着目し，法規制，誘導基準等の理解を高める必要がある。以下に景観形成の適用手法を掲げる。

① 沿道の街区・敷地

・形態を整える－土地区画整理事業，沿道区画整理型街路事業，再開発事業等

・敷地規模を制限する－地区計画，建築協定等

② 建築物の誘導

・用途をよりきめ細かく制限する－地区計画

・建築物の形態を具体的なイメージにあわせ制限する－地区計画，建築協定等

・建築物の意匠を制限する－地区計画，建築協定等

③ 沿道要素の誘導

・沿道の空地の確保－地区計画，建築協定等（壁面後退，位置指定等）

・緑の保全，緑化－風致地区，緑化協定，保存樹の指定等

・垣・樹等の境界部分のありかた－地区計画，建築協定等

3. 植栽による防音効果に関する研究事例

道路周辺の植樹，緑化は沿道の生活環境保全，景観的調和などを図る上で重要な役割を果すものであり，数多くの機能，効果が期待される。そのうち，騒音の減衰効果についてはいくつかの研究例がある。

樹木が騒音伝播に影響を及ぼす物理的要因としては，次のような事象が考えられているが，個々の影響度合いについては定量的には把握されていない。

① 葉や幹による音の吸収

② 腐植土（地面）による音の吸収

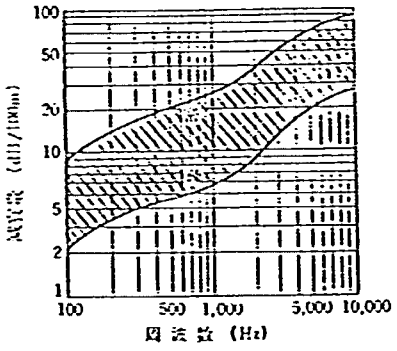
③ 木立による音の散乱

④ 地表の温度勾配，空気の湿度，地表の流れ抵抗等に対する植物の影響

⑤ 風の勾配に対する植物の影響

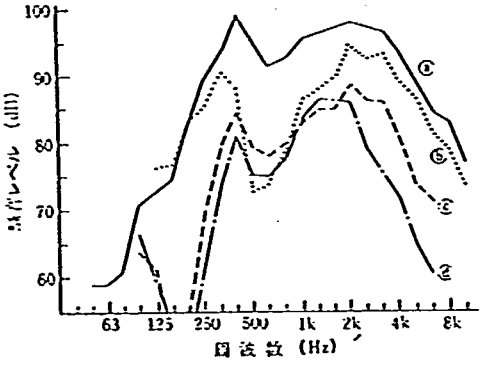
⑥ 夜間における結露の影響

個々の要因調査ではなく，全体でどの程度の騒音減衰量が得られるかという測定調査例も幾つかあるが，それら調査例は通常考えられるような道路周辺の植栽規模でなく，総じて比較的大規模な樹林におけるものが多い。その一例を図－15, 16に示す。これら結果から，樹木による音の減衰結果はある程度大きな樹林でないと期待できないものと思われる。また，樹種による効果の差は樹木の密度や上記の要因が複雑に関係しているため把握し難い。



芝は非常に葉が多く，約6m先が見通せる状態．
枝は葉が少なく，大きな枝がある．約90m先が見通せる状態．

図－15 密林の中での減衰（Eyringi の結果より抜粋）

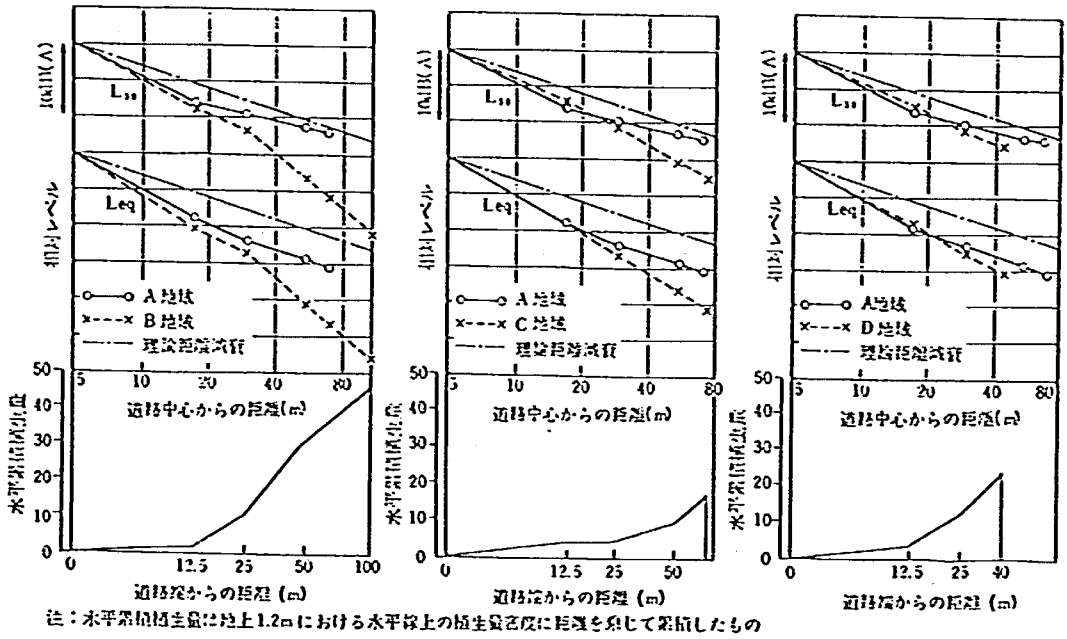


①交通騒音のスペクトル，⑤草地上100m離れた位置のスペクトル：空気減衰，地盤減衰を取り除いた草地の効果，⑥おなの草壁林：条件⑤に同じ，⑦ノルウェーえぞ松：条件⑤に同じ

図－16 交通騒音に対する樹木による過剰減衰

土木研究所が沿道に樹林帯を有する地域と有しない平坦地において，実走行の道路交通による騒音レベルの距離減衰を測定した結果を図－17に示す。画図中の実線はA地域（沿道が平坦な裸地，所々に野芝あり）の地上高さ 1.2 m における騒音レベル距離減衰を示し，点線はB～D地域（沿道に樹林を有する地域）の地上 1.2 m における距離減衰を示している。B～Dの各地域の樹林はいずれも高木類ではクロマツ，ハゼなど，低木類ではヒサカキ，クロガネモチなど，草本類ではススキ，ササなどが茂っている雑木林の状態である。これによると，道路端から12.5 m付近までは平坦裸地の地表面による過剰減衰と同程度の減衰で，この範囲の植生量ではほとんど効果は無いと言える。それ以遠で，道路からの距離が大きくなれば累積の植生量も多く，樹林の効果が見られ，道路端から25 mで平坦裸地に比べて 1～2 dB (A)，50 mで 3～6 dB (A) の効果がある。

このように，樹木による減衰効果はある程度大きな樹林でないと期待できない。沿道の環境施設帯などにおける数 m 以下の植樹では地表面による過剰減衰と植樹による遮蔽の区別がつきにくく，一般には地表面による過剰減衰の効果であるといわれている。また，多少の効果があるとしても植樹範囲，樹種，密度など条件が広範であり，遮音壁などのように確実な遮音効果は期待できないため，植樹による物理的減音効果は見込みにくい。



図－17　樹林の有無と騒音レベルの距離減衰

なお，樹木などが通行車両を視覚的に遮ることによって，居住者の騒音に対する“うるささ”が心理的に緩和されるという面での効果は期待できる。

4. マニュアル等について

参考となるであろうマニュアル類を以下に紹介する。

<自動車専用道路>

1) (財)高速道路調査会「高速道路の景観」1986

2) 〃 「道路景観保全対策事例集」1982

3) 日本道路公団「道路景観計画マニュアル」1983

4) (財)首都高速道路厚生会「景観を考慮した都市高速道路の設計に関する調査研究委員会報告」1981

5) (財)阪神高速道路管理技術センター「景観を配慮した都市高速道路設計の手引き」1983

<一般道路>

6) (財)都市計画協会「都市交通施設の景観に関する調査報告書」1985

7) (社)土木学会「街路の景観設計」1985

8) 大成出版「道路景観整備マニュアル(案)」1988

<歩行者専用道路等>

9) 鹿島出版会「まちづくりと歩行空間－豊かな都市空間の創造をめざして」1980

10) 地域科学研究会「ショッピングモール－実践編および制度編」1980

11) 住宅・都市整備公団「住宅地景観設計マニュアル'82」1982

<橋　梁>

12) (社)土木学会「美しい橋のデザインマニュアル」1982

<その他>

13) (社)日本道路協会「道路緑化技術基準・同解説」(改訂版，予定。1989)

14) 建設大臣官房技術調査室「建設省所管施設間における景観整備マニュアル(案)」1985

(交通環境研究室・緑化研究室)

道－2　交差点の交通容量の算定方法

(質問)

現在，首都圏，特に東京都内の道路における交通渋滞が問題となっており，これを解消するための一手法として交差点改良を実施しているところです。交差点の交通容量アップのため右折または左折専用車線を設置する対策(案)が考えられますが，現況の道路幅員で実施しようとすると幅員が足りず歩道を狭くするか，用地買収をして拡幅することが考えられます。しかし，歩道の幅員も広い箇所が少ないこと，用地買収も困難なことから対策の実施がむずかしいのが実状であります。

そこで，「道路構造令の解説と運用」p324図5－12のような対策(案)が考えられますが，幅広の4.5m程度の車線に普通車なら2台走行できる場合の交通容量の算定方法について教えていただきたい。

(東京国道工事事務所)

(2) 右折車線相当幅員の確保

既設道路において種々の制約によって右折車線としての幅員を確保できない場合であっても，右折車両の分離は，交差点における交通処理に重要な役割を果たすので，右折車線相当の幅員として1.5mを確保できる場合には直進車線との境界標示を施さずに単に1.5m以上のふくらみをもたせるとよい(図5—12)。

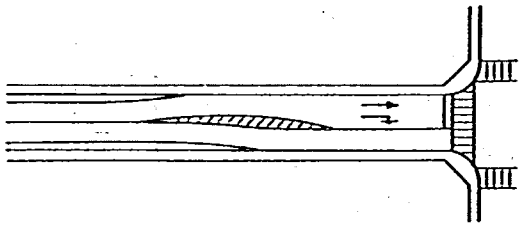


図 5—12　右折車線相当のふくらみ

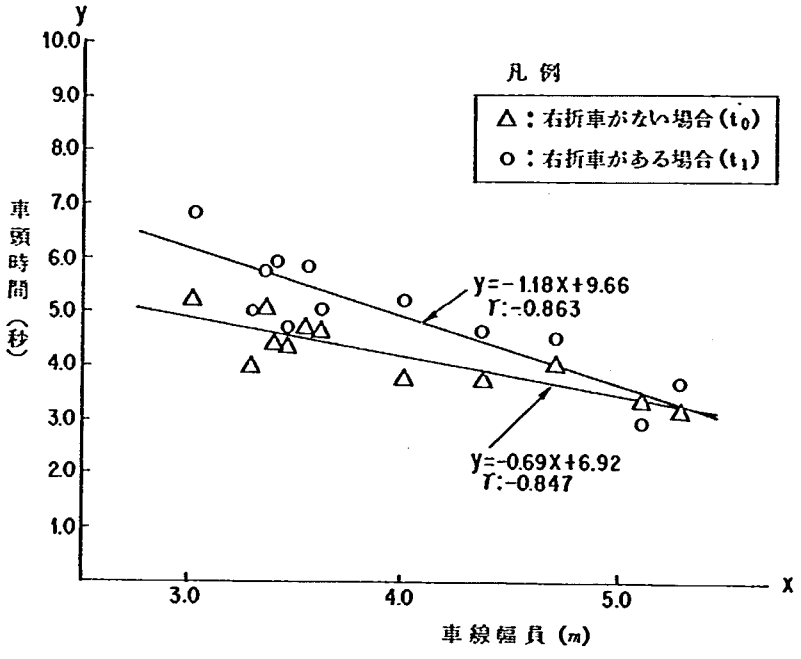
(回答)

片側1車線流入部の容量算定においては，右左折車双方の影響を加味することになるが，特に右折

車の影響が大きい。しかしながら，質問のような広幅員の場合には，小型車同士或は一方が小型車であればすり抜けられるため，影響がかなり小さくなっているのは実現象として認められるが，定量的な評価が確立されていない。

ここでは，流入部幅員と平均車頭時間の関係について土木研究所が調査・解析した結果について述べる。

図－1は片側1車線流入部において，右折車がない場合の車頭時間（小型車で直進－直進－直進の組合せ）と右折車が1台ある場合の車頭時間（小型車で直進－右折－直進の組合せ）との違いを幅員

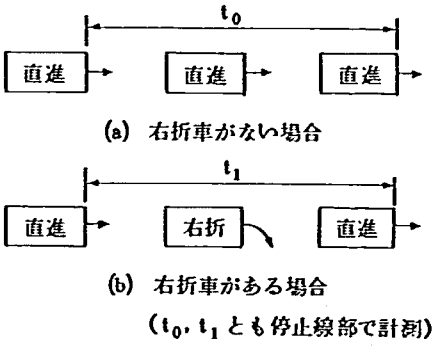


図－1　右折車がない場合とある場合の車線巾員と車頭時間の比較

別に示したものである。（車頭時間の組合せを図－2に示す）。

各地点毎の平均値とその回帰直線を示してあるが，これによれば小型車同士の組合せでは，幅員が5m前後で右折車の影響がかなり小さくなっている。

この結果を用いて，右折車が混入した場合としない場合の車頭時間の加重平均を求め，直進車線の飽和交通流率の基本値（青1時間当たりの乗用車換算台数，2000pcu／青1h：平均車頭時間1.8秒）を基準とした平均車頭時間の比で車線幅員の影響度を定量化する



図－2　車頭時間の組合せ

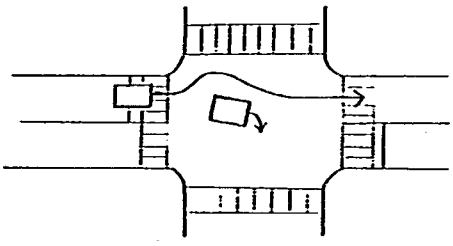
ことを試みると表－1に示す結果が得られた。これによれば1車線流入部幅員が4.5 m 程度で数%の減少率であり，3～3.5 m 程度の幅員の流入部に比べて20%程度高い容量が認められる。

ただし，ここで扱ったデータは，後続直進車が右折車の影響で速度は低下するものの，長い間せきとめられるような状況は含まれていない。その殆どは図－3に示すように右折車が1台のため，交差点内で右折車の横をすり抜けている。

表－1　片側1車線流入部における車線幅員の違いによる補正率

車線幅員	右折車混入率(%)				
	0	10	20	30	40
3 ～3.5m	0.77	0.73	0.70	0.67	0.64
	(2.34)	(2.45)	(2.57)	(2.68)	(2.80)
3.5～4.0m	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	(2.17)	(2.26)	(2.35)	(2.44)	(2.53)
4.0～4.5m	0.90	0.87	0.85	0.82	0.80
	(1.99)	(2.06)	(2.12)	(2.19)	(2.26)
4.5～5.0m	0.99	0.97	0.95	0.92	0.90
	(1.82)	(1.86)	(1.90)	(1.95)	(1.99)

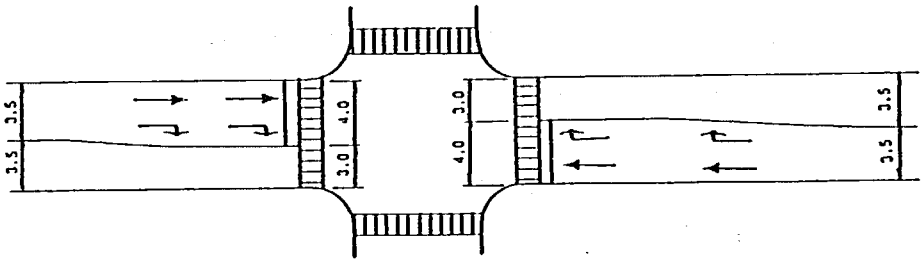
（　）内は平均車頭時間：秒



図－3　後続直進車の挙動

今回の結果は限られた交差点のものであり，様々な交通条件に対応させるにはデータ不足の面がある。また，ここでは小型車同士の組合せで，かつ右折車1台の影響を捉えたが，本来は大型車の影響，或は右折車台数が2台以上となった場合の影響なども考慮しなければならない。これらを包括するためにはシミュレーション等を行い定量化することも考える必要がある。

なお，中央線の変移量がわずかな場合はゼブラは設けないが，図－4に示すように右折，直進等の路面表示をすることで，車の流れがかなり整流化されて，効果を上げた事例（大宮国道工事事務所管内等）も報告されており，右折車に起因する渋滞緩和策として有効な方法である。



図－4　中央線変移と路面表示

（道路研究室）

道－3　流動による舗装のわだち掘れ対策

（質問）

1. 舗装の流動によるわだち掘れ対策として，AC－100（セミブローンアスファルト）を用いるようになっているが，その実績，効果，問題点および今後の方向について伺いたい。

（横浜国道工事事務所）

2. 舗装の流動によるわだち掘れ対策として，当事務所では交通量の特に多い区間にセミブローンアスファルトを使用したり，粗粒度アスファルト混合物を試験的に使用しているが，そのほかに研究中のものや，他の機関で採用しているものがあれば紹介願いたい。（千葉国道工事事務所）

3. 流動によるわだち掘れの補修にあたって，切削およびオーバーレイの厚さの決め方を教示願いたい。

（神奈川県厚木土木事務所）

（回答）

質問はすべて同一の問題に起因するので，まとめて回答する。

アスファルト舗装におけるわだち掘れには，アスファルト混合物の流動に起因するもの，摩耗に起因するもの，および路盤以下の変形に起因するものがあるが，ここでは流動に起因するものだけを対象とする。

(1) 流動対策を行う場合のアスファルト混合物のDSの目標値

流動の対策は，発生してしまったわだち掘れの対策と，わだち掘れを予防するための対策に分かれるが，いずれにしても各現場でどの程度の耐流動性のある材料を用いなければならないのかを定量的に把握する必要がある。

アスファルト混合物の耐流動性を定量的に把握する方法としては，ホイールトラッキング試験がある。ホイールトラッキング試験は，30×30×5㎝の供試体上で荷重を調整したゴム車輪走行させ，変形量からアスファルト混合物の耐流動性を評価するものである。その試験から求められる数値を動的安定度（以下DSという）というが，DSと現場に生じるわだち掘れ量の間には，建設省技術管理業務連絡会舗装部会の成果から，次式で表わす関係が認められている。

$$DS = 0.679\,Y \cdot L \cdot W \cdot V \cdot T / D$$

Y：供用期間（日）

L：日大型車交通量（台／日）

W：輪加重補正係数

V：走行速度補正係数

T：温度補正係数

D：わだち掘れ量（㎝）

この式を現場に適用するためには，各入力値を決定する必要がある。

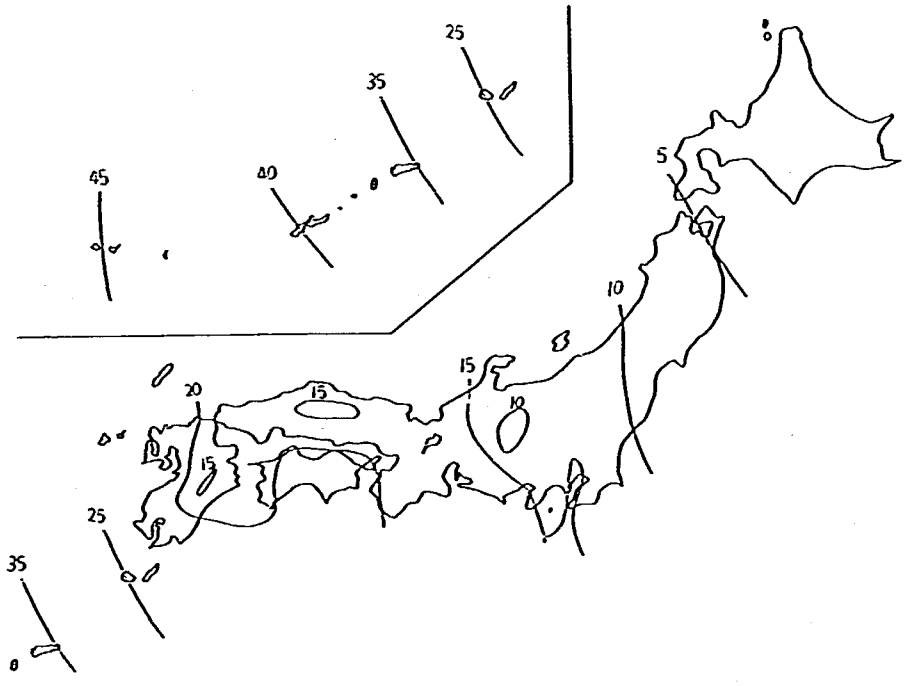
供用期間Yはわだち掘れが原因となる維持修繕の間隔を入力する。たとえば，5年に1回の修繕が目標であれば，365×5＝1825とする。

日大型車交通量Lは，アスファルト舗装要綱で定義している大型車交通量の値を，各現場の実測値にもとづいて入力する。

輪荷重補正係数Wは，大型車交通量中に占める特に重い車両（軸数が3軸以上の車両やトレーラなど）の割合に着目し，あまり多くない場合に1.0，やや多い場合に2.0，特に多い場合に3.0を適用する。

走行速度補正係数Vについては，交差点部等で車両の停止範囲が及ぶ場合には0.9，それ以外の一般部では0.4を適用する。

温度補正係数は，図－1より読み取る。



図－1　温度補正係数（$\times 10^{-3}$）

わだち掘れ量は，各道路の重要度と要求する管理水準に応じて，道路管理者が適宜定める。

以上の手順で，各現場で必要なDSの目標値を定めることができる。

(2) 切削深さ

まず，流動によるわだち掘れの及ぶ範囲は，技術管理業務連絡会舗装部会の調査結果によれば，おおむね表面から10cmの範囲であることがわかっている。したがって，通常のアスファルト舗装のように10cmより下のアスファルト混合物層に，粗粒度アスファルト混合物やアスファルト安定処理のように，アスファルト量の少ないアスファルト混合物を使用している場合には，切削厚さは最大

で10cmとなる。

ただし，ここで注意しなければならないのは，古い舗装の上にオーバーレイを繰り返している場合である。交通量が今よりも少なく，車両自体もあまり重くなかった時代には，アスファルト舗装のひび割れ防止を目的として，細粒系のアスファルト混合物を用いたり，アスファルトを多めに入れる傾向があった。このような舗装が，10cmから15cmの範囲にあると，表層や中間層に耐流動性のあるアスファルト混合物を使用しても，流動の発生を防げない事例が報告されている。したがって，アスファルト混合物層の中に，古い層（おおむね昭和40年代以前）が含まれている場合には，最大で15cmの切削まで検討する必要がある。

流動が進行するとアスファルト混合物中の空隙率が小さくなり，流動への抵抗性が小さくなっていく。したがって，流動によるわだち掘れを生じている舗装の維持修繕では，既存のアスファルト混合物層が所要の耐流動性を有しているかどうかを検討し，耐流動性が不十分な場合には，切削して取り去る必要がある。耐流動性の判定は，現場のわだち部から供試体を切り出し，ホイールトラッキング試験を実施することにより行うのが確実である。その場合の耐流動性の目標値は，表層については前述のとおり，中間層については温度や接地圧が表層より低いので，表層のDSの目標値の55%，基層については31%が目標値となる。もし既存のアスファルト混合物層のDSが目標値を下回っていれば，その層は切削する必要がある。もし，表層は目標値を上回っているが，中間層が目標値を下回っている場合は，中間層までを切削したうえでオーバーレイを行う必要がある。

(3) 改質アスファルト

交通量が比較的少ない道路や，比較的気温が低い地域では，通常のアスファルト混合物をそのまま用いたり，若干の配合の変更で十分に流動に抵抗できるが，交通条件や気象条件によっては，通常のアスファルト混合物では対処できなくなる。そのような場合に用いる手段としては，

① 改質アスファルトを使用する。

② 添加剤(材)を加える。

③ 配合を変える。

などがあげられる。

質問者が示したセミブローンアスファルトは，ストレートアスファルトに空気を吹き込む操作を施し，アスファルトの高温時の粘度を上げたもので，改質アスファルトの一つである。

セミブローンアスファルトについては，昭和52年度，昭和53年度，昭和56年度の3回にわたって大規模な試験舗装が行われた。当初の試験舗装では，早期にひび割れが発生するなどの問題点が指摘されたが，その後品質の改善等が進み，今ではひび割れの発生を抑えた上で，流動によるわだち掘れも抑制できるようになった。セミブローンアスファルトの品質規格は，表－1に示すとおりである。ストレートアスファルトを使用した同一の配合のアスファルト混合物と比較すると，セミブローンアスファルトを使用した場合，DSが3～5倍に向上することが知られている。耐流動対策

として改質アスファルトの使用を検討する際には，検討の対象とすべき材料といえる。

しかし，セミブローンアスファルトは，ストレートアスファルトに比較して硬質な材料であるため，軟弱地帯の舗装など路床路盤の変形が懸念される場合には，ひび割れ防止の観点から使用を避けた方がよい。

表－1　セミブローンアスファルトの規格

項　　目	規 格 値
粘　度（60℃）poise	10,000±2,000
粘　度（180℃）cSt	200以下
薄膜加熱質量変化率　%	0.6以下
針入度（25℃）1／10㎜	40以上
三塩化エタン可溶分　%	99.0以上
引火点　℃	260以上
密　度（15℃）g／㎤	1.000以上
粘度比（60℃，薄膜加熱後／加熱前）	5以下
備考　① 180℃の粘度のほか，140℃，160℃における動粘度を試験表に付記すること。	

改質アスファルトには，セミブローンアスファルトの他に，ストレートアスファルトにゴムを添加したもの，樹脂を添加したもの，ゴムと樹脂の両方を添加したものがある。そのいずれも，流動防止対策として有効であることが確認されているので，温暖地域で特に重交通の現場では採用を検討するとよい。

ゴム入り，樹脂入りおよびゴム樹脂入りアスファルトには，改質アスファルトの製造所においてあらかじめ改質剤を添加するプレミックスタイプと，プラントにおいて添加するプラントミックスタイプの２種類がある。耐流動性の向上を目的として加える添加剤は，どのストレートアスファルトに添加しても効果があるわけではなく，ストレートアスファルトの組成によっては効果が見られない場合がある。プラントミックスタイプの場合には，改質アスファルトの製造者側で材料を十分に吟味して製造するため所定の品質を満足するが，プラントミックスタイプの場合には，使用するストレートアスファルトに添加剤を加えて，改質後の品質性状を事前に調査する必要がある。

ゴムや樹脂以外の改質剤としては，ストレートアスファルトに添加することによって，ストレートアスファルトにキレート構造（分子間の立体構造）を生じさせる無機質の改質剤があるが，現在その効果について調査中である。

アスファルトの改質以外を目的とした添加材としては，セメント系材料を原料とする多孔質の骨材を添加する方法がある。

市販の改質アスファルトや添加剤(材)には，非常に多くの種類がありその選択に苦慮しているのが現状である。それらの材料は，骨材と組み合わせて初めてその効果を検討できる。つまり，ある地域の骨材では効果があっても，別の地域の骨材では効果がないということがしばしばある。これは，骨材とのなじみとしかいいようがなく，なぜこのような違いが生じるのかについてはよくわかっていない。したがって，骨材と粒度配合が決まらない限り，材料の優劣については検討ができない。

改質アスファルトや添加材の選択にあたっては，以下の点に留意する必要がある。

① 過去の経験から，耐流動効果があることがわかっている材料がある場合には検討の対象とする。

② 一般的な傾向からいって，改質効果が高いものほど価格も高価なことが多いので，各現場で所要のDSからみてどの程度の材料を使用するのがよいのかを決める。

③ 各材料を使用してホイールトラッキング試験を行い，改質効果を検討する。その場合，改質に要する費用（材料費）に比較して効果が大きいものほど望ましいことはいうまでもない。

耐流動対策のみを考えたアスファルト混合物の配合では，以下の点について検討する。

① アスファルト量を減らす。

② 細粒分を減らす。

③ 骨材最大粒径を大きくする。

質問者が試験的に粗粒度アスファルト混合物を表層に用いているのは，まさにこれらの点について検討していることになる。これらの点について検討したアスファルト混合物の使用例としては，首都高速道路公団が使用している粗粒度ギャップアスファルト混合物や，東京都が使用している開粒度アスファルト混合物がある。これらのアスファルト混合物を用いることにより，首都高速道路公団，東京都のいずれも流動防止に効果を上げている。

しかし，これらのアスファルト混合物には欠点がある。降雪時には，東京都内においても多くの車両がタイヤチェーンを使用するが，チェーンでたたかれた場合，これらのアスファルト混合物は容易に剥離を生じ，路面のいたるところにポットホールができる。

粗粒および開粒系のアスファルト混合物の表層への適用は，改質アスファルトを用いるよりは効果が少ないものの，通常の舗装工事とほぼ同額の費用で耐流動対策を図れる点が優れている。しかし，耐水性や耐摩耗性に劣ることから，これらのアスファルト混合物を表層に用いることは，耐流動性が特に要求される場合に限定するべきである。（舗装研究室）

道－4　地盤沈下対策における発泡スチロール材の利用

（質問）

最近，土木研究所及び他地建において，盛土材の一部として発泡スチロール材を利用した軟弱地盤対策等に有効である旨報告されているが，ボックスカルバート等の背面部の盛土については，良質材で盛土しているが，経年によりBOX部とした段差が生じており，設計対応に苦慮しているが，良質材ではなく発泡スチロール材を入れた場合，段差解消として有効であるか，又，あるとすればどの程度の区間必要か教えていただきたい。

（千葉国道工事事務所）

（回答）

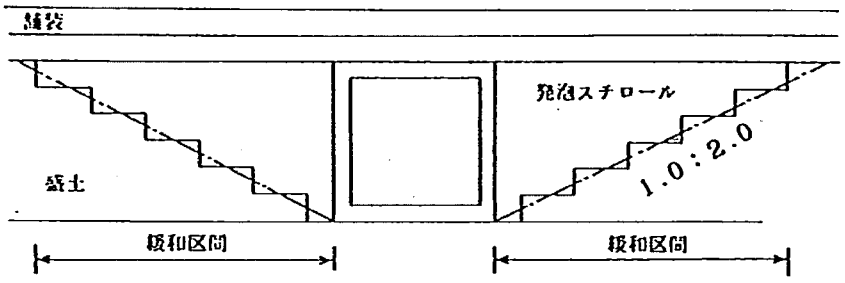
軟弱地盤上に構築される橋台は，その沈下を許さないために杭基礎が一般に用いられる。この場合，取り付け盛土は軟弱地盤の圧密によって沈下し，橋台と盛土の間に不同沈下が発生することがある。また，ボックスカルバートにおいても，軟弱地盤上で支持杭の基礎を用いる場合には，橋台同様，カルバート直上の盛土表面に段差が生じることがある。このため，段差防止の対策としては，従来，橋台やボックスカルバートを構築する前に，予めプレロードで地盤の沈下を促進させて地盤の強度を高めてから，構造物を構築する方法や，固結工法やサンドコンパクションパイル工法などで，地盤の強度を高めて地盤の沈下を軽減する方法などがとられてきている。

また，土圧軽減工法なども利用されることがあり，橋台背面の盛土荷重低減のために，カルバートを構築して荷重低減する工法（カルバート工法）や，コルゲートパイプを並べて盛土する工法などがある。

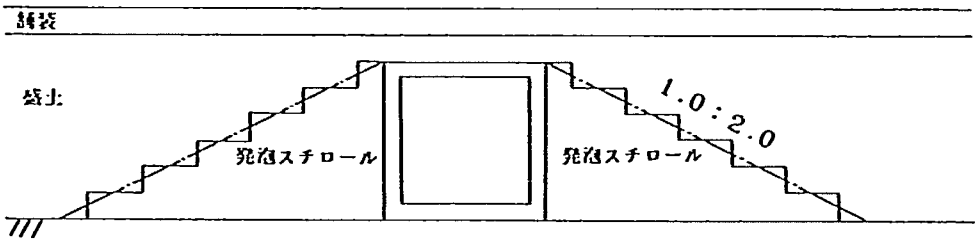
また，最近発泡スチロール材を用いた超軽量盛土工法が沈下軽減対策として注目されるようになり，土木研究所においても調査・研究を進めてきている。発泡スチロールは，密度が20～30 kg/m^3 と超軽量であり，しかも圧縮強度が1～3 kgf/cm^2 と，道路の路体や路床にも十分利用できるほどの強度を有している。また，既に静岡県の国道1号線（軟弱地盤の沈下軽減）や石川県の国道249号線（地すべり対策），札幌市の市道（橋台取り付け盛土）など，全国で25箇所程度の実績を有している。今後さらに超軽量性をいかした発泡スチロールの利用法が大いに期待されている。以上のようなことでご指摘の通り，橋台やカルバートの背面部の盛土への発泡スチロールの利用は，軟弱地盤の沈下を大幅に軽減し，段差の防止に多いに有効であると考えられる。また，施工実績からみて，発泡スチロールは路床，路体として交通荷重等に十分耐え得るものである。

次に，どの程度の区間に発泡スチロールが必要かということに対しては，発泡スチロールによる盛土区間と普通土の盛土区間との間で不同沈下が生じないように，図－1に示すように，緩和区間を設けて，沈下形状が滑らかになるような工夫は必要である。しかし，ボックスの背面にどの程度の区間に発泡スチロールが必要かは，現在のところ決まった方法はないが，提案としては段差軽減のために踏み掛け板の長さ5～8 m 程度，あるいは通常の裏込め材を施工する範囲以上に，少なくとも発泡スチロールを用いる必要があると考えられる。なお，橋台取り付け盛土の不同沈下対策として札幌市等で施工事例がある。この場合，盛土高さ 2.6 m で発泡スチロールの施工区間は55 m である。（図－2参照）

1985年に施工されて以来，橋台と取付け盛土の間に段差などは生じておらず，良好な結果が得られている。したがって，発泡スチロールは不同沈下対策に効果があると判断される。

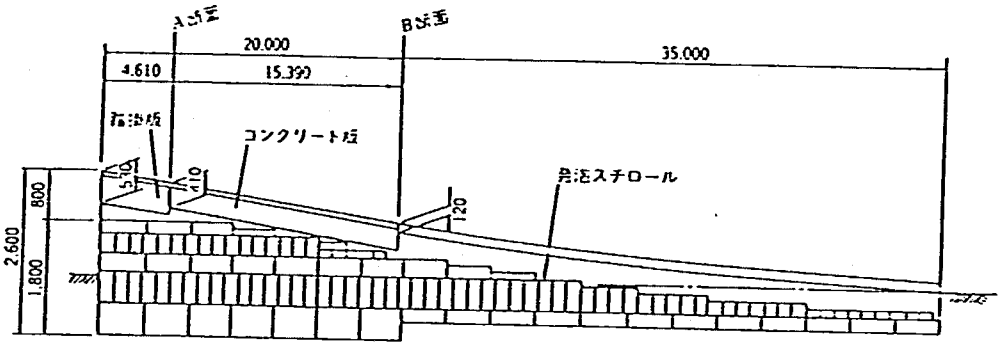


(a) 盛土先行例



(b) ボックスカルバート先行例

図－1　発泡スチロールによるボックスカルバートの不同沈下防止対策



図－2　札幌市の橋台取付け盛土の施工例

(土質研究室)

道－5　連続高架橋のノージョイント化

(質問)

都市内の高架橋においてはジョイント部から発生する騒音，振動を抑制するためにジョイント数を低減できる連続橋を採用する場合が多い。しかし，連続橋とした場合においても両端部にジョイントが残ることから，騒音，振動が依然として問題となる場合もある。

そこで，連続高架橋のノージョイント化の方策について教示願いたい。

（首都国道工事事務所）

（回答）

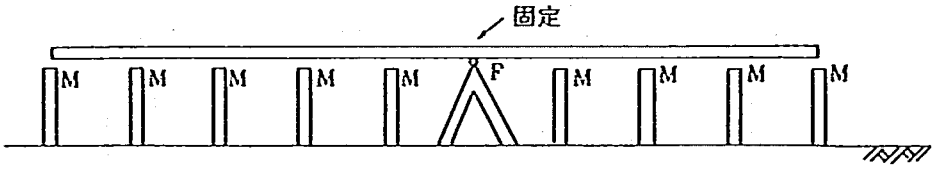
(1) はじめに

ジョイントは，輪荷重の影響を直接受ける部材であることから，橋梁構造の中でも最も破損しやすい部位であるとともに，ジョイントからの漏水がけた，支承の腐食や床版の劣化を引き起こすことも多く橋梁維持管理上の大きなネックとなっている。また，走行上の快適性から見ても好ましいものではなく，さらに，都市内等においてはジョイント部から発生する騒音，振動が問題となる場合もある。そのため，近年ジョイントをできるだけ少なくすること，ならびに騒音，振動の少ないジョイントの採用が強くもとめられている。ここでは，現状におけるノージョイント化の主な方策を紹介し，これに基づき連続高架橋のノージョイント化について考察する。

(2) けたの連続化

ジョイント数を減らすための方策の1つとして，連続げた形式の採用がある。連続げたの採用は橋梁の耐震上の安全性を高める上でも効果的である。連続げたの形式は種々あるが，地震力の分担方法から区分すると，地震時の水平力を特定の橋脚に集中させる集中固定（1点固定）方式と地震時の水平力を各橋脚に分散させる分散固定（多点固定）方式に分けられる。

集中固定方式は，図－1に示すように，支承の1点が固定で他は自由であることから，温度変化



図－1　集中固定方式の概念図

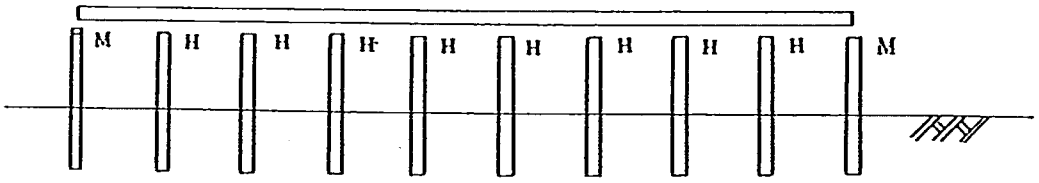
コンクリートの乾燥収縮・クリープによるけたの伸縮は拘束されないため，けたや橋脚に水平力は作用しないが，地震時には固定支承が設置された橋脚に水平力が集中して作用することから，多径間の連続化を行う場合はその橋脚の寸法が大きくなるという問題がある。

これに対し，分散固定方式は，橋脚とけたを結合して地震時の水平力を各橋脚に分散させるとともに，橋脚とけたの結合によって生じる温度変化，コンクリートの乾燥収縮・クリープによる水平力を構造上の配慮によって軽減，分散するものである。分散固定方式に対応する形式の例を以下に示す。

① 多ヒンジ形式（図－2）

けたと橋脚をヒンジ結合し，地震時の水平力を各橋脚に分散させるとともに，フレキシブルな

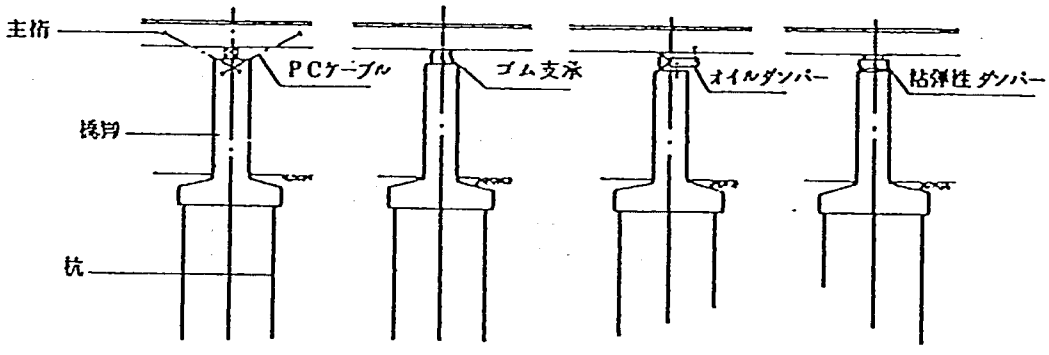
橋脚や基礎を用いることによって，温度変化，コンクリートの乾燥収縮，クリープによって生じる水平力を橋脚や基礎の変形で軽減させる方式である。



図－2　分散固定方式の概念図（多ヒンジ固定方式）

② 接合装置を用いる形式（図－3）

この形式は，けたと橋脚の間に何らかの接合装置を設け，温度変化，コンクリートの乾燥収縮・クリープによるけたの伸縮はできるだけ拘束せずこれらによる水平力を小さくし，かつ地震時のけたの動きは拘束して各橋脚に水平力を分散させようとするものである。その方法としては，けたと橋脚をバネ定数の小さな弾性材で連結し，常時の水平力は小さくおさえ，かつ地震時の水平力は各橋脚に分散させようとするものや，オイルダンパーと可動支承を設け，常時のけたの伸縮は逃し，地震時の水平力のみを各橋脚に分散させようとするもの等がある。



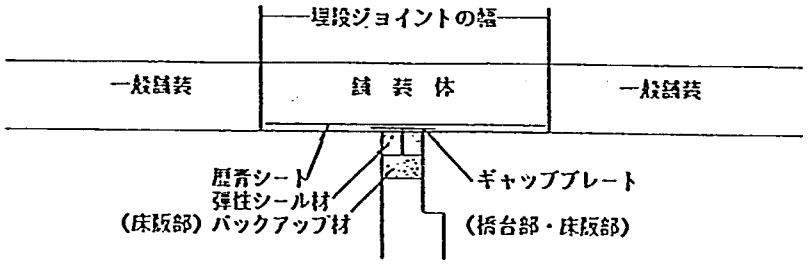
図－3　分散固定方式の概念図（接合方式を用いる形式）

以上，ジョイントを減らす方策としてけたの連続化について述べたが，質問で指摘されているように両端部にはジョイントの設置が必要となる。

(3) 舗装路面の連続化

次に，騒音，振動の少ないジョイントに関しては，最近，舗装路面の連続性を保てるジョイントの研究開発が進められている。このジョイントは，基本的に橋梁の変位を舗装材料で吸収しようとするもので，従来のジョイントを用いた場合と違って，路面上に舗装と異質なゴムや鋼等が現われないため走行性が改善されるほか，騒音，振動の低減が図られる。そして，利用者にジョイントの存在をほとんど感じさせないことからノージョイント化の一方策と位置付けられるものである。ジ

