ＩＳＳＮ 0386－5878
土研資料第1951号
マイクロフィルム第　　号

一日土研集

（昭和55・56・57年版）

昭和58年3月

建設省土木研究所

Copyright © 1983 by P.W.R.I
All right reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine language without the written permition of the Director of P.W.R.I.

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

一日土研集序文

「一日土研」は，地方建設局等が事業の実施上直面している土木技術上の諸問題について，現場の技術者と土木研究所の研究者が一堂に会し，お互いの話し会いによって問題を解決すると共に，土木研究所における研究成果を有効に現場に反映させるため，現場との密接な連繋を保つ場の1つとして，昭和39年四国地方建設局における第1回開催以来，各地方建設局で順次，計22回が開催されております。この間我々を取りまく世情は様々な問題を提起し，特に公共事業をも含む環境問題への世論の高まり，あるいは世界的なエネルギー危機に端を発した省資源，省エネルギーへの転換等，経済社会の変化に対応して，建設技術も新たな方策を探究しなければならない局面にたゝされているものと思われます。

このような観点から，今後ますます現場と土木研究所が一体となって建設事業を遂行することが必要になり，「一日土研」の意義も更に重要になってくることに鑑みますと，この機に近年開催された一日土研の資料をとりまとめておくことは，非常に意義深いことと思われます。

こゝに昭和55, 56, 57年度の近畿地方建設局，四国地方建設局および北陸地方建設局で開催された一日土研資料に基づき，当日の質疑応答ならびにその後の研究の進捗等による内容の補充，修正を含めて集録し，一日土研集（昭和55, 56, 57年版）として発行する運びになりました。

この一日土研集が関係各位の参考になれば幸いです。

昭和58年3月

建設省土木研究所長

飯田隆一

目　　次

（共通部門）

（土質・地質）

共－1　構造物の計算に用いる静止土圧係数の適用 …… 1

共－2　公園における土壌改良剤（パーク推肥）の土壌への混入量（率）およびその効果 …… 4

共－3　置換土の設計方法 …… 7

（基礎・土留等構造物）

共－4　鋼矢板の設計における断面計算の考え方 …… 12

共－5　ダム湖の湛水部分を埋立てて土地利用する場合の締切り堤の構造 …… 13

共－6　旧樋門に新設樋門を継足す場合の力学計算の方法，継手の構造，樋門の取付け方向等 …… 14

共－7　軟弱地盤に樋門，樋管を設置する場合の地盤沈下対策工法 …… 16

共－8　オープンケーソン（橋梁下部工）の中詰の施工 …… 19

共－9　杭基礎に作用する表層土の土圧作用幅 …… 20

共－10　場所打杭における鉄筋量変化 …… 21

共－11　場所打杭先端処理工法 …… 23

共－12　矢板打込工法（アースオーガ併用等）による横方向地盤反力係数 …… 29

共－13　仮設鋼矢板の継手効率 …… 31

共－14　鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法の評価 …… 33

共－15　矢板土留工法における周辺地盤沈下範囲及びその対策 …… 37

共－16　法面保護工 …… 43

共－17　摩擦杭設計上の支持力の取扱い …… 47

共－18　ＰＣアンカーの常時反力の問題点 …… 48

（コンクリート）

共－19　コンクリートに使用する各種セメント …… 50

共－20　コンクリートに対する有害鉱物及びその対策方法 …… 54

共－21　コンクリートのひび割れ対策 …… 59

共－22　形状不良骨材の使用の是非 …… 64

共－23　生コンクリートＪＩＳ強度に対する現場強度の低減量の取扱い …… 66

（防錆・防食）

共－24　構造物に使用する鋼材の腐食対策 …… 69

（環　　境）
共－25　瀬田川浚渫における岩掘削に伴う騒音・振動 …… 72
共－26　無振動鉄筋コンクリート取り壊し工法 …… 75
共－27　無振動無騒音による岩掘削方法の選定 …… 77
共－28　油飛散の無いディーゼルパイルハンマ …… 79
（緑　　化）
共－29　面開発における都市緑地の適正管理規模及び管理方法 …… 81
（そ　の　他）
共－30　積雪量（面積雪量）の測定 …… 83
共－31　透水性舗装の実績とその効果 …… 86
共－32　レーダ雨量計の利用状況及び将来構想 …… 88
共－33　レーダ雨量計の防災対策への応用 …… 99

（河川部門）
（河川計画・調査）
河－1　山地渓流での流量観測法 …… 103
河－2　地下水の調査方法 …… 104
河－3　水理模型実験結果からの施設計画（護岸・床固等）立案 …… 109
河－4　水門の開閉操作に伴う水理現象 …… 119
河－5　水防林の効果算定の方法 …… 122
河－6　市街地開発に伴う流出係数の変化 …… 123
河－7　内水排除計画検討時の内・外水の生起確率 …… 126
河－8　治水投資効果の調査検討法 …… 128
河－9　遊水効果の検討法 …… 130
河－10　洪水時の人手のかからない流量測定方法 …… 131
河－11　伏流水の調査方法 …… 133
河－12　支川の合流又はポンプ排水による水位上昇 …… 136
河－13　河川改修における旧霞堤の取扱い …… 138
河－14　河道計画における流出土砂の取扱い …… 139
河－15　流域内にある溜池の遊水効果の算定手法 …… 140
河－16　流出解析手法の具体的選定 …… 146
河－17　河口感潮部における水位流量観測 …… 147
河－18　急流河川における河床材料調査 …… 151
河－19　河川の計画粗度係数の定め方 …… 157
河－20　姫川河床変動の調査手法 …… 163
河－21　河床変動計算の適用範囲 …… 166

河－22 急流河川における河道模型実験のための事前調査 …… 168
河－23 河口付近の有効断面のとり方 …… 171
河－24 荒川乙大日川河口処理対策としての支川放水路導流堤計画 …… 173
河－25 河川堤防の耐震能力の判定手法 …… 176
（河川の設計・施工）
河－26 新設護岸の検討を行う場合の既設護岸の評価 …… 182
河－27 淀川下流部特殊堤の耐震安全度評価 …… 184
河－28 横断工作物（堰）の建設に伴う漏水対策 …… 192
河－29 漏水対策護岸に使用する止水シートの耐久性 …… 194
河－30 ブロック張護岸の裏込材としての栗石の効用 …… 198
河－31 異形コンクリートブロック根固工基礎の考え方 …… 199
河－32 河口付近における干塩害対策 …… 202
河－33 堰柱及び橋脚等の形状（河川縦断方向）が下流の
流向等に与える影響 …… 205
河－34 軟弱地盤地域における堤防の設計 …… 207
河－35 軟弱地盤上での河川堤防築造に伴う地盤改良 …… 212
（河川の維持・管理）
河－36 潮止堰の堆砂防止対策 …… 216
河－37 局所洗堀の対策工及び計算法 …… 221
河－38 冠水に耐え得る植生種 …… 223
（海　　岸）
河－39 海岸の環境保全等の実施例及び研究 …… 225
河－40 海岸施設の機能による評価基準の検討方法 …… 227
河－41 海岸侵食対策工法の機能分担 …… 228
河－42 離岸堤施工における沈下対策 …… 231
（ダム計画・調査）
河－43 地質の異なる岩盤のセン断強度 …… 240
河－44 ダム上流の砂防計画を配慮したダム堆砂容量の決定 …… 241
河－45 渇水体制に入る場合の準備流量を設定するための手法 …… 244
河－46 景観的観点からみた維持流量の検討手法 …… 245
河－47 ダム放流値と流量観測値との相違 …… 248
河－48 貯水池水位の挙動の実態と測定上の問題点 …… 249
河－49 砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験方法 …… 256
（ダム設計・施工）
河－50 ＲＣＤ（ローラーコンパクティッドダム）工法の最近の動向 …… 258
河－51 ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在する場合の処理方法 …… 261

河－52 ダム洪水吐の構造 …… 262
河－53 ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理 …… 265
（水　　質）
河－54 ＢＯＤ値の採り方 …… 266
河－55 湖沼における水質測定 …… 268
河－56 汚濁物質の流出機構と解析手法 …… 273
河－57 富栄養水域における栄養塩類の溶出機構 …… 275
河－58 降水と降下ばい塵の汚濁物質量 …… 278
河－59 河川下流部での赤潮の発生予測及び対策 …… 282
河－60 ダム湖の水質汚濁の予測方法 …… 283
河－61 ダム貯水池の濁水対策 …… 285
河－62 海域の汚濁解析調査 …… 292
（砂防・地すべり）
河－63 砂防ダムの調節効果 …… 293
河－64 砂防計画における河道調節量 …… 294
河－65 流域からの生産土砂量の概略推定方法 …… 296
河－66 山地崩壊と植林 …… 296
河－67 土砂地盤上における砂防ダムの設計施工 …… 298
河－68 地すべり地内における砂防施設計画 …… 299
河－69 待ち受け擁壁設計上の設計外力（崩壊土砂等の衝撃荷重等） …… 300
河－70 土石流対策砂防ダムの天端幅の決定手法 …… 304
河－71 地すべり活動状況の判定方法 …… 313
河－72 ライナープレート集水井の実施設計における
地すべり土圧（偏荷重） …… 314
河－73 ロックアンカー工の再緊張 …… 315
河－74 流砂量の測定方法 …… 317
河－75 流出土砂量の推定 …… 317
河－76 流路工における根固工の施工 …… 318
河－77 砂防ダムにおける微細粒径砂扞止機能の向上 …… 319
河－78 鋼製スリットダムと大口径穴あきダムの機能比較 …… 321
河－79 砂防ダムのカットオフ …… 322
河－80 砂防ダムの水叩き長，水褥深の決定方法 …… 323
河－81 砂防ダムの振動および騒音対策 …… 325
河－82 砂防計画における許容流砂量の算定方法 …… 329
河－83 砂防計画における地すべり土砂量の扱い方 …… 331
河－84 地すべり対策工事のライナープレート集水井の構造計算 …… 333

（道路部門）

（道路計画・調査）

道－1　パーソントリップ調査データを用いた将来予測手法 …… 335
道－2　交通規制と道路の計画・設計の調整 …… 338
道－3　地方中心都市におけるリバーシブルレーン効果 …… 339
道－4　非集計型行動モデルの道路計画への適用可能性 …… 342
道－5　リバーシブルレーンによる道路交通容量 …… 350
道－6　右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量 …… 353
道－7　避溢橋の規模の決定方法 …… 357

（道路の設計施工）

道－8　崩積土地盤上における道路新設工事工法 …… 359
道－9　軟弱地盤上の低盛土道路の施工 …… 365

（道路環境）

道－10　騒音の表示単位 …… 368
道－11　遮音壁の効果及び騒音予測 …… 373
道－12　幹線道路と高架道路が併用した道路構造における交通騒音の予測 …… 379
道－13　低周波空気振動の調査方法及び解折手法 …… 380
道－14　騒音レベルの予測計算手法 …… 381
道－15　自動車排気ガス対策の今後の動向 …… 388
道－16　低周波空気振動の調査方法と対策工法 …… 392
道－17　交通振動防止方法と対策工 …… 394
道－18　道路交通騒音の低減対策 …… 407
道－19　環境対策効果の地元への周知方法 …… 409

（橋　　梁）

道－20　道路橋示方書における修正震度法の適用方法 …… 413
道－21　旧示方書により設計された道路橋の補修における
　　新示方書の適用 …… 415
道－22　道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工 …… 415
道－23　道路橋ＲＣ床版の破損問題への対応 …… 416
道－24　ＲＣ床版の防水層の施工範囲 …… 417
道－25　現橋拡幅における新旧床版の一体化 …… 418
道－26　鋼橋の無塗装表面処理 …… 419
道－27　道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工 …… 420
道－28　既設橋の落橋防止装置及び移動制限装置 …… 421
道－29　道路橋示方書の設計への適用 …… 422
道－30　前傾（損傷）した橋台の補修方法 …… 427

道－31 塩害による橋梁破損箇所の補修 …… 429
道－32 箱桁上フランジの上面部の防錆と腐食対策 …… 438
道－33 橋面防水工の選択 …… 440
（トンネル）
道－34 トンネルの覆工における坑門付近の延長方向の補強 …… 443
道－35 トンネル工事による地表水への影響対策 …… 445
道－36 ナトムによるトンネル掘削工法 …… 448
道－37 既設トンネルの拡幅 …… 451
道－38 近接トンネルの施工と影響 …… 455
道－39 トンネルの4車線拡幅工事の施工法 …… 458
（舗　　装）
道－40 わだち掘れ路面の切削深さの決定方法 …… 462
道－41 アスファルト舗装のひび割れ耐久性の判定基準及び試験方法 …… 468
道－42 オーバーレイにおける旧コンクリート版の等値換算係数 …… 471
道－43 リフレクションクラックの防止法 …… 475
道－44 夏期の道路修繕工事におけるアスファルト舗装の
交通開放時の温度管理 …… 476
道－45 駐車場と駅前広場のアスファルト舗装の構成 …… 479
道－46 再生合材を使用したアスファルト合材 …… 487
道－47 低盛土における舗装厚の決定 …… 492
道－48 舗装厚設計及びすべり止め舗装 …… 494
道－49 わだち掘れ対策 …… 498
道－50 セシブローンアスファルトを使用したアスファルト合材 …… 506
道－51 舗装修繕 …… 530
道－52 舗装への路面切削材の再生利用 …… 533
道－53 コンクリート舗装版のそりと温度 …… 534
道－54 再生アスファルト混合物の等値換算係数 …… 539
道－55 ポットホール等局部的な路面の補修方法 …… 543
道－56 道路陥没箇所の事前調査法 …… 544
（他の構造物）
道－57 ケーソンの鉛直地盤反力係数 …… 547
道－58 洞門等防災施設の設計基準 …… 548
道－59 落石の運動形態 …… 553
道－60 複合擁壁の設計法 …… 567
道－61 鋼製洞門の補強工法 …… 570
道－62 車両の地下埋設物に対する影響等 …… 573

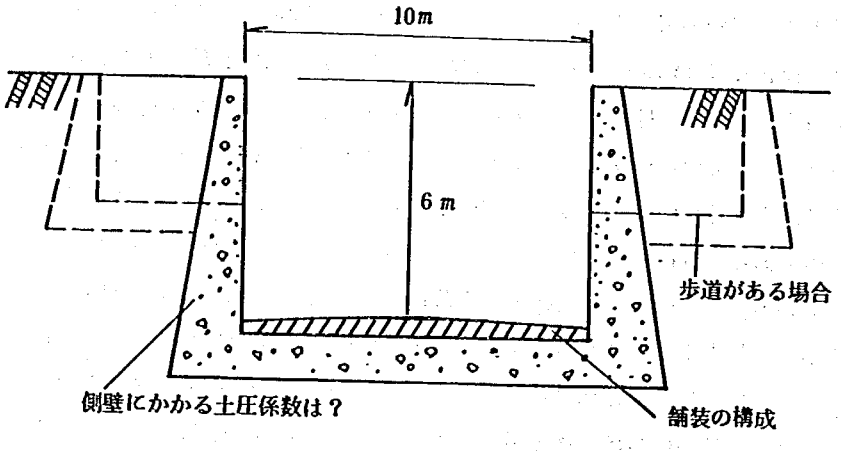
道－63 侵食を受けた海岸擁壁（重力式）の補強方法 …… 579
道－64 波浪災害防止のための消波工の沈下と越波量の関係 …… 581
道－65 流雪溝における雪量と水量との関係 …… 584
道－66 擁壁背面及びフーチング下面の空洞の確認方法と対策工法 …… 586
道－67 函渠の設計方法 …… 589
（そ の 他）
道－68 各施設により異なる設計震度の統一化の方向 …… 590

Ⅰ．共　通　部　門

共－1　構造物の計算に用いる静止土圧係数の適用　(55)

（質　問）

道路土圧－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針－1－4－1土圧の分類と適用文中……壁が変位しない状態の土圧を静止土圧と称する。……となっているが，下図の様な構造の側壁の構造計算には，静止土圧係数を使用してよいか。また，どの程度の変位（回転も含め）があると固定壁とは，言えなくなるのか。



質問図　立体交差（アンダーパス）の
アプローチのU型擁壁

（兵庫県土木部）

（回　答）

この場合には，主働土圧係数を使用してよいと思われる。なお，側壁の上端の変位を拘束する梁などがある場合には，静止土圧係数を使用すべきである。実験等によると壁高をHmm，その壁の1／2の高さの所の変位量をdmmとすると，d／Hの比が1／2,000～1／1,000に達すると完全な主働状態に入り，固定壁とは言い難くなる。これは，平行移動でも同じである。今回の場合は，壁高が6mであるので，壁の1／2の高さの位置で3～6mmの変位量が生じると完全な主働状態に入ると考えてよい。

なお，静止土圧係数は，次のような場合に使用されている。

1) ボックスカルバートに働く水平土圧（道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針）
2) ケーソンの側壁に働く水平土圧（道路橋下部構造設計指針）
3) 建物地下壁に働く水平土圧

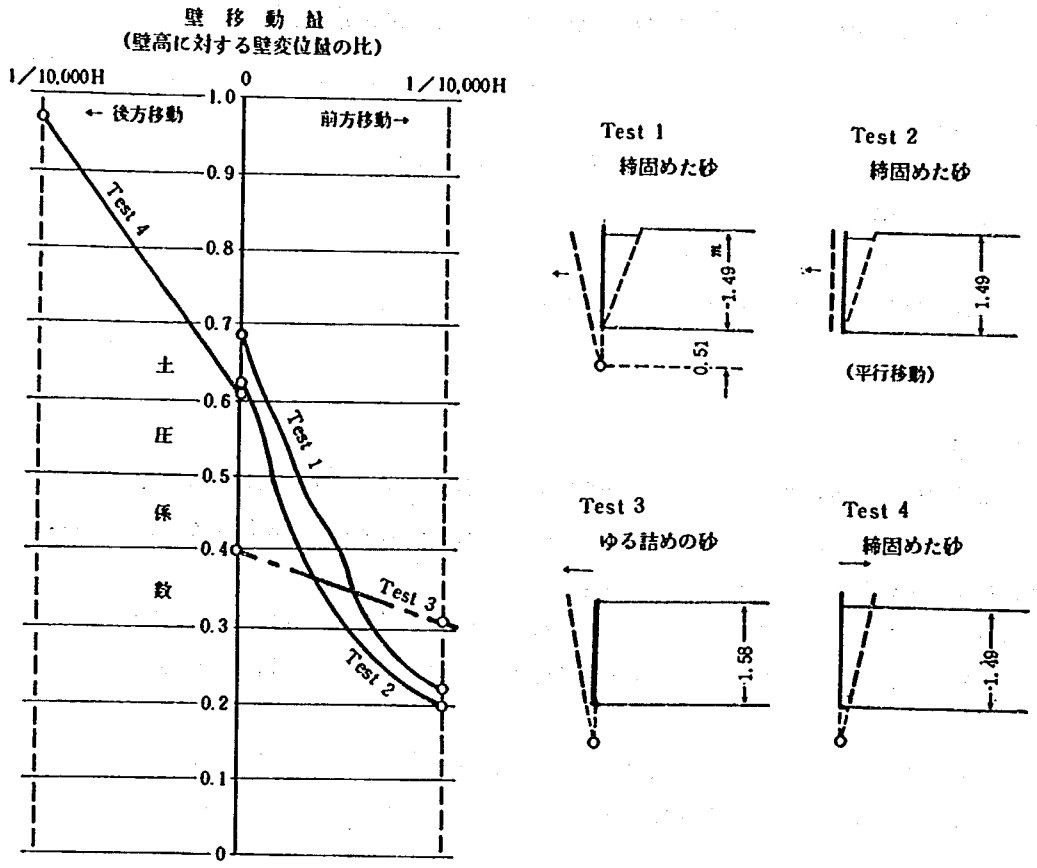
＜参　考＞ 壁移動量と土圧係数

Terzaghi は，幅14 ft（4.26 m）長さ14 ft 深さ 7 ft（2.13 m）の実験槽に土圧測定装置（実験壁）を取付け，土圧に関する各種の実験を行っている[1]。そのうち，壁移動に関するものについての結果を図－1に示す。この実験壁は，壁の上端，下端の変位を制御できるものであり，壁移動量がない場合は静止土圧状態にあると考えられ，静止土圧係数は，締固めた砂の状態では0.6～0.7，ゆる詰めの砂では0.4の値を示している。壁移動量と土圧係数の変化を見ると，締固めた砂の場合，壁高の1／10,000のほんのわずかな壁移動で，土圧係数は0.2に下がったり，1.0に上がったりしている。この実験では壁高を約1.5 mとしているので，この実験結果をそのまま実際の擁壁土圧に当てはめるのは少し疑問の残るところである。

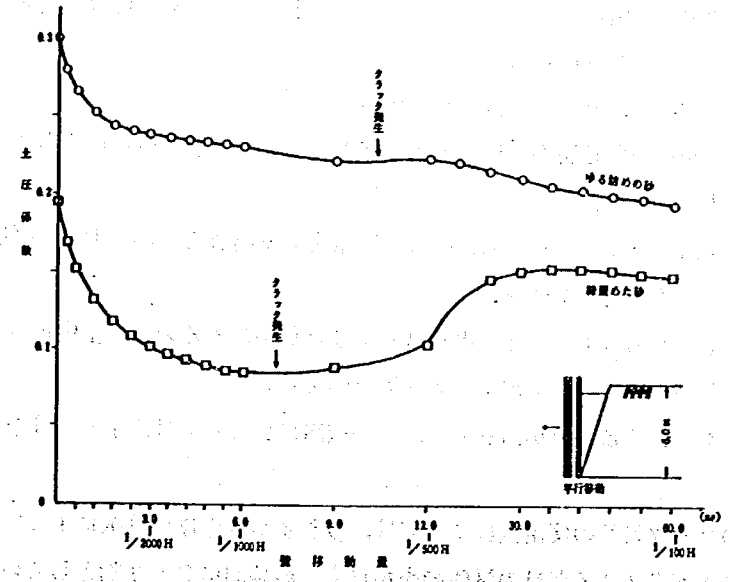
土研には，幅8 m長さ15 m深さ6 mの実験槽を備えた大型擁壁実験装置がある。その装置を使用し，試料土を霞ケ浦の砂とし裏込土の盛土高を6 mとして，壁を平行移動させたときの土圧変化を調査した。その結果を図－2に示す。土研の実験壁は，壁の下端と中段で変位を制御できるもので，上端は自由端になった鋼製擁壁であり，Terzaghiの実験壁に比べて実際の擁壁に近いものである。壁移動量の無い時の土圧係数は，ゆる詰めの砂で0.3，締固めた砂で0.2の値を示している。この値はTerzaghi の実験に比べて低く，裏込土の盛立中にすでにいくらかの壁変位が生じ静止土圧状態から若干，主働土圧状態へ移ったものとも考えられる。壁移動に伴う土圧係数の低下は，壁移動量が壁高の1／2,000 すなわち3 mmまでの間が大きく，その後は，ゆる詰めの砂の場合は壁移動量とともに少しづつ下がる傾向を示しているが，締固めた砂の場合はクラックの発生後再び土圧係数は上昇し一定値に近づくように思われる。

参考文献

1) Terzaghi, K：Large Retaining-wall Tests,
Engineering News-Record, vol. 112, 1934, p136～140



図－1　Terzaghi の実験結果



図－2　土研での実験結果

(施工研究室)

共－2　公園における土壌改良材（バーク堆肥）の土壌への混入量（率）およびその効果　(55)

（質　問）

土壌改良材（バーク堆肥）の土壌への混入量あるいは混入率，また，その効果について，次の項目をご教示いただきたい。

- 樹木の植栽時（1本当りの量）
- 基盤改良時（㎡当りの量，深さとの関係）

（大阪府土木部）

（回　答）

土壌改良材は，植栽地の現土壌あるいは客土用土壌の物理性・化学性を改善するためのものであるから，土壌改良の実施にあたっては，改善を要する土壌および使用する改良材の特性を事前に十分把握しておくことが大切である。

現在，国内で"バーク堆肥"として生産・販売されている有機質土壌改良材は，粉砕した樹皮を主原料とし，これに発酵菌や家畜糞・鶏糞等を混合・かく拌し，堆積・発酵させたものである。

このバーク堆肥の定性的な土壌改良効果として，次の点が挙げられている。

① 土壌粒子を団粒化し，通気性，通水性，保水性，保肥性を増進し，根系の発育を促進する。

② 栄養腐植と耐久腐植とを適当な割合で含み，一般堆肥にくらべ，土壌改良効果が大で永続性がある。

③ 特殊な発酵菌を使用して腐熟させたものについては，土中の有効微生物の活動を促進し，土壌病中害（特に線虫）の抑制に効果がある。

しかし，反面，バーク堆肥は，その原材料の特性から

① 炭素率（C／W）が高いため腐熟過程で土中の窒素を消費し，窒素飢餓による植物の生育障害をおこしやすい傾向にある。

② 樹皮は，タンニン酸，フェノール等植物の成育を阻害する物質を含んでおり，腐植の進んでいないものほど，その含有率は高い。

③ 木物質は，水分率が30%以下になると水をはじく性質が発現するので，土中に多量に施用した場合，管理が適切でないと干害を与える場合がある。

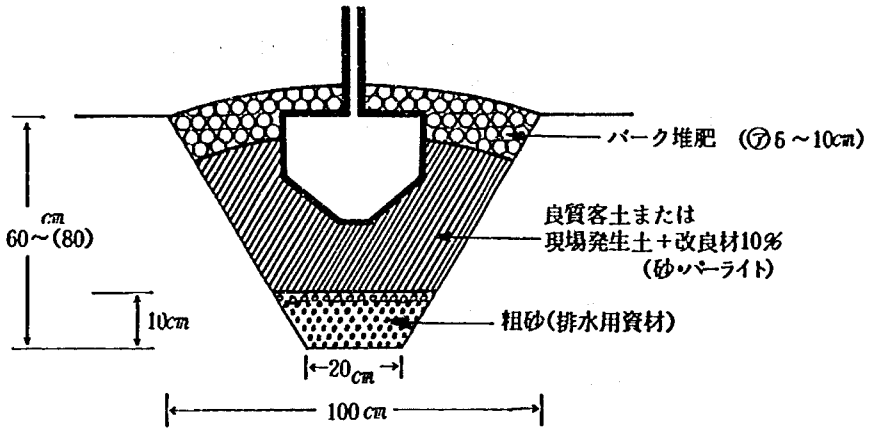
など，マイナス効果を惹起する場合があるので，その施用にあたっては，十分な注意と管理が必要であろう。

土壌改良材としてのバーク堆肥の使用量については，改善すべき土壌の状況によって異なるが，現在のところ明確に解答できるだけの試験調査がなく，経験的に2～3割としている事例

が多い。

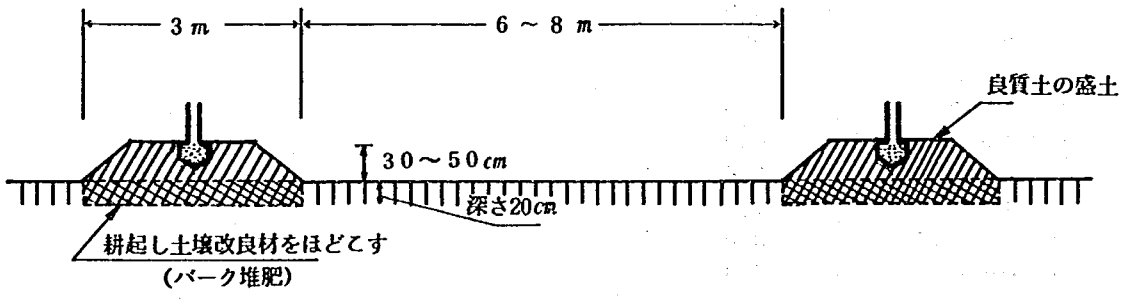
このため，質問の２点については，日本道路公団における施工の一例を示すので，参考にされたい。

◦ 溝状の植穴に植栽する場合



- 排水を確保するため植穴は単独としない。
- 良質土を節約するため根系の発達する地表近くに良質土を多くする。
- 支柱の固定を安定にする。

◦ 難透水土壌の上に植栽する場合



なお，有機物の極めて少ない瘠悪な土壌を改良するため極めて多量のバーク堆肥を施用しようとする場合には，数次あるいは数年にわたって漸進的な土壌改良を行う方が無難である。また，バーク堆肥は，有機質の土壌改良材であるので，一回の施用で土壌の物理性の改良に永続的効果を有するものではないことを念頭に入れておく必要がある。

※ バーク堆肥でマルチングするのは，土中水分の蒸散を防止するとともに，樹皮が植物生育阻害物質を含有しているのを逆利用し雑草の侵入を防止するため。

（成分表）

■ バーク堆肥の分析例

水分 %	窒素全量 %	無機態窒素 %	リン酸全量 %	加里全量 %	塩素 %	炭素 %	P H	粒度	荷姿
60±2	1.5~2.0	0.5以下	1.0~1.5	0.3~0.5	0.3以下	38以下	6.0~7.5	10ミリ以下	20 kg ポリ袋

注：水分欄以外の%は乾物重

■ 普通堆肥（含水物）の分析例（昭28．林　義三　編　肥料の成分表より）

水分	窒素	リン酸	加里	有機物	土砂
72.49%	0.45%	0.23%	0.48%	17.21%	16.37%

（バーク堆肥の値段）

商品名	20kg単価
アクチフミン	330円
アツミ堆肥	900
オガールB	385
キノックス	530
キノパーク	250
グリン堆肥	880
ゴールデン堆肥	820
ゴールデンバーク	340
スミリンユーキ	(18kg)600
スミリンユーキデルマ	(15kg)800~1200
セルフミン	259
ゾルゲンV	680
タバックス	480
日光堆肥	900
ネオコンポスト	350
バーク堆肥	330
ハイコンユーキ	680
VS堆肥	600
ベニユーキ	700
マイクローブG	330
みのり堆肥	450

（緑化研究室）

共－3　置換土の設計方法　(56)

（質　問）

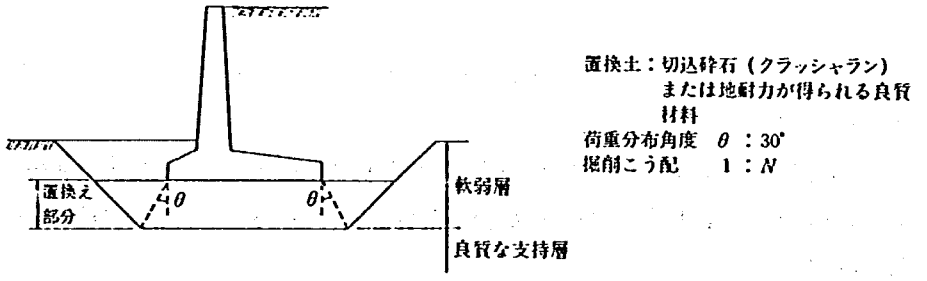
1. 軟弱地盤などの不良土質上に擁壁函渠等の構造物を施工する際に不良土を良質土に置換える工法をとった場合，その荷重分布角度はどのように考えたら良いのか，また，水平土圧が作用する場合荷重分布角度に水平土圧を考慮するのか。
2. 置換え工法にかわる工法として，現位置地盤改良工法が考えられるが，この工法の採択基準について。

（高知工事事務所）

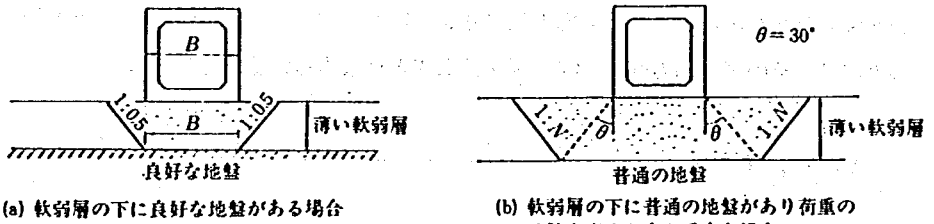
（回　答）

1. 道路土工―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針―では，軟弱地盤を掘削して良質な材料に置き換え基礎にする場合の荷重分布角度について文章では明確に述べていないが，図―1[1)]，図―2[2)]を掲載しており，荷重分布角度として30°を採用している。

また，道路橋示方書・同解説―Ⅰ共通編，Ⅳ下部構造編―では，圧密変位量を求める場合[3)]の地中応力分布は，図―3に示すように深さZにおける地中応力$\Delta\sigma_z$を地中応力が直線的に



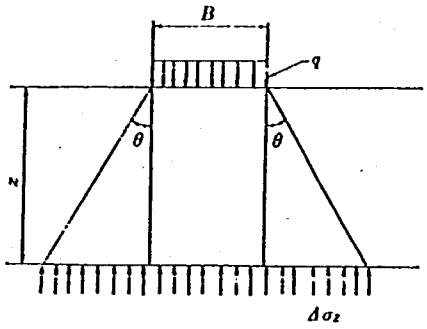
図―1　軟弱地盤における置換え基礎の例



(a) 軟弱層の下に良好な地盤がある場合

(b) 軟弱層の下に普通の地盤があり荷重の分散を考えた方が妥当な場合

図―2　置換材の形状



図－3　地中応力の分布

分布するという仮定に従う慣用計算法によって，次式より求めている。

$$\Delta\sigma_Z = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + 2Z\tan\theta)(L + 2Z\tan\theta)} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに，$\Delta\sigma_Z$：　載荷荷重に基づく地盤内の深さ z における垂直応力の増分（kg／cm²）

z　：　地表面からの深さ（cm）

B　：　荷重の幅のうち短辺（cm）

L　：　荷重の幅のうち長辺（cm）

θ　：　分布角度

である。そして，ただし書きで「分布角 θ については，一般には 30 ～ 35°と見なしてよい」と記している。

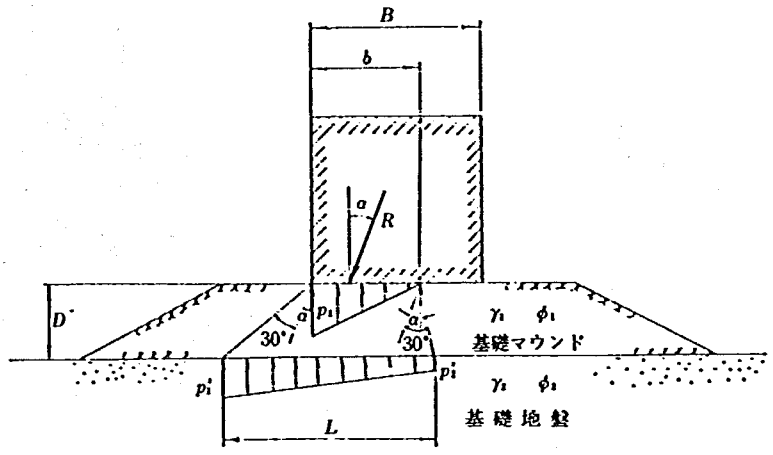
通常，擁壁などでは自重・土圧・地震力などの外力が作用し，これらの合力は偏心かつ傾斜している。しかし，上記の指針・示方書には偏心傾斜荷重に対する荷重分散法について明記されていない。

ところが，港湾の施設の技術上の基準・同解説では，偏心傾斜荷重に対する支持力の項目[4]で，荷重分散法を次のように述べており，この方法を準用してもよいと思われる。

この方法は，図－4 に示すように基礎地盤上面での荷重分布を得るために，マウンド上面の底面反力分布を伝播角度 30°で応力伝播させている。図中では，基礎地盤上面の荷重分布は台形となり，その最大応力度 P_1'（t／m²）は次式より求められるとしている。

$$P_1' = \frac{b}{L} P_1 + \gamma_1' D \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，R：荷重の合力（t／m）



図－4　荷重分散

α：Rの傾斜角（度）

e：Rの偏心量（m）

γ_1'：捨石の水中単位体積重量（t／m^3）

D：捨石のマウンドの厚さ（m）

B：捨石マウンド上面での堤体幅（m）

b：捨石マウンド上面での底面反力分布幅（m）

三角形分布：$b = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$

台形分布：$b = B$

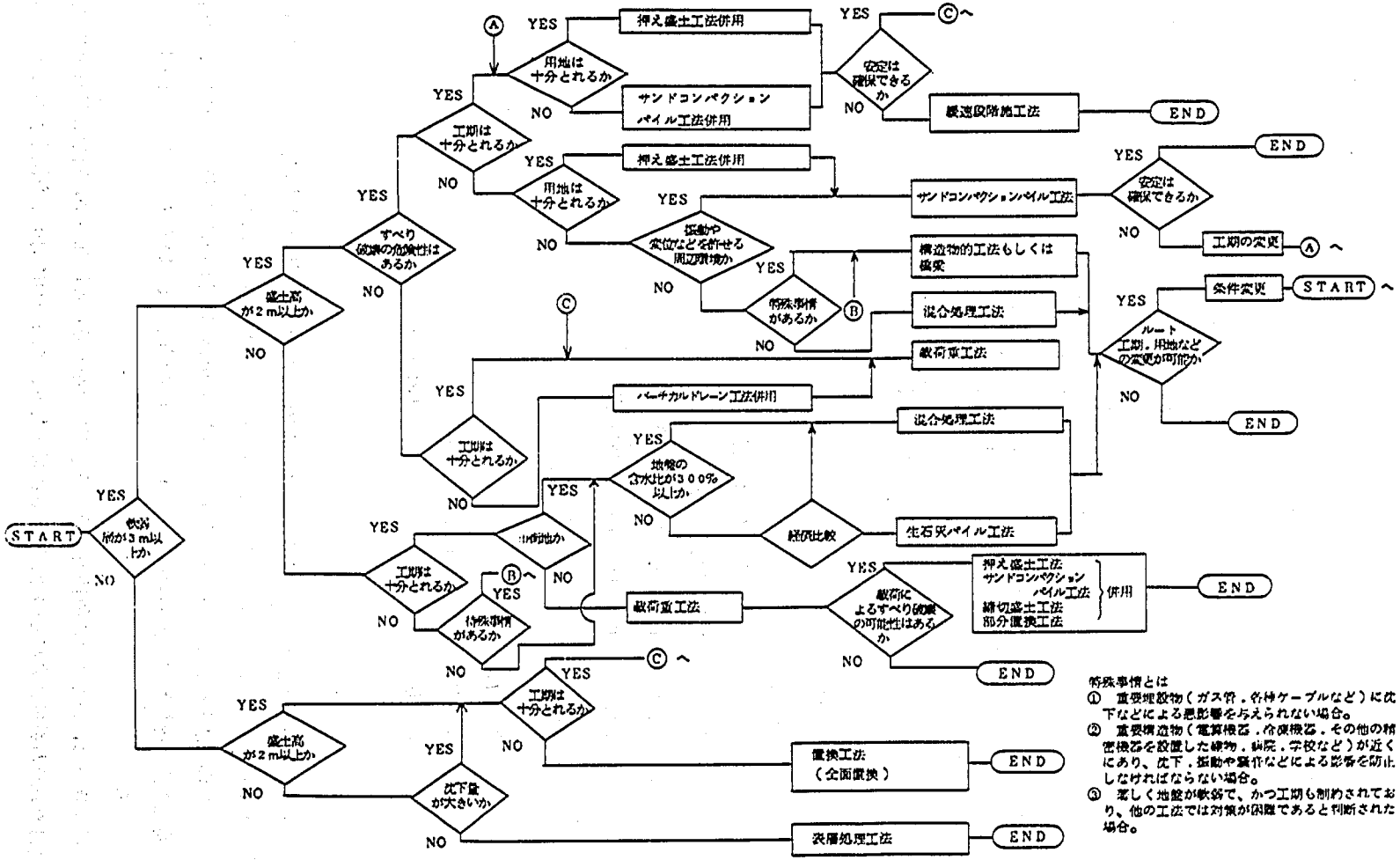
L：基礎地盤上面での荷重分布幅（m）

$L = b + D\left\{\tan(30° + \alpha) + \tan(30° - \alpha)\right\}$

2. 現位置地盤改良工法とは，石灰やセメントなどの改良材を軟弱地盤土と混合して固化する工法であると考えると，ここではその工法を混合処理工法と呼ぶことにする。

混合処理工法の採択基準の一例として，泥炭性軟弱地盤対策工指針（案）の中に泥炭性軟弱地盤上に盛土を築造する際の対策工選定手順[5]として記載されているフローチャートを図－5に示する。

選定作業は，いくつかの条件を十分考慮して検討をすることになるが，対象となる現地の条件はそれぞれ微妙に異なるので，図－5に従った流れで画一的に対策工を決定することなく，



特殊事情とは

① 重要埋設物（ガス管，各種ケーブルなど）に沈下などによる悪影響を与えられない場合。

② 重要構造物（電算機器，冷凍機器，その他の精密機器を設置した建物，病院，学校など）が近くにあり、沈下，振動や騒音などによる影響を防止しなければならない場合。

③ 著しく地盤が軟弱で、かつ工期も制約されており、他の工法では対策が困難であると判断された場合。

図－5　泥炭性軟弱地盤の対策工選定フローチャート

現地条件に最も合った工法を選ぶようにしなければならない。時には2つ以上の工法の併用も考えられる。

また，仮に混合処理工法が選択されたとしても表－1に示すように多くの工法が現在ある[6]ので，改良目的，地形，土質，環境，経済性などを考え決めるべきである。

表－1　混合処理工法の分類

- 混合処理工法
  - 表層混合処理工法
    - トレンチャ型
    - ロータリータイン型
  - 深層混合処理工法
    - 機械的混合処理工法
      - DLM系工法
        - DLM工法
        - CMC工法
        - DCM工法
        - PCCM工法
      - HCM系工法
        - DCM工法
        - DeMIC工法
        - DCCM工法
      - MIP系工法
        - MIP工法
        - CSL工法
        - MR－D工法
        - JST工法
      - 粉体噴射撹拌工法－DJM工法
    - 高圧ジェット噴射混合処理工法
      - グラウト噴射方式
        - CCP工法
        - ミニマックス工法
      - グラウト・空気噴射方式－JSG工法
      - 水・空気噴射，グラウト注入方式－コラムジェット工法

参考文献

1）道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針　昭和52年1月　日本道路協会　p73

2）同上　p102

3）道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅳ下部構造編　昭和55年5月　日本道路協会　p176～p179

4）港湾の施設の技術上の基準・同解説　昭和54年3月　日本港湾協会　p5－7～5－11

5）泥炭性軟弱地盤対策工指針(案) 昭和56年3月　北海道開発局　軟弱地盤対策工研究会 p64～77

6）新しい軟弱地盤処理工法　近代図書　p38

（施工研究室）

共－4　鋼矢板の設計における断面計算の考え方　(55)

（質　問）

鋼矢板を使用する場合，仮設構造物（土留等）として使用する場合と，目的構造物（護岸矢板等）として使用される場合とがあるが，これらの断面決定に当って道路土工仮設構造物工指針では巾1.0ｍ当りの断面２次モーメント及び断面係数は原則として巾1.0ｍ当り数値の60％としている。一方，目的構造物となる護岸矢板の場合特に定められた基準がなく100％の値を用いて設計されている場合が多い。構造的に見れば仮設であれ目的物であれ同じ考え方で設計されるべきものと考えられますが，見解をお伺いしたい。

勿論，護岸矢板等の設計で断面係数を100％採用するか否かは，工費にも相当の差が生じ行政的判断も必要と思われるが，その判断基準はあくまで技術的判断がベースとなると思われるので鋼矢板の継手効率の考え方等基本事項についても併せて見解を示していただきたいと思います。

（企画部技術管理課）

（回　答）

仮設構造物に使用する鋼矢板は継手が壁体中心線上にあるため，壁体が曲げを受けると継手付近に大きなせん断力が生じる。このため内側と外側の矢板が継手部分ですべり，継手が完全に結合した場合の矢板断面剛性を使用すると危険になるので，設計にあたっては一般に継手が完全結合した場合の断面係数を低減している。

この場合，断面係数をどの程度低減すべきかが問題となるが，これについては定説がなく，各機関によって低減率が異っている。道路土工指針においては，これまでの経験をもとに60％と規定している。

一般に仮設構造物に用いられる鋼矢板は土留めおよび止水としての機能が要求され，単に連続して打込んだだけであるためこのような措置が必要となる。護岸のように永久構造物として設計した場合には通常，矢板頭部がコンクリートで結合されているが，これが矢板継手部のせん断変形を抑えるため矢板断面の剛性低下が少ない。したがって頭部コンクリートの設計の仕方によっては矢板の剛性を大きくとることが可能となる。

このように，鋼矢板の断面設計にあたっては，その継手剛性を，モーメント作用時の矢板継手部におけるせん断抵抗に関する挙動から判断して，剛性低減率を考える必要がある。

（基礎研究室）

共－5 ダム湖の湛水部分を埋立てて土地利用する場合の締切り堤の構造　(55)

(質　問)

猪名川水利用高度化事業において余野川ダムを計画していますが，同時にダム湖周辺部も宅地開発される予定になっています。この宅地開発は本来ならばダム湖に湛水する沢の部分も埋立てて土地利用する計画となっています。

この沢の部分の締切り堤の構造ですが，上流から発生する水を処理するためには，透水性の構造でなければならないと思いますが，ダムのサーチャージ水位（E.L.211m）と（E.L.193m）との落差は18ｍもあり，しかも短期間に水位変動するため，透水性にした場合吸い出し現象の発生が考えられ，どのような構造にしたらよいか苦慮しているところです。

宅地開発，ダムの防災対策上締切り堤の構造をどのようにしたら安全か御教示いただきたい。

（猪名川工事事務所）

(回　答)

貯水池内の宅地開発を行う沢の具体的な地形，地質，又，宅地の規模等がわからないと，明確に答えられない点があるが，次のようなことが基本的に言える。

まず，上流から発生する水を安全に処理するために，相当の排水施設を設ける必要がある。排水施設を設けないと，出水により水が埋立部分を越流し崩壊する恐れがあるからである。排水施設の設計流量は，沢の流域面積，盛土の土量等にもよるが，防災調節池技術基準（案）等を準拠すればよいであろう。排水施設は，管渠，開渠等が考えられるが，流木等により閉塞しないように配慮する必要がある。

締切堤は，盛土や，コンクリート擁壁が考えられる。盛土のみで締切堤を作る場合，その構造は，貯水池の水位急低下時の残留間隙水圧を速かに排除するため，透水性のよいロック材料で作るものとし，水位急低下時の裏込め土の吸い出し防止のため，締切堤と裏込め土の間に，フィルタ材料をおくことが必要であろう。フィルタゾーンの厚さについては，施工性も考えて２ｍ以上必要と考える。締切堤の安定計算では，裏込め土，残留間隙水圧を考慮し，フィルダムと同じ安定解析を行い，すべり破壊に対する安全率は，1.2以上必要であろう。残留間隙水圧の大きさは，浸透流解析等で求められる。