ョイントの構造については種々考案されているが，ここでは日本道路公団が研究開発を進めている埋設ジョイントを例にその概要を説明する。図－4に，埋設ジョイントの構造を示す。図からわか



図－4　埋設ジョイントの標準構造

るように埋設ジョイントは，舗装体，歴青シート，ギャッププレート，弾性シール材，バックアップ材から構成されている。各部材の機能を以下に示す。

① 舗装体：埋設ジョイントの本体部分の構造で，1層ないし2層の舗装材料からなり，変位の吸収と橋面の連続性を確保する役割を果たす。

② 歴青シート：舗装体の下に設けられる歴青系材料の薄層シートである。橋梁の変位を舗装体全体に分散させて，ジョイントとしての伸縮機能を向上させるとともにジョイント部での止水機能を高めるために設置されるものである。

③ ギャッププレート：弾性シール材にピンを通して固定される薄い金属板で，遊間部における舗装体の陥没を防ぐために設置されるものである。設置箇所の平坦性が確保できないと，クラックの誘発原因になることもあるので，遊間が十分に狭い場合には省略される。

④ 弾性シール材：遊間部における止水を目的として設置される伸縮性に富む材料

⑤ バックアップ材：弾性シール材施工の際の型枠材料

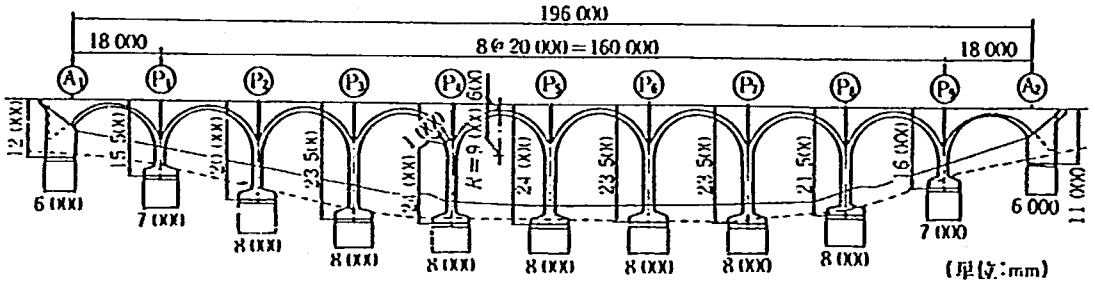
埋設ジョイントは，新設，既設橋を問わず適用できるが，舗装体で大きな伸縮量を吸収することは現状では困難なため，適用範囲は伸縮けた長で示すと鋼橋で30m弱，コンクリート橋で60m弱となっている。なお，このようなタイプの他のジョイントについても適用範囲は埋設ジョイントと同程度である。

(4) 連続高架橋のノージョイント化の問題点

以上，現状における主なノージョイント化の方策として，けたの連続化と舗装路面の連続性を保てるジョイントについて述べたが，これらから連続高架橋のノージョイント化を考察すると次のようになる。すなわち，前述したとおり多径間にわたり，けたを連続化すると温度の変化，コンクリートの乾燥収縮・クリープによるけたの伸縮は大きなものとなる。この伸縮を完全に拘束すればジョイントは必要なくなるが，拘束することにより，けたや，橋台，橋脚に大きな水平反力が生じ極めて不経済な構造となる。そこで，一般には常時のけたの伸縮はできるだけ拘束しない構造がとられ，

必然的に端部にジョイントが必要となる。また，この端部のジョイントに舗装路面の連続性を保てるジョイントを適用できればほぼノージョイント化は達成されるが，現在のところこのようなジョイントで多径間連続橋の大きな伸縮量を吸収できるものは開発されていない。したがって，現状においては連続高架橋のノージョイント化は困難である。ただし，どうしてもノージョイント化を図る必要がある場合には，単純けた橋と埋設ジョイント形式のジョイントを組み合わせることも考えられるが，ジョイント数が多数となり維持管理の手間が増すことに注意する必要がある。

なお，最近，温度変化によるアーチリブの伸縮を各アーチ間で拘束し上下の変位に置き換えることによりジョイントを全くなくした多径間連続充腹式アーチ橋（図－5）が数橋架設されているが，今後，より大きな伸縮量を吸収できる埋設ジョイント形式のジョイントの研究とあわせて，このような構造的にジョイントをなくすことのできる橋梁の研究が必要と考えられる。



図－5　多径間連続充腹式アーチ橋の例

<参考文献>

1) 高速道路調査会：多径間連続高架橋に関する調査研究報告書その1，その2，その3，昭和51.2，52.2，53.2

2) 高速道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究委員会報告書，昭和53.3，54.3，55.3

3) 阪神高速道路公団大阪管理部：ノージョイント化に関する整理開発業務報告書，昭和59.3

4) 高速道路調査会：橋梁伸縮装置に関する調査研究報告書，昭和63.3

5) 小野正二・丸山峯男：充腹式コンクリートアーチ橋の計画と設計，土木学会論文集348号 p37～43，1984.8

（橋梁研究室）

道－6　耐候性鋼材の橋梁への適用

（質問）

近年，鋼橋の維持管理費の低減のため，耐候性鋼材を用いた橋梁に対する関心が高まっているが，耐候性鋼材の基本的な性質，橋梁への適用方法について教えていただきたい。

（甲府工事事務所，高崎工事事務所）

（回答）

1. はじめに

耐候性鋼材は，塗装をしなくても腐食が進行しないような鋼材をめざして，開発されたものである。我国では，昭和43年に耐候性鋼材のJISが制定され，その頃から橋梁に使用され始めた。

鋼材の腐食は塩分の存在によって促進されるが，初期の頃には「海岸部などの厳しい腐食環境での使用に適している」と誤って認識され，このような場所に実際に使用されて思わしくない結果となった事例もある。

耐候性鋼材の橋梁への適用については，各機関で検討が行われてきているが，建設省土木研究所においても(社)鋼材倶楽部および(社)日本橋梁建設協会と共同研究を実施してきており，昭和61年にはその成果として「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領」の暫定案が取りまとめられている。

以下に耐候性鋼材の性質，橋梁への適用方法について述べる。

2. 耐候性鋼材の性質

JIS規格によると，表－1に示すように普通鋼材には規定のないCu，Cr，Niなどの元素が耐候性鋼材には一定量含まれている。

表－1　耐候性鋼材と普通鋼材の化学成分の比較

		化学成分（%）								
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	その他
SMA 50 1)	W 3)	0.18 以下	0.15 ～ 0.65	1.40 以下	0.035 以下	0.035 以下	0.30 ～ 0.50	0.45 ～ 0.75	0.05 ～ 0.30	各種頂とも耐候性に有効な元素のMo, Nb, Ti, V, Zrなどを添加してもよい。ただし，これらの元素の総計は0.15%を超えないものとする。
A・B・C	P 4)	0.18 以下	0.55 以下	1.40 以下	0.035 以下	0.035 以下	0.20 ～ 0.35	0.30 ～ 0.55	—	
SM 50 2)	A	0.20 以下 5)	0.55 以下	1.50 以下	0.04 以下	0.04 以下	—	—	—	
	B	0.18 以下 5)								
	C	0.18 以下 5)								

1) JIS G 3114 (1983)「溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材」による。

2) JIS G 3106 (1977)「溶接構造用圧延鋼材」による。

3) 通常裸のまま，又はさび安定化処理を施して使用される。

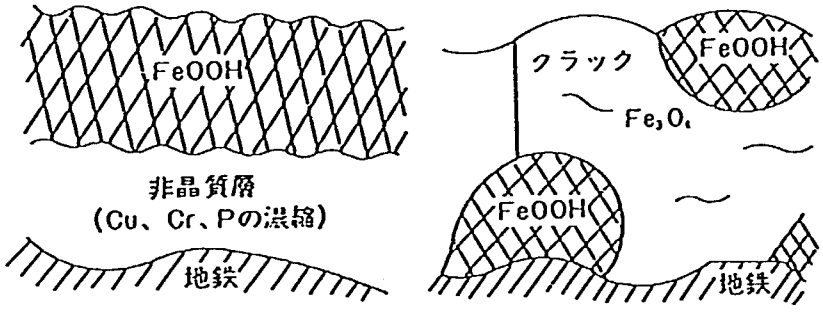
4) 通常塗装して使用する。

5) 板厚50mm以下の場合。

耐候性鋼材が大気中に曝された初期の段階では，酸素と水の作用により赤さびが発生するが，乾湿を繰り返しているうちに鋼材の表面に上記の元素が濃縮された緻密なさび層が形成され，この層がそれ以降の水や酸素の浸透を防いで腐食を防止する。図－１に耐候性鋼材と普通鋼材のさびの構造の模式図を示す。

耐候性鋼材のさびでは地鉄上にFeOOHがほとんどなくFeOOH層と地鉄間に非常に緻密な層が存在している。これに対し普通鋼材のさびでは地鉄上にFeOOHがありかつ亀裂が多く，腐食が進行しやすい構造となっている。

耐候性鋼材と言えどもこのような安定したさび層が形成されるには，鋼材表面が大気中において



(a) 耐候性鋼材　　(b) 普通鋼材

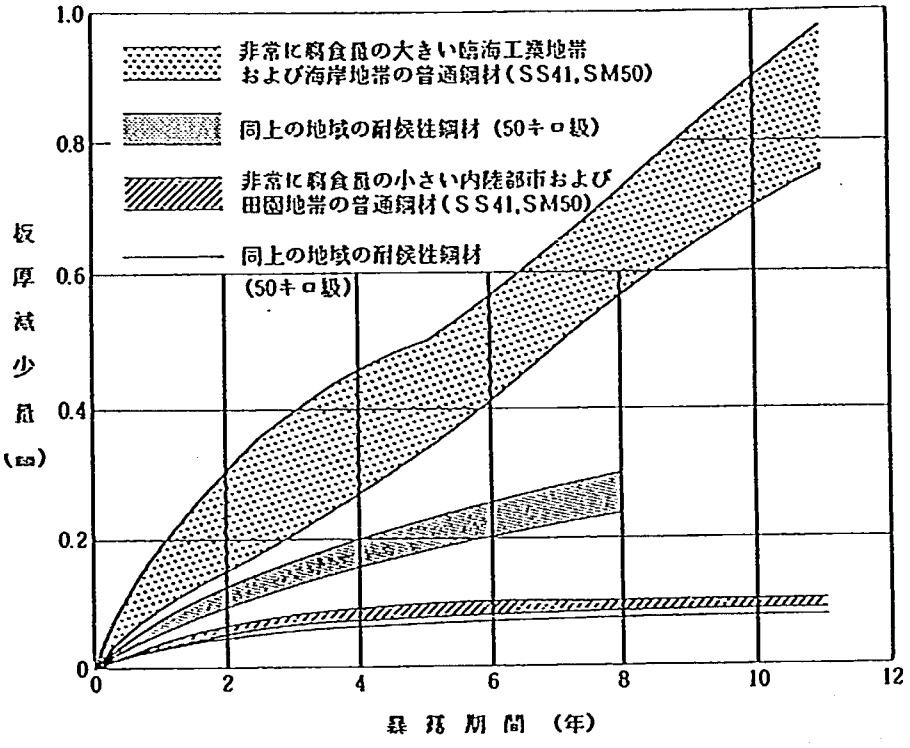
図－１　耐候性鋼材と普通鋼材のさびの構造（模式図）

適度な乾湿の繰返しを受けること，塩分が付着しないことなどの一定の環境条件が要求される。

図－２に臨海工業地帯や海岸地帯の非常に腐食量の大きい所および内陸都市や田園地帯の非常に腐食量の小さい所での，耐候性鋼材（50キロ級）と普通鋼材（SS41およびSM50）の板厚減少量と暴露期間の関係を示す。この図は(社)鋼材倶楽部が国内の鋼材メーカーの実施した暴露試験結果を昭和48年に整理したものを基に作成したものである。

この図からわかるように，非常に腐食量の大きい臨海工業地帯では普通鋼材のみならず耐候性鋼材も板厚減少量は増加し続ける傾向にあり，非常に腐食量の小さい内陸都市や田園地帯では普通鋼材も耐候性鋼材も一定期間を過ぎると板厚減少量は増加せずに一定値以内に留まる傾向を示す。

耐候性鋼材を裸のまま橋梁部材に使用した場合に，どのような環境条件の場合にどの程度の板厚減少を生ずるかを把握するために，後述するように現在全国41個所において暴露試験が実施されている。



図－2　各種の環境条件における板厚減少量と暴露期間の関係
(国内の鋼材メーカーによる暴露試験結果を(社)鋼材倶楽部が整理したもの*を基に作成。*耐候性橋梁データブック（日本橋梁建設協会）参照。)

3. 耐候性鋼材の使用方法

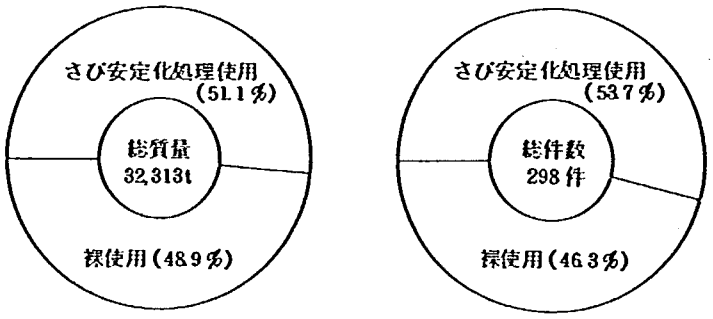
表－1に示すとおり耐候性鋼材には，通常裸のままあるいはさび安定化処理を施して使用されるW種と通常塗装を施して使用されるP種がある。以下にこれらについて述べる。

(1) 塗装使用

通常塗装を施して使用しているP種については，橋梁のような複雑な形状を有する場合には，塗装の寿命が普通鋼材と比較して延びる効果が明確でないため現在では使用されなくなってきている。また，現在改訂作業中の道路橋示方書においても，P種は採用しない方向で検討されている。

(2) さび安定化処理使用

W種の耐候性鋼材の表面を多孔質の皮膜で覆い，外からの腐食物質から地鉄を保護しながら安定さび層の形成を促進する方法で，安定さび形成後皮膜は消失する。この方法は，安定さび層の形成初期の段階におけるさび汁の飛散や外観を改善するものとして，図－3に示すようにほぼ半数の橋梁に使用されてきたが，さび汁の飛散防止以外には効果が明らかではなく，さび面と入れ替わる中期における外観が劣ること，さらに通常の塗装に比べコストが高いことなどから，今後は使用が少なくなるものと考えられる。



図－3　耐候性鋼材無塗装橋梁の実績（処理方法別，昭和47年～59年）

(3) 裸 使 用

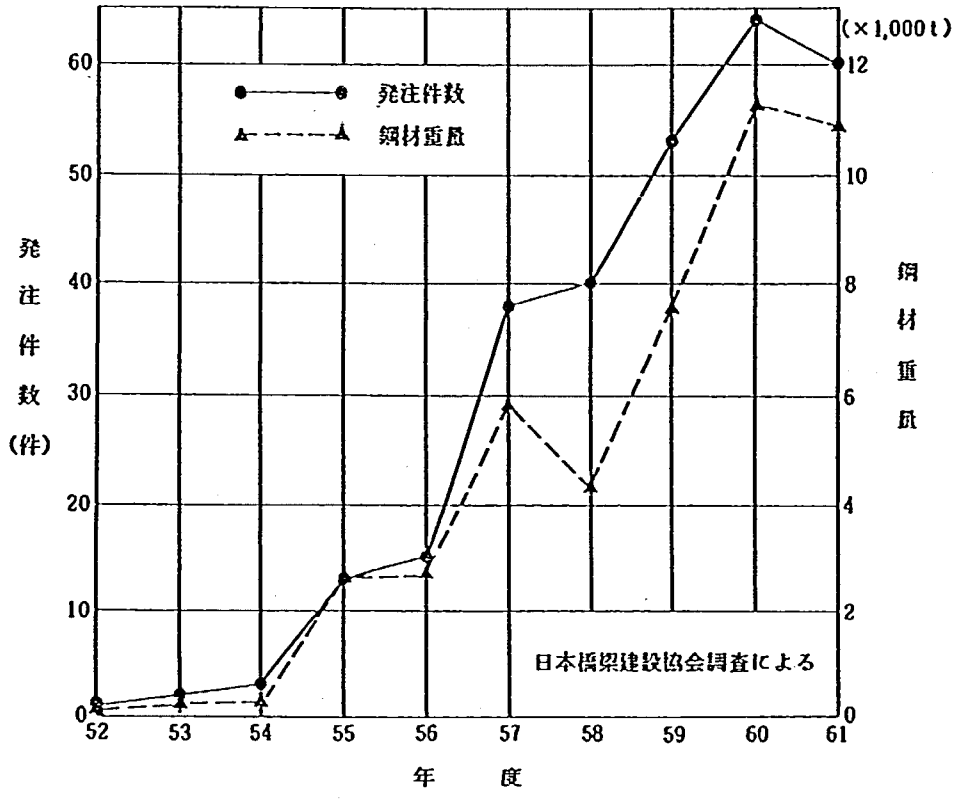
W種の耐候性鋼材を黒皮つきあるいはブラスト処理を行った後，何も手を加えずに使用する方法である。初期の外観を我慢し，さび汁による周囲の汚染に配慮すれば，初期コスト，長期コストの両面で有利であり，今後この方法が主流となるものと思われる。

はじめに紹介した「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領」の暫定案もW種を無塗装で使用する場合を対象としている。

4. 耐候性鋼材の使用実績

初期の頃は橋梁への使用量は少なく，その使用方法も塗装したものや，初期さびの流出，飛散防止のためにさび安定化処理を施したものに限られ，裸のままで使用された例はごくわずかであった。

耐候性鋼材は安定さび形成の条件さえ整えば，裸のままで使用することによって経済性が期待できるものであり，裸のままでの使用量は昭和50年代に入って少しずつ増加し，最近では図－4に見られるように年間60件，1万t程度の実績となっている。



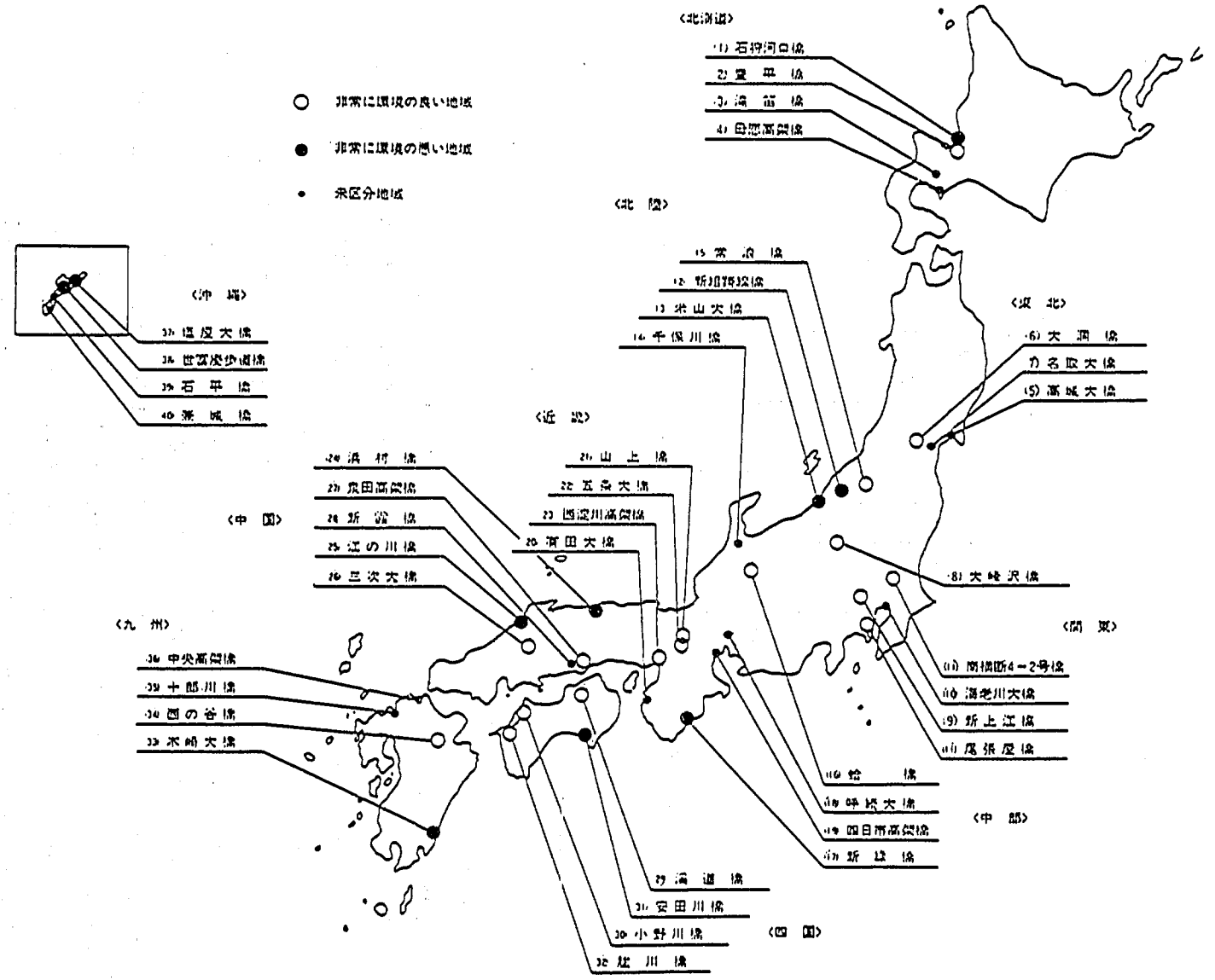
図－4　耐候性鋼材（裸使用）の橋梁への適用の推移

5. 耐候性鋼材の暴露試験

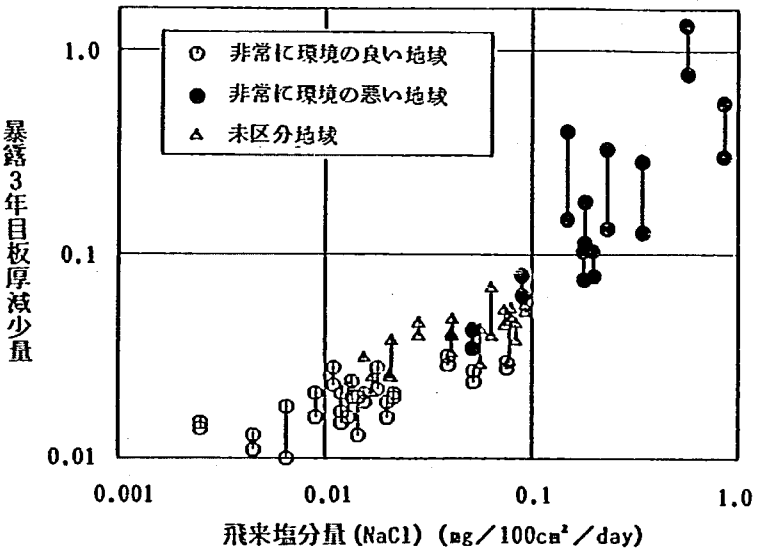
耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究が建設省土木研究所，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会によって昭和56年から実施されている。その中で全国41個所において耐候性鋼材の暴露試験が昭和56年から10年間の予定で継続されているが，各個所とも橋梁部材の暴露状態に近いものとするために，暴露試験片は既設橋の直下に設置されている。

3年間の暴露試験の結果によると山間部，田園地帯，都市部の17個所では3年間の板厚減少量から推定した50年間の板厚減少量は0.4㎜以下であり，沖縄，日本海沿岸，外洋に面した地域の10個所では3年間の板厚減少量がすでに0.2㎜を超えているか，もしくはさびの層状はくりが生じていた。図－5は，これら全国41箇所の暴露試験結果を前者の地域を○で，後者の地域を●で示したものである。またどちらにも属さない地域は未区分地域とし，・で示している。

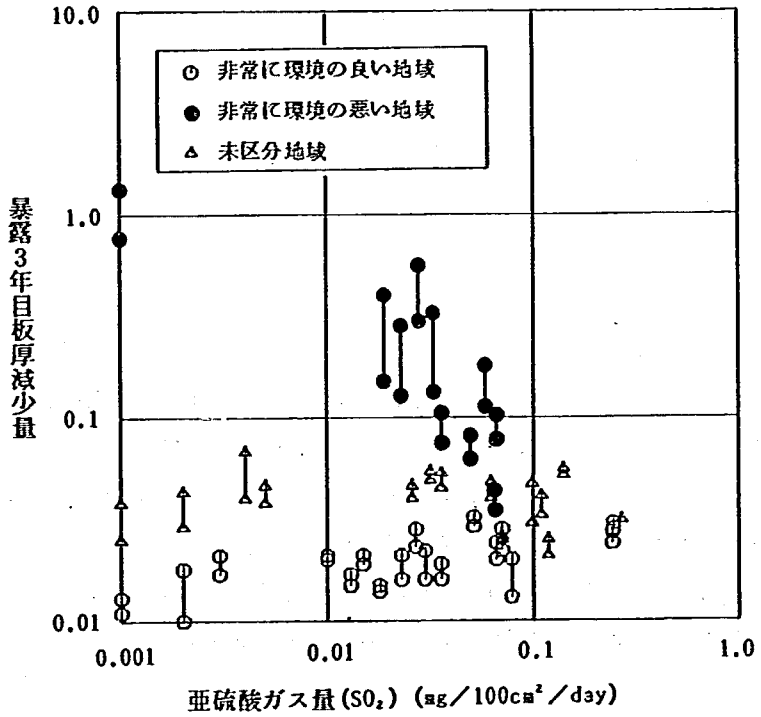
3年間の板厚減少量と飛来塩分量および亜硫酸ガス濃度の関係は図－6(a),(b)のようになる。これから，板厚減少量と飛来塩分量には相関が見られるのに対して，板厚減少量と亜硫酸ガス濃度の相関は小さいことが理解される。



図－5　3年間の暴露試験結果に基づく地域区分



図－6(a)　暴露3年目板厚減少量と飛来塩分量の関係



図－6(b)　暴露3年目板厚減少量と亜硫酸ガス量の関係

6. 無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領(案)

本要領(案)は，無塗装耐候性橋梁を建設する際の参考とするため3年間の暴露試験結果に基づい

て昭和61年3月に作成されたものであり，適用地域や適用にあたっての設計・施工上の留意すべき点をまとめている。

本要領(案)は，10年計画の半ばにおける中間報告書的な性格を持っており，今後の研究成果により逐次見直して改訂を行ってゆく予定である。

以下にその主要な部分について紹介する。

(1) 適用地域

同要領(案)では耐候性鋼材の無塗装使用は，海岸部からの飛来塩の影響が小さい地域に適用するのを原則とし，当面の地域区分を表－2のように与えている。これらに含まれない地域については，各種調査を行って適用性を判断することとしている。

表－2　当面の耐候性鋼材無塗装使用の適用に関する地域区分

i) 飛来塩の影響が小さく耐候性鋼材の無塗装使用に適する地域
イ) 山 間 部
ロ) 田園地帯および都市部（ただし，沿岸部，および海からの季節風の方向に向かってひらけた平野をのぞく）
ii) 飛来塩の影響が大きく耐候性鋼材の無塗装使用には適さない地域
イ) 沖縄全域
ロ) 日本海沿岸および外洋に直接面したその他の沿岸

注）「無塗装耐候性橋梁の設計施工要領(案)」（耐候性鋼材の橋梁への適用に関する研究報告書(Ⅲ)，昭和61年3月，建設省土木研究所，㈳鋼材倶楽部，㈳日本橋梁建設協会）による。

(2) 設計施工上の留意点

同要領(案)には耐候性鋼材を裸使用した橋梁の設計施工上の留意点が示されている。すなわち，地域の環境が裸使用に適していても，適度な乾湿の繰返しがなければ安定さびが形成されないため，橋梁の各部は滞水を避け，風通しのよい構造とし，これが難しい箱桁内面や桁端部の伸縮装置，支承等は塗装する必要のあることが示されている。

その他，耐候性鋼材を裸使用する場合，美観や初期さびの流出に対する対策や安定さびの形状や保持のための維持管理上の配慮が必要であり，同要領(案)にこの点に関しても留意点が示されている。

<参考文献>

1) 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する研究報告書(Ⅲ)，無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領(案)，建設省土木研究所，(社)日本橋梁建設協会，(社)鋼材倶楽部，昭和61年3月

2) 耐候性鋼材裸仕様橋梁の現状と設計施工，日本鋼構造協会，耐候性H形鋼小委員会，JSSC，86.6

3) 耐候性橋梁データブック，(社)日本橋梁建設協会，その他パンフレット等

(橋梁研究室)

道－7　鉄筋コンクリート床版における防水層

(質問)

RC床版に防水層を用いることの意義と防水層を施工すべき箇所をご教示願いたい。また，合わせてシート系防水層と塗膜系防水層の使いわけについても，ご教示願いたい。

(甲府工事事務所工務第二課)

(回答)

1. 防水層の意義および施工範囲

近年，鉄筋コンクリート床版（以下，RC床版という）の劣化損傷が問題となっており，その一因として路肩や中央分離帯，舗装の損傷部などから浸透してくる水の影響があげられている。RC床版の劣化損傷に対する水の影響については，各方面で研究がなされており，RC床版を水浸状態で疲労試験をした場合，その疲労強度が低下するといわれている[1),2),3)]。また，路面に凍結防止剤を散布する地域では，アスファルト舗装が健全であっても，RC床版のコンクリート中に塩化物が浸透している例も確認されており[2)]，さらに，橋面に直接波しぶきがかかる橋梁においても，塩化物の浸透が懸念される。

防水層の意義は，主としてこれらの水や塩化物の影響によるRC床版の劣化損傷を防止し，耐久性を向上させることである。

RC床版の防水層の設置に関しては，「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工指針（建設省都市局街路課長・道路局企画課長通達・昭和59年2月）」，「道路橋の塩害対策指針(案)・同解説（日本道路協会，昭和59年2月）」，「鋼道路橋設計便覧（日本道路協会，昭和59年4月）」などにその必要性が述べられている。また防水層の具体的な設計施工に関する事項は，「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（日本道路協会，昭和62年1月）」（以下，防水層設計・施工資料という）に示されている。

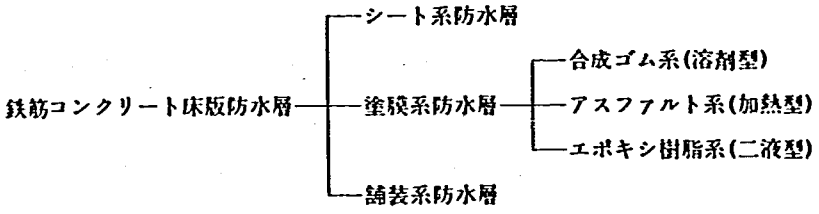
防水層を施工するのが望ましい範囲は，橋梁の設置されている環境条件等により異なるが，防水層設計・施工資料では，防水層を施工するのが望ましい橋梁およびその範囲を次のように提示している。

・床版の打換えが困難で，特に重要な路線にかかる橋梁（車道部全面）

・輪荷重による床版の損傷が進んでいる橋梁（車道部全面，特に床版補修・補強時に併用，損傷がある場合には歩道部も含める）
・無塗装耐候性橋梁（車道部全面）
・連続げた橋中間支点付近の負の曲げモーメント領域
・床版拡幅時あるいは連結げた等の打継目
・縦断勾配がある場合の下側のけた端付近
・橋面に直接波しぶきがかかる橋梁（全面）
・冬期に凍結防止剤を多量に散布する橋梁（全面）
・散水式消雪装置の設置されている橋梁（全面）
・下路トラス橋あるいは下路アーチ橋のようにRC床版が主構引張部材の変形の影響を受ける場合（全面）
・合成げた橋（車道部全面）

2. 防水層の種類および選定の目安

わが国で，一般的にRC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。これらの防水層の特徴を表－1に示す。



図－1　コンクリート床版防水層の分類（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

シート系，塗膜系，舗装系防水層の使いわけについては，いずれの防水層であっても表－2に示す品質基準の目安を満足する製品であれば基本的にどれを用いても良い。ただし，個々の橋梁の条件を次の手順により考慮することが望ましい。すなわち，個々の橋梁の施工面からの時間的制約，床版面の状況，交通条件，道路構造，気象条件などを表－3に示す防水層の選択基準の目安にあてはめ，その防水層に求められる性能を明らかにする。次に，要求された性能を満足する防水層を表－1や防水層設計・施工資料の付録に記載された各防水層の試験結果を参考に選択するのが良い。例えば，重交通路線，曲線部，坂路などで車両による遠心力や加速，制動によるせん断力を強く受けるような場所では，表－3に示すようにせん断強度の高いものが適しており，図－2のせん断強度試験結果を参考にせん断強度の高いシート系より塗膜系のものを選定することが望ましい。

なお，防水層設計・施工資料に示された防水層の施工実態調査（昭和56～59年の4カ年），によると，材料別の防水層の施工実績は表－3に示すように，シート系防水層と塗膜系防水層とでほぼ2分されている。

表－1　各防水層の特徴（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

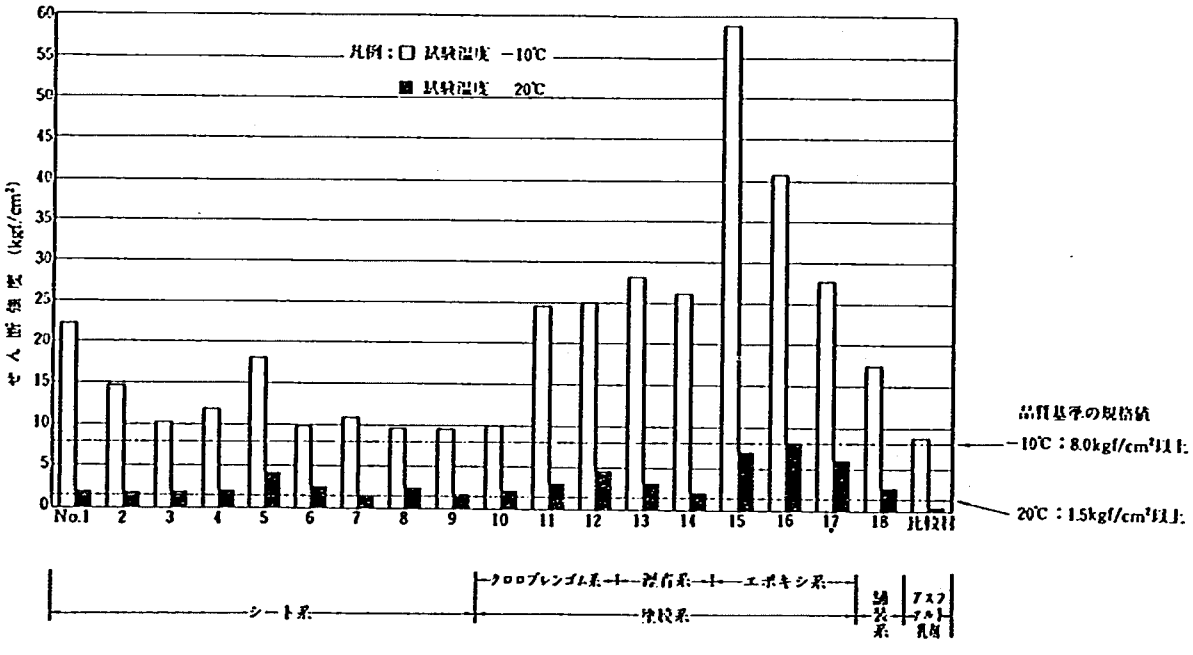
防水層の種類 / 項目	シート系防水層	塗膜系防水層		鋪装系防水層
		溶剤型	加熱型	
組成	不織布にゴム入りアスファルトを含浸	クロロプレンゴムを溶剤に溶解	アスファルトおよび合成ゴム	硬質アスファルト，粗骨材，細骨材，フィラーなどからなるアスファルト混合物
防水層の厚さ	1.5～4.0mm	0.4～1.0mm	1.0～1.5mm	15～25mm
施工法	流し貼りあるいは溶着	数回重ね塗り	数回重ね塗り	一層鋪設機械仕上げ
床版との接着性	良好	良好	良好	良好
鋪装との接着性	良好	良好	良好	良好
不透水性	高い	普通	普通	普通
クラック追従性	良好	良好	良好	普通
ブリスタリング発生の可能性	比較的高い	材料により比較的高いものと低いものとがある	比較的低い	なし
施工性	普通	普通	良好	良好
床版面の不陸に対する施工性	劣る	劣る	良好	良好
施工時（後）の養生	なし	長時間必要	なし	なし
鋪設時の防水層損傷の可能性	なし	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

表－2　コンクリート床版防水層の品質基準の目安（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

試験項目		試験温度(℃)	規格値	試験方法
防水性試験		20	減水量 0.5ml 以下	付録—2.1 コンクリート床版防水層試験方法による
低温可撓性試験[1]		−10	防水材の折損が生じないこと	〃
せん断試験[2]	強度	−10	8.0kgf/cm² 以上	〃
		20	1.5kgf/cm² 以上	
	伸び	−10	0.5%以上	
		20	1.0%以上	
引張接着試験[3]	強度	−10	12kgf/cm² 以上	〃
		20	6 kgf/cm² 以上	
水浸7日後の引張接着試験	強度	20	水浸前の50%以上	〃

注1）エポキシ樹脂塗膜系防水層および錆装系防水層には適用しない。

注2）試験は50℃についても行っているが，防水層の種類による強度差があまりないこと，防水層に起因する破壊は生じないことから，試験温度として50℃は規定しなかった。



図－2　せん断強度試験結果（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

表－3　コンクリート床版防水層の選択基準の目安（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

道路区分	選択条件	要因	防水層の選択基準の目安
車道	舗装撤去床版面	防水層施工後の養生	・工程的に十分な時間がとれない場合が多いので，養生時間の短いものを選ぶ必要がある。
		床版表面の状態	・舗装打換え時の施工などではコンクリート床版表面に凸凹を生じている場合が多い。したがって，床版面の不陸に対する施工性の良いものを選ぶ必要がある。
	交通条件	重交通路線	・せん断強度の高いものを選ぶことが望ましい。
	道路構造	曲線部 坂路	・車両による遠心力や加速，制動に伴うせん断力が大きいことを考慮し，せん断強度の高いものを選ぶことが望ましい。
	気象条件	温暖地	・夏期の路面温度を考慮し，せん断強度および引張接着強度とも高いものを選ぶことが望ましい。
		寒冷地	・冬期の路面温度を考慮し，低温時のせん断強度および伸び，引張接着強度の高いものを選ぶことが望ましい。
歩道	——		・車道に比べて舗装厚が薄くなるので，ブリスタリングが生じ易くなる。したがって，これらの現象が生じにくいものを選ぶ必要がある。 ・舗装撤去床版面に対する考え方は車道と同じである。

表－3　材料別防水層施工実績（道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（昭和62年1月）より）

（単位；橋）

施工実績＼種類	シート系	塗膜系	舗装系	不明	計
新設時	171.5	172.0	7.0	4.5	355.0
補修時	47.5	43.0	1.0	1.5	93.0
計	229.0	215.0	8.6	6.0	458.0

（注）　1橋で2種類の材料で施工した場合は，0.5橋ずつ計上

<参考文献>

1）柿坂，丸久：RC床版の損傷に関する実験報告，第32回建設省技術研究会報告

2）武田，遠藤：RC床版の繰り返し劣化と水の影響，セメント・コンクリート，No.433（昭58.3）

3）岡田，岡村，園田，島田：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ損傷と疲労性状，土木学会論文報告集，第321号（昭57.5）

（橋梁研究室，舗装研究室，化学研究室）

道－8　免震橋梁の選定

（質問）

橋梁における免震設計について御教授願いたい。

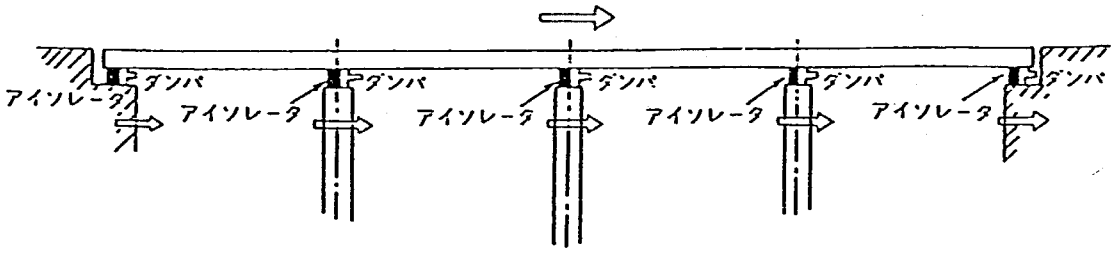
（回答）

1. 免震設計とは

免震設計とは，地震動が構造物に作用するのを遮断するための装置（アイソレーターと呼ばれる）と構造物に生じる振動エネルギーを吸収するための装置（ダンパーと呼ばれる）を併用して，地盤の振動をやわらかく吸収し，地震時の構造物の振動を従来の耐震設計に比べて大幅に低減させようという設計手法である。アイソレーターには，一般に積層ゴム支承が，また，ダンパーには金属の塑性変形時の履歴を期待する構造が用いられる場合が多い。

免震設計では，図－1に示すようにアイソレーターによって桁を水平方向には柔らかく支持し，固有周期を1～3秒程度に長くする。1～3秒というとかなり長大橋に属する橋の固有周期に匹敵するが水平方向には柔らかくアイソレーターによって支持することにより，一般橋ではあっても免震設計された橋の固有周期を長大橋並みに伸ばすのである。このようにすると，長大橋のように長周期構造物になる程地震時に作用する震度は低下するのと同じ原理で，免震橋に作用する地震力を