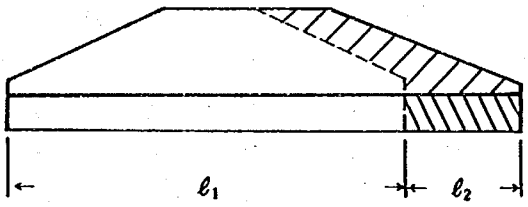
コンクリート擁壁で締切堤を造る場合は，水位急低下時の残留水を排除するため，擁壁に排水孔を設け，裏込め土の中に，ドレーンを造る等し，水位急低下時の残留間隙水圧を考慮した擁壁の安定計算を行う必要がある。

（フィルダム研究室）

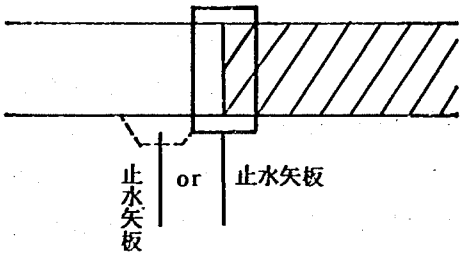
共－6　旧樋門に新設樋門を継足す場合の力学計算の方法，継手の構造，樋門の取付け方向等　(55)

(質　問)

(1)　旧樋門（ℓ_1）と新設樋門（ℓ_2）とを継足す場合，継断方向の応力計算で L＝（$\ell_1 + \ell_2$）と，ℓ_1，ℓ_2 それぞれ分離した計算をした安全性を検討するのか。



(2)　旧施設と新設樋門の継手の構造はどのように考えたらよいか。



(3)　旧施設の(1)の検討で安全な場合，それに継足すことになるが，従来の樋門の方向は必らずしも新設堤防に直角に近い状態にならないため河川管理施設構造令からも議論になるケースが多い。したがって，その方向性の限度等について治水上，力学上からなにか目安はないか。

（和歌山工事事務所）

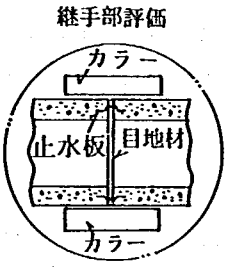
(回　答)

(1)　昭和48年４月に作成されている“樋門樋管設計指針(案)”……（河川局治水課）及びこれを基に作成された“河川砂防技術基準(案) 設計編”第一次案……（河川局計画課）においては，ご指摘のような設計方法が解説として示されている。

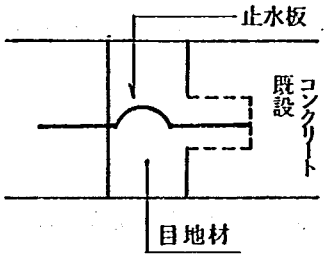
しかしながら，応力計算上からは L＝（$\ell_1 + \ell_2$）を用いる方が ℓ_1 と ℓ_2 を用いる場合より常に大きく分離して比較計算する意味がない。継手があれば L＝（$\ell_1 + \ell_2$）として解析すべきでない。これらの点を“河川砂防技術基準（案）設計編”第一次案に対するシステム課の意見として提出したが，その後修正された第二次案では，ご指摘の設計方法に対する記述は削除されている。

したがって，今後の設計においては，継手を設ける場合については，ℓ_1 及び ℓ_2 それぞれの区間について縦方向の検討を行えばよいと思われる。

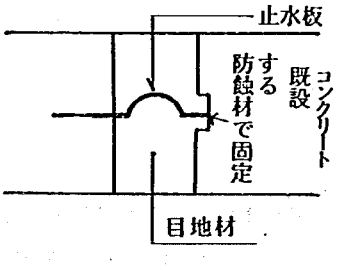
(2) “河川砂防技術基準（案）設計編”による継手の構造は，屈撓性のある止水板を用いて，変位が生じても水密性を確保できる構造とし，その周囲は鉄筋コンクリートのカラーで囲む，とされている。



したがって，この原則は遵守しなければならない。特に，既設部分に対する止水板の取付方については十分検討する必要がある。



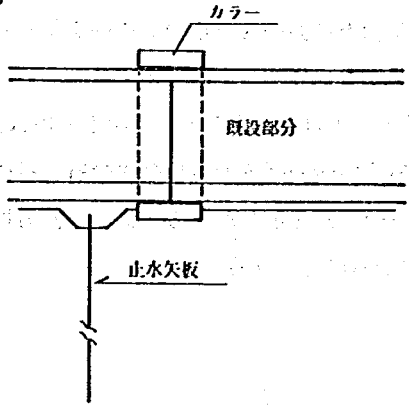
既設コンクリートに溝を掘ることができ，コンクリート等を埋戻しても十分と考えられる場合



防蝕材等で固定する場合

その取付け例を示すと，上図のような方法が考えられる。

また，止水矢板を設ける場合の位置は，矢板の施工を考えると継手位置より離れた所とせざるを得ないと思われる。



（システム課）

(3) 河川管理施設等構造令には，樋門の方向として堤防法線に直角とすることが規定されている。また，その解説によると堤体内における異物を最小限にとどめることが定められており，これは力学上から堤防の弱点の範囲を小さくするという判断にもとづいていると考えられる。また，堤防法線が変わった場合には既設の樋門に加わる荷重条件なども異なるので，力学的に既設の樋門が新たな荷重条件のもとで安定であるかどうか慎重に検討する必要があり，治水上は特に樋門の方向が問題になることは少ないと思われる。

樋門の安定性は地盤条件，堤防の形状，土質などが関係するため，樋門の方向に関する目安はないが，上記の堤防の弱点の範囲を小さくするという観点からすると，本川側端部の樋門の方向は直角にすることが望ましいといえる。

（土質研究室）

共－7　軟弱地盤に樋門，樋管を設置する場合の地盤沈下対策工法　(55)

（質　問）

軟弱地盤箇所で樋門等の構造物を設置する場合は支持層まで基礎杭を伴なって，樋門等の基礎地盤が沈下し遮水矢板もずり落ち樋門本体の下部に20～30ｍ空洞を生じている。今後こうした軟弱地盤箇所において樋門等を設置する場合の対策工法について適切な設計指針はないか。

（豊岡工事事務所）

（回　答）

支持杭をもつ樋門等の下に空洞が生ずる原因としては，次に示すようなものが考えられる。

① 地下水のくみ上げ等による広域の地盤沈下

② 樋門に近接して構築した盛土などによる地盤の沈下

③ 載荷重による地盤の側方流動及び不等沈下

④ 樋門の近くの掘削による地盤の変形

当該地区の状況等から判断すると，樋門等の下に生じた空洞は主として②又は③の盛土などによる地盤の沈下が原因していると思われる。

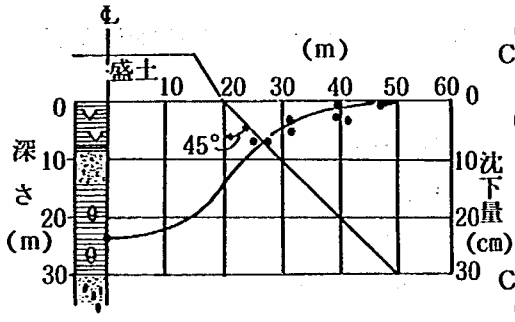
図－1は盛土中央部及び側方地盤の沈下量の実測例を示したもので，この場合，盛土施工後の周辺地盤の沈下は軟弱層厚とほぼ等しい距離まで及んでいる。従って，盛土の荷重分散はのり先から45°の角度で軟弱層の底面まで及ぶとして沈下の影響範囲を考えてもよいと思われる。次に，図－2は名神，東名その他の高速道路及び建設省一般改良工事などで実際に観測された盛土の沈下形状及び側方への影響を示したものである。側方地盤の沈下量及び水平移動量は図中のC_1，C_2を用いて次式から推定できる。

沈　下　量　　$S_t = C_1 \cdot S$

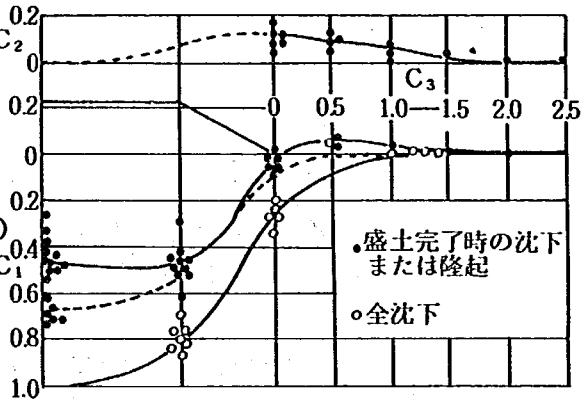
側方地盤水平移動量　　$G_x = C_2 \cdot S$

ここで，S ：盛土中央における最終全沈下量

なお，地盤の沈下量は，軟弱層の土質，地層構成，盛土の施工方法などによっても異なるので，それらの条件を考慮して沈下量を求めることが大切である。

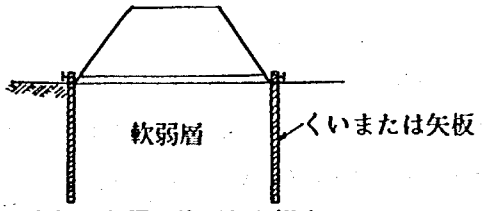


図－1　盛土による周辺地盤の沈下実測例

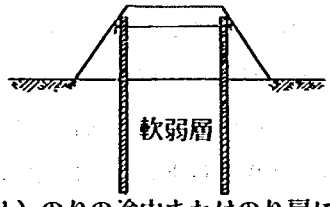


図－2　盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道，高速道路）

盛土による周辺地盤への影響を低減する工法としては，図－3に示すような盛土のり尻またはのり肩にくいあるいは矢板を打設する工法が一般に多く用いられている。この場合，くいま

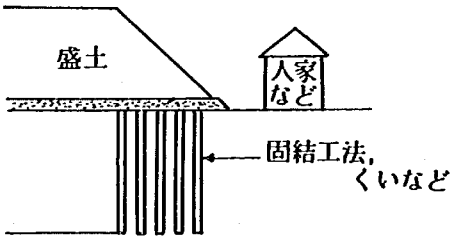


(a) のり尻に施工した場合

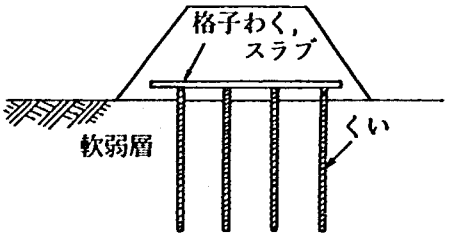


(b) のりの途中またはのり肩に施工した場合

図－3　くいまたは矢板などによる側方流動を防止する工法



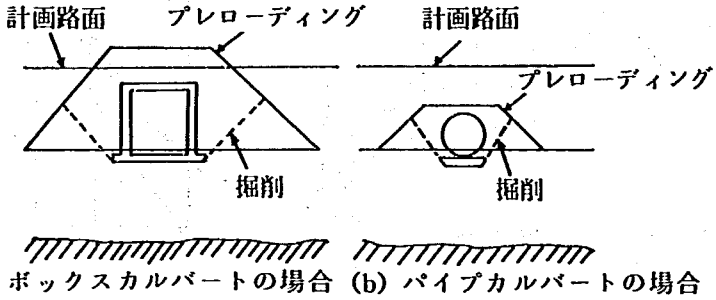
図－4　周辺地盤への影響防止工法



図－5　格子わく，スラブ工法

たは矢板を軟弱層下部の基盤まで打込んだとしても，上部の水平変位が大きくなる場合もあるので，両側の壁を連結するとか，他の方法でアンカーを設けるなどすると，効果が一層期待できる。また，図－4に示すような盛土のり尻に石灰やセメントを混合して柱を造る固結工法や場所打ちぐいまたはボーリングしておいて既設のくいを挿入し，その上にスラグを設けるなどの方式（図－5を参照）を用いる場合もある。

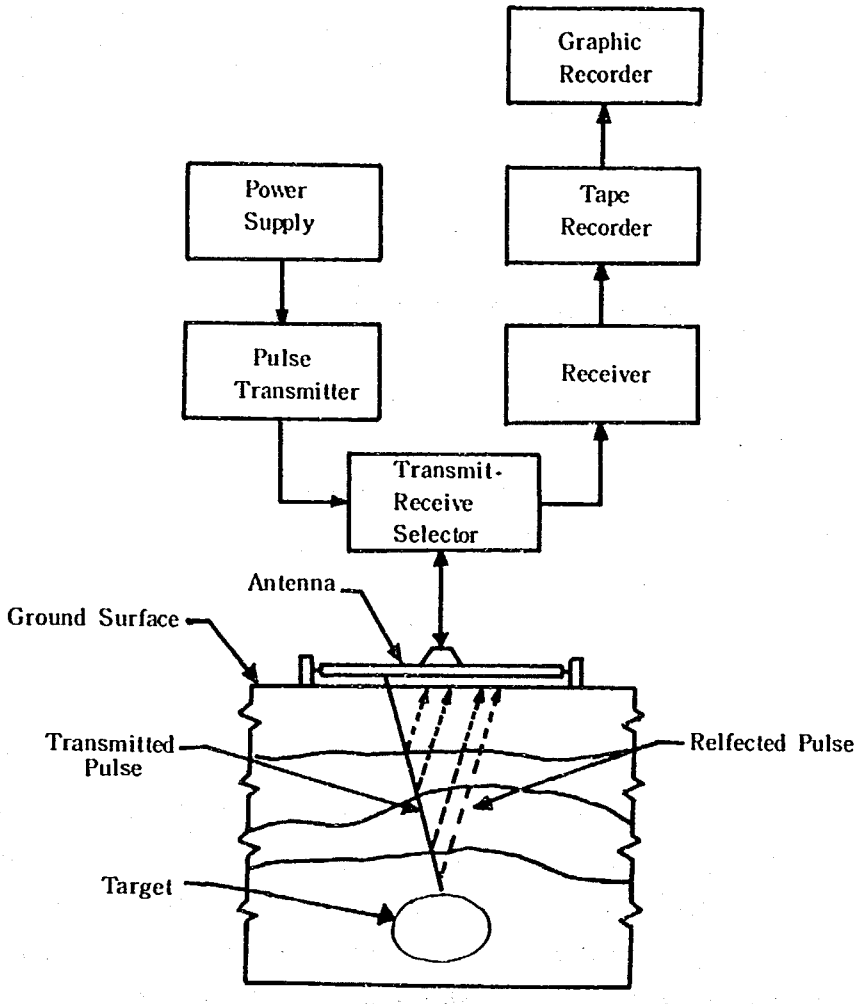
載荷重による地盤の不等沈下を少なくする方法としては，図－6に示すようなプレローディングを行い，側方流動を終らせ，残留沈下量が少なくなった時点で開削し，構造物を造る方法などが考えられる。



(a) ボックスカルバートの場合　(b) パイプカルバートの場合

図－6　カルバートの載荷重工法

次に，既設の樋門の下に空洞を生じている箇所については，それを発見する方法がまず問題となる。空洞を発見する方法としては，図－7に示すような電磁波や超音波などを利用する方法が試みられているが，鉄筋コンクリートの場合には鉄筋による波の乱れで広く使用するまでには至っていない。従って，構造物の変状や地盤の状況から判断したり，抜取りによって調べるのが実際的である。しかし，これらの方法によって必ずしも空洞が発見できるわけではないが，空洞が発見された箇所についてはセメントミルクなどを注入して充填するのがよいと思われる。



図－7　Simplified block diagram and functional operation of the ESP system.

（土質研究室）

共－8　オープンケーソン（橋梁下部工）の中詰の施工　(56)

（質　問）

オープンケーソンの中詰は土砂にて埋戻す場合と水に浸されている場合がある。両者の使いわけ及び利害等御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回　答）

オープンケーソンでは，底盤コンクリート打設後ケーソン本体に周辺地盤からの浮力が作用する。中詰めは主にこの浮上りを防止する目的で行われる。

中詰めには，土砂による埋戻しと注水の二方法があるが，両者の利害得失は特にない。また使いわけについても，地下水位が高い場合には水，低い場合には土砂といった考え方もあるが，明確な理由があるわけではないので，それぞれの現場に応じた方法を用いればよい。

（基礎研究室）

共－9　杭基礎に作用する表層土の土圧作用幅　(56)

（質　問）

斜面上に位置する杭基礎に対する土圧の作用幅について（深礎杭）

① 1本杭の場合は杭径の3倍。

② 複数杭の場合，杭間隔が3倍以下の時，杭間隔とする。

③ フーチングに作用する土圧については，フーチング幅とする。

（深礎杭の設計に関する研究報告書）

上記，3ケースの土圧作用幅に対する考え方は？

（香川工事事務所）

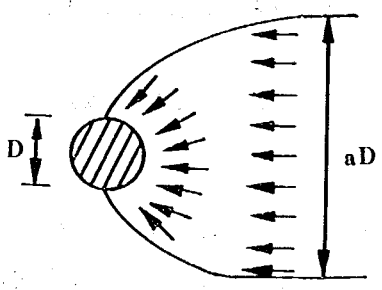
（回　答）

くい基礎は通常くい頭部付近に作用する横方向（くい軸直角方向）の外力に対し，地盤で抵抗する構造物として設計するので，地盤による抵抗作用に関しては古くから研究がなされてきたが，地盤がくいに及ぼす荷動作用についてはほとんど研究がなされていないのが実状である。山岳地の傾斜地盤上に橋梁基礎を建設する事例の増加にともない，本来抵抗とみなすべき地盤が，重力による滑動，崩落のため荷重として作用する場合の生じることを想定して設計すべきことが指摘されるに至り，日本道路公団ではその設計要領に，本質問に関する規定を設けている。

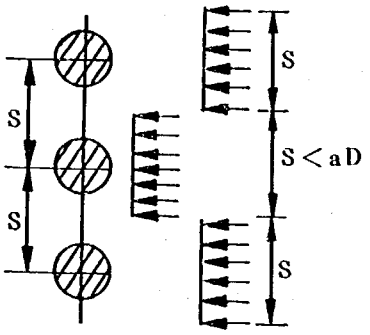
しかしながら，くいのような円形断面に作用する土圧については理論的にも不明の点が多く，また実験によっても実験値のバラツキが大きいため，その予測が難しい。くいの場合にその土圧作用幅をくい径のa倍とするのは，図－1のような土のアーチ作用や土とくい表面に作用する摩擦力を考慮した結果であると思われるが，aの値を3とした根拠は必らずしも明らかではない。このため道路公団においても3Dにより算出した土圧作用幅がフーチング幅より大きくなる場合はフーチング幅で頭打ちとしているようである。

複数のくい群から成る場合にこの考え方を適用すると，同様にaDの土圧作用幅を考える必要があるが，各くいが受け持つ土圧は均等であると仮定すれば，くいの間隔がaD以下の場合，当然のことながら土圧作用幅はくい間隔としなければならない。

一方，フーチングに作用する土圧については，現在までの土木構造物設計の長い歴史と経験から，二次元土圧をフーチング幅に作用させるのが妥当とされている。



図－1



図－2

したがって，ここで問題になるのは，

(1) 円形断面の構造物に作用する土圧の算定法

(2) 断面形状が円形，長円形，矩形と変化する場合の土圧作用幅の考え方の整合性

である。

まず(2)の問題については

くい径のａ倍を作用幅とする根拠を“地盤のアーチ作用”のみに求めることは，１本柱の場合の矩形断面，長円断面等の柱やフーチングに作用する土圧の作用幅との整合性から相当無理が生じると考えられる。

したがって，曲面状の壁に作用する土圧を三次元問題として解かなければ，この問題に対し解答を与えることはできないが，現在のところ，三次元土圧については特別な場合にしか解が得られていない。その１例によると円断面がその中心に向って変形しようとする時に円断面の表面に作用する土圧は土の円周方向への応力（環応力）を無視した場合二次元土圧の約２倍近くになる場合が生じる。さらに，ここで考えている土圧は主働土圧であるが斜面上のくいに作用する表層上の土圧を主働土圧とすることにも疑問はあるので，当面，道路公団の設計要領を参考に深礎を設計するのもひとつの方法かと思われる。

参考文献

道路公団設計要領　第６編（橋梁下部構造・仮設構造物）

（基礎研究室）

共－１０ 場所打杭における鉄筋量変化 (56)

（質　問）

場所打杭の鉄筋量は一般に最大曲げモーメントで設計しているが，杭先端に向って漸次曲げモーメントに応じた鉄筋量に変化させるべきとする議論があるが，鉄筋量を変化させるとしても何段に

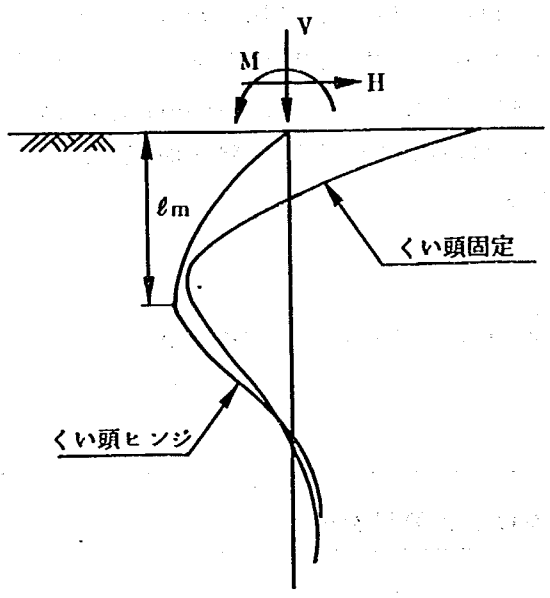
も変えるのは施工性などから芳しくない。従って三段階くらいの鉄筋量変化を考えるのがよいと思うがどの点で変化させるのがよいか。

（道路部　道路工事課）

（回　答）

場所打杭に限らず，曲げを受ける鉄筋コンクリート部材を設計する場合，最大曲げモーメント断面に対する必要鉄筋量を部材全長にわたって配筋することは不経済な設計となる。そこで，実際は何段階か鉄筋量を変化させて配筋しているが，逆にあまり段数を多くすることは施工上好ましくないだけでなく，かえって不経済となる。したがって鉄筋は曲げモーメント分布に応じて適切な段数に配筋する必要がある。

くいにおいて，くい頭部に荷重が作用した場合，くい体に生ずる曲げモーメント分布は概略，図－1のようになる。くい頭から地中部最大曲げモーメント深さ ℓm までは曲げモーメント分布はくい頭拘束条件によって大きく変化するため，この部分を含む区間，最低 $1/\beta$ までは最大曲げモーメントに対して配筋する必要がある。ℓm 以深については，曲げモーメントは漸次減少していくため，鉄筋量は変化させるのが適切と考えられるが，曲げモーメント分布の性状は地盤の構成，固さ，くい体の剛性等によって種々異なり，ℓm 以深で急激にモーメントが減少する場合もあれば，徐々に減少する場合もある。したがって，どういった配筋が最適であるかは一概にいえず，それぞれの場合に応じた段数で配筋する必要がある。一般には２～３段程度がよいとされている。なお，鉄筋量を変化させる場合，急激に変化するような配筋は極力避けるべきである。また，定着長についても十分検討する必要がある。



図－1　曲げモーメント分布

（基礎研究室）

共－１１ 場所打杭先端処理工法 (56)

（質　問）

最近，振動騒音などの公害問題が多くなり，基礎杭などの工事については，公害防止工法として場所打ち杭工法がよく用いられるようになりました。

しかし，この工法について一番問題になるのが，杭の先端部における支持力不足ですので，最近先端処理工法として特種な工法が開発されていれば御説明願います。

（中村工事事務所）

（回　答）

1. 場所打ち杭の問題点

場所打ち杭が打込み杭ほど先端支持力が期待できないことは，載荷試験などによって確認されており，その主な原因として次の事項があげられる。

(1) 削孔に伴う原地盤の損傷および有効上載圧の除去による地盤の緩み

(2) 孔内水頭不足によって生じるボイリングによる地盤の緩み

(3) 掘削時の孔壁の崩壊土および土の微粒子など沈澱したスライムの影響

以上の原因の中でも特に(3)のスライムは，場所打ち杭の先端支持力に大きく影響し，次のような弊害をもたらす。

(1) 初期圧密沈下により支持力が低下する。

(2) コンクリート中にスライムが混入し，コンクリートの強度が低下する。

これらの弊害を防止するため，スライム処理は，場所打ち杭の建設にあたって不可欠なものとなっており，以下にスライム処理工法についてその種類と特徴をあげる。

2. スライム処理

一般に，スライム処理は，鉄筋，トレミー管挿入前に行なう一般底ざらいと，コンクリート打設直前に行なう特殊底ざらいとがある。

(1) 一般底ざらい

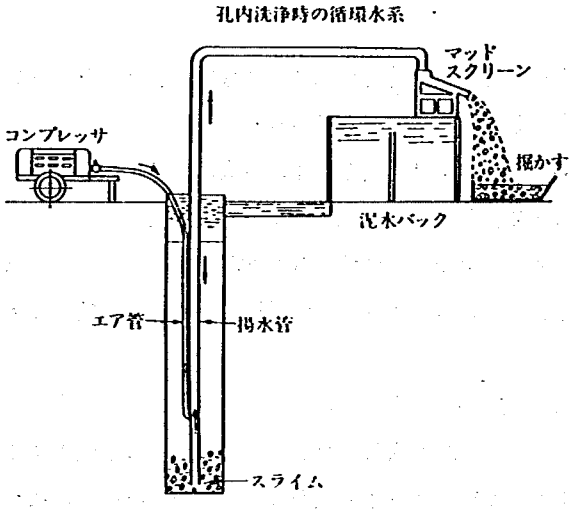
一般底ざらいは，底ざらいバケットを用いて処理する。このバケットは，水密性で支持層を乱さないように爪がなく底部にカッタがついている。しかし，バケット引揚げ時の吸引現象により，支持地盤を緩めたり，安定液によってできた泥膜を破損して，逆にスライム量を増加することになるので十分の注意を要する。

(2) 特殊底ざらい

特殊底ざらい工法として，次にあげるような幾つかの工法が現在使われている。

(a) エアリフト工法（図－1参照）

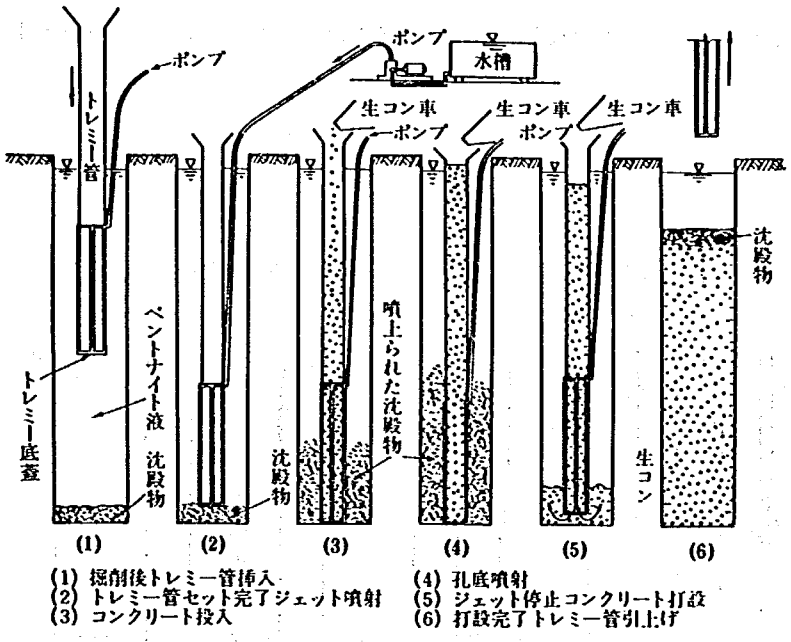
本工法は，スライム処理工法として最も一般的な工法である。掘削終了後，トレミー管を所定の位置にセットし，管内面からコンプレッサより圧縮空気を噴射させる。トレミー管内で気泡と水との混合液を作ると混合液の密度が小さくなるため，トレミー管外へ水位より高いところまで揚水できる。この場合，気泡の量を多くすると管内の密度差がさらに大きくなるため，管先端で急激な流れが発生しスライムを排出する。しかし，本工法は，濁水交換などには十分効果があるが最終的なスライム処理としては確実性に欠ける。



図－1　エアリフト工法

(b) ジェット工法（図－2参照）

本工法は，トレミー管の先端部にジェット噴射装置を取付け，コンクリート打設直前にポンプから送水して噴射し，孔底に堆積したスライムを再度安定液中に浮遊させ，ジェットの停止と同時にトレミー管を若干引き上げると，孔底に密着してコンクリートが打たれスライムと置換する。ただし，本工法は，泥水管理がよく，スライム量が少ない場合に効果的である。



図－2　ジェット工法実施工程

(c) モルタル底ざらい工法（図－3参照）

本工法は，一般底ざらい終了後，モルタルシュートを沈降させ特殊モルタルを打設する。次にケリーバに付けたブレードによってスライムと十分混合し，鉄筋，トレミー管を孔底まで挿入しコンクリートを連続的に打設する。しかし，本工法は，モルタルを孔底に入れてそのモルタルを捨てる無駄があり，他の工法より手間や材料費が多くかかる。

(d) ジェット・エアリフト併用工法（図－4参照）

本工法は，鉄筋かごの下端に取付けられたジェット噴射用リングとポンプをホースで結び，清水を噴射させてスライムを舞い上らせ，トレミー管によるエアリフトにより泥水槽へ還元させる。本工法は，エアリフト工法とジェット工法を組合わせた工法である。

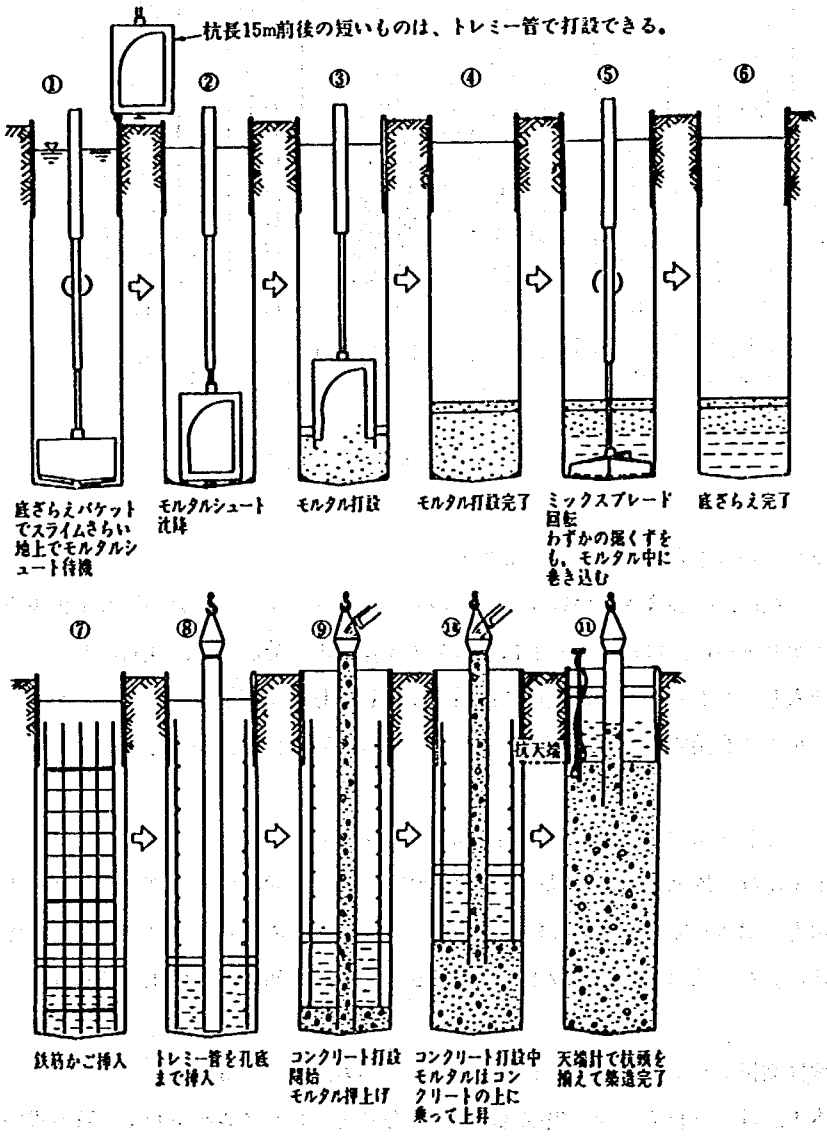
(e) 撹拌翼付トレミー管とならしモルタルによる方法（図－5参照）

本工法は，トレミー管の先端部に撹拌翼を取付けスライムをトレミー管の吸い上げ口までかきよせ処理し，その後，ならしモルタルを打設し先端を処理する。

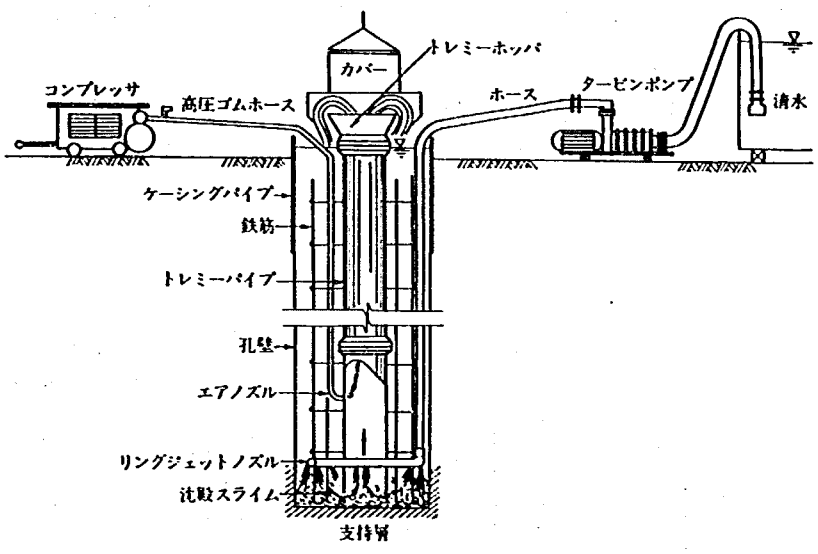
なお，本工法は，次のような特長をもっている。

(ⅰ) トレミー管先端に撹拌翼を具備するので密に沈澱堆積したスライムを孔底の広い範囲で除去できる。

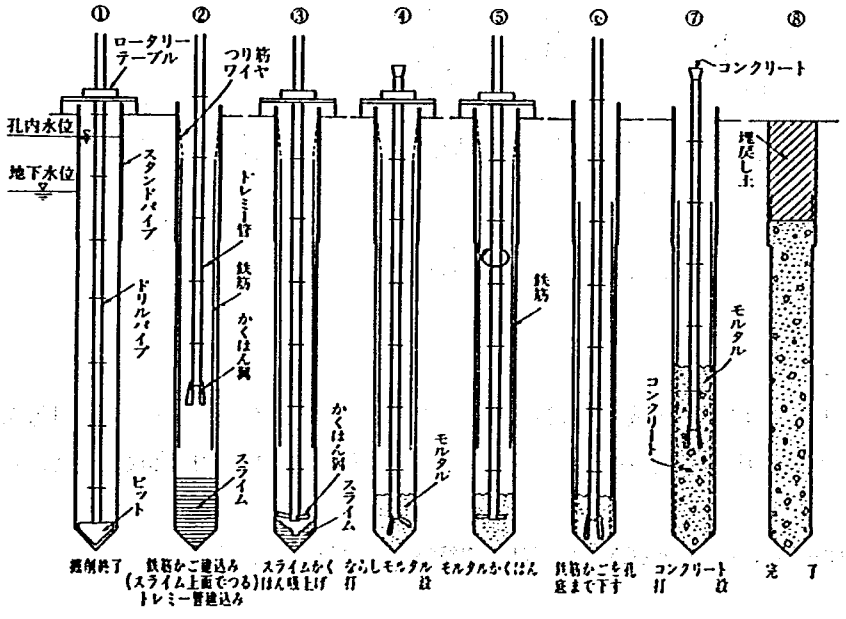
(ⅱ) ならしモルタルにより，沈澱したスライムを抱込み，またコンクリートと泥水が直接接しない。



図－3　モルタル底ざらい実施工程



図－4　ジェット・エアリフト併用工法

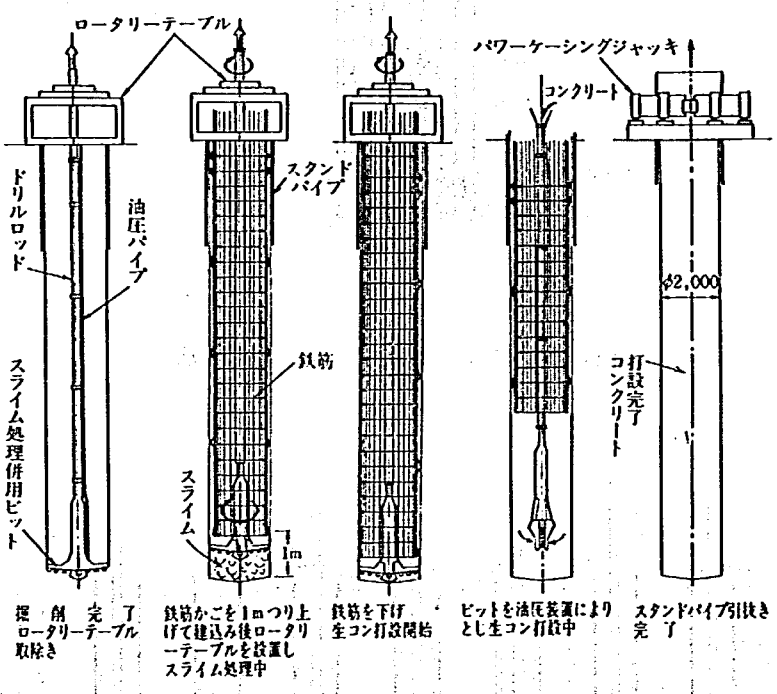


図－5　撹拌翼付トレミー管とならしモルタルによる方法

(f) スライム処理併用掘削ビットによる方法（図－6参照）

本工法は，掘削兼スライム撹拌用ビットを用い図－6のように施工し，スライム処理は，回転して吸い上げることにより行なう。

また，本工法は，トレミー管を使わずドリルロッドをトレミー管にそのまま使用できるので，掘削終了後，鉄筋を建込み，そのままスライムが処理できるという特長をもっている。



図－6　スライム処理併用掘削ビットによる方法

参考文献

1）土質工学会編：掘削用機械・特殊な掘削，土質基礎工学ライブラリー　17，1979.

2）日本基礎建設協会：場所打ちコンクリートぐいの設計と施工，1980年度定例講習会テキスト，1980，6.

3）京牟禮和夫：モルタル底ざらい工法，建築技術，1970，5.

（施工研究室）

共－１２ 矢板打込工法（アースオーガ併用等）による横方向地盤反力係数 (56)

（質　問）

最近，無騒音，無振動工法にて，アースオーガ併用等で施工する場合がある。この場合，バイブロ工法を１と考えた場合，横方向地盤反力係数の考え方について。

（徳島工事事務所）

（回　答）

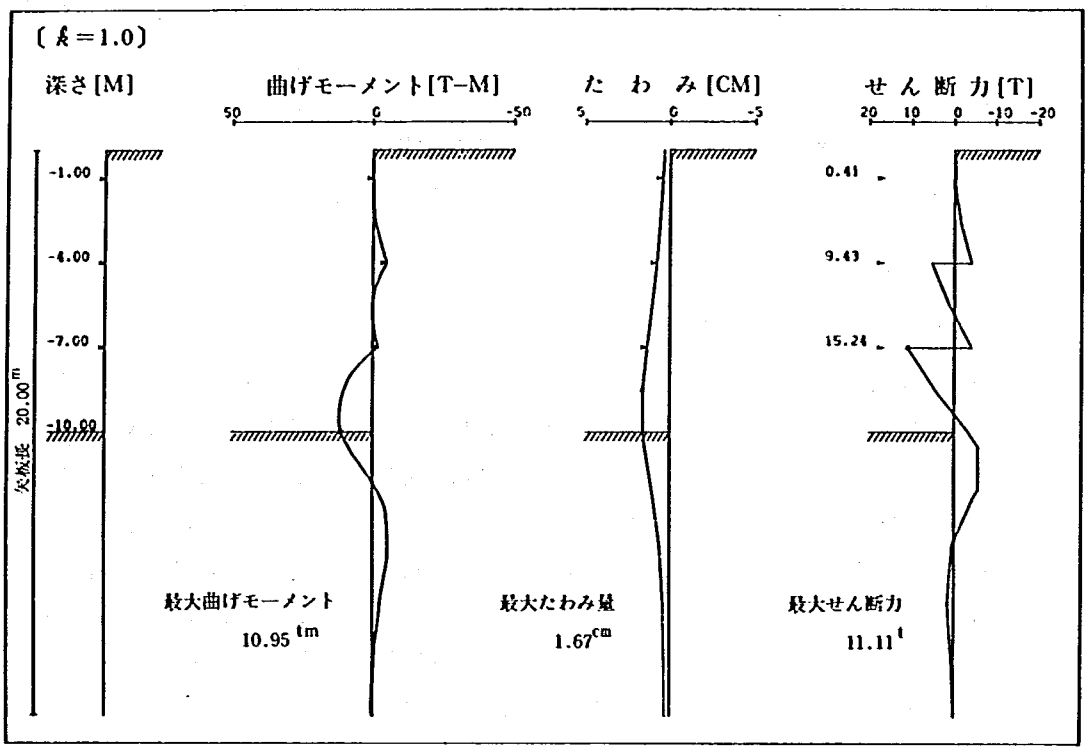
指摘のとおり，最近低公害工法としてアースオーガ併用の矢板打ち込み施工例が各地で，見うけられる。そもそも，横方向地盤反力係数については，比較的研究成果の充実しているくい設計の場合は別として，矢板等の連続体に適用するには，本工法の場合はもとより，通常打込工法の場合においても，明確に解明されている訳ではない。通常は，$E_o = 28N$により求められた地盤の変形係数から，$k_o = E_o D^{-3/4}$により，$D = 100\,cm$の場合のk_oを求めて，さらに$k = k_o \bar{y}^{-1/2}$で補正したあと，このk値を1／4に低減して使うケースが多いようである。道路土工指針では，標準的な値として粘性土0.5～2（kg／cm³），砂質土で1.5～3（kg／cm³）という範囲が示されているが，もともとk値は幅や形状効果等の影響によって複雑に変化するものと考えられるので，矢板の場合のk値の信頼性について過大評価するのは適当でないと思われる。

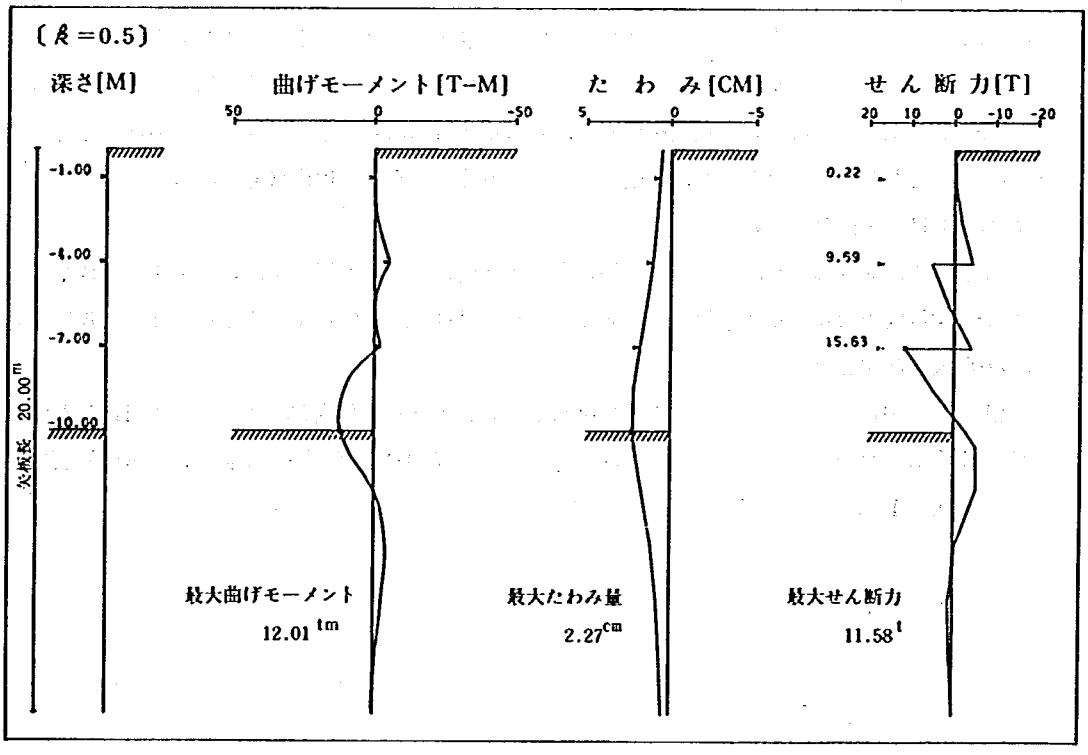
さらに，矢板の設計に対して，k値がどのくらいの影響を与えるかを見るために，k値を0.5 kg／cm³及び1.0 kg／cm³の場合について弾塑性解析により矢板のたわみやモーメントを試算し，その結果を図に示す。モデルケースは，掘削深10 m，矢板長20 m，4次掘削，3段切梁，Ⅳ型矢板，$\phi = 30°$，$\gamma = 1.7$である。この結果を見ると，k値が半分になっても，矢板の断面力はほとんど変わらないことがわかる。（ただし，掘削深が10 mを越えるような大規模なものについてのk値の影響についてはこの限りでない）

したがって，矢板の設計において，k値の多少の変動はあまり影響せず，むしろ土圧係数や矢板剛性や切梁段数の設定，地下水位やアースオーガの孔が弱点となって生ずるパイピング現象の対策の方が大きな問題となる。

以上より，現時点では，k値にもとずく精密な計算は工学的に精度が現場と必しも対応しないのでこのような計算を行なうとしても施工法やアースオーガの径等を適宜勘案し，通常の矢板打込の場合の値を1／2程度に低減して用いるのが妥当であろう。

計　算　例


〔k＝1.0〕
深さ[M]
曲げモーメント[T-M]
たわみ[CM]
せん断力[T]
50 0 -50
5 0 -5
20 10 0 -10 -20
-1.00
-4.00
-7.00
-10.00
0.41
9.43
15.24
矢板長 20.00m
最大曲げモーメント
10.95 tm
最大たわみ量
1.67cm
最大せん断力
11.11t


〔k＝0.5〕
深さ[M]
曲げモーメント[T-M]
たわみ[CM]
せん断力[T]
50 0 -50
5 0 -5
20 10 0 -10 -20
-1.00
-4.00
-7.00
-10.00
0.22
9.59
15.63
矢板長 20.00m
最大曲げモーメント
12.01 tm
最大たわみ量
2.27cm
最大せん断力
11.58t