大幅に引き下げることができる。ただし，このようにすると，地震力は小さくなるかわりに桁に生じる変位が過大になり過ぎることがあるため，ダンパーにより橋の減衰機能を増大させ，桁の変位を実用的な範囲に抑えつつ，地震力の低減も図ろうというのが免震設計である。



地震力の軽減および分散

図－1　免震設計された橋

ただし，常時，桁を水平方向に柔らかく支持しておくと，風や制動荷重により桁が動きかねない。したがって，こうした常時に作用する荷重では桁は動かず，これよりも大きいレベルの地震力が作用した時に，初めて，桁の固有周期が伸び，また，減衰機能も増大するようにアイソレーター及びダンパーを設計しなければならない。

すなわち，免震設計の特徴は以下の3点である。

a) 地震力がある一定値以上になると桁の固有周期を長くし，地震力を低減するために，構造物を柔らかく支持する装置（アイソレーター）を用いる。

b) 構造物を長周期化しただけではアイソレーターに生ずる変位が過大になることがあるため，エネルギー吸収を図る装置（ダンパー）を併用する。

c) 風や制動荷重のように常時作用する荷重により構造物が有害な振動を生じないよう抵抗力をもたせるために，ある一定以上の地震力が作用する以前には，アイソレーターもしくはダンパーに十分な剛性をもたせておく。

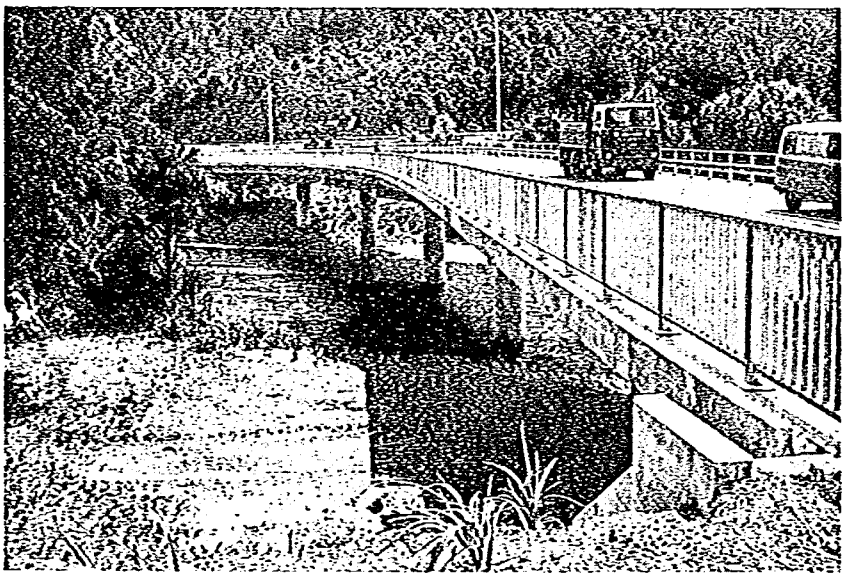
2. 免震設計の使用実績及び免震装置の具体例

諸外国においては，ニュージランド，米国を中心に道路橋の耐震設計に免震設計が取り入れられている。特に，ニュージランドにおいては現在までに42橋が建設，もしくは現在建設中である。写真－1及び2はニュージランドの国道に建設された橋の例を示したものである。免震橋は，みかけ上は全点をゴム支承で支持された橋とほとんど同じである。

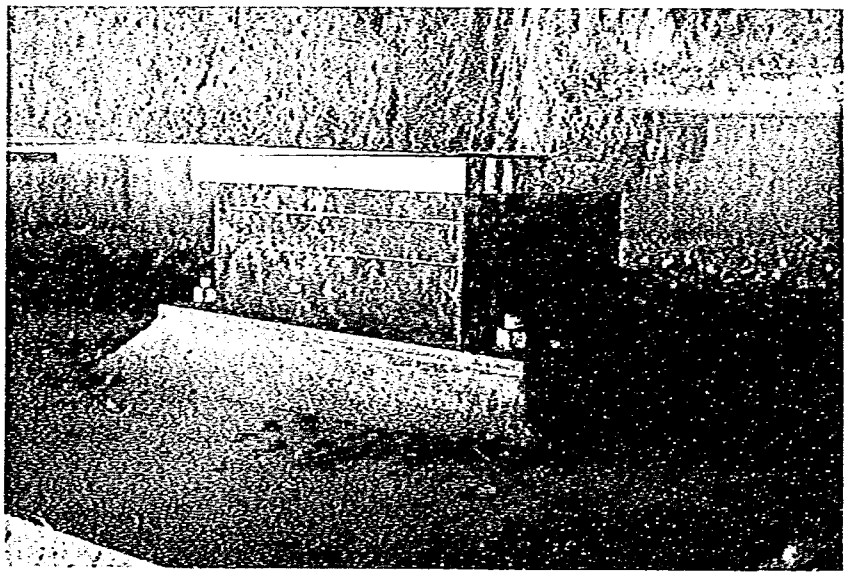
米国では，免震設計による地震力の低減効果を期待して既存橋の耐震補強に利用された例が多い。

一方，建築の分野では我国においても古くから免震設計が注目され，大手建設会社を中心に今年度末までには約30棟の免震ビルが建設されるという状況にある。

現在までに使用されたアイソレーター及びダンパーには多数のものがあり，特に，有効なダンパ



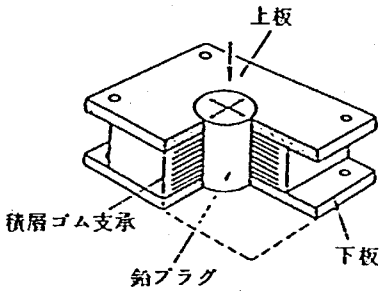
写真－1　Moonshine 橋



写真－2　免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）
のセット状況

－の開発と実用化の努力が各機関で進められている。このうち，橋の免震設計で現在までに最も使用実績が多いのが図－2に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承である。これは普通の積層ゴム支承の中央に鉛の棒が挿入された構造となっている。

もともとが積層ゴム支承であるから，水平方向には柔らかく変形できるが，上下方向には非常に大きな剛性を有している。また，地震力を受けて積層ゴム支承がせん断変形すると，鉛の棒も変形し，この時の塑性変形に伴う履歴吸収エネルギーにより，橋の減衰機能を高めるのである。したがって，鉛プラグ入り積層ゴム支承は，アイソレーターとダンパーを一体にしたものということができる。



図－2　鉛プラグ入り積層ゴム支承（免震支承）

3. 免震設計導入の利点

免震設計を利用することにより，同一条件であれば，従来の耐震設計よりも橋に生じる地震力を低減できるのであるから，同一の耐震性を得るのであれば建設費の低減を，また，同一の建設費をかけるのであれば，耐震性の向上を図ることができる。したがって，両者の特色をいかにバランスよく設計に取り入れていくかということが，今後我国の道路橋に免震設計を使いこなしていく上で重要な判断となるが，原則的には，我国においては，主として後者にウエイトを置いて免震設計の利用を図っていくことが重要ではないかと考えられる。

この理由は，我国では一般に0.2～0.3程度の設計震度を用いて，構造部材の各部が弾性域にあるように設計されるが，0.2～0.3程度の設計震度は，おおよそマグニチュード7クラスの地震が震央距離50km程度に生じた場合に相当しており，耐震設計で想定するようにマグニチュード8クラスの大規模地震に相当するものではない。しかし，橋を構成する各部材の応力度が許容応力度以内にあるように設計しておくと，これを上回る大規模地震が発生しても，部材及び橋全体系としてのねばりがあれば著しい破壊はまぬがれることができるというのが橋に限らず各種の構造物の耐震設計の基本理念となっている。ここには，主として経済性の面から発生頻度の低い大規模地震に対して全くこわれないように構造物を設計するということは困難であり，多少の被害はあってもやむを得ないが，人命にかかわる崩壊は防止しようという考え方が根底になる。したがって，免震設計の採用により設計震度を越える大地震に対しても，橋に作用する地震力を減少させ，大被害を受けることなく，応急復旧程度で輸送機能を早期に確保できる程度の被害にとどめることができれば，今後の橋の耐震設計に大きく貢献することができると考えられる。

一方，免震設計のもう一つの特色である地震力の低減効果にウエイトを置くと，既存橋の耐震補強への適用が考えられる。例えば，下部構造等の耐震性が十分ではないと判断された橋に対して，下部構造の大規模補修を行うことなく，既存支承を免震支承に置きかえることにより，耐震性の向上を図ることができる。前述したように，米国では，こうした形の免震設計の利用が図られている。

4. 免震設計の適用条件

以上，免震設計の特色を示したが，もちろん，常にこのような免震効果が得られる訳ではない。

免震設計の適用が適している条件，適していない条件をまとめると以下のようになる。

a）免震設計の適している条件

・基礎周辺地盤が地震時に安定しており，地盤が健硬である場合

（道路橋示書の１，２，３種地盤）

・下部構造の剛性が高く，橋の固有周期が特に長くない橋

（橋脚の高さH＜20M）

b）免震設計の適していない条件

・基礎周辺地盤が柔らかく，橋を長周期化することにより，かえって地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合（道路橋示方書の４種地盤のうちの特に軟弱な地盤）

・道路橋示方書の耐震設計上土質定数を零とする土層として規定される液状化を起こす砂質土層と極軟弱な粘性土層

・下部構造のたわみ性が大きく，もともと固有周期の長い橋

（橋脚の高さH＞20M）

＜参考文献＞

1）川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望（研究展望），土木学会論文集，№398，1988.10

（耐震研究室）

道－９　ボックスカルバートのひびわれ対策

（質問）

ボックスカルバートを建設する際に生じ易い代表的なひびわれ，万一それらが発生した場合の対処の仕方，ならびにこのようなひびわれを発生させないために注意すべき事項について，教示願いたい。

（大宮国道工事事務所）

（回答）

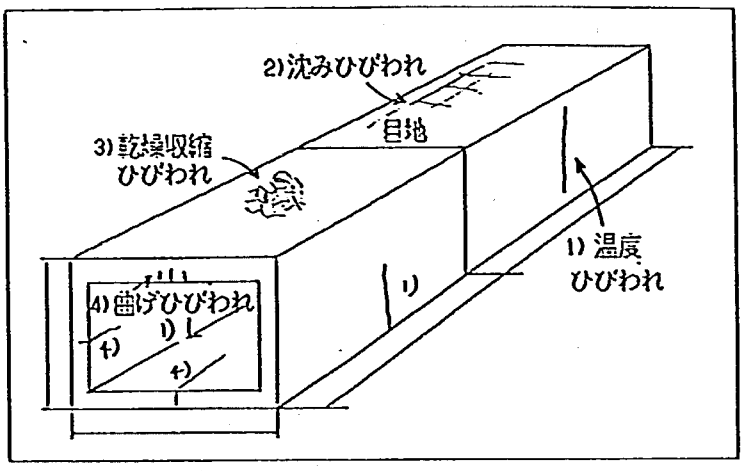
1．ボックスカルバートに生じ易いひびわれ

ボックスカルバートは，他のコンクリート構造物と比較して，次のような特徴を有している。①函体の長さが10～20mあり長い。②底版を打ち，硬化してから側壁を立ち上げる。③版状，かつ中空の構造物であるので，施工中に乾燥や気温の変化による影響を受けやすい。

このためボックスカルバートには，一般に図－１に示すようなひびわれが発生することが多い。これらのひびわれの発生原因およびその特徴は，次のとおりである。

1）温度応力によるひびわれ：側壁部などに函体を横断する方向に貫通して，一カ所（函体の延長

が長い場合は，ほぼ等間隔に数カ所）に入る。ひびわれの幅は比較的大きくまっすぐである。施工後2，3カ月の間に発生する。セメントの水和熱により一度上昇した側壁部コンクリートがその後の温度低下により収縮する時に，底版等に拘束される場合等に発生する。発生事例は比較的多い。



図－1　代表的なひびわれの例

2）沈みによるひびわれ：頂版の両端部（側壁またはハンチ部の上），頂版や底版の鉄筋の上に入る。このうち頂版端部の側壁の上に出るひびわれは，側壁部のコンクリートの打設後打込みを止めないで，連続して頂版を打ってしまった場合に側壁部コンクリートの沈下の影響で生ずるものである。また頂版上に鉄筋に平行して発生するひびわれは，頂版部に軟らかいコンクリートを用いたり，バイブレータのかけすぎた場合などに生ずるものである。

3）乾燥収縮によるひびわれ：主に版の表面やハンチ部に発生し，方向性がない形状，大きな地図模様を形成することが多い。表面におけるひびわれの幅は，1～2㎜と大きい場合もあるが，深部になるにしたがい急激に小さくなる。拘束がなく自由に収縮することができる縁部までは一般に延びない。コンクリートの凝結が開始してから数時間の間に水分が蒸発し発生する初期乾燥収縮と，数カ月から1年の間にセメントの水和に寄与しなかった水分が徐々に蒸発して生じる乾燥収縮がある。なお完成後数年も経ってから発生する地図模様（亀甲模様）のひびわれは，アルカリ骨材反応が原因である場合がある。

4）曲げによるひびわれ：部位の中央部の部材軸方向に発生するひびわれである。自重あるいは外部荷重により生ずる曲げ引張り応力度が最大となる面に一般に発生する。表面部でのひびわれ幅が特に大きく，ほぼ等間隔かつ平行に数本程度入る。鉄筋コンクリートであれば曲げひびわれが生じても何ら問題はないが，異常に大きい場合には，設計条件などをチェックしてみる必要がある。

2. ひびわれ部の対処について

過大な荷重以外の原因で発生したひびわれについては，耐久性や外観等を考えて補修の要否を決めるのがよい。

温度ひびわれのように版を貫通したひびわれは，漏水することがあるので防水を目的とした注入工法による補修を行うことが多い。

沈みや，乾燥収縮によるひびわれについては，一般的には補修を要しないが，ひびわれ幅が0.2㎜を過ぎるような場合には，構造物の耐久性を考え，内部の鉄筋の腐食防止等の目的でひびわれを注入工法を用いて，補修することがある。

なお，注入工法による補修を行う際の留意事項は，次の通りである。

① 注入圧を必要以上に上げない（3 kgf/cm²以下）。

② 注入時間をできるだけ長くする。

③ 注入部以外の表面ひびわれ部のシーリングを十分に行う。

④ 空気の出入口を考えた注入順序で注入する。

さらに，乾燥収縮などで多数の細かなひびわれが密に発生している場合は，外見を良くするために表面をポリマーセメントモルタル等の補修材料で覆うことがある。

3. ひびわれの発生を防止するための留意事項

ボックスカルバート構造物の建設にあたって，ひびわれをできるだけ発生させないためには，以下に述べるような点に注意する必要がある。

1) 温度応力によるひびわれの防止

① 適切な間隔で目地を設置する。

② 寒中コンクリート以外の場合，早強セメントのような発熱量の大きなセメントを使用する場合には，単位セメント量をできるだけ少なくし，温度上昇が著しく大きくならないようにする。

③ 型枠脱型時，養生終了時等に急激な温度変化を生じないよう注意する。寒中コンクリート等で構造物の内部でジェットヒーター等により保温する場合は必要以上加熱しない。

2) 沈みによるひびわれの防止

① 指定されたスランプ値を守り，軟らかすぎるコンクリートを打たない。

② 側壁と頂版を連続して打ち上げるようなことはせず，側壁を打ち終えて1～2時間経過してから頂版を打設する。

③ コンクリート打設時のバイブレーターによる締固めは，過度にならないようにする。

④ 締固め終了後，沈下等が収まり落ち着いた時期に木ゴテ等により，もう一度表面を押さえる。沈みひびわれが発生していた場合にはその部分にも一度コテをかけて，これをつぶす。

⑤ 表面からの水分の蒸発をできるだけ押さえるため，養生期間中は散水や養生マットを用いて湿潤状態の確保に努める。

⑥ 十分な湿潤養生期間をとる。

3) 乾燥収縮によるひびわれの防止

本誌「共－11 コンクリート構造物のひびわれ対策について，2. 乾燥収縮ひびわれの発生を防ぐ方法について」を参照されたい。

（コンクリート研究室）

道－10　鉄筋コンクリート床板の乾燥収縮ひびわれ

（質問）

鉄筋コンクリート床板等の部位で発生する乾燥収縮によるひびわれを，コンクリート配合（例えばセメント量等）の改善により防止する技術について教えて頂きたい。

（首都国道工事事務所）

（回答）

1. はじめに

乾燥収縮によるひびわれは，床版，その他の表面積が大きく水分の蒸発しやすい部分では特に発生し易い。乾燥収縮ひびわれを配合の面から少なくする工夫としては，単位水量を出来るだけ少なくすることである。しかしながら単位水量は，スランプの大きさとも関係しており，単位水量を必要以上に少なくすれば，硬練りになって施工不能になるのでむやみに少なくすることもできない。

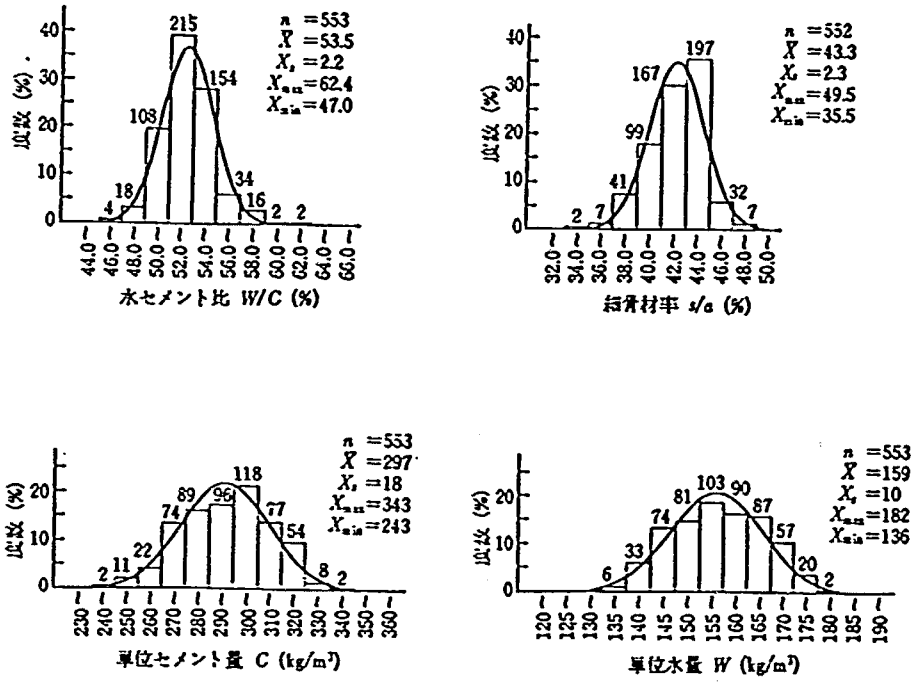
したがって配合の面からの工夫としては，生コンの配合表を見て明らかに多すぎる水量になっていないかどうかをチェックし，それが問題でなければ，施工方法の工夫によって，材令の初期に発生する乾燥収縮ひびわれをできるだけ少なくするようにするのが，一般的な方法である。

2. 配合の現状

最近のコンクリートの配合の実態について調査した例としては，日本道路公団試験所が実施した生コンの品質実態調査[1)]がある。

この調査の結果得られた，コンクリートの配合の分布を図－1に示す。図－1の各図はいずれも呼び強度 240 kgf／cm²，スランプ 8 cm，粗骨材の最大寸法の 20 または 25 cm の配合のコンクリートについて，全国560の生コン工場の結果を取りまとめたものである。この配合は，建設省所管の鉄筋コンクリート床板に用いられる配合と同一のものである。この結果全国の平均としては，水セメント比 53.5，細骨材率 43.3，単位水量 159 kg／m³ のコンクリートが使用されていることがわかる。いることがわかる。

したがって，単位水量はスランプ 8 cm のコンクリートでは，160±8 kg／m³ 程度の範囲にできるだけ入るように，細骨材率をできるだけ小さくすること，良質の骨材，混和剤を選定することが，配合の面からの工夫すべき点である。なお単にセメント量を増したり，配合強度を大きくすることは，収縮ひびわれの種類が乾燥収縮によるものであれば，直接の抑制効果はない。



図－1　コンクリートの品質（示方配合，61年生コン）[1)]

3. 施工面の工夫によるひびわれ防止対策

施工面からの乾燥収縮ひびわれ防止対策は，本誌共－11で示しているので参考にされたい。

<参考文献>

1) 豊福俊泰：レデーミクストコンクリート（生コン）の品質実態調査，コンクリート工学，Vol. 26，No 8，pp 47～56，1988年8月

（コンクリート研究室）

道−11　地すべり箇所における対策工法の考え方

（質問）

県の地すべり防止区域内に道路を計画し，橋梁・トンネルの構造物を予定していることから現在地すべり調査を実施中である。しかし過去にすべった形跡があるにもかかわらず現在までの測定（昭和63年3月～7月の5ヶ月間）では明瞭な地すべり現象はとらえられていない。

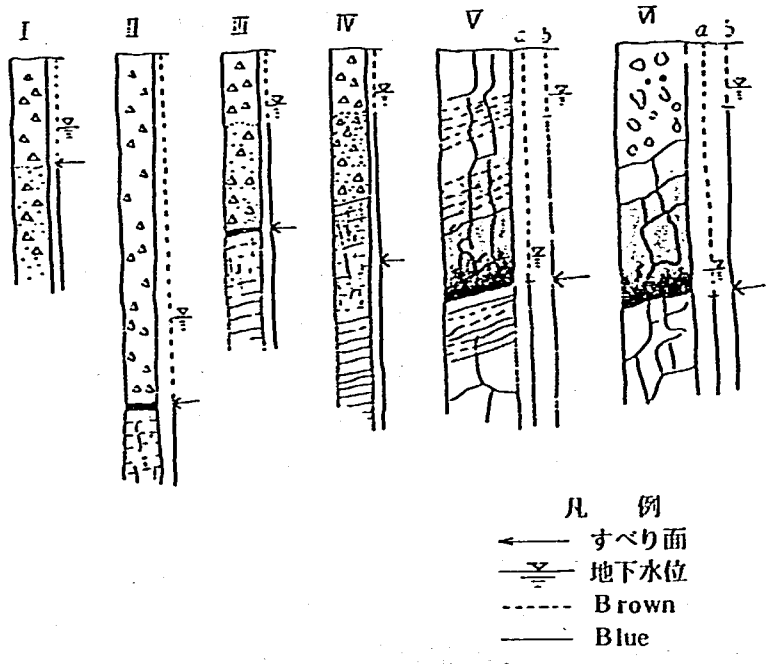
何らかの地すべり対策を講ずる必要があると考えるが，すべり面の推定方法，対策工法の考え方について御教示をお願いしたい。

（千葉国道工事事務所）

（回答）

明瞭な地すべり地形を呈しているにもかかわらず運動を停止しているような地すべりの場合，孔内傾斜計，パイプ歪計等の計器類によるすべり面深度の判定は難しいことが多い。この質問の場合には地すべりの観測期間が比較的短かいため，まず観測を継続することが必要である。出来れば1～2年の観測期間を設け，その結果からもすべり面の判定がつかない場合には次のような幾つかの推定方法が考えられる。

第一にはすべり面の位置については，図−1及び表−1に示すような6つのタイプに大別可能であ



図−1　すべり面の形態[1)]

型	特　　徴
I	崩積土の中にすべり面が形成される。すべり面の形成される位置は褐色層と青色層の境界付近であるが、すべり面は薄い一枚の面ではなく、ある幅をもったゾーンで変形し、破壊することが多い。すべり土層の厚さは10m 層未満であり、豪雨時や融雪時にしばしば浅い流動状のすべりを起す例もみられる。
II	褐色系の崩積土が基盤岩との境界面をすべり面としてすべる。すべり土層の薄いものから、厚いものまである。地下水の変動は大きく、突発的な地すべりを起すものが多い。崩壊性地すべりと一般にいわれているものにはこのタイプが多い。また褐色系の崩積土の下部は青色系の比較的薄い粘土層が形成されていることもある。
III	崩積土が移動層となり基岩面上をすべる地すべりである。崩積土のすべり面上部には十分発達した還元された青色系の粘性土層と酸化された褐色系の粘性土層とが存在する。地下水位は高く、緩慢な動きを示すすべりが多い。
IV	III型と類似しており移動層の主体は崩積土層である。しかしすべり面は基岩と崩積土の境界面ではなく、それより少し下部の風化基岩に形成される。
V	層理面、地層の境界面にすべり面が形成される風化岩層のすべりである。このタイプには水位の高いものから低いものまであり、相対的に2つのタイプに細分が可能である。
VI	V型と同様、風化岩のすべりであるが、すべり面が特定の層理面や地層の境界面でなく、風化岩塊の内部に形成される。火山岩類の地すべりや基岩が受盤の地すべりなどにみられ、この中には地殻運動にともなう破砕帯や岩盤内にヒズミの蓄積されるような所からすべりを発生するものも考えられる。VI型のタイプもV型と同様、水位の低いものから高いものまで相対的に細分することができる。

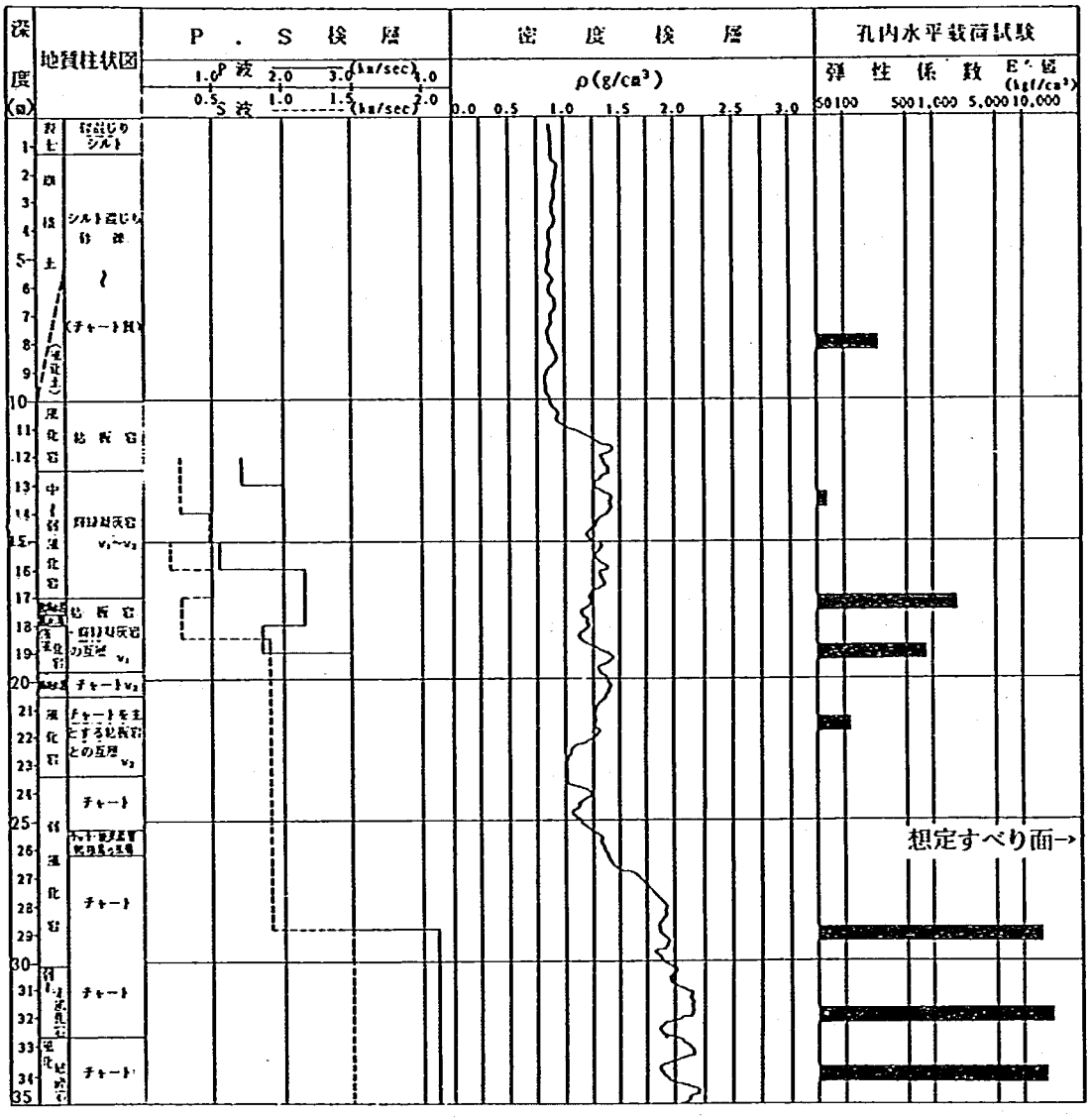
表－1　すべり面の形成位置

るため，ボーリングコアの詳細な観察（色調，硬軟，含水比等）によってある程度の推定が可能である。また，図－2にはボーリング孔内で実施した孔内水平載荷試験及び幾つかの物理検層の結果を示したが，地すべりの移動層と不動層の間にはかなり大きな値の差のあることがわかる。このようなボーリング孔内での試験や検層を実施して推定することもひとつの方法である。

さらに，近隣の類似したタイプの地すべりの調査結果も参考にしてすべり面位置を類推することも有力な手掛りとなる。

また，地すべりブロックの規模とすべり面深度とはある程度の比例関係が認められる。例えば当研究室で実施した調査[3)]結果によれば地すべりブロックの（長さ／すべり面深さ）の値は平均で 16.6 となっており，5.0～19.9 の値の範囲に調査事例の64%が含まれている。このような値もひとつの目安と考えられる。

一方，止むを得ずこのような地すべり地内に道路を通す場合，「道路土工　のり面工・斜面安定工



図－2　ボーリング孔内検層等の試験結果[2)]

指針」[4)]によれば，現在その地すべりが活動していなければ現状の安全率を 1.05 ～ 1.15 の範囲で設定してすべり面の土質強度定数を決定し，計画安全率 1.05 ～ 1.20 を満たす量の対策工を施工することとしている。計画安全率の値はその地すべりによって生じる被害の大きさや経済性などを考慮して決定されるが，この事例のように国道の重要な構造物に関る場合には 1.15 ～ 1.20 の計画安全率とすべきであろう。また，地すべりの規模にもよるが，このような場合，出来れば杭工やアンカー工等の抑止工を中心とした対策工法が望ましいと考えられる。

言うまでもないが，現在はそれほど活発な移動状況にない地すべりではあっても，橋梁やトンネルの施工に伴う大規模な土工によってその活動が促進される場合があるため，この事例のような場合でも慎重な施工が必要である。また，施工中の地すべり挙動のモニタリングを実施することによって適切な施工管理が可能となり，すべり面の位置もより一層明確にすることができるものと考えられる。

さらに，トンネルの計画にあたっては，出来ればその坑口は地すべりブロックを避け，トンネルが地すべり移動層中を通過するようなルートにならないようにすべきである。また，平面的に地すべり地内を通過しなければならない場合には，すべり面下部の不動地盤中にルートを計画することが望ましい。この場合でも，トンネルがすべり面に近づき過ぎると地山の弛み等によって地すべりに悪影響を及ぼす恐れがあるため，すべり面からトンネルまでは，トンネル径の5倍以上の鉛直距離をとることが最良である。

止むを得ず地すべり移動層中に坑口を設ける場合には，地山の弛み等に起因するすべり面強度の低下等も考慮して前述のような対策工を計画する必要がある。

<参考文献>

1) 中村浩之：すべり面の位置とその形成仮説，新砂防，Vol．29，№3，1977
2) 中村浩之，網木亮介，中嶋茂：ボーリング孔内物理検層等による地すべり移動層の推定，第27回地すべり学会研究発表講演集，1988
3) 土木研究所地すべり研究室：地すべりの実態統計（その2），土木研究所資料第1121号，1976
4) 社団法人日本道路協会：道路土工　のり面工・斜面安定工指針，1986

（地すべり研究室）

道－12　路面凍結防止剤の利用手法

（質問）

凍結及び圧雪路面における各種凍結防止剤の特性と効果的な利用法について

（川崎市土木局）

（回答）

凍結防止剤の研究経緯

我国における凍結防止剤に関する研究は建設省土木研究所を中心に昭和30年代後期より各種実験調査が行われるようになった。その結果，凍結防止剤の効果が確認され，昭和40年代に入り，全国的な規模で凍結防止剤が使用されるようになった。

1．薬剤の種類と特性

凍結防止剤は，表－1に示すように塩化物系と非塩化物系に分類することができる。表－2及び図－1は，各種薬剤の物性について示したものである。

表－1　薬剤種類一覧表

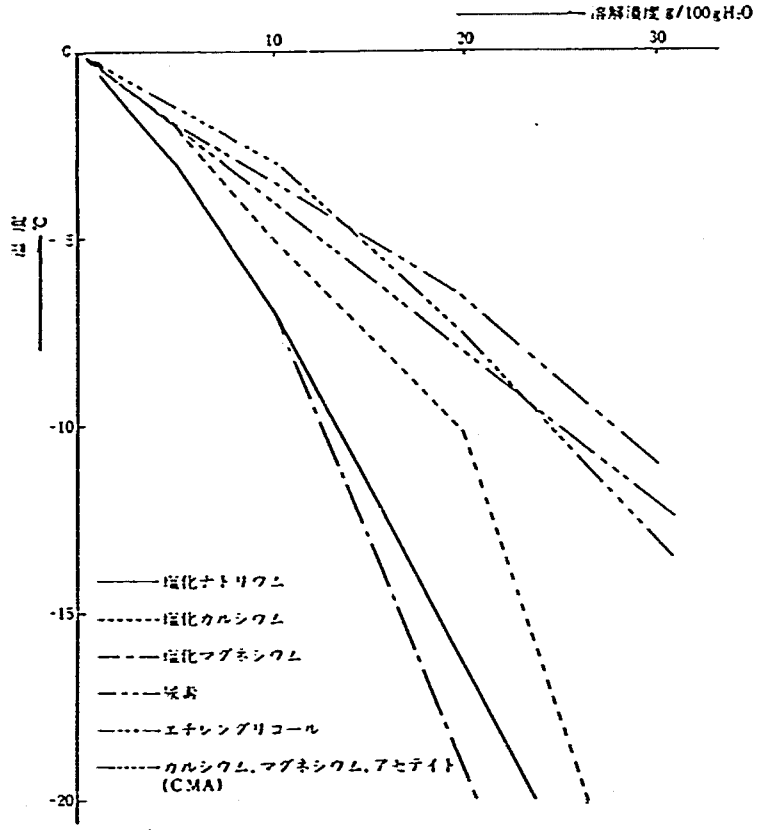
塩化物	NaCl	塩化ナトリウム
	$CaCl_2$	塩化カルシウム
	$MaCl_2$	塩化マグネシウム
その他	$CO(NH_2)_2$	尿素
	CH_2OHCH_2OH	エチレングリコール
	(CH_3CO_2) Ca (CH_3CO_2) Ma CMA	カルシウムアセテート マグネシウムアセテート カルシウム・マグネシウム・アセテート尚、この薬剤はまだ実験段階である。

表－2　凍結防止効果のある物質の諸性質

物質名	式量	色	比重	溶解度(g) 0℃	溶解度(g) 100℃	共融点 [℃]	溶融熱 [kcal/mol]	単価 S61.7 [円/kg]	性質 その他
NaCl 塩化ナトリウム	58.45	無	2.164	35.7	39.8	−21	1.01609	23.9 1t 29.9 30K	潮解
$CaCl_2$ 塩化カルシウム	110.99	無	2.152	59.5	159.0	−55	−19.2 09	52.0	吸湿
$CaCl_2 \cdot 2H_2O$ 塩化カルシウム2水塩	147.02	無					−10.0 08		潮解
$MgCl_2$ 塩化マグネシウム	95.23	無	2.325	53.0	73.0	−33	−36.3209	52.0	吸湿
$MgCl_2 \cdot 6H_2O$ 塩化マグネシウム6水塩	203.33	無	1.56	167.0	367.0		−2.94 08		潮解
$CO(NH_2)_2$ 尿素	60.06	無	1.33	100.0	∞	−12	3.35309	81.0	
CH_2OHCH_2OH エチレングリコール	62.07	無	1.1131	——	——	−51	−1.7 08	160.0	
NH_4Cl (塩安) 塩化アンモニウム	53.5	無	1.53	29.4	77.3		3.73 09	39.5	
CH_3OH メタノール	32.04	無	0.7928		∞	−98	−1.59 09	75.0	
$(CH_3CO_2)Ca$ カルシウムアセテート	158.17			37.4	29.7		−7.0 09		
$(CH_3CO_2)Mg$ マグネシウムアセテート	142.41								

注)溶融熱の負号は発熱反応を示す。単価は「建設物価」「積算資料」昭和61年7月号による。

薬剤による凍結防止対策は，氷点降下をさせることである。氷点降下とは，一定量の水（溶媒）の中に塩化物等（物質）を溶解すると水の氷点が降下することで，例えば塩化ナトリウム10%の水



図－1　薬剤の凍結温度と溶液濃度の関係

溶液の氷点は，マイナス22度に降下する。これを氷点降下という。薬剤の中でも塩化物は容易に入手でき，価格も安いことから，我国はもとより諸外国でも広く使用されている。

塩化ナトリウム（NaCl）は最大氷点が－22℃なので低温になると降下は低下するが，潮解性が少ないので貯蔵，散布が容易に行える。これに対して塩化カルシウム（$CaCl_2$）は，最大氷点が各々－54℃（$CaCl_2$），－32℃（$MgCl_2$）で厳しい寒冷地域でも使用することが可能である。

尿素，グリコール系，CMA（カルシウム，マグネシウム，アセライト）は，非塩化物なので，動植物および金属に対する影響が少ないため特殊な場所（飛行場等）で使用されているが，高価である。

尿素は，粉末状なので散布しやすいが氷点降下は悪い。グリコール系は原液に粘性を持っているので散布直後，すべりやすくなる場合があるため注意する必要がある。

2. 薬剤の利用方法

塩化物を使用する場合には，溶液として散布する場合と粉末として散布する場合がある。外気温度が高く，速効性を要求するような場合は，溶液で散布するとよい。しかし，溶液にしたものは効果の持続時間が短く，また温度が大きく低下するような地域では，凍結の恐れもある。したがって

一般的には粉末で散布する方がよいとされている。

3. 薬剤の散布量

塩化物の散布にあたっては，散布する場所，気象，交通量，目的等によって異なるが一般的には，10 g／㎡～100 g／㎡ 程度散布している。しかし融雪（融解）を期待する場合の散布量は 100 g／㎡ 以上（その時の状況に応じ）散布する場合がある。ただし融解水が飽和状態にならない範囲とすることがよい。表－3～表－6は，諸外国および我国の散布基準例を示したものである。なおこれらの散布には，それぞれ注意事項が記載されているので留意する必要がある。

表－3　カナダにおける薬剤の標準散布量

(Manual on Snow Removal and Ice Control in Urban Areas)

大気の範囲	防止	融解	除去
	除雪および氷雨の事前散布	降雪中も除雪なしで路出路面を維持する	除雪後の薄い雪層の除去
−4°C 以上	NaCl(19 g/m²)	NaCl (25 g/m²/cm) 軟らかい雪	NaCl(19 g/m²)
−7～−4°C	NaCl(25 g/m²)	NaCl (50 g/m²/cm) 軟らかい雪	NaCl(32 g/m²)
−12～−7°C	NaCl または混合物 ($CaCl_2$: NaCl＝1 : 3) (32 g/m²)	混合物 ($CaCl_2$: NaCl＝1 : 3) または NaCl 単独 (62 g/m²/cm) 軟らかい雪	混合物 ($CaCl_2$: NaCl＝1 : 3) (50 g/m²)
−18～−12°C	薬剤を散布してはならない	融雪は奨められない。例外的に混合物(1 : 2～1 : 1) (74 g/m²/cm) 軟らかい雪	混合物 (1 : 2～1 : 1) (50～63 g/m²)
−18°C 以下	薬剤を散布してはならない	薬剤散布してはならない	$CaCl_2$ か寒さに適した他の薬剤又はすべり止め材といっしょに混合した $CaCl_2$
散布形式	道路幅 4.5 m 均一に撒く	道路上に均一か道路中心線寄り 90 cm 幅	道路中央に 90 cm の幅

表－4　北海道における薬剤の散布の基準（暫定案）（塩化物）

大気温度	予防用	融解用
−4°C	20 g/m²	40 g/m²
−7～−4°C	20 g/m²	70 g/m²
−12～−7°C	20 g/m²	100 g/m²
～−12°C	散布しない	原則として散布しない。例外として 120 g/m²*

表－5　（建設省長岡国道工事事務所）散布基準（塩化物）

	除雪の事前散布量	凍結防止散布量	摘　　要
海岸平野部	30 g/m²	20 g/m²	気温 −5°C まで
山　地　部	50 g/m²	40 g/m²	気温 −10°C まで

表－6　薬剤散布量（塩化物）　　（東北地方建設局）

条件 / 場所	現時点より4時間程度先の気温が 0°C～7°C 程度の場合	気温が同左より低い場合
普通箇所	20～30 g/m²	25～50 g/m²
厳寒多雪箇所	50 g/m²	50～70 g/m²
特に厳寒多雪箇所	80 g/m²	100～150 g/m²

（注）　散布するときは，自動車タイヤによる拡散剤果を考慮して効果が平均的分散となるよう散布する。

4.　薬剤の散布時期

目的によって異なるが（降雪前，除雪前，除雪後，路面上に水分が存在する場合等）そのときの状況に応じた散布が必要である。特に輻射熱（太陽等）を利用するような散布はより効果的である。

表－7　薬剤使用と外的条件の関係

	降雪量 少ない → 多い
気温 高	○散布しやすいものでよい，溶液でもよい。 ○氷点降下が少なくても安価なものがよい。 ○特殊の所では尿素等も使用可能 ○液体薬剤の使用も考えられる。（グリコール）
気温 低	○氷点降下の大きいもの $CaCl_2$，$MgCl_2$ がよい。 ○単体散布または高濃度がよい。
	交通量 多い → 少ない

表－7は，薬剤使用と外的条件の関係を示したものである。

5. 薬剤の散布効果

一般的に，薬剤の散布効果を把握することは困難であり，もし行うとすれば目視によってその状況を判断する方法しかない。

しかし，建設省土木研究所などでは，特殊な試験車を用いることによって，薬剤の散布効果を把握することが可能である。そこで試験車を用いて凍結（氷膜）及び圧雪路面で調査した結果，氷膜路面では薬剤を散布しない場合のすべり摩擦係数に対して散布した路面は30分から60分の間に２倍以上の値を示している。圧雪路面では，散布前のすべり摩擦係数が全体的に大きいので氷膜路面ほど顕著ではないが，氷膜路面と同様薬剤散布後30分から60分の間に効果が現れている。

なお，氷膜路面は建設省土木研究所の試験走路に水を散水し，自然凍結させた１～２㎜の氷膜である。また，圧雪路面は新潟県内の一般道路の通過交通によって発生した２～３㎝の圧雪である。

以上のことから，薬剤を利用した融雪氷及び凍結防止対策は，目的に応じた利用のしかたによって大きな効果（融雪氷，すべり摩擦係数の確保）を得ることができる。詳細については，新道路除雪ハンドブック，及び新訂版路面すべりを参照されたい。

＜参考文献＞

1) 市原薫　雪氷路面のすべりについて　（土木研究所報告　第138号）
2) 市原薫　小野田光之　新訂版路面すべり　（技術書院）
3) 日本建設機械化協会　新道路除雪ハンドブック　（技報堂）
4) 坂本浩行　路面凍結防止剤　（舗装 1988. 3）

（道路研究室）

道－13　観光交通の取扱い

（質問）

観光地を含んだ地域の道路網の計画調査を行っているが，道路計画における観光交通の考え方はどのようにすればよいのか，また，類似の事例はあるのか伺いたい。

（千葉国道工事事務所）

（回答）

「道路構造令の解説と運用」において車線数は30番目時間交通量と設計交通容量から求めることを基本としている。しかしながら計画目標年次の交通量をピーク時間特性まで含めて予測することは困難であること，および全国的な整合性を保持するという行政上の判断から道路の車線数の決定には計画目標年次における年平均日交通量（A. A. D. T.）を計画交通量として用いることとし，これとピーク特性等を考慮して求めた設計基準交通量とを勘案して車線数を定めるものとしている。

計画目標年次におけるA. A. D. T. 算定のベースとなる現況のA.A.D.T.は道路交通サンセスより得られる秋期平日の日交通量との相関が高いため，一般にセンサス交通量を現況のA. A. D. T. としている。交通量の将来推計値は，このA. A. D. T. と交通センサスより得られる現況の平日ＯＤ表および地域の諸要因の将来推計値を用いて求められる。従ってこの場合の計画交通量は計画目標年次における平日の日交通量を表していると考えられる。

観光交通の著しい道路ではセンサス交通量よりもA. A. D. T. は大きくなり，前述のような平日を対象とした道路計画では，計画交通量は過小評価となってしまう。そこで観光交通の著しい休日を対象とした一般交通量とＯＤ交通を調べ休日における将来交通量とその特性を把握し，道路計画に反映させていくことが必要と思われる。

現在，休日を対象とした道路計画は体系化されておらず，データの収集を含めて今後の課題となっている。

計画交通量に休日観光交通を反映させた事例として伊豆地域（静岡県）の調査がある。

・伊豆地域幹線道路網計画調査　　中部地建

道路計画において計画交通量は計画目標年次のA. A. D. T. を用いているが，そのベースとなっている現況交通量は，一般に交通センサスによる平日交通量である。しかしながら観光交通の著しい道路においてA. A. D. T. はセンサス交通量を上回っており，センサス交通量の値を補正してA. A. D. T. を推測する必要がある。

そこで昭和58年における全国の交通量常時観測調査地点のうちA. A. D. T. がセンサス交通量を上回り，かつ，土曜・日曜の曜日係数が 1.0 を越える地点（35地点）を抽出し，これと対象地域（伊豆半島）内の７地点のデータを用いて解析を行った。解析は縦軸にA. A. D. T. とセンサス交通量の比，横軸にセンサス交通量を取り指数関数を用いて検討した。これによりセンサス交通量に対応した補正係数を求めA. A. D. T. を算定した。

（道路研究室，新交通研究室）

道－14　交通量推計の概略値のデータベース化

（質問）

交通量推計は色々な要素・目的があるため各担当部署においてそれぞれ行われている。しかしながら，作業にはかなりの期間と費用を要するために，すぐに実行するわけにも行かず，このため簡単な伸び率計算程度ですませている場合が多い。そこで，関東地域だけに絞ってある程度のデータさえ入力すれば必要な箇所のデータが得られるシステムの構築が可能かどうか伺いたい。（正式な細かい配分交通量の計算とは別なものとして扱い，調査報告に使用できる程度のものが標準化できるか）

（宇都宮国道工事事務所）

（回答）

自動車交通量の推計作業においては，社会経済指標，発生集中量，分布交通量及び配分交通量の順に予測が行われる。

1）発生集中量の予測においては，現況の人口関連指標や土地利用関連指標を用いた発生集中量の回帰モデルや用途別面積，居住人口等の各種原単位を用いたモデルを作成し，これらのモデルに指標の将来予測値を当てはめることによって発生集中量推計を行う。

2）また，分布交通量の予測においては，発生集中量の予測で得られた将来発生集中量を基にして，将来ＯＤ表を作成する。この際，将来分布パターンの設定と収束計算を行う。

3）さらに，配分交通量の予測においては，予測された地域間の交通量が対象地域の道路網内のどの経路を利用したかを判断し，その結果，道路の路線・区間が分担すべき，あるいは分担するであろう交通量を求めるもので，この結果は道路計画者にとって最も基本的な情報となる。予測にあたっては，推計された将来ＯＤ表と将来配分道路網に対して，ＯＤ分割配分法等の配分方法によって配分計算を実施し，ＯＤ表のゾーン間交通量を路線，区間に割り当てる。

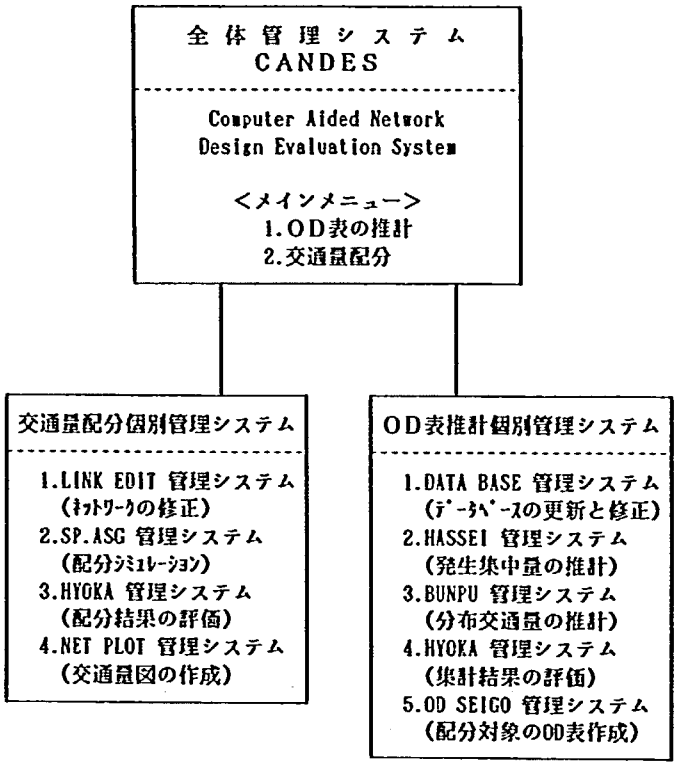
以上の交通量推計方法から明かなとおり，推計された配分交通量はゾーンと道路網のとり方によって，同じ区間と言えども表される交通量の内容は必ずしも同じものではない。対象とする道路計画に合せてゾーンとネットワークを設定することが大切であり，この設定のもとで配分計算は省略できないと考えられる。

現在のところ，何らかの配分作業を伴わない簡便法は確立していないと言わざるを得ない。ただし，通常の配分計算を行うという前提においても最近のコンピュータの性能向上を考慮すれば，必要な箇所の交通量推計を効率良く実施することは十分可能と考えられる。

以下に土木研究所における交通量推計システムを紹介する。

土木研究所では，推計作業が効率よく行えるよう，ミニコン，デジタイザー，グラフィックディスプレイ等から構成されるコンピュータ機器を利用した道路交通計画シミュレータを開発し，対話方式により各プロセスの各種解析が迅速に行えるようになっている。

道路交通計画シミュレータの交通量推計システムは，全体管理システム（CANDES）と２つの個別管理システムによって構成されている（図－１参照）。本システムでの可能処理内容は，データベースの作成，発生集中量推計，分布交通量推計，配分対象ゾーンの作成，ネットワークの作成，交通量配分シミュレーション，配分結果の作図及び配分交通量等の評価である。従って，本システム内に交通量予測の基礎となる各種指標を推計ゾーン毎にデータベース化しておくとか，一連の交通量推計結果をストックしておくことにより，元のデータを活用して，ＯＤ表の分割やネットワークの修正とそれに基づく交通量配分等を効率良くかつ１つ１つの作業を確認しながら交通量を推計することが可能である。



図－１　交通量推計システムの構成

このようなシステムを導入することができれば個別の交通量推計に対して柔軟に対応できると考えられる。

（新交通研究室）

道－15　交通量推計手法の確立

（質問）

道路計画において，交通量推計値の占めるウェイトはかなり大きなるものがあり，道路の方向性をも位置付ける重要なものである。

現在，推計手法については確立されておらず，その都度適宜推計を行っている状態であるため統一性にかける。交通量推計手法の確立について御意見を伺いたい。

（道路計画一課）

表－1　地方建設局別の交通量推計手法例一覧

地方建設局名	細分化フレームの設定		発生集中量の推計			分布交通量の推計	開発交通量の推計			交通量配分手法
	ブロック	フレーム	推計区分	推計手法	推計に用いる指標		発生集中量の推計	分布交通量の推計	推計対象	
関東	県 生活圏	将来人口 従業者数 自動車保有台数	都・県 ↓ 生活圏 ↓ 集約市区町村	回帰モデル (地区別車種別) 3車種	人口 従業者数(1～3次) 自動車保有台数(車種別) 就業者数(1～3次)	グラビティモデル	原単位法 人口当り 面積当り	周辺ゾーンの分布パターン (グラビティモデル)	交通拠点 大規模開発計画	容量制約付きOD分割配分法 10分割均等
北陸	県 生活圏	将来人口 自動車保有台数	県 ↓ 生活圏 ↓ 2次生活圏 ↓ 集約市区町村 ↓ B	原単位モデル 4車種	自動車保有台数 (人口,自動車保有率)	プレゼントパターン法	原単位法 施設原単位	グラビティモデル	工場施設,港等	道路公団転換率式併用分割配分法 5分割
中部	県 生活圏	将来人口 自動車保有台数	県 ↓ 生活圏 ↓ 市区町村 ↓ B	原単位モデル 回帰モデル (地区別車種別) 3車種	人口 自動車保有台数(車種別)	プレゼントパターン法	港湾管理者推計値	既存埋立地ゾーンの分布パターン	埋立地	道路公団転換率式併用分割配分法 4分割
中国	県	将来人口 従業者数 自動車保有台数	県 ↓ 市町村 ↓ B	回帰モデル (車種別) 5車種	人口 従業者数(1～3次) 自動車保有台数(車種別)	プレゼントパターン法 グラビティモデル(高速道関連ゾーンのみ)	原単位法	周辺ゾーンの分布パターン (プレゼントパターン法)	大規模開発計画	道路公団転換率式併用分割配分法 5分割
四国	県	将来人口 従業者数 自動車保有台数	県 ↓ 集約市区町村	回帰モデル (地区別車種別) 4車種	人口(年齢階級別) 就業者数(1～3次) 従業者数(1～3次) 自動車保有台数(車種別)	グラビティモデル	原単位法 面積当り バース当り	周辺ゾーンの分布パターン (グラビティモデル)	大規模開発計画	道路公団転換率式併用分割配分法

現在，建設省においては本省道路局推計の地域ブロック別の将来フレーム値（人口，自動車保有台数，自動車走行台キロ及び全国県間ＯＤ表）を各地方建設局における交通需要推計の基本データとして用いている。

昨年度の土木研究所の調査によれば，各地方建設局においては，表－１に示す推計手法によっており，これまでの成果や地域特性等を各々細い点で生かした方法を採用しているものと考えられる。それ故，すべての作業を全国的に統一することは不可能であるし，それ程の必要性もないと思われる。

よって，当面交通計画手法の統一化を図るとすれば，交通計画作業（発生量推計 → 分布交通量推計 → 道路交通量推計）における推計モデル，推計条件，データフォーマット等の現況を考慮し，表－２に示すような内容の統一化を図ることが良いと考えられる。

表－２　分類別統一化の可能性について

大分類	小分類		統一化の可能性とその内容
発生集中量の推計	推モデル計	発生集中量	推計方法のプロセスは統一できるが、最適なモデルを選択しようとするなら推計方法は必ずしも同じものとならない
		誘開発発生集中量	同上（推計対象の統一化が必要）
	その他		推計車種分類，ｺﾝﾄﾛｰﾙﾄｰﾀﾙ等を統一するのが良い
分布交通量の推計	推モデル計	分布交通量	発生集中量推計モデルと同じ
		誘開発分布交通量	同上（推計対象の統一化が必要）
	その他		推計車種分類等を統一するのが良い
道路交通量の推計	配分基本条件		QV条件，料金コード等の条件を統一するのが良い
	配分計算条件		分割回数等の統一
	配分モデル		分割配分，転換率配分等の配分方法の統一
	配分入力データ		境界におけるﾈｯﾄﾜｰｸの統一とＯＤ表の整合性
	配分出力結果		域外の詳細検討が必要であれば、配分交通量，経路表等の出力ﾌｫｰﾏｯﾄを統一するのが良い

（新交通研究室）

道－16　側道を有する交差点の形状

（質問）

3種規格のバイパスなどにおいて，交差道路との交差点形状について，交通管理者，道路管理者，地元等で各々意見のわかれる所であり，調整に苦慮している。

交差点形状については，地域あるいは側道の持つ交通特性，交差道路の交通量等により様々なケースが考えられるが，交通処理上好ましいと思われる形状について御教示願いたい。

（道路計画第一課）

（回答）

質問の中でも指摘されているとおり，交差点の設計は交通状況や交通量，地域特性等に大きく影響されるため，一概に最適形状について述べることは難しい。特に，側道を有する複雑な交差点については，交通の流れも複雑なので，対象とする交差点について各々の条件を十分考慮し，最適形状及び運用について検討すべきである。

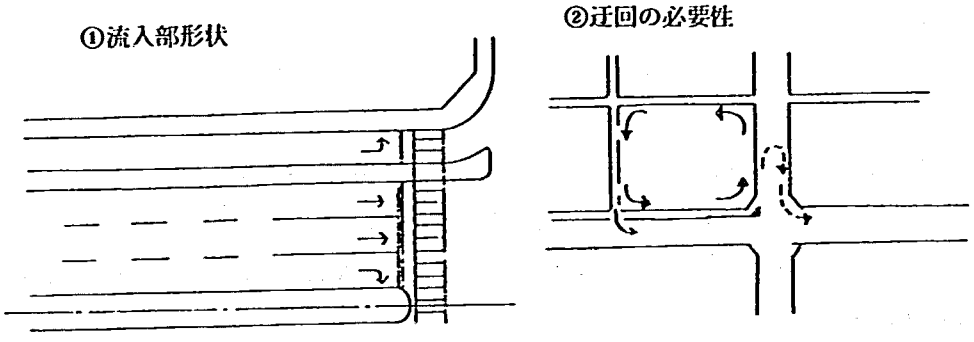
また，一般的に，側道のサービスレベルを向上させると交差点処理が難しくなるというトレードオフの関係があるので，交通処理上では側道のサービスレベルを支障のない範囲でできるだけ落とすことが必要である。また，近年高盛土や切土の高規格道路が多数つくられるに伴って，沿道からのアクセスが難しいことから，側道を設置するのが当然との考え方で設計されている例もみられるようであるが，まず，沿道状況や沿道住民の要望，交通需要，既存道路の状況等を総合的に勘案し，側道の必要性についても検討する必要がある。

以下に，交差点形状や交通制御からみた一般的な側道付き交差点の設計方法について述べる。

(1)　側道の交差点流入形状

a．直接は流入させない方法（図－1）

交差点部で主道路とは分離して，左折方向のみ流す処理で，交差点としては容量や安全性の面から望ましい。この場合，側道から交差点への誤った進入や違反をなくすため，標識ばかりでなく

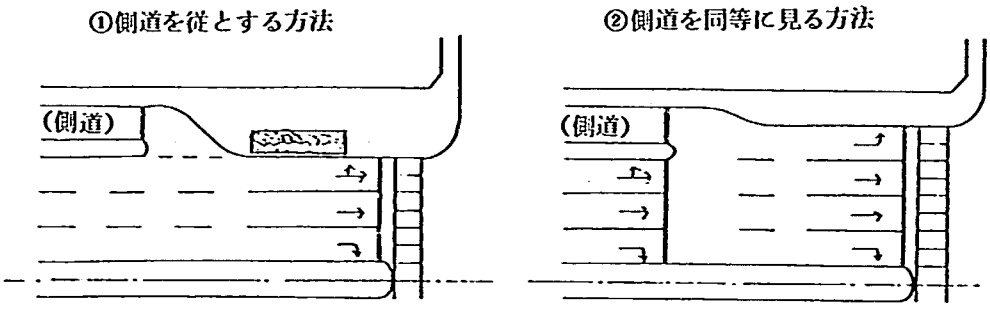


図－1　直接は流入させない方法

導流島等により物理的に交通を導流する必要がある。また，迂回路の整備や交差道路でのUターンに対する対策が必要となる。

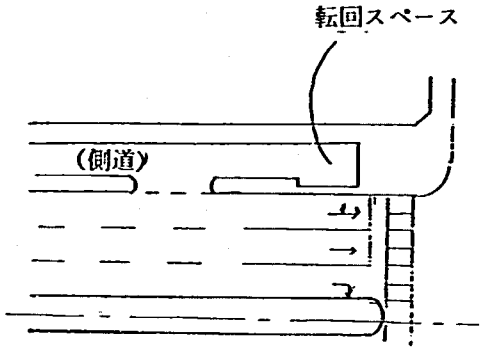
b．手前で合流させる方法（図－2，図－3）

主として一方通行の合流を行う側道において，側道の停止線を主道路の停止線の上流側に置き，主道路交差点の単純化を図るものである。図－2のように主道路との合流点より先を歩道や緑地として利用する場合や，図－3のように側道の主道路交差点付近を閉じて行き止まりとする場合



図－2　手前で合流させる方法(1)

がある。この処理では，沿道側道交通量と主道路交通量を予め合流させるため，交差点流入部での交通量は標準的な3枝，4枝交差点とすることができるが，上流側で絞り込みが生じる。



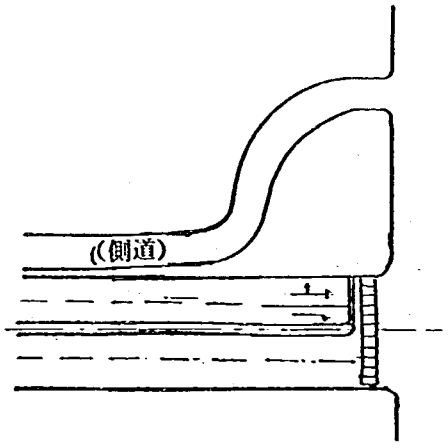
図－3　手前で合流させる方法(2)
（袋小路を設ける場合）

c．独立に取り付ける方法（図－4）

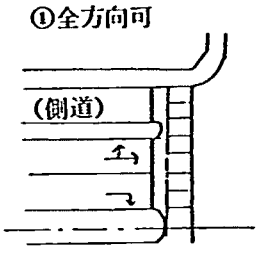
側道を主道路交差点から離して交差道路に取り付ける処理であり，主道路交差点での交通の錯綜低減を図るものである。側道の取り付け位置は主道路交差点の影響を受けない位置まで離すことが望ましい。主道路交差点との距離が短いと，独立に取り付けた効果が少なくなり，また側道の交通量が多い場合側道についても信号処理が必要となるが，極めて近接した交差点の信号制御は設計が難しくなるので注意が必要である。この方法では，他のケースと比べて必要とする用地が広くなる。

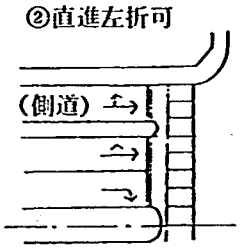
d．直接流入させる方法（図－５）

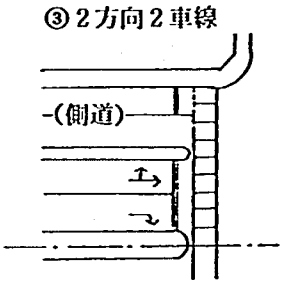
主道路とほぼ同位置に停止線を置き，主道路の交差点に直接流入させる処理であり，側道及び交差道路の交通量の少ない場合に適している。交通量が多い場合は側道側も信号制御を行わなければならないが，交通流が複雑となり信号の設計が難しくなる。



図－４　独立に取り付ける方法







図－５　直接流入させる方法

(2)　側道の通行方向の選択

a．一方通行の側道

利用者へのサービスレベルは低くなるが交差点での交通処理が簡単になる。但し背後地に適当な迂回路があることと沿道利用者の理解が得られることが必要である。

b．２方向通行の側道

利用者へのサービスレベルは高くなるが，交差点での処理が複雑となり錯綜が非常に多くなるので，側道交通量が多い場合を除き避けた方が好ましい。

<参考文献>

平面交差の計画と設計 — 応用編 —　交通工学研究会

（交通安全研究室）

道－17　自動車騒音の予測方法

（質問）

1. 回折点が２点以上ある場合の回折減衰の算出方法をお教え願います。

2. 建設省通達における一般道路1000台／h以下の適用限界についてご教示願います。

（相武国道工事事務所）

（回答）

築堤や建物など回折が2回行われるような厚みのある障害物がある場合，その背後の受音点における騒音レベルの減衰量の計算方法として次の2種類の方法が考えられている。

(1) Ｋｕｒｚｅの方法

図－1に示すX，Yの2点で回折減衰を考え，次式により加算して減衰量を求める。

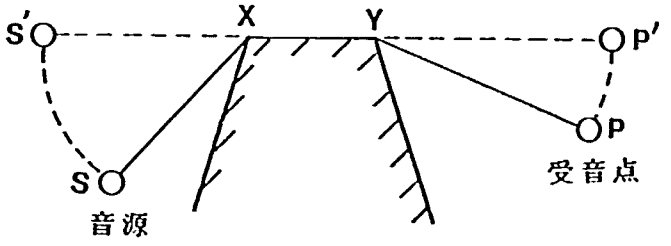
$$減衰量 = Nx + Ny + 20 \log_{10} \left(\frac{L}{D}\right) - 5$$

ここで，Nx ：ＳＸＰ′についての障壁による回折減衰量

Ny ：Ｓ′ＹＰ についての回折減衰量

Ｌ ：ＳＸＹＰの長さ

Ｄ ：ＳＰの長さ

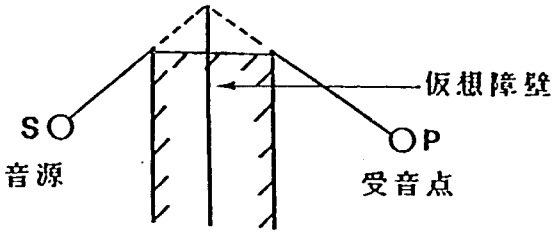


図－1　Ｋｕｒｚｅの方法の概念図

(2) 前川の方法

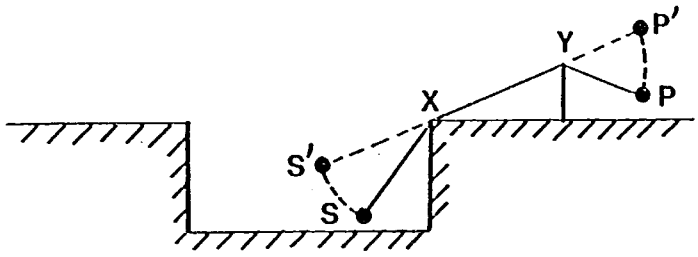
図－2に示すように薄い障壁に置き代えて回折減衰量を求める。

図－3に示すようなX，Yによる2回々折を考えた場合，現状では，前述したような2回々折の方法を応用するのが望ましい。



図－2　前川の方法の概念図

なお，3回々折の簡易計算法はまだ確立されたものはない。



図－3　2回々折の概念図

交通量が少ない場合，実際の車頭間隔（指数分布あるいはアーラン分布が報告されている）と予測計算式上の仮定である等車頭間隔との相異による影響が現れ，αi値も交通量が多い時と違った値を示すものと考えられる。そのため予測計算式における補正値αiは，実測値との適合性から一般道路では交通量1000台／h以上，未満の2種類が使用されている。

αi値は実測値と計算値との差の平均的な曲線を基に算出されたものである。1000台／h未満の補正値αiについては，αi算出の根拠となった実測時の交通量の範囲内において，通達に示されたαiにより予測計算式を用いて算出された騒音レベルはある程度の精度を確保しているものと考えられる。

（交通環境研究室）

道－18　堀割構造の自然換気に必要な開口幅

（質問）

近時，都市内の幹線道路（都市高速，国幹道）は，堀割構造として周辺への環境保全に配慮しているところであります。

この堀割構造は，沿道住民の強い要望によりできるだけ開口部を小さくして潰れ地を少なくせざるを得ない状況でありますが，これに反して自然換気の効果が低下することになります。最新の実験データ等があれば教示願いたい。

（川崎国道工事事務所）

（回答）

1. 堀割構造道路の換気作用について

堀割構造の車道空間内濃度を稀釈する自然換気作用は次のようなものが考えられる。

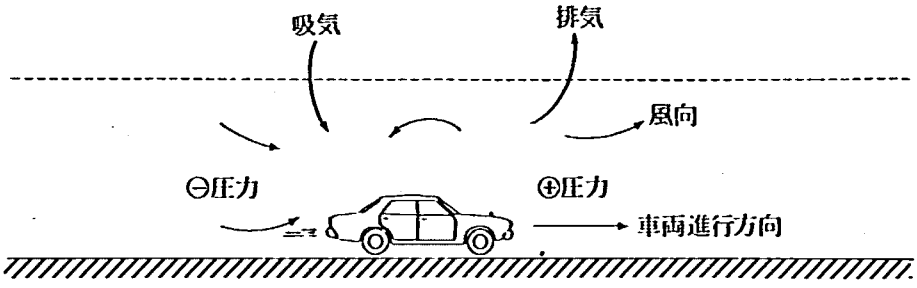
(1) 交通があることによる換気作用

(2) 自然風による換気作用

(3) 熱的エネルギーによる対流拡散作用等

上記要因のうち，最も安定して得られる車両の交通に起因する(1)についてのみ考えることとする。

自動車が走行する際，自動車の前面では圧力が高くなり，背面では負圧が生じ，この圧力差によって自動車の前後に空気のまわり込みの生ずる現象がある。堀割構造の車道空間内でも同様の現象が生じ，自動車の前面の空気の一部は堀割の開口部から押し出され，また自動車の背面へは一部開口部から空気が吸込まれることとなる。この現象を呼吸作用と俗称している。



図－1　自動車走行による呼吸作用の模式図

開口部における単位面積当たりの換気量を単位呼吸量q（㎥／s／㎡）と呼んでいる。

堀割構造道路内の呼吸作用を自然換気作用と考えると，道路トンネル換気方式である横流換気の考え方（計算法）が適用できると思われる。

2. 換気対象物質について

換気の対象物質は，人間の生理的な影響を与える有害物質と，トンネル内の視界を妨げる煤煙がある。有害物質には，CO，NOx，HC などあるが，COが代表的なものであり，COに対して必要な換気量を求めておけば，その他の有害物質には安全な濃度になる。したがって，道路トンネル技術基準（換気編）・同解説では，COと煤煙を換気の対象物質としている。

3. 自然換気に必要な開口幅について

必要な開口幅の算定には，自動車交通量やディーゼル車混入率によってCO，煤煙等の排出量が変わってくるので，一概に開口幅がいくらで良いということは難しい。

道路トンネルの所要換気量は，道路トンネル技術基準（換気編）・同解説に示されているように，ディーゼル車の混入率が10%以上になると，煤煙を対象とした換気量によって決まる。このため，以下の計算例では煤煙濃度値を用いて検討した。

〔計算例〕

一方向交通3車線の道路を想定し，試算条件として以下の仮定を設ける。

① 交通量　　N：3,000（台／時／3車線）

② ディーゼル車混入率 γ_D：30　（%）

③ 設計目標煤煙濃度　　τ ： 50(%) （煤煙の 100 m 透過率）

煤煙の許容濃度

$$\left(Ka = -\frac{1}{100} \log \left(\frac{\tau}{100}\right) = 0.301 \times 10^{-2} \ (1/m) \right)$$

CO の設計濃度

Kco = 100 (ppm)

自動車からの平均煤煙排出量 μ は，γ_D =30 (%) で縦断勾配が平坦のとき約 1.44 (1 ／ m ・ ㎥ ／km／台) である（道路トンネル技術基準（換気編）・解説P．49；排出量のバラツキに対する余裕を含む)。 道路の単位延長，単位時間当たりの排出ガス量Pに換算すると，

$$P = \mu / 1{,}000\ m \times N / 3600$$

$$= 1.44 / 1000 \times 3{,}000 / 3600 = 0.0012 \ (1/m \cdot ㎥/s/m)$$

道路の全線にわたり堀割開口部があるとした場合の所要換気量Qは，

$$Q = P / Ka = 0.0012 / 0.00301 = 0.399 \ (㎥/s/m)$$

当交通環境研究室のこれまでの実験データより単位呼吸量 q は交通量等の条件にもよるが，一方向交通 3 車線の場合およそ q = 0.07 ～ 0.11 （㎥／s／㎥） であるので，開口幅は，

$$0.399 / 0.07 \sim 0.11 = 5.70 \sim 3.63 \ (m)$$

となる。

＜参考文献＞

1) 「道路トンネル技術基準（換気編）・同解説」　日本道路協会　昭和60年12月

（交通環境研究室）

道－19　透光板遮音壁の実用化に向けての機能性及びメンテナンス

（質問）

遮音壁設置による日照阻害が生じる地域については，透光板遮音壁の採用が増えつつあるが，遮音性能についてはあまり明確になっていない。更に，価格やメンテナンスに対する課題も残されているが，透光板遮音壁についての機能性，メンテナンスに対しての意見を伺いたい。

（道路計画一課）

（回答）

透光板にはアクリル樹脂板，ポリカーボネート板，板ガラスなどがあるが，表－1に示す特性を総合的に判断すると現在の状況ではポリカーボネート板が最適と思われる。また，ガラス板の衝撃強度

と飛散性を改善した合わせガラスも適しているものと思われる。

表－1　透光性材料の特性（厚さ5㎜）

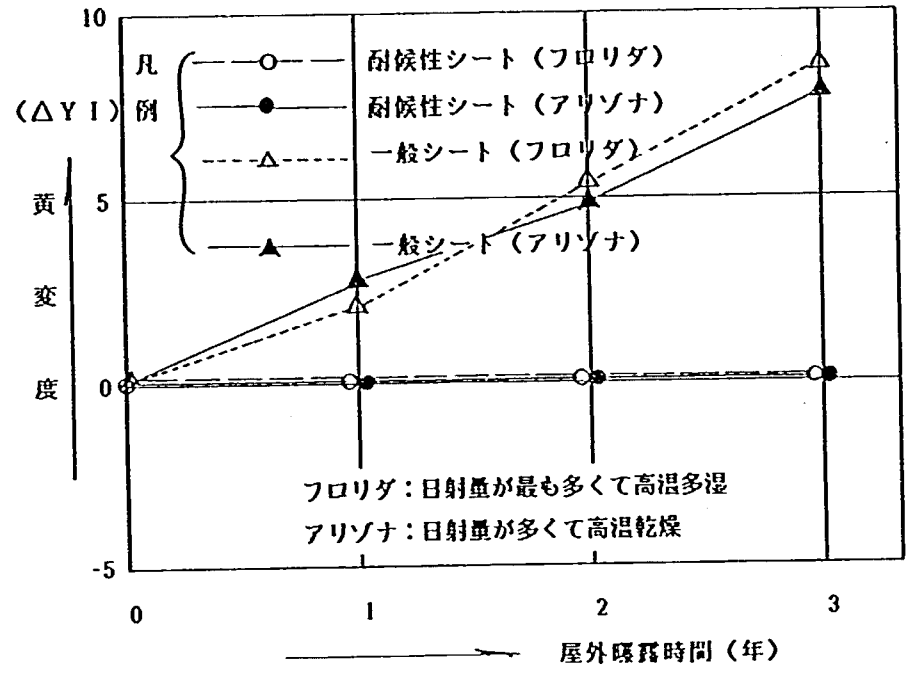
項　　目	単 位	ポリカーボネートシート	アクリルシート	板ガラス
透　明　性		大	大	大
全光線透過率	%	88	92	91
曲げ強度	kg/cm	900~950	915~1,195	500
衝撃強度（アイゾット）	kg-cm/cm	87	2.5	(0.5)
比　　重		1.20	1.17～1.20	2.5

遮音性能としてポリカーボネート及び合わせガラスの音響透過損失を表－2に示す。厚さによっては十分な透過損失が得られないことがあるため注意をする。

表－2　音響透過損失

遮音面の種類	250Hz	400Hz	1000Hz	2000Hz
合わせガラス 6.3㎜	22dB	27dB	32dB	26dB
ポリカーボネート 5㎜	19dB	22dB	30dB	35dB
ポリカーボネート10㎜	25dB	29dB	36dB	39dB

屋外に曝露される材料は，紫外線，太陽熱及び排気ガス等の影響を受けてその特性が変化する。ガラス板に関しては紫外線や太陽熱による変化は全くないが，ポリカーボネートは化学的変化による黄変が生じ，これに微細な塵埃が付着して透明性を失うことがある。従って，ポリカーボネートの透明性を維持するためには黄変を防止することが重要である。黄変の防止対策としては，表面にアクリル系特殊被膜をコーティングすることによって紫外線をカットするなどの方法が考えられる。ポリカーボネートに耐候処理を施した場合の屋外曝露試験の結果を図－1に示す。



図－1　屋外曝露によるポリカーボネートの黄変度

また，汚れの防止方法としては透明板の表面にシリコン樹脂加工あるいはフッ素樹脂加工等を行って，原因物質が付きにくくする方法や化学的，物理的方法で除去する方法などがある。汚れの除去についての適切な資料は現在のところないが，類似するものとして道路照明等の保守管理の考え方が参考となると思われる。

（交通環境研究室）

道－20　コンクリート舗装の交通開放時期

（質問）

コンクリート標準示方書では「一般に養生期間は現場養生を行ったコンクリート供試体の曲げ強度が35（kgf /cm²）以上に達するまでの期間」となっているが，これは交通開放時期と考えて良いか伺いたい。

（関東技術事務所）

（回答）

そのとおり，曲げ強度が35（kgf /cm²）までに達したら，交通開放を行って良いと考えている。

設計基準強度は曲げ引っ張り強度45（kgf /cm²）であるにもかかわらず，35（kgf /cm²）になれば

交通を開放して良い理由を以下に述べる。

まず各種の荷重によって交通開放後コンクリート版に発生する曲げ応力度は次のようになる。

輪荷重によりコンクリート版に発生する最大の応力度は，「セメントコンクリート舗装要綱付録2. コンクリート版の設計公式」の用いられている岩間の式（式−(1)）によれば次のようになる。

$$\sigma_e = (1 + 0.54\,\mu) \cdot C \cdot \frac{P}{h^2} (\log l - 0.75 \log a - 0.18) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに，

σ_e：コンクリート版縁縁部の輪荷重応力（kgf／cm²）

C：係数（縁自由縁部に対して2.12，適当量のクイバーを用いた縁目地縁部に対して1.59）

P：輪荷重（kgf）

a：タイヤの接地半径$= 12 + \frac{P}{1{,}000}$ (cm)

h：コンクリート版の厚さ（cm）

E：コンクリートのヤング係数（kgf／cm²）

μ：コンクリートのポアソン比

l：コンクリート舗装の剛比半径$= \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^2}{12(1-\mu^2)K_{75}}}$ (cm)

K_{75}：路盤の支持力係数(kgf／cm²)，直径75cm載荷板による

ここで輪荷重P＝5000(kgf)およびその他の値には標準的なものを代入し，コンクリートの各版厚に対しコンクリート版縁縁部の輪荷重応力度σ_eを求めると，縁自由縁部に発生する最大の応力度は表−1のように35（kgf/cm²）以下となる。また縁自由縁部となる版端部には50cm程度の路肩を設けることから，通常の走行ではさらに小さな応力度しか発生しないことになる。このことから，曲げ強度が35（kgf/cm²）あれば交通荷重に対して耐えることができることがわかる。

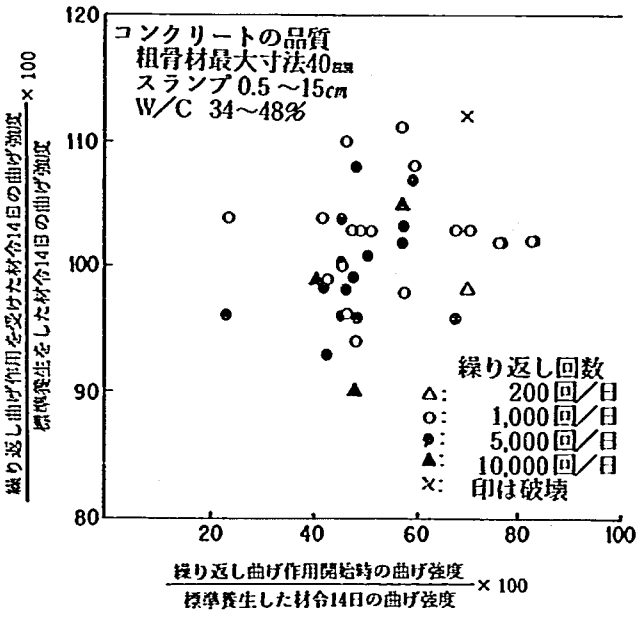
それではなぜ設計基準強度は45（kgf/cm²）であるかといえば，使用期間が長くなって繰り返し荷重が多くなっても，十分に応力に余裕があって疲労に耐えるようにしてあるからである。荷重の繰り返し回数の少ない初期の間は35（kgf/cm²）程度あれば良いのである。

表−1　縁自由端部に生じる最大応力度

版　　厚　(cm)	20	25	28	30
最大応力度(kgf／cm²)	20.3	14.4	12.1	10.8

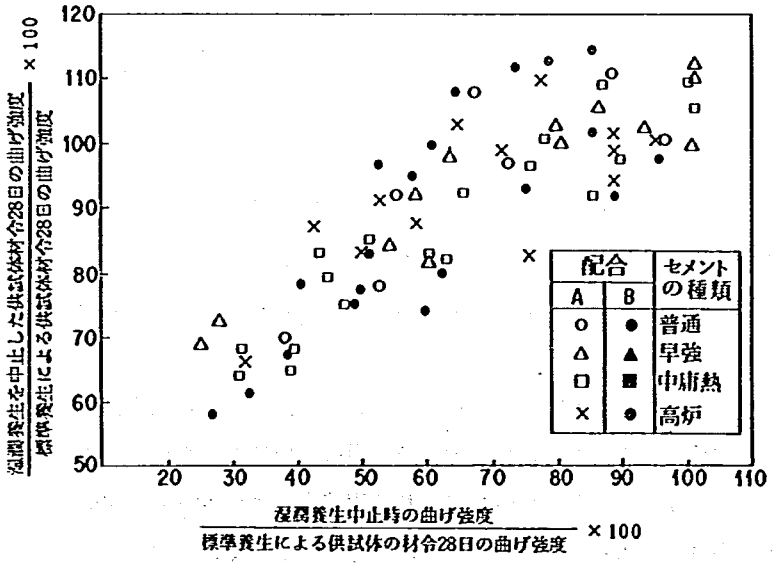
つぎに，強度がまだ十分に発現されていない早期材令から毎日所定の繰り返し曲げ作用が加えられたコンクリートが，その後の強度発現に影響を及ぼされないかどうかについて，以下に説明する。

図－１は，所定の強度になった材令から毎日，繰り返し荷重を加えた供試体の材令14日における曲げ強度と，材令14日まで標準養生を行った同一配合のコンクリート供試体の曲げ強度と比較したものである。繰り返し曲げ応力度は，載荷開始時のコンクリート供試体の曲げ強度の60～70%を目標とし，かつ自動車荷重により生ずるコンクリート版の応力度を考慮して，6.5，13.3，20（kgf/cm²）とした。毎日の繰り返し曲げ回数は一日に200，1000，5000，10000回とした。その結果，材令14日で比較した結果，各条件ともほぼ変わりない強度を有していることがわかる。



図－１　繰り返し荷重載荷後の供試体の曲げ強度

早期に供用開始されることに伴い，養生が中止せざるを得なくなることが，定められた期間養生した同一配合のコンクリートの同一材令における強度と比較してどの程度劣るかについても，実験的に



図－２　養生中止強度と材令28日における強度比の関係

検討を行っている。その例が図－２である。実験には，セメントとして，普通，早強，中庸熱ポルトランドセメントおよび高炉セメントを用いた。養生中止材令は，２，４，７，14日（早強のみ１，３，７，14日）とし，その後は相対湿度65%，温度20℃の恒温室に静置し，試験日の２日前になった時に20℃の水中に入れ，２日間吸水させた後に曲げ強度試験を行い，同一配合で標準養生を行った供試体の曲げ強度と比較して，品質が低下したかどうかの判定を行った。