(基礎研究室)

共－１３ 仮設鋼矢板の継手効率 (56)

（質　問）

従来鋼矢板の継手効率については，各機関ほとんど60%使用しているようであるが，この値を向上させる事が出来ないか。自立式であればいくらかの効率低下が考えられるかも知れないが，地梁腹起しで実施する場合があればほぼ考慮しなくて良いのではないか。御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回　答）

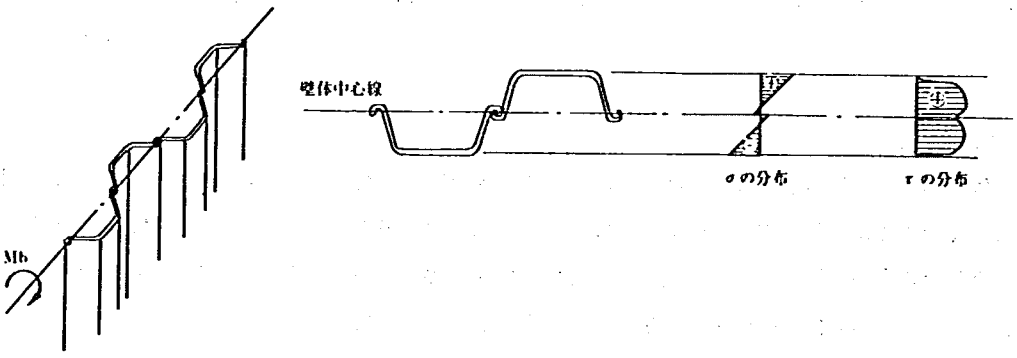
仮設構造物に使用する鋼矢板は継手が壁体中心線上にあるため，壁体が曲げを受けるときに生じるせん断力に起因して内側と外側の矢板が継手部分ですべることがある。このため，継手が完全に結合した場合の矢板断面剛性を使用すると危険になるので，設計にあたっては一般に継手が完全結合した場合の断面係数を継手効率を乗じることにより低減している。

たとえばⅣ型のＵ形鋼矢板を図－１のように組合わせた場合，継手部が完全に接合されている場合の１ｍ当りの断面２次モーメントは31,900 cm^4/mであるが継手部でせん断力が伝わらないとすると9,225 cm^4/mと約1／3に低下する。通常は継手同志の摩擦力によりある程度のせん断力を伝えることができるので道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物指針では完全に接合した場合の60%の断面２次モーメントを使うように規定している。

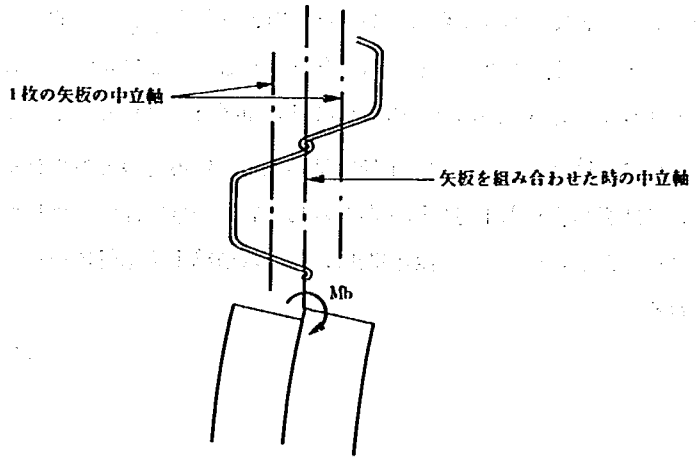
継手効率を高めるためには，継手におけるずれ変形を抑制することが必要となり，その対策として継手部の溶接，グラウトなどが考えられるが実際の施工を考えると現実的ではない。また，腹起しや切梁の使用は，せん断変形の抑制に根本的に貢献するものではないので，これにより継手効率を向上させることは無理である。護岸擁壁のように矢板頭部を杭ばりで連結する場合には継手におけるせん断変形がかなり抑制されるので継手効率は向上しているものと解される。

継手効率については必らずしも十分な研究がなされているわけではないがＵ型矢板を対象とした現場計測のデーターなどから通常の土留め掘削においては道路土工指針に規定した効率を使用するのが妥当と思われる。

（基礎研究室）



図－1　曲げを受けた矢板の応力分布



図－2　継手がせん断によるずれを生じた場合の変形

共－１４ 鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法の評価 (56)

（質　問）

鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法において，別図のように矢板前面に河道掘削計画があって，これを段階的に施工したいと考えています。そこで暫定河道掘削の場合は，上段アースアンカーは暫定河床高における，仮想地盤を設定して応力計算を行いアースアンカーを併設したい。

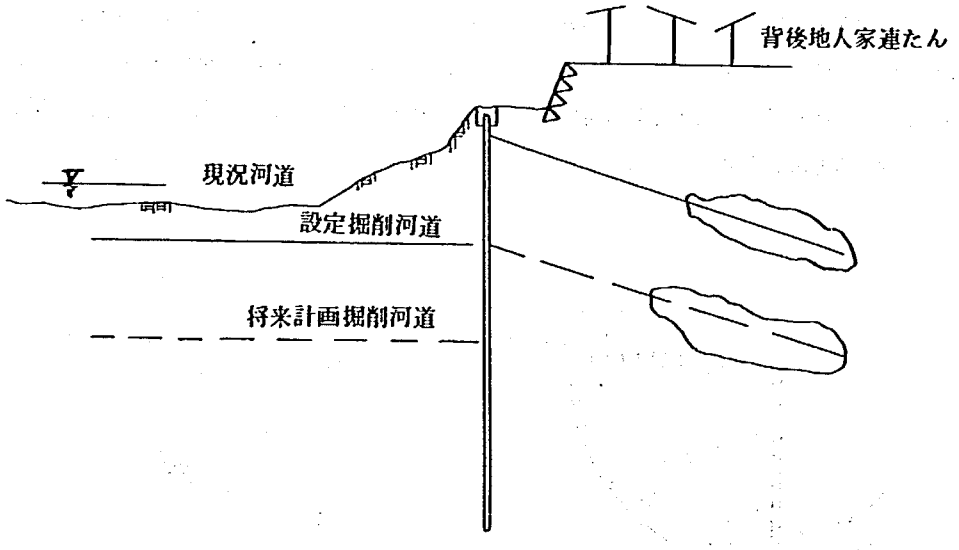
又将来においては河道を計画断面として掘削する場合には下段にアースアンカーを増設することとしたい。このような条件下における，アースアンカー工法の耐力の評価及び設計施工上の留意点について御教示願いたい。

（例えば）

① アースアンカーの耐久性はどの程度と評価すべきか。又鋼矢板護岸とアースアンカーの耐用年数は同程度と見做して良いか。

② 将来計画河道掘削時には，上段のアースアンカーは施工後数年経過した後に再度前面の応力解放することになる。この場合設計耐力を当初設計どおり評価して下段のアースアンカーを増強して良いか。又このようにアースアンカーの施工時期が大幅に異る場合の設計の考え方及び条件設定は如何にすべきか。

③ アースアンカー施工後定着部の補強する工法はないか。



（河川部河川工事課）

（回　答）

1. アースアンカーの耐久性について

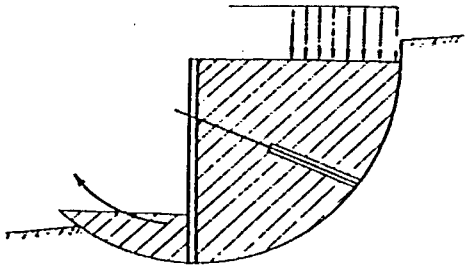
永久構造物にアンカー工法を用いる場合は，その大半がロックアンカーであり，アースアンカーが用いられる例はあまり多くない。その主な原因は，一定のアンカー力のもとにおける長期の地盤内のクリープ量を予測することが現状において困難なためである。従って，アースアンカー工法は，山止めなどの仮設構造物に用いられる例が圧倒的に多い。

アースアンカー工を永久構造物として採用する場合には，アンカーを定着する地盤は岩盤（土丹を含む），非常に密な砂レキ，砂などを対象に考えるのがよい。ゆるい砂地盤や粘性土地盤などは，現状においてクリープなどの問題がよくわからないので，永久構造物としてのアースアンカーの採用は避けるのが望ましいといえる。

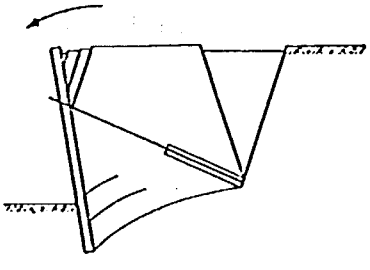
構造物をアンカーにより安定させるときには，アンカーの耐力のほかに構造物，アンカー，地盤の全体を含めた構造系についての安定を検討する必要がある。安定計算の方法は構造物の形によって異なるが，山止めのような土圧を受ける構造物では外的安定計算と内的安定計算の両方について検討しなければならない。

外的安定計算は図－1に示すような円弧すべり法で行うのが一般的である。すなわち，円の中心をいろいろ変えて，アンカー先端の外側を通る種々のすべり面を考え，これらの安全率のうちの最小値を外的安定計算における円弧すべりに対する安全率とする。安全率の値は一般に1.2～1.5とする。

内的安定計算は図－2に示すように，アンカーと山止め壁根入れ部分の仮想支点との間の深いすべり面の安定計算を意味する。内的安定計算の方法として最も一般的に行われているものにKranzの簡易計算法などがある。アースアンカーの設計方法については省略するが，詳しくは「アース・アンカー工法－付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準案－」（土質工学会編）などを参照するとよいと考えられる。



図－1　外的安定で検討すべき破壊
（スベリによる地盤破壊）



図－2　内部安定で検討すべき破壊
（深いスベリ面における破壊）

地盤条件の良い場合には上記のような点を考慮して設計すれば一応問題を生ずることは少ないと考えられる。従って，アースアンカーを永久構造物として用いる場合には綿密な土質調査を行い，地盤条件をよく確認したうえで構造物を設計するのがよい。しかし，現地の地盤条件は必ずしも一様でなく，また施工条件などによってもアンカーに加わる力などが異なることもあるので，アンカー施工後にアンカーの経時的な耐力を確認するうえで現地におけるアンカーの再検査ならびに再緊張をある期間をおいて実施することが望ましい。そのためには数本の複数アンカーをあらかじめ設置しておき，そのうちのフリーなアンカーを検査や機能テストに用いてアンカーの耐久性をチェックするのが最も好ましい方法であるといえる。

アンカーの耐久性について，もう一つ考慮すべきものとして腐食の問題がある。地盤がアンカーに有害な腐食を生じさせる恐れのある場合や永久アンカーを含めて長期（6ヶ月以上）に使用する場合は，引張り材自由長部だけでなく，アンカー頭部やアンカー体定着部などにも腐食を行う必要がある。

現在一般に用いられている永久アンカーの防錆処理しては，まずアンカー引張り材の自由部に対してはポリエチレンのシースをかぶせ，内部には防錆材（プロコート等の油脂）を注入する方法がある。また，アンカー引張り材の定着部に対してはアンカー体グラウト材のかぶりを十分とること（最低2㎝，3㎝以上あることが望ましい），及びグラウト用水に有害な水を使用しないことなどの配慮が必要である。さらに，アンカー定着金具には鋼製の蓋をして内部には防錆材を注入する等の方法が考えられる。

以上のような対策を行えばアンカーの耐用年数はかなりあると考えられ，少なくとも鋼矢板と同程度の耐久性はあると判断される。

2. アースアンカーの施工時期が大巾に異なる場合の設計の考え方

一般に，地盤条件がよく適正な設計，施工がなされたアンカーであれば，数年程度の経過であればアンカー耐力自体には大きな変化はないと考えられる。従って，下段のアースアンカーの増強は可能であると思われる。

ただし，この場合に次に示すようなアンカーの安全施工及び維持管理に関して十分注意を払う必要がある。すなわち，最初のアンカーを施工するときに維持管理用のアンカーをあらかじめ余分に設置したり，代表的な箇所のアンカーには緊張力測定用の荷重を設置することによって，定期的にアンカーの緊張力を測定し，ゆるみをチェックすることが大切である。また，鋼矢板護岸自体の変位なども関係するので，鋼矢板には変位計や傾斜計等を設置して定期的に鋼矢板の変形量を測定するのがよい。

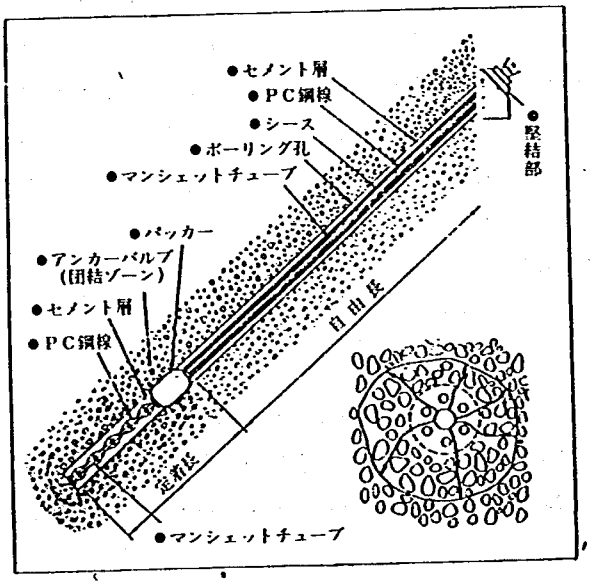
そのような測定結果にもとづき，異常が認められないことを確認したうえで次のアンカーを施工する。この場合，鋼矢板やアンカーに設置した変位計，傾斜計及び荷重計などを用いて測定を行い，施工中の安全性を確認するのがよい。さらに，アンカーの耐力及び性状の変化を確実に知

るために，最初のアンカー施工時に余分に設置したアンカーを用いて引張り試験を実施し，第1回目の掘削と第2回目の掘削とでアンカーの耐力に違いのないことを確認しておくことも大切である。なお，複数のアンカーで支持する場合の具体的な設計方法は「アース・アンカー工法－付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準案－」（土質工学会編）に示されているので，それを参照するとよい。

3. アースアンカー施工後の定着部の補強工法

アンカー施工後，再びアンカー体を補強する工法として，現在我が国で使用されている工法に図－3に示すような工法がある。

この工法は，まずアンカー引張り材の挿入時にマンシェットチューブと称する合成樹脂製のグラウト用管を挿入し，さらにアンカー体加圧用のパッカーを設置する。（図－3を参照）



図－3　（上）アンカーの地中における設置状況と砂礫地盤におけるアンカーバルブの形状。（右下）砂礫地盤における定着グラウトの浸透固結状況と固結バルブの断面

最初は比較的低圧でグラウトを注入してアンカー体を形成する。アンカー施工後，これを補強する必要が生じた場合には，前述のマンシェットチューブを利用して再び高圧を加えてグラウト材を注入する。これによって，既設のものよりも大きい径のアンカー体が形成され，より大きなアンカー耐力を得ることができる。

グラウトの再注入にあたっては，初めは既設のアンカー体を割る必要があるため，約100kg／cmの加圧が必要で，その後は通常の場合と同じく20～30kg／cm程度の注入圧を加える。

4. アースアンカー工法の留意点

アースアンカーの安全性，経済性，施工性を左右する最も大きな要因はアンカー体の定着基盤の良否である。

一般に，定着基盤は堅固な岩盤あるいはよく締った砂礫地盤であることが望ましく，ゆるい砂地盤や軟らかい粘性土地盤などではアンカー耐力が小さく，クリープなどの問題があるため，アースアンカーの永久構造物への適用は避けるべきである。また，被圧地下水が存在するような箇所では，施工が困難である。従って，アンカーの計画，設計にあたっては，アンカー定着部の基盤の性質をボーリングなどにより十分調査しておくことが大切である。

次に，アンカー施工後の点検，維持管理も重要である。永久アンカーの歴史は比較的浅く，従って長期にわたるアンカーの耐力及び性状の変化について十分な資料は得られていない。また，対象となる地盤や構造物の違いによってアンカーの性質は大きく異なるため，各現場において十分な点検及び維持管理を行う必要があると思われる。

すなわち，アンカー設置時にアンカー頭部をコンクリートで埋めころさないで，緊張力測定用の荷重計を設置したり，調査用のアンカーを余分に設置したりして，定期的にアンカーの耐力及び性状の変化を調べるようにするのがよいと考えられる。

（土質研究室）

共－15 矢板土留工法における周辺地盤沈下範囲及びその対策 （56）

（質　問）

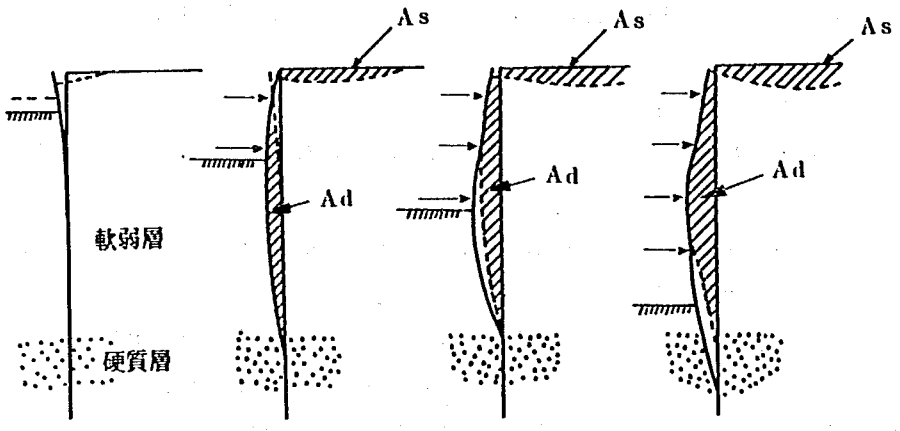
矢板土留工法における矢板の変形及び施工後（埋戻後）地盤沈下によって周辺の建築物に被害の発生した事例が多い。この場合，その沈下範囲及び沈下量をある程度定量的に予測することが仮設計画等の上からも必要となるが，その方法はないか。

（高知工事事務所）

（回　答）

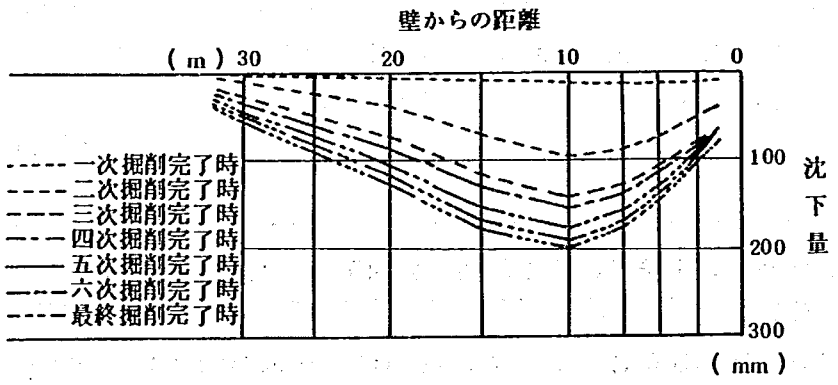
既設構造物の近傍で掘削を行うと，図－1に示すようなはらみ出しや変形が土留め壁に生ずる。この変形やはらみ出しに対して，腹起こしや切ばりなどの支保工をいれて押えていくのであるが，掘削後にこれらの支保工をいれるので，掘削中に起った変形を完全に元にもどすことはできない。従って，当然土留壁背面の周辺地盤にも変形や沈下が生ずることになる。

図－2は軟弱地盤における掘削工事に伴う地盤沈下の一般的な性状を示したものである。図から，



As：地表面沈下による変化土量m^3/m
Ad：鋼矢板の変形による変化土量m^3/m

図－1　土留め壁の変形と土量の変化



図－2　掘削工事に伴う地盤沈下の一般的性状（軟弱地盤）

掘削が深くなるにしたがい，周辺地盤の沈下量も次第に大きくなっているが，最大沈下量の発生する地点は軟弱地盤では図に示すように土留壁背面より数m離れた地点になることが多いようである。

掘削に伴う周辺地盤の沈下量測定結果を表－1に示す。表から，周辺地盤の最大沈下量は20～30cm程度に達し，しかもその影響範囲は土留壁背面より30～40mにも及ぶことがある。図－3は表－1の結果を整理し，掘削深さHと沈下影響範囲Lとの関係をまとめたものである。これによれば，影響範囲Lと掘削深さHの関係は次式のようになる。

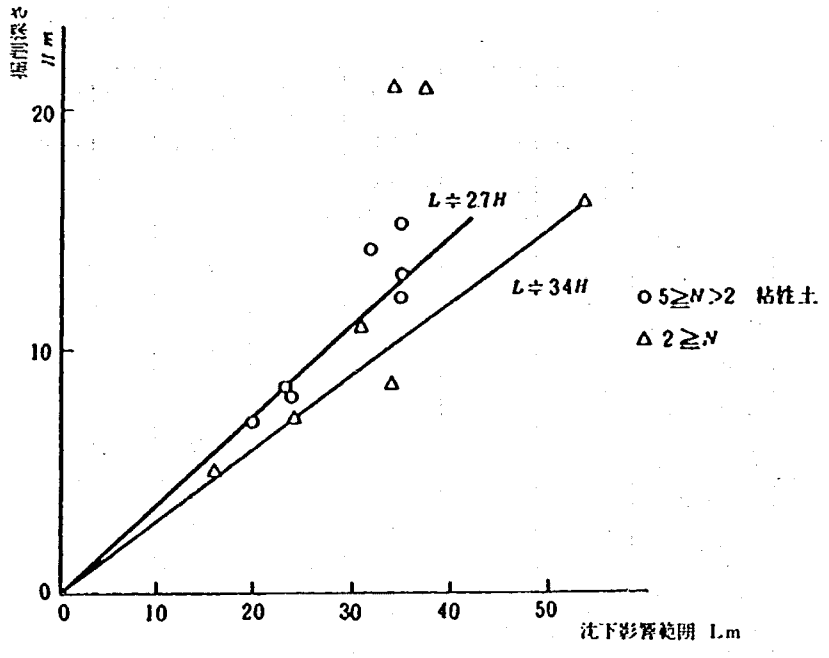
軟弱地盤　　$L \fallingdotseq 2.7H$

超軟弱地盤　　$L \fallingdotseq 3.4H$

表－1　掘削に伴う周辺地盤沈下量測定結果

（電々公社の資料による）

施工事例	土　質	掘削深さ H (m)	影響範囲 L (m)	最大沈下量 Smax (mm)	土留壁最大変位発生深さ H_1(m)	最大沈下量発生位置 L_1(m)	壁変位面積 Ad (m^3/m)	地表面沈下面積 As (m^3/m)	比例定数 α
No 1	軟弱シルト N＜2	10.4	31.0	45	7.5	8.0	0.44	0.42	0.95
No 2	軟弱シルト N＞2	5.0	16.0	80	－	4.0	－	－	－
No 3	軟弱シルト 5＞N＞2	8.0	24.0	300	－	4.0	－	－	－
No 4	軟弱シルト 5＞N＞2	13.0	35.0	230	－	5.0	－	－	－
No 5	軟弱シルト 5＞N＞2	12.0	35.0	30	－	4.0	－	－	－
No 6	シルト 5＞N＞2	14.1	32.0	200	0	14.10	2.5	2.7	1.08
No 7	シルト N≒3	15.1	35.0	48	7.0	7.0	0.44	0.60	1.35
No 8	シルト N≒3	7.0	20.0	15	7.0	5.5	0.63	0.15	0.24
No 9	シルト N≒5	8.25	23.5	35	8.25	3.0	－	－	－
No 10	シルト N≒0	8.5	34.0	22	8.5	10.0	－	－	－
No 11	シルト N≒0	17.0	58.0	34	－	0	0.70	0.65	0.93
No 12	シルト N≒0	7.5	25.0	19.5	7.5	6.0	0.24	0.20	1.2
No 13	シルト N≒0	20.8	37.3	200	13.5	10.11	1.0	3.0	3.0
No 14	シルト N≒0	〃	34.0	167	12.0	10.03	1.0	3.0	3.0



図－3　掘削深さHと沈下影響範囲L

次に，土留壁背面よりどのくらい離れたところで，どのくらいの沈下が起こるのかは，ペック（Peck）の有名な研究があるので，それを紹介すると図－4のようになる。この図によると，IIとIIIの境目の領域で10mの掘削を行うと，掘削背面での沈下量は20cm程度になり，沈下は40m離れた所まで及ぶことになる。

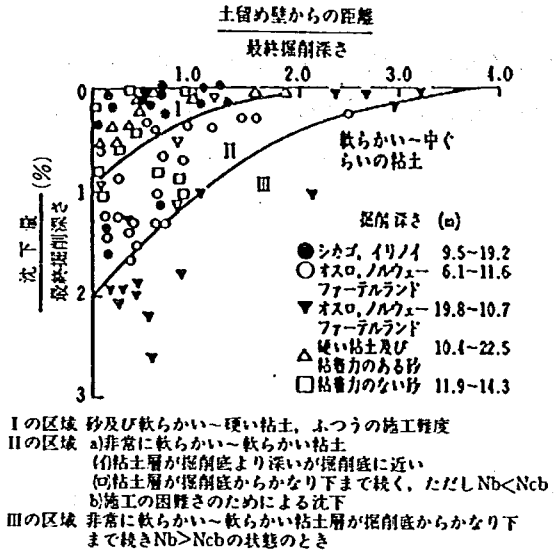
従って，表－1の測定結果や図－4のペックの研究成果をもとにして，掘削に伴う周辺地盤の沈下量や変形をある程度，予測することは可能である。

また，周辺地盤の沈下や変形は掘削に伴う土留め壁の変形によって起るので，土留め壁のたわみを各掘削段階を追って計算により求め，同時に既設構造物に与える被害を予測する手法も検討されている。掘削による土留壁のたわみを計算する方法としては，仮想支点法や弾塑性法，剛性法などがある。それらの計算法についての具体的な説明は省略するが，現地盤の地層構成や土質の性状が複雑なため，計算によって求めた値が実際の挙動とは必ずしも一致しないことが多い。

そこで，図－5に示すような計測システムを設けて，土留壁及び周辺地盤ならびに近接構造物の挙動をチェックしながら，工事を進めていく方法が最近では多く用いられるようになってきている。

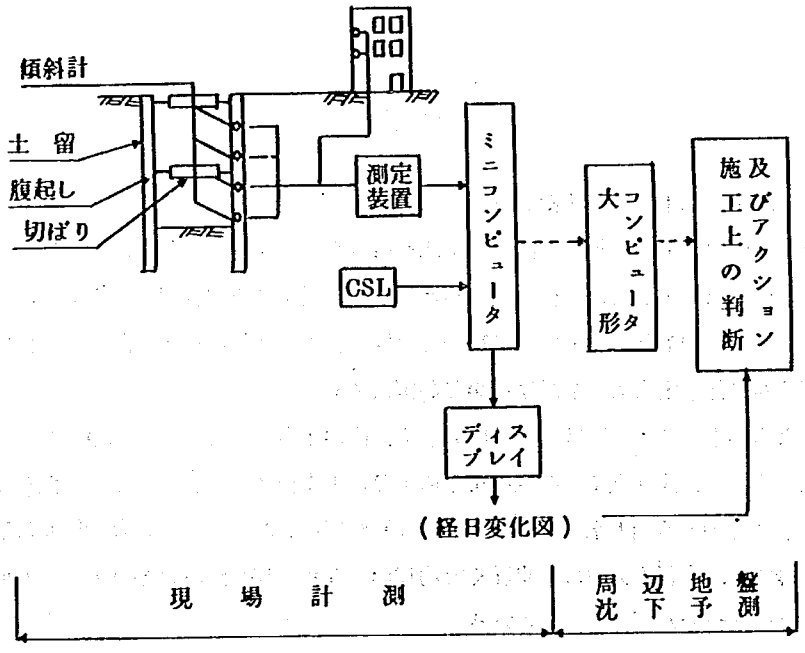
図－5のシステムでは，工事現場においてあらかじめ設置された傾斜計を用いて土留壁の水平変位を測定し，このデータを自動的に測定装置に入力させる。測定装置は，入力させたデータをミニコンピュータに伝送し，ミニコンピュータでは，データとあらかじめ設定された施工管理値と比較

し，この管理値を超えるデータが測定された場合には警報を発するようになっている。



Iの区域 砂及び軟らかい～硬い粘土，ふつうの施工難度
IIの区域 a)非常に軟らかい～軟らかい粘土
(イ)粘土層が掘削底より深いが掘削底に近い
(ロ)粘土層が掘削底からかなり下まで続く，ただしNb<Ncb
b)施工の困難さのためによる沈下
IIIの区域 非常に軟らかい～軟らかい粘土層が掘削底からかなり下まで続きNb>Ncbの状態のとき

図－4　土留め壁からの距離と沈下量（ペック）

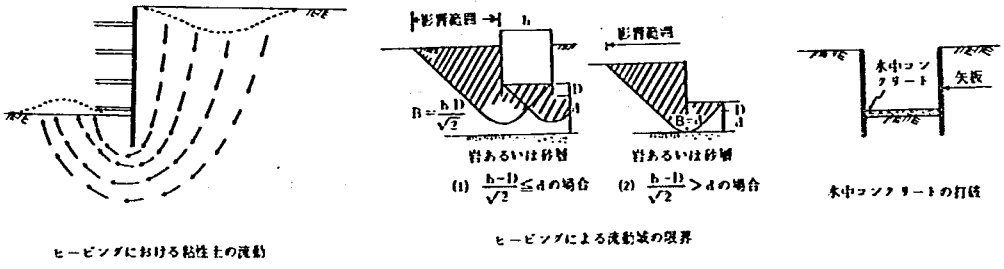


図－5　計測システム図（電々公社の資料による）

この他に矢板土留による掘削背面の地盤沈下を引き起こす要因として次のものを挙げることができる。

(1) 粘性土のヒービング

ヒービング現象による矢板背面地盤の沈下量は一般にかなり大きくなるので，ヒービングに対する安定には，十分検討をしなくてはならない。対策工としては，周辺地盤に対する薬液注入や，掘削底面へ水中コンクリートを打ち，盤ぶくれを抑える等が考えられる。（図－6）



ヒービングにおける粘性土の流動　　ヒービングによる流動域の限界　　水中コンクリートの打設

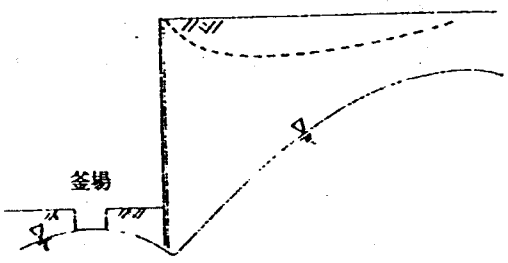
図－6

(2) 砂質土の地下水低下による圧密沈下

根切り工事においては，掘削と同時に排水を行うことが重要となるが，排水にともない周辺地盤の地下水位が低下するため，排水期間が長い場合，低下地下水面以上の地盤の圧密沈下が生じる（図－7）。理想的な一次元圧密状態の場合は圧密量の計算が可能であるが，根切り工事のような掘削排水に伴う圧密量の予想はなかなか困難である。

排水による地下水低下の影響は以外に大きく，山の手台地の河川護岸工事において観測した例では，幅約7.5 m，深さ9.7 mの掘削排水により，工事箇所からおよそ100 m離れた地点でも明らかに工事に起因する地下水面の低下（約1 m）が記録されている。この時同時に観測した地盤沈下の記録では，土留め矢板のすぐ近くで約10㎜，5 m～10m離れた地点で4～6㎜，20m離れた地点で0～2㎜の沈下であったという。

現在，建設省技術研究会指定課題「橋梁下部工における近接工事の設計施工に関する研究」の中で，この問題を扱っており，鋭意調査研究を進めているので，参考とされたい。



図－7

最後に，近接施工に関する指針をあげると，次に示すようなものがある。

1）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52年1月

2）日本道路公団；「設計要領第2集橋梁下部工4－5基礎の近接施工」

3）首都高速道路公団；「既設構造物に近接する基礎構造物の設計施工指針（暫定案）」

4）日本国有鉄道；「近接橋台橋脚の設計施工指針案」　昭和42年3月

5）日本電信電話公社；「電気通信用地下施設防護の処理標準」

6）東京都交通局；「地下鉄構造物に対する近接工事取扱い（暫定）指針」

（基礎研究室
土質研究室）

共－16 法面保護工　(56)

（質　問）

1. 急傾斜地崩壊防止施設等斜面保護工のうち，法枠工の自重による押え効果について

法枠工には，コンクリート製，鋼製，塩ビ系製などがあり，それぞれ一長一短があると思いますが，施工性から云えば，コンクリート製法枠工は自重の大きいことが難点になっています（特に，人家の密集した背後の急傾斜地や長大斜面）。

また，プレキャストコンクリート製の法枠工は，一区画が変位あるいはすべり等を生じれば，大崩壊につながるおそれがあり，地震時の安定性に不安をいだいています。

そこで，斜面崩壊に対する自重の押え効果について斜面勾配との関連の中でご教示願います。

2. コンクリート吹付工（桁なし）の伸縮継目の必要性および構造について，ご教示願います。

3. 風化マサ土斜面の法面緑化について

均質に風化したマサ土（軟岩工程度）の法面保護に際し，植生による緑化を行う例が多くありますが，植生によって斜面の保水能力を高めるため，かえって風化を促進すると思われますがいかがでしょうか。

（香川県土木部砂防課）

4. 地すべり地域における法面処理について

法面処理工については植生工及び構造物による法面保護工等があるが，特に地すべり地域におけるこれらの工法の具体的な適用例を伺いたい。

（徳島県土木部道路建設課）

（回　答）

1. のり枠工はのり面の風化，侵食の防止のいわゆるのり面保護が主目的であるが，のり面表層の崩壊を抑止する若干の効果を有するとされている。のり枠工は，現場打ちコンクリートのり枠とプレキャストのり枠に大別され，前者の方が崩壊抑止効果が認められる。質問にあるプレキャスト・コンクリート製のり枠は，コンクリートブロッグのり枠工といわれるもので，土質によっては，1:0.8 程度ののり勾配まで使えるが，原則として，1：1.0より緩いのり面で使用される。

斜面崩壊に対するコンクリートブロック枠の自重の押え効果は，のり面表層の崩壊のすべり面は斜面に平行としても実用上さしつかえないから，$W\cos\theta$（W；自重，θ；のり面勾配）が，潜在すべり面にかかることによる。したがって，すべりに抵抗する力が$W\cos\theta\cdot\tan\phi$（ϕ；潜在すべり面での内部摩擦角）だけ増えると言うのが，計算される自重の押え効果である。この時，コンクリートブロックのり枠工の自重により，のり面表層の崩壊を起そうとする力（この方向は潜在すべり面の方向すなわち斜面の傾斜方向である）$W\sin\theta$が働くことになるが，これは，下方に続くコンクリートブロックのり枠により，のり枠の基礎工（一般には擁壁工）に伝達され，基礎工により支えられることになる。河川砂防技術基準に定められる直高5m以下の場合では．のり長も7m程度であり，コンクリートブロックのり枠が接目でバックリングすることはないから，のり枠の基礎工が十分なものであれば，コンクリートブロックのり枠工の自重により，のり面表層の崩壊を起そうとする力は働かないとしてもよい。

のり面表層の崩壊の潜在すべり面には，すべりに抵抗する力として$W_S\cos\theta\cdot\tan\phi$（$W_S$；潜在すべり面より上の土塊の重量，$\theta$；のり面勾配＝潜在すべり面勾配，$\phi$；潜在すべり面での内部摩擦角）が働いており，コンクリートブロック枠による抵抗力の増分$W\cos\theta\cdot\tan\phi$は，潜在すべり面が深くなるに従ってその割合が減少する。したがって，経済的にはせいぜい深さ1m迄の表層崩壊に対してはコンクリートブロックのり枠の自重による押え効果を計算に入れても良く，それ以上の深さの崩壊に対しては押え効果はないとするのが経済的にも妥当と考えられる。

また，地震時などの安定性に対する不安については，昭和51年8月25日付の建設省河川局砂防部傾斜地保全課　建設専門官の通達で次のような配慮が指摘されており，これは河川砂防技術基準にもとり入れられている。主な内容を次に記述する。

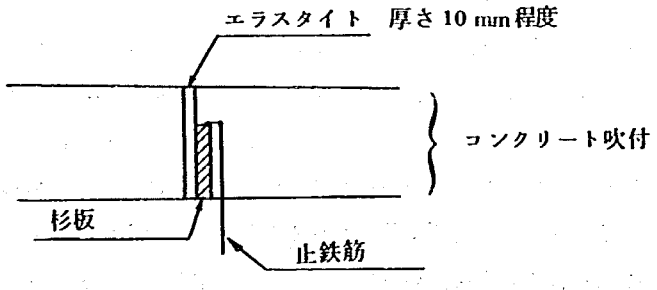
(i) ひとのりの，のり長は原則として7m以下とする。ただし，7mを超える場合は，のり面の縦方向に隔壁工を10mごとに設置するのが望ましい。

(ii) 原則として勾配は1割より緩に施工することが望ましい。

(iii) 玉石等をもって中詰とする場合は，玉石の脱落を極力防ぐよう配慮すること。

(iv) のり面の一部が万一破損した場合でも，その影響が全体に及ばないよう配慮することはもちろんであるが，のり下端よりおおむね1/3の"のり長"までの部分は各部材を緊結して一体化をはかることが望ましい。

2. 吹付工の伸縮目地（継目）については，技術者によって両論があり，専門書においても"適当な位置に伸縮目地を設置するのが望ましい（日本材料学会，斜面安定工法，1971），"普通目地を作らない（新田，小橋，土木工事ののり面保護工，1976）"と異った記述がされている。急傾斜地や道路での施工例の実態からはコンクリート吹付工の伸縮目地はあった方が良いと思われる。



図－1　伸縮目地

現在編集中の急傾斜地崩壊防止工事技術指針では，次の内容にまとめた。

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難ではあるが，コンクリート吹付工は温度変化による影響を多大に受けるものと思われる。このために斜面の縦方向の伸縮目地を10～20m間隔で設置するものとする（図－1参照）。

3. まず，防止施設に対する考え方を整理する必要があると思われる。すなわち，施設の耐用年数をいくらにするかということを環境などよりなるだけ緑化する方向を押し進めるかということである。前者については，事業の性格上なるだけ維持管理が困難でない方向，すなわち耐用年数は長く（100年ぐらいが妥当）とる方が良いと思われる。後者についても，なるだけ緑化する方向で対策を考えたい。

均質に風化したマサ土（軟岩工程度）が，植生工と吹仕工などの被覆工でどの程度差が出るかは，一概にいえないので割切った回答はしにくいが，被覆工を採用しても耐用期間中に，再吹工，あるいは部分的切土が必要と判断されれば植生工を採用した方が良い。ただし，この場合，のり枠の枠内を緑化するにしても1：1.2程度に切土する必要があり，家屋の配置などより，これが不可能な場合は，植生工は不適当である。被覆工を採用すれば耐用期間維持管理上問題がない場合でも，環境などよりなるだけ植生工を採用したいが，最終的には予算（工費）より判断することになろう。

（急傾斜地崩壊研究室）

4. 法面工の目的は降雨の衝撃から地表を護り，雨水の集中を妨げて分散させ，又は水路に集水流下させて，極端なミズミチの発生を防止してリルあるいはガリー侵蝕が起らないようにすること，また浅い地表部の小崩壊を重量のある覆工や杭工，アンカー工，擁壁工等で抑えることの2点が主たるものである。小崩壊といっても深さ2～3mともなるとその土圧を抑えるには大規模な工事となり，いわゆる法面工の範囲を超えるものと思われる。

このように法面工は一般に土圧を受け持つものではなく，地すべりのように大きな土圧をもつ斜面のなかの部分的な法面についても同様な考え方のもとに保護工がなされていて，地すべり地であるからといって特殊な工法設計基準，適用例があるわけではない。

しかし，地すべり地内の法面は地すべり変動によって歪の集中して現われやすい場合であり，亀裂や小崩壊が地すべり本体の動きの前駆現象がごく初期の時から生ずるので，地すべり変動がみられる地域内での法面工の採択には自づと制限がある。すなわち，プレキャストのコンクリート枠工などは少々の変化でも凹凸を生じたり，接続部が外れたりして外観上からも見苦しいなど避ける傾向にある。また，小崩壊が予測される場合には法面下部の抑えに重点が置かれるため，多小の景観は損なわれても片法枠や重量ブロックの利用が多いこと，フレキシブル構造を利点とするフトン籠，蛇籠を用いて斜面の押えとするほか，多量の湧水によるパイピング防止に効果をあげているなどが特徴とするところである。

（地すべり研究室）

共－１７ 摩擦杭設計上の支持力の取扱い (57)

（質　問）

道路橋示方書（下部構造編）によれば許容支持力を求める場合の極限支持力は$Ru = qdA + U\Sigma lifi$で示されているが，摩擦杭の場合は杭先端のバネ抵抗（支持力）を考慮するのか無視するのか，又，支持杭と摩擦杭の判断はＮ値土質性状からある程度の目安により判断できないのか。

さらに，重要構造物の基礎は支持杭を原則としているが施工性・経済性から摩擦杭としての設計例もあるが設計面で考慮すべき点，について教示願いたい。

（道路部道路工事課）

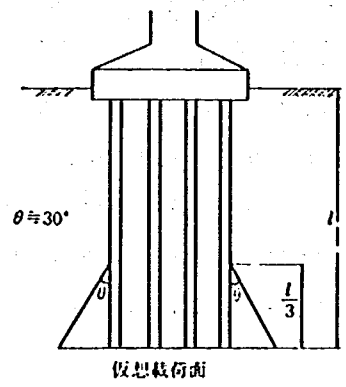
（回　答）

道路橋示方書では，杭先端が良質な支持層に根入れされている杭を支持杭と定義し，杭先端が良質な支持層に達していない杭を摩擦杭と定義しており，支持杭と摩擦杭の判断はこの定義に従って行う。ここで，良質な支持層とは，基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤で，一般には岩盤，砂れき層，Ｎ値がおおむね30以上の砂質土層，Ｎ値がおおむね20以上の粘性土層を考えれば良い。

杭の極限支持力は，杭の先端における極限支持力と摩擦による極限支持力の和として求められるが，上に示した定義に従えば，支持杭といえどもかなりの摩擦支持力を有し，また摩擦杭であっても同様に何がしかの先端支持力を有するのである。したがって，先端が支持層に達していない場合の杭（摩擦杭）について先端支持力を見込んでもよいが，示方書の規定に従うならば，先端閉塞の打ち込み杭の場合に対してのみ先端支持力が得られ，他の場合については先端支持力は得られない。

杭基礎においては，上部構造の形式，機能，規模は多種多様で，地盤の性質，構成も複雑多岐にわたるため，杭の支持機構，施工性を考慮して必らずしも支持杭のみを対象としないで，摩擦杭も含めて総合的に検討することとしている。一般に，良質な支持層が深い場合に，摩擦杭が選定の対象となるが，この場合，基礎の沈下は避けがたく，上部構造の形式，機能，規模を十分に考慮しなければならない。すなわち，摩擦杭の設計に当たっては，軸方向押込み力に対する基礎の沈下量を検討しなければならないが，基礎の先端位置での沈下を検討する場合には，図－１の方法で仮想載荷面を考えるものとしている。しかしながら，摩擦杭の沈下については不明の点が

多く，さらに不等沈下も考えられるので，これらの沈下に対しフーチングや躯体さらに上部構造が安全であるかを十分に検討しておく必要がある。良質な支持層が非常に深い場合，支持杭とするには非常に長い杭が必要となり，また，深いために打ち込み抵抗も大きく，一般に不経済な設計となり，かつ施工も難しくなる。このような場合，摩擦杭が有力となるが，先に述べたように施工後の沈下が大きな問題として残る。この問題を解決するには，下部構造の施工後の沈下等の変位に対し，上部構造との接点，すなわち沓部分でこれを吸収することが有効である。したがって，予想される変位量に対し下部構造が安全で，かつその変位量も上部構造から決まる許容変位量以内である場合には，予め沓の据え直し等が可能なようにしておき，一定の変位の発生後に沓を調整することによって上部構造の安全を図るという方法も実際に行われており，その経済性に鑑みて十分検討の対象としてよいであろう。



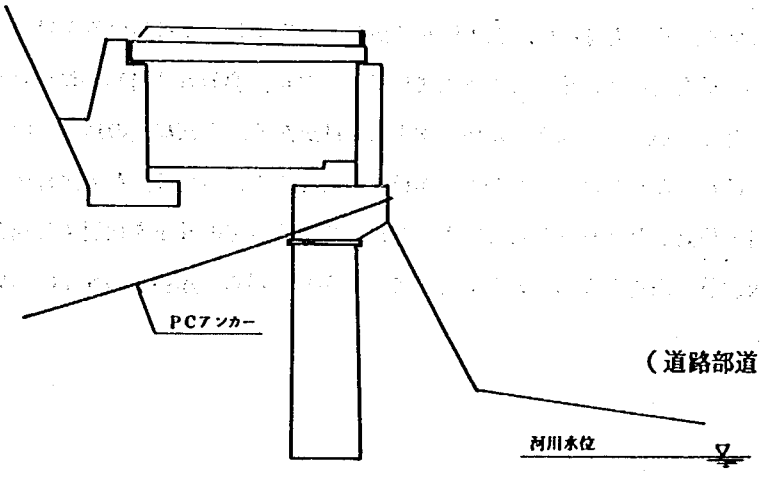
図－1　摩擦くいからなる基礎の沈下を検討する場合の仮想載荷面のとり方

（基礎研究室）

共－１８　ＰＣアンカーの常時反力の問題点　(57)

（質　問）

アンカー工の設計においては，短期荷重有効を原則で行ってきましたが，最近，急峻な地形の構造物において常時の反力を必要とする場合があります。このような例は，隣接する河川その他の地形の関係で深礎杭長が限定される為，アンカーにより，その水平力及び曲げモーメントの超過分を受けもたせるという考え方ですが，現在のところ，常時の反力を取った場合，アンカークリープ変形，地盤の塑性化等不明点が多いと聞いておりますが，今後の問題点と対応を教示願いたい。



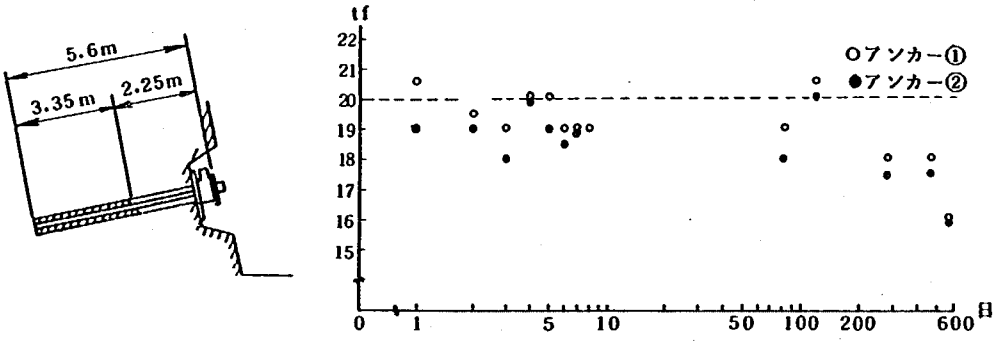
（道路部道路工事課）

（回　答）

長期にわたり常時緊張力がかかるアンカーについては，質問のように，クリープと定着部の地（岩）盤の強度低下とが問題になる。

クリープは地(岩)盤のクリープと鋼材のクリープがあるが，後者については鋼材の許容引張応力度以内であればほぼ弾性的な挙動を示すので除く。図－1は当研究室が千葉で実測した例[1)]で20tの緊張力は地(岩)盤のクリープにより約2年経過後16t程度に低下している。定着部は第3紀の泥岩で，この種の岩としては比較的堅硬な部類に属している。

クリープによる変位や緊張力の低下は，緊張力が大きい程，また地(岩)盤が悪い程大きいが，事前に定量的に予測することはむずかしい。



図－1　アンカー緊張力変化測定結果

このため，質問のようなケースでは

(1) 常時の緊張力（引張り荷重）を長期に受ける場合は，この荷重を極限引張り荷重の1／3以内にする。

(2) アンカー施工時又は，類似の地質の所でアンカー引張り試験によりある緊張力（設計緊張力など）に対する長期での緊張力の低下及びアンカー頭部の変位を設計時に見込む。岩石供試体試験やボーリング孔内載荷試験などの結果があれば，これらも合せて，検討時に参考にする。

(3) 既往の施工例での資料より，長期でのアンカーの緊張低下及び変位を推定し，設計時にこれを見込む。

これらの方法があるが，見かけは堅硬であっても，岩盤は一般に潜在的な割れ目を有するもので，マスとしての引張り強度はせん断強度に比べて著しく小さく，したがってクリープによるゆるみと，ゆるみによる岩の強度低下が合さり，長期間大きな引張り応力を岩盤に生じさせるのは好ましくない。常時の緊張力をなるだけ少なくするという考え方が現状では妥当であろう。

このため，常時はほとんど緊張力（反力荷重）は作用しないが，深礎杭にかかる外力が増加し，アンカー頭部もある量変位した時，必要な緊張力（反力荷重）が作用するような条件で設計するのが現状では妥当と考えられる。すなわち，豪雨や地震などにより深礎杭が，その許容限界内で変位し，最大の効力を出す時，アンカーにも必要な緊張力が生じ，これが，反力としてアンカー設置点で深礎杭にかかり，この両者で，外力を抑止するという考え方の設計である。

施工中及び施工後のアンカーの緊張力の実測は，構造物の維持管理に際して有力な判断資料となろう。永久構造物としてのアンカーは，この他腐蝕が大きな問題であるが，これについては，施工面で対処しているのが現状である。

参考文献

1）安江朝光・石川芳治：斜面安定に用いるアンカー工。第25回土質工学シンポジウム，1980年

（急傾斜地崩壊研究室）

共－１９ コンクリートに使用する各種セメント (56)

（質　問）

鉄筋コンクリートに使用するセメントは一般に普通ポルトランドセメントとされているが，省エネルギー及び経済性の面から高炉セメントの使用も考えられ，品質，施工性等からみて高炉セメントの使用はいかなるものか。

又，無筋コンクリート及びマッシブな鉄筋コンクリートについては現在高炉セメントが使用されているが適正な高炉セメントの使用区分（A種，B種，C種）を御教授願いたい。

（河川部　河川工事課）

（回　答）

高炉セメントはポルトランドセメントに高炉水砕スラグ粉末を混合して製造され，スラグの混合割合によってA種（混入率５～30%）B種（同30～60%）C種（同60～70%）の３種がある。現在，通常生産され市販されているものはB種だけである。

高炉セメントには普通ポルトランドセメントに比べて次のような特性の違いがある。[1)]

(1) 初期強度が低いが，長期強度は普通ポルトランドセメントよりも優れている。（表－１）

(2) 耐硫酸塩性が強く，下水や海水に接する構造物に適する。（図－１）

(3) 水和熱の発生量が少ない。（表－２）

(4) 耐熱性が大きく，水密性も高い。

(5) 乾燥収縮が普通ポルトランドセメントに比べてやや大きい。（図－２）

(6) ポルトランドセメントに比べてやや低価格である。

省内においては高炉セメントは重力ダムのようなマスコンクリート，防波堤のような海岸構造物に利用されているが，前者は，(1)，(3)，(6)，後者は，(2)，(6)，等の効果を主として期待しているものと思われる。

高炉セメントを普通の鉄筋コンクリートに使えないかという質問であるが，強度，耐久性等の材料の面からは何ら差しつかえないと言えよう。ただし，その場合には(1)，(5)の性質を考えて施工時には乾燥収縮ひびわれ等の防止のために初期養生を丁寧に行う必要がある。

建築工事標準仕様書，ＪＡＳＳ５－日本建築学会－[3]では硬化速度の遅いことを考慮して型枠の存置時間をＢ種高炉セメントの場合には，普通ポルトランドセメントの場合よりも平均気温20℃以上で１日，平均気温10～20℃では２日間長くとるように規定している。また，寒冷地における冬期施工においては初期強度が特に小さいので，初期凍害等にも気を付ける必要があろう。

高炉セメントはＡ，Ｂ，Ｃ種の順にスラグの含有量が多くなるため高炉セメントとしての特性がはっきりしてくる。

Ａ種はスラグ含有量からして普通ポルトランドセメントとほとんど同等な性質になるのでこれと同様に使用出来るものと思われる。ただし，現行のＪＩＳでは普通ポルトランドセメントでも５％までは高炉スラグが混入できるので，Ａ種高炉セメントが今後積極的に生産されるかどうかは疑問である。

高炉スラグの混入率が70％程度であれば長期強度は混入しない場合と同様なものが得られるが，[5]初期強度が非常に低いことを考慮すると，Ｃ種高炉セメントは使用するとしても重力ダムのようなマスコンクリートになるであろう。

スラグの含有量が70％にもなった場合，コンクリートの中性化速度がどの程度早くなるか，今後調査すべき課題も残っているため，現在のところＣ種高炉セメントを重力ダムに用いた実績はまだ無い。

参考文献

1）近藤泰夫他：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店
2）セメント協会：セメントの常識
3）建築工事標準仕様書，同解説　ＪＡＳＳ５鉄筋コンクリート工事：日本建築学会
4）坂本好史：高炉水砕スラグ粉末，コンクリート工学　Vol．16，№3，1978
5）中条金兵衛：土木学会論文集　№71（1960）．
6）太田実，小野金造，佐取一男：スラグ粉末を用いたコンクリートの品質に関する一試験，土木技術資料　Vol．19，№2，1977

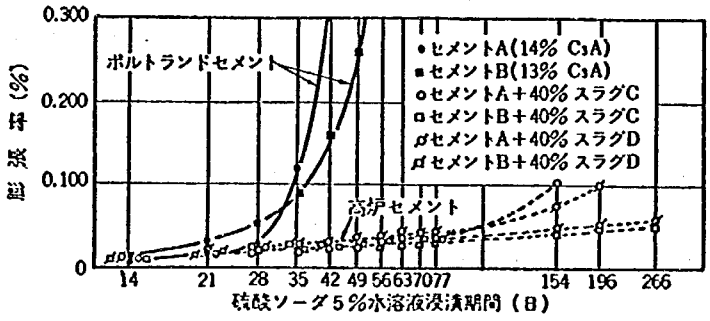
（コンクリート研究室）

表－1　各種セメントの物理的性質試験例 [2)]

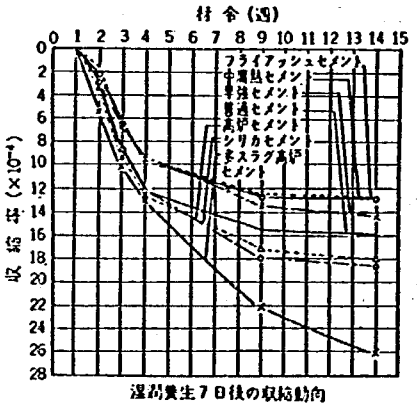
	セメントの種類		比重	比表面積 (cm²／g)	フロー値	強さ 圧縮強さ (kgf／cm²)				強さ 曲げ強さ (kgf／cm²)			
						1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日
各種セメントの物理試験結果（昭和54年）	ポルトランドセメント	普通	3.17	3,260	272	－	140	237	406	－	32	48	71
		早強	3.14	4,420	265	138	247	335	457	35	51	63	79
		超早強※	3.14	5,560	233	236	335	394	471	54	65	74	83
		中庸熱	3.21	3,160	270	－	96	145	335	－	26	33	63
		耐硫酸塩	3.19	3,510	284	－	137	190	313	－	33	42	60
	高炉セメント	A種	3.08	3,930	266	－	144	221	414	－	35	45	74
		B種	3.05	3,840	268	－	117	188	403	－	30	40	70
		C種	2.99	3,970	266	－	79	163	353	－	22	34	62
	シリカセメント	A種	3.12	3,720	271	－	143	240	391	－	34	46	67
	フライアッシュセメント	A種	3.07	3,200	276	－	112	205	357	－	27	42	66
		B種	2.98	3,470	278	－	122	192	342	－	31	42	65
		C種	2.86	3,390	278	－	102	167	267	－	28	41	50

表－2　各種セメントの水和熱測定例 [1)]

材令／セメント種別	7日	28日	91日
普通ポルトランド	70～80	80～90	90～100
早強ポルトランド	75～85	90～100	95～105
中庸熱ポルトランド	55～65	70～80	75～85
B種高炉	55～70	75～85	80～90
A種シリカ	65～75	75～85	80～90
B種フライアッシュ	55～65	70～80	75～85



図－1　各種セメントモルタルの硫酸塩による膨張量比較 [4)]



図－2　各種セメントの乾燥収縮測定例 [5)]

共－２０　コンクリートに対する有害鉱物及びその対策方法　（56）

（質問）

骨材中に含有する有害鉱物名，検出方法，対策等についてお聞きしたい。

（富郷ダム調査事務所）

（回　答）

骨材中における有害物質には大きく分けて４種類ある。すなわち，

１）セメントの水和反応を妨げる物質

２）骨材とセメントペーストとの付着を損う物質

３）骨材自身が強度が小さかったり，不安定なもの

４）骨材とセメントペーストとの間で有害な化学反応をひき起すもの

である。以下に主な有害物とその検出，判定方法等を簡単に述べる。

(1) 有機不純物

骨材に混る腐食土，有機質ローム（主として川砂や陸砂中に含まれる）の中には鉱物ではないが，セメントの硬化を妨げるフミン酸やタンニン酸が含まれている。これらの有機物，不純物の試験方法は「ＪＩＳＡ1105　有機不純物試験法」，有害量の判定方法は土木学会コンクリート標準示方書（以下では標準示方書と称す）で示されている。

有機不純物の除去は水洗が最も確実である。

(2) 粘土およびシルト

骨材中に粘土やシルトが含まれると骨材とモルタルとの付着力を小さくしたり，単位水量を高めて乾燥収縮やブリージングを大きくする。

これらの有害物の試験方法は，土木学会規準「骨材中に含まれる粘土塊量の試験方法」，「ＪＩＳＡ1103　洗い試験」等で定められており，その許容限度は標準示方書で規定されている。（表－１参照）

著しい乾燥収縮ひびわれを生じた事例等で砂の中にこのような微粒分が過大に含まれたことに起因したことが多い。

骨材を十分に水洗することにより簡単に排除出来る。

(3) 軟石，不安定粒

岩石自体が軟らかいもの，強度の小さいもの，水分の吸出で体積の変化するもの等はコンクリート骨材として不適当である。よく知られている鉱物としては次のようなものがある。

(a) 石炭・亜炭

石炭類は軟らかいだけでなく，水分を含んで膨張する。また，石炭の微粒が多量に含まれているとコンクリートの硬化にも影響する。

石炭類のような比重の軽い鉱物の含有限度は標準示方書に比重1.95の液体に浮くものとして規定されている。（表－1参照）

(b) 雲　母

雲母は組織が薄片状であり，吸水性，へき開性を示すために，大量に含まれればコンクリートの強度及び耐久性，耐摩耗性等に影響を及ぼすとされている。[1)]

雲母だけの含有量の規格値はないがＪＩＳ砕石，砕砂における骨材の吸水，安定性，すりへり減量等の規格値を守ることで混入量は制約されるものと思われる。（表－1）

(c) モンモリロナイト

モンモリロナイトは粘土鉱物の一種で，熱変質作用，続成作用，風化作用を受けた流紋岩，安山岩，玄武岩，凝灰岩，砂岩，頁岩などに含まれている。

骨材中にモンモリロナイトが存在すると乾湿の繰返しに伴ってコンクリートに有害な膨張，収縮が起り，また水を多量に吸収するので，寒冷地では凍結融解によるコンクリートの耐久性低下の原因にもなる。

モンモリロナイトは，Ｘ線回折試験，あるいは偏光顕微鏡で確認することができる。

モンモリロナイトを含む岩石は一般に比重が小さく，吸水率，安定性試験における損失重量が大きい。[2)] したがってＪＩＳ砕石，砕砂で規定されているこれらの試験の規格値を満足することで，モンモリロナイトの含有量もある程度制限されてくるものと考えられる。ただし，モンモリロナイトの含有量が10%を越えるようなことが明らかな場合には，その骨材で作ったコンクリートの凍結融解試験や曝露試験も行って総合的な判断によって使用の可否を決めるのがよい。

以上の鉱物の他に第3紀以後に生成された堆石岩類，蛇紋岩化した岩石等もコンクリートの強度不足や吸水膨張によるポップアウトを生ずる恐れがあるので骨材として適さない。[3)]

(4) 反応性鉱物

コンクリートと反応してコンクリートの性質に悪い影響を与える鉱物としては非晶質シリカ，玻璃，沸石，硫化鉄，苦土質石灰岩等が知られている。[4)]

これらの鉱物には非常に微量でもコンクリートの耐久性に影響を及ぼすような場合もある一方で，岩石の主体を占めるほど大量に存在してもあまり害もない場合もあり，その含有量だけでは使用の可否が決めにくいという特長がある。以下に個々について説明を加える。

(a) 非晶質シリカ

非晶質シリカ（珪酸）の中にコンクリート中のアルカリと反応し，珪酸アルカリを生じコン

クリートの体積を異常に膨張させ，崩壊に至らせることで有名なアルカリ骨材反応を示すものがある。

このような反応性を示すシリカにはオパール，玉髄，クリストバライト，トリジマイドなどがあり，これらは玄武岩，安山岩，硫紋岩，砂岩，凝灰岩，チャート，フリント等に含まれていることがある。ただし，これらの岩石が必らずしも反応性を示すわけではなく，我が国ではアルカリ骨材反応を生じたことは，むしろ希であるとされている。しかしながら近年は砕石の出現と共に使用される岩石の種類が多様化してきたことと，反応に直接関係のあるセメントのアルカリ含有率が高くなってきていることなどから使用経験のない骨材に対してはアルカリ骨材反応に対する注意もしておかなければならないと考えられる。

これらの鉱物は偏光顕微鏡，X線回折等によって検出可能であるが，定量的な評価は試料の採取方法によってもかなり変わるので，有害量であるかどうかはアルカリ骨材反応試験（ＡＳＴＭ，Ｃ 227 骨材の潜在性アルカリ反応試験方法〔化学法〕およびＡＳＴＭ，Ｃ 289 骨材の潜在性アルカリ反応試験方法〔モルタルバー法〕）によって確かめるのがよい。

なお，化学法とモルタルバー法の試験結果の相関をつけることは困難であるが，化学法で得られる溶解性シリカが 100 mmol／ℓ 以下であれば，モルタルバー法でも良好な結果を示し，コンクリート中で有害な膨張は生じないと考えられている。

試験結果の信頼性は試験条件が実際に近いモルタルバー法の方が化学法より高いといわれているが，化学法が３日で試験できるのに対して，モルタルバー法は６～12ケ月又はそれ以上の期間を必要とする。そこで簡単な化学法で潜在性のアルカリ反応試験を行い潜在反応性ありと出たものだけについてモルタルバー法で確めるとよい。

化学法やモルタルバー法で潜在アルカリ反応性が認められた場合には，アルカリ含有率が 0.6％以下の低アルカリセメントを使用するのが良いとされている。[4] セメントの一部をポゾランで置き変えた高炉セメント，フライアシュセメント等はアルカリ度が低く，アルカリ骨材反応に対しては好ましいセメントである。

(b) 玻　璃

玻璃はオパール等の非晶質シリカと同様，アルカリ溶液と反応して玻璃粒子が膨張するのでコンクリートのひびわれや崩壊の原因となると言われている。[4] 黒曜石，真珠岩，軽石等が玻璃からなる岩石の代表的なものであるが安山岩や硫紋岩の中にも多く存在する。したがって玻璃粒子を含む骨材は現実には非常に多く使われていることになるが，そのために事故を生じたという例は我が国では報告がないし含有量の限界等についてもほとんどわかっていない。

反応機構がシリカによるアルカリ骨材試験と同様であるので玻璃を含む岩石の有害性も，アルカリ骨材反応試験（ＡＳＴＭ　Ｃ－289，Ｃ－227）でチェックが行える。

なお，玻璃の検出はＸ線回折では行えず，偏光顕微鏡観察以外にない。

(c) 沸　石

沸石はアルカリ金属又はアルカリ土金属を有する含水アルミノ珪酸塩の一群の総称であり，30種類以上もの種類がある[5]が，その中でコンクリートに害を与えると言われているものは主として濁沸石（ローモンタイト）である。[4]

ローモンタイトは板状の結晶体であるが乾燥すると結晶水を1／8失なってレオンハルダイトになり体積が1.5％収縮すると共に粉末状になる。すなわち乾湿に伴って体積変化をする。さらにセメント中のカルシウムとの反応も行う。これらの理由のためにローモンタイトを含む骨材を用いたコンクリートは次第に劣化してゆく。[4]

ローモンタイトは火成岩のわれ目や空げき部，砂岩や凝灰岩の膠結物の中などに存在する。

ローモンタイトの存在および大略の含有率等はX線回折で調査できるが，含有限界は研究事例や劣化の生じた事例がまだ少ないので明らかになっていない。恐らくローモンタイトの存在の状態，膠結物であるか細脈状であるかによっても違いが出てくるものと思われるが，膠結物で存在する場合には数パーセントの含有でも劣化を生じる恐れがある。

ローモンタイト含有骨材の安全性の確認は現在のところその骨材を用いて作ったコンクリートの曝露試験の結果あるいは同じ骨材の使用事例を調査する以外にはない。

したがってローモンタイト含有骨材についてはこのような調査結果が得られるまでは耐久性の要求されるコンクリートに用いるのを避けた方がよいと思われる。

(d) 硫化鉄

黄鉄鉱，硫化鉄鉱などの硫化鉱物は骨材中に含まれる水及び酸素の存在下でコンクリート中の水酸化カルシウム，アルミン酸カルシウム等と反応して中性化を促進させると共に硫酸カルシウム，セメントバチルスを生じてコンクリートを膨張させるので有害である。[4] 我が国でも黄鉄鉱を含む骨材を使用したためトンネルのコンクリートライニングが崩壊した例がある。

含有の有無及びおよその量はX線回折等で求まるが，安全性は曝露試験によって確かめるのがよい。

(e) ドロマイト質石灰岩

ドロマイト質石灰岩がセメント中のアルカリと反応してアルカリ骨材反応と同様な体積膨張を生じたという例が米国及びカナダであり，アルカリ炭酸塩反応と呼ばれている。[4] 安全性の確認はアルカリ骨材試験と同様である。

我が国のドロマイト質石灰岩の試験例では問題となるような反応は生じていない。[2][6]

表－1　骨材の品質規格

項目		粗骨材		細骨材	
		ＪＩＳ砕石	標準示方書	ＪＩＳ砕砂	標準示方書
比重	(%)	2.5以上	ダム2.6以上	2.5以上	(同左) －
吸水率	(%)	3.0以下	(同左) －	3.5以下	(同左) －
粒径判定実積率（砕石）	(%)	５５以上	(同左)	５３以上	(同左) －
粘土塊量	(%)	－	0.２５以下	－	1.0以下
洗い試験で失われる量	(%)	1.0以下	－	7以下	5(7)以下
〃（表面がすりへり作用をうける場合）	(%)	〃	1.0	〃	3(5)以下
有機不純物		－	－	－	標準色以下
塩分	(%)	－	－	－	0.1以下
比重1.95の液に浮く量	(%)	－	1.0以下	－	1.0以下
〃（外観の重要な時）	(%)	－	0.5以下	－	0.5以下
軟かい石片（表面硬さの必要な時）	(%)	－	5.0以下	－	－
安定性損失重量	(%)	１２以下	１２以下	１０以下	１０以下
すりへり減量	(%)	４０以下	４０以下 舗装35以下	－	－

（ ）は砕石，砕砂の場合に適用する。
－　は規定なし。

参考文献

1）伊東茂富：コンクリート用骨材，日本セメント技術協会，1963.

2）土木研究所コンクリート研究室：骨材の化学的安定性に関する試験，土木研究所資料第1536号，1979.

3）岡本隆一：骨材の岩石学，コンクリート工学，Vol. 16，№9，1978.

4）W. C. Hansen：Chmical Reactions. ASTM STP №169-A

5）片山信夫他：新版　地学辞典　第２巻，古今書院

6）西　晴哉他：ドロマイト質石灰岩のアルカリ－炭酸塩反応，セメント技術年報

（化学研究室
コンクリート研究室）

共－２１ コンクリートのひび割れ対策 (56)

（質　問）

このところ，土木構造物は，大型化の傾向にあり，コンクリートの施工計画及びこれに関する設計施工上の留意事項等については，十分検討し施工されなければならないが，反面，現場技術者の実務経験の不足等の問題もあって，事前検討が十分されず，施工に移されるケースが多くなっている。

従って，大型鉄筋コンクリート構造及びマスコンクリートの，ひび割れ対策等の処置は施工段階で検討し，それぞれの対策を構じている場合が多いのではないかと思われます。

このような過程によって現場では最善の努力をして施工をしたはずのコンクリート構造物においてもひびわれが発生することがあり，この処置としても，施工後これを取りこわして造り替えることが出来るようなケースはほとんどなくこの対策処理で苦慮することがあります。通常の養生方法によって発生する，このようなひび割れに対し，コンクリート構造物に与える影響を①ひび割れの評価によって判定する方法と②ひび割れの補修方法と③その効果の判定方法について御教示願いたい。

（河川部河川工事課
徳島工事事務所）

（回　答）

1. ひびわれを発見した場合の処置

コンクリート構造物が大型化され，かつコンクリート打設工事が高能率になって急速化されるようになってきた為であろうか，コンクリート構造物の施工中，或いは完成直後にひびわれが発生する事例が多くなってきているようである。それらの多くはコンクリートの水和熱による温度上昇に起因する温度ひびわれであり，質問もこのような温度ひびわれに関する対処の方法を求めているものと思われる。しかしながらコンクリートのひびわれは表－１に示されるように非常に多くの原因によって発生するものであり，その原因が設計ミスや材料の欠かん等によるものであれば，たとえひびわれ発見時のひびわれの規模は小さくとも，構造物の安全性確保を考えて補修，補強をなさなければならなくなり，単なるひびわれの補修だけでは済まされなくなる。したがってひびわれを発見した場合にまず必要な事は原因を正しく把握することである。

ひびわれの原因の解明には，ひびわれの発生位置，形状，大きさ，発生時期，施工方法等に関する情報や，設計図書が必要になる。また，場合によってはコンクリート強度のチェックということも必要になる。これらの情報をもとにひびわれ原因をどのように推定するかについては構造物毎に異なり，具体的には説明しにくいので文献１），２）等を参照されたいが一般的に言えば柱や梁の主鉄筋直角方向のひびわれや斜めひびわれ，擁壁やカルバート類の長手方向のひびわれは構造的な原因によるものが多い。ひびわれは鉄筋の引張り応力が許容応力度以内であっても発生するのでひびわれがでても微小であれば問題はないが，完成直後に常時0.2㎜以上も開

いている場合には特に注意して検討しておく必要があろう。

柱と梁に囲まれた壁に生じるひびわれや，擁壁，カルバート類に生じる鉛直方向のひびわれは，温度ひびわれによることが多くかなり大きなひびわれであっても，構造的には問題がないことが多い。

コンクリートに生じるポップアウトや，網目状の極端に大きな乾燥収縮ひびわれ等については，コンクリートに欠陥がないかどうか調べる必要があろう。

2. ひびわれの影響と補修の可否の判定

ひびわれ発生原因の調査の結果，その原因が過大な荷重や設計ミスのような構造物の安全性に影響を及ぼすようなものであれば，ひびわれの大小に関係なく，構造物の補強を兼ねた補修の検討を行わなければならない。

ひびわれの発生原因が温度応力，乾燥収縮，コールドジョイント等で，構造物の強度上の問題がない場合には

(1) ひびわれ部の鉄筋の耐久性

(2) 防水性

(3) 構造物の見ばえ

を考慮して補修の可否を決めればよい。

(1)については文献類[2]によれば極く苛酷な環境条件における場合を除いて鉄筋位置でひびわれ幅が0.2㎜以下であれば補修の必要はないとされている。

ただしその構造物のおかれた環境，かぶり厚さ，保護層の有無等によってこの大きさは0.4㎜～1.0㎜程度まで緩和することも出来るとされている。

(2)の防水性の観点からみて補修の必要のないひびわれ幅は0.05㎜～0.1㎜以下とされている。

(3)の美観の問題については構造物の置かれている環境で決まる性質のものであるから一般論的には述べにくいが幅0.1㎜のひびわれは，かなり近いて注意して見ないと見えない程度の大きさであること，0.3㎜のひびわれといえばかなり目立ったひびわれになり，一般の人は半数以上の人が許容出来ないと思うという調査例があることなどが参考になろう。[2]

3. 補修方法とその効果

ひびわれの補修方法としては次のような各種のものがある。これらは補修の目的，つまり単なるひびわれの消去を目的とするのか，或いは補強効果までも期待するのか等によって使い分けられる。[1][2][3]

(1) 表面処理工法

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 ポンプ圧送時のセメント量・水量の増量 打込み順序のまちがい 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 型わくのはらみ 漏水（型わくからの，路盤への） 支保工の沈み 型わくの早期除去 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・融解のくり返し 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

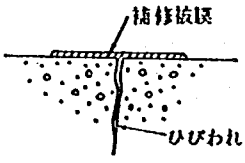
(2) 充てん工法

(3) 注入工法

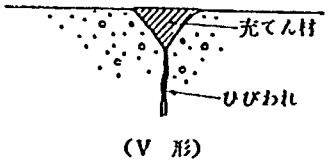
(4) 鋼製アンカー工法

(5) 鋼板接着工法

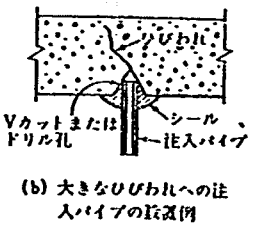
(6) 鉄筋コンクリート打足し工法



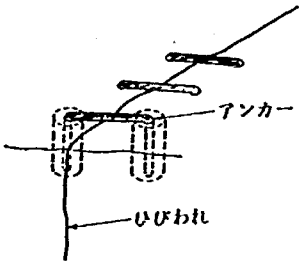
図－1　表面処理工法



図－2　充てん工法



図－3　注入工法



図－4　鋼製アンカー工法

(1)はひびわれに沿ってコンクリートの表面に被膜を設ける方法で，通常は幅が0.2㎜以下の小さなひびわれに対して，ひびわれを見えなくすることを目的として用いられる。被膜材料には各種の樹脂が用いられるほかアスファルト塗布やモルタル吹付けが行なわれることもある。

(2)はひびわれに沿ってコンクリート表面をV字またはU字形にはつり，そこに充てん材を詰めて補修する方法である。充てん材には樹脂モルタル，アスファルト，セメントモルタル等が用いられる。(1)の表面処理工法では摩耗，耐食性などの面で不十分と考えられる場合，ひびわれ幅が小さくて(3)で述べる注入工法が不可能と思われる場合に用いられる。

防水効果，耐久性向上の効果は期待出来るが，強度回復は期待出来ない。

(3)は，ひびわれの表面だけでなく，内部まで注入材料を充てんする工法である。注入材料は一般に低粘性のエポキシ樹脂が用いられている。

注入による補修が可能な最小ひびわれ幅は0.2㎜までで，それより細いひびわれは表面でつま

ってしまい注入できないことが多い。1本の注入パイプで注入できるひびわれの長さに限度があり，10~30cm間隔で注入口を設け端から注入していく，温度に合わせた注入材料の選定や注入方法等に熟練が必要である。この方法も防水，耐久性向上の効果が期待出来るが，構造的な強度回復はほとんど期待出来ない。ただし剛性はかなり回復するものと思われる。

(4)はカスガイ型のアンカーをひびわれを跨ぐように取り付け，ひびわれを縫い合わせ，アンカー部はドリルで穴をあけ樹脂で固める工法である。

この工法はひびわれ部の補強を目的として行なわれる工法ではあるが，ひびわれが発生した時のような大きな引張り力が再たび働けばアンカー部に又ひび割れが入る恐れがあり，本格的な補強効果は期待出来ないと考えた方がよい。

(5)名前の通り厚さ5mm程度の鉄板をコンクリート表面に接着するもので補強を兼ねた補修ができ，床版の補修等で多用されている。

補強用鉄板は後で防錆塗装をしなければならない。

(6)はコンクリート表面をチッピングして鉄筋を配置し，コンクリートを打ち足す方法であり，補強量が非常に多い場合，圧縮部の補強もしなければならない場合に用いられる。地震被害を受けた橋脚，耐力不足の柱等に多くの使用事例がある。補修後のメインテナンスが不要で，屋外の構造物補修には適するが，カルバート等の場合には断面が小さくなることを考えなければならない。

参考文献

1）コンクリート構造物の補修ハンドブック，技報堂出版，1978

2）コンクリートのひびわれ調査・補修指針，日本コンクリート工学協会，1980

3）太田実，飯野忠雄：道路橋の補修・補強，コンクリート工学，Vol. 14，No. 12，1976

（コンクリート研究室）

共－２２　形状不良骨材の使用の是非　(56)

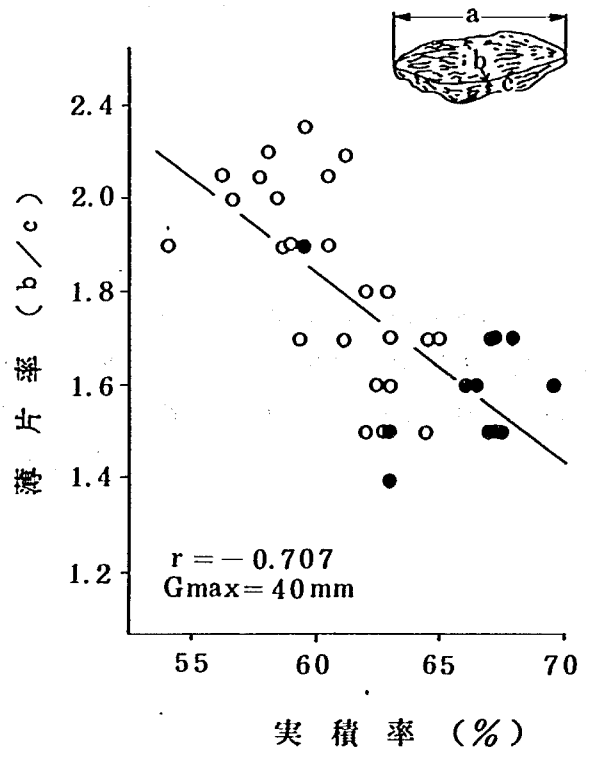
（質　問）

コンクリート用骨材として細長い石片，薄い石片を含む場合，実積率をどの程度以上と考えるのが適当でしょうか。又，最大寸法150㎜　又は200㎜の場合，実積率試験の粒度の標準はどのようにすれば良いか。

（富郷ダム調査事務所）

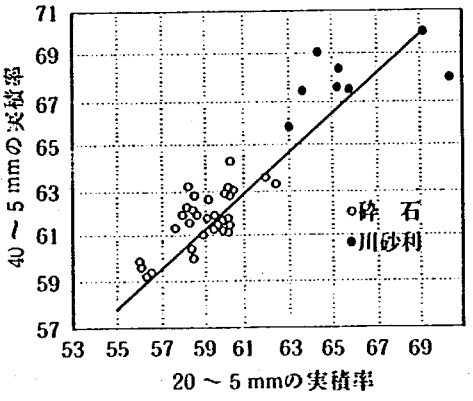
（回　答）

一般に，粗骨材の実積率は細長い石片の量あるいは薄い石片の量，さらにその細長さあるいは薄さの程度によって異なる。建設省で主に最大寸法40㎜ の粗骨材について行った調査[1)]では，一定の粒度の粗骨材の実積率は石片の細長さあるいは薄さの程度と比較的よい相関があり（図－１），骨材の形状不良の程度は実積率の大小をもって表わされることがわかった。したがって，形状不良骨材の評価を実積率で行うとする考え方は妥当なものである。

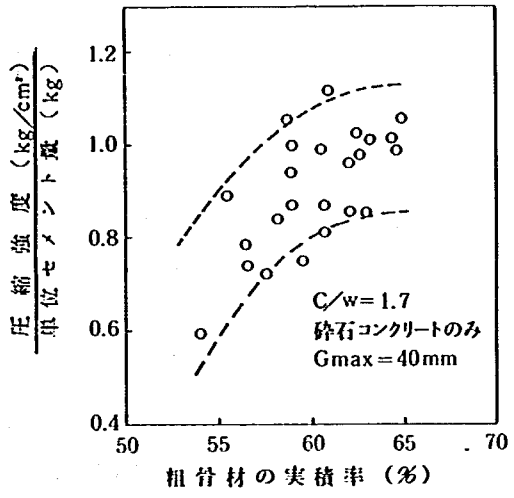


図－１　粗骨材の実積率と薄片率との関係

コンクリート用骨材の実積率の限界値をどの程度にとるかという問題については，JIS A5005に最大寸法20㎜の砕石についての粒形判定実積率55％の規定があり，これに相当する最大寸法40㎜の粗骨材の実積率約58％（図－2）であるという報告[2]もあるので，40㎜までの粗骨材についてはこれらの値が目安となろう。また，形状不良の骨材を用いた場合の問題点として1）の調査例では，(1)骨材形状が悪くなるほど単位水量が増え，同じ強度を得るために多くのセメント量が必要となり，経済上不利になること (2)実積率58％程度を境に，形状の悪い骨材では骨材自体の力学的特性も悪くなり，単位セメント量の増加が著しくなってくること（図－3）などがわかっている。



図－2　40～5㎜と20～5㎜の実積率の関係（粒度は表－1による）



図－3　粗骨材の実積率と単位セメント量当りのコンクリート強度との関係

しかし，上述の形状判定実積率の値を外れる骨材がコンクリート用骨材として必ずしも不適ということではなく，骨材の形状以外の条件，つまり比重，吸水率等の物的品質が満されているならば，形状不良骨材の使用限界は必要な強度を得るのにどの位のセメント量を要するかという経済性に係ってくる。すなわち，形状不良の骨材を用いると単位セメント量が増加するが，それを許容するか，遠方から良質な骨材を運搬してセメント量を減らした方がよいのかの経済的な選択である。したがって，形状不良骨材の使用の是非は，それを用いたコンクリートの試験を行った上で，以上の点を考慮し，総合的に決定するのがよいと思われる。そのような観点に立つと大ダムの工事のように骨材を生産して使う場合には，形状判定実積率の限度はケースバイケースで決まる性質のものであると考えられる。

次に，ダム用コンクリート骨材のように150㎜ないし200㎜といった大きな粒径のものについて，実積率によって骨材の形状を判定する場合の試験粒度をどうすればよいかという質問であるが，

現在のところそのような大きな寸法の骨材についての試験粒度の規定はなく，また，形状判定のための規格値もない。したがって，形状の良否についてはフルサイズの骨材の実積率ではなく，40㎜以下にふるい分けたものについて表－1の粒度で評価することを勧めたい。

表－1　実積率試験における粒度

(%)

粗骨材の最大寸法 ＼ 粒径	40～30㎜	30～20㎜	20～10㎜	10～5㎜
40 ㎜	25	25	30	20
20 ㎜ (JIS A 5005)			60	40

参考文献

1）小林，河田：形状不良の骨材を用いたコンクリートの特性に関する調査，第35回 建設省技術研究会，昭56年11月に投稿中。

2）建設省土木研究所：河川砂利以外の骨材を使用した場合のコンクリートの研究，第21回 建設省技術研究会，昭和42年11月。

（コンクリート研究室）

共－23　生コンクリートJIS強度に対する現場強度の低減量の取扱い　(57)

（質　問）

生コンクリートは，JISでは荷卸し地点までの強度が呼び強度として保障されております。

しかし，現場の構造物は設計基準強度で設計するもので，生コンクリートの荷卸し地点が，施工現場と距離的に離れている場合，強度が低減することが考えられこれを補正することが必要であり，このためには，低減量がどの程度か予め推定することが重要であります。

この点について，教示願いたい。

（新潟県土木部）

（回　答）

レディーミックストコンクリート（以下では「レミコン」と呼ぶ。）を荷卸し地点から施工現場まで運搬する場合には，バケット，コンクリートポンプ，あるいはシュート等が用いられるが，いずれの方法をとったとしても運搬に要する時間もわずかなものであるから，この間に材料分離などが多少生じることはあっても，コンクリートの強度が大きく低下するような品質変化を生ずることはまず考えられない。

この質問はレミコンを購入する際に，設計基準強度よりも強度の大きいコンクリートを呼び強度に指定することがあること，およびコンクリート構造物からコアーを抜き取って試験をした場合に，荷卸し地点で採取した品質管理用の供試体強度に比べて低い強度が出ることが多いことなどから類推して，荷卸し地点から打込み地点までの運搬中に強度の低下があると考えられたものと思われる。そこで，ここではレミコン購入の際に，設計基準強度よりも大きい強度を呼び強度に指定なければならない場合とその理由，および，構造物から切り取ったコアー強度が品質検査用コンクリート供試体の強度と異なる理由について述べることとする。

レミコンの呼び強度に設計基準強度よりも大きい強度を指定する場合は次の2つの場合である。

1）コンクリートに必要な耐久性や水密性をもたせるために水セメント比を一定の値以下にする必要があるが，その水セメント比の規定に従うと設計基準強度よりも強度の大きいコンクリートが必要になる場合。

2）施工現場の温度が著しく低いため，設計基準強度のコンクリートを用いたのでは脱型時あるいは供用開始時にコンクリートが必要強度に達していない恐れがある場合。

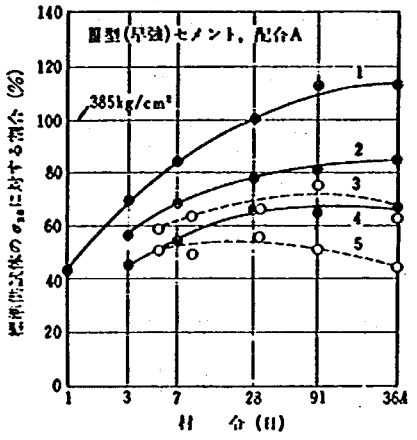
土木用コンクリートで設計基準強度よりも大きい強度を呼び強度に指定する場合は，1)の理由によることが大部分であるが，この場合に呼び強度を決めるにはレミコン工場その他で試験によって得られた水セメント比と強度の関係を示す資料に基づいて必要な強度を定めるのがよい。

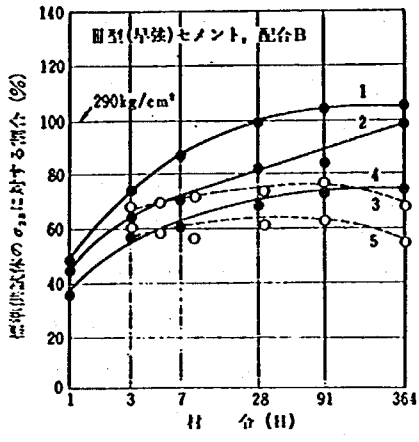
2)の気温による呼び強度の修正は建築用コンクリートの場合はしばしば行なわれるようであるが，土木用コンクリートでは寒中施工を行なう場合等で，供用開始までに構造物中のコンクリートが必要な強度に達していない恐れがある等の特別な理由がない限り，ほとんど行なわれていないので注意を要する。

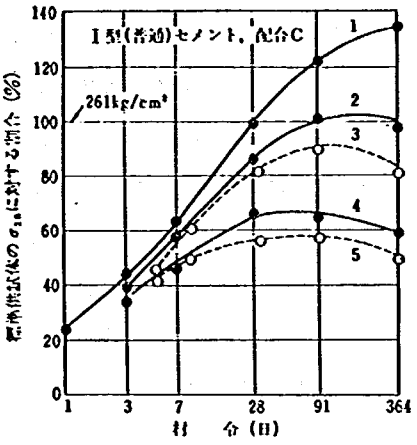
次に構造物から抜き取ったコアーの強度が，荷卸し地点で採取した管理用供試体の強度よりも低くなることがある理由を述べる。

レミコンの品質管理用供試体は脱型後28日間20℃の水中で養生されるが，これはコンクリートにとって理想的な条件に近い条件で養生されることになる。一方，構造物に打込まれたコンクリートの養生条件は水中養生をされた場合ほど水分の補給が完全ではなく，また，コアーとして構造物から切り取られるとき，切り取り面では骨材も切り出されてしまうので，供試体のコンクリートの強度に比べて小さい強度となってしまうことが多い。したがって打込みを終えた構造物は出来るだけ十分な養生を行なうことが大切ではあるが，水中養生のような理想的なことは行なえないのでそれから抜き取ったコアーの強度が管理用供試体の強度よりも小さいことがあってもやむを得ないことである。実験データーによれば図－1に示すようにコア強度は養生条件によっては供試体強度の70％程度に低下することすらある。[1),2)] したがって外国にはコアーの強度は

(1) 養生条件等とコアー強度の関係







コンクリートの配合

配合	C (kg/m³)	W (kg/m³)	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位重量 (kg/m³)
A	253	173	68.4	4.6	2.4	2380
B	245	188	76.6	12.2	5.3	2288
C	283	197	69.5	17.3	7.2	2256

(注) 1) 使用骨材は，石灰石の砕石・砕砂
2) 図中の曲線に付した番号は，下記を表わす：
1. 標準供試体(φ15×30cm)
2. 十分な養生を行ったスラブのコアー，乾燥状態
3. 〃　〃　，湿潤状態(48hr浸水)
4. 不十分な養生を行ったスラブのコアー，乾燥状態
5. 〃　〃　，湿潤状態(48hr浸水)

図－1　養生条件とコアー強度の測定例[1), 2)]

供試体強度の85％以上であればよいとしているものもある。

なお，構造物中のコンクリートが，設計基準強度よりも小さくても問題がないかどうかということになるが，現在，コンクリートの圧縮強度については設計上の安全率を鉄筋コンクリートでは3（地震時は2）をとっているので，コアー強度が仮に設計基準強度の70～80％しかなかったとしても特に問題はないと考えられる。

参考文献

1) Delmar L.Bloem：Concrete Strength in Structures，ACI Journal 1968. 5

2) 太田実：コアー強度と標準供試体強度との関係についての既往の資料　コンクリートライブラリー　第38号　土木学会

（コンクリート研究室）

共－２４ 構造物に使用する鋼材の腐食対策 (56)

（質　問）

矢板護岸等永久構造物に矢板，タイロッド材等を使用する場合にはどの程度まで鋼材の防食対策をしなければならないか。

（徳島工事事務所）

（回　答）

鋼矢板や鋼管矢板などの鋼材は，それらの置かれた環境によって腐食傾向が全く異なる。そこで腐食の観点から河川を河口部や潮上がりする下流部の海水域と，さらに上流側の淡水域とに分けて考える。

(1) 海　水　域

鋼矢板の腐食に関しては，運輸省港湾技術研究所が全国の港湾において調査し，次の結果を得ている。

H・W・L上	0.01～0.03㎜／年
H・W・L	0.10～0.12㎜／年
H・W・L～海底泥面	0.02～0.05㎜／年

（注）　腐食速度は鋼矢板の両面の値である。ただし，カタログ厚さを基準として腐食速度を求めている点に注意が必要である。

一方，東京湾での鋼管杭の腐食防食試験（建設省土木研究所，関東地方建設局が実施）では，片面の飛沫帯より上で0.02～0.03㎜／年，飛沫帯で0.3～0.5㎜／年，海水中で0.05～0.3㎜／年，海底土中で0.05～0.10㎜／年の腐食が観測されている。

対策のひとつとして腐食減厚分を腐食しろとして見込む方法があり，海水中及び海底土中を対象にして用いられることが多い。（腐食しろ＝腐食速度×供用年数）腐食しろの基準例を下に紹介する。

	両面についての腐食速度の標準値（近く改訂される見込みである）（単位　㎜／年）		
港湾構造物設計基準（日本港湾協会）	海中	H・W・L以上	0.3
		H・W・Lと海底間	0.2
		海底泥層中	0.05
	海底土中	残留水位以上	0.05
		残留水位以下	0.03

さらに，他の防食法を併用して腐食しろを少なめにする方法もある。すなわち，海水中部分については，腐食しろを2㎜とし，アルミ合金陽極を用いた流電陽極方式の電気防食法を用いることが広く行われており，信頼性の高い方法として推奨されている。

アルミ合金陽極の鋼矢板等への取付けは，主として水中溶接により行われるが，この場合，各矢板等の電気的な接続を十分に行わなければならない。（タイロッドも同様である）

流電陽極方式による電気防食の原理は，海水中におけるアルミ合金陽極の電位が鋼より著しく卑（マイナス側）で，両者を電気的に接続してやれば，鋼の代りにアルミ合金が溶出して鋼の溶出即ち腐食を防止できることにある。

アルミ合金陽極は通常10年から20年の耐用年数で設計されることが多いが，陽極の補充により容易に耐用年数を延長できる。

電気防食の設計は，防食電位を－770 mV（飽和甘汞電極基準）より卑とし，防食電流密度を海中部100 mA／㎡，海底土中部20mA／㎡とするのが標準的であるが，海水の水質や潮流の速さ等により変わり，東京湾では，海水中：初期140 mA／㎡，平均70 mA／㎡，海底土中：初期25 mA／㎡，平均12.5 mA／㎡，矢板等の背面土中：初期12.5 mA／㎡，平均6.3 mA／㎡が適当であるとの調査結果を得ている。なお，電気防食法の防食率は90%以上期待できる。