この図より標準養生で材令28日に行われる強度の70%以上の強度まで水中養生した供試体は，ほぼ問題となるような強度の低下は生じないことが明らかとなった。

以上のことから養生の終了時点（曲げ強度が35kgf/cm²になった時点）ですぐに交通開放を行っても，差しつかえない。

<参考文献>

1) 日本道路協会；セメントコンクリート舗装要綱，pp.221～230，1984年２月
2) 伊東，柳田，養王田；コンクリート舗装の交通開放時期について，セメントコンクリート，No.160，pp.２～７，1960年
3) 柳田　力；コンクリートの養生(3)，土木技術資料，No.12－３，pp.47～52，1970年３月

（舗装研究室，コンクリート研究室）

道－21　アスファルト道路の透水性舗装の検討

（質問）

近年，治水対策等から透水性舗装が注目されているが，車道へ適用する場合の問題点について御教示願いたい。（大宮国道工事事務所）

（回答）

透水性舗装は，降雨時において雨水を舗装体中に一時貯留するかまたは地下へ還元させることを目的として，透水性の高い空隙率の大きい（12%以上）開粒度タイプのアスファルト混合物を用いて行う舗装である[1)]。適用箇所としては，主に歩道に用いられているが，車道でも交通量の少ない区画道路等での適用例はある。

透水性アスファルト舗装は，雨天時の歩行性が改善される他，雨水の流出抑制効果や街路樹等への灌水効果がある程度期待できる。また，騒音の低減効果についてもいくつかの事例が報告されている。一方，以下に示すような種々の問題点を有しており，現時点では車道への適用例は少ない。

・一般的に舗装体に雨水が浸入すると路盤，路床が軟弱化しやすく，このため舗装の支持力が低下し，舗装が早期に破壊する恐れがある。

・透水性を得るために細粒骨材を欠いたアスファルト混合物を用いるので，特に車道に適用する場合は力学特性上（引っ張り強度が小さい等）問題がある。また，スパイクタイヤ等による摩耗に対して弱い。

・空隙率が大きいためアスファルト混合物中に空気や水が容易に入り込み，アスファルトの劣化の進行や骨材からの剥離が起こりやすく，アスファルト混合物としての耐久性が低下する。

・供用後は，交通荷重等によりアスファルト混合物層が締固められ空隙率が減少する他，比較的短期間にゴミや粉塵により空隙の目詰まりを起こし，透水能はかなり低下する。このため，高圧放水車等による定期的な清掃が必要である。

・透水性舗装は，初期または短時間の降雨に対しては舗装体内の空隙で一時貯留するので流出抑制に効果があるが，貯留能力以上の長時間の降雨に対しては表面流出を起こし，ほとんど流出抑制効果はなくなる。また，地下への浸透に関しては，関東ローム等の場合は浸透能力がかなり小さく，特に路床のようにある程度締固められたものではほとんど浸透しないという報告[2]もあり，透水能を過大評価するのは問題がある。このため，治水対策から雨水を地下に浸透させるには，透水性舗装より地下浸透桝を用いる方がよい。（道路土工排水工指針を参照）

＜参考文献＞

1） アスファルト舗装要綱（昭和53年度版），（社)日本道路協会

2） 東京都土木技術研究所：「透水性舗装の車道への適用に関する研究」東京都土木技術研究所年報（昭和62年度），pp. 375～378

（舗装研究室）

道－22　凍結防止剤を添加した舗装の適用性

（質問）

一般国道139号の上九一色村精進地先（標高950ｍ付近）で工事を行っているが，現地は積雪寒冷地にあり，冬期は最低気温－15℃を超える。また最高気温でも5℃を超えるのは稀な寒冷地にあり，降雪時に路面凍結しやすい。さらに，現地の橋梁区間を含む200ｍ区間は，縦断最急勾配4.78％，片勾配6％（半径Ｒ＝150ｍ）のため，特に路面凍結防止対策工を講ずる必要があるものと考えている。

当地と同様な気象，地形条件にあると考えられる，一般国道17号月夜野バイパスにおいて，凍結防止剤を添加した舗装が橋面舗装に採用されている。そこで，当地でも凍結防止剤を添加した舗装を採用しようと考えているが，その適用に当たっての検討，注意事項，またその効果等について御教示願いたい。なお，凍結防止対策工法の選定方法についても御教示願いたい。

（甲府工事事務所）

(回答)

近年，積雪寒冷地において凍結防止剤をアスファルト混合物の中に添加した舗装が試験的に採用されるようになってきた。これは凍結防止作用もさることながら，管理に手間がかからないという面での期待が大きいためと考えられる。

添加する凍結防止剤の種類にはいくつかの種類がある。しかし，いずれのものについてもまだ試験的な採用の段階であり，共通する検討課題がある。それらの課題を大別すると，

(1) 凍結防止効果

(2) 凍結防止効果の持続性

(3) 配合設計，施工上の留意点

であろう。室内試験および試験舗装の結果にもとづき，これらの点について述べることとする。

(1) 凍結防止効果

凍結防止剤を添加した舗装を採用するに当たって最も関心となる点である。四国地建が検討を行った結果によると，凍結防止剤を5%添加した混合物は添加しない混合物に比較して明らかに凍結が遅いことが報告されている。また，新潟県で実施された試験舗装においても効果があることが報告されている。[1)] しかし，一般的に凍結防止効果を期待できるのは気温が－2～3℃前後までで，それよりさらに低い温度に対しては，凍結防止効果は低い。例えば－10℃においても凍結が生じないためには，水分中の塩化カルシウムの濃度が5%以上必要となるが，通常の状態で，路面上の水分中の塩化カルシウム濃度をこの程度の濃度にするのは困難なので，－5℃以下の状態，および多量の降雪時には余り効果は期待できないと判断したほうがよいであろう。ただし，凍結を防止するまでには至らないまでも，凍結防止剤を添加した舗装では圧雪や氷板が路面に固着するのを防止する働きがあるため，除雪が容易である，あるいは車両の走行により圧雪等が破砕されやすく，日中の融雪もそれだけ早く進行する効果は期待できる。

以上のことをまとめると，

1) 凍結防止剤添加舗装は．ある程度の凍結防止効果はある。

2) 極端な低温および多量の降雪がある場所には，大きな効果は期待できない。特にロードヒーティングや消雪パイプによる散水等のような消雪効果を期待することは無理である。

3) 凍結防止剤を添加した舗装は，積雪寒冷地における凍結遅延効果を期待することが適切である。といえる。

現地の条件では，最低気温が－15℃に達するとのことであり，このような時まで凍結防止効果を期待はできない。しかし，貴事務所管内ではさほど降雪の回数は多くないと考えられるため，凍結防止剤添加舗装を採用することは，凍結遅延の面である程度の効果はあるといえよう。

(2) 凍結防止効果の持続性

降雪，凍結の繰り返しに伴い，アスファルト混合物中の凍結防止剤が流出していくため，その効

果は次第に低下していく。ただし，効果の持続性は混合物の透水性，空隙に大きく関係しており，配合設計の際に，これらの点を考慮する必要がある。

また，凍結防止剤を添加した舗装は，その性質上，ある程度の摩耗を前提とすることから，舗装としての長期の耐久性は期待できない。

一般に，効果の持続性を考慮して配合設計を行っても，凍結防止効果の持続性は2～3年と考えてよい。

(3) 配合設計，施工上の留意点

凍結防止剤を添加した舗装では，凍結防止効果の持続性を保つ観点から，不透水（透水係数が 10^{-6} cm/sec 程度以下）のアスファルト混合物を使用する必要がある。このような不透水性を確保するためには，密粒度アスファルト混合物は不適切である。四国地建の検討の結果によると，細粒度ギャップアスファルト混合物（13F）が凍結防止剤を添加する舗装用のアスファルト混合物として適切であるとされている。ただし，細粒度ギャップアスファルト混合物（13F）は耐流動性に劣るため，バインダにはゴム等を添加した改質アスファルトを使用することが望ましい。

施工の際に注意することは，混合温度と締固めである。舗装中に混入する一般的な凍結防止剤は，常温で融け出す（潮解という）ことのないよう，薬剤の周囲を固形の油等でコーティングしてある。このコーティング層の融点は175℃前後であり，混合温度を高くすると凍結防止剤が溶解する可能性があるため，混合温度は165℃程度に抑える必要がある。特に改質アスファルトを使用した場合，混合温度が高くなることが多いので，注意を要する。締固めの際には締固め度を100%確保する必要がある。締固め度が98%程度の場合，透水係数が 10^{-4} cm／sec 程度まで低下し，凍結防止効果の持続性が低下する。また，凍結防止剤を添加した舗装では，凍結防止剤の潮解後，アスファルト混合物層に空隙が残存するため，通常の舗装に比較して摩耗が大きくなる傾向がある。この面からも締固めを十分行う必要があるといえる。

(4) その他の留意点

現地の橋梁はコンクリート床版であるようだが，コンクリート床版では凍結防止剤による鉄筋の腐食等，塩害の可能性がある。したがって床版上に防水層を設けることが望ましい。ただし，防水層の設置は，凍結防止剤を添加した舗装を採用した箇所に限ったことではなく，凍結防止剤を散布する，あるいは海岸に近い等，塩害の懸念される箇所に設置されたコンクリート床版に共通する事項である。

(5) 凍結防止対策の選定手法

凍結防止対策として考えられるものをあげると，

1) ロードヒーティング

2) 消雪パイプによる散水

3) 凍結防止剤の散布

4) 凍結防止剤を添加した舗装の採用

5) その他

となる。これらの工法のうちいずれを選定するのか，ということについては，特に判断基準があるわけではなく，現地の条件に応じて選定しているのが実状である。以下に，一般的な選定について述べる。

1) ロードヒーティング

ロードヒーティングは効果は大きいものの，運転コストがかかる。また，車道では舗装の摩耗によりヒーティング装置の破損等が生じる恐れがあり，歩道等への適用が一般的である。ただし，車道でも市街地のアンダーパスの箇所等に採用される場合もある。

2) 消雪パイプによる散水

散水はロードヒーティングに比較すると運転コストは安く，凍結防止剤に比較しても凍結防止の効果は高い。ただし，厳寒地では水が凍結し，満足な効果は得られないため，降雪は多いが比較的温度が高い地域に適している。このような地域で，付近に利用できる地下水がある，また，路面を流れた水が付近の水域を汚染する恐れがない等の条件が揃っている場合は，適切な方法である。

3) 凍結防止剤の散布

凍結防止剤の散布は，降雪の多いところでは凍圧雪の防止，また降雪は少ないが気温が低いところでは，凍結防止の目的で行われる。ロードヒーティングや消雪パイプ等のように消雪効果を望むことは難しいものの，現場の条件を考慮して薬剤の種類を選定すれば，凍圧雪，凍結防止に効果が期待できる。なお，凍結防止剤散布の詳細については，課題番号道－12「路面凍結防止剤の利用方法」に述べてあるので参照されたい。

4) 凍結防止剤添加舗装の採用

前述したように，凍結防止剤を添加した舗装に完全な凍結防止効果を望むのは無理であり，凍結防止剤の散布頻度を減らす，除雪を容易にするという観点で採用することが望ましい。したがって，多雪，およびかなりの低温となる地域には凍結防止剤添加舗装は適さない。

5) その他

その他の方法として，橋面舗装の降雪による凍結防止対策として，路面に送風する等の試みがあり，ある程度の効果があるようである。しかし，質問にあるような条件の箇所には適さない。

<参考文献>

1) 前島他「凍結緩和舗装の経年調査について」，第4回北陸道路会議技術報文集，pp．121～124，1988．6，北陸道路舗装会議実行委員会

(舗装研究室)

道－23　軟弱地盤上の盛土路床の支持力評価

（質問）

軟弱路床上に良質材料で盛土した場合，現路床の支持力にもとづいて低減を行うのが一般的であるが，盛土層の厚さが大きくなれば，低減は不必要になると考えられる。盛土層の厚さがどの程度あれば盛土材料のＣＢＲを舗装の支持力評価値として採用してよいのか教示願いたい。

（宇都宮国道工事事務所）

（回答）

軟弱路床の改良工法としては，置換，安定処理，盛土が一般的である。アスファルト舗装要綱に示された設計方法は，改良厚さを１ｍ程度と考え，現路床の影響を考慮して平均ＣＢＲによって路床の支持力を評価する。そして，支持力の評価にあたっては，既存の軟弱層の影響を考慮して，改良層の下20㎝については低減層を設け，支持力を小さく評価している。しかし，改良層の厚さが大きくなるにつれ軟弱層の影響は小さくなり，厚さがある程度になると改良層の支持力をそのまま評価することが可能と考えられる。

改良層の厚さがどの程度になれば，改良層のＣＢＲを100％有効としてもよいかについては，試験舗装等による実験的な研究成果がないため，多層弾性理論にもとづく解析的な手法による検討を試みる。

ＣＢＲが１である路床を，ＣＢＲが20と評価できる良質材料を用いて１ｍ置換した場合，アスファルト舗装要綱（(社)日本道路協会発行，以下要綱という）に示す方法で計算すると，改良後の平均ＣＢＲは13.3，したがって設計ＣＢＲは12となる。要綱に示す設計例によると，Ｃ交通およびＤ交通，設計ＣＢＲ＝12および20の断面は，図－１に示すとおりとなる。

(1) Ｃ交通 ＣＢＲ12	(2) Ｃ交通 ＣＢＲ20	(3) Ｄ交通 ＣＢＲ12	(4) Ｄ交通 ＣＢＲ20
アスコン10	アスコン10	アスコン15	アスコン15
アス安定10	アス安定 8	アス安定13	アス安定 8
ｸﾗｯｼｬﾗﾝ 20	ｸﾗｯｼｬﾗﾝ 15	ｸﾗｯｼｬﾗﾝ 20	ｸﾗｯｼｬﾗﾝ 20
	（単位：㎝）		

図－１　計算に使用した断面

舗装の耐久性に影響を与える要因として，路床上面に作用する交通荷重によって生じる鉛直方向の圧縮応力がある。そこで，1mの盛土（置換）を行い，設計CBR＝12の断面とした標準的な設計方法と，設計CBR＝20とし，盛土厚さ（置換厚さ）を1mから5mまで変えた場合の路床上面の圧縮応力を比較してみる。計算条件は，表－1に示すとおりである。

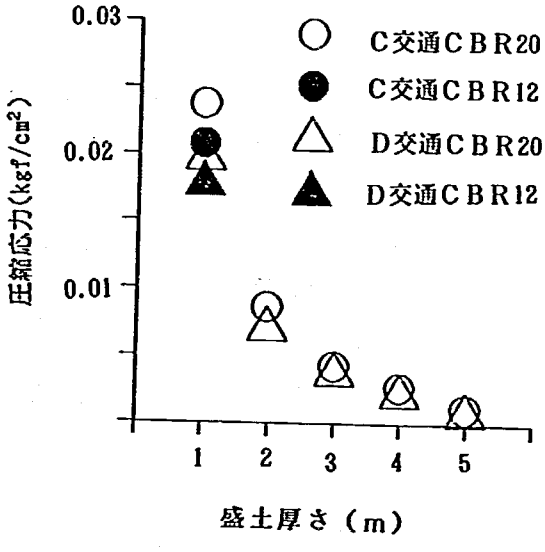
表－1　計算条件

層の名称	弾性係数 (kgf/cm²)	ポアソン比	備考
アスファルト混合物層	30,000	0.35	アスファルト安定処理もアスファルト混合物層とした
粒状路盤層	3,000	0.35	
改良層	2,000	0.35	盛土または置換した層に相当する
路床	100×CBR	0.45	

荷重は5000kgf、接地半径は17cmとした。

計算の結果を図－2に示す。計算によると，盛土厚さがおおむね2m程度で標準的な設計方法より小さい路床上面の圧縮応力が得られることがわかる。また，盛土厚さが3mを超えると厚さを増してもほとんど圧縮応力は減少しないことがわかる。

多層弾性理論は，各層の材料を連続体として扱っており，実際の条件と異なること，CBRが1より小さい地盤が存在すること，経済性から考えてあまり厚くしても効果が小さいこと等の事項を考え合わせると，おおむね3mの盛土があれば，盛土材料のCBRで路床の支持力を評価してもよいと考えられる。



図－2　計算の結果

ここで注意が必要なのは，この3mという数値は目安であり，絶対的な基準ではないことである。実際の設計において，盛土厚さが3m以上の区間がほとんどであり，一部に盛土厚さが3mに足りな

い部分があれば，断面構成をその部分だけ変えるのは不適当であり，全体を盛土厚さ3m以上として同一断面で設計施工するべきである。

質問の主旨とは若干はずれるが，軟弱な地盤上にこのような厚い盛土を行うと，地盤の圧密沈下により舗装の平坦性が損なわれることがある。路床の改良工法は，このような圧密による変形にまで対処できるものではない。このような高盛土の場合には，路床の支持力だけでなく，地盤の圧密変形までを考慮して設計する必要がある。

（舗装研究室）

道－24　鋼床版舗装

（質問）

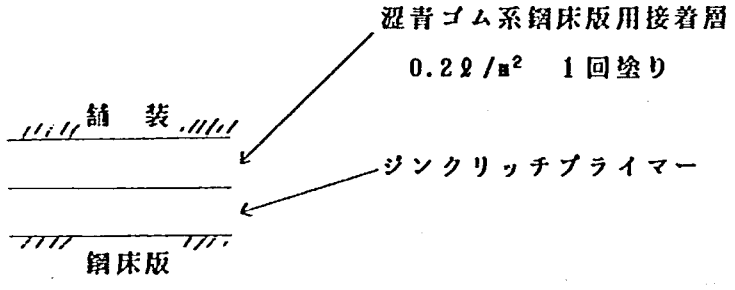
鋼床版に関する以下の点について御教示願いたい。

(1) 鋼床版は冬季，コンクリート床版より，凍結しやすいといわれるがどのような状況か。また，もし凍結しやすければその対策についてご指導を願いたい。

(2) 昭和63年7月，鋼床版の工場製作完了時，鋼床版上面に下図のような工場塗装を施工した。工程上，昭和66年4月以降に舗装を施工する事になるため，約3年間現場で放置した場合，下記の点について御教示願いたい。

① 接着剤の劣化を招き，接着層としての品質が劣ることはないか。

② 舗装と密着せず流動等の原因となるおそれはないか。



（北首都国道工事事務所）

（回答）

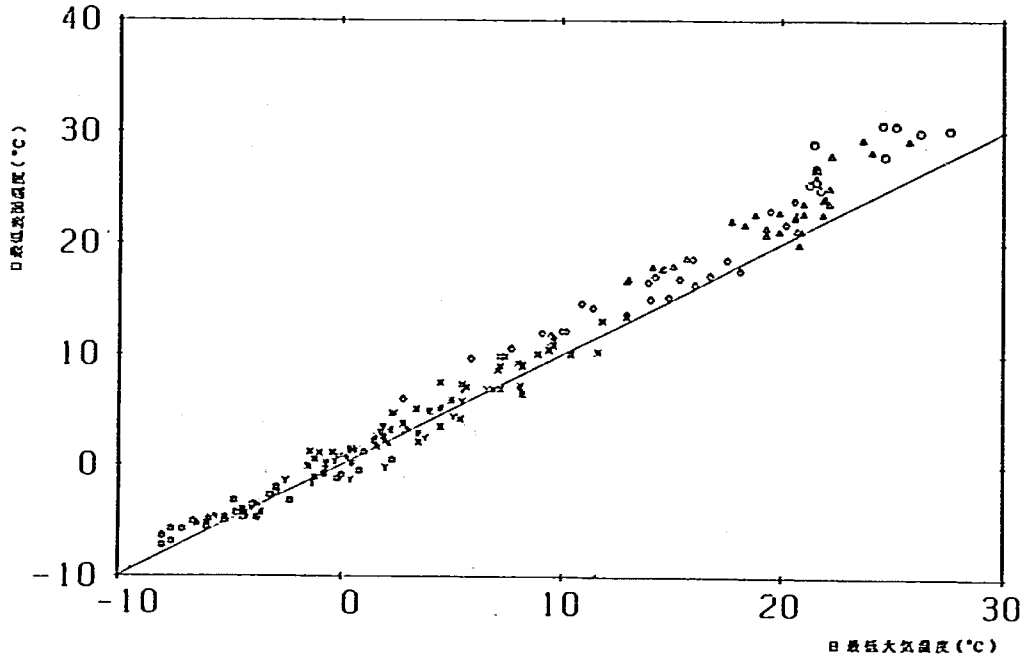
(1) 鋼床版舗装の凍結について

一般に橋梁部は地中からの熱の供給がなく，熱容量も小さいため温度変化は大きい。特に，質問にあるように鋼床版はコンクリート床版に比較してその傾向が大きく，厳寒期に路面が凍結しやす

いといわれている。単純に比熱で比較すると，コンクリートの比熱は通常 0.25 kcal/kg℃，鉄の比熱は通常 0.111 kcal/kg℃であり，鉄のほうがかなり温度変化が大きい。しかし，実際の橋梁では床版の上に舗装が載っていること，上部工の形式により熱の放散状態が異なることから，鋼床版とコンクリート床版でどの程度，凍結の程度が異なるかは一概に判断できない。床版の形式別に凍結状態を調査した例もなく，具体的な違いを示すことは難しい。

ただし，気温と土工部の路面温度の関係については土木研究所の調査結果[1]が，気温と鋼床版の路面温度の関係については中部技術事務所の調査結果があり，それらを図－1，2に示す。土工部では，気温と路面温度はほぼ同じであるのに対して，鋼床版舗装では特に気温が低い場合，路面温度が気温より 1.5℃程低くなっており，鋼床版舗装が凍結しやすいことがうかがえる。

なお，路面の凍結対策については，課題番号道－22「凍結防止剤を添加した舗装の適用性」を参照されたい。

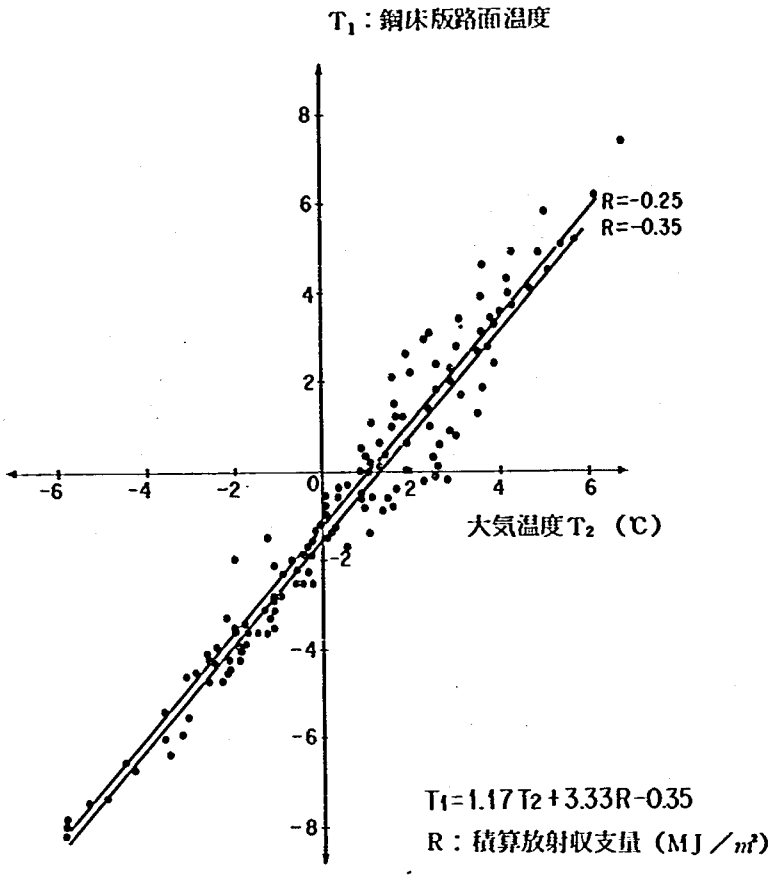


図－1　日最低大気温度と日最低路面温度の関係（土工部）

(2) 床版の塗装について

1) 接着剤の劣化について

鋼床版上面にジンクリッチプライマー（無機または有機，膜厚15～20μm）＋瀝青ゴム系鋼床版用接着剤（以下，接着剤という）の防錆塗装をして，現地架設後3年間放置し舗設する工程となっているが，このような場合，接着剤は長期間大気にさらされることになるので，紫外線，熱，



図－2　大気温度と路面温度の関係（鋼床版）

酸素，雨等の影響を受けて，チョーキング（表面が劣化して白い粉状になること）や割れが発生し，劣化が進行するのは避けられない。元来接着剤は，舗装との接着性を確保するためのもので，長期の防錆性能を期待するには限界がある。

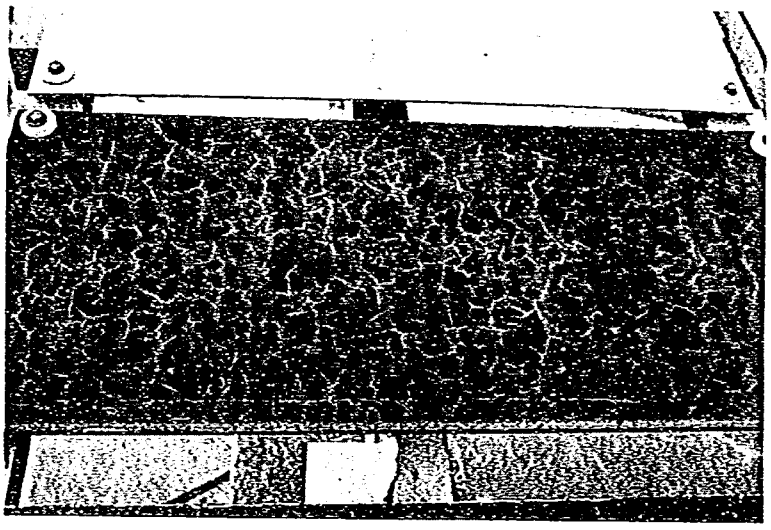
土木研究所で，同系統の接着剤を鋼版に塗布（膜厚200 μm，0.4 ℓ/m^2に相当）して屋外で3年間暴露試験を行った結果は次のとおりである。

1）接着剤表面は，写真－1に示すようにチョーキングが発生した。また，割れは鋼素地まで達していた。

2）鋼版表面は，割れにそって錆が発生していた。

しかし，質問のケースでは，接着剤の下層にジンクリッチプライマーを施していることから，橋梁の建設される場所が海岸近く等の腐食環境が厳しい箇所でない限り，接着剤の劣化があっても鋼床版の防錆の面からは特に問題はないものと考えられる。

なお，鋼床版の防錆塗装及び腐食状況については，舗設時の鋼床版の表面処理を考慮して，定



写真－1　瀝青ゴム系接着剤の劣化状況（屋外暴露3年後）

期的（3～6か月に1回）に点検し，異常があれば適切な処理をしておくことが重要である。

2）流動の可能性について

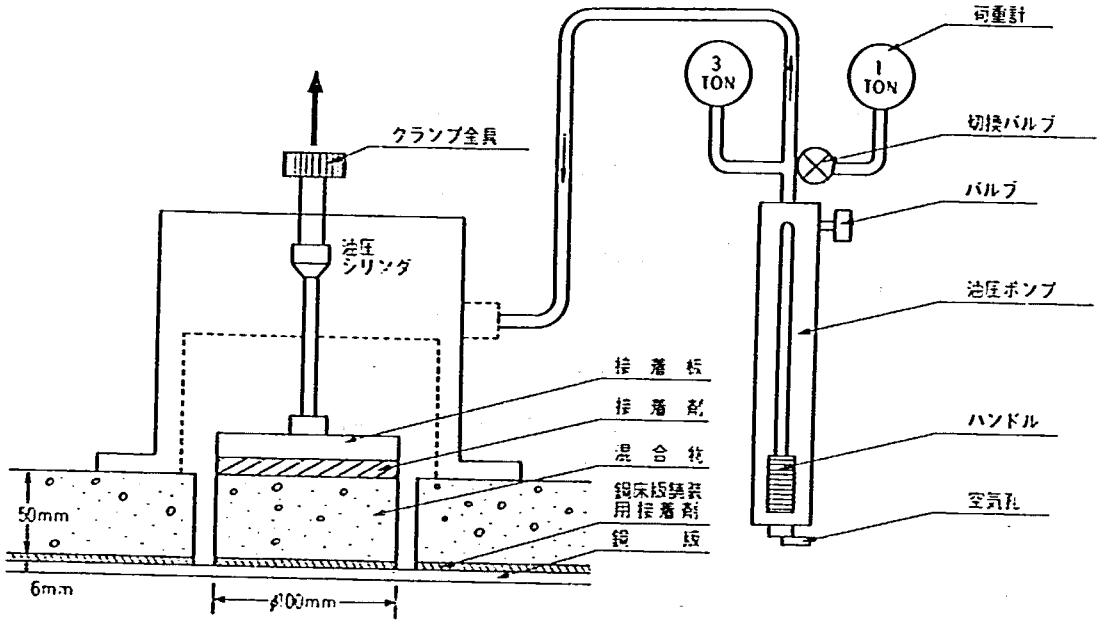
接着剤の劣化は，かなり進行した状態になると予想され，このまま舗設した場合，舗装と床版の接着は期待できず，供用後，舗装に流動やずれによるコルゲーションおよびひび割れが発生する恐れがある。したがって，舗設時に劣化した接着剤の除去，表面処理，接着剤の再塗布が必要であり，この作業を十分に行なえば，鋼床版と舗装の密着性および舗装の流動等に関してトラブルの原因となることはないものと考えられる。以下に舗設時の鋼床版表面処理に関する注意事項を示す。

1）劣化した接着剤は，パワーブラシ等を用いて可能な限り除去する。また，鋼床版に錆が発生している部分は，1種または2種ケレンを行い除錆する。

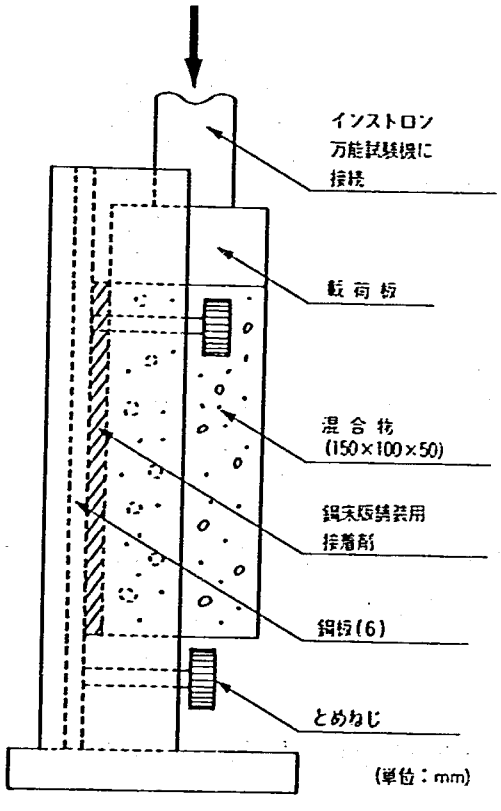
2）舗設時に塗布する接着剤は，材料間の親和性を考慮して工場塗装時と同様のものまたは同系統の接着剤を用いる。

3）接着剤の塗布量は，鋼床版舗装では一般に0.4ℓ/㎡程度である。この場合，工場で0.2ℓ/㎡塗布しているので，舗設時には0.2ℓ/㎡程度塗布すれば良いと考えられるが，最終的には舗設時の接着剤の劣化状況を調査して，その量を決定する必要がある。

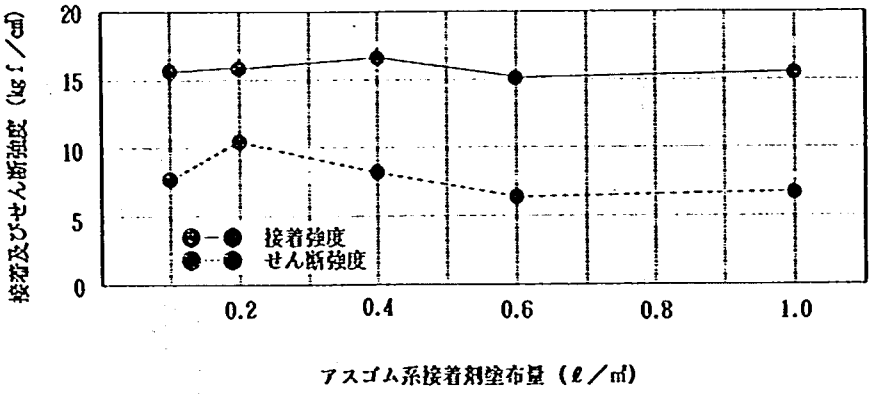
参考資料として接着剤塗布量の影響や暴露後の防錆塗装鋼版とアスファルト混合物との接着性に関する試験方法および土木研究所での試験結果を図－3～6に示す。



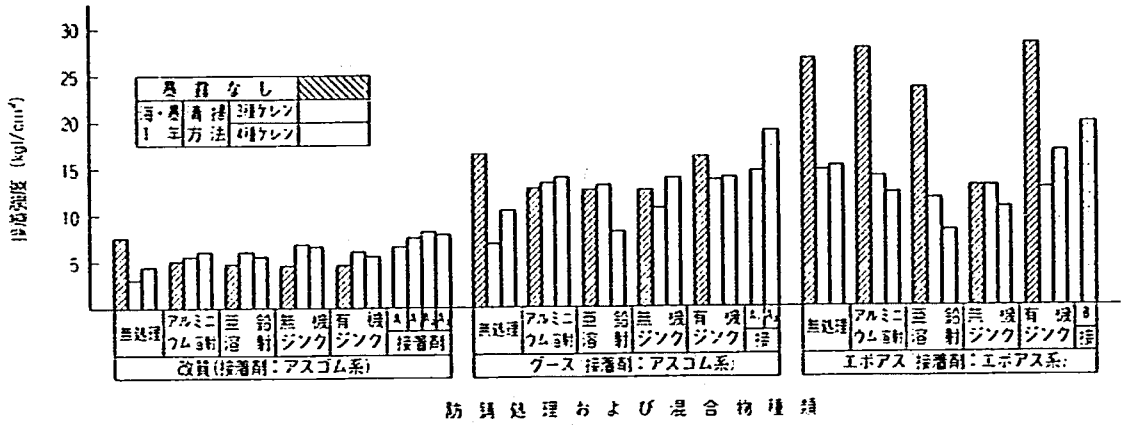
図－3　引張接着力試験方法



図－4　せん断力試験方法



図－5　接着およびせん断強度と接着剤塗布量の関係
（試験温度：20℃，混合物：グースアスファルト）



図－6　接着強度と暴露の関係（防錆塗装した鋼版を海上に1年間暴露した後，アスファルト混合物を舗設，試験温度：20℃）

<参考文献>

1）土木研究所資料2198号「アスファルト舗装内の温度分布に関する調査研究（資料集）」，1985.3，建設省土木研究所　（舗装研究室，化学研究室）

道－25　トンネル内セメントコンクリート舗装の横断勾配

（質問）

トンネル内の舗装では，2車線同時施工または片側車線施工のうち，2車線同時施工の方が施工性，

平坦性の確保等でメリットが大きいと思われる。その場合のＬＥＶＥＬ施工についての問題点及び施工実績等について伺いたい。

（高崎工事事務所）

（回答）

一般的に道路の路面には雨水等の排水のため横断勾配（1.5 ～ 2.0％）を設ける。トンネル内の舗装では雨水の処理の問題はないが，一方で交通車両による引き水や漏水等によって路面に溜る水の処理の問題がある。また，トンネル内は降雨がないために路面にほこりやゴミがたまりやすく，頻繁に清掃する必要があり，その清掃水の処理の問題もある。さらにトンネル内は路面が乾燥しにくく，路面のすべり等の安全対策上の問題も重要であり，路面の排水は充分に行う必要がある。このため，トンネル内の路面の横断勾配は，一般部の車道の路面に比べると小さくてもよいが，１～1.5％程度とすることが標準となっている。したがって，横断勾配をゼロとするＬＥＶＥＬ施工は，路面排水等の観点から好ましくなく，これまでの施工例はほとんどないものと考えられる。なお，横断勾配は片勾配としてよいことになっているので，質問にある２車線同時施工の場合，片勾配とすれば施工は比較的容易になるので，特にＬＥＶＥＬ施工をする必要はないと考えられる。

＜参考文献＞

1）村上良丸，長友成樹：道路建設講座９「道路トンネル」，1972.２，山海堂

（舗装研究室）

道－26　スパイクタイヤ等による摩耗の対策

（質問）

寒冷地域においては，スパイクタイヤの使用による路面の摩耗が著しく，管理面において問題が生じている。耐摩耗対策の御教示をお願いしたい。

（長野国道工事事務所）

現在，耐摩耗対策に用いる細粒度ギャップアスファルト混合物については，13㎜トップを使用しているが，20㎜トップにすると耐摩耗性が向上すると考えられる。今後の細粒度ギャップ（20）の適用性と，施工性についての問題点をご教示願いたい。

（高崎工事事務所）

(回答)

2つの質問は共通する内容があるため，併せて回答することとする。

スパイクタイヤによる摩耗の被害に対しては，舗装の耐摩耗性を高めるための検討が各機関において行われており，その結果は実際の施工に反映されている。これら対策をまとめると表－1[1]のようになる。

表－1　舗装の耐摩耗対策の種類

(1)アスファルトの改質
• ゴムを添加する
（プランミックス、プレミックス）
(2)アスファルト混合物の粒度改善
• ギャップ粒度を採用する
• 骨材の最大粒径を大きくする
• 砕石量を多くする
(3)良質骨材の使用
• すり減り減量の少ない骨材を使用する
• 人工硬質骨材を使用する
(4)締固め度の確保
• 十分に締固める

(1)　アスファルトの改質

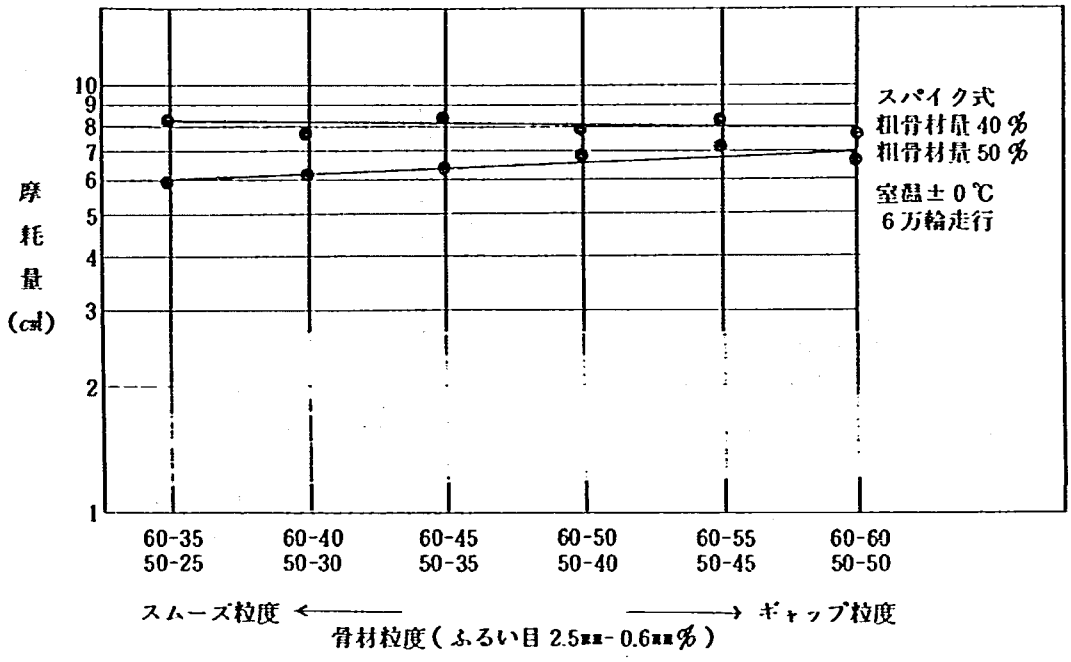
バインダに改質アスファルト，特にゴム系の改質材を添加した改質アスファルトを使用することによって，摩耗を1～2割減らすことができる。ただし，改質アスファルトを使用する場合，施工の際に十分締固めることが重要で，この締固めが不十分な場合は所期の効果が得られない。

(2)　アスファルト混合物の粒度改善

一般に連続粒度よりギャップ粒度が混合物のほうが耐摩耗性が高い。さらに北海道開発局の検討結果[2]（最大粒径13㎜）によると，混合物中に占める砕石の割合が大きいと耐摩耗性が向上することが示されている（図－1）。ただし，砕石量があまり多いと施工性に問題があるため，その量は50%が適切とされている。

また最大粒径が大きいほど耐摩耗性は高い。質問にもある細粒ギャップ（20F）は，これらの検討結果を反映したものであり，東北地建，北陸地建等で施工の実績がある。ただし，細粒タイプの混合物は耐流動性に劣る傾向があり，夏期の流動が懸念されるため，近年は密粒（20F）が耐摩耗性混合物として採用される傾向にある。この密粒（20F）は耐摩耗性，耐流動性のいずれについても良好な混合物であり，関東周辺の耐摩耗対策には，細粒ギャップ（20F）よりも密粒（20F）が適していると考えられる。

施工性については，密粒（20F），細粒ギャップ（20F）とも骨材の粒径が大きいため，敷均しの際に骨材分離が生じないように注意する必要がある。特に，フィニッシャのスクリュースプレッダの中央部および両端部に粗骨材が集中しないよう，注意が必要である。また，最大粒径が20㎜と大きいため，1層の施工厚は5㎝以上が望ましく，摩耗地域でしばしば補修に採用される3㎝程度の薄層オーバーレイ，レールパッチングには適さない。しかし，これらの点を除けば，密粒（20



図－1　砕石量と摩耗量の関係
（スパイクラベリング試験による）

F），細粒ギャップ（20F）とも施工性に大きな問題はないといえる。[3)]