飛沫帯では腐食速度，孔食傾向ともに大きいので，特に長期耐久性を要する場合には，頂部より平均潮位まで鉄筋で補強したコンクリートでラッピングし，海水中部，海底土中部及び背面土中部に対しては上記の電気防食を行うことが適当と考えられる。この場合用いるコンクリートの品質は，富配合で水セメント比の小さい良質のものとし，コンクリートのかぶりの厚さを鉄筋より7㎝以上確保するようにしたい。

コンクリートラッピング以外に厚膜塗装や有機質ライニングを用いる方法もあるが，鋼管矢板の場合は，打込み時の防食被覆の損傷が殆んど継手部に限定されるため，水中硬化型塗料やペトロラタム防食テープ等による現地補修が可能であり実験も行われているが，矢板の場合は損傷面積が大きくため適用困難である。防食被覆の中には鋼矢板や鋼管矢板に適用できないものもあるが，鋼管杭の飛沫帯及び干満帯に適用する防食技術に関する研究を建設省土木研究所と鋼管杭協会が協同で実施した結果，表－1に示したような各防食被覆の長所，短所が明らかにされている。

表 － 1

防食系	代表的な仕様例			長所	短所
	防食材料	被膜厚さ㎜	施工法		
塗装	厚膜型無機ジンクリッチペイント＋タールエポキシ	0.70	塗装	1. 施工が容易で，補修しやすい 2. 美装効果が大きい（エポキシ） 3. 防食効果の割に経済的である 4. 実績が多い	1. 長期の防食は期待できない 2. 衝撃に弱い（クロスの併用により改善される）
	厚膜型無機ジンクリッチペイント＋エポキシ	0.45			
	厚膜型有機ジンクリッチペインタ＋タールエポキシ	0.70			
	厚膜型有機ジンクリッチペイント＋エポキシ	0.45			
有機質ライニング	エポキシ系レジンモルタル	5	塗装	1. 耐久性，耐衝撃性に富む 2. 施工が比較的容易である	施工管理に注意を要する
	ポリエチレン	5	押し出し	工業的に大量生産可能で，安価である	1. 管以外への適用はむずかしい 2. 黒色に限定される
無機質ライニング	セメントモルタル	100	型枠	使用実績が多い	1. 現地施工以外はむずかしい 2. 衝撃に弱い
	鋼製型枠＋セメントモルタル	型枠 10 セメントモルタル200	型枠（二重管）	特に耐久性がすぐれている	1. 現地施工に限られる 2. 高価である
金属溶射	アルミニウム溶射＋封孔処理	0.15	溶射	防食効果の割に経済的である	1. 施工管理に注意を要する 2. 干満帯での使用には注意を要する
低合金系耐海水鋼及び犠牲鉄板	低合金系耐海水鋼	－	構造材として使用	1. 耐用年数に応じた設計が可能である 2. 衝撃に強い	適用が限定される
	犠牲鉄板	12	巻きつけ		
耐食性金属材料	チタン	0.5	クラッド	耐食性が特にすぐれている	1. 高価である 2. 適用が限定される 3. 異種金属接触腐食に注意を要する
	モネル	2	巻きつけ		
	ステンレス（耐海水性）	4			

(2) 淡 水 域

工場排水等腐食性物質が流入しない通常の河川では，鋼の腐食は小さいので，下記に従い，板厚に腐食しろを加えて設計するのが適当と考えられる。

河川砂防技術（案）	腐食しろを2㎜とする
道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計編（日本道路協会）	海水，工場排水などの影響を受けない場合，腐食調査を行わず防食処理も施さないとき，常時水中及よび土中にある部分（地下水中部分も含む）に対して2㎜の減厚を考える。

（化学研究室）

共－25　瀬田川浚渫における岩掘削に伴う騒音・振動　(55)

（質　問）

瀬田川浚渫に伴う岩掘削を大型ブレーカーを台船にのせて，砕岩する計画ですが，水中での騒音，振動は陸上のものと比較してどうなるか，御教示願いたい。

（琵琶湖工事事務所）

（回　答）

建設工事騒音及び振動の予測については，まだ不明確な点が多く今後の調査研究に期待する面が多い。

本質問は，次の項目に分けられる。

1) 水中での機械音の発生と伝搬
2) 水面からの音の放射
3) 地盤振動の伝搬
4) 岩盤上の土かぶりの影響

以下，各項目ごとに概括的説明を行う。

1. 騒音の問題

1.1　水中での機械音の発生と伝搬

水中での機械騒音の発生状況については実測例はなく，また水中での音の伝搬は空中の場合と同じである。

1.2　水中音の空気中への放射

音（弾性波）が性質の異る媒質の境界面に達すると，反射及び屈折透過する。反射，屈折のメカニズムは全ての波動に等しく音の反射，屈折の概念も光の場合と同じである。

今，入射波の振動を1とすると屈折透過波の振幅（β）は，

$$\beta = \frac{2}{1+Z_2/Z_1} \quad \cdots\cdots(1)$$

で示される。ここでZは媒質の音響インピーダンス（Z_1；水の音響インピーダンス，Z_2；空気の音響インピーダンス）を示し，密度（ρ）とその媒質中での波の速度（C）の積で表される。水の音響インピーダンスは空気の約3,300倍だから，(1)式のZ_2/Z_1は0とみなしてよく，透過波の振幅は水中での振幅の2倍となる。同一周波数であれば振幅速度も2倍となり，空気中へ放出されるエネルギーEは，

$$E = 4 \cdot E_0 \frac{Z_2}{Z_1} \quad \cdots\cdots (2)$$

E_0；水中での音響エネルギー

で示される。すなわち，機械の水中音エネルギーが空気中と同じとすれば，水中で発生した音が空気中へ放射される場合，エネルギーは約1／800となり，約30dB低くなるものと考えられる。

また，水中音が空気中へ放射される時の透過波の屈折角は，

$$\frac{\sin\theta_1}{C_1} = \frac{\sin\theta_2}{C_2} \quad \cdots\cdots (3)$$

で示され，水中と空気中での音波の速度比は$C_2/C_1 = 0.237$であるから，透過波は図に示すとおり垂直方向寄りになり，水中からの音は直接民家に伝搬しないものと考えられる。

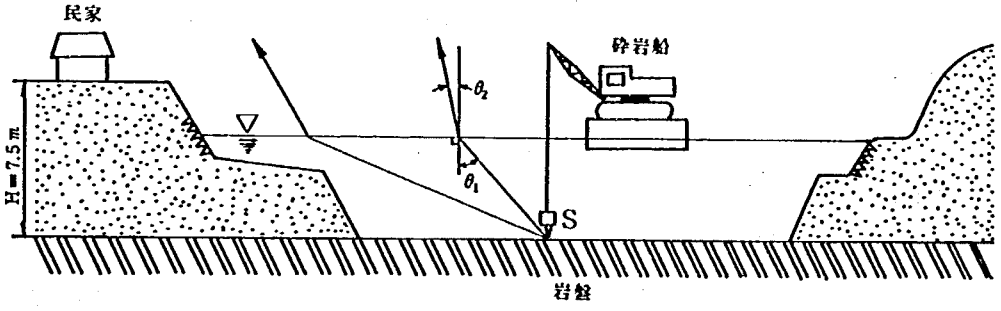


図　現場の概略図

1.3　水上機械の騒音

水面は空気音に対して完全反射体と考えることができるので，水面上で発生した音は，

$$SL = PWL - 20\log R - 8 \quad \cdots\cdots (4)$$

ここで　SL：受音点の騒音レベル　（dB）

PWL：機械の発生する騒音パワーレベル（dB）

R　：機械から受音点までの距離　（m）

で示される距離減衰の式で予測することができる。

以上より，水中音は騒音問題の対象とならず，水面上の削岩船の騒音に対してのみ配慮すれば十分と考えられる。

2　振動の問題

2.1　水底での振動の発生と伝搬

水は剪断抵抗が非常に小さいので，水中での横波はないと考えて良い。このような条件では水底の岩盤に発生した振動の伝搬は水があってもなくても同じであり，振源が岩盤の表面にあることを考えると，水底岩盤の掘削に伴う振動はレーリー波のみに着目すれば良いと考えられる。

したがって，機械のもつ起振力が水中でも空気中と同じと考えれば，振動の発生，伝搬の様子は水が存在しない場合と同じと考えて良い。

2.2　土かぶりの影響

土かぶりの影響については，発破による地盤振動の予測の面で古くから研究されているが，現状ではまだ予測の難かしい問題となっている。畑中氏らが既存の資料を解析して提案した増幅率(r)を参考までに示す。

$$\left\{\begin{array}{ll} \text{表層が波長に較べて薄い場合} & r \leqq 2.5 \\ \text{表層が波長に較べて厚い場合} & r \leqq 7.0 \\ \text{表層が軟弱な沖積層の場合} & r \geqq 10.0 \end{array}\right\}$$

ここで，レーリー波が土かぶりの境界域に達してもその速度が変化しないと考えると，今岩盤のレーリー波の速度が約800m／s，周波数が10 Hz であれば，波長は80mとなり，これは土かぶりの厚さよりはるかに長く，したがって土かぶりによる振動の増幅は，少ないであろうと想像される。

参考文献

土木研究所資料第1523号

（機械研究室）

共－２６　無振動鉄筋コンクリート取り壊し工法　（56）

（質　問）

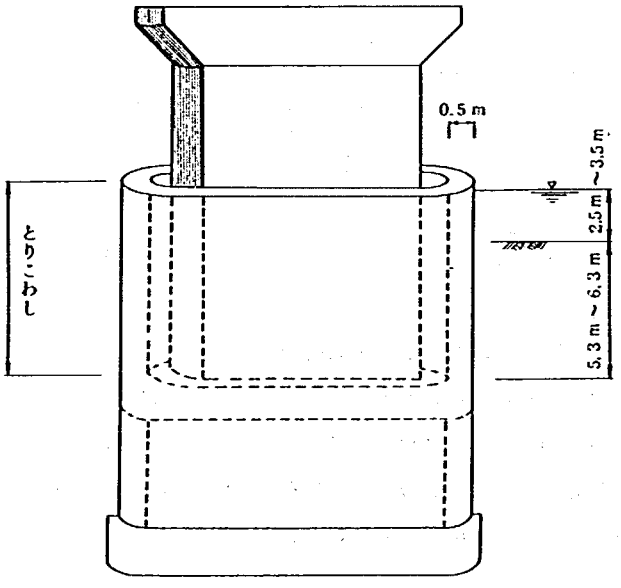
井筒止水壁（図参照）は，河床より相当の深さまで取り壊さなければならず，附近に人家，公共施設等がある場合，発破等による場合の地盤振動が問題である。

無振動（低振動）による鉄筋コンクリート取り壊し工法がないものか御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回　答）

発破を使用しないコンクリート構造物の解体工法には機械的衝撃力，油圧静圧力や切削力を利用した機械施工法，ガスや物質の膨脹圧力による施工法のほか火炎工法，電気工法，噴射工法などがある。[1)] しかしながら，これらの施工法のなかには開発途上あるいは安全性や経済性において問題を残している施工法もあり，今回質問の取壊し工事が低振動工法であるなどの施工条件を勘案して適用できそうな施工法を選ぶと，表－１に示したような施工法が考えられる。



表—1　低振動コンクリート構造物取壊し工法

分類	工法名	機械名等の例	振動	レベル (dB/10m)	鉄筋処理	2次破砕	備考
機械的衝撃による工法	ブレーカ工法	水中ブレーカ（空圧式，油圧式）	小	55～73	要	不要	
油圧力による工法	ストローク式圧砕工法	COW，コンデストラーなど	極小	44～52	一部要	一部要	
	はさみ式圧砕工法	ニブラ，ペンチャ，TSクラッシャ，MSドラゴン，ロッククラッシャなど	極小		機械によって要	不要	
	割裂式破砕工法	ダルダなど	極小	33～48※)	要	要	せん孔機による孔明け必要
膨脹圧力による工法	爆発ガス膨脹	CCR,SLBなど	中	68～93※)	要	要	せん孔機による孔明け必要
	物質膨脹	ブライスター，Sマイトなど	極小	暗振動※)	要	要	せん孔機による孔明け必要

※）せん孔時の振動レベルは，ブレーカのレベルと同様と考えられる

これらの施工法のなかで，機械的衝撃力や油圧力による機械施工法のものは，一部の破砕機をクレーンで吊下げて使用するもの（コンデストラーなど）のほかは油圧ショベルのアタチメントとし使用されるものが多いため，ベースマシンのブーム，アームの長さによっては底部の部分が施工不能になることに注意が必要である。このほかこれらの破砕機のなかには水中施工を設計条件に入れていないものもあり，また鉄筋処理が必要なものもあるので，個々の機械についての検討が必要である。

一方，割裂式工法や膨脹圧工法のものでは，上に述べた問題点はないが，破砕機の挿入や破砕材の充填のために予めせん孔機によるせん孔作業が必要である。さらにこれらの施工法では，コンクリートの2次破砕，鉄筋処理が必要となる。

以上のように各施工法によって長短所があるので，工事への採用にあたっては，個別の施工法に関して詳細な検討が必要で，場合によっては破砕深に対して施工法を組合せて施工する方が有利な

場合もある。

参考文献

1）建設省建築研究所　建設工事環境改善技術の開発（建築物の破壊解体工法と機械の開発）昭和55年3月

2）笠井芳夫編　コンクリート構造物の解体工法　日刊工業新聞社

（コンクリート研究室，機械研究室）

共－２７　無振動無騒音による岩掘削方法の選定　(56)

（質　問）

吊橋の橋台等の様に滑動により決定される構造物の基礎は岩着しても構造を小さくすることが出来ず所定の深さまで掘削す必要があるが，人家連たん部で掘削方法を火薬，ブレーカー等を使用して掘削出来ない場合における無振動無騒音（薬液注入工法等）による岩の掘削方法があれば御教示願いたい。尚，構造を小さくしてアンカー工等で対応した事例，方法があれば合せてお願いしたい。

（河川部河川工事課）

（回　答）

1. 工法の種類

まず，岩の低振動・低騒音破砕工法を列挙すると次のとおりである。

(1) リッパー工法

(2) 大口径掘削工法（ローラビット，切削型ビット）

(3) 油圧クサビ型破砕機によるもの

(4) 緩衝破砕剤による方法

(5) 重錘落下方式によるもの

(6) 高圧ジェット水によるもののほか物理化学的に破砕するもの

以上の工法は，掘削深度，岩盤の強度，亀裂の状況などの施工条件によって選定されるべきであることはいうまでもない。したがって，以下には上記工法の一般的な特徴と適合条件について述べる。

2. 工法の特徴

(1) リッパー工法

衆知のようにクローラ型トラクタの後部に岩掘削用のリッパーを取付けて岩を掘削するものであるが，対象は比較的亀裂の多い軟岩までであること。作業面積に制約があることのため，

比較的浅い大型の橋台基礎の掘削以外には適用できない。

(2) 大口径掘削工法

これにはロックビットと呼ばれるローラーカッタを有する掘削機を用いる，いわゆる大口径掘削機によるものと，強力なアースオーガを用いる方式とに大別することができる。前者は全断面のトンネル掘進機をたて型にした型式のもので，我が国では本州四国連絡橋の大鳴門橋基礎工に用いられた掘削径4.4mのものが最も大型である。この場合の掘削対象岩は軟岩から硬岩まで，ほとんどどんな岩にも適用できるところに特徴がある。しかしこの工法では一般に泥水を使用し，かつ大がかりな機械設備を必要とするため工事規模が十分大きくなければ不経済になる。一方，後者のアースオーガ型式のものは，切削刃先を有するケーシングと内部を掘削するオーガをそれぞれ逆方向に回転させてお互の掘削反力をキャンセルする形式の掘削機で直径1.5mぐらいまで掘削ができる。もちろん切削力と刃先の耐久性を無視すれば硬岩の掘削も可能であるが，一般的には軟岩までを対象と考えた方がよい。また，本機による工法では玉石層や転石層を比較的低い振動や騒音で掘削ができるところに特徴がある。この場合の刃先には切削型のものを用いるが，前者の全断面掘削型の大口径掘削機にも切削型を用いることができることは当然である。しかし，この場合の対象は軟岩（一軸圧縮強度が約300kgf／cm² 程度以下）までとなる。

(3) 油圧クサビ型破砕機

この工法は，さく岩機により穿孔した孔の中に油圧クサビを有するロッドを挿入し，油圧によってクサビを押出すことによってロッド径が拡がり，その拡大力によって岩石を破壊する機構のものである。この場合，一枚岩のように拘束された条件では破壊できないこともあるが，亀裂のある岩盤や転石には有効である。その一方，油圧クサビによる小径の孔の中で拡大径による原理構成上，軟岩のように孔の壁面が破壊しやすい岩に対しては効果がない。この工法は深礎工法のようなドライの人力掘削用に適している。なお，本機の商品名としては「ダルダ」がある。

(4) 緩性破砕剤による工法

はじめ直径5～10cmの穿孔を行い，その孔の中に生石灰を主成分とした膨張性固化材を充填し，その固化膨張圧によって岩を破壊しようとするものである。この場合，対象岩によって孔間隔あるいは孔の配置形状を決める必要がある。しかしながら，この工法は膨張するまでに長時間を要することや，破砕剤の価格が高いことから，大量の岩を掘削するような工事には不向きである。市販の破砕剤には「ブライスター」がある。

(5) 重錘落下方式によるもの

振動軽減効果はあまり期待できないが，基礎工事用に開発された重錘式掘削機がこれである。本機は重錘落下による破砕と，ガイド管を利用した掘削ずりの泥水排出方式によるものでケーシング掘りができるため玉石層や転石層にも適用できる。掘削口径は0.6～2mで，水中施工

ができる。

(6) 高圧ジェットのほか物理的・化学的掘削及び破砕工法

高圧ジェット水による岩の切削能力は実験室における試験ではあるが一軸圧縮強度が3,000 kgf/cm² 以上のものまで実績がある。この場合のジェット水の圧力は3,000～5,000 kgf/cm² に及んでいる。この方式は他の機械的な掘削と組合わせて使用することが提案されているが，まだ実用になっていない。

・そのほか爆破用の削孔用ではあるが火炎ジェットによる方式がソ連では実用化され，また，我が国では実験が行なわれている。しかしこれも実用的になっていない。これらのほかに岩石の破砕方法として，超音波によるもの，高周波によるもの，電磁波によるものなどの各種の原理が提案されているが，まだ実験室の段階であって実用の域には達していない。

3. ロックアンカーを併用する方法ほか

岩盤にＰＣアンカーを施工した例に，長崎県の福島大橋の例がある。ここでは1.5ｍ径の大型鋼管柱を強固な岩盤の中に30～70cm打込んだあと横抵抗をとらせるため杭下端を岩盤にアンカーしたものである。また，ロックアンカーではないが，本州四国連絡橋の第三建設局ではケーブルのアンカー基礎に斜坑を掘削し，その中に充填したコンクリート量及び岩盤の掘削量を最小にした設計例がある。いずれにしても，深い根入れの構造の基礎形式でなくても十分横抵抗に耐え得る工法及び基礎形式の選定は可能であるものと考える。もちろんこの場合は荷重条件，岩盤条件，周辺環境条件などを十分考慮しておく必要があることはいうまでもない。

参考文献

1）施工研究室「大口径削孔機械の削孔性に関する研究」 土木研究所資料第1310号 昭和53年3月

2）千田昌平「岩質と大口径掘削機械の性能」 建設機械Vol/5，№ 9 昭和54年9月

3）藤田圭一「岩盤にＰＣアンカーした大径鋼管ぐい橋脚の設計と施工 —福島大橋の例—」 間組研究所年報1969

（施工研究室）

共－２８ 油飛散の無いディーゼルパイルハンマ (56)

（質 問）

ディーゼルパイルハンマで杭打を行いたいが，油飛散による一般交通車のよごれが心配される。油飛散の無いパイルハンマは開発されていないかどうか御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回　答）

質問のような油飛散を防止したハンマは，既に数年前から実際の工事に使用され，生産台数が数十台以上の機種もある。

具体的な例としては，桑畑や果樹園地帯，自動車工場や自動車の積出港周辺，団地付近等でのディーゼルパイルハンマによる油煙や油飛散を防止するために使用されたものであり，今回質問された杭打工事にも十分この種のハンマは使用できると考えられる。

これまでに土木研究所で把握している油飛散を防止しているハンマとしては表－1の通りであり，主なものとしてはディーゼルパイルハンマを改良して排気ガスの油煙や潤滑油の飛散を減少させたクリーン形ディーゼルパイルハンマと，低騒音を目的として開発された油飛散の全くない油圧ハンマ等がある。

後者を使用する際に注意すべき点は，これまでのものと打撃特性が多少異るとされているので，打止めの判定に使用する動的支持力算定式が確立されていないことである。従って，今回の杭打ちが重要構造物の基礎とするものであれば事前に試験打ちを行ない，支持力試験を行っておくことが必要である。

表－1　油飛散防止形ハンマ一覧

ハンマの種類		ラム（重錘）重量（t）	打撃エネルギー（t・m）	総重量（t）	パワーユニット
クリーン形ディーゼルパイルハンマ	KC13	1.3	3.7	3.2	
	KC25	2.5	7.5	5.5	
	KC35	3.5	10.5	7.9	
	KC45	4.5	13.5	11.2	
	MHC15◆	1.5	4.5	3.35	
	MHC25◆	2.5	7.5	5.50	
	MHC35◆	3.5	10.5	7.74	
	MHC45◆	4.5	13.5	10.30	
	IDH－C25	2.5	7.5	5.5	
	IDH－C35	3.5	10.5	8.1	
	IDH－C45△	4.5	13.5	11.0	
油圧ハンマ	HYSINC65	6.5	7.8	12.0	油圧ユニット 120～150HP
	HYSINC80	8.0	9.6	13.5	〃 120～150HP
	TK－110	6.5	7.8	12.5	油圧ユニット 100HP
	TK－160	8.5	10.2	18.2	〃 120HP
	PM－55	2.5	5.5		油圧ユニット
エアハンマ	MK－25	2.5	5.0	8.6	コンプレッサー 17 m³/min
	MK－12	1.2	1.8	4.0	〃 10 m³/min
	MK－8	0.8	1.2	3.0	〃 5 m³/min

注）

1. クリーン形ディーゼルパイルハンマは油煙，油飛散が少ないと理解され，油圧ハンマは原則として完全に油飛散はない。
2. ◆はMH－タイプ（従来形）に集油管を取り付けて行う方式もある。
3. △は試作品であり，量産化は58年からである。

（機械研究室）

共－２９ 面開発における都市緑地の適正管理規模及び管理方法 (55)

(質　問)

都市緑地の管理方法と適正管理規模あるいは形状について，最近特に住宅・宅地開発に伴う緑地が多くなってきているので，それらの具体的例を使用してお教えいただきたい。

(大阪府土木部)

(回　答)

都市緑地は，主として都市における自然的環境の保全および改善，並びに都市景観の向上を図るために設けられる緑地である。

面開発，なかでも新市街地の開発に伴なう都市緑地は，地区内の土地の利用計画や各種公共施設の配置および，地区内外の植生や地形等によって，その規模や整備内容が著しく異なるが，次のような事例が多いことが大きな特色である。

- 開発地区の縁辺部の斜面地で相当規模の既存樹林を有するもの
- 造成のり面および調整地の周辺部を植栽し，防災的な配慮をしつつ修景緑化を図るもの。
- 地区に隣接，あるいは地区を通過する幹線道路等に沿って，交通騒音等を緩和するために設置するもの。
- 古墳や天然記念物等を保全する必要から設置するもの。

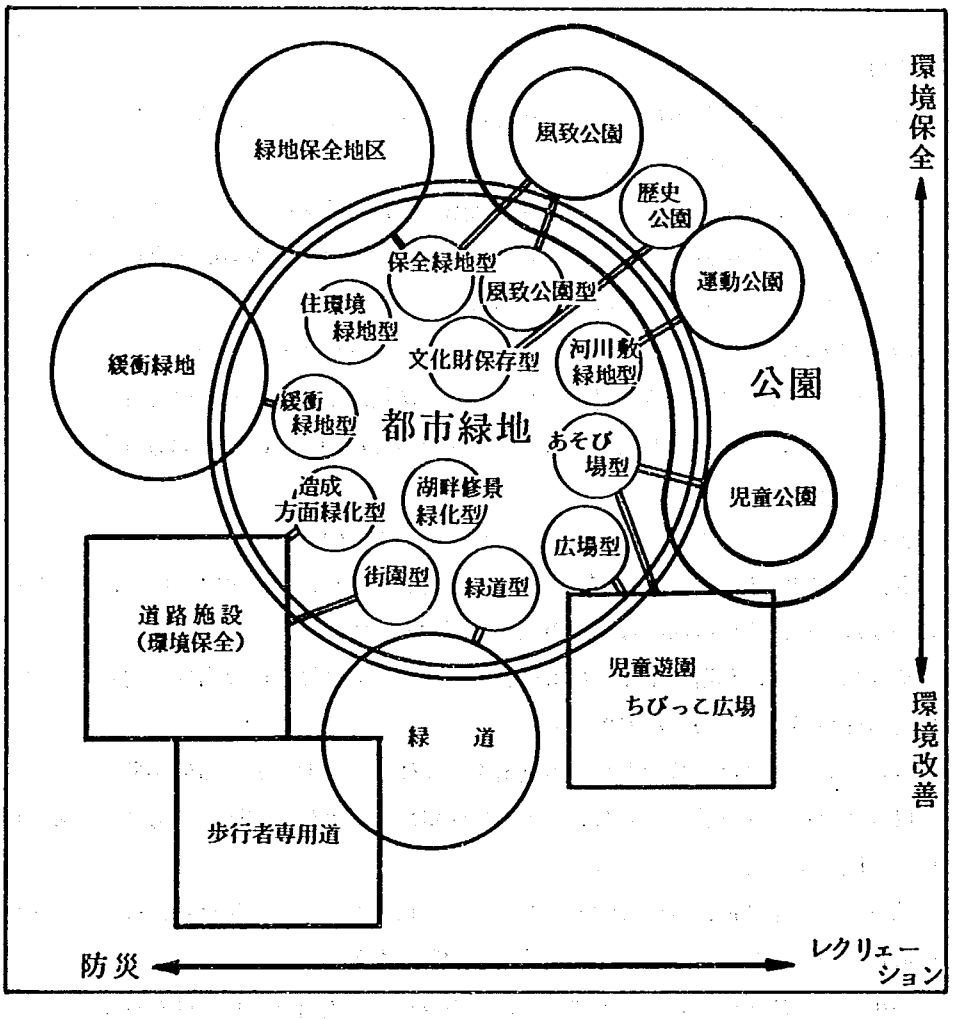
昨年度，当研究室において都市緑地の現況調査を実施したが，公園・緑地についての一般的管理問題以外に，都市緑地の管理上の主要な問題として，

- 公園に比べて，利用が主体となる施設ではないため地域との緊密性が弱く，管理面についての住民参加（協力）が得にくい。
- 緑地としてよりは，公園としての整備を地元住民から要求される例が多い。
- 既存樹林地の保全管理が難しい。とくに傾斜地の管理作業が困難であり，土砂流出についても問題がある。
- 除草または草刈には多大の労力を要し，とくに民地に接する場合は，蚊・ハエ・野良犬，美観についての苦情も多く，雑草の管理が困難である。
- 河川・調整地等に接している場合は，水事故に対する管理責任を問われる。
- 公園にくらべ，開放的な立地が多いため，樹木の盗掘をはじめ，車での進入や駐車，ゴミの不法投棄等が多い。

などが指摘されており，管理体制・管理技術・利用者の資質など，広範囲に及んでいる。

これらの問題は，都市緑地個有の問題とはいえないものもあるが，都市における居住環境の整備および，面開発の整備を，さらに推進するために，建設省においては，都市緑地の整備基準づくりに取組むことにしており，その中で管理に関する問題についても検討されることになっている。

都市緑地のタイプと類似施設の関係



（緑化研究室）

共－３０ 積雪量（面積雪量）の測定　（55）

（質　問）

1　積雪量の測定方法について

テレ化して，自動測定する方法について，より精度の高い測定法はどうすればよいか。

（積雪深と比重の測定方法）

2　積雪量観測所の適正配置について

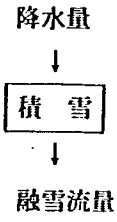
１ケ所あたりの支配面積

設置場所の配慮すべき事項

（琵琶湖工事事務所）

（回　答）

1. 積雪量の把握方法



左図のように，水文過程の３つの段階のそれぞれで測定が可能である。

1－1　降水量測定による積雪量把握

①　ヒーター付雨量計への入力のうち気温０℃以下におけるものを降雪と考える。

②　風が強いときは，雪は雨量計に入りにくくなる。このため風除けをつける等，工夫が必要になる。

③　樹木や建物の影響を受けやすくなる。

④　積雪は山脈，山岳等スケールの大きい地形や季節風の方向によって，流域内の分布がかなり片寄る。このため降水量測定地点の流域代表性についての検討が重要になる。支配面積等の概念が成立するかどうか疑問である。

1－2　雪量計による積雪量の把握

各種の方法がある。

測定法式	雪尺	光学式 ①赤外利用	光学式 ②テレビ	重量式	航空調査 ①標高	航空調査 ガンマ線	ガンマ線計	宇宙線雪量計
原理	スケール読みとり	赤外線の遮蔽	自動監視	積雪重量の秤量	標識の目視	人工放射能ガンマ線の吸収	人工放射能ガンマ線の吸収	宇宙線中性子の吸収
対象	深さ	深さ	深さ	重さ	深さ	雪量	雪量	雪量
設置場所	人の行動可能範囲	電力供給地域		任意	航空機		任意	任意
安全性	やや難	良		良	やや難		危険	良
最大測定可能積雪	経費に依存				数m（標高による）	～2m	～2m	～20m
測定誤差	＜1％	～1％	～数％	～1％	～10％	～1％	～1％	時間分解能 経費 } に依存
経費 製造	小	中		中	小	中	中	中
経費 維持	小	中		中	大	大	中	小
凍結・埋設による故障・誤差	あり	あり		あり	なし		あり	なし
特長	目視による確実性	リモートセンシング		絶対重量	広帯域サーベー		高精度リモート	（別記）

図－1　各種雪量計の特徴比較

土木技術資料19－1(1977)

① 表－1のうち重量式，ガンマ線航空測量，ガンマ線計，宇宙線雪量計は，積雪量を降水量（水当量）として測定できるが，他の方法は積雪深が測定される。このため降水量を知るには積雪の比重を何らかの方法で推定する必要がある。

② 表－1のうち航空測量による方法は積雪深を面的に知ることができる。この種のものとして最近では衛星を利用した積雪調査の研究が進んでいる。

③ ガンマ線航空測量による方法は，アメリカで最近研究が進んでいる。水量を面的に把握できる点が魅力的である。

1－3　融雪流量による雪量の把握

① 春の融雪流出から面積雪量を直接把握できる。降水量，損失等の影響を除く必要があるので雪量が非常に小さい地域では誤差が大きくなる。

② 融雪が終了したときに，初めて雪量を知ることが出来るので直接予測できない。

2　面積雪量の推定方法

面積雪量の推定には2つのアプローチがある。

2－1　直接積分法

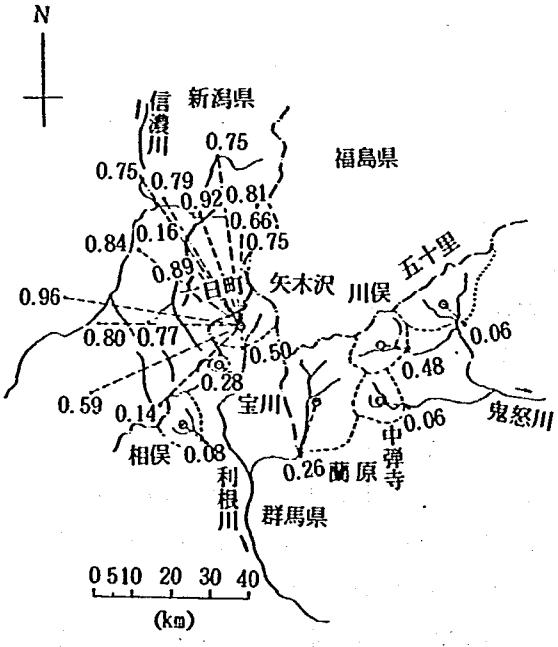
積雪深を面的に測定し比重を乗じ面的に積分する。従来電力会社等は人力によるスノーサーベイによって雪量の推定を行っている。アメリカで実施中の研究はこの方向で最も有望であるが，難点は経費と雲の障害である。

2－2　水文学的方法

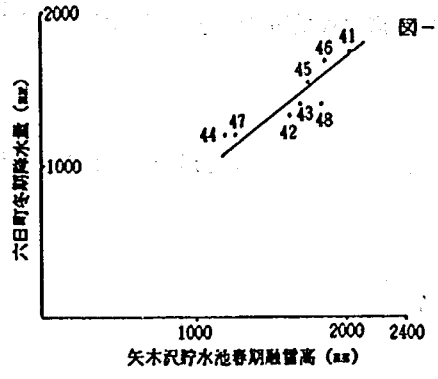
アメリカカルフォニア州で実施されている方法は過去の資料から融雪流量と流域内各地点の降水量との相関を分析しておき相関の高い観測地点の降水量から雪量を推定するのである。

竹内元水文研究室長が利根川矢木沢ダム流域にこの方法を適用し，10%以内の誤差で雪量の予測が可能であることを確めている（図1.2参照）

冬期降水量と春期融雪高の相関解析（竹内俊雄による）



図－1　矢木沢春期融雪高と新潟県側降水観測所の冬期降水量との相関，ダム地点に於ける冬期降水量と春期融雪高との相関（竹内）



図－2　六日町冬期降水量と矢木沢貯水池春期融雪高との関係（竹内）

（水文研究室）

共－３１　透水性舗装の実績とその効果　（55）

（質　問）

透水性舗装の実積とその効果についてお教えいただきたい。

（大阪府土木部）

（回　答）

1. 透水性舗装の効用と問題点

透水性舗装（浸透性舗装ともいう）とは舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させ，地中に還元あるいは一時貯留する機能をもつものをいい，その効果としては主に次のようなものが考えられます。

① 街路樹等の成育環境の改善
② 地下水の涵養
③ 路面排水施設の軽減もしくは省略
④ 下水道の負担軽減と都市河川の氾濫防止
⑤ 車両のすべり抵抗性の増大と歩行性の改善
⑥ 乱反射による眩惑の軽減

即ち，歩道に透水性舗装がなされれば，雨天時の水溜りが少くなって歩きやすくなるとともに，植生にとっても土中水分が多くなって成育環境がよくなります。また，広い面積をもつ車道や駐車場などに透水性舗装が行われれば，地中への浸透水の増大により地下水の涵養が図れるとともに，都市河川，公共下水への流出量が減るのでそれらの施設の規模は小さくてすむとともに，路面の湛水がないので乱反射による車両運転者に対する眩惑ということがなくなるという利点があります。

しかし従来のアスファルト舗装ではできるだけ水密性のある舗装をつくって，舗装の耐久性を高めるという設計思想と相反する考えなので透水性舗装における問題点として現在次のようなことが指摘できます。

① 路床条件の変化に伴う舗装の耐久性の低下
② 常に雨水と空気にさらされていることから，アスファルト混合物の耐久性の低下やアスファルト被膜のはく離
③ 目詰まりによる透水機能の低下
④ 透水性舗装用混合物の配合設計方法の確立

2. 透水性舗装の実績

外国における透水性舗装の施工実績として，南アフリカ共和国で1971年にハイドロプレーニング現象の防止を含めたすべり止め舗装を目的に，開粒度アスファルトコンクリートに近い混合物を用いて施工された例がある。また，米国では主に降雨を地中に還元するという目的で1973年に駐車場舗装に透水性舗装を施工された。

わが国では，初め歩道を対象にした透水性舗装が昭和48年頃から東京都を中心に施工され，昭和50年度までに約50,000 ㎡の施工実績がある。

また車道で実施されたものは数少いが，昭和51年度に東京都世田谷の区道で約1900 ㎡施工した例などが報告されている。

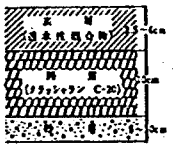
3. 透水性舗装の構造設計法

透水性舗装の構造設計法は，昭和53年度に改訂されたアスファルト舗装要綱にも特殊舗装として採りあげられ，歩道構造の例（図－1）とともに材料，配合に関して基準値等が示されている。（表－1）

また，日本道路建設業協会の透水性舗装研究委員会から発刊された透水性舗装ハンドブックでは歩道舗装の他簡易舗装以下の構造の道路（大型車交通量55台／日未満）を対象にした車道での透水性舗装についても，その構造例，材料規定が示されている。（表－2）

表層用アスファルト混合物は表－1に示すように開粒度アスコンをさらに開粒にしたものが用いられているが，混合物の透水性能を10^{-2}程度に保ちかつ力学特性にすぐれたものにするためには2.5㎜ふるい通過分を20%程度とすることが望ましい。

路盤用材料には車道ではクラッシャーランまたは透水性アスファルト混合物が用いられ，歩道にはクラッシャーランまたは単粒度砕石が用いられる。歩道用路盤材としては一般にC－20またはC－30が使われるがその修正CBRは20以上，0.4㎜通過分のPIは6以下でなければならない。また，車道用に用いるクラッシャーランは下層路盤で修正CBR20%以上，PIが6以下，上層路盤で修正CBR60以上，PI4以下のものとされている。



図－1 透水性歩道舗装の断面構造の一例

表－1 表層用アスファルト混合物の配合例とマーシャル基準値

(1) 配合

ふるい目 ㎜		最大半径 ㎜
		13
ふるい通過重量百分率（%）	20	100
	13	95～100
	5	20～36
	2.5	12～25
	0.3	5～13
	0.074	3～6
アスファルト量（%）		3.5～5.5

(2) マーシャル基準値

最大粒径（㎜）	13
安定度（kg）	400以上
フロー（1/100㎝）	20～40
かさ密度（g/㎤）	2.00以上
空げき率（%）	12以上
透水係数（㎝/sec）	1×10^{-2}以上

表－2　路盤用透水性アスファルト混合物の基準値

(1)　標準粒度範囲

ふるい目の開き(mm)	通過重量百分率(%)
30	100
25	95～100
10	90～100
13	25～ 85
5	10～ 45
2.5	10～ 25
0.3	4～ 16
0.74	2～ 7
アスファルト量(%)	2.5～ 4.5

(2)　マーシャル特性値

項　　目	特 性 値
安定度 (kg)	250以上
フロー値(1/100cm)	20～40
空隙率 (%)	12以上
透水係数(cm/sec)	$1.0\sim10^{-2}$以上

参考文献

1. アスファルト舗装要綱，日本道路協会　昭和53年
2. 透水性歩道舗装に関する調査研究，東京都建設局道路管理部　昭和49年２月
3. 透水性舗装研究委員会；透水性舗装に関する研究報告書，日本道路建設業協会　昭和51年９月
4. 透水性舗装ハンドブック；日本道路建設業協会，昭和54年
5. 有山，矢島：透水性歩道舗装，舗装 Vol. 9－11
6. 桜井，荒木：透水性舗装の車道への適用，舗装Vol. 12－6

（舗装研究室）

共－３２　レーダ雨量計の利用状況及び将来構想　(56)

（質　問）

野村ダムでは本年度九州地建の観測データ（釈加岳）を利用すべく，レーダ雨量計の端末局を計画していますが，最近におけるレーダ雨量計システムの利用状況及びその精度について，又，将来の構想と問題点について御教示願いたい。

（野村ダム工事事務所）

（回　答）

1. 現在運用中のレーダ雨量計と端末局

建設省所管の現在運用中のレーダ雨量計は関東地方建設局の赤城山レーダと三ッ峠レーダ，九州地方建設局の釈迦岳レーダの三台である。近畿地方建設局の深山レーダは55年度に製作，据付が終了し，現在はテストラン中である。

赤城山と三ッ峠及び釈迦岳レーダ雨量計はパラボラアンテナの仰角が固定されているが，深山レーダ雨量計は，パラボラアンテナの仰角を変えるCAPPI（Constant altitude plane Position Indicator）を備えている。

端末局は関東地建において，本局に2台，16工事事務所に17台，水資源公団の3ダムに3台，5県に6台が設置されている。九州地建では，本局に2台，14事務所に14台設置されている。近畿地建の端末局は現在，近畿地建本局と淀川ダム統合管理事務所の2台のみである。

各端末には高密度カラーディスプレイが用意され，ディスプレイ上に位置関係が容易に理解出来る様に雨量データと共に県境・流域界・河川・道路等が表示される。

ディスプレイの基本パターンは次の4種類である。

(イ) 定性（半径193 *km*以内）…… 降雨状況

(ロ) 定量（半径120 *km*以内）…… 雨量強度

(ハ) 流域（路線）定量…… 流域別雨量強度

(ニ) 流域（路線）区分雨量 …… 流出計算用

上記パターンは実測雨量表示するとともに，過去の実測雨量の再生も表示できる。

2. レーダ雨量計の精度

レーダ雨量計の精度への要因として「レーダ方程式中の定数パラメータ（レーダ定数）の最適化」「雑音電力（グランドクラッタ）の分離能力の向上」「適切な雨滴観測の高度」の三項目が考えられる。

(1) レーダ定数の最適化

レーダ電波の降雨による減衰，雲による減衰，大気による減衰を無視すると，レーダ方程式は次式で表わされる。

$$Pr = \frac{C \cdot F \cdot B \cdot R^{\beta}}{r^2}$$

Pr：受信電力　　C：レーダ装置できまる定数

B：レーダ定数　　R：雨量強度

β：レーダ定数　　r：距離

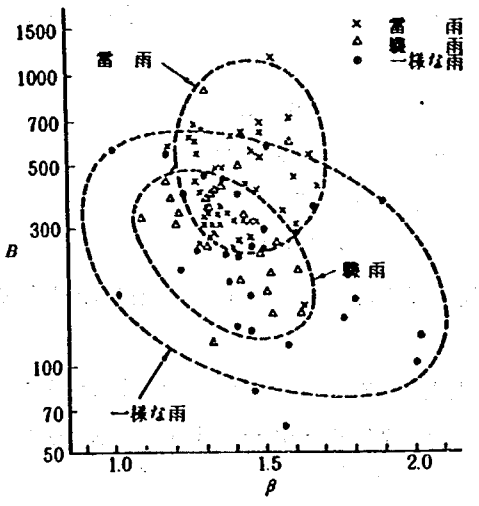
F：正確に較正したレーダで降雨を測定した雨量との差を表わす係数で測定誤差以外に生ずるものをまとめたもの。

レーダ方程式中のレーダ定数B，βの値は雨滴の粒度分布ならびに落下速度により異る（図－1）。

標準的な値としてMarshallが提唱した「標準B，β」，B＝200，β＝1.6 がとられることが多い。

赤城山レーダ雨量計の運用におけるB，βの値は降雨強度により3段階に切変えられる。この値は，雨量強度5㎜／h未満に対し，B＝33，β＝2.71，5㎜／h以上10㎜／h 未満に対しB＝200，β＝1.6，10㎜／h以上に対しB＝1,024，β＝0.87である。

表－1に最適B，βを求め誤差を算出した例（石崎・中尾，1981）を示す。B，β値は降雨強度により切り変えず，一定値にしている。この例では，F＝Fh×Fsと考え，B′＝B・Fsとし最適B′，βを求めている。ここで，Fhはハードから決まる値，Fs はソフトによる補正値で

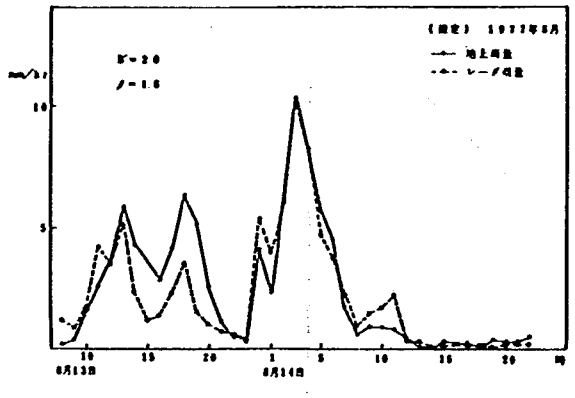


図－1　B～β測定値　（Fujwara　1965）

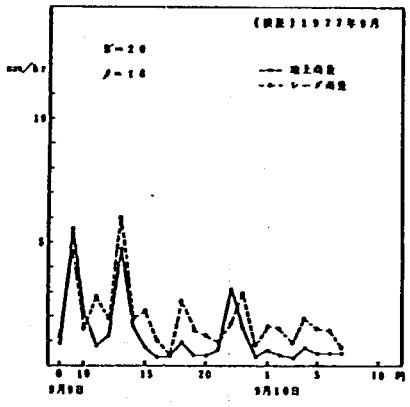
である。赤城山レーダの栗橋地区上空メッシュ（3㎞×3㎞）に対応する精密観測ネットワーク（雨量計24台／15㎢）において表－1に示される降雨を用いてレーダ雨量と実測雨量との平均偏差量を最小にするB′，βの最適値B′＝20，β＝1.8を求めた。この時の平均偏差量は1.89㎜／hr である。図－2と図－3に地上雨量とレーダ雨量との対応を示し，図－4と図－5に地上雨量とレーダ雨量の相関を示す。

表－1　B～βの推定と相関係数・標準偏差（実測雨量とレーダ雨量の誤差）

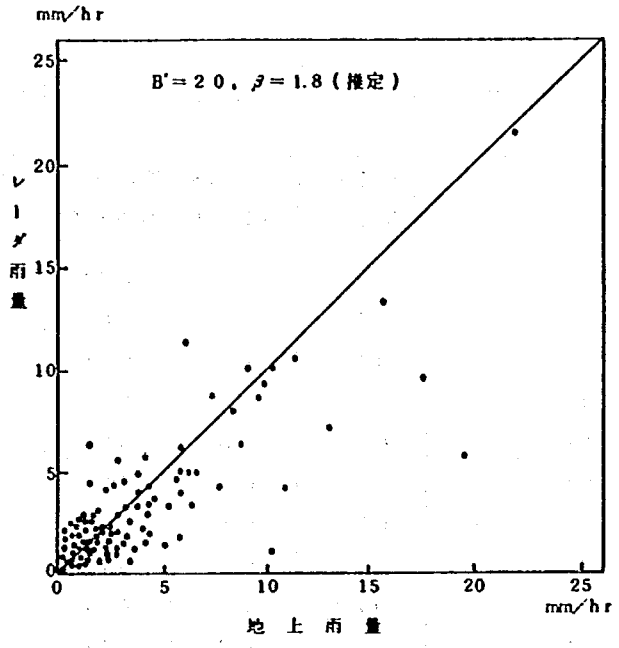
	降雨期間	継続時間	減衰考慮B－20，β－1.9		減衰考慮なしB－20，β－1.8		降雨原因
			相関係数	標準偏差	相関係数	標準偏差	
推定	52年6月24日～25日	33	0.75	0.5	0.74	0.5	梅雨前線
	〃 7月16日～17日	12	0.66	0.9	0.65	0.9	雷雨
	〃 8月11日	5	0.49	1.3	0.46	1.3	前線
	〃 8月13日～14日	39	0.87	0.6	0.86	0.6	前線
	〃 8月16日～18日	63	0.83	0.8	0.83	0.8	停滞前線
	〃 9月 8日～ 9日	11	0.86	0.9	0.86	0.9	〃
	〃10月 9日	8	0.84	0.8	0.84	0.6	低気圧
検証	〃 6月17日～19日	29	0.71	0.8	0.71	0.8	梅雨前線
	〃 7月 3日	5	0.78	1.3	0.78	1.2	雷雨
	〃 8月 9日～10日	22	0.77	0.7	0.76	0.7	停滞前線



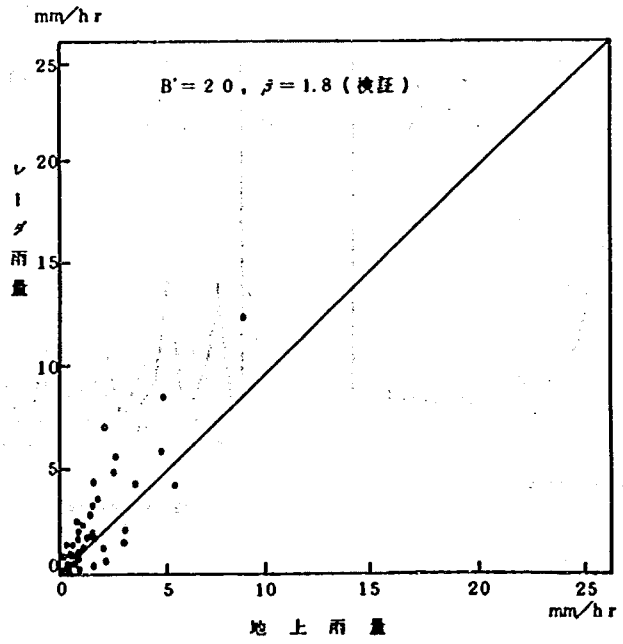
図－2　地上雨量とレーダ雨量



図－3　地上雨量とレーダ雨量



図－4　地上雨量とレーダ雨量の相関



図－5　地上雨量とレーダ雨量の相関

この解析に用いた時間雨量の大半が3㎜/hr 以下の雨であり，B'= 20，$\beta = 1.8$ の値もこのような雨に対応するものと考える。この点で，より強い降雨についての精密観測結果の検討が今後の課題となる。

(2) 雑音電力の分離能力

レーダの受信電力がすべて観測目標である降雨からのものであれば受信電力そのままのレーダ方程式による変換が可能であるが，実際のレーダサイトの位置，標高の条件はこれらの条件に対して必ずしも満足できるものではなく，受信電力の中には当然雨から以外の山岳，建物等からのもの（Ground-Clutter）も含まれる。このグランドクラッタ分離方式の主なものについて，概略を述べる。

1) Ground Clutter Subtraction 方式

この方式は，Clutter としてレーダの観測領域すべてで晴天の日を選び実際に観測を行った値をCPUに登録しておくもので，利点としては各メッシュの"Clutter Level 規模"を容易に決定できるとともに，その変更も非常に容易であることである。欠点として，登録されたClutter Level は，降雨観測時において常に降雨時の直前のものに等しいとは限らないことである。Clutter Level の時間，日，または季節変化の特性および晴天時・雨天時のClutter Level の違いと変化の様子は，現段階では十分に確認されていない。したがって，この変化の誤差への影響は未知である。

また，Clutter Levelの高い場所においては，小雨における観測精度は，分解能から見て1.13 dB 以下のものについては不明であり問題が残る。

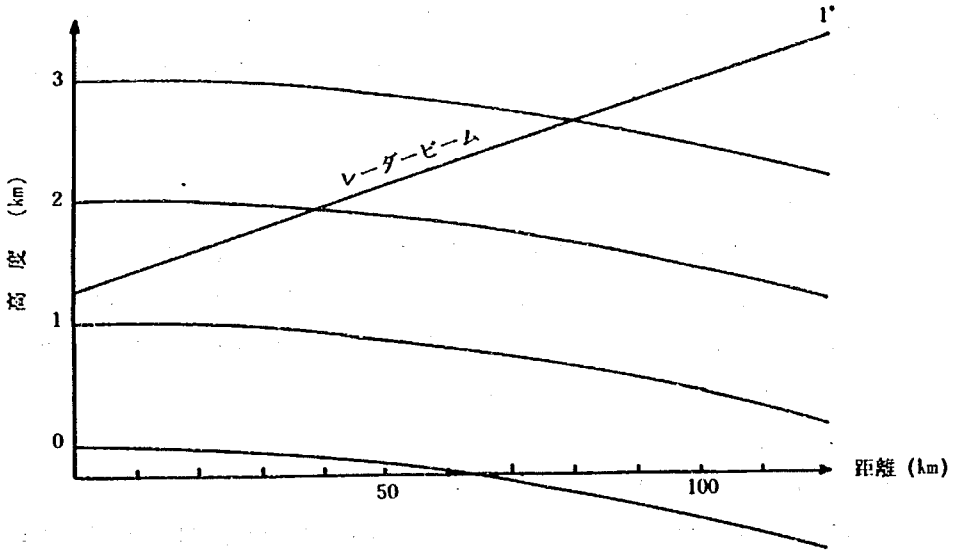
2) MTI (Moving Target Indication)方式

MTI 方式は，その名のとおり動いている目標だけを表示するものである。したがって受信電力から固定目標のClutterを電気的に除去する方式である。

すなわち，雨滴から反射してくる電波と，地表からのものでは，受信電力のふらつきの周波数特性が異なるという性質を用いてハイパスフィルターを通すことにより降雨エコーを抽出するものである。MTI 方式は，グランドクラッターがふらつかず，またハイパスフィルターは直流分だけを遮断し，交流分を完全に通過させる理想的なものと仮定して，フィルター通過後の電力を用いて，降雨エコーを抽出している。実際のレーダ雨量計にこの仮定を用いる場合の適応範囲と誤差については現在研究中である。

(3) 適切な雨滴観測の高度

赤城山，三ッ峠，釈迦岳のレーダ雨量計は迎角固定方式でありレーダサイトから離れるに従い，降雨観測高度が高くなる。釈迦岳のレーダサイトからの距離と観測高度を図－6に示す。降雨観測高度が高い場合レーダによりあるメッシュ上に観測された降雨が，風による雨滴の



図－6　釈迦岳レーダの距離と測定高度

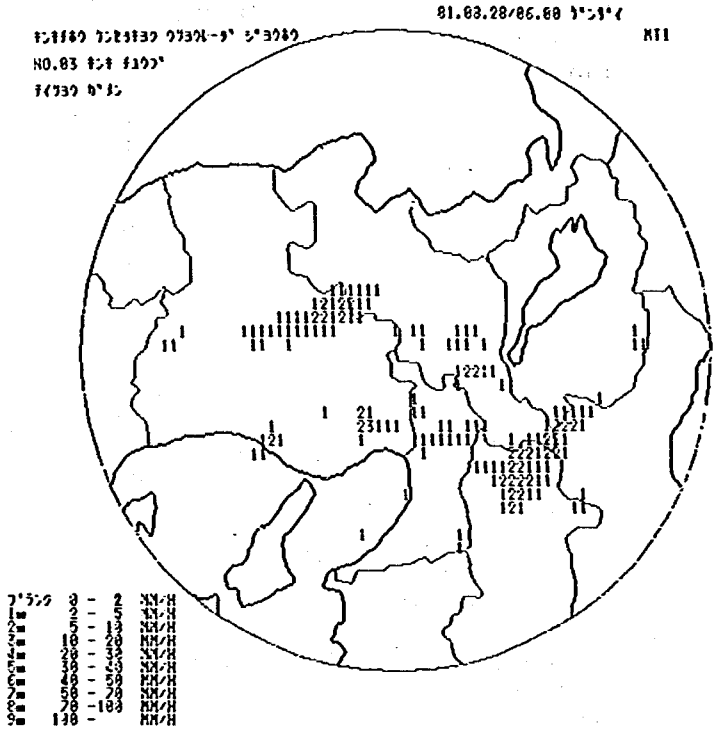
移流のため他のメッシュに対応する地表に降下することが考えられる。また，レーダが実際の雨雲よりはるかに上空を観測している場合もある。

レーダ雨量計の観測値に風による雨滴の移流を考慮して補正した報告では地上雨量計観測値とよく一致する場合とあまり一致しない場合がある（石崎・中尾，1981）。一致しない理由として用いた風向，風速が適切でない場合と，レーダが実際の雨雲より上空を観測している場合が考えられる。

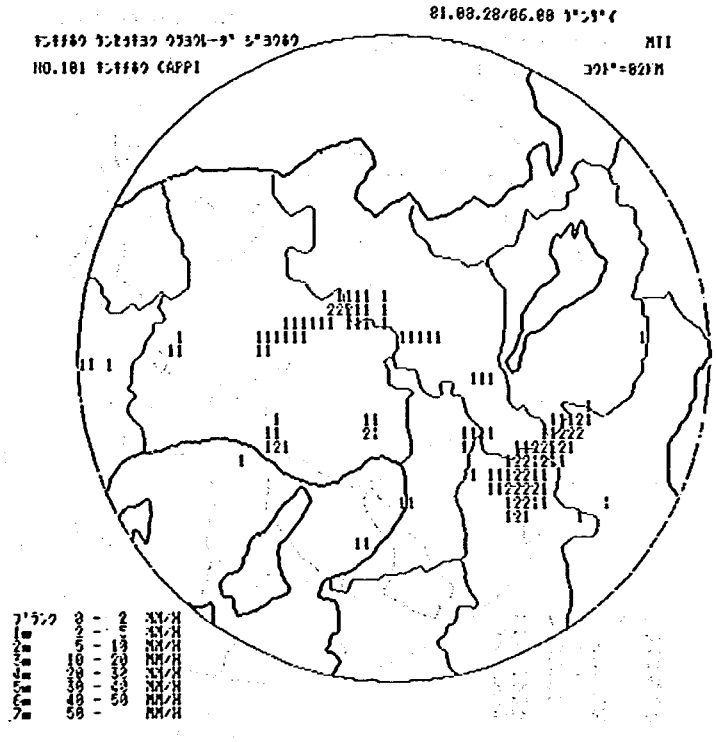
近畿地方建設局深山レーダ雨量計はCAPPI（定高度ＰＰＩ）によりレーダサイトからの距離に関係なく一定高度の雨量（雨滴）を測定出来る。また，任意の方位角方向において，レーダサイトの距離と高度とをそれぞれ水平軸と垂直軸とする平面内での雨滴の分布も測定できる（RHI：Range・Hight Indicator）。深山レーダの仰角固定ＰＰＩ（仰角0.8°）と高度2㎞，4㎞，6㎞におけるCAPPIによる測定値を図－7，図－8，図－9と図－10に示す。仰角固定ＰＰＩにおいて，レーダーサイトの標高は822ｍであり，また距離120㎞の測定高度は約3.6㎞である。高度の低い測定値ほど地上雨量に近い値を示すものと考えられる。これらの図から測定点が高くなる程，誤差が増すことが良くわかる。また，近畿地方の夏期の雷雨は6㎞以上の高度では降雨の検出できないこともわかる。仰角固定 PPI の深山付近の降雨強度5～10㎜／hrの範囲が高度2㎞のCAPPIの示す範囲より広いのは仰角固定 PPI の方が低高度を測定しているからである。

深山レーダの RHIとこれらに対応する高度3㎞のCAPPIを図－11と図－12に示す。

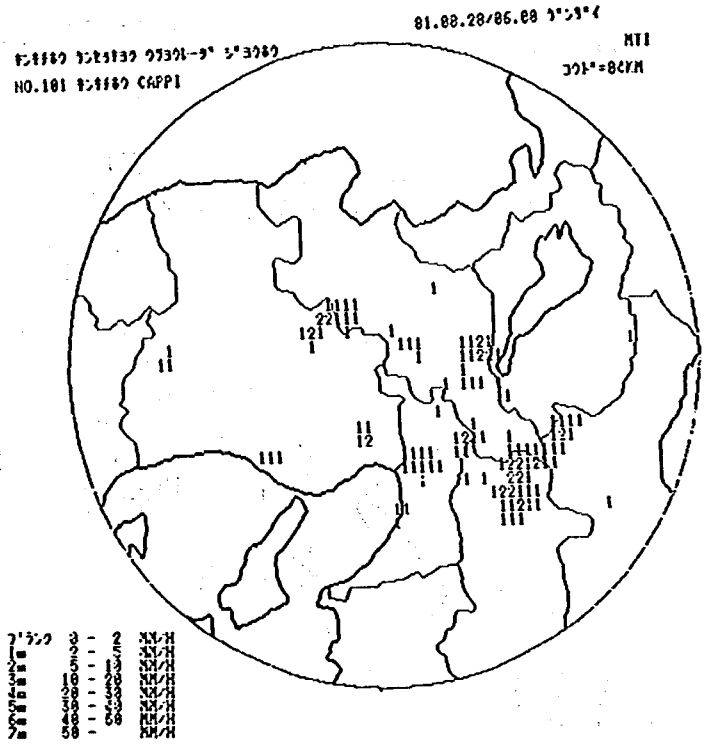
熱電に対しては測定高を2.5㎞以下にしなければ高精度を期待できないことがわかる。しかし高強度の雨だけの測定が目的ならばこのかぎりではない。測定高度と精度との関係は雨の種



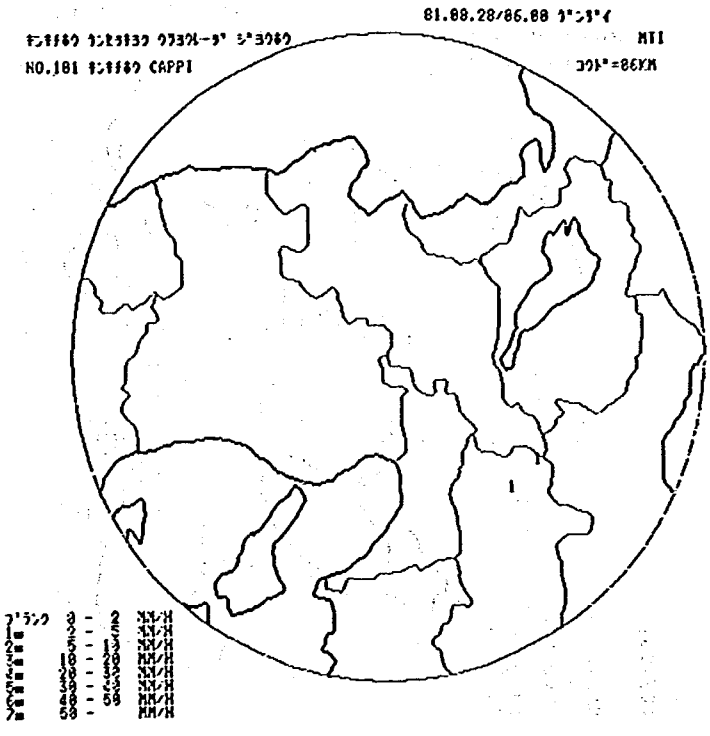
図－7　深山レーダ雨量計の仰角固定 PPI（仰角0.8度）



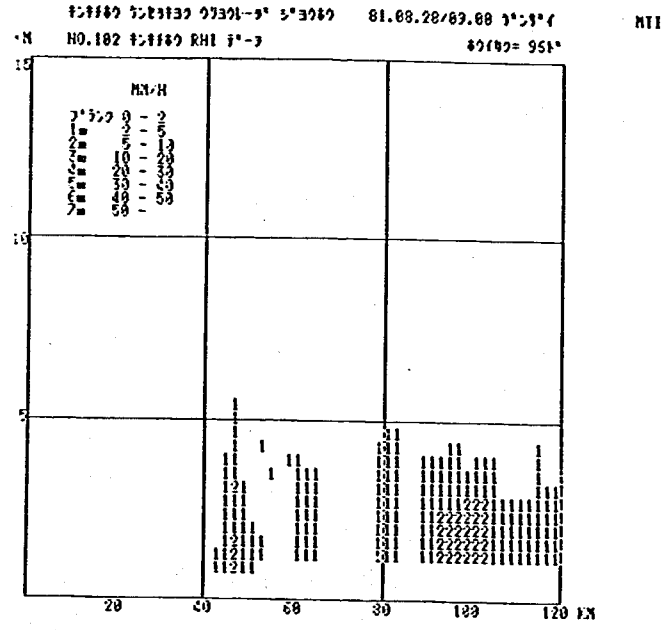
図－8　深山レーダ雨量計のCAPPI（高度2㎞）



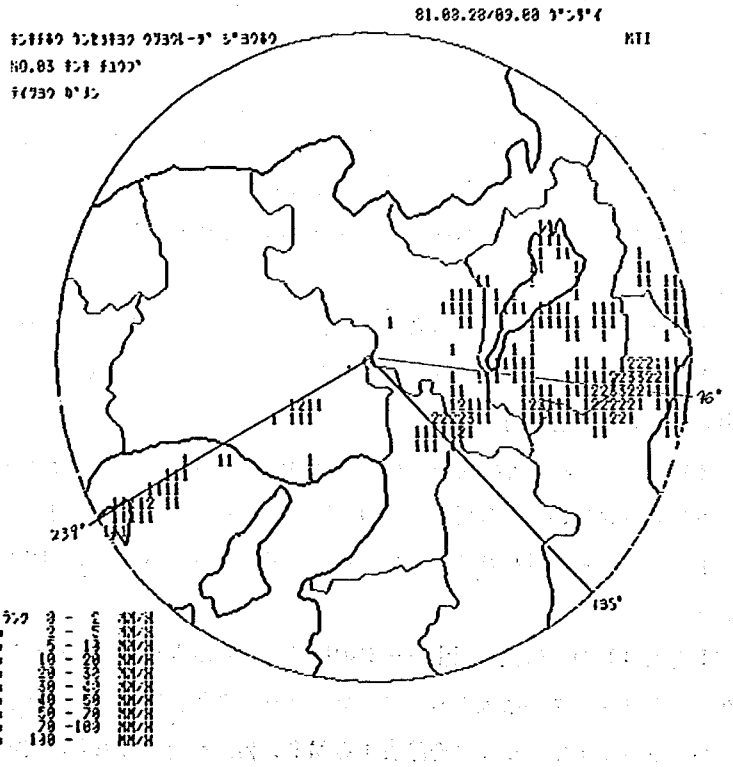
図－9　深山レーダ雨量計のCAPPI（高度4㎞）



図－10　深山レーダ雨量計のCAPPI（高度6㎞）



図－11　深山レーダ雨量計の RHI　(方位角 96 度)



図－12　深山レーダ雨量計のCAPPI と RHI 方向角

類（前線，台風，熱雷等）により異なる。CAPPIとRHIを備えたレーダ雨量計による今後の観測と研究が待たれる。

3　釈迦岳レーダ雨量計の野村ダム流域の精度

野村ダム流域は釈迦岳からの距離が約165 kmであり，定量観測範囲（120 km)外となるため現時点で定量雨量観測は困難である。これは，野村ダム流域においてレーダビームの高度が約6 kmになることからも理解できる。

しかし，雨滴の発生高度が高い雨については，レーダ雨量計観測値と地上雨量計の値と比較してB，βと較正係数とを決定することにより定量観測が出来る可能性があるが精度は期待できない。レーダ雨量計は約9 km^2の平均雨量を測定し，地上雨量計は314 cm^2の点を観測している。さらに，風による雨滴の移流がある。よって，レーダ雨量計の地上雨量計による較正は地上雨量計一台とそれに対応するレーダ雨量計のメッシュとで行ってはならない。点在する地上雨量計による平均雨量と平均雨量を算出した地域に対応するメッシュの平均値との対比が必要となる。

定性観測において，雨滴の発生高度が低くかつ雨域が九州方面から野村ダム流域に移動して来る場合は雨量強度が一定であっても，野村ダムに近づくにつれて雨量強度が弱まるようにディスプレイに誤って表示される恐れがある。この表示に惑わされないために，野村ダム流域における雨の種類と雨滴発生高度（季節により異る）を明らかにしなければならない。

4　将来の構想と問題点

レーダ雨量計の特徴は，広範囲にわたる降雨状況を，空間的，時間的に連続して観測でき，しかも即時性が高い。また，レーダ受信電力の降雨量への変換方式を適切なものにすることにより，降雨の定量的把握も上記の定性的長所を保ちつつ可能となる。このため，局地的な地形性しゅう雨を見逃すことがない。

このような定量的把握を地上の雨量ネットワークにより得ることは経済的に困難であろう。

このような点から，レーダ雨量計は日本のような気象変化の激しい地域にとって，今後の雨量観測の中心をなすものと期待できる。

全国に20台のレーダ雨量計を設置し，ほぼ全国を定量測定範囲で覆う計画がある。

レーダ雨量計の定量範囲内の現在までの雨域の移動と発達と衰弱を用いて3時間程度まで未来の降雨を予想する研究が行われているが，レーダ網が整うにつれ，3時間より長期の降雨予想が可能となろう。

CAPPIとRHIの有用性が深山レーダ雨量計により示された。レーダビームの仰角を小さくするとグランドクラッタが増大する。グランドクラッタ差引方式ではクラッタの除去能力に限界があり，ハードウェアでクラッタを除去するMTI装置を用いた場合の測定の全体精度の向上が必要になる。

引用文献

1) Fujiwara, M 1965：Raindrop－size distribution from imdividua/storms Jour.atmos. Sai.22, P.585

2) 石崎，中尾 1981：レーダー雨量計の特性に関する調査，土木研究所資料 1634号

（水文研究室）

共－33 レーダー雨雪量計の防災対策への応用 (57)

（質 問）

関東，九州ではレーダー雨量計が導入され，実用化されているが，当地建では現在，導入すべく検討中である。

そこで導入にあたっての留意点と導入後の問題点についてこれまでの実績から判明したこと等を中心に教示願いたい。

また，当地方は，冬期降雪が非常に多く，積雪期の道路確保には精力的に対処しているが，レーダー雨量計が降雪予測にも有効であれば，より効率的な道路管理が期待できる。そこで，降雪予測に対する当機器の対応について実績と研究成果についても併せて教示願いたい。

（企画部 企画課）

（回 答）

1. 導入にあたっての留意点

レーダーサイトとパラボラアンテナ仰角の選定が必要になる。

レーダ雨量計は，ビームが完全に雨域に入っていることと雨滴の垂直分布が地上からレーダビームまで一様であることを仮定している。この仮定を満すためにはレーダビーム高度を出来る限り低くする。実際には，レーダビーム高度を3,500～4,000m以下にすることが望ましい。

レーダビーム高度を下げるとグランドクラッタが増大し雨量計の精度が低下する。クラッタマップ差引方式を用いて，雨にクラッターの重畳した受信電力から雨のみの信号を抽出する場合，クラッタの強度が大きいと検出可能最小雨量が増大する。対数増巾器を有する受信機のダイナミックレンジを80dBとし，この出力を8ビットA/D変換するとき，クラッターレベルより－113dB小さい雨量は検出出来なくなる。1mm/h以上の雨量を検出するためにはクラッタ強度はレーダーサイトから20kmと80kmの地点で，それぞれ－77.0dBmと－90.0dBm以下でなければならない。

レーダサイト候補地におけるクラッターレベルの予測法を述べる。導入予定レーダ雨量計と同一仕様の既存レーダ雨量計の晴天時クラッタマップを用いて，レーダサイトからの距離（r）とレーダビームの地上高（H）とクラッタ強度（P_0）との関係を算出する。

$$P_0 = P_0(r, H) \quad \cdots\cdots (1)$$

予定レーダサイトにおけるアンテナ仰角θを仮定すると(1)式から任意地点のP_0が予測される。

このP_0から検出可能最小雨量が求められ，これを評価して最適仰角を仮選定する。

レーダを用いて雪を観測する場合レーダビーム高度を雨の場合より低くしなければならない。雨量4～16 mm/h（積雪量6～25 cm/h）の雪のエコー頂は標高600～2,000mである。このため，観測対象地点におけるレーダビーム高度を2,000m 以下にする必要があり，クラッタの増大が予測される。さらに波長5cmの電磁波の雪の反射強度は雨の0.22倍であるため，雪の観測におけるクラッタの障害が非常に大きくなり，レーダサイトとアンテナ仰角の選定がより重要になる。後述する降雪観測・降雪予報は標高2,000m のエコーを用いている。このような等高度エコーを広範囲に得るためにはCAPPI（Constant Altitude Plane Position Indicator）が必要になる。

2. 導入後の問題点

レーダ定数B，βは降雨特性により異る。降雨特性は地域により異るため，レーダー毎に最適B，βを選定することが望まれる。

レーダー雨量計のハードウェア完成後，1年間はテストランになる。この期間を用いて最適B，β値を選定する。地上雨量計を密に設置した精密観測点をレーダーの定量観測範囲内に数箇所設け，この測定値と観測点に対応するレーダー雨量計のメッシュの測定値とを対比して最適B，β値を選定する。

最適B，β値が選定されるまでは，標準B，β（$B = 200$，$\beta = 16$），または，同一仕様の既設レーダーのB，β値を暫定値として用いる。

3. 降雪予測

岡村（1979，1980，1981）が気象庁新潟（弥彦）レーダーを用いて，降雪の測定と予測を行っている。岡村が最終的に提案したレーダエコーから降雪量への変換は以下の1），2），3）のアルゴリズムで行われる。

1） 30分毎に得られる高度2,000mの受信電力を$B = 200$，$\beta = 1.6$を用いて，降水量に変換する。

2) このエコーを2,000mの高度の風（$V_1 = V_{800}$）で30分間移動（タイムステップ1分）しながら降水強度を積算する。V_{800}は輪島の800mb気圧面の風を示す。以下，3桁または4桁の添字のあるVは輪島の添字で示す気圧面の風を意味する。

3) 2)で算出された降水強度を2,000mの高度における雪片の相当降水強度とし，この高度からさらに低層の風，2,000～1,000m間は$V_2 = (V_{800} + 2V_{850} + V_{900})/4$，1,000～600m間は$V_3 = (3V_{900} + V_{1000})/4$，600mから地表面までは$V_4 = V_{SFC}$で雪片を移動しながら落下させる。$V_{SFC}$は地表の風を示す。

新潟県北部の山・里混合型と南部の山雪型の2例が計算されている。計算値と地上での観測値との相関係数は，山・里混合型と山雪型の各々について1日降水量で0.37と0.83，3時間降水量で0.46と0.64である。

降雪予測は山雪型の3時間降雪予測が一例行われている。山雪型のエコーパターンは停滞・持続する傾向があり，最も単純な「現在のエコーパターンが停滞し持続する」という予測手法を用い，$V_1 = 0$としてエコーパターンから降水量を予測した。AMeDASによる3時間降水量と予測値との相関係数は0.60である。

なお，雪に対するレーダ定数B，βとして，八木(1961)が長岡における観測値から，雪片に対しB = 1,600，$\beta = 1.4$，あられに対しB = 780，$\beta = 1.3$の値を算出している。

参考文献

1) 岡村敏夫，舟田久之：レーダエコーと降雪分布について，天気，26. 12. 1979.

2) 岡村敏夫：レーダエコーと降雪分布について（第2報），天気，27. 12. 1980.

3) 岡村敏夫：レーダエコーと降雪分布について（第3報），天気，28. 9. 1981.

4) 八木鶴平：降雪粒子のレーダ反射因子と降水強度の関係及び粒度分布に関する研究，豪雪時における降積雪の監視システムならびに降雪過程に関する統合研究，1981，科学技術庁研究調整局。

（水文研究室）

II. 河　川　部　門

河－1　山地渓流での流量観測法　(55)

(質　問)

出水時，刻々と変化を生ずると思われる山地急渓流での簡易でかつある程度の精度を持つ流量観測の方法はどのようなものがあるか。

(六甲砂防工事事務所)

(回　答)

河川での流量観測は通常，プライス式等の流速計によって，必要とする精度に合った観測方法を選択することが出来る。しかし，本問の如く山地渓流における流量観測は通常河川で行う場合と同じ方法がとれないケースが多い。

観測水深が比較的浅く，河床変動の大きい渓流部での流量観測は，現段階では決定的なものはない。通常，このような場所での流量観測は堰測法が多く採用されている。堰測法において完全越流の矩形堰の場合，流量は次の公式により算出される。

$$Q = C B H^{\frac{3}{2}}$$

ここに　Q：流量（m^3/s）

C：堰の越流係数

B：堰幅（m）

H：越流水深（m）

この方法においては越流深Hを測定するので，精度の高い水位観測を実施することが流量観測精度を高めるうえで必要である。

このための水位標（又は量水塔）の設置は，堰に近く，流速の小さい場所を選ぶ等の配慮が必要である。

このようにして越流深を観測して堰によって精度の高い流量を観測することが出来るが，流量の常時監視に対処するためにはフロート式等の水位計による必要がある。しかし，渓流部においては土石流の発生も多く通常の触水式のものでは連続観測は困難である。従って，この様な場所での水位センサーとしては超音波方式等の非触水型センサーが有効である。超音波式水面計は従来，温度特性の悪さから精度の面で実用的でなかった。しかし近年，この分野での改良努力は大きなものがあり，10mの観測レンヂにおいて0.2％（2cm）程度の精度で観測が可能である。

このほか最近では電波による水面計も開発されており，精度はさらに高くなっている。

次に，流速を計る通常の流量観測法としては最近実用化された電波流速計が有効に利用出来ると考える。これは電波のドップラ効果を利用したもので，遠隔地点から電波を発射して河川の表面流速を測るものである。適用範囲は0.5m／s ～15m／s までの比較的速い流速を最大

感知距離20ｍにおいて計測可能である。この計器も超音波水面計と同様に遠隔観測計器であり土石流さえ簡単に測ることが出来る。

なお急流河川においては堰を設けても越流部で完全越流にならないことが多い。このような場合には電波流速計を利用して越流部の流速を測定して流量を算出することが考えられる。

完全越流にならない場合の対策として水理模型実験を実施して水位と流量の関係を事前に求めることも効果的な方法である。厳木ダム（九州地建）においては貯水池流入量の精度の高い観測を行うために，上流部に堰を建設することを計画しておりそのための模型実験を行っている。

（水文研究室）

河－２　地下水の調査方法　（55）

（質　問）

現在紀の川大堰の計画があるが湛水池と堤内地地下水との関係が明らかでない。従って河川水位と堤内地の地下水位が観測可能なよう観測井を設け調査を実施しているが十分把握出来ていない状況にある。このため河川水位と堤内地水位の関係が明らかなように，また，大堰完成後の堤内地下水位の影響対策がたてられるような調査方法について御教示願いたい。

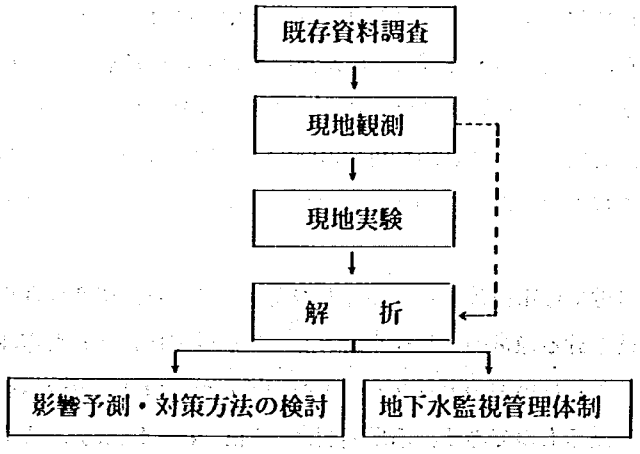
（和歌山工事事務所）

（回　答）

1　調査目的及びフロー

本質問の意図は大堰完成後，たん水区域内の河川水位の上昇による周辺地下水の影響を事前に予測し，なんらかの対策や監視システムを検討するための資料にすることにあると思われる。このための調査フローは表１のようになると考えられる。

表１　調査フロー



2　既存資料調査

①　一般に地下水調査を行うに当って注意しなければならない点は，普通，地質状態は均質でないため，調査範囲や地下水測点数など，単純に決定できないことである。このため，既応地質資料，観測資料，また航空写真などを収集し，旧河道の位置や地下水湧出点，地表水路などの分布を知り，対象地域の透水性や地下水のマクロな挙動を把握し，おおよそ，河川と地下水の関係を調査しておくことが必要である。これらは，水理地質図や地下水位コンターの形で整理する。これらにより，調査範囲や観測の必要地点を決定されることになる。

②　この他，被害の可能性を知るため，対象地域での，地下水利用，土地利用（とくに住宅，農業関係）などの分布も調査しておく必要がある。

3　現地観測

①　調査範囲はできるだけ広くとる必要があるが，既存資料調査から判断する，特に旧河道跡にそっては，調査範囲を広げる必要があるし，また逆に水路などが境界条件となり影響範囲が狭まることもある。

②　現地観測は，上記地域に広く測点を設けて広域的な地下水調査を実施する。日観測でもよいが，最低1年観測は継続させる必要がある。

③　また，河道と地下水の直接関係を知るため，下記のような観測が必要と思われる（図2参照）

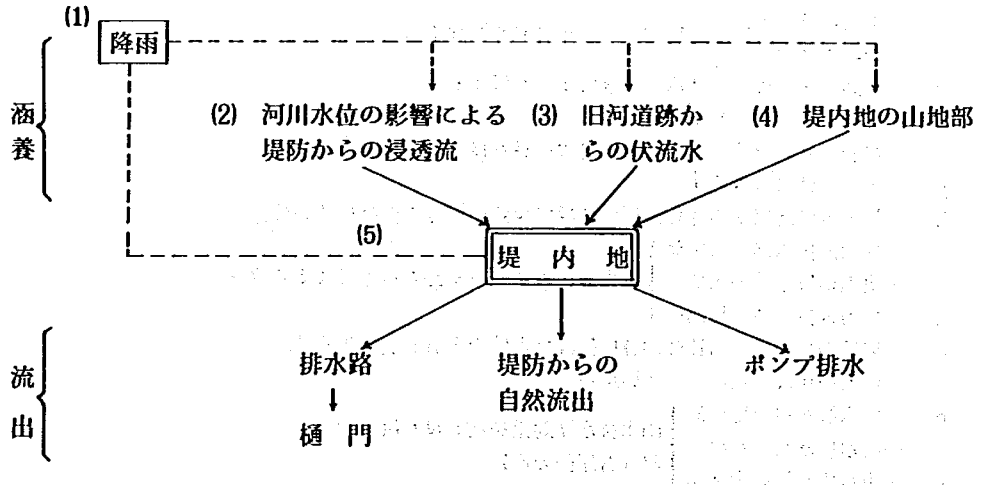


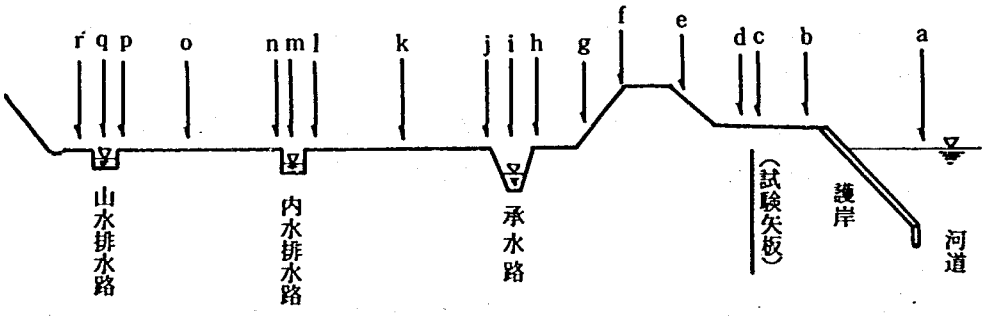
図2　堤内地の水収支

1）旧河道付近のような地下水と河川水のやりとりが著しいと思われる個所

2）人家など地下水位が上昇すると影響が現われやすい地区

3）地質等が異なるような地区ごとに比較できる観測を行う。

観測方法は主として，河道法線に垂直に観測井を設けて，その地点の河川水位も含めた観測を行う。（図３参照）



図－３　観測孔配置模式断面図

（注）このような観測体制はあくまでも理想的なもので地域によっては省略できるものも多い。

図－３の各位置での測定意義は次の通りである。

a ……各観測孔の水位の基準となる河川水位

b ……高水敷の河川に近い位置で，主として護岸工の影響を確める。

c ……打設矢板川側の水位
d ……打設矢板堤内側の水位　｝矢板効果を最も良く反映する位置

e ……堤防本体の川側
f ……堤防本体の堤内側　｝堤体内の動水勾配を把握する。

g ……堤防裏ノリ尻，堤体内の動水勾配を把握する。

h ……堤脚水路の堤外側
i ……堤脚水路の水位
j ……堤脚水路の堤内側　｝堤脚水路効果を最も良く反映する位置

k ……堤内地で河川から比較的近い位置で水路の影響を受けにくい位置

l ……堤内地排水路の河川側
m……堤内地排水路の水位
n ……堤内地排水路の堤内側　｝堤内地排水路効果を最も良く反映する位置

o ……堤地内で河川から比較的遠い位置で水路の影響を受けにくく降雨のみの影響を比較的抽出しやすい地点

p ……山水排水路の堤外側
q ……山水排水路の水位
r ……山水排水路の山体側　｝山水排水路効果を最も良く反映する位置（右岸側のみ）

この際，地質調査や透水試験を合せて行っておくことも必要である。測点はできるだけ河川から遠く，多く設置することが望ましいが，河川から400～500 m離れた地区までは最低必要である。これにより，地区の地下水変動や河川水位上昇時の地下水位変化を継続調査する。

4　現地実験

① 堰完成後の計画たん水位を現地で実験的に作りだしこれによる地下水の変化を知ることにより，完成後の地下水位予測の他，対策工についての検討を具体的に行うことができる。実際に現象を再現するため，説得性のある調査となりうる。しかしこのような実験は，実際の湛水と同様な効果を出すために，大規模になることが多い。

② 実施例として矢作川の河口堰調査の例をあげる。この調査は，図4に示すように右左岸にそれぞれ，200 m × 50 m の試験貯水池（堤外地）及び観測井網を設置し遮水工の効果などについて実験解析を行っている（図4は左岸側の例)。また，その結果に利用して，河口ぜきの遮水工計画に利用している。

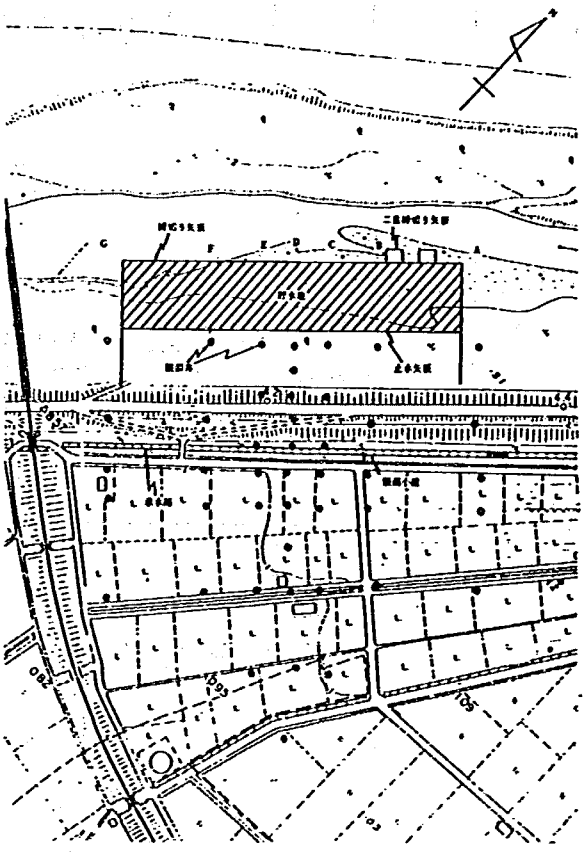


図4　現地実験施設（矢作川左岸の例）

5　解析について

① 解析は先の現地観測・現地実験の結果を用いて，湛水による地下水変化予測や対策工の評価を行うためのものである。普通，平面２次元モデルや垂直２次元モデルを用いるが，境界条件や水文地質パラメータの設定は慎重に行う必要があり，設定のしかたによっては，結果が大きく異なることがあるので注意を要する。(図５は解析の一例である)

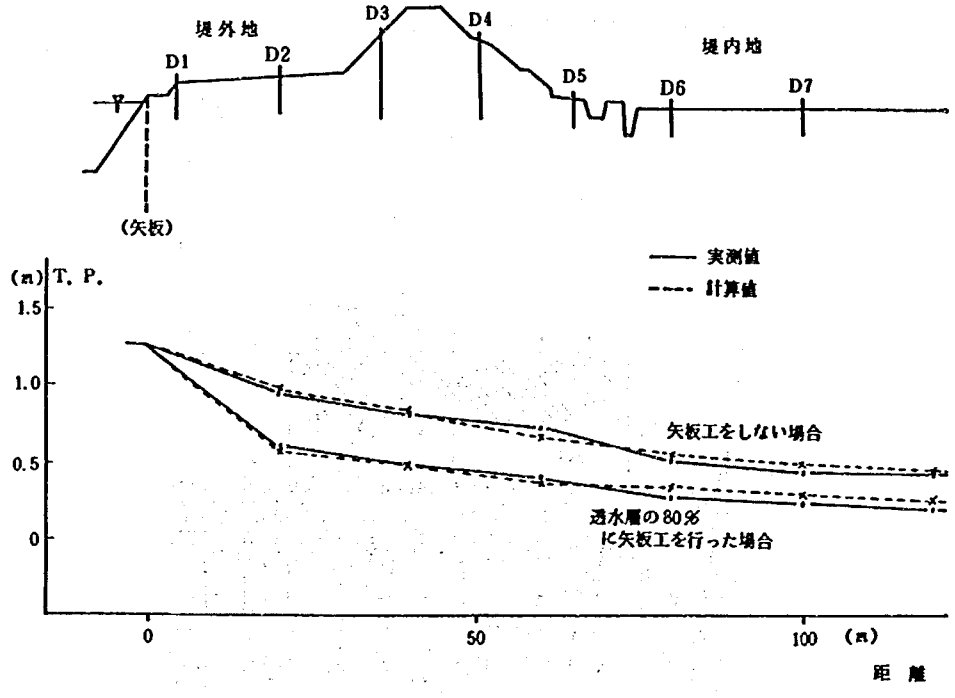


図　５　解　析　例

6　対策方法について

対策方法には，一般に次のようなものがある。

- 遮水工法
  - 地下連続壁工法-----イコス，ＯＷＳ，アースウォール，ケリー，エルゼソレクンシュ，ＫＣＣ，ＢＷ
  - 矢板工法----------コンクリート矢板，鋼矢板
  - グラウト工法-------ジェット式，グラウト注入
- 減少工法
  - 大断面堤体工法
  - ブランケット工法----アスファルト，コンクリート，ビニール
  - 裏小段布設工法
- 堤内排水工法
  - 承水路工法
  - ウェル工法

その選択は，単に遮水性だけでなく地下環境を現状の状態で維持できる条件を満足するためにどの程度漏水を低下させるかなどについて，その効果などの検討も必要である。

参考文献

1）豊橋工事事務所　矢作川河口堰漏水対策工法検討報告書，昭和54年８月

2）福山工事事務所　新涯・水呑地区地下水業務調査報告書，昭和55年３月

3）建設省水文研究グループ編訳　最新地下水学，昭和55年８月

（水文研究室）

河－３　水理模型実験結果からの施設計画（護岸・床固等）立案　（55）

（質　問）

1　概　要

猪名川の川西・池田地区（表－１）で河道の掘削及び拡幅を行い河積の増大をはかり暫定河道として疎通能力1,770㎥／s さらに将来河道として，疎通能力2.300㎥／s の河道に改修する計画である。この改修計画にともなう橋梁のかけ替え及び新設の橋梁（173号線）の橋脚が河道に与える影響状況等について縮尺１／50（ひずみなし）で実験を行った。

なお力学的相似については Froude の相似則に従った。

表－1　当地区　現況及び計画流量

河川名	地区名	距離 (km)	最小疎通能力 (m³/s)	計画高水流量 (m³/s)	戦後最大洪水流量 (m³/s)	同左一庫ダム坡工後流量 (m³/s)	総合治水暫定計画 (m³/s)
猪名川	川西・池田	10.4～12.6	600	2,300	1,920	1,770	1,770

㋑　総合治水暫定計画の考え方としては，現状河幅を重視してその範囲内で暫定低水護岸を施工する。

㋺　暫定事業は概ね10ケ年以内に可能な事業量である。

2　実験結果

実験結果の要点としては，橋脚軸でのせき上げは(図－1) TP 30.685 － 27.425 ＝ 326 m になる。また横断水面形上は（図－2）となる。横断面における流速綱は(図－3～5）で低水護岸近辺でも 4.5 m 程度の流速が予想される。フルード数は 0.79 程度である。河床材料としては10～30cm円礫～亜角礫が主体でDmax 50cm巨礫が点在する。厚さは，現河床から 0.50～2.5 m に存在する。これより下層は粘板岩の風化した貝岩が 2.5 m 以上である。なお現地点での実験は河床は固定床として行った。