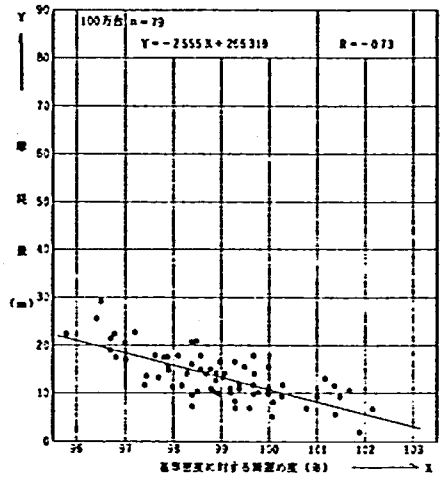
(3) 良質骨材の使用

耐摩耗性を高めるためには，硬い骨材を選定することが望ましいのはいうまでもない。その選定にあたっては，一般に骨材の硬さを評価するといわれているロサンゼルスすり減り減量試験の他に，室内でスパイクタイヤによる摩耗状態をシミュレーションするスパイクラベリング試験[4)]により骨材を選定することが望ましい。一般に天然骨材では硬質の砂岩が，人工の骨材では製鋼スラグが耐摩耗性が優れているといわれている。

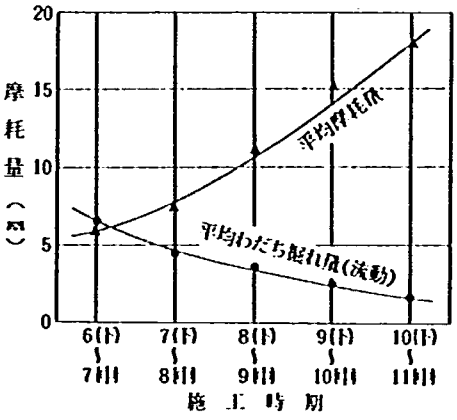
(4) 締固め度の確保

舗装の耐摩耗性は，その締固め度に大きく影響される。図－2は技術管理業務連絡会の舗装部会摩耗分科会で調査した結果[5)]であるが，締固め度を1%アップすることにより，スパイクタイヤ装着車が100万台走行した時の横断凹凸量が2.5㎜減少することが示されている。また，施工の時期によって得られる締固め度が異なるため，冬期の摩耗量も異なることも明らかにされている（図－3）。これらの結果から，締固め度を十分確保すること，交通車両による自然転圧を期待して夏期以前に施工することが施工面からの耐摩耗対策といえる。

以上のように舗装の耐摩耗対策には種々の方法があるが，いずれの対策も抜本的な対策ではないため，複数の対策を併用することにより，耐摩耗性を高めることが重要である。



図－2　締固め度と摩耗量(横断凹凸量)の関係



図－3　施工時期と冬期の摩耗量（施工後1冬）の関係

<参考文献>

1) 建設省国道一課，土木研究所舗装研究室「耐流動耐摩耗対策の選定手法に関する調査研究」第42回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1988. 10

2) 北海道開発局土木試験所「砕石の質とアスファルト混合物の耐摩耗性」第29回北海道開発局技術研究発表会，1986. 2

3) 北陸地方建設局「20㎜ギャップアスコン配合設計の手引き」，1987. 1

4) 安崎，伊藤「舗装用混合物のスパイクラベリング試験方法標準化の検討」第42回建設省技術研究会自由課題道路部門論文集，pp. 21〜26，1988. 10

5) 建設省技術管理業務連絡会舗装部会摩耗分科会「アスファルト舗装締固め度と冬期摩耗の実態調査報告書」，1986. 10

（舗装研究室）

道－27　舗装版下の空洞探査の現状

（質問）

空洞探査については，これまで種々の計測機器が開発されてきているところである。特に舗装版下については最近マスコミ等で大きく報道され，陥没事故防止のための事前調査の重要性が増大してきているが，機器の信頼性，実用性等に関して問題点も多い。広域的でかつ交通障害のある道路上で定量的に計測できる方法を御教示願いたい。　（長野国道工事事務所）

（回答）

舗装路面下等の空洞探査のための計測機器については，昭和59年に建設省の建設技術評価制度が適用され，5機種が認定されている。[1)] そのうちのひとつはモルタル吹き付け法面用の機器で舗装版下用は4機種ある。それらを大きく分類すると，次の2つに分類できる。

① 赤外線温度計方式

舗装路面下に空洞等があると路面の温度が周辺部と微妙に異なることを利用し，赤外線放射温度計により路面の温度を連続的に測定し空洞の探査を行なうもので，現在1機種が認定されている。この方式の機種は，計測が比較的簡便で測定及び解析が短時間でできかつ経済的であるが，精度はあまり良くない。

② 電磁波方式

電磁波が地中における電気的特性の違う物質（空洞や埋設物等）の境界で反射波を生じる性質を利用し，地上において電磁波を発射しその反射波を測定解析することにより，舗装路面下の空洞探査を行なうもので，現在3機種が認定されている。この方式の機種は機器によってその性能に大きな違いはなく，精度は赤外線方式に比べて良好であるが，データの解析等に時間がかかり（数日を要する），費用も赤外線方式に比べると5，6倍かかる。

なお，両方の機種とも地下に構造物があったり，地下水位が高い場合は測定精度がかなり落ちる。評価書によるこれらの機器の評価（供用性）については，以下に示すとおりである。（表－1）

表－1　測定機器の供用性の評価

機　種	測定時間（分）	解析時間（分）	費用（千円）
赤外線方式	60	30	97
電磁波方式	150～350	1500～3600	499～551

＊ 3m×100mのアスファルト舗装道路におけるデータ

＊ 測定時間には準備、後片付けの時間を含む

また測定精度の評価については，参考として東京国道工事事務所で昭和61年，63年に実施した路面下空洞調査の結果を表－2に示しておく。

表－2　舗装版下の空洞探査の結果

機　種	異常判定箇所	調査箇所	異常箇所	的中率（%）
赤外線方式	38	29	6	21
電磁波方式	33	24	17	55

2つの機種の特徴を表にまとめてみると以下のようである。（表－3）

表－3　赤外線方式と電磁波方式の比較

機　種	精度	簡便性	迅速性	経済性
赤外線式	△	○	◎	◎
電磁波式	○	○	△	△

◎ 良い　　○ 普通　　△ やや落ちる

以上のことから，この2つの機種の使用方法について整理してみると，以下のように考えられる。

赤外線方式：長区間にわたる探査に用い，大きな空洞の発見もしくは詳細調査のための区間の設定等に利用する。

電磁波方式：区間を限った詳細調査に用い，この調査から空洞の存在が疑われる場合は，関連工事について調査するとともに，掘削等を行ってその有無を確認することが望ましい。

<参考文献>

1）建設省：評価書「舗装路面下等の空洞検知装置」，建技評第85302号～第85305号，1986.8

（舗装研究室）

道－28　軟弱な路床内に構造物がある場合の舗装設計

（質問）

軟弱路床上に舗装の施工を行う必要があるが，当該箇所は中央分離帯に自動車専用道路用の橋脚を

設け，橋脚のフーチングを路床内部に設置することになっている。このような舗装の設計において留意すべき事項について教示願いたい。

（北首都国道工事事務所）

（回答）

質問の路線の地盤は非常に軟弱であり，ＣＢＲは１に達しない。施工にあたっては，厚さ１ｍの安定処理を行い路床を改良している。

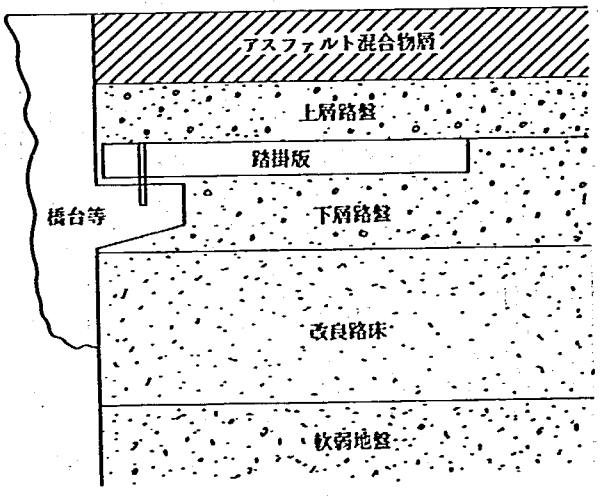
このような場所については，通常，大規模な軟弱地盤対策を行い，サンドドレーン工法等により事前に地盤の圧密を進行させてから施工することが多い。しかし，そのような対策を行った場合でも，施工後の圧密の発生をゼロにすることはできない。

路床の改良によって，舗装の耐久性としては適当な断面となるが，フーチングのある部分は支持力を確保するために十分な基礎を設けるので沈下が小さく，フーチングのない部分はそれより大きな沈下を生ずるため，路面の平坦性が損なわれることになる。

構造部の付近での沈下において，埋戻し材料の締固め不足が原因となることがあるが，埋戻し材料は大型の転圧機械によって十分に締固められているものとして回答する。

沈下状況の違いによる平坦性の低下は，根本的な対策がないのが現状である。そこで，一般に用いられている踏掛版による対策と近年着目されている発泡スチロール工法の２つを紹介する。

構造物の有無による沈下状況の違いが問題となるのは，構造物の端部に段差が生じることによる。たとえ沈下を生じても，沈下の形状がなだらかであれば走行上の問題は生じない。踏掛版は，図－１に示すように一端を構造物の端部に載せ，もう一端を自由端としたもので，鉄筋コンクリートによって施工する。踏掛版の高さは，下層路盤面と一致させることが多く，この上に上層路盤やアスファル



図－１　踏掛版の一例

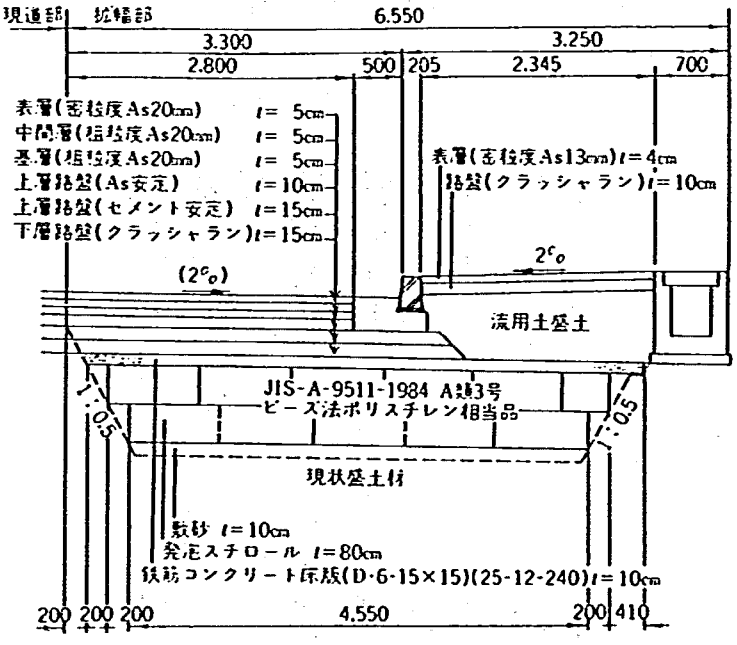
ト混合物層を施工する。踏掛版の施工により，構造物のある部分からない部分に向かって徐々に支持力が下がっていくため，急激な段差は生じないようになる。なお，踏掛版の詳細については，本資料の道－29の回答，参考文献１）および２）を参照願いたい。

発泡スチロール工法（通称ＥＰＳ工法）は，ここ数年で着目されるようになった工法である。[3)] この工法は，軟弱な路床土の一部または全部を，軽量で強度のある発泡スチロールで置き換え，その上に舗装を施工する工法である。

軟弱な路床土であっても，堆積後に十分な時間が経過していれば上載荷重によって十分に圧密されており，上の土砂を取り除いて施工を行っても，もともと上に載っていた荷重以下のものを載せる限りにおいては，圧密沈下は生じない。

発泡スチロールは，密度が土の約1/100であり，強度は良質土と同等以上である。したがって，路床を発泡スチロールで築造し，その上に舗装を施工した場合，発泡スチロールと舗装材料を加えた重さを，撤去した土砂より小さくすることができる。そのため，沈下を生じない舗装となる。

図－２に建設省中部地方建設局沼津工事事務所が，国道１号で試験施工した舗装の断面を示す。発泡スチロール工法は，軟弱地帯における施工法として今後有望であるが，土質材料に比較して発泡スチロールが高価であるため，面積あたりの施工単価が従来工法の２～３倍となることや，設計方法が定まっていないなどの今後解決すべき点がある。採用にあたっては，有識者を含めた検討を行い，試験舗装として注意深く取り組む必要がある。



図－２　ＥＰＳ工法試験施工区間の標準断面

＜参考文献＞

1) セメントコンクリート舗装要綱，pp. 167～168，1984. 2，(社) 日本道路協会

2) 達下文一編：「舗装技術の質疑応答」，第5巻，pp. 317～321，1987. 12，建設図書

3) 「舗装と発泡スチロール特集号」，舗装，第22巻，第8号，1987. 8，建設図書

(舗装研究室)

道－29　U型擁壁端部の舗装踏掛版の設置

(質問)

国道298号の幹線道路との交差型式は，U型擁壁とボックス構造でアンダーパスとしているが，草加八潮地域は軟弱地盤地帯であるため，杭基礎構造としており，U型擁壁打ち切り部では段差が生じると思われるが，踏掛版等で対応した例があるかどうか御教示願いたい。

(北首都国道工事事務所)

(回答)

踏掛版を設置する目的は，橋梁または横断構造物と盛土部との取り付け部に生じやすい段差の発生を防止することにより，快適な走行性を確保するとともに，維持修繕費用を軽減することにある。一般的にコンクリート舗装では，段差が生じた場合の補修に手間を要することから，橋梁との取り付け部など段差の生じやすい箇所には踏掛版を設置することとなっているが[1]，アスファルト舗装では段差発生後のすり付け等が比較的容易なことから，日本道路公団で高速道路へ適用した例などを除き踏掛版の施工例は少ない。なお日本道路公団の設計基準[2]によると，橋梁取り付け部等については設計速度，橋台の形式，盛土の高さ，地盤の種類等によって5mまたは8mの踏掛版を設置することになっ

表－1　踏掛版の設置箇所

連結等施設トンネルの有無 / 地盤の特質 / 橋台 / 来述の目の特質		右記以外の区域にある橋台			連結等施設内しくはその前後者500mおよびトンネルの前後者500m内の区域にある橋台
		普通地盤		軟弱地盤	
		切込み岩掘硬岩など土質によって細粒化しないもの	左記以外の目的	すべての目的	
下記以外の形式	6m未満	設置しない (設置しない)	5 (5)	8 (8)	8 (8)
	6m以上12m未満	5 (5)	5 (5)	8 (8)	8 (8)
	12m以上	8 (5)	8 (5)	8 (8)	8 (8)
中抜き	6m未満	5 (5)	5 (5)	8 (8)	8 (8)
盛りこぼし	6m以上	8 (5)	8 (5)	8 (8)	8 (8)

注) 数字は踏掛版の長さ．ただし，( )のないものは設計速度80km/h以上の場合に，
( )のあるものは設計速度80km/h未満の場合にそれぞれ適用する．

ている（表－１参照）。ただし，軟弱地盤地域では踏掛版下に発生しやすい空洞の調査及び補修が困難なこと，踏掛版の反り返り等により版端部の路面にクラックが生じやすい等の指摘もある。このため，軟弱地盤地域で地盤の残留沈下が大きく，しかも長期にわたるような箇所では，踏掛版は設置しないことになっている。したがって質問にあるような軟弱地盤上で踏掛版を設置するとすれば，十分な軟弱地盤対策を施したうえで施工する必要があると考えられる。

＜参考文献＞

1）セメントコンクリート舗装要綱（昭和59年度版），(社)日本道路協会

2）日本道路公団：設計要領第二集，第６編，〔１〕橋梁下部構造，３－８踏掛版，1980.4

（舗装研究室）

道－30　大断面シールド工法の開発状況と技術的検討課題

（質問）

シールド工法は，共同溝・地下鉄・下水道等の工事において地上のきびしい制約条件を守りながらかつ，大深度まで施工が可能となるまでに発達している。このため都市部における地下空間の有効利用は飛躍的に伸びている。

現在，地下利用が話題となっており，今後計画する幹線道路については，大断面シールド（直径16ｍ以上）や二連型シールドによる施工の可能性についての検討も必要となる場合があると思われる。

トンネルが大断面，大深度になると，強大な土圧，水圧の処理対策，トンネルの耐震性，シール材やセグメントの耐久性等解明しなければならない検討課題が多々あると思われる。

大断面シールド工法（大深度の場合も含めて）の開発状況と合わせて最新の情報をお聞きしたい。

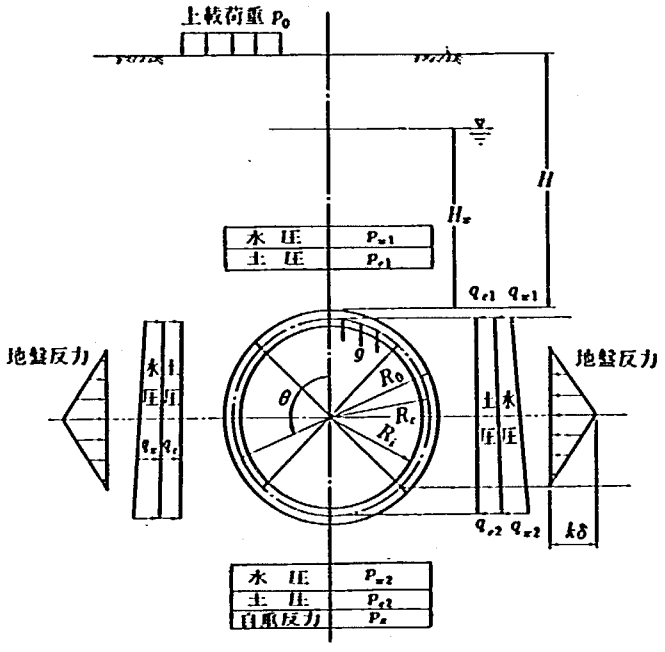
（川崎国道工事事務所）

（回答）

シールド工法のこれまでの実績は，深度40m，口径13ｍ程度である。口径16m以上の大断面シールドトンネルを深度50～100ｍ程度の大深度に建設する場合の課題およびそれらに対する技術の現状は以下のようである。

①　作用荷重の評価

現在の覆工（セグメント）の設計方法の基本的考え方は，図－１に示すような設計荷重[1)]を設定し，設計荷重が覆工に作用した場合の覆工に発生する応力度が許容応力度内に収まるように，覆工の材質，断面寸法を決定するものである。しかし，覆工に作用する荷重については未解明な点が残されているため，設計荷重の設定に当っては地山条件に応じて幾つかの仮定を設けているのが実状



図－1　設計荷重の考え方[1)]

である。大深度，大断面となる場合には，これら設計荷重の評価方法が覆工の設計に当っての大きな課題となっている。例えば，鉛直方向の土圧として現在のところ全土被り重量を考える方法とゆるみが生じた領域の土圧（ゆるみ土圧）を考える方法の２つがあるが，大深度，大断面となった場合にはこの土圧の評価によって覆工に要求される強度は全く異なったものとなり，覆工の設計が著しく不合理なものとなるおそれがある。これら設計荷重の評価方法については，現在，現場計測，模型実験，数値解析等による研究が進められている状況にある。

また，覆工の設計に当たっては，上記設計荷重の評価方法の他に，セグメントを組立てる継手の評価方法が課題となることが予想される。この点については，近年有限要素法を初めとする各種の数値解析モデルの開発が行われ，比較的実構造に即した設計が行えるようになってきている。

② 切羽および周辺地山の安定

大断面，大深度となった場合には，切羽の安定が困難となり，また，周辺地山のゆるみが生じやすくなるため，トンネル周辺の地上，地中構造物へ及ぼす影響が大きくなることが予想される。また，土被りが浅い場所に大断面のシールドトンネルを建設した場合には，地上の構造物に及ぼす影響が大きくなる可能性がある。

このうち，切羽の安定問題に関しては，泥水式シールド，土圧式シールド等の密閉型シールド工法の技術の開発進歩には目ざましいものが見られ，大断面，大深度となった場合でもこれら現状技術の応用で対処することは可能であるものと考えられる。

周辺地山のゆるみについては，シールドトンネルの場合はテールボイドが大きな要因となっており，現在はモルタル系の注入材による裏込め注入を行って対処している。断面が大きくなった場合も，基本的には裏込め注入でテールボイドに対処することになるが，大深度の場合にはかなりの水圧が作用することが予想されるため，非常に大きな圧力で裏込め注入を行う必要が生じる。なお，テールボイドの問題を改善する工法の1つとして，後述する場所打ちライニング工法（ＥＣＬ工法）が現在開発中の段階にある。

③ 施工性の問題

大断面となることによりシールド機やセグメントが大型化，重量化し，施工管理が難しくなるものと考えられる。また，大深度となる場合には高水圧に対するシール（止水）の問題が生じるものと思われる。

施工管理の問題については，現在，シールドの自動操縦，セグメントの自動組立，自動裏込め注入などロボット化技術の開発が行われており，これら技術の実用化が行われれば，大断面シールドトンネルの施工管理も比較的容易になるものと考えられる。また，高水圧に対するシールの問題については，現在の耐水圧性能はシールド機テールで10 kgf/cm², セグメント継手部で5 kgf/cm² までと言われており，これ以上のものについては現在開発の段階にある。

④ 耐震性の問題

シールドトンネルの耐震性については，シールドトンネルが比較的良質な地盤中にある場合は，地震時の地盤の変位は小さく，トンネルに及ぼす地震の影響も小さいものと考えられてきており，これまでは耐震設計が省略されている例が多かった。しかし，軟弱地盤，地山条件が極端に変化する場所，土被りが小さい緩い飽和砂地盤等にシールドトンネルが建設される場合には，地震の影響を受けることが予想され，耐震設計が必要となる。大断面，大深度となる場合の耐震設計も，基本的にはこれまでの考え方と変わらないものと思われる。

耐震設計は，周辺地盤の地震時の安定性を検討した上で，トンネルの耐震性を応答変位法，震度法等により検討することが多いが，最近では動的解析法を使用した例も多く見られるようになっている。また，耐震設計の信頼性を高めるため，全体あるいは部分的な模型実験を行い，解析モデルの妥当性の検証がよく行われるようになっている。

地震対策としては，リング間に可撓性継手を設けてトンネル縦断方向の剛性を低下させ，地盤変形に追従しやすくしたり，液状化のおそれのある砂地盤に対しては地盤改良を行うこと等が現在考えられている。

⑤ 浮上がりの問題

断面が大きくなった場合には，トンネルに作用する浮力がトンネル重量に対して相対的に大きくなるため，土被りがトンネル外径の1～2倍程度以下となる場合には浮上がりの問題が生じやすくなる。浮上がりの問題に対しては二次覆工等によりトンネル重量を増したり，上方の地表面に押え

盛土をしたりして対処することになる。

次に現在開発中のシールド工法技術としては以下のものが挙げられる。

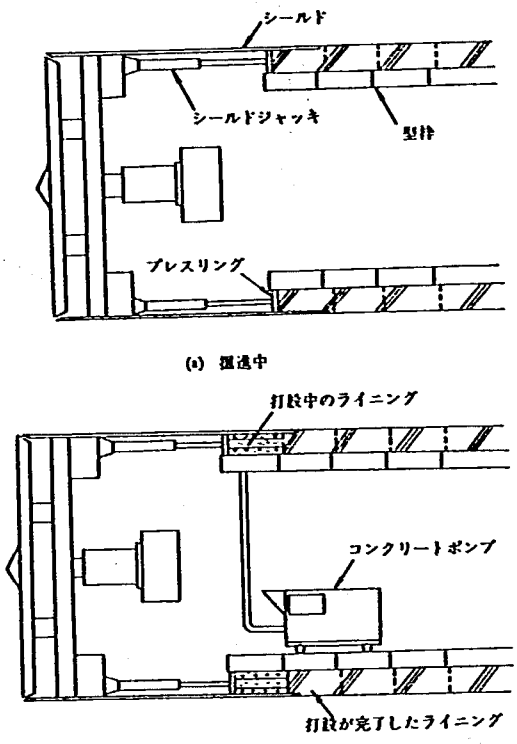
① 場所打ちライニング工法（ＥＣＬ工法）

従来のシールド工法は，シールド機による掘削終了後，そのテール部においてセグメントと称するブロックをボルトによりつないで一次覆工を組立て，地山と覆工（セグメント）間のテールボイドをモルタル系の裏込め注入材で充填している。

これに対して，場所打ちライニング工法（ＥＣＬ工法）は図－２に示すように，シールド機による掘削終了後，セグメントに代わってコンクリートを直接打設し，覆工を組立てる工法である。

この工法は，テールボイドの発生を防ぐことができるため地山のゆるみを極力抑えることが可能であり，また，セグメントと比較してコンクリートが安価なため経済性が良くなるものと考えられている。

これまでの実績としては口径８ｍ程度の比較的地盤が良いトンネルでの施工例があるが，軟弱地盤における大断面，大深度への適用に関しては，設計の考え方も含めて今後の大きい検討課題である。



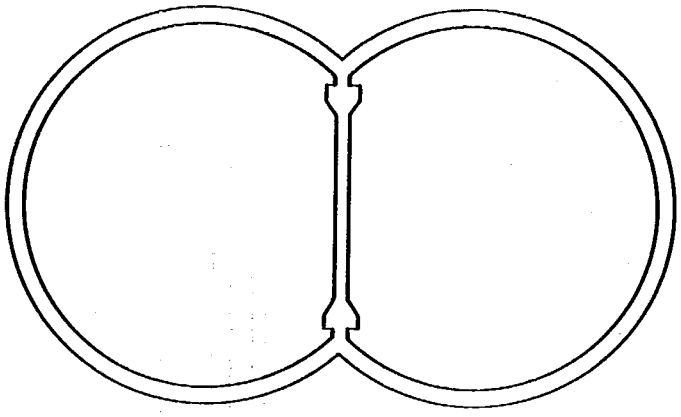
図－２　場所打ちライニング工法[2)]

② 異形断面シールド工法

シールド工法により建設されるトンネルを道路トンネルとして利用する場合には，スペースの有効活用が課題となる。その対策として，これまでの単円形シールドに代わる各種の異形断面シールド工法が現在開発中であり，これまでに図－３に示すような眼鏡型シールドが鉄道トンネルに適用された例がみられている。ただし，設計法，施工法をはじめとして解決すべき課題も幾つか残されている。

③ 無人化施工

無人化施工のための技術としては前述したロボット化技術の他，測量，シールド機の姿勢制御等に対する自動化技術が開発中である。



図－３　眼鏡型シールド工法

④　その他

シールド工法で可能と考えられている掘削延長距離は４～５㎞程度であり，掘削延長の増大に対して，シールドの地中接合技術，シールド機の耐久性の向上，カッタービットの摩耗対策等が現在開発中である。また，シールドトンネルを道路トンネルとして利用する場合には，分合流を考慮しなければならない。これについては，シールドの拡大，分岐接合等の技術が開発段階にある。

<参考文献>

1）トンネル標準示方書（シールド編），同解説（土木学会，昭和61年）
2）最新トンネル工法・機材便覧（建設産業調査会，昭和63年）

（トンネル研究室・トンネル計画官）

道－31　トンネル内漏水防止工法

（質問）

レンガ積みの２車線老朽化トンネルの漏水対策として，交通規制を最小限にした漏水防止工法，グラウト注入工等について御教授願いたい。

（横浜国道工事事務所）

（回答）

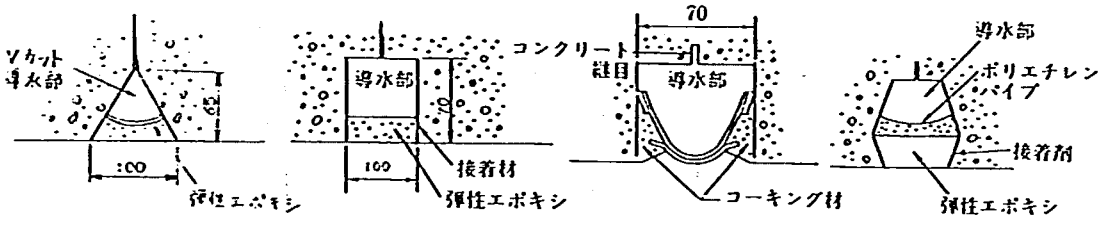
漏水防止は，通行車輌および歩行者の安全確保，走行性維持のためのトンネル内環境の確保，覆工

の耐久性保持，各種設備の腐食の防止等を目的としており，漏水の程度（量，範囲），気象条件等に応じて個々のトンネルで種々の対策工法が用いられている。

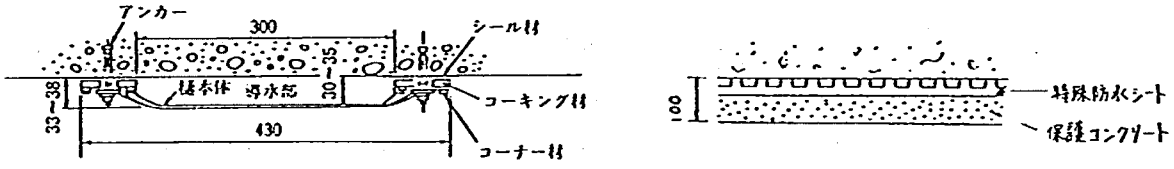
一般に，山岳トンネルの覆工等の設計には水圧の作用を考慮していないため，湧水はすみやかに排水することを基本としており，漏水に対する処置は止水工法を採用せず，排水（導水）工法を用いるのが通例である。

なお，覆工材料がコンクリートあるいはレンガ積みのいずれであっても基本的に工法が異なることはないため，一般的な漏水防止工法について以下に述べる。

(1) 覆工表面排水工 … 漏水を生じているクラックや施工継手を溝状にはつって導水する線導水工法と覆工表面を覆って導水する面導水工法に大きく分類できる。どの工法を採用するかは湧水量，覆工の劣化状況等により判断する必要がある。なお，各工法の採用にあたっては，以下のような点に留意する必要がある。



図－1　線導水工法の例



図－2　面導水工法の例

① 線導水は，遊離石灰等による目づまりや氷結による破損を生じやすく，断面は大きなものとした方がよい。特にVカットは断面不足および接着不足で短期間のうちに漏水が再発したり，充填材料がはく落する場合があり注意する必要がある。氷結するような寒冷地では，採用にあたっては通水断面の確保，断熱・保温等の対策を含めて十分な検討を要する。

② 面導水は，排水機能としては問題がない工法であるが，建築限界に対する配慮を行っておく必要がある。

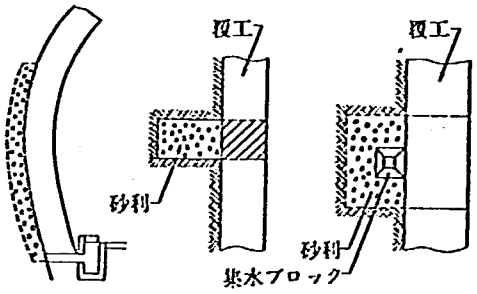
③ 面導水の大きな問題点としては，トンネル本体の点検が補修後に困難となることである。一般

に漏水の多いトンネルは老朽化も著しいので，本体の安全を確認した後あるいは十分な本体への対策を講じた後に施工する必要がある。特に，漏水対策後に吹付けコンクリートにより覆う場合には，吹付けコンクリートのクラックの発見が難しいことに留意する必要がある。

④ 面導水を採用する場合には，トンネル内火災に対処できるよう難燃性の材料を採用する必要がある。

⑤ 側壁などで内装板により漏水を隠す場合は，下地材等の腐食が著しいため，防錆材料を使用するなどの配慮が必要である。特に，酸性水，アルカリ水には留意する必要がある。

(2) 覆工背面排水工 … 覆工の一部を溝状に取り壊し，地山を掘削して盲排水を設け，側溝あるいは中央排水工に導く工法である。覆工の取り壊しは，交通規制や工費の問題もあり，一般に覆工の老朽化が著しく変形等が生じて危険であると考えられる場合に，本体改良とともに行う場合がほとんどである。



図－3　覆工背面排水工

(3) 集水ボーリング等による水抜き工法 … 部分的に多量な漏水がある場合に，覆工背面の地山までボーリングを行い，水みちより集水し側溝へ導く工法がよく用いられる。ボーリングにより集水するのは水みちがはっきりしている場合等に効果は高いが，水の流れは複雑であり，単に数多くのボーリングを行っても集水効果は少ない場合が多いので注意する必要がある。

その他，湧水量が多いトンネルで水圧がかかる可能性がある場合，老朽化対策として裏込め注入を行ったために裏面排水機能の低下が考えられるような場合には，側壁に水抜き孔を設置することもある。一般には5～10mに1ケ所程度の水抜き孔が設置される。

(4) 止水工法 … 漏水が特別に問題となる箇所について，クラックおよび目地をセメント系あるいは樹脂系材料により補修する工法である。止水を行うと水は他の箇所へまわるため，止水工法を採用する際には排水工法と併用する必要がある。

なお，裏込め注入による漏水防止は，注入範囲外に水がまわったり，覆工への水圧増加をもたらしたりするため有効な手段とはいえない。裏込め注入は，一般にトンネルの老朽化対策として，覆工と地山の間の空隙をなくし地山と覆工を一体化することにより荷重分散効果を期待する目的で行

われる。また，地盤注入も注入範囲外に水がまわることや工費も莫大となるため一般には行われない。

その他，漏水処理を行う前の留意点として，漏水箇所，漏水量だけでなく，本体のクラック，目地の開き，覆工の老朽化の程度についても調査を行っておくことが重要である。本体の調査は，クラック幅・箇所以外に進行性をよく調査する必要があり，経年にわたって行う必要がある。また，覆工厚および地山と覆工の間の空隙量についても調査し，漏水だけでなく本体の状況にあった対策を総合的に検討し対策を講じる必要がある。

本体の調査でクラックや目地の開き等に動きが認められ，覆工背面の空隙が大きい場合や覆工厚不足が認められる場合には，一般に裏込め注入により本体補強を行った後に，覆工表面排水工および水抜き対策により漏水の防止を行う。なお，注入を行うと水みちが変化するのが一般的であり，注入後，漏水箇所・量を再度確認して漏水対策を行うことを忘れてはならない。以上，一般的な事項について述べたが，これらのことに留意して漏水防止対策を検討していただきたい。

（トンネル研究室・トンネル計画官）

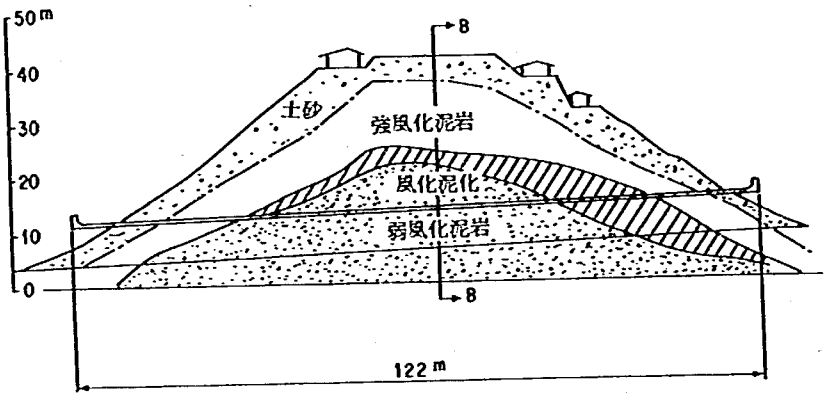
道－32　土被りの小さい近接トンネルの計測管理

（質問）

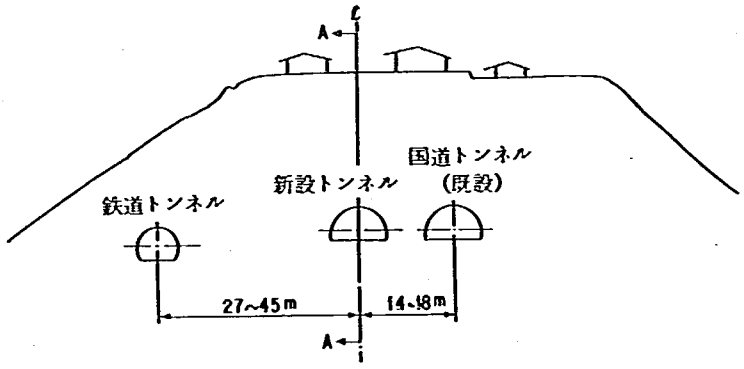
国道の４車線化のため，図－１に示すように，現在供用中の国道トンネルと鉄道トンネルとの間に，国道トンネルの新設を計画している。また，本計画トンネルは，新第三紀の泥岩台地を土被り約25mで貫くことになるが，地表には住宅が密集している。このため施工に当たっては，慎重な施工管理を前提として計測計画を策定中であるが，下記の点について御教授願いたい。

1. 計測項目および管理基準値は表－１のとおり計画しているが，管理基準値が示されていないものについてはどのように考えればよいか。
2. 管理基準値を越えた場合について，計測項目別の具体的な対策工はどのようなものが考えられるか。
3. 計測機器の種類および計測精度

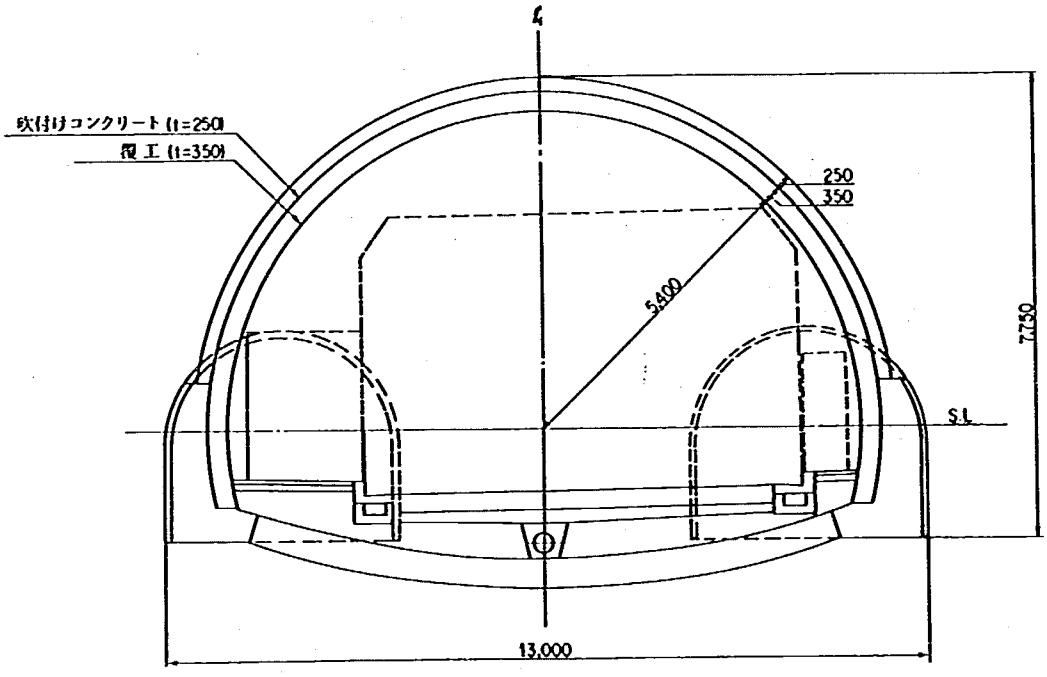
（横浜国道工事事務所）



(a) 地質縦断図（A－A）



(b) 横断図（B－B）



(c) 新設トンネル標準断面図

図－1　トンネル計画概要

表－1　計測項目および管理基準値

（　）書き：管理基準値

項　　目	新設トンネル	国道トンネル	鉄道トンネル
天　端　沈　下	○（20mm）	○	－
内　空　変　位	○	○	－
壁　面　変　位	－	○	－
鋼ｱｰﾁ支保工応力	○	○(1440kgf/cm²)	－
吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ応力	○（44kgf/cm²）	－	－
ロックボルト軸力	○（ピラー部）		－
地　表　沈　下	（18mm）　○		－
地中沈下・傾斜	○		－
覆工のひび割れ	－	○	○

（回答）

トンネルの設計，施工計画を策定するために事前に行う調査は，トンネルが地山深部に位置する線状の構造物であることから，地上の構造物と異なり事前に設計，施工を確定できるような精度の資料を得るのが困難であり，その結果，設計や施工計画も相当の幅を有したものとなっている。このため，施工中に切羽やその近傍の地山および支保構造について観察，計測等の調査を実施することは，施工時の安全の確認を行うとともに，設計，施工の合理化，経済化を図る上で極めて重要である。

観察，計測計画を立案する際に留意すべき事柄は，そのトンネルがどのような考え方の下で設計されているかを十分理解することであり，施工時にはそれに適合した対応が採れるような観察，計測の項目および方法を選定することが重要である。

本トンネルの場合，設計に当たって特に配慮された主な点は次のとおりである。

① 供用中の国道トンネル，鉄道トンネルに極めて近接している。

② 土被りが小さく，地表には住宅が密集している。

③ 地質は，新第三紀の比較的軟質な泥岩である。

検討の結果，本トンネルの工事において基本とすべき事項としては，近接の構造物に対する好ましくない影響がでないよう掘削に伴う地山の変位を最小限とすることが最も重要であり，このような観

点から下記のように設計がなされている。

① 国道トンネルとの間に残る狭い地山の強度を保全するためロックボルト，等による補強を行う。

② 地山の変位を抑制するため，一般に用いられるものより剛性の高い鋼アーチ支保工，吹付けコンクリートを採用する。

③ 支保工の沈下を防止するため，側壁導坑先進工法とする。

④ 最も近接する国道トンネルに対しては，事前の補強を行う。

なお，トンネル中央付近の代表断面におけるＦＥＭ解析の結果によれば，問題となるような地山の塑性化はみられず，トンネル工事に伴う天端沈下，等の値は表－２のとおりである。

表－２　ＦＥＭ解析結果（トンネル中央付近）

項　　目	新設トンネル	国道トンネル
天端沈下	２０ ㎜	７ ㎜
内空変位	０ ㎜	０ ㎜
壁面変位	±１ ㎜	±２ ㎜
地表沈下	１８ ㎜	１２ ㎜
吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ応力	70 kgf/cm² (44 kgf/cm² 坑口付近)	－
覆工応力の増加	－	7kgf/cm²

1.について

施工中の観察，計測は，日常の施工管理のために実施するものと，地山条件等との関連で実施することによりその後の設計，施工に反映するために行うものとに大きく二分される。

日常の施工管理のための観察，計測は，地山および支保構造が異常な挙動をしていないか，近接の構造物に悪い影響がないかなどの判断材料を得るために，トンネル延長方向に一定の間隔で実施するものである。本トンネル工事における計測項目としては，既設トンネルと新設トンネルの天端沈下，内空変位，国道トンネルの補強支保工の応力，鉄道トンネル覆工のひびわれ，および地表沈下等が挙げられる。

表－１の天端沈下，地表沈下などに対する計測の管理基準値は，表－２に示されている解析結果を参考として定められている。内空変位，等については，変化がほとんど認められない，あるいは，わずかな

量であるため計測精度，等を考えると定量的な評価の意義が少ないので，表－1には，具体の数値が示されていないものである。供用中の国道トンネルの管理としては，天端沈下，内空変位の計測作業が極めて困難であることも併せ考えると，支保工応力の計測結果により評価するのが合理的であると思われる。なお，新設トンネルについては，日常の設計，施工の安全の確認のために一般に行われている内空変位の計測は省略すべきではないと考える。

計測結果は，日常的に行われる坑内の観察の結果とも併せて判断することが大切であり，また計測断面間の補完については，観察の結果により対応する必要がある。

一方，新設トンネルの支保工応力，吹付けコンクリート応力，地中変位等の計測は，設計，施工の合理化を図るために特定の断面においてのみ実施するのが普通である。この際，個々の計測データに対する管理基準値を設けて判定することは必ずしも適当とはいえず，数値解析結果，計測結果，等を総合的に検討することにより，設計で考えていた地山や支保の挙動が予測のとおりであるか否かを評価することが肝要である。検討に際して，解析結果の数値や既往の施工事例が参考となるのは勿論である。

なお，表－1に示された天端沈下，等の数値が新設トンネルを施工する直前の時点から完成後までの合計の値であるのに対して，計測できるのは上半の切羽が到達してから以降の値であること，本トンネルにおける地表沈下の管理基準値（18㎜）が最終目標値の20㎜に対して接近していること，などを考慮したうえ，実際の施工管理要領を作成しなければならない。すなわち，要領の作成に当たっては，最終の目標値に対して施工の途中段階においてはどの程度まで許容できるかを含めた検討が必要である。

2. について

設計，施工が地山条件，等に適合しない場合の対応は，最後の施工段階に至った時点で最終の管理基準値を越えてしまってから行うのでは後手に回ってしまい，十分な対策工が施せない。このため，前述したように，前もって施工の各段階毎に計測結果を評価し，適時に適切な対策工を実施できるように施工管理の要領を整備しておくことが大切である。しかしながら，トンネルは地山と各支保部材が一体となって相互に作用する構造であるため，計測の各項目別に一対一で対応する対策工を提示することは困難である。

本トンネルにおける施工管理の目的は，近接の構造物に対する影響を極力小さくすることである。このためにはトンネル周辺の地山の変位をできるだけ許さないようにする対策が重要である。適用性のある対策工を次に列挙するが，施工の段階によっては，採用できるものとそうでないものがあるので，適宜取捨選択する必要がある。

① 支保工の剛性を高くする

鋼アーチ支保工のサイズを大きくする，吹付けコンクリートの厚さを大きくする，または増し吹きする。

② 地山の緩みを抑止する

a．支保工を早期に建て込む

掘削から支保工建込みまでの時間を短縮する（加背の分割，リングカット等）。

b．支保工の沈下を抑止する

側壁コンクリート基部の地耐力，鋼アーチ支保工，吹付けコンクリート基部の耐力の改善

c．切羽の緩みを抑止する

フォアパイル，鏡押え，核残し等

d．その他

側壁導坑の設計，施工の改善，地山物性の改善等

3. について

トンネルの計測管理に用いる計測機器には，種々のものが使用され，開発されている。機種の選定に当たっては，計測の目的に適合した機能と精度を有するものとしなければならない。

計測項目別の主な使用機種および計測精度の概要を表－3に示す。

（トンネル研究室・トンネル計画官）

道－33　海岸線に沿った道路における飛砂防止対策

（質問）

一般国道1号西湘バイパスは，太平洋（相模湾）岸に沿って築造されており，海からの強風により海岸の砂が飛来し，道路に堆積する事象が発生している。

当該箇所は，道路から海（平常時の水辺）までの路離がL≒86m，標高差がH≒17mである。今回の質問は，上記の飛砂を防止することに合わせ，景観を考慮した有効な対策についてご教示願います。

尚，昭和60～62年度3ケ年の飛砂排除回数は35回であった。又，当出張所対策案を添付する。

（横浜国道工事事務所小田原出張所）

（回答）

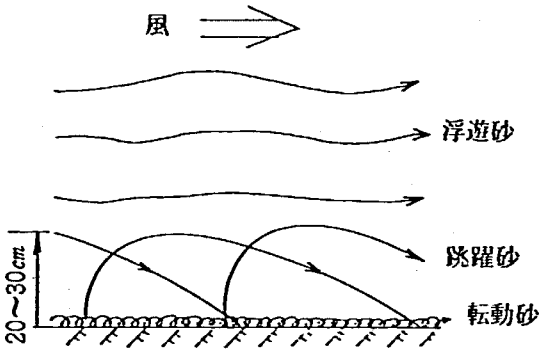
1. はじめに

飛砂は，砂粒子の直径，砂の含水率などによっても異なるが，一般には風速が5～7m／s以上になると生じると言われている。[1)] 砂の運動形態は，①砂面を転がって移動する転動砂，②砂面からの跳躍を繰り返して移動する跳躍砂，③空中を飛行する浮遊砂に分けることができる（図－1参照）。飛砂は，これらの運動が連続的におこるものであるので，転動砂と跳躍砂及び跳躍砂と浮遊砂はそれぞれを厳密には区別することはできない。便宜的に高さ20～30cm以上を浮遊砂とすると，風速の強弱にもかかわらず90%以上が転動砂であり，特に砂の移動が始まる風速域においてはほとんどが転動

表－3　トンネル用計測機器の概要

計測項目	測定方式	測定範囲	測定精度	機器名称例
内空変位	スチールテープ、インバー線に一定張力をかけた状態で2点間の距離を測定	8～15 m 程度のものが多い	一般には0.1mm程度	コンバージェンスメジャー、テープエキステンソメーター、テープスケール 内空変位計、ユニテンションメジャー等 （短スパン用：ディストメーター、マイクロクリープメーター）
	伸縮自在のロッドを目盛読取部により測定	10 m 程度	0.1～1 mm 程度	パイプスケール、伸縮式メジャーポール等
天端沈下	スタッフ、スチールテープを吊り下げ、これをレベルで測量	7～8 m 程度	1 mm 程度	天端沈下計、天端沈下標尺等 測量用レベル
地中変位	（アンカー方式）油圧、水圧によりアンカーを膨張させ固定する加圧式、フランジ、アンカーコーン等をモルタルで固定するモルタル式 （計測方式）差動トランス、ポテンショメーター、ひずみゲージによる電気式、ダイヤルゲージ等による機械式	±50～100 mm程度のものが多い	電気式は 0.2～1%ＦＳ程度 機械式は 0.01 mm 程度	岩盤変位計、岩盤ひずみ計、地中変位計、 エクステンソメーター、スライディングミクロメーター等
地中傾斜	ケーシング内にプローブを通すことにより傾きを測定	±5～30° 程度	1秒～3分程度	各種傾斜計、インクリノメータ、水平傾斜計等
ロックボルト軸力	ボルトにひずみゲージを取り付けて測定	±3500kgf/cm² 程度	1%ＦＳ程度	ロックボルト軸力計、ボルトひずみ計等
	機械式地中変位計と同じ原理によるもの	破断まで	数10 kgf/cm² 程度	メカニカルアンカー、機械式ボルト軸力計等
	ボルト頭部にセンターホール式のロードセルを取り付けて測定	10～20 tf 程度	1%ＦＳ程度	センターホール型のロードセル、ロックボルト荷重計等
吹付けコンクリート・覆工の応力および背面土圧	応力、圧力を受けるダイヤフラムのひずみを電気的に測定	10～200 kgf/cm²	0.05～1%ＦＳ程度	応力計、有効応力計、土圧計、地圧計
	ダイヤフラム内の圧力をバランスさせることにより測定	20～200 kgf/cm²	0.02%ＦＳ程度	プレッシャーセル
	コンクリートのひずみを測定	±2000～10000 kgf/cm²	1.5%ＦＳ程度	ひずみ計、鉄筋計等
	コンクリートの変形量を測定	5 mm	0.001 mm	デフォーメーター、カーボメーター
鋼アーチ支保工応力	ロードセルにより荷重を測定	20～300tf	0.5%ＦＳ程度	ロードセル、荷重計
	ひずみ、変形を測定	吹付けコンクリート・覆工応力測定と同じ		

砂である。これに対して，跳躍砂は0～10%と少なく，さらに浮遊砂に至っては1%未満と非常に少ない割合にある。従って，飛砂と言えどもその主体は転動砂であり，この転動砂を抑えることが重要な技術となる。



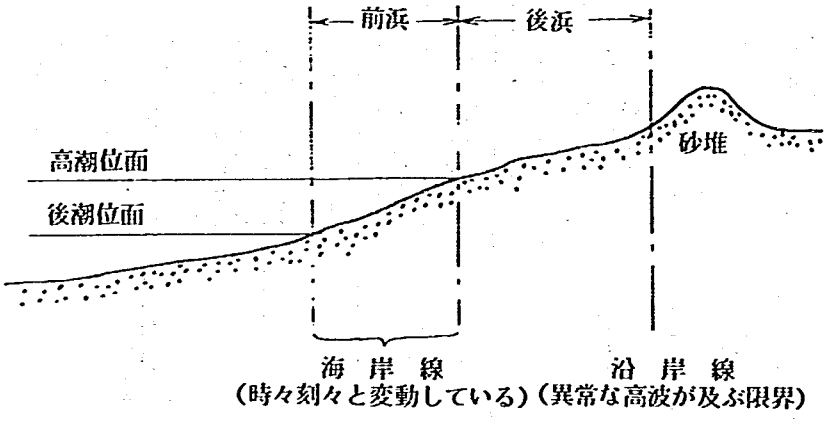
図－1　飛砂の運動形態

一方，海岸砂防は，砂防林によることが最も効果的であるとされ，古来よりその地域の適木を用いた砂防林が造られてきた。従来は，造林を容易にするため，まず人工前砂丘を造って海からの風をやわらげ，その背後の弱風域に耐性のある樹木のみを選択して植林したものである。しかし，現在では大量の資材の投入と大型の土木機械を用いることが可能なため，前砂丘にかわる防風工の設置や植栽基盤の改良などが容易にでき，多様な樹種を植栽して砂防林を造ることができるようになっている。

しかしながら，海浜地の気象条件や土壌条件がきびしいことは以前とかわりがなく，植栽樹木の生育を長期にわたって継続させるためには定期的な維持管理が必要である。また，当地のように景勝地に立地する場合には，眺望の確保や景観への配慮も必要となる。本稿では，これらのことについて解説する。

2. 海岸線と沿岸線——緑化は沿岸線から可能となる

海岸線とは汀線に等しく，時々刻々と変動しているものどあり，低潮位時の汀線から高潮位時の汀線までが前浜である。これに対して，沿岸線とは異常な高波が及ぶ限界をさし，高潮位時の海岸

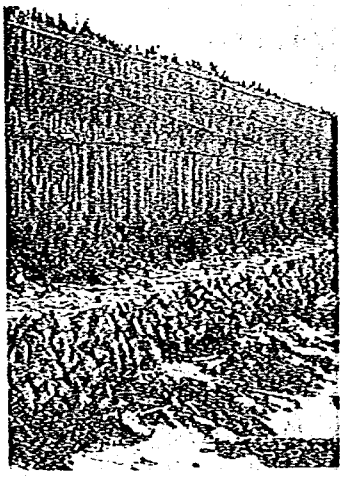


図－2　海岸線と沿岸線

線から沿岸線までが後浜である（図－２参照）。植物の生育は，波をかぶると壊滅的な打撃を受けるとともに，波によって防風施設や生育基盤を持ち去られるので，緑化は沿岸線から内陸で行うべきである。

水戸射爆場跡地（常陸海浜公園建設中）や海の中道海浜公園のように，長い間にわたって人の立ち入りが著しく制限された海岸では，海岸線に沿って砂堆が発達し，砂堆上には砂丘植物が生育するのに対して砂堆下では植物が全く生育しないなど，微地形と植生の変化で沿岸線の見分けがつく。これに対して，通常の海岸では定着した幼植物が人の立ち入りや車の乗り入れなどによって踏み倒され，飛砂（転動砂）をここで止めることができない。従って，沿岸線上に砂堆が発達することもなく，後浜が広く続くこととなる。

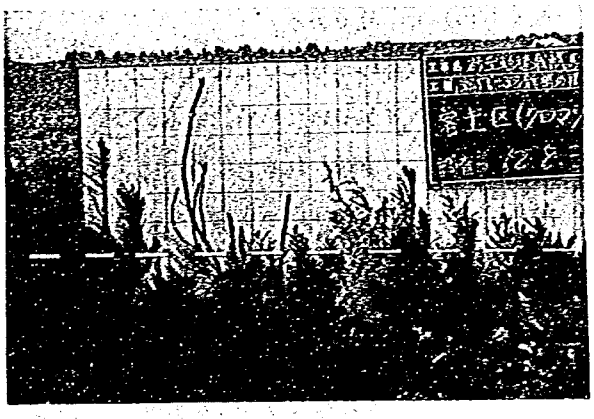
貴事務所対策案に示された高水位線が，異常時の高波をも考慮した沿岸線であれば申し分ないが，仮に高潮位線であるとすれば長期的な面で不安が残る。当該海岸のように沿海線の確認が困難な場合には，植栽地を十分に後退させることも一手法であるが，写真－１に示すようにふとんかごを積んで人工的に沿岸線を造ってわずかでも植栽地の標高を上げることが，植栽帯の確保の面からもまた強風時海水の飛沫を減少させる面からも有効と考えられる。なお，設置に当ってはふとんかごの安定のため，一段目を砂に埋没させてから二段目を積むことが鉄則である。



写真－１　ふとんかごの設置例

3. 防風工の必要性と設置方法

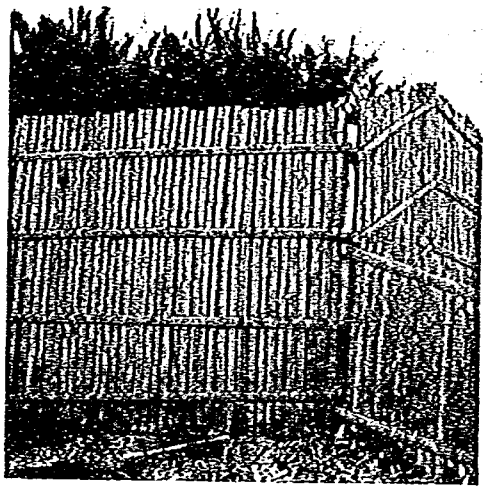
砂防造林の生育を阻止する原因はいくつかあるが，最大のものは冬期に吹く寒・乾風である。これは塩分を伴い，かつ長期間継続して吹くために寒害と塩害が相乗的に作用して植栽樹木に被害を与えるものである。写真－２は常陸海浜公園での例であり，海岸から約200ｍ内側に植栽したクロマツの新梢が枯死した例である。風上は写真の右側であり，静砂垣の上端は点線の高さである。クロマツでは主芽及び風上側の側芽が，アキグミでは風上側の新梢が枯死しやすいため，それぞれ風下側へと生長してゆく様子



写真－２　静砂垣上の新梢の枯死
（写真の右側から左側に向う風が主風向，点線は静砂垣の上端高さ）

がみられる。このように，新梢の枯死が毎年繰り返されるため，静砂垣以上の高さに伸びることはできない。もちろん，静砂垣がなければ生長以上に枯死が進み，やがては樹木全体が失われる。従って，このような環境下においては，防風工が必要である。

貴事務所対策案によれば，防風施設は材質がネットとなっている。耐候性の面からみると，一般にネットは耐候性に劣る。また，枝が風になびいてネットにこすれ部分的に切れることや人のいたづらで切れることもある。さらに，最前列の場合には飛砂で埋没することが十分予想され，ネットが砂の重みで切れる不安がある。当該地では防風工が必須の条件であるので，永久施設であると考えている。従って，写真－3に示すような割竹を検討されたい。写真－3の静砂垣は高さが約 1.8ｍある。砂防用の標準的な堆砂垣（巾1ｍで設置後の高さは 0.9～0.95ｍになる）に比べれば，竹が太いので耐久性も増すものと考えられる。なお，竹は切り時が悪いと虫がつき，1～2年で腐ってしまうので購入時に注意がいる。設置間隔，高さ等については，貴事務所案でよい（10～20ｍの間隔で海岸と平行に吹く風を抑えるしきりを入れること）。

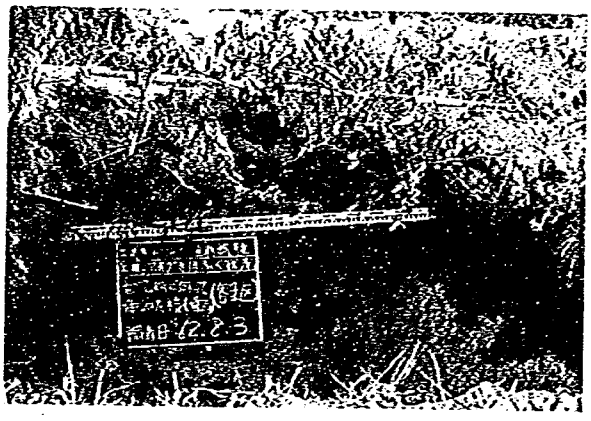


写真－3　耐久性に勝る静砂垣の例
（高さ 1.8ｍ）

4. 植栽方法と眺望の確保

植栽方法については，原則的には貴事務所案でよい。トベラ，シャリンバイを主体に考えるならば客土――特に窒素分の確保に重点をおく必要がある。これに対して，クロマツやアキグミを主体に考えるならば客土の必要性も薄く，有機質の投与と施肥（コーティング肥料など超長期間肥効の続くもの）で十分である。

なお，植栽帯のうち砂草帯寄りについては，飛砂量が多いため植栽樹木が埋没することが予想される。この点に関して，アキグミは写真－4に示すように，砂に埋没したとしてもそのささざきで根を出し，堆砂速度以上に新梢を伸ばすことができる。従って，砂草帯寄りのブロック及び各ブロックの周囲には導入されたい。



写真－4　アキグミの埋没と発根
（箱尺が植栽時の地表面，ポールまで堆積した）

眺望に関しては，駐車帯に立って海

を見おろした時，大人はもちろんのこと子供でさえも汀線が見えるように俯角を確保する必要がある。静砂垣及び植栽樹木の上端がこの範囲内にあるか，また将来樹高が伸びた場合でも俯角を確保できるかなどの検討を願いたい。

5. おわりに

砂丘上部の道路沿いにはギョウギシバの郡落が散在的に広がり，かつノブドウ，チガヤ，ススキ，ヨモギ，メヒシバなどが生育するなど，植物生育の可能性が強い場所である。これは，砂丘斜面の勾配が急ですぐに標高が高くなるため，上部にゆくにつれて風送塩量が少なく塩害の発生が少ないことによるものと予想される。設計，施工及びその後の維持管理に注意すれば植栽の可能性は十分あるので，積極的に取り組んで頂きたい。

<参考文献>

1) 野口陽一ら：砂防工学 p 156，朝倉書院，昭和53年 1 月

(緑化研究室)

道－34　高架橋北側の植栽対策

(質問)

東京外かく環状道路は，自動車専用部が高架橋でその両側に環境施設帯を有する構造となっている。

埼玉県内に於ける東京外かく環状道路は東西に計画されており，北側の環境施設帯は常時日照が阻害される。

この様な箇所の植栽について留意しなければならない事項について御教示願います。

(北首都国道工事事務所)

(回答)

近年，景観的配慮や環境改善の観点から，これまで緑化の対象となりにくかったところの緑化が求められている。特に，高架下等の日陰地は植物の生育にとって非常に条件の厳しい箇所である。

しかしながら，植物がどの程度の日照量が最低限なければならないかといった定量的な知見はほとんどないのが現状である。

こうしたことから，土木研究所では昭和63年度から日照条件に関する研究を進め基礎的資料を蓄積していくこととしている。

ここでは，日陰地（高架橋北側）に樹木を植栽する場合の留意点等について，これまでの知見をもとにまとめてみる。

① 日陰地の緑化は，日照量が少なくても生育することが可能な耐陰性の植物を選ぶことが基本であ

る。

② 一般に，樹木の耐陰性は肥沃地ほど高まるため，土壌条件を良好にする。

③ 1日当たりの平均日照時間（以下「日照時間」）が19分以下（天空率4％以下）の箇所は，緑化不可能地であり緑化以外の手法で修景を考えたほうがよい。

④ 日照時間が59分～20分（天空率14～5％）の箇所は，アオキ，ヤツデなどの強陰樹のみ生育可能で，極めて限定された緑化をせざるを得ない。

⑤ 日照時間が2時間29分～1時間（天空率24～15％）の箇所は，ツバキ，トベラなどの陰樹のみ生育可能で，中木・かん木・地被植物主体の緑化を考える。

⑥ 日照時間が3時間59分～2時間30分（天空率34～25％）の箇所は，半陰樹，陰樹の健全生育が望め，通常の日陰地の緑化の技法が適応できる。

⑦ 日照時間が4時間以上（天空率35％以上）の箇所は，陽樹の使用も可能である。

⑧ 高架下植栽地は，総じて80％内外が高架構造物と周辺の建築物等によっておおわれ，日照時間は開放地の5分の1内外である。また，高架構造物の方位がN－S，NW－SE，NE－SW，W－Eの順に日照条件が悪くなるため，周囲の状況に合わせた緑化を考える。

⑨ 高架橋周辺住民のアンケート結果によると，高架下の緑化は見通しのよい，明るい雰囲気を出すよう望んでいるため，低（かん）木，地被植物主体の植栽が望ましい。

⑩ 樹木に好適な照度は快晴の午前中と言われており，できれば午前中に十分な日照が得られる場所に植栽するように心がける。

㈱ 日照時間は，夏至，春・秋分における1日当たりの平均日照時間である。

＜参考文献＞

首都高速道路公団「都市高速道路に係る道路緑化に関する研究報告書」，昭和53年3月

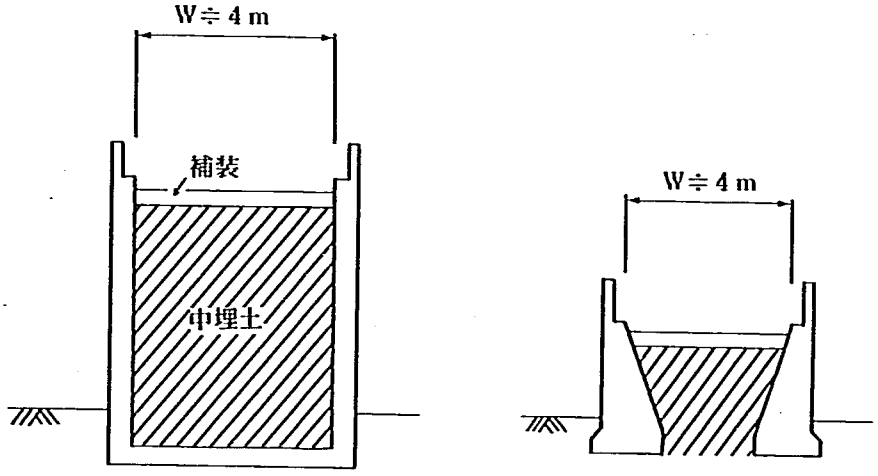
（緑化研究室）

道－35 狭巾U型擁壁における土圧の考え方

（質問）

国道立体横断橋（軽車両，農耕車両，自歩行者対象）等の取り付け部，狭巾U型擁壁等における内部土の土圧の考え方についてご教示願いたい。

（宇都宮国道工事事務所）



図－1

（回答）

土留構造物に作用する土圧には，主働土圧，静止土圧，及び受動土圧の３種類があるが，通常，擁壁の設計を行う場合には主働土圧を用いている場合が多い。しかし，全ての擁壁の設計において主働土圧を用いるのではなく，個々のケースにより主働土圧と静止土圧を使い分ける必要がある。主働土圧と静止土圧の使い分けは下記の様になる。

1）主働土圧を用いる場合。

変位をある程度許容する擁壁。すなわち，重力式擁壁のような擁壁で土圧により擁壁全体が変位するものや，逆Ｔ型擁壁のような構造のもので壁高がある程度以上あるもの。

（壁高をＨ，Ｈ／２の高さの壁面の移動量をｄとした場合，ｄ／Ｈが 1／1,000～1／2,000 に達すると完全な主働状態になる。）

2）静止土圧を用いる場合。

壁面の変位がない場合は当然であるが，壁面の変位が微小な場合も土圧が主働状態にまで至らないので，静止土圧を用いて設計を行う方が適切である。

一般には上記のような使い分けを行えば良いが，実際に静止土圧により設計を行う例には，立体交差部に使用するような大型のＵ型擁壁でストラット付きのもの，道路から田畑への進入路に用いる小さなＵ型擁壁，などがある。

質問にある擁壁の場合上記の判断に基ずき，左図では静止土圧を，右図では主働土圧を用いて設計を行うのが妥当であると考えられる。

（施工研究室）

道－36　擁壁設計における風荷重

(質問)

擁壁に遮音壁を設置する場合の設計における風荷重の取扱を伺いたい。

(相武国道工事事務所)

(回答)

現在，擁壁の設計を行う場合，擁壁に作用させる荷重の組合せは常時で，土圧，上載荷重．自重であり風荷重は一般には考慮していない。しかし，擁壁に遮音壁を直接設置する場合には，橋梁に設置する場合と同様に風荷重も考慮した設計を行う必要がある。

この場合，遮音壁自体の設計には道路公団で採用されている風荷重で設計を行えばよい。「道路環境整備のための手引」（日本道路協会，昭和51年３月），および「遮音壁設置要領（案）」（日本道路公団）では，遮音壁設置における風荷重の取扱は下記のとおりとしている。

1. 遮音壁設計の風荷重
   - 橋梁部　200kg／㎡
   - 土工部　150kg／㎡
   - 許容応力度の割増　Fs＝1.5
2. 橋梁本体の設計の風荷重
   - 橋梁部　300kg／㎡（「道路橋示方書」と同じ）
   - 許容応力度の割増　Fs＝1.25

次に，擁壁を含む全体の安定計算を行う場合の風荷重の取扱であるが，道路橋示方書の考え方に準じ，以下の様に考えるのが妥当と思われる。

道路橋示方書において採用されている300kgf／㎡は，橋梁のように上下に風が抜ける構造の場合の値である。土工部や擁壁上に設置された遮音壁のように上方にしか風が抜けない場合には，設計に用いる風荷重の値は低減される。すなわち，風荷重の減少率として抗力係数の比を用いれば良いと考えられる。具体的には，橋梁部での抗力係数1.6と，土工部での抗力係数1.2の比を取り，

$$\text{風荷重} = 300\,\text{kgf／㎡} \times \frac{1.2}{1.6} = 225\,\text{kgf／㎡}$$

で設計を行えば良い。

また，風荷重は常時作用しているものではなく，地震時土圧のようにある限られた短い時間だけ作用するものであることを考えると，風荷重を考慮する場合の擁壁の安定計算に用いる安全率は，地震時の安全率と同程度にまで低減しても差し支えないものと思われる。

(施工研究室・構造研究室・交通環境研究室)

道－37　道路拡幅部等におけるブロック積擁壁の安定

（質問）

ブロック積擁壁は，一般的なのり面の保護に多く用いられている工法であるが，道路拡幅等において擁壁背面に水田があり，通常の土圧以外に水圧の影響も考えられる場合の適切な設計及び工法について伺いたい。

（神奈川県厚木土木事務所）

（回答）

土木構造物を設計する場合，外力等を仮定し設計を行うことになる。擁壁の場合も同様に設計を行うことになるが，この場合の最も大きな外力は擁壁裏込め土から作用する土圧であり，土圧により構造物がほとんど決定するといっても良い。

土圧の計算にはクーロン土圧，クーロン系の試行くさび法，ランキン土圧，テロツァーギ・ペックの土圧図表等があるが，いずれの土圧も裏込め土へ侵入した水による土圧の上昇は考えておらず，また，実際の設計においても浸透水は水抜きパイプ等の排水施設から速やかに排水されるものと仮定し，水圧は考慮しないのが一般的である。質問のようなケースにおいても，過去の設計例や土研における実験例から考えて，背面上部が水田であることによる特別な設計を行う必要は無いと考えられる。

土木研究所における大型擁壁実験装置を用いた降雨実験結果では，排水を十分行えば土圧の増加はわずかであることが確認されている。実験の概要は次のとおりである。

擁壁実験装置に 2.5 m の盛土を行い壁面の排水施設を良好な状態にして降雨実験を行った場合，土圧の増加は僅か４％程度でしかなく，これは実際の設計には殆ど影響しない程度の増加である。

これに対し，2 m の盛土を行い，盛土内の水が抜けないように排水施設を閉じたまま盛土を飽和させると，土圧は盛土完了時の約３倍になる。その後，壁面に取付けた排水施設から排水を行うと，排水と共に土圧は下がるが，盛土完了時の約 1.5 倍程度までしか下がらなかった。

（施工研究室）

道－38　狭隘部の路床の埋戻し

（質問）

道路に埋設されている占用物件等の工事の埋戻しには砂を用いている。占用物件が多く複雑に配管されている箇所では機械による転圧ができずに水締めで施工している。

砂による水締めでは確実な締固めができない。また，砂では水道管の漏水や地下水等で流れ易いので，路面の陥没につながるにではないか。

① 砂による水締めに代る簡易で確実な方法はないか。

② 砂の締固の品質管理はどのような方法がよいか。

（東京国道工事事務所）

（回答）

埋設管の埋込しについて最も重要なことは，管側方の埋込し土を十分に転圧することである。十分転圧することで，受働土圧の増大が期待されることや，土圧荷重を管側方土に負担させることができるので，管体の破損ひびわれに対して安全に作用する。また，埋込し部の圧縮沈下を防ぎ道路機能を掘削前と同様に保つためにも，埋戻し土を十分転圧する必要がある。また，ご指摘のとおり管の漏水や地下水等によって管周辺の埋戻し土が流出されるのをある程度防止するのにも役立つ。

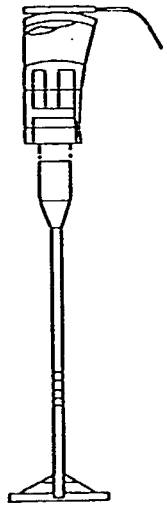
一般的に狭窄部の埋設管の管周辺部の埋込しは，次の点に留意して施工するのがよい。

① 埋込し材料は，管の移動や偏土圧を生じないよう，丁寧に投入する。

② 埋設管が小口径の群管の場合は，特に材料が廻り込みにくいので，管と管の間２段階程度毎に埋込し材料を充填し，突き棒で突固める。管と管の間隔が５㎝程度の場合は埋込し材料の粒径10㎜以下にするのが望ましい。管と管の間の締固めには突き棒，または，図－１に示すような電動式振動締固め機を用いるとよい。

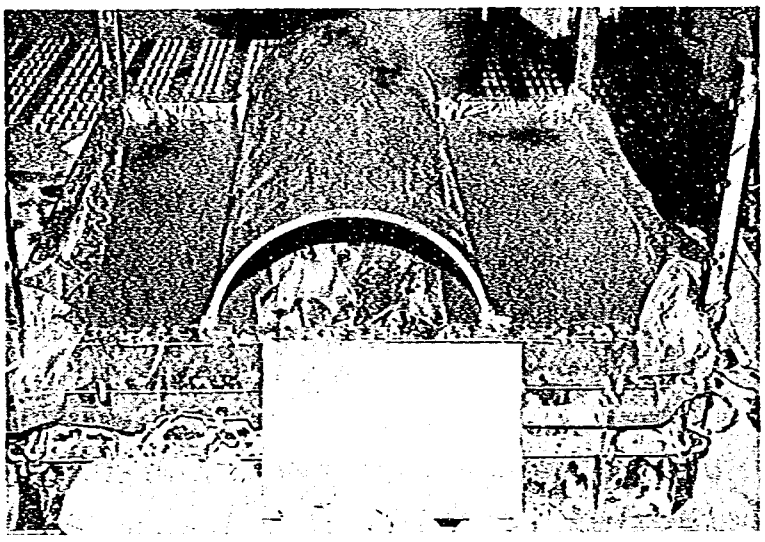
③ 埋設管が硬質ビニル管，ポリエチレン管等の場合は管に傷をつけないため，できるだけ礫径の小さい埋込し材料を用いる。

なお，水締めを行う場合は，細粒分の多い材料を用いると十分に締固められないので，材料の選定に十分注意する必要がある。



図－１　電動式振動締固め機

また，最近，流動性改良土を用いた新しい埋込し技術が開発されている。流動性改良土とは，砂あるいは粘性土に水とセメントや石灰などの固化材を加えて流動性をもたせたソイルセメントである。流動性改良土の特長は，流動性がよいために，狭窄部にも容易に廻り込み，しかも締固めも必要としないで埋戻しができること，また固化材の添加量によって改良土の強度を調整できるといった特徴がある。そこで，当研究室においても，流動性改良土を用いた埋設管周辺部，埋込しについて研究を進めており，昨年度は関東ロームに水とセメント系固化材を用いた流動性改良土の配合試験，および施工性実験を実施している。写真－１は，流動性改良土を用いた埋設管埋め戻しの施工性実験を行っている様子である。型枠の隅から流動性改良土を流し込んでいるが，埋設管の管底まで十分回り込んで施工できることが確認された。また，関東ロームを用いて表－１に示す配合に従って一軸圧縮強度や流動性の実験を行ったが，固化材の添加量が150 kgf／㎥ の配合では３日強度で1.0～2.0 kgf／㎠ の一軸圧縮強度が得られており，埋込し材として必要な強度が得ら



写真－1　流動性改良土による埋戻し実験

れている。今後，これらの流動性改良土は，埋設管の埋込しに多いに利用されると考えられる。なお，実際に施工するにあたっては，配合実験により，流動性が確保され，必要な強度が得られるような配合をあらかじめ検討しておく必要がある。

表－1　配　合　表

調整含水比 ω_c(%)	配合 (kgf/m³)			自然含水比 ω_n(%)
	ローム	水	固化材	
200	651	438	110	79.3
300	485	599		
400	390	700		
200	601	469	130	68.5
300	449	617		
400	357	703		
200	603	447	150	72.2
300	450	596		
400	361	687		
200	584	445	170	70.3
300	437	589		
400	350	678		

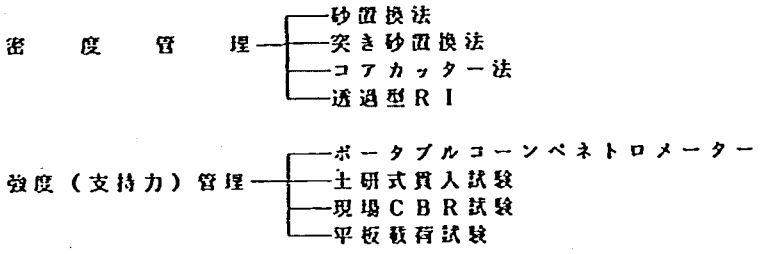
調整含水比 $\omega_c = (w_o + w_a) / w_o \times 100$ (%)
w_o；単位改良土中の水分で、土に含まれていた水量(kgf)
w_o；単位改良土中の土粒子量 (kgf)
w_a；単位改良土中の水分で、後から加えた水量

次に，砂の締固め品質管理であるが一般的に締固め管理手法としては，密度による管理と強度（支持力）による管理が考えられる。表－2は締固め品質管理手法の種類を示したものである。従来の締固め管理では，砂置換法によって締固め密度を管理してきたが，手間がかかることと測点をあまり多くとれないことなどの欠点があった。そこで，最近では低線源でしかも土質ごとの校正曲線を必要とせず，簡便で迅速な測定が可能な透過型ＲＩによる密度管理手法を活用する方法もある。

しかし，ＲＩの測定は埋設管の周辺部で管から30cm以内の測定は，管が影響して正確な測定ができないこともあるので，特に管の近くではこのことを配慮しておく必要がある。

また，強度（支持力）管理では，土研式貫入試験やポータブルコーンを用いた貫入試験が簡便で迅速に行え，しかも埋込し内部の締固め管理が行える品質管理手法として考えられる。これらの試験による品質管理を行うにあたって，所要の締固め度を満足する規定値を定める必要がある。また，現場

表－2　締固め管理手法の種類



ＣＢＲ値や平板載荷試験値（Ｋ値）が規定されている場合は，これらと貫入抵抗値の相関をとり，貫入抵抗値を規定するとよい。

（土質研究室）

道－39　ＢＯＸの沈下に対する対策

（質問）

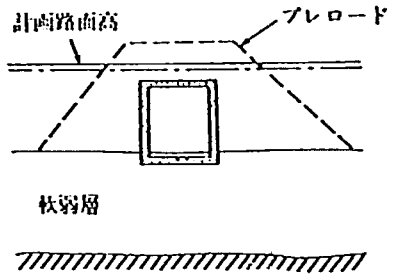
函渠を施工するにあたり，盛土部等において不等沈下を避けるために杭を施工すると，ＢＯＸのみが動かず，両側の盛土が沈下するケースがある。このため，ＢＯＸと付近の盛土が一体的に沈下するようにしようとすると，杭を施工しない方法もあるが，沈下面で必ずしもうまくいかない。どのような方法が考えられるか御教示願います。

（宇都宮国道工事事務所）

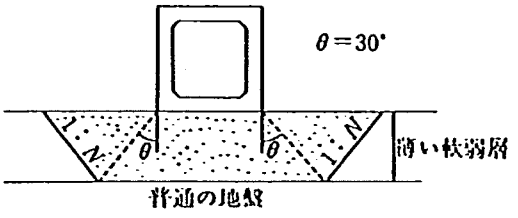
（回答）

軟弱地盤上のボックスカルバートの基礎に，支持層にまで打設する支持杭を用いると，ボックスは沈下しないが，周辺盛土が沈下するために，ボックスと盛土との間で不同沈下が生じ，路面に段差が生じることがある。このため，水路カルバートなどの機能上やむを得ない場合を除いて，基礎は直接基礎にするのが望ましい。なお，カルバートの沈下を許さない支持杭基礎であっても，周辺地盤の沈下には十分な配慮を行い，周辺地盤の沈下を極力少なくするような対策を行うことが望ましい。

直接基礎によるボックスで，軟弱地盤上に構築する場合は，ボックスが沈下したり，継手部の開きや段落ちが生じて，カルバートの機能上問題となることもあるので，あらかじめプレローディング工法（図－１参照）や地盤改良工法（例えば，サンドコンパクションパイル工法や固結工法）で，軟弱地盤の残留沈下を少なくしたうえで，ボックスを構築するのがよい。特に，低盛土の箇所では，道路共用開始後に交通荷重によって軟弱地盤の圧密沈下が生じるので，プレロードは，交通荷重相当分を見込んだ荷重を載荷し，共用開始後の沈下をできるだけ少なくするように対処する必要がある。また，



図－1　カルバート部のプレロード工法



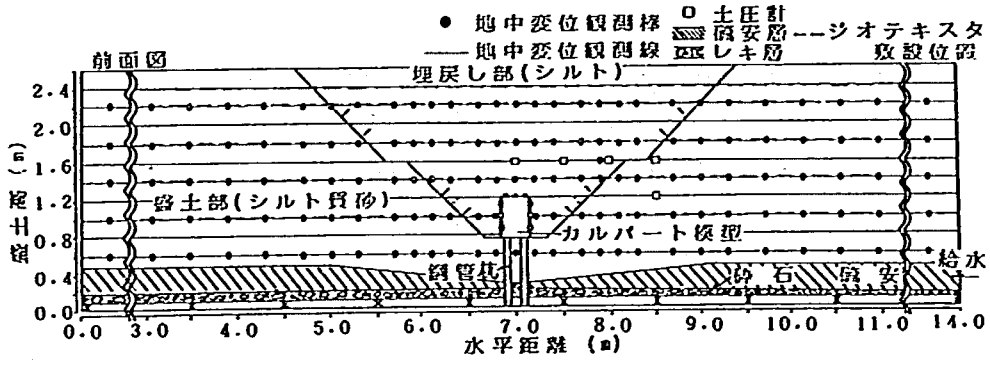
図－2　置換工法

軟弱地盤が地表近くに薄くある場合は，軟弱土を良質材に置き換える置換工法も有力である（図－2参照）。

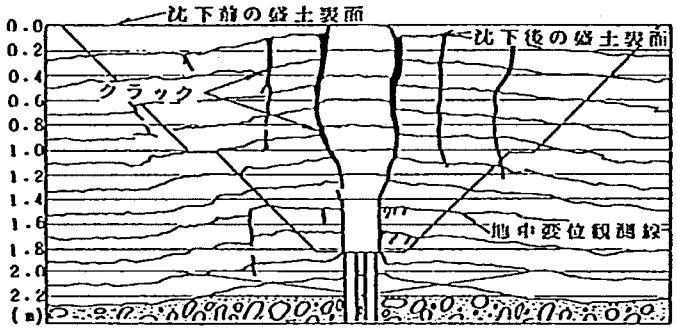
また，軟弱地盤の沈下以外のボックス直上の段差の原因として，ボックス側壁部の埋戻し土の圧縮沈下によるものがある。このため，圧縮沈下をできるだけ少なくするために，カルバートの埋戻し材には，切込砕石，切込砂利，粗度の荒い砂，ソイルセメントなどの圧縮沈下や水の侵入による強度の低下の少ない良質材料を用いて，十分な締固めによる施工を行う。さらにボックス背面の排水を行ったり，段差を和らげるために踏掛板を用いることも考えられる。