3　質問内容

計画河床高は暫定・将来計画ともこの砂礫層と粘板岩の風化層の境界付近となると共に流速が相当急速であるため以下の事項について注意すべき点について御教示願いたい。

イ　低水護岸の根入長さ

ロ　低水護岸の形状，規模，構造

ハ　床止，根固等の形状，規模，構造

（猪名川工事事務所）

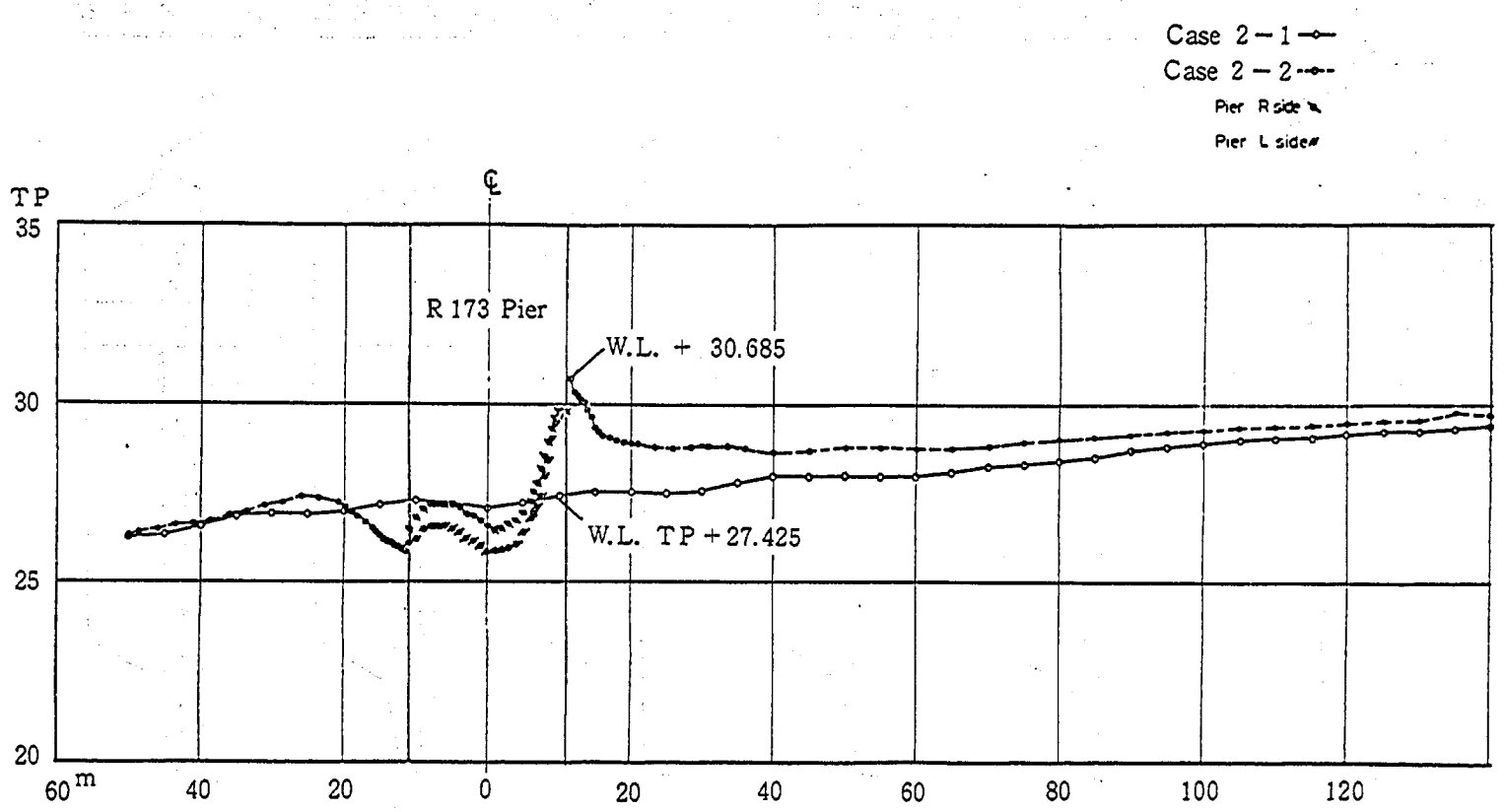


図　1　阪神高速道路橋脚軸縦断水面形状（Q＝1770 m³/sec）

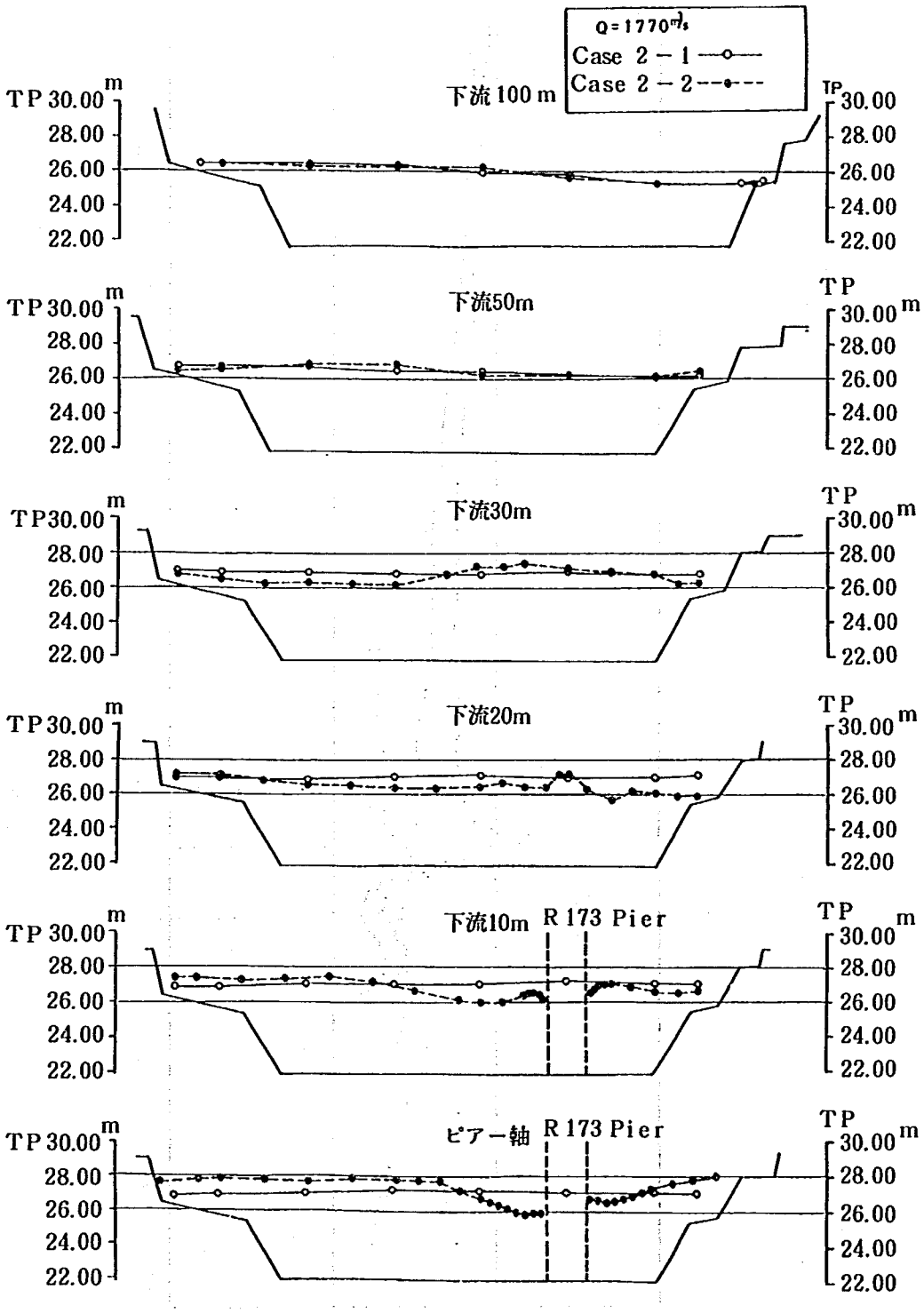


図 2　R.173 橋梁付近の横断水面形状図（ Case 2，Q＝1770m³／s ）

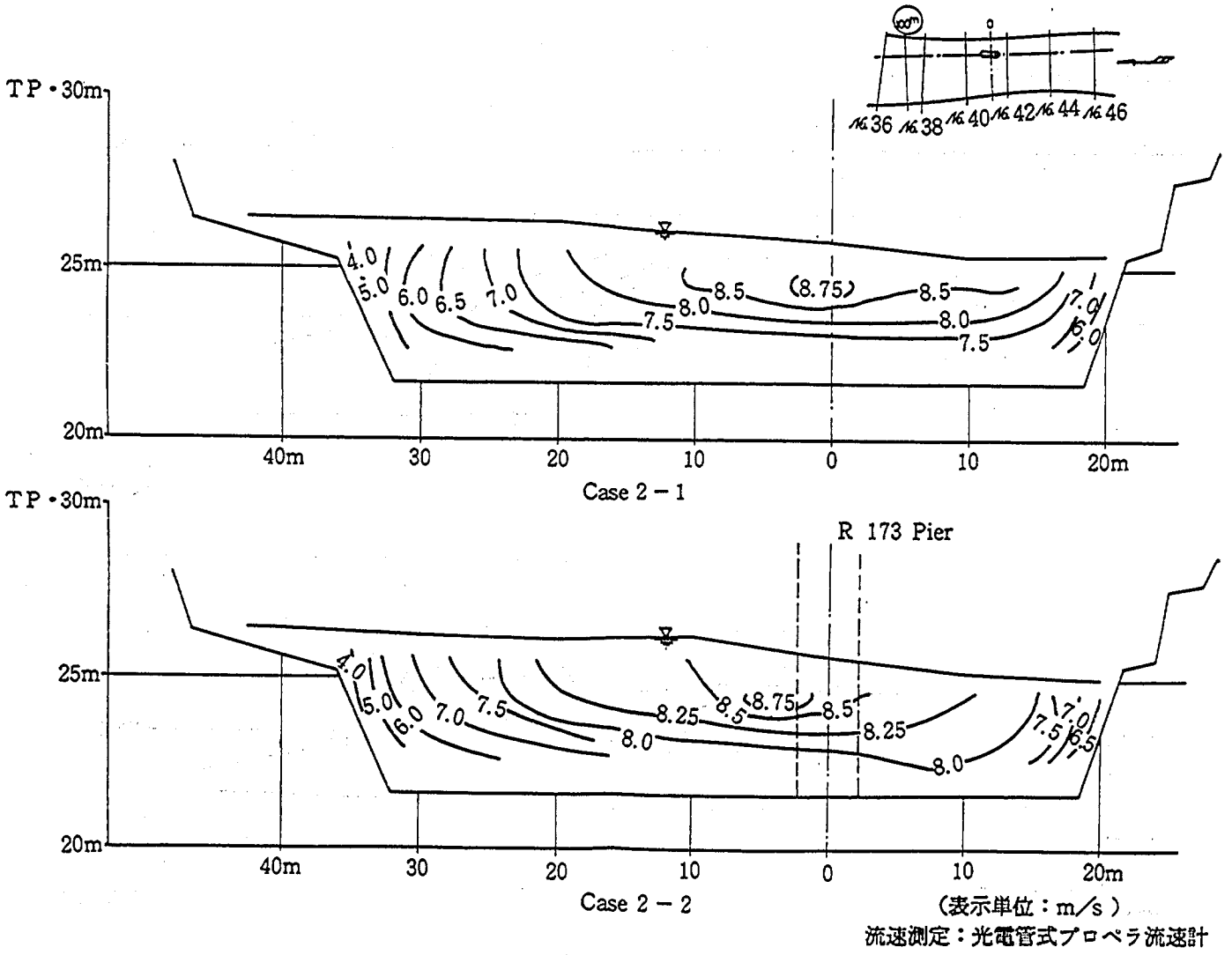


図 3　流速綱（下流 100 m）

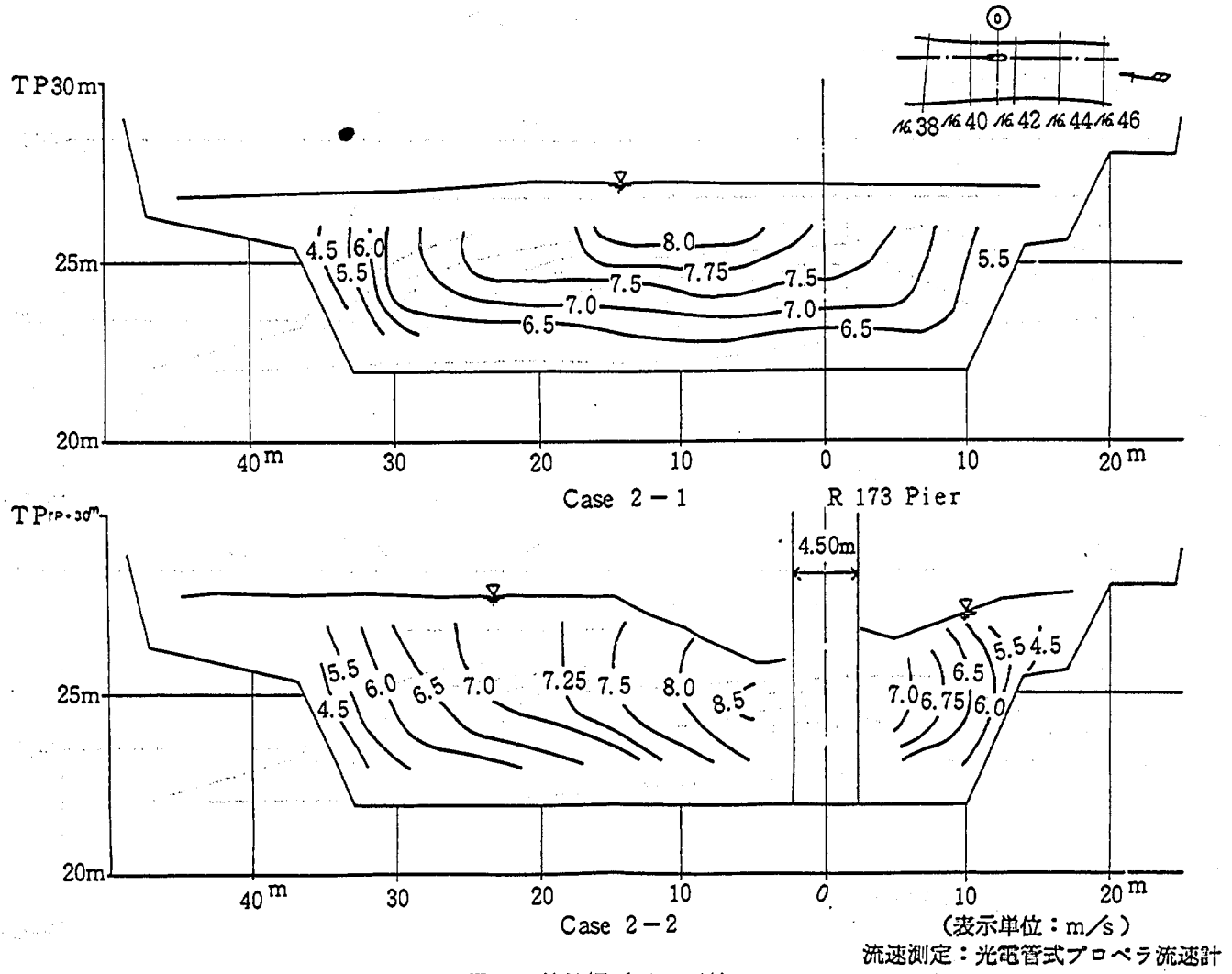

TP30m
25m
20m
No38 No40 No42 No44 No46
4.5
6.0
5.5
8.0
7.75
7.5
7.0
6.5
5.5
40m 30 20 10 0 10 20m
Case 2－1
R 173 Pier
TP
4.50m
5.5
4.5
6.0
6.5
7.0
7.25
7.5
8.0
8.5
7.0
6.75
6.5
5.5
4.5
6.0
Case 2－2
(表示単位：m/s)
流速測定：光電管式プロペラ流速計

図 4 流速綱（ Pier 軸）

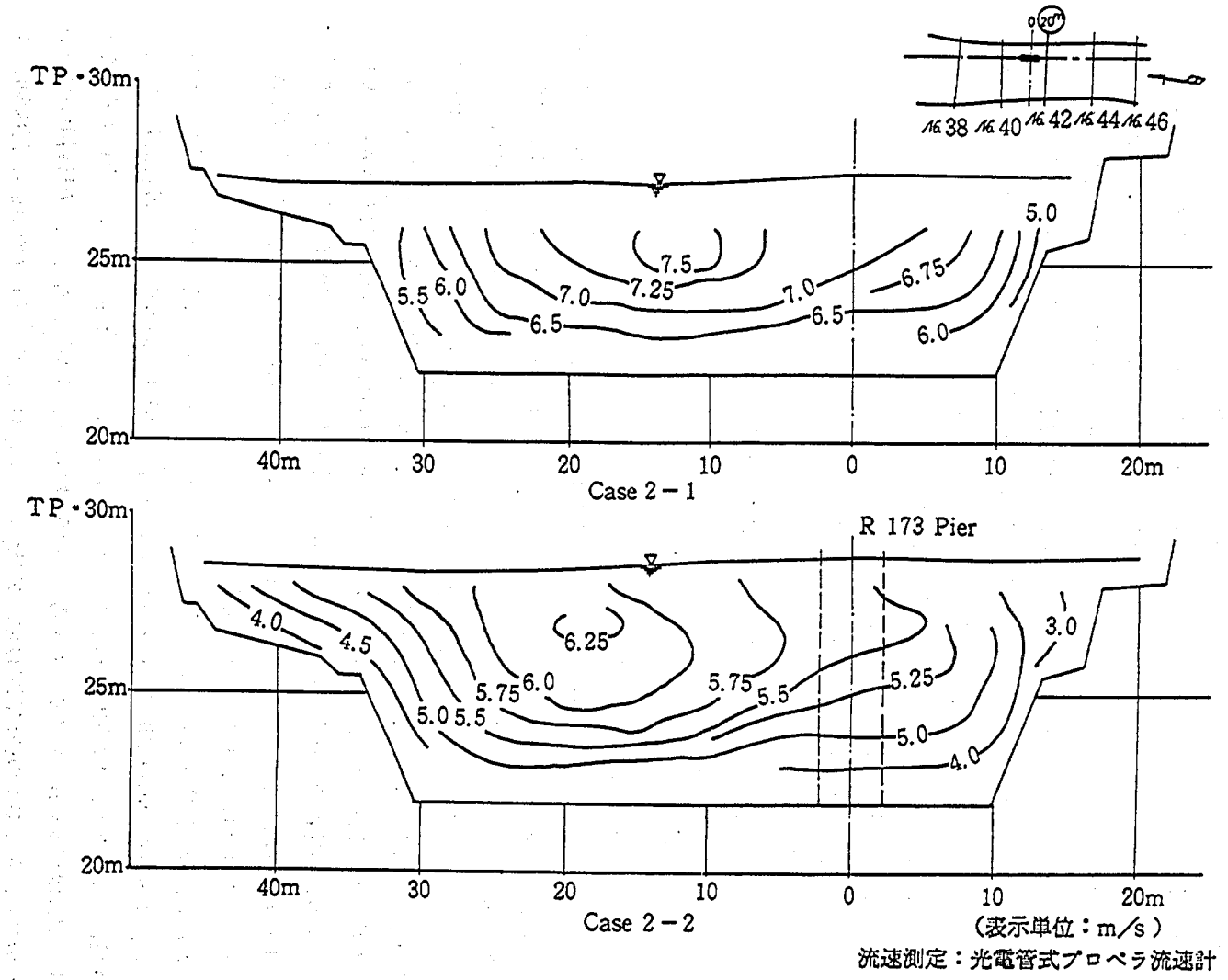


図 5　流速綱（ Pier 上流20m）

(回　答)

猪名川の 10.4～12.6㎞区間が対象である。この区間には，橋梁が4橋，取水堰が一基，および余野川の合流がある。暫定計画の河道掘削に伴い，橋梁ではすでに中橋（市道）がかけ替えを完了しているが，他の3橋も今後何らかの対策工事を行わなければならない。2基の取水堰はそれぞれ可動堰（ゴム堰）とする計画であり，床固は徹去することとなる。このあたりの堤内地盤高は比較的高いので，掘り込み河道となっており，将来余裕高分程度が特殊堤となる。この点からすると，都市部の河川にとって特に重要な河道の安全性については有利と判断される。改修計画によると，10年程度を目途に現況河幅を尊重して主として河道掘削により，河積を拡大し，現況能力の 600 m³／s を 1770 m³／s にあげ，その後拡幅により高水敷を造成するかたちで計画の 2300 m³／s 河道とすることになっている。

ここで，当面の課題は次のようであると思われる。

a　低水護岸の設計（根固，護岸水制等を含む）

b　2本の可動堰（出水時には帯工として機能）の設計

c　合流点処理

d　橋脚の影響とその対策（局所法掘，護岸に対する悪影響，せき上げ）

e　上流区間への影響

f　施行途中の河道の影響

g　施工法（瀬替，騒音，振動等）

以上の諸問題に対し，あるいはその一部の問題に対して模型実験が行われた。軟岩が出るので河床変動は無視しうるとして固定床模型（1／50，ひずみなし）が採用され，水位や流速分布等が測定された。実験結果によると，Q＝ 1770 m³／s の場合で，流速の最大値は Umax＝ 8.75 m／s，フルード数F＝0.78，壁付近の流速 4.5 m／s 程度であり，また 173号線の橋脚の存在が水位に大変大きな影響を与えていることがわかる。特に，橋脚の上流側では 3.26m にも及ぶ水位上昇がある。しかしながら，実験の粗度係数は現況河道の粗度係数n＝ 0.035 としており，暫定河道で軟岩が露出し粗度係数が減少するとすれば，流速は更に増大し，水位は低下して波状跳水となることも予想される。また，将来下流端の水位が低下してその影響が加わることも考慮しておくことが必要であろう。

ただし，砂利採取が行われない限り，下流端水位の低下速度は大きくないであろう。その理由は，ダム築造や河道整正により上流からの流砂量が現状より減少するが，現状においても流砂量は多くはなく，また河床材料が10～30㎝（d_{max} =50㎝）と非常に大きいことによる。なお，現状では堰が多く存在することもあるが，砂礫堆の発達は十分ではなく，河床材料中の粗粒分が少なく，かつ多くの砂州部では雑草が繁茂しており（猪名川工事事務所の話），河床勾配 1／330の河道にしては流砂量は多くないと判断した。

この区間の河道は全体としてゆるくわん曲しており，その中に小さな曲りが3ケ所ある。そ

れに，左端より余野川が合流している。これらを合せて，洪水流は安定したおだやかな蛇行をするものと考えられる。もし流砂が多ければ，流れを調和した砂礫堆が形成されるはずであるが，いま，河幅水深比（B／H）をとると計画時には 70／6.5 ≒ 11 であるから，単列蛇行の傾向を有し，水深が70cm以下くらいのとき（おおよそQ＝60m³／s 以下），複列蛇行となるのであろう。また，摩擦速度は $U_*=\sqrt{gHI}=\sqrt{9.8\times6.5/330}\fallingdotseq0.44$ m／s，10cmの礫の限界流速は $U_{*c}=0.28$ m／s （岩垣公式による），また無次元掃流力 $\tau_*=U^2_*/\{(\rho_s/\rho-1)gd\}\fallingdotseq0.12$ であるから，これらの数値により，河床上の礫は移動し，河床波は lower regime であると推定される。

さて，この区間の河道計画に対して前記のような問題点があるが，ここでは質問事項に限って回答する。

イ　猪名川のこの区間は急流部で単位幅当り 1770／70 ≒25m³／s・m の大流量を受持つ河道であるから，低水護岸の根入れ深さは，十分深くしておく必要がある。もっとも，これは軟岩の強度評価による。そして，ボーリング資料によると場所により若干異なるようであるが，全般的には水流に対する耐侵食性は相当程度あるとみなし得よう。しかしながら，護岸と軟岩の接点は弱点であり，同所がいったん侵食を受けるとそれは助長する傾向となるから，ドライまたは水中における軟岩とコンクリートの強度比がひとつの判断基準となる。このように，軟岩の上から護岸を立ち上げる場合には，護岸の前面に根固ブロックを捨てたり，水制を設けることは維持が困難であるから，このような機能を四角形，あるいは三角形状のコンクリートにおきかえてみることもできよう。ただし，場所うちコンクリートにはじめは当然設けるが，うち込み時に軟岩に数多くの孔をあけておいて軟岩と一体化させる構造とすることが望ましい。つぎに軟岩の強度が期待できない場合には，特に重要な都市部でもあり，流速が大きく，かつ大径の礫が流下する河道であるから，十分安全な構造としなければならない。このような場合には現在は計画河床高，または最深河床高のいずれか深い位置より，1 m以上深い位置に護岸基礎の頭がくるように設計すべきであると考える。できれば2 m程度ほしいところである。ただし，これも将来の河床低下がないと考えた場合のことであって，河床低下量の予測結果や，取水堰敷高との関係を考慮した根入れ深さとしなければならない。

ロ　低水護岸の形状・規模・構造は，通常の河道より極端に川幅が狭い，しかも非常に急流な都市部の人工河道に適したものとする。一般に，護岸としては表面の粗度が大きく，かつ勾配がゆるい場合の方が前面の洗掘が小さい。しかし，水理的にみて直壁では不可ということではない，猪名川の場合には親水機能をも考慮し，用地の許すかぎり勾配をゆるくし，ところどころに階段を設けるとよい。また，危険防止も兼ねて上部に小段（巾はせまくてもよい）があるとよいと思われる。護岸の粗度は前面の流速を減殺し，らせん流を抑えるために設ける。粗度要素は鉛直のすじ，または流れ方向に少し斜いたおび，あるいはちどり状の突起物等である。高さと間隔は理想的な平行流であれば1：10でよいが，通常は1：5以下ではないかと思われ

る。ただし，突起物を設ける場合には高速流によって大きい剪断力が生じるので護岸は土中にしっかり連結されていなければならない。

護岸は縦断的に細かく切り離し，それぞれが独立して機能するように考慮するものとする。通常10ｍないし20ｍ間隔でめじが入っているようであるが，できれば更に短くし，洪水中の破損が波及しないよう考慮することが望まれる。

低水護岸の天端は弱点のひとつでもある。ここに洪水中が乗り上げ，あるいは流下する場所では洗掘を受ける。そこで，少くとも幅１ｍ以上の長さにわたって高水敷をなじむ材料で被覆しておくとよい。その材料としては蛇籠やぐり石，あるいはブロック張り等が考えられる。

護岸の構造は，堅固なもので，背後とよく連結された構造とし，可能な限り環境を考慮したものとするとよい。単なるブロック張りでは強度が不足すると考えるべきである。鉄筋コンクリート，大規模な枠構造，あるいはよく管理された石積み等が適当と考える。

猪名川のこの対象区間には，実験結果にも現われていると思われるが，４ケ所の水衝部がある。それらは，合流点右岸のやや下流部，およびそれぞれのわん曲部の凹点のやや下流部（次の凸部との中間点あたり）である。このような場所においては重点的に護岸の重量を増しておく必要がある。

ハ　床固，根固等の形式・規模・構造については，まず根固から話をすすめる。軟岩の強度に信頼がおける場合で，軟岩を基礎として護岸を立ちあげることができるときには，根固は不要である。軟岩が流水によって侵食をうけると考えられるときには，勾配や水深，および軟岩の強度も異なるが，野州川の例を参考に設計するとよいと思われる。この場合，根固はできるだけ低い位置に設置し，幅は５ｍ以上，できれば10ｍ程度とし，平型のブロックを用い，それらを連結することを原則とする。ブロックは一層の層積とする。吸い出しを考える必要はないが，すわり具合を考慮して砂利またはぐりを敷しておくとよいであろう。ブロック重量は６トン以上で大きい方がよいが，かみ合せと連結を重視すべきである。富士川では流速10ｍ／ｓにも達するが，単体では28トンのブロックが流された記録があるという。

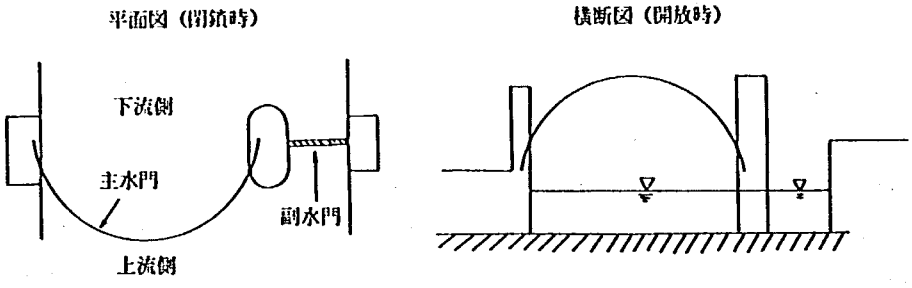
猪名川のように急流な，かつ流量規模に対して河幅の狭い川では，クイやブロックによる水制もよいが，基礎が軟岩では無理であろう。また，矢板をうち込むことも困難であると思われる。

最後に床固は，施工途上において必要となることも考えられるが，それは施工計画の段階で議論すべき問題と考えられる。暫定河道としては，河床変動をみて応変に対処することでよいであろう。

（河川研究室）

河－4　水門の開閉操作に伴う水理現象　(55)

(質　問)



感潮河川である寝屋川を流下する洪水は，高潮対策として安治川，木津川および尻無川の中・下流部に設けられた三大水門を通って大阪湾に注いでいる。今，台風が来襲した時を想定し，アーチ型の主水門およびスウィング型の副水門からなる大水門を下流端にとって不定流解析を行う場合，境界条件としての水位および流量をどのようにモデル化すればよいのか，次に挙げる水門操作の各段階にそってお教え下さい。

1　主水門および副水門が開放状態から，主水門を操作し，主水門の先端が水面に達するまで
2　主水門の先端が水面に達してから，主水門が完全に閉鎖するまで
3　主水門が閉鎖状態で，副水門が開放状態の場合
4　主水門が閉鎖状態で，副水門を操作し，その閉鎖開始から閉鎖完了まで
5　大水門完全閉鎖状態の場合
6　主水門が閉鎖状態で，副水門を操作し，その開放開始から開放完了まで
7　副水門が開放状態で，主水門が閉鎖状態の場合
8　副水門が開放状態で，主水門を操作し，その開放開始から先端が水面上に上がるまで
9　主水門の先端が水面上に上がってから開放完了まで

なお，大水門の操作時門は開閉ともに，主水門は30分，副水門は10分を要します。したがって，操作時には大水門の上，下流の水位は異なっていますが，段波として取り扱うことはできません。この点に的をしぼってお答え願えれば幸いです。

(大阪府土木部)

(回　答)

寝屋川感潮部水路網の不定流計算における三大水門地点の境界条件に関する問題である。これに関して，ここでは以下に基本的事項のみについて記しておく。

1　不定流計算における境界条件の意味

流水の運動は水路部，水門部，外水部に連続しているから，厳密に言えば，全水域について運動方程式を同時に解かなければ正しい解を得ることはできない。しかし水域のある部分の変動が極めて小さかったり，運動原理を単純化でき予見として与えられる場合には，この領域の運動を計算から除外し，単に「境界条件」として間接的に考慮することができる。このように境界条件は計算上省略された領域における運動方程式に代わるものであるから，その重要性は計算領域の運動方程式のそれと全く同等である。

2　不定流計算における境界条件式の形式

境界条件式は運動方程式と同等の意味を有するのであるから，一般的には運動方程式と同様に，水位，流量または流速とそれらの時間および空間に関する一階微分項を含む関係式として与えられるはずである。しかし微分項が重要な役割を果す場合には計算は難しくなることが多い。（ただし空間微分のみの場合はそれほどでもない。）

それはその地点に「境界を設定すること自体」が不適当なのである。

計算を有限の領域で打ち切るには，境界条件式が微分項を含まない形になるように境界を設定するのが普通で，この場合は水深と流量または流速に関する代数方程式となる。その最も単純な場合には，流量または水位の値自体が与えられる。たとえば，下流端が（三次元的な意味で）無限に広い水域にそのまま接続されていたり，上流端の堰で上流との縁が完全に切れている場合である。現実にこの様な場合は少くないが，しかし数学的に見ればこれは極めて特殊な条件である。境界条件式は一般的には水位と流量の関係式として与えられるということに注意する必要がある。

3　3大水門における境界条件

質問にある計算区間は水門の上流水路部のみであるから，水門近くの局所流域および外水域の流水の運動を考慮して境界条件が定められる。

まず微分項の影響について考えてみる。局所流部分は領域が狭いので不定流計算の単区間スケールの空間微分が影響を及ぼすとは思われない。時間微分の影響についてはゲートの開閉速度Vと流水の応答速度（すなわち波速）Cのオーダーを比較すればよい。ゲート前後の局所流域の長さはせいぜい水深の10倍程度と考えられるからC／Vのオーダーがこれより十分大きければ流れを疑似定常とみなすことができる。水深を5ｍ程度，ゲートの操作速度を

仮りに10m／10分（事務所資料による）とすると，C／V≒400となり，局所流域の流れを疑似定常とみなせる。

外水域については水域の容量・形状等がかかわるので一概には言えないが，例えば下流が上流水路部と同規模の河道である場合にはこの部分の不定流性を無視できないこともある。平面図を見た限りでは，安治川水門，尻無川水門に関しては問題は無さそうであるが，木津川水門下流部で不定流性を無視できるかどうかは確かではない。（水深，放流量次第）。場合によっては計算領域を下流に延長する必要があるかもしれない（追記参照）。

以上の考察から微分項を考慮する必要がないとすれば境界条件は水位と流量の代数方程式となる。水門ゲートが境界である場合，この方程式は「ゲートの流量算定式」に他ならない。すなわち，　　$f(Q, H_1, H_2 ; B_1, B_2, \cdots\cdots) = 0$　　(1)

ここにH_1＝内水位（局所流域より上流側），H_2＝外水位，B_1，B_2……＝ゲート開度*。

この関係式は水門及び周囲の形状に依存する。二次元的スルースゲートのように単純な形については推定できるが，質問にあるような複雑な形状のゲートに関しては実験的に求めるより他に方法はない。

さて概念的には上述のような関係式があるのだが，質問にあるようにそれぞれの場合に分けて考察してみると次のとおりである。

1（及び9）：事務所案でよい。$H_1 \equiv H_2$

5　　：同上　　$Q \equiv 0$

2（及び8）：模型実験により定めるべきである。それができなければ二次元スルースゲートの潜り状態における流量算定式を用いると良いと思われる。

3.4.6.7　：模型実験により定めるべきである。それができなければ二次元縮流部の損失係数から類推してもよい。

1.5.9以外については先に述べたように模型実験により(1)式を求めておいた方がよい。事務所の資料によれば内外水位の差はあまり大きくなく，水門近傍以外ではそれほど急激な流れは生じないと思われるので，水門のみの抽出模型実験でよかろう。上下流の水路部はそれぞれ河道幅の6,10倍程度にとればよいと思われる。

三大水門は感潮部に設置されているので密度流が生じることも考えられる。模型実験では密度流効果を考慮するのは難しいので，水門の上下流の水を種々の放流条件下で採水し密度を検討してから実験にかかるのが望ましい。ただし最も良いのは水門ができているのであるから，出水時にあるいは高潮時に現地試験を行うことである。

---

*開水路流から潜流に移行するゲート開度では，同じ開度でも上げているか下げているかによって(1)の関係が異ることがある。その場合には(1)は二価関数となるので注意を要する。

追記

下流河道の不定流性を考慮する必要があるか否かについては，下流河道のみについて不定流計算のケーススタディを行えばよい。境界条件は，下流端（湾への出口）で適当に潮位変化を与え，上流端（水門直下流）で適当な流量条件を与える。この結果上流端の水位に十分追随していれば，下流河道の不定流性を一応無視してもよいものと思われる。

以上の考察では各河川が大阪湾に流入する地点の水位が予見として与えられるものとして話を進めてきた。しかし大阪湾のような閉鎖水域においては湾内せいしゅについても考慮しておかねばならない。すなわち，湾内潮位観測点における水位と各河川出口の水位との間に差が生じる恐れがあるので，その相関関係について予め調べておいた方がよい。

（河川研究室）

河－5　水防林の効果算定の方法　（56）

（質　問）

吉野川の未改修地区のほとんどは，水防林によって洪水による被害が軽減している。今後，堤防の新設等に伴い，その水防林は伐採する計画であるが，従来洪水被害軽減に寄与していた水防林を，堤防等に支障がなければ，積極的に残す方向で検討したいと思っているおります。

そこで，水防林を河道計画の一部として残した事例，並びに水防林の治水上の機能推定方法等について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

近代改修が実施される以前の堤防は，その規模も小さく，不連続で，線型も流路に応じて自由な形をとるものが多かった。堤防は竹林を主とした水防林でおおわれ，河岸欠壊を防ぐため竹林が植えられ，大出水時には氾濫被害を極力に少なくする方式が採用されていた。一方，近代的な改修では河道流下能力の増大を必要とし，極力，堤外の疎通障害物を除去し，有効河積の確保につとめるといった方式が採用され，堤外水防林は除去されてきた。しかし現在でも水防林が残存し，有効な機能を果たしている河川は多数みられる。

水防林の治水機能は大別して次のように考えられる。

(1) 水勢を弱くする（遊水効果と堤防の安全性向上）

(2) 土石のふるい分けと除去（流木等の除去）

(3) 地表の浸食防止（河岸等の欠壊防止）

ただし，これらの機能も水防林が立地する河道との関係において評価されるべきものであって，一般的な把握は困難である。

水防林は地中の根茎の発達により土壌浸食に対する抵抗性を有している。特に竹林は地下1m程度にわたり根茎を密生させていることと，洪水流による倒伏のため地表を被覆すること，によりこの耐浸食性は高い。

一方，水防林について有害であるといわれる作用がいくつか指摘される。主として竹林について以下に検討する。

(1) 竹林による流水疎害のために氾濫を大きくする。

築堤による河川改修では河積が広げられる場合が多く，低水河岸に沿って水防竹林が河道内にとり残されることがある。このような場合，高水敷上の粗度係数が大きくなるので，これを考慮して河道計画をたてるか，あるいは竹林を除去した計画で設計される。竹林による粗度増加は正確に評価された例はないが，文献1)を参照されたい。

(2) 竹林の地下茎による堤体のゆるみが欠壊原因となる。

竹林の地下茎は密生度が高く[1)]一般に堤防の耐浸食抵抗性を増すと考えられ，堤体のゆるみを問題にすることはないと考えられる。

水防竹林についてはその効果の水理学的な把握は困難であって，厳密な評価は行いえないが，文献1)にも若干述べられているように，治水効果を発揮した竹林の植生密度，等を考慮して，河道計画に活用することが一方法と思う。

なお河道計画に水防林を活用する試みの例としては，阿武隈川左支川荒川の松を主体とした水防林，栃木県・彦間川の竹林による水防林等があげられる。

荒川は勾配1/30～1/200の急流扇状地河川であって，霞堤の堤内外に赤松を主とした水防林が密生しており，河積上の問題はあまりないが，土砂流出防止を主目的として水防林を活用する試みがなされている。水防林の土砂打止効果を評価するため，簡単な水理モデルが用いられているが，一般的な評価方式にはなりえないと考える。

参考文献

1) 水害防備林の治水機能の評価，土木技術資料 20－2 (1978)

(総合治水研究室)

河－6 市街地開発に伴う流出係数の変化 (56)

(質 問)

四国においても近年の都市化現象に伴う，市街地の拡大等流域内の開発は著しいものがある。このことによる流出係数の変化ならびに，既成市街地における研究事例等ありましたら御教示願いたい。

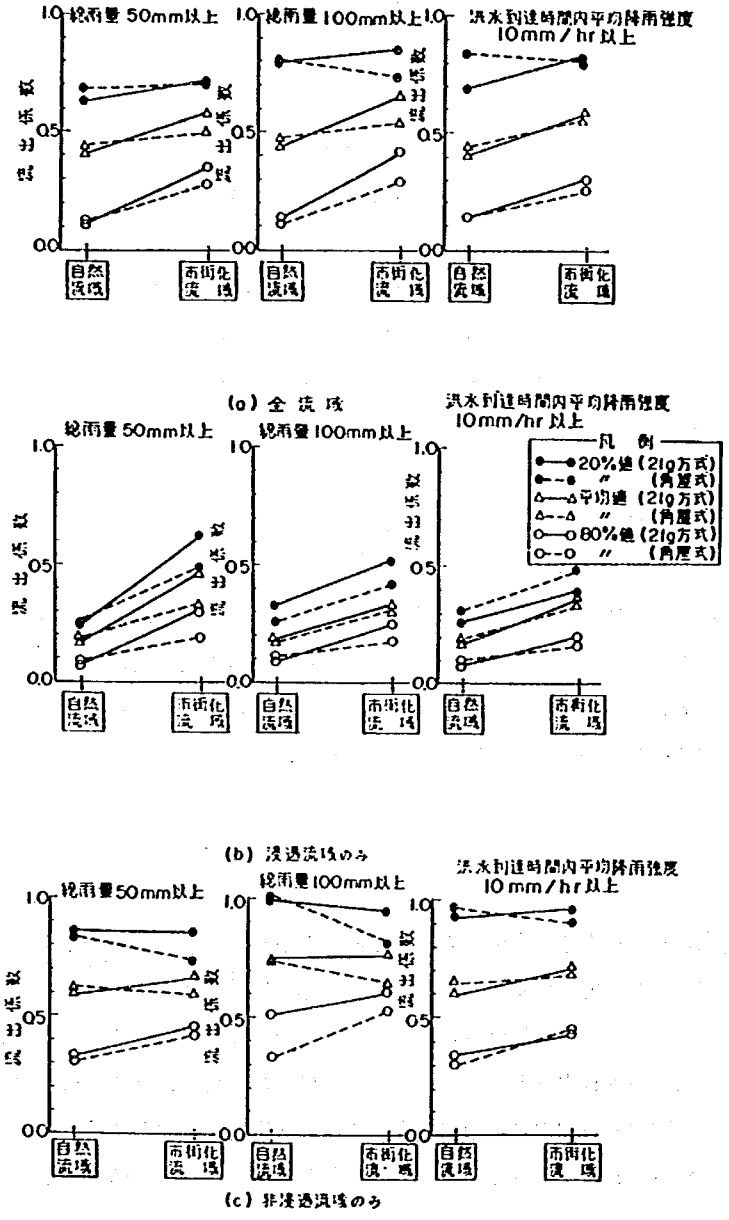
(河川部河川計画課)

（回　答）

流域の市街化に伴い，洪水ピーク流量が増加するという事実は周知となっている。しかし，現在，これを完全に定量化するに至っていない。このため，各地建及び土木研究所により，流出試験地調査を行っており，洪水資料の集積を図りつつ，これらの問題を含めた流出機構の解明を進めている。このうち，特にこの質問で問題にされている合理式の流出係数については，洪水到達時間と一括した議論が必要であると思われる。すなわち，市街化に伴う洪水ピーク流量の増加は，流域の非浸透化による流出ボリュームの増加，および洪水到達時間の短縮による流出量の集中化の２つに起因する。このため，単に流出係数の違いだけでは，市街化の影響は議論できない。

したがって，ここでは，流出係数及び洪水到達時間について概説する。流出係数は，自然域より市街域が大きいとの推察のもとに，流出試験地の結果を整理したものを図－１に示す。○△□は，それぞれ各資料値の大きい方から総量の20%値，単純平均値，80%値を示す。また，実線，破線の違いは洪水到達時間式の違いを示す。この結果から，市街化により，流出係数は大きくなるもののその流域の表層地質特性とくに浸透性，非浸透性地質により値が大きく異なり，市街化による影響は浸透性地質で著しいことがわかる。しかし，大洪水資料の数もまだ十分でなく，さらに検討の必要がある。また，洪水到達時間は，河川砂防技術基準(案)にも，多くの式が提案されており，その中には，市街域と自然域など土地利用状況の違いを考慮できるものもあり，たとえば，土研式などが示されている。この他，最近洪水規模の違いまで考慮できる角屋式（次式）が提案されており，有用なものと考えられる。

$$tp = C \cdot \bar{re}^{-035} \cdot A^{0.22}$$



図－1　合理式の流出係数の比較（自然流域と市街化流域）

ただし，t_p；洪水到達時間(分)，$\bar{r}_e$；洪水到達時間内の平均有効降雨強度（㎜/hr），A；流域面積（km^2），C；土地利用状況によって変わる定数（表－1参照）

この式の適用方法についての詳細は，角屋等の文献を参照されたい。

表－1　Cの値（角屋による）

丘陵山林流域	Cp＝ 50～350≒290
放　牧　地	Cp＝190～210≒200
ゴ ル フ 場	Cp＝130～150≒140
開発直後裸地	Cp＝ 70～120≒100
市　街　地	Cp＝ 60～ 90≒ 56

（水文研究室）

河－7　内水排除計画検討時の内・外水の生起確率　(56)

（質　問）

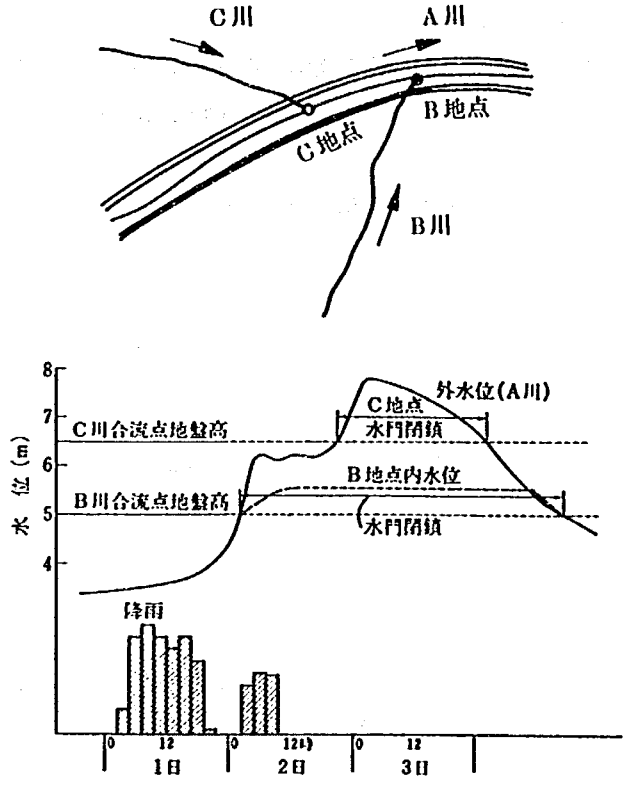
内水排除計画は，既応に生起した洪水を対象として，その降雨確率により，排除ポンプ規模の経済効果等により立案されている。その場合，解析にあたって対象洪水（内水側）時の実積ハイドロ（本川）を使用しているが，特に流域面積が大きく地域によりパターンが異なる河川においては，内水と外水の生起確率が同一とは言い難いと考えられるがどのように考えればよいか。

（徳島工事事務所）

（回　答）

図－1は，内水の起こり方を外水位（A川の水位）との関係で示したものである。B川では1日目と2日目の2回にわたって降雨があったが，このうち1日目は外水位が低かったので，降雨があっても内水を生じていない。2日目は外水位が高く水門が閉鎖されたので，この間の降雨はA川に排出されず，堤内に貯留され内水となった。このように内水を起こさせるのは，外水位が高いときの降雨，正確には水門閉鎖時間内の降雨量であることに注意する必要がある。従って，内水は，外水位と降雨波形の組み合わせによって起こり方が変わり，更に水門閉鎖時間によっても変わることがわかる。