以上のような不同沈下対策は，「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）および「道路土工－軟弱地盤対策工指針」（日本道路協会）に詳しく記載されているので参考にされたい。

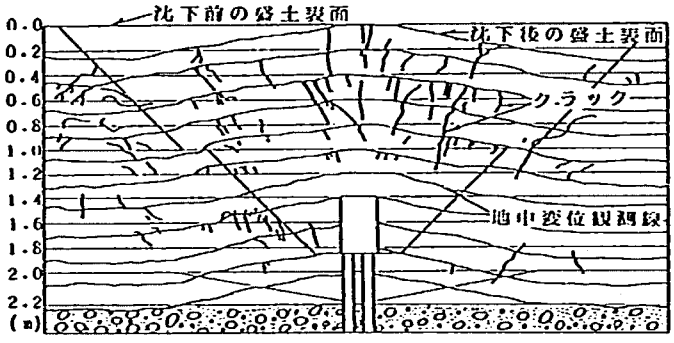
その他，当研究室では，ボックスと周辺盛土の段差軽減として，次のようなものの検討を行ってきている。1つは，ジオテキスタイルを用いた不同沈下対策で，図－3に示すように，ボックス周辺盛土内にジオテキスタイルを敷設することで，軟弱地盤の沈下に起因する盛土内のせん断変形を軽減し，表面の段差を滑らかにする方法が考えられている。図－4は，ポリマーグリッドによる不同沈下対策の大型模型実験の結果を示したものである。これは周辺盛土を強制的に沈下させたときの不同沈下対



図－3　カルバートの段差軽減実験の概要



(a) ジオテキスタイルを敷設しない場合の盛土の変形状況



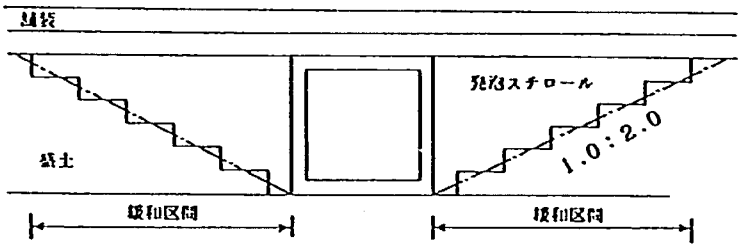
(b) ジオテキスタイルを敷設した場合の盛土の変形状況

図－4 ジオテキスタイルによる不同沈下対策実験結果

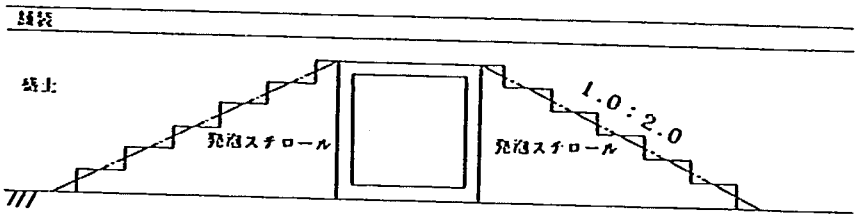
策の効果をみるための実験である。(a)は，ポリマーグリッドを敷設しない場合の盛土の変形状況であるが，ボックス直上で大きなクラックが発生しており，盛土表面に5～7cmの段差が生じている。(b)は，ポリマーグリッドを敷設した場合であるが，(a)と比較すると，ボックス周辺の盛土のクラックも小さく，盛土表面の段差も滑らかな不同沈下の形状をしており，不同沈下対策としての効果があることが認められた。

2つめは，発泡スチロールを用いた超軽量盛土工法による不同沈下対策である。発泡スチロールの密度は$\rho = 20\,kg/m^3$程度とたいへん軽量であるため，図－5に示すように，これをボックス周辺の盛土に用いると，軟弱地盤の沈下軽減になり，ボックスと周辺盛土の不同沈下対策として多いに効果が期待される。詳細については，他の1日土研の解答を参照されたい。

（土質研究室）



(a) 盛土先行例



(b) ボックスカルバート先行例

図－5　発泡スチロールによるボックスカルバートの不同沈下防止対策

道－40　のり枠擁壁の設計

(質問)

山岳道路ののり面防災によく採用しているのり枠擁壁の設計手法が確立されていない。

現在，経験にもとづき設計施工しているが設計法の確立を望みたい。

(長野国道工事事務所)

(回答)

のり枠擁壁としては，もたれ擁壁的な使い方で土圧の作用する箇所に適用される現場打コンクリート枠工と，表層崩壊の防止効果が期待できる比較的断面の大きな吹付枠工の２つがあり，両者ともにのり枠工の範ちゅうに入る。

「道路土工 ― のり面工・斜面安定工指針」（日本道路協会）のなかでは，これらののり枠工の適用方法と工法の概略は示されており，その適用方法に従って，現場の条件に応じて設計・施工を行うことになっている。

具体的な設計法を述べたものとしては，「のり枠工の設計・施工指針」[1]（全国特定法面保護協会）があり，これを準用して設計・施工を行うことは可能である。この他に，下記の指針類が適用でき，現在のところこれらを参考にして設計・施工が行われている。

① 土質工学会編「アース　アンカー設計施工基準」（昭和51年９月）

（ただし，現在，土質工学会で各種のアンカーをとり入れた「グランドアンカー設計施工基準」として改訂中である。）

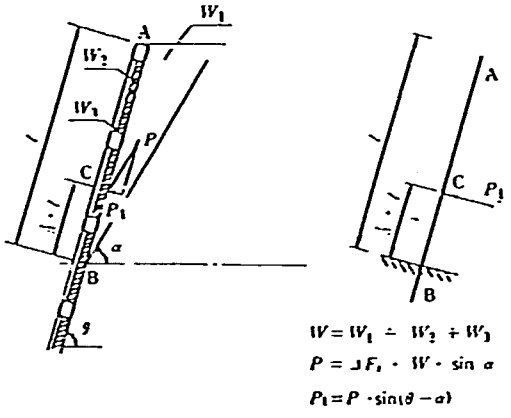
② グランドアンカー技術協会編「グランドアンカー工法設計施工指針」（昭和61年）

③ フリーフレーム協会「フリーフレーム工法の設計・施工指針」（昭和55年）

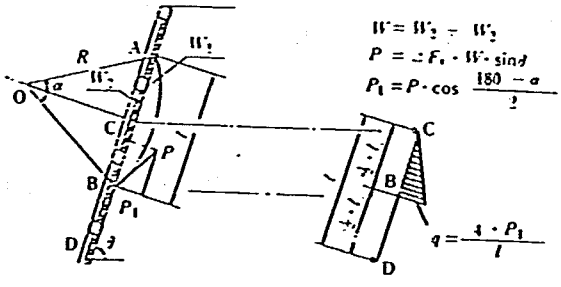
今後，これらの指針類で示されている設計施工法を活用して，道路土工指針のなかでのり枠擁壁の設計施工法の基準化をはかっていくことが考えられる。

以下には，現在行われているのり枠擁壁の設計法のうち，代表的なものの概要を示す。

「のり枠工の設計施工指針」（全国特定法面保護協会）のなかでは，表層崩壊の抑止を目的とした吹付枠工の設計法とし，図－１，図－２に示すように，表層崩壊のタイプに応じて縦ばりをそれぞれ片持ちばり，両端支持の単純ばりと仮定した応力計算の方法が示されている。そして，表層崩壊のタイプと規模および崩壊の危険性の大小に応じて，どの程度の断面とスパンおよび鉄筋量をもつ縦枠が必要となるかの目安となる一覧表（表－１）を用意して，利用者の便をはかっている。



図－１　のり肩からの崩壊の場合の作用荷重[1)]



図－２　のり中間からの崩壊の場合の作用荷重[1)]

一方，現場打コンクリート枠工の設計については，表層崩壊の抑止を目的として勾配が１：0.8 よりゆるいのり面に適用する場合には，上で述べた吹付枠工の設計に準じて行う。また，もたれ擁壁的な使い方で１：0.8 よりきつい勾配ののり面に適用する場合には，もたれ擁壁に準じた設計を行うこととしている。

もたれ擁壁に準じた現場打コンクリート枠工の設計法としては，まだ確立したものはないが，考え方の一例を示すと以下のとおりである。[2)]

まず，土圧の大きさ，方向，作用位置を求め，これに対してもたれ擁壁と同じように次の事項に関して所定の安全率を有するように設計する。

表－1　標準的な吹付枠工で抑止可能な崩壊の規模[1)]

のり枠工の諸元 / 増加させる安全率		底面 (cm)	20.0		30.0		40.0		50.0	
		スパン (m)	1.2		2.0		2.5		3.0	
		有効高 (cm)	15.5		23.5		31.5		41.0	
		使用鉄筋	D10×2本		D13×2本		D13×4本		D16×4本	
			深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)
$F_s=1.0$ の場合	のり肩からの崩壊（くさび形）		0.5	3.0	0.5	5.0	0.5	9.0	0.5	14.0
			1.0	1.0	1.0	2.0	1.0	4.0	1.0	6.0
			1.5	1.0	1.5	2.0	1.5	2.0	1.5	4.0
			2	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	2.0	3.0
	のり中間からの崩壊（円弧形）		0.5		0.5		0.5	3.0	0.5	5.0
			1.0		1.0		1.0		1.0	
			深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)
$F_s=0.5$ の場合	のり肩からの崩壊（くさび形）		0.5	5.0	0.5	9.0	0.5	17.0	0.5	28.0
			1.0	2.0	1.0	4.0	1.0	7.0	1.0	11.0
			1.5	2.0	1.5	3.0	1.5	4.0	1.5	6.0
			2.0	1.0	2.0	2.0	2.0	3.0	2.0	5.0
	のり中間からの崩壊（円弧形）		0.5		0.5	3.0	0.5	6.0	0.5	10.0
			1.0		1.0		1.0		1.0	3.0
			深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)	深さ d (m)	長さ l (m)
$F_s=0.2$ の場合	のり肩からの崩壊（くさび形）		0.5	14.0	0.5	24.0	0.5	44.0	0.5	70.0
			1.0	5.0	1.0	9.0	1.0	16.0	1.0	26.0
			1.5	3.0	1.5	5.0	1.5	9.0	1.5	14.0
			2.0	3.0	2.0	4.0	2.0	6.0	2.0	10.0
	のり中間からの崩壊（円弧形）		0.5	4.0	0.5	7.0	0.5	14.0	0.5	25.0
			1.0		1.0	3.0	1.0	5.0	1.0	8.0
			1.5		1.5		1.5		1.5	4.0

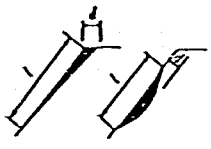
F_s：すべりに対してのり枠で増加させる安全率

$F_s=1.0$：すべり面でのすべり抵抗を考慮せず崩壊土塊の全自重をのり枠で抑止しようとする場合

$F_s=0.2$：すべり面でのすべり抵抗を考慮して(0.5)崩壊土塊の全自重の2割（5割）をのり枠で抑止しようとする場合

d：崩壊の深さ

l：崩壊の長さ



表－2を用いたときの計算条件を次に示す。

のり面勾配　1:0.8(51.4°)

コンクリートの許容圧縮応力度

$\sigma_{ca}=40\,kgf/cm^2$

鉄筋の許容引張応力度

$\sigma_{sa}=1600\,kgf/cm^2$

土塊の単位体積重量

$\gamma_1=2.00\,tf/m^3$

中詰材の単位体積重量

$\gamma_2=2.00\,tf/m^3$

i）転倒に対する安定

ii）のり枠の基礎の地盤支持力に対する安定

iii）滑動に対する安定

iv）のり枠の基礎を含むスベリに対する安定

v）のり枠のく体の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認

現状では，下記に示すような仮定を行って，もたれ擁壁の計算法に準じて設計を行っている。

① のり枠に作用する荷重（図－3参照）

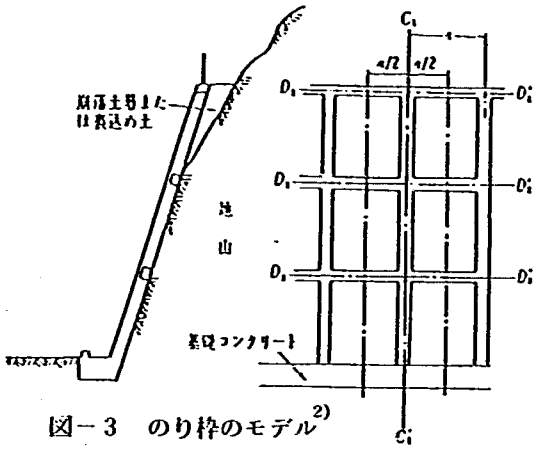
a．土圧（P）のり枠に作用する土圧（P）は，擁壁のようにすべて壁体で接するのではなく，格

子の中はいわば自由面であり，周りの格子に作用する土圧には，アーチアクションを当然考慮に入れなければならないが，これについては明確に出来ないのが現状である。

ここでは図－4にあるように，縦バリ（C_1C_1'）には，a_2, a_3, b_2, b_3 の土塊による土圧が作用するものとする（図－3参照）。

角ρは，崩落土圧の内部摩擦角及びハリと摩擦に関係するが，現地試験結果なども考えて$\rho=45^\circ$とする。

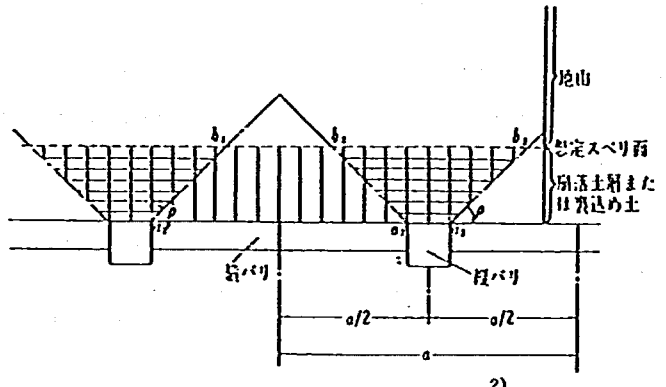
縦バリに活用する土圧Pcは，もたれ擁壁に裏込め土の土圧が作用する場合と同じに扱う。



図－3　のり枠のモデル[2)]

横バリに活用するものは，土塊a_1, a_2, b_1, b_2 の重量であり，この方向は想定スベリ面（地山と崩落土層との境界）のコウ配の方向とする。したがって，土圧の大きさは，土塊a_1, a_2, b_1, b_2 の重量のこの方向の分力である。

のり枠にかかる土圧については，現状では明確でないので，適宜工学的判断を加えながら，なるたけ安全側で設計するよう心がけなければならない。



図－4　のり枠に作用する荷重[2)]

② 土圧やのり枠重量その他の荷重によって生ずる応力が，く体内の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認。

a．縦バリの応力計算　ハリの有効長さ／最小横寸法が15以下の場合は，短柱としても，もたれ擁壁で述べたと同じ要領で縁応力度を計算する。また，この値が15以上の場合は長柱とし，鉄筋コンクリート示方書第49条によって縁応力度を計算する。

b．横バリの応力計算　等分布荷重（q）を受ける連続バリとして計算する。

モーメントMは$M=\frac{-qa^2}{10}$でえられるとすると，緑応力度は次式のようになる。

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{pjbd^2}$$

詳細については，例えば，〝土木工学ハンドブック，第18編鉄筋コンクリート構造第３章部材の断面の算定及び応力度の計算〟を参照されたい。

<参考文献>

1) 全国特定法面保護協会：のり枠工の設計・施工指針，昭和62年３月

2) 土質工学会編：切土ノリ面，土質基礎工学ライブラリー12，昭和51年12月

（土質研究室）

道－41　山地部における道路横断排水構造物の設計

（質問）

山地部において沢や渓流等を道路盛土によって横断するような箇所では，道路横断排水のためにカルバートを通常設置している。ところが，このような場所では強雨時に排水が必ずしも正常に行われず，カルバートとの接合部付近の盛土が洗掘されたり，冠水するような事が起こる場合がある。このような事態を防止するためには，カルバートの内空断面積の決定が重要であるように思われる。また，この際どの程度の余裕率をとれば良いのか判断に苦しむところである。これらの点について御教示戴きたい。

（栃木県土木部道路建設課）

（回答）

山地部において道路盛土により沢・渓流を横断する場合には，道路横断排水施設を適切に設けることが道路構造の安全確保の上で非常に大切である。

まず，山地部における沢・渓流の特徴としては，平地部における水路あるいは小河川と対比すると，勾配が大きい，流速が大きい，土砂や流木が流出してくる可能性が高い等が指摘できる。また，このような所では，流路が整備されていないことが多い。

したがって，道路横断排水施設の設計に当っても，これらの点に十分に配慮する必要がある。

山地部において道路横断排水施設を設計する場合の基本的な考え方・手順を，「道路土工指針」の

記述に従って簡単に整理してみる。

まず第1に検討すべき事項は，当該渓流の流域における土石流の発生の有無である。これについては「道路土工—のり面工・斜面安定工指針」[1]に述べられている。発生の有無を明確に判断することは現在の技術レベルでは必ずしも容易ではないが，当該地域での既往の資料等を参考にしながら判断せざるを得ない。

その検討の結果，土石流の発生する可能性が高いと判断された場合には何らかの土石流対策工により対応することとなるが，工法の選定方法は文献1）に示されており，それらは土石流制御工による対応，道路構造の変更による対応，(および通行規制）に大別される。逆に，土石流発生の可能性が低いと判断された場合には，通常のカルバートで対応すればよい。この場合のカルバート断面の設計法については「道路土工—排水工指針」[2]に詳しく述べられている。

これは基本的には水のみを対象とし，これを安全に流下させ得る断面の大きさを通常の水理計算により計算し，しかる後に通常の土砂堆積による通水断面の縮少を考慮した余裕（余裕率＝α_1），豪雨の際に土砂・流木等が流出して流量が増大したり，流れを一部阻害したりする可能性に対する余裕（余裕率＝α_2）を見込み，カルバート断面の大きさを決定するようになっている。

質問者は，特に上述の余裕率の決定方法に言及されているが，これに答える前にもう一つ重要な点に触れておきたい。

それは水理計算に関する事で，従来の指針[3]では，カルバート内の流水断面積を，等流条件を前提とするマニング式に基づいて計算するようになっていた。これは平地部における水路のような場合には特に問題ないが，山地部の沢・渓流においては，流路幅，粗度，勾配等の水理条件がカルバートとその上下流部の間で一様でないことが普通であり，等流条件が成り立たないと考えられる。そこで，カルバート部での道路災害が多発した昭和57年長崎豪雨および昭和58年山陰豪雨について，災害事例調査を実施した。その結果は文献4），5）に報告されているが，以下の点が明らかとなった。

(1) 山地部の沢・渓流に設けるカルバートの断面設計は，不等流の流れを前提とした水理計算によって行うべきである。

(2) 土砂・流木の発生がカルバート部の道路災害に大きく関与しており，これを防止することも同時に重要である。

上述の調査結果を受けて，新版（昭和62年）の排水工指針ではカルバートの断面計算法が全面的に改訂されている。この改訂により，カルバートの所要断面積が，従来の計算法によった場合に比べて数倍にもなることもある（特に水路勾配が大きいとき）ので，新版の内容をよく理解した上で活用することが望まれる。

さて，余裕率のとり方について以下に述べる。

常時の土砂堆積に対する余裕率α_1については，従来の経験を参考に「少くとも20%程度を見込む」としている。一方，土砂・流木などの流出に対する余裕率α_2については，現象が極めて複雑で十分に

解明されていないのが現状であるため，その標準値が示されていない。ここに言う土砂は流送土砂であり，土石流とは異なるものである。流送土砂量の算定法については一般河川の場合には既にいくつかの方法が提案されている。[6] しかし，それらが急勾配の沢・渓流に対しても適用可能かどうかは不明である。余裕率α_2は河床堆積土砂，河床勾配，流量・流速等に支配されると考えられるが，一般的には5～15%程度の値がとられることが多いようである。

最後に，山地部でカルバートを設置する際のポイントをまとめると以下のようになる。

① 土石流発生の可能性を調べる。

② 現地の流路状況に即した断面計算を行う。

③ 土砂・流木に対する配慮を行うとともに，必要に応じて小規模対策工（流木止め工など）の導入についても検討する。

<参考文献>

1）日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月

2）日本道路協会：道路土工－排水工指針，昭和62年6月。

3）日本道路協会：同上，昭和54年2月。

4）村上順雄ほか：昭和58年7月豪雨（島根）によるカルバート被害の調査，土木技術資料，28－6，pp.20～25，1986年6月。

5）村上順雄ほか：道路横断排水用カルバートの断面設計法，土木技術資料，29－8，pp.39～44，1987年8月。

6）日本河川協会編：二訂　建設省河川砂防技術基準（案）　調査編，山海堂，昭和61年。

（動土質研究室）

道－42　軟弱地盤上における連続橋の異種基礎設計上の留意点

（質問）

高架橋などにみられる連続した上部構造を支持する基礎を計画する場合において、設計・施工上の制約から，軟弱地盤上においても各基礎ごとに異なった形式を採用せざるを得ないケースがある。

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（日本道路協会）においては，基礎形式の選定に関し「軟弱地盤では，連続げた橋などの連続した上部構造を支持する下部構造の基礎は同一の形式とするのが望ましい。」と解説されているが，異なった基礎形式を採用した場合の設計上の留意点について教えていただきたい。

（首都国道工事事務所）

（回答）

軟弱地盤上における基礎形式には，ケーソン基礎，杭基礎および鋼管矢板基礎などの深い基礎がある。これらのうちケーソン基礎および鋼管矢板基礎については，通常基礎底面の支持力を発揮させるため良質な支持層に充分貫入されるが，杭基礎の場合，支持杭とすることが不経済であれば必要な根入れ長を確保して摩擦杭を採用することも考えられる。これら基礎形式の選定にあたっては，地盤条件・施工条件・環境条件はもとより，上部構造の形式や規模などの構造物の特性を充分に考慮に入れる必要がある。

上部構造が連続げた橋やラーメン高架橋などの場合には，各基礎間の不同変位量により上部構造に部材応力が発生するため，基礎の設計においては極力不同変位量が生じないようにする必要がある。

軟弱地盤において基礎に不同変位が生じる原因には様々なものが考えられるが，基礎から伝達される鉛直方向の増加荷重による軟弱層の圧密沈下や地震あるいは偏土圧などによる基礎の水平方向の変位が，各基礎により異なることが大きな原因である。

このことより明らかなように，基礎形式が異なったり基礎の荷重規模に差がある場合には，不同変位量は大きくなる可能性が高く，できる限り同一の支持性状になるように支持形式や基礎形式をそろえることが望ましい。

設計・施工上の制約から，やむなく各基礎ごとに異なった基礎形式を採用せざるを得ない場合においても，支持性状の差が構造物の変状や機能の低下につながらないよう，同一の良質な支持層に充分根入れし圧密沈下にともなう不同沈下を低減させるなどの配慮をし，地盤が非常に軟弱で支持層の深さが変化する場合については必要に応じて動的解析による地震時部材応力・変位の照査を行えばよい。

なお，連続げたと単純げたとを組合せたりけたのジャッキアップを考えておくなど橋梁の構造上不同沈下に対する適応性を向上させたり，荷重の差に対し基礎形式や支持層を選択するなどの柔軟な対応が望まれる。

（基礎研究室）

道－43　橋脚の設計に用いる荷重の組合せ

（質問）

道路橋示方書Ⅳ下部構造編の4･2･5橋脚の設計に用いる荷重の組合せの条文および解説において，活荷重の取扱いの表現が理解しにくい。また，温度変化の影響を検討する場合は，解説で述べられている場合のみか。これらの荷重の取扱いについて基本的な考え方を御教授願いたい。

（常陸工事事務所）

（回答）

下部構造においても荷重の組合せの基本は，道路橋示方書Ⅰ共通編2･2に規定する荷重の組合せのうち照査項目に対し最も不利な組合せを用いて照査するものである。ただし，下部構造においては，安定照査（転倒，支持，滑動，変位量等）および各部材の断面照査が必要なため，照査項目それぞれに対して非常に数多くの組合せを考慮しなければならず，非常に繁雑な作業となる。そのため，本条文では最も卓越する荷重の組合せを示し，あとは現場・設計条件により他の荷重の加除を示すことによりその作業の簡便さを図ったものである。従って，質問の活荷重・温度変化の影響も各照査項目に対して不利となるよう荷重の組合せのなかで加除するのが原則である。以下に活荷重および温度変化の影響の考え方を示す。

(1) 活　荷　重

直接基礎の安定照査項目（鉛直支持，転倒，滑動）を対象として，活荷重を考慮する場合・考慮しない場合を例示する。

表－1　直接基礎の安定照査での考え方

	安定照査		
	鉛直支持	転　倒	滑　動
活荷重	○	－	－

○；考慮する　　－；考慮しない

① 鉛直支持は，地盤の許容支持力との照査となるため，鉛直荷重が大きい方が不利となる。活荷重は考慮する。

② 転倒・滑動はそれぞれ次の式で照査する。

○転倒　$x_0 = \dfrac{Mr - M_0}{V}$，$e = \dfrac{B}{2} - x_0$，e は　B／3 以内（地震時）　B／6 以内（常時）

Mr；抵抗モーメント，M_0；転倒モーメント，V；鉛直力

e；偏心量　　B；底面幅

○滑動　$Hu = CA' + V\tan\phi$

Hu；滑動抵抗力，C；粘着力，A′；有効載荷面積

V；鉛直力，　　ϕ；基礎底面と地盤との間の摩擦角

以上，転倒および滑動に対してはVの小さい方，すなわち活荷重を考慮しない方が荷重の組合せとして不利な状態となる。

このように，直接基礎の安定照査項目を例にとっても活荷重の取扱いが異なってくることから，下部構造編では，「活荷重を負載しない場合についても検討しなければならない」という表現とな

っているものである。

(2) 温度変化の影響

温度変化の影響は，一般的な単純桁を支持する下部構造では問題となることはないが，連続桁を支持する下部構造やラーメン構造形式の下部構造では設計を支配する場合もある。下部構造編の解説においても，温度変化の影響が大きい場合の事例を示したもので，この事例の場合のみ考慮するものではないことに留意されたい。

（基礎研究室）

道－44　鉄筋のラップ長

（資問）

① 鉄筋を重ね継手する場合，鉄筋のラップ長を全ての土木構造物について，一律35ϕとするなどの設計の簡略化ができないかお教え頂きたい。

② 杭とフーチングの結合でB方法を採用した場合の帯鉄筋のラップ長は，両面すみ肉溶接しない場合，コンクリートの設計基準強度毎に変える必要があるのか。また，場所打ち杭の杭体の帯鉄筋についてもその必要があるのかお教え頂きたい。

（常陸工事事務所）

（回答）

① 鉄筋の重ね継手は，鉄筋とコンクリートとの間の付着作用を利用したものであり，ラップ長は伝達すべき鉄筋の応力を重ね合わせた間の鉄筋表面に発生する付着応力によって相互の鉄筋に伝達するためのものである。

この場合の力の釣合いを考えると(1)式のようになる。

$$\sigma_t \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 = \pi \cdot \phi \cdot \tau_b \cdot l \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，ラップ長lにおけるコンクリートの付着応力度を許容付着応力度とし，これが鉄筋の許容引張応力度に等しいとすると(2)・(3)式のようになる。

$$\sigma_{sa} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 = \pi \cdot \phi \cdot \tau_{oa} \cdot l \quad \cdots\cdots (2)$$

$$\therefore \quad l = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4\,\tau_{oa}} \quad \cdots\cdots (3)$$

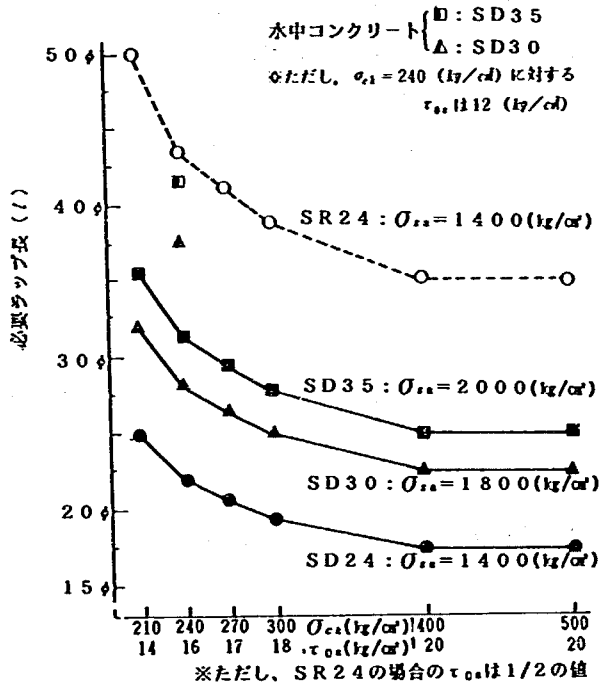
l ；必要ラップ長　　σ_{sa}；鉄筋の許容引張応力度

σ_t ；伝達すべき鉄筋応力度　　ϕ；鉄筋径

τ_b ；コンクリートの付着応力度　　τ_{oa}；コンクリートの許容付着応力度

(2)式に示すように鉄筋の継手は，鉄筋の全強（鉄筋の許容引張応力度×鉄筋断面積）に匹敵する構造とするのが基本的な考え方である。

(3)式に一般的に使用されるコンクリートおよび鉄筋の許容応力度を代入すると，必要ラップ長は図－1のようになる。従って，全ての構造物に対して一律同じラップ長を設定することは合理性に欠けるものであり好ましくない。



図－1　必要ラップ長

② 鉄筋のラップ長は①で示した通り，鉄筋の継手に鉄筋の全強を確保させるためのものであり，鉄筋の許容引張応力度，鉄筋径およびコンクリートの許容付着応力度で決定される。従って，両面すみ肉溶接しない場合には同じ鉄筋を用いるのであればコンクリートの設計基準強度により必要ラップ長は異なってくる。しかし，一般に下部構造では，鉄筋はSD30を用い，気中コンクリートの設計基準強度は210（Kg／cm²）を用いるので，l＝32.1 ϕ≒35ϕとすることが多い。また，場所打ち杭の場合水中コンクリートの許容付着応力度は12（Kg／cm²）であるので，l＝37.5 ϕ≒40 ϕとなることが多い。

なお帯鉄筋のラップ長は道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に示しているように，あまり長いと加工が困難となり，5 ϕ程度重ね合わせ両面すみ肉溶接をするのが一般的である。この場合，工場加工によるのが望ましい。

（基礎研究室）

道－45　橋梁下部構造の耐久性確認と強度調査方法

（質問）

現況橋梁を，現況橋台・橋脚を利用して拡巾する場合の橋台・橋脚の耐久性・強度を確認する調査方法，対策についてお伺いしたい。　（高崎工事事務所）

（回答）

本事例のような既設構造物の利用は，社会資本の有効な活用法であり，また経済的・時間的な整備効果も大なるものとなる。しかしながら，現段階においては橋梁下部構造の耐久性評価についての確立された手法はなく，個々に技術者の判断で検討しているのが現状である。土木研究所でも，本年度より橋梁下部構造における耐久性評価に関する研究に着手したばかりであるため，ここでは基本的な考え方を示す。

橋梁下部構造の設計は，基礎の安定照査と部材断面照査の二つからなる。従って，既設下部構造の耐久性評価も最終的にこれらの照査により評価するものとなる。ここで手順を以下に示す。

1. 現状の把握

橋梁下部構造の安定や部材の耐久性評価を行う場合，最も基本となるのは現況の状態である。従って，特に入念な調査が必要となる。

(1) 設計・施工に関する調査

設計図書，適用示方書，施工関連記録図書，竣工図書，補修履歴等（設計条件，竣工状況等の把握）

(2) 現地調査

ⅰ）部材に関する項目（コンクリート部材で例示）

- 目視項目；ひび割れ，断面欠損，変色・劣化，すりへり・浸食，豆板・空洞，鉄筋露出，漏水・滞水等
- 機器による調査項目；コアー採取による各種試験，非破壊試験（強度推定，欠陥探査，形状推定等）

ⅱ）安定に関する項目

沈下，移動，傾斜，洗掘等

ⅲ）地盤に関する項目

地盤調査；地質構成，N値，物理特性，強度特性等

2. 現状での安定および部材断面照査

現況の状態を設計条件として設定し，基礎の安定照査ならびに部材の断面照査を行う。これらの照査により，問題項目を抽出する。

(1) 安定照査

基礎の安定照査は，原則として現行道路橋示方書による照査手法を用いるが，示方書（もしくは指針）以前の照査手法を用いて設計された基礎構造物は，現行の許容値内に収まらない場合も多い。許容値を大幅に上回らない場合は，現況の調査結果，供用年数，交通現況，既往の地震被害等を十分考慮に入れ，総合的に判断するのがよい。

(2) 部材断面照査

下部構造の躯体等の可視部は，1.による現状調査によって照査条件（コンクリート強度，考慮できる鉄筋量等）をある程度明確にでき，その分計算結果も信頼性をもつものとなる。ケーソン基礎のような土中にある不可視部については，有効な手法も確立されておらず可視部の状況，設計図書，竣工図書等から照査条件を設定せざるを得ない。

なお部材の健全度判定には非破壊試験による手法が有効と考えられるが，今後の研究を待つところである。

3. 総合判定

1,2 の検討結果から問題項目を整理し，総合的に検討を行う。問題となる項目でも補修・補強により十分機能を改善することができるものもあるため，補修・補強工法も考慮したうえで評価するとよい。

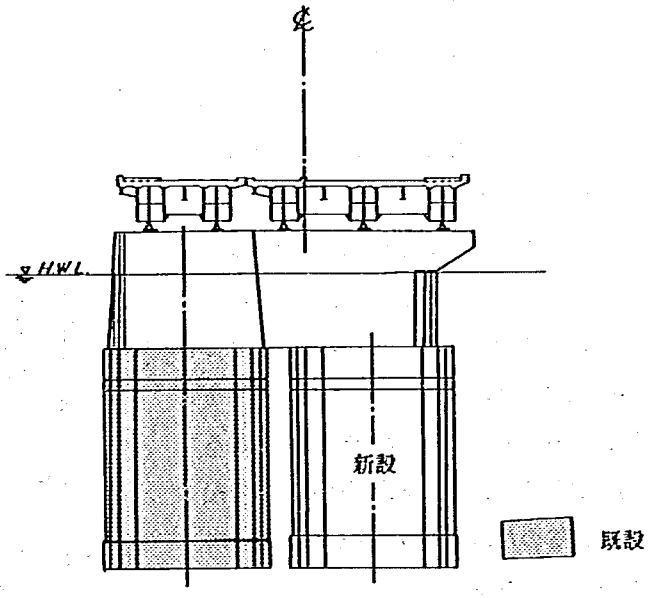
4. 設計・施工上の留意点

既設下部構造物の利用において留意すべきことは，可能なかぎり新たな荷重を付加させないことである。新たな荷重の付加は，現況での耐久性を失なわせる原因ともなる。この観点から，既設部と新設部を分離し利用する方法，歩道設置等小規模な拡巾に利用する方法，質的改良を伴なわない上部工のみの更新に利用する方法などが経済的でかつ有効な利用方法と考えられる。

図－1の質問事例は，大規模な拡巾計画であり，また新設基礎を構築することとしているが，以下のことに留意する必要がある。

① 拡巾部は，上記の理由から既設部と分離独立もしくは近接させても新たな荷重を付加させないよう計画するのが最も望ましい。

② 既設基礎構造物に近接して新た



図－1 質問事例

な基礎を構築する場合は，工事による周辺地盤の緩みや変位などが原因となって既設構造物の変位・変状の原因となることがある。近接施工となる場合は，設計時に十分その影響を検討しておくとともに，施工時は計測管理等により既設構造物に変位・変状を与えないように配慮するのが望ましい。（基礎研究室）

道－46　鉄筋コンクリート床版のハンチ部の配筋

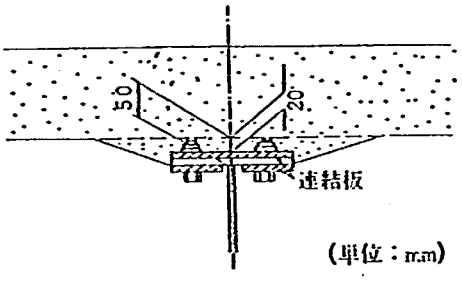
（質問）

鋼橋の鉄筋コンクリート床版の設計に関して，ハンチ部の高さが大きくなる場合の鉄筋の配置方法について教示願いたい。（甲府工事事務所）

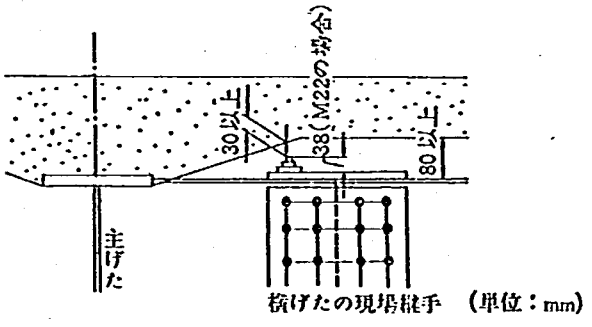
（回答）

支持げたと鉄筋コンクリート床版の連結部には，一般に１：３以下の勾配をもったハンチ部が設けられる。これは，鉄筋コンクリート床版から支持げたへの力の伝達をなめらかにするためである。このハンチ部がないと，連結部に応力集中が生じ，鉄筋コンクリート床版に大きなひびわれが生じたり，支持げたの上フランジが局部的に座屈を生じる可能性がある。

ハンチ部の高さは，鋼道路橋設計便覧（昭和５４年２月，日本道路協会）に示されているように，支持げたの上フランジの上縁が鉄筋コンクリート床版の支間部での下面から20㎜の位置を連ねた線より下になるように，あるいは腹板上端から50㎜の位置を連ねた線より下になるように定める必要がある（図－１参照）。一般に，このハンチ部の高さは80㎜以下になるが，図－２に示すように支持げたと横げたの連結部等では，型枠の組立てや撤去および現場塗装等の作業の空間を確保するためにその値が80㎜以上になる場合がある。また，支持げたの縦断勾配の調節等のためにその高さが80㎜以上になることがある。

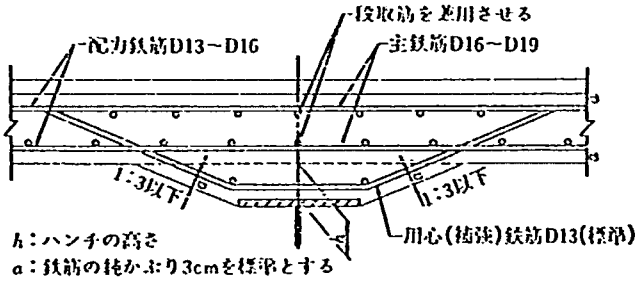


図－１　ハンチ部の高さ



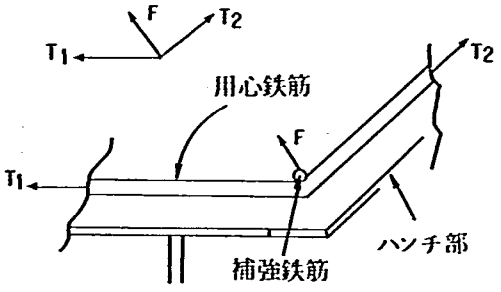
図－２　主げたと横げたの連結部におけるハンチ部

ハンチ部に前述したような応力集中の防止の効果を期待するには，コンクリートにひびわれを生じさせないようにすることが必要となる。また，荷重作用や乾燥収縮等でコンクリートのひびわれが万一生じた場合でもそのひびわれが大きくならないようにしておく必要がある。これに対して，ハンチ部が小さい場合には，鉄筋コンクリート床版に鉄筋が十分に配置されているのでひびわれが生じてもその進展は通常防止される。一方，ハンチ部の高さが80㎜以上で同部に鉄筋が適切に配置されていない場合には，ひびわれが進展し易い。このため，このような場合には，道路橋示方書Ⅱ，6.1.10「床版のハンチ」に規定されているように，ハンチ部には図－3に示すようにハンチ部の勾配に合わせて鉄筋コンクリート床版の主鉄筋方向に用心鉄筋を配置しておくのがよい。その際，鉄筋は直径13㎜以上のものを使用し，その間隔は主鉄筋の間隔の2倍以下にしなければならない。



図－3　ハンチ高さが8㎝以上の場合の用心鉄筋を用いる例

コンクリート中の鉄筋に引張応力が作用すると，鉄筋の周囲のコンクリートには円周方向の引張応力が生じる。したがって，鉄筋を配置した場合には，その直角方向に鉄筋を配置しておくことが必要となる。また，ハンチ部の用心鉄筋のような折曲げ鉄筋の場合には，図－4に示すように力の釣り合いから折曲げ部分に分力が生じる。したがって，用心鉄筋を配置した場合には，その折曲げ部に補強鉄筋を用心鉄筋と直角方向に配置しておく必要がある。



図－4　用心鉄筋の折曲げ部の分力

以上のような理由により，ハンチ部の高さが80㎜以上と大きくなる場合には，支持げた上の主鉄筋の折曲げ部に配力鉄筋方向の補強鉄筋を配置しておくのがよい。なお，ハンチ部が非常に大きくなる場合には，用心鉄筋の折曲げ部以外の部分にも配力鉄筋方向の補強鉄筋を配置しておくのがよい。その場合の補強鉄筋の間隔は，30㎝程度が目安となる。

（橋梁研究室）

関東地建における一日
土研資料

土木研究所資料第2680号
昭和63・12　(1988)

企画部　企画課

キーワード　一日土研

要　旨

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

郵便はがき

40円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県つくば市大字旭一番地

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２６８０号
（昭和63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