さて，内水被害の大きさは，内水の浸水水位と浸水時間によって定まる。このうち浸水時間は農地等の被害と大きな関係がある。たとえば，水田の稲作被害は浸水水深が多少大きくても浸水時間が短かければ大きな被害を生じない。これに対して家屋の浸水被害はほとんど浸水水位によって定まる。したがって市街地の内水処理を考える場合には，浸水水位の大きさに着目することになる。浸水水位を決定するものは最大湛水量である。従って，内水の規模を評価するときの指標は，最大



図－1　外水位と内水の関係

湛水量をとればよいことになる。（最大湛水量は，水門閉鎖時間内の内水流出量に等しい。）

従って，内水対策の立案にあたって最も重要な計画諸元は内水流出量であることになる。これを確率論的に決定するためのひとつの方法として，水門設置地点における外水位及び堤内地の流出総量のデータを用いて2元の確率分布として処理する方法が考えられる。すなわち，例えば，外水位4.5 m以上の時に内水流出量（水門閉鎖時間内の降雨によってもたらされる流出）が100万㎥以上である確率はいくら，外水位5.0 m以上の時に内水流出量が50万㎥以上である確率はいくら，という具合に処理するわけである。ところが，こうした2元確率分布による解析には多くのデータが必要とされ，実用性に欠けるきらいがある。

そこで，水門が閉鎖される外水位を，堤内地の地盤高，土地利用状況（資産分布状況）によって排水目標水位として決めれば，外水位がこの目標水位以上である場合の内水流出総量を原データとして，これについて統計処理を施すことによって簡便な処理が可能であることになる。

ここで，内水流出量は次式であらわされる。

$$V = fRA \qquad (10^3\ m^3)$$

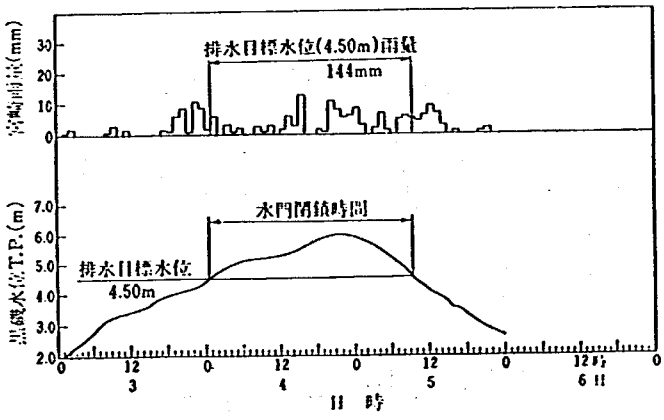
f；内水流域の流出係数

R；内水降雨量（mm）

A：内水流域集水面積（km^2）

内水流域の面積は小さい場合が多く，降雨と流出の間の遅れが小さい場合が多いであろう。その場合には，内水流出の計算をするかわりに，内水降雨量（水門閉鎖時の堤内地降雨総量）をもって，内水の規模を評価する指標とすることができる。

図－2は，ひとつの洪水における内水降雨量の例である。



図－2　内水降雨量の例（宮崎市大塚地区）

（水文研究室）

河－8　治水投資効果の調査検討法　（56）

（質　問）

四国地方の東南部の河川は，毎年のように計画規模に達する洪水に見舞われ，莫大な被害を受け，多額の災害復旧費を投入している。災害復旧費を含めた治水投資が相当な額になっているにもかかわらず，やはり毎年災害が多いという実情にかんがみて多降雨地域においては，その特性に応じてある時期に，ある規模の集中投資をし，ある程度の治水整備水準を確保すれば，災害の軽減もしくは，他の地域並の災害状況になるのではないかと考えられる。

効率的な治水投資の立場からも，このような検討が必要と思われるが，具体的調査方法，検討方法について助言をお願いしたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

治水投資の効果は非常に多面的であってその計測が難かしい。現在行われている効果把握の考え

方は，治水経済調査要綱に基づくものである。しかしこの場合でも計量不可能な項目（人命損失，間接的な被害等）は含まれておらず，治水投資の効率性を検討する手段としては限界を有するものといえる。このことを前提として，投資効果を把握する手段とその方式について若干の註釈を加える。

1. 集中投資について

投資制約が無い場合に，集中投資の効果を評価する方法としては，次のようなものがある。

$$C = Co\ (\text{事業費}) + \int_0^T M\ (\text{維持管理費}) \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，C：総費用，Co：事業費の現在価値，M：維持管理費の現在価値（復旧費を含めるものとする），T：施設の利用年数である。

$$\bar{D} = \int_0^T \int_{Fo(t)}^{\infty} D\ (F)\ Pr\ (F)\ dF\ dt \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，$\bar{D}$：T年間の洪水被害額の期待値（現在価値），Fo (t)：t年の無被害最大外力（治水容量），D(F)：洪水被害額，Pr(F)：外力Fの確率密度関数，F：外力（降雨量）である。

現在の計画と集中投資を行う計画について，式(1)，(2)によりCおよび$\bar{D}$を計算し，$(C+\bar{D})$の大小を比較することにより，両計画の効率を比較することができる。

式(2)の計算方法については，治水経済調査要綱を参照されたい。また，詳細な費用便益分析手法については，文献(1)，(2)を参照されたい。

2. 計画規模の設定について

多頻度に計画規模を超過する降雨がある場合には，計画規模の見直しも必要と思われる。見直しに際しては，年最大値のみを対象とした降雨量の確率評価の外に，非毎年降雨量も含めた検討を行ってみることが考えられる。非毎年水文資料は指数分布として解析される。一般に，再現期間の短いものについては，同一再現期間の降雨量は非毎年資料に基づくものが毎年資料に基づくものに比較して大きくなることが知られている。解析手法については，文献(3)を参照されたい。

参考文献

1) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究（I），土木研究所報告，№156，1981

2) 山口高志・吉川勝秀・角田学：都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究，土木学会論文報告集，№313，1981

3) 岩井重久・石黒政儀：応用水文統計学，森北出版株式会社，1970

（総合治水研究室）

河－9　遊水効果量の検討法　(56)

（質　問）

肱川は，流域の約90％が山地となっており，平野としては上流部に宇和盆地，中流部に大洲盆地が代表される平野となっている。この大洲盆地から下流河口までは，また河川両岸に山脚が迫り，ところどころに河岸段丘とか支川が作る扇状地が平地を形成している。現在，肱川河川改修の中心は大洲平野の締切である。しかし，この締切は大洲平野の遊水効果をなくすことになり，下流河口までの水位上昇につながり，下流対策なくしてこの締切が不可能な状態となっている。以上のような懸案事項に対処するため，現在不定流計算による大洲平野の遊水効果と下流水位変化の検討を進めているが，遊水効果検討時の対象洪水，基本波形，効果量等の考え方について御教示願いたい。

（大洲工事事務所）

（回　答）

河川沿い低平地の有する遊水効果を算定する方法として，一般に実施されている方法は，氾濫計算による方法である。すなわち，河道と氾濫域（遊水域）で構成される系を水理モデルで表現し，氾濫水深・流速，遊水効果等を評価するものであって，河道と氾濫域の組み合せ法により大別して，次の三種類に分類される。

(1) 河道と遊水域を一体として，不定流計算を行うもの，主に無堤河川で用いられる。

(2) 河道と遊水域を区別し，河道には不定流計算，遊水域には貯留を考慮した連続式，この両者をつなぐための越流計算あるいは氾濫流量を与える式，で表現するもの，霞堤の効果，遊水地の効果，等の評価に用いられる。

(3) 河道は不定流，氾濫域にある種の水理モデル（平面的なタンク，平面二次元流等による）を使用するもの。

これらには各々その特徴があり，使用目的に応じて使いわけられている。

ところで肱川のケースは，(2)に相当するモデルを用いているのであろうと思われるが，この場合に計算上注意すべき事項として，

(1) 越流計算による場合，堤内外の水位差で水が遊水区域に出入りする。この時計算時間々隔を長くとると流出入量に振動を生ずることがある。これは水の運動を堰公式で表現することに起因する。

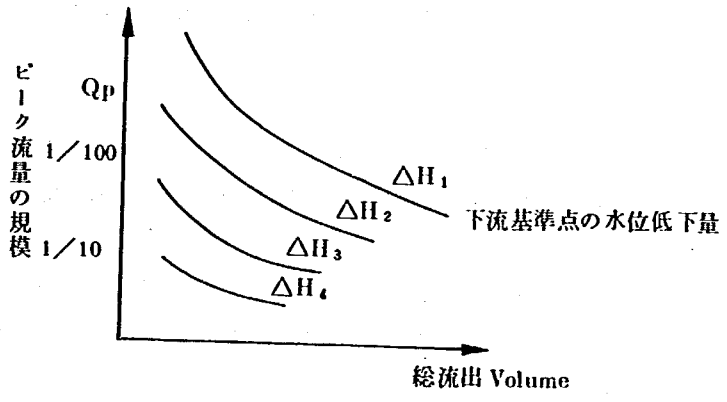
(2) 河道の不定流解析では河道区間が長くなると，流量逓減が生ずる。これは河道計画では一般に考慮していない。

(3) したがって遊水効果による下流河道の流量減少や水位低下の効果が大きく見積もられる（計画高水位や計画流量に対して）ことになる。

以上のことを考慮したうえで，遊水効果の把握を行う必要がある。

遊水効果は対象とする洪水の規模とその波形により異なる。このため対象洪水の選定をどうする

かが問題とされるが，これはダムによる洪水調節と同様，いろいろな洪水について検討し，波形ごとに遊水効果の分析を行っておく必要があり，一般論で決めることはできない。この分析結果を一例として下図のような表現で表示すると遊水効果の把握に有効と考える。計画上からいえば，基本高水に対する遊水効果が重要となろう。



（総合治水研究室）

河－１０　洪水時の人手のかからない流量測定方法　(56)

（質　問）

吉野川の洪水流量観測には，１観測所当り５～７名の人が悪条件の中で，気象状況等を気にしながら数日間にわたって観測するため，観測人の疲労は大きく，また，危険の伴う作業である。そこで，人手がかからず経済的で精度良く，取扱いが簡単で連続して吉野川のような大河川でも流量測定可能な方法はないものか。

（徳島工事事務所）

（回　答）

洪水流量観測方法は，過去の多くの実績に基づいて決められており，その方法に従うことは，観測精度の保証につながる。このため，洪水流量観測の省力化等を図るためには，現在の方法をむやみに変更するのではなく，現在の方法を踏襲しつつ，効果的な観測機器を利用して行くことが好ましい。

そこでまず考えられる方法として，浮子観測時での(1)電波浮子の使用，流速計観測時での(2)流量観測車の使用の２つがあげられる。以下２点の略説を述べる。

(1) 電波浮子の使用

現在，多く用いられている浮子に電波発振器を取付けた電波浮子を流し，岸の上下流２点に設置した電波受信アンテナによって浮子の通過時間を測定し，流速を求めるものである。（図－１参照）

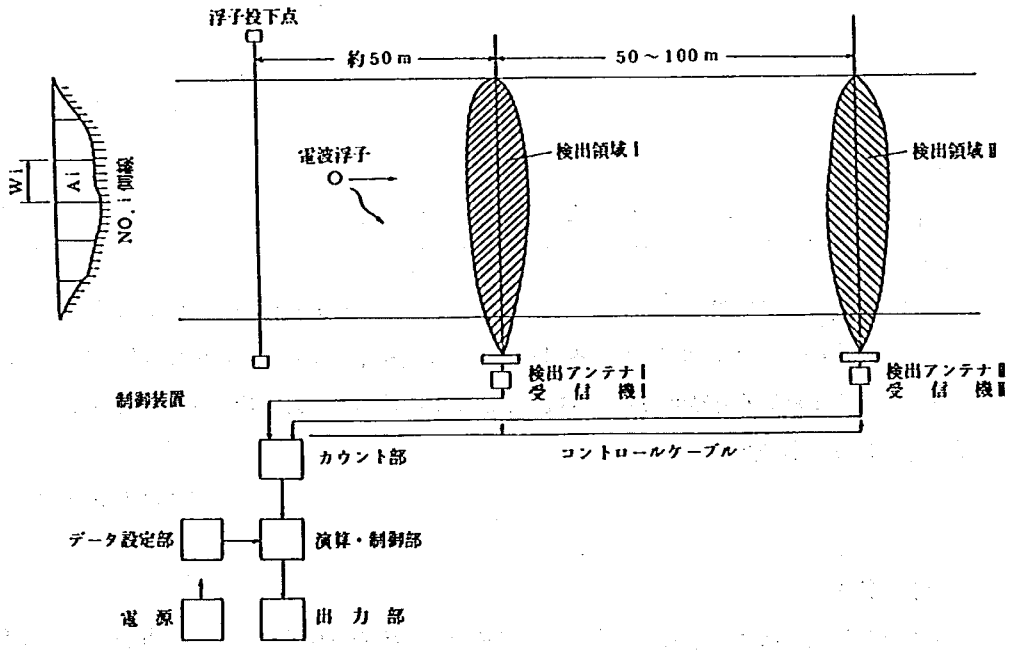
浮子の通過時間の測定から流速計算までを機械で行うため省力化が図られ，又，必要な時には，観測人による測定を同時に行うことが出来，本システムと在来の方法の比較が可能である。

ただ，欠測ということに対しては，電車等による電波防害の対策，更にケーブル，受信アンテナのメンテナンスを十分に行う必要がある。

(2) 流量観測車の使用

現在，関東地建の事務所等ですでに使用されている物であるが，既設の道路橋等を利用して，流量観測を行う場合，自動車にウインチを装備し洪水時に，流速の大きな所での観測の安全を増し省力化を図るものである。

以上が観測の精度と安定性を考慮した上で好ましいと考える方法であるが，更に現在の観測方法あるいは，上に示した方法の補助的な観測方法として電波流速計の使用が考えられる。電波流速計



図－１　電波浮子を使用した河川流量観測システム

は以下(3)に示すような特性があり，観測の内挿や外挿に利用することにより，大がかりな観測の回数を減らすことが可能となる。

(3) 電波流速計

1) 原　理　自動車取締りに使用しているドップラレーダスピード計と同じ原理に基づくもので流体の表面での電波の反射によって流速を求める。

2) 特　長　流体には非接触で観測できるので作業の安全性が高い。

3) 問題点　測定される流速は流れの表面流速であるため，利用者は観測地点での流速分布と表面流速の関係を求めておく必要がある。従来の方法の内挿や外挿に利用するのであれば同時観測により両者の関係を調べておかなければならない。

なお流速測定機器として超音波流速計があるが，高水位時の観測のための設置位置調整が困難であることや，横断面の流速分布が知れないことにより観測値から流量を求める場合，大きな誤差を含む危険性があること，更に洪水時の河川の濁流や流下物等による音波の減衰から生じる欠測が考えられ，洪水流量観測には適当と考えられない。

（水文研究室）

河－１１　伏流水の調査方法　（56）

（質　問）

河床の低下，河道掘削等に対する影響把握並びにその対策を検討するために，各河川では，伏流水調査を実施している。調査では伏流水の動向等を把握するために観測井ボーリング孔等がかなり必要で，データが得られるまでに相当な時間と金額を用している。このため，調査がなかなか進まないのが現状である。そこで地下水位（伏流水）をより簡易な方法（例：航空写真等を利用）を必要と思っている。これに関連する調査，研究等があれば御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

地下水や伏流水に関する調査方法は，現在十分に確立されているわけではない。これは，地下の地質状況や地下水流動状況，地表の水などと異なり，直接確認できないことに原因がある。一般には，標準的な方法として，次のような調査手順が考えられる。

① ボーリング試験，揚水試験により，地質断面図の作成，透水係数の算定

② 地下水位観測による年間地下水位変動状況や水収支の把握

③ シミュレーション解析による影響予測や対策評価の検討

さて，本質問は，時間的，経済的な面から，上記方法以外の簡易の方法の有無についてであるが，現在のところ，研究段階のものは多いが，実用化された例はあまりない。しかし，上記調査のための概査や補助的手段として役だつものはあり，この範囲で１～２の研究事例を示す。

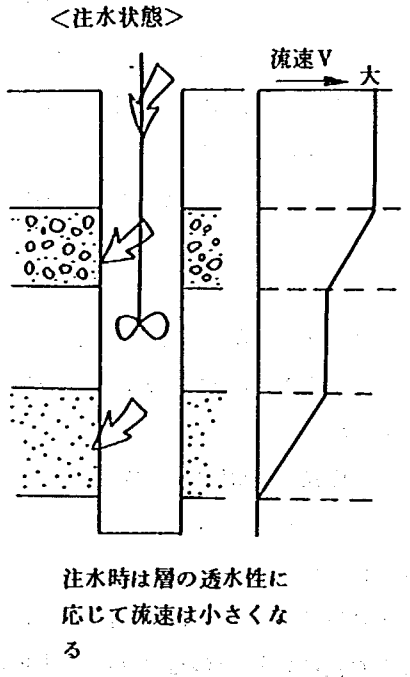
(1) 地下水の流速，流向を直接求める方法

一般には，大規模な試験にならなければ，地盤の透水係数や地下水流向を求めることができない。ここでは，単一井を用いて，簡便に地下水の流動速度や方向を知ることのできる１～２の方法を紹介する。図－１はボーリング孔内に微流速計を挿入することにより，地下水の流速を直接測定する方法の一例を示す。この方法では流向は求めることはできないが，図－２に示すような方法では流向まで知られる点で有効である。これは，ほう素水溶液の濃度変化を指向性中性子水分計により，各方向ごとに求める。変化数の大きさ及び方向が，流動流速，方向を示す。

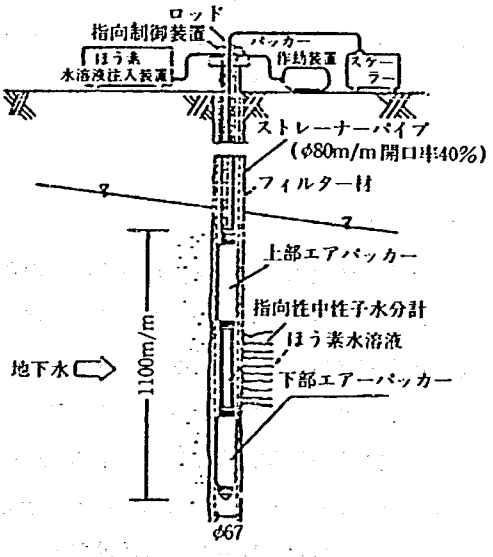
(2) 空中写真による地下水流動を求める方法

調査方法の一例を図－３に示す。

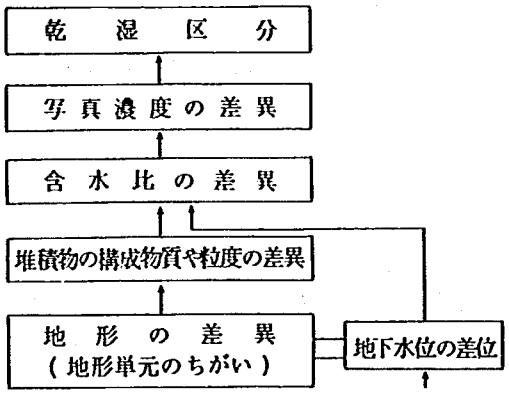
地下水位の高い地域は，表層地質の成分に差異がみられ，さらに表層土壌水分は高くなると，空中写真は，濃い階調でうつる。これにより，おおよその面的地下水位分布を知ることができる。この他，最近では，普通の空中写真ではなく赤外線写真や自然ガンマ線の測定結果などを利用することにより，地下水の位置をより明確にする調査手法も実用化されつつある。これらの結果を用いて，たとえば，旧河道の確認，調査範囲の限定することなど，本調査の合理化，短縮に役立つと思われる。



図－１　微流速計による地下水流動調査



図－２　指向性中性子水分計による
地下水流動調査



図－3　写真濃度と含水状況の関係

参考文献

1）土木研究所，地下水涵養技術の開発，昭和54年2月

2）不明，小口径単一井による深度別地下水流の流速，流動方向調査，出典不明

3）今村，橋本他　空中写真を使った沖積平野の乾湿区分法　写真測量とリモートセンシング　Vol.19，No.3　1980

（水文研究室）

河－１２　支川の合流，又はポンプ排水による水位上昇　(56)

（質　問）

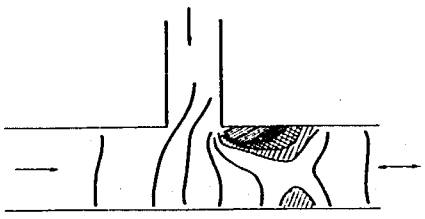
支川が直角に合流する場合，あるいはポンプ排水が直角になされる場合の本川の水位上昇量の把握手法について教示願いたい。

（中村工事事務所）

（回　答）

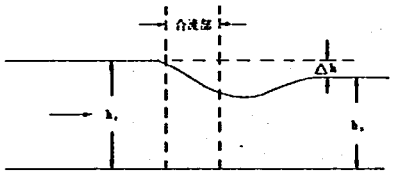
河川合流点では横断方向に速度が不均一となり，均一化するまでの区間では水位が図－１のように変化する。変化する区間は合流部直上流から本川幅の３～４倍である。平均水位を本川について縦断的に描くと図－２のようになる。質問にある水位上昇量とは図－２の Δh である。

図－３に示す３断面に囲まれた領域で本川下流向きの運動量保存式を立てると次のようになる。

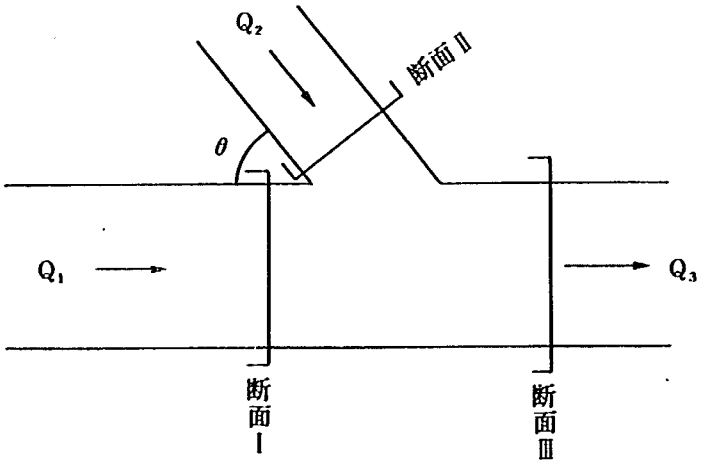


図中の線は等水位線
濃い部分は水位が低い

図－１



図－２



図－３

$$\underbrace{\tfrac{1}{2}\rho g B_1 h_1^2 + \rho \beta_1 B_1 h_1 V_1^2}_{\text{(断面Ⅰの運動量)}} + \underbrace{\tfrac{1}{2}\rho g B_2 h_2^2 \cos\theta + \rho \beta_2 B_2 h_2 V_2^2 \cos\theta}_{\text{(断面Ⅱの運動量)}}$$

$$+ WSo = \underbrace{\tfrac{1}{2}\rho g B_2 h_2^2 \cos\theta}_{\text{(重力成分)}} + f + \underbrace{\tfrac{1}{2}\rho g B_3 h_2^2}_{\text{(支川側壁圧力)}} + \underbrace{\rho \beta_3 B_3 h_3 V_3^2}_{\text{(河床摩擦)(断面Ⅲの運動量)}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

ここに，ρ＝水の単位体積質量，g＝重力加速度，B＝水路幅，h＝水深，V＝流速，θ＝合流角度，W＝3断面で囲まれた区間の水塊の重量，β＝運動量補正係数1.1，添字1，2，3はそれぞれ断面Ⅰ，Ⅱ，Ⅲの諸量であることを表わす。

また連続条件から

$$B_1 h_1 V_1 + B_2 h_2 V_2 = B_3 h_3 V_3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

水位の変動する区間はそれほど長くないので，①式の重力項と摩擦項を無視し，また$h_1 \approx h_2$，$B_1 \approx B_3$と仮定すると，次の三次方程式を得る。

$$\left[\frac{h_1}{h_3}\right]^3 - (1 + 2\beta F_3)\left[\frac{h_1}{h_3}\right] - 2\beta F_3^2\left\{\left[1 - \frac{Q_2}{Q_3}\right]^2 + \left[\frac{B_3}{B_2}\right]\cos\theta\left[\frac{Q_2}{Q_3}\right]^2\right\} = 0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

流れが常流の場合には下流側の水理条件は既知であり，未知数は上流水深h_1のみである。上式の解は実験結果と良く一致することが確められているので，合流部の水位上昇量の算定にそのまま用いてさしつかえない。

しかし③式は三次方程式であるので多少不便である。そこで支川が直角に流入する場合の近似解を以下に示しておく。

支川が直角に流入する場合は$\cos\theta = 0$であるから③式の最終項は消去される。水位上昇量をΔhとすると$h_1 = h_3 + \Delta h$であり，$\Delta h / h_3 \ll 1$と仮定して$\Delta h / h_3$の三次の項を無視すれば次の二次方程式を得る。

$$3\left[\frac{\Delta h}{h_3}\right]^2 + 2(1 - \beta F_3^2)\left[\frac{\Delta h}{h_3}\right] - 2\beta F_3^2\left[\frac{Q_2}{Q_3}\right]\left[2 - \frac{Q_2}{Q_3}\right] = 0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

この解は

$$\frac{\Delta h}{h_3} = \frac{\beta F_3^2 - 1 + \sqrt{1 - 2\beta F_3^2 + \beta^2 F_3^4 + 6\beta F_3^2\left[\frac{Q_2}{Q_3}\right]\left[2 - \frac{Q_2}{Q_3}\right]}}{3} \quad \cdots\cdots ⑤$$

と表わされる。F_3 が0.7以下の場合には，③式の解と⑤式とはほとんど一致するので，実用上は③式から水位上昇量を求めて十分である。

（河川研究室）

河－１３　河川改修における旧霞堤の取扱い　(56)

（質　問）

土器川の未改修区間には23ケ所の霞堤があり，当該ケ所の計画河床勾配は１／150　～１／100ときつく，流下断面も十分に有することから，現在の改修計画ではそのほとんどを連続堤防にする計画となっている。

霞堤の目的は①支川処理　②乱流防止　③氾濫流の回収　④遊水効果等がある。23ケ所の内２～３ケ所の「支川処理」を除いては全て「氾濫水の回収」が目的の霞堤である。一方霞堤につながる堤内地で盛土等による宅地化が進んでおり，地先は連続堤防に改修するよう強く望んでいる状況である。

このような状況下における霞堤の取り扱いについて他の実例等があれば御教示願いたい。

（香川工事事務所）

（回　答）

一般に霞堤は河道特性に応じてその機能が異なる。扇状地性河道では，支川処理（内水排除も含む），乱流防止，氾濫流の回収，を主目的としたものが多く，遊水効果は一般に小さい。中間地河道では遊水効果を期待した霞堤が一般である。

土器川は，扇状地的な河道であり，遊水効果は小さいものと考えられる。扇状地性河道では流路を河道内に固定することが困難な面があり，霞堤が多用されてきているが，その主因は，河床変動が大であること，流出土砂量が大きいこと，によっている。出水時に流送されてくる大量の土砂が扇状地面の形成を促し，扇面を乱流する流路網が形成されるが，改修により流路を固定すると河道内だけに河床変動が抑制されるため，異常な土砂流出を伴なう出水では，河道内での堆砂（砂礫堆の形成を伴なう）による堤防越水や，偏流による欠壊を生じる。近年では上流での砂防工やダム建設，土砂採取により，河床低下を生じつつある扇状地河道が多く見られ，河道内に小段丘が形成され，洲の移動が見られなくなった河道が多い。このような背景から相対的に河積にゆとりがあるような状況を呈しているが，扇状地性河道では，大出水時に大量の土砂の流送があること，左右岸で水位差が１～２ｍ生じることがあること，完全に欠壊を防止するような護岸工の構築が河床変動や偏流の発生により困難なこと，等の理由から，単に不等流計算上の河積の有無だけで，河道計画を立案することは危険であると考える。したがって，霞堤の連続堤化は，上記のような事項について，充分の調査を行った上で判断すべきものと考えられる。土器川でのように30ケ所以上も霞堤が現存しているにはそれなりの経緯もあるであろうから，その背景について充分な調査が必要であろう。

なお霞堤の処理方式については，下記の文献を参照して検討されることが望ましい。

参考文献

(1) 霞堤に関する総合的検討調査報告書，国土開発技術研究センター，昭和54年度

（総合治水研究室）

河－１４　河道計画における流出土砂の取扱い　(56)

（質　問）

四国地方の各河川は，多降雨・崩壊性の地形，地質特性等から崩壊土砂が多く，それに伴い河道への流出土砂量が非常に多い。このため，ある河川においては年平均の河床変化が１ｍ以上にもなっている事例がある。

そこで，流量改訂等に伴う河道計画の検討に当り，この崩壊流出土砂量を見込んだ河道の設定を考えたいと考えているが，そのような事例並びに対象土砂量の決定方法等について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

大量の土砂生産が行われている流域の河道設定の手法に関してはまだ確定したものがない。しかし基本となる量は河道への流入土砂量と流量であり，その結果としての河床変動である。

流入土砂量については，崩壊調査の結果，崩壊土量の予測（決定論的～確率論的），河道能力からの計算等があるが，流量に対する比を支川毎に適用する方法もある。いずれも相互にチェックする必要がある。変動予測については山地河川の場合，流出解析をキネマティックウェーブ法で行い，流砂量式として Meyer-Peter & Müller 式もしくは芦田・高橋・水山式が適当であるという報告がある。（砂防学会研究発表会概要集 昭和55～56，建設省技術研究会 昭和55～56年）ただし，実績との検証が必要であり，その結果も定性的な判断資料として扱うにとどめる方が良い。実際大量の流送土砂をみると河道を安定させることは極めて難しいため，流出土砂をそのまま認めた河道計画ではなく，土砂の扞止，貯留あるいは調節等の対策計画が先行させるべきである。そのほか河道設定を行うにあたっては，河川のステージの理解と各地点における変動の規模と特性を理解することである。河床変動ならびに土砂収支のナマのデータが重要な意味を持つ。また砂礫堆等の中規模河床形態もローカルな変動を支配し，その値も無視できない。

（砂防研究室）

河－１５　流域内にある溜池の遊水効果の算定手法　(57)

（質　問）

関川流域内には大小約110ヶ所の農業用溜池が存在している。農林水産省等で進められている用水路事業が完成（昭和58年度目標）すれば溜池の廃止が懸念される。関川の現況流下能力は戦後最大流量に比べて，治水安全度は極めて低く，当面の間は大幅な流下能力の増加は望めない状況にある。

従って，関川においては河川改修事業の効果的促進方法はもとより，流域内の保水遊水機能の維持確保の方策について検討を進める必要がある。このため溜池のもつ治水効果についての調査方法，計算手法を教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

河川水利に恵まれない地域で，溜池を作りやすい地形地質の所では，古くから多くの溜池が作られ，かんがい用水の補給源となっていた。現在新たな水利秩序の展開のため，この溜池が潰廃される所が多くなっている。これは流域の保水機能の減少にほかならない。河川の流量計画には暗黙の内にこの保水機能を見込んでいることが多く，河川管理者としては溜池の潰廃が流出に及ぼす影響を十分に検討し，新たな流域の水秩序にそなえておかなければならないのは言うまでもない。

ところで溜池の改廃をもたらす要因としては，次の２つが考えられる。

①大阪近郊のように都市化に伴って土地利用の転換が進み，水田が宅地等に変わり，水田の水源施設としての役割が減少し，次第に宅地に転用されていくという都市化圧力によるもの。

②本地域あるいは愛知県の愛知用水の供給地域のように，用水事業が完成し，新たな安定した用水確保ができるようになり，農業用水の水源としての役割が減少し，溜池が放置，潰廃されていくもの。

この内①による溜池の潰廃に対する圧力は大きく，これを押しとどめ，保水機能として確保していくには，地方自治体および河川管理者の先行的努力が必要である。この場合行政指導等で溜池の潰廃を阻止するだけでは，溜池の管理がいきとどかなくなり，災害の原因となる恐れがある。流域の将来像を見つめ，溜池の統廃合を含めた流域の治水計画をしっかり打ち立てておくことが必要であり，このためには，単に溜池の流出に及ぼす効果のみならず溜池に関わる水利権，溜池の利水形態，所有形態等の調査を行っておくことが大事である。

②の場合，溜池を潰廃してそれを開田するというような開発圧力が殆んどないこと，また，渇水時の用水補給源として期待されることが多く，それほど溜池の潰廃に対する圧力は強くないようである。ただしこの場合も利用率が低下するため，管理が以前より悪くなる恐れがある。

また，溜池は古い構造物であることが多く，大雨時には土堤が崩壊する例が過去にあった。溜池の土質工学的，あるいは大雨時の越流に対する安定性について十分な調査も必要である。

以上長々と質問とは直接関係無いことを述べてきたが，溜池に治水効果を期待し，それを保存強化していく場合の隘路は，流出計算法にあるのでは無く，溜池に関わる社会的・人文的な要因の諸調整に有ることを強調したいためである。次に溜池のもつ治水効果の調査方法，計算手法について述べる。

(1) 調査内容

次のような調査が必要であろう。

① 溜池の実態調査

o溜池の諸元（満水面積，溜池上流流域面積，貯留量と貯水位の関係，堤体型式，放流型式と形状）を現地踏査および溜池台帳より調査する。

o溜池の現状および動向調査

過去の溜池の築造および潰廃状況を調べ，また今後の動向を調査する。

o溜池の利用実態調査

農業用水の面からどのように溜池が利用されているか現状の利用量，使用方法，貯水操作規則を現地聞き込み等により調査する。

o溜池に関わる権利関係調査

水利権，所有権等に関する調査を行う。

② 水文資料の解析

流出解析のため，検討対象降雨，流域の降雨分布形および既応洪水資料の解析を行う。

③ 溜池の治水効果の検討

o流出モデルの設定

現地踏査により，溜池の位置，流入路，排水路および治水上支障となるような構造物，および道路，鉄道等氾濫に対して自然堤防の役割を果しているものなどの概略構造を調べ，上記のことを考慮して現地に合ったものとする。

o流出解析モデル

一般に，降雨から流出の生じる過程は，表1に示すように降雨，降雨損失（有効降雨の発生），斜面流出，溜池による貯留，河道流下および氾濫の過程に分けて考えることができ，それぞれの過程に対応したモデルが設定され，流出計算が行れることになる。それぞれの過程を表現するモデルとしては種々のものが提案されている。一般に採用されている流出解析モデルは以下のようである。

表1　降雨流出過程

過程	モデル
降雨	降雨モデル
降雨損失（有効降雨）	降雨損失（有効降雨）モデル
斜面流出	斜面モデル
ため池貯留	ため池貯留モデル
河道流下	河道モデル

i）降雨モデル

実績引伸し降雨，実降雨，降雨強度曲線より評価した計画降雨

ii）降雨損失（有効降雨モデル）

f_1－Rsa モデル，一定量損失モデル，初期損失＋一定量損失モデル

iii）斜面モデル

貯留関数法，準線形貯留型モデル，等価粗度法

iv）溜池貯留モデル

貯留量計算モデル

溜池には，一般には治水容量を設定していない。従って，余水吐クレスト位置を初期湛水位にしておいた方が良いであろう。

v）河道モデル

貯留関数法，不定流計算

表－2にモデルの基本式の一例を示した。なお，一般には溜池貯留モデルは，斜面モデルによって計算された流入量を使って，流出量を算定し，それを河道モデルに接続させる。図－1に愛知県境川流出計算モデルにおいて使われた流域分割，河川分割の例を図－2に降雨損失モデル，斜面モデルの計算手順を示した。この計算では準線形貯留型モデルが斜面流出モデルとして使われている。

なお，流出解析の参考文献としては次のものが役立つであろう。

1）石崎，佐合，1979；土地利用変化を評価する流出モデル，土木研究所資料第1479号

2）角屋，1974；都市化と流出，水工研修

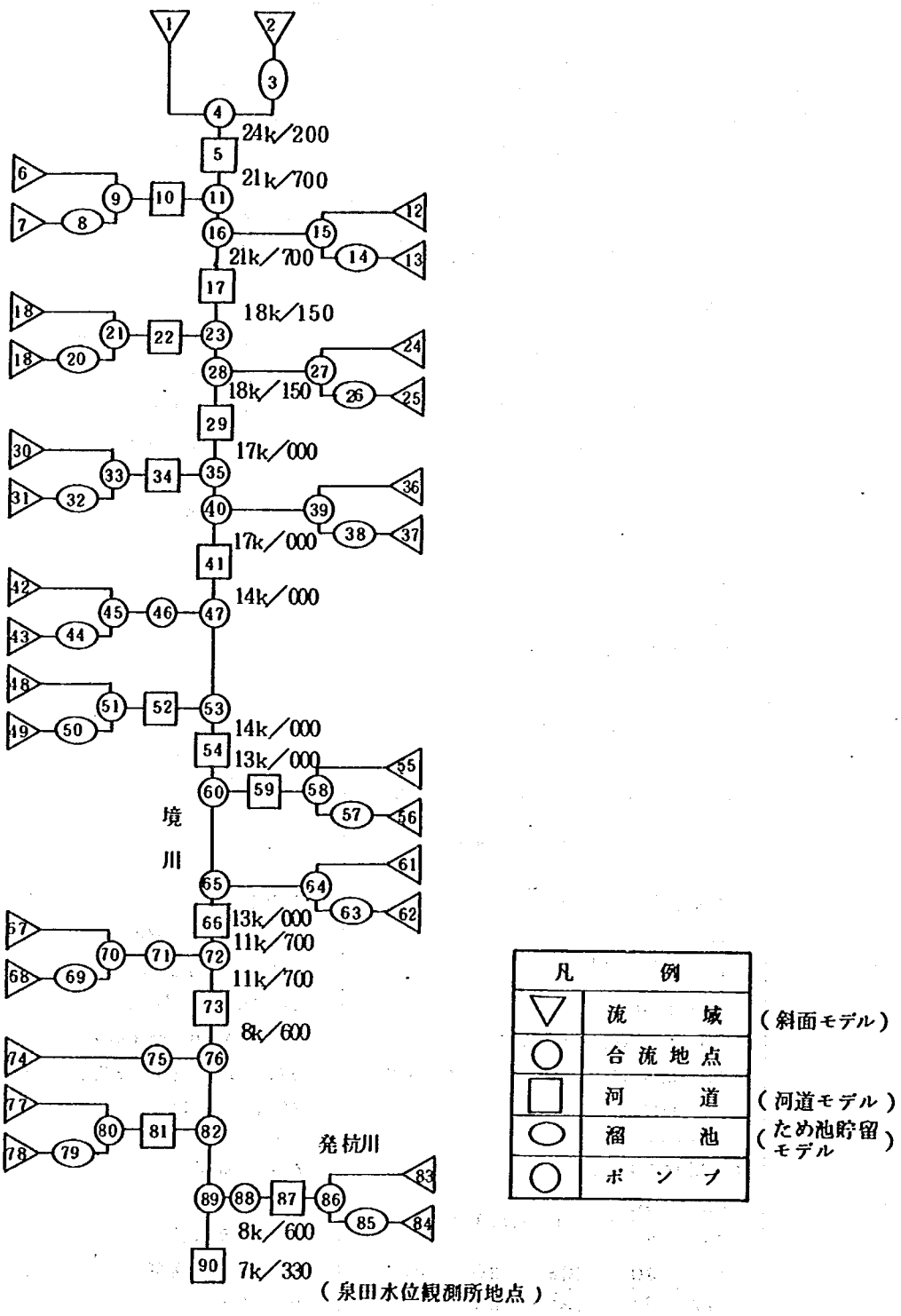
3）建設省水文研究会，1971；流出計算例集2，全日本建設技術協会

4）池淵，高棹，1972；流体解析Ⅱ，土木学会誌昭和47年11月号

5）角屋，高棹，1980；都市域における水環境および都市水文に関する技術的問題，土木学会関西支部都市水文委員会研究報告

表2　モデルの基本式の一例

モデル	基本式	記号説明等
降雨損失（有効降雨）モデル	$\Sigma Re = f_1 \Sigma R \quad (0 < \Sigma R < R_1)$ $\Sigma Re = f_1 R_1 + f_2 (\Sigma R - R_1)$ $(R_1 < \Sigma R < Rsa)$ $\Sigma Re = f_1 R_1 + f_2 (Rsa - R_1)$ $+ (\Sigma R - Rsa) \quad (Rsa < \Sigma R)$	（記号） Re ：有効降雨量（mm） f_1, f_2：流出率 Rsa：飽和雨量 R_1, R_2：定数（mm）
斜面モデル	（貯留関数モデル） $\frac{ds_1}{dt} = re - q1$ （連続式） $s_1 = Kq1^p$ （運動方程式） $q(t) = q1(t - Te)$	（記号） s_1 ：単位面積当りの貯留量（mm／hr） re ：斜面平均雨量（mm／hr） q1 ：単位面積当りの斜面流出高（mm／hr） Te ：斜面遅れ時間（hr） q(t)：Te を考慮した流出高（mm／hr） K, p ：定　数 K_1, c ：定　数
	（準線形貯留型モデル） $ds_1/dt = re - q$ $S_1 = k_1 p$ $K_1 = tc/2$ $tc = CA^{0.22} re^{-0.35}$（角屋式）	
ため池貯留モデル	$\frac{ds}{dt} = I - Q$ （連続式） $S = f(h)$ （貯留量・水位関係式） $I = g(h)$ （水位放流量式）	S ：ため池貯留量 I ：流入量 Q ：流出量 h ：貯水池水位 f, g：関数
河道モデル	（貯留関数モデル） $\frac{ds}{dt} = I - Q1$ $S = K' Q1^{p'}$ $Q(t) = Q1(t - Te')$ （注）氾濫原の流れも考慮しうる貯留関数を作成。	（記号） I ：流入量（m^3/s） S ：河道貯留量（m^3） Q1：流出量（m^3/s） Te′：河道遅れ時間（hr） Q(t)：Te′を考慮した流量（m^3/s） K′, p′ ：定数
	（不定流モデル） $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q$ （連続条件式） $\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Qq}{gA^2} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t}$ $- \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\lvert Q \rvert Q}{J^2} = 0$ （運動方程式）	A ：断面積 Q ：流　量 q ：横流出量 g ：重力加速度 H ：Z + h Z ：基準面からの河床高 h ：水　深 J^2：通水能 $= A^2 R^{4/3} / n^2$



図－1　境川流出計算モデル図
（泉田水位観測所地点まで）

準線形貯留型モデルの計算手順は次のとおりである。

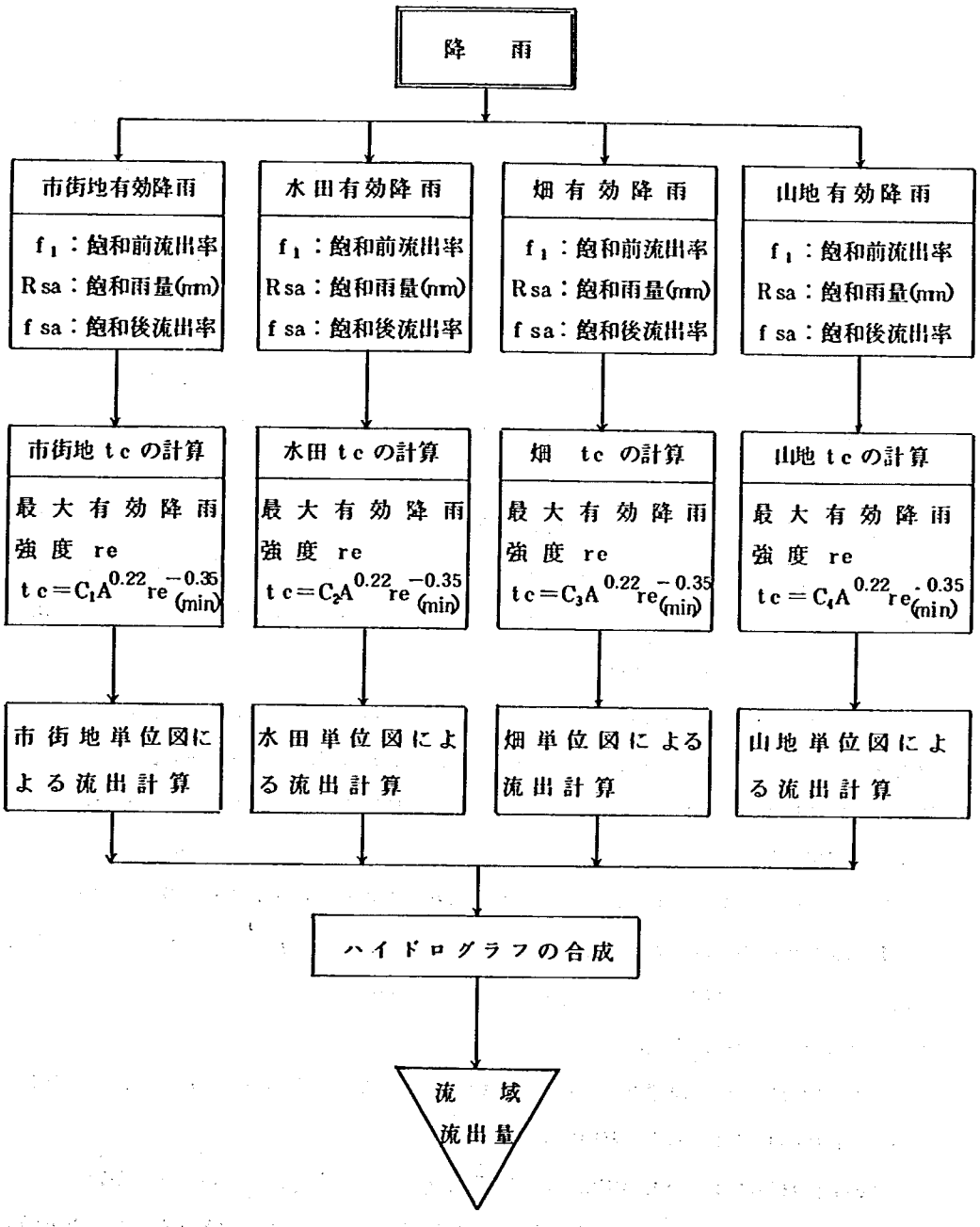


図2　準線形貯留型モデルの降雨モデルと斜面モデル

（総合治水研究室）

河－１６ 流出解析手法の具体的選定 (57)

（質　問）

流出解析の手法の違いにより，ピーク流量及びハイドログラフの上昇，下降部に相当の差が生じ基本高水の決定，洪水調節計算等で非常に苦慮している。

中でも貯留関数法の場合，K，Pの決め方について，経験式にある定数（$\alpha < 0$）を乗ずる方法と木村氏の理論式より求める方法等があるが，この場合でもピーク流量（基本高水）に非常に大きな差が見られるので，手法の採用に当り，特に注意しなければならない点について教示願いたい。

（富山工事事務所）

（回　答）

流出解析法は，現在種々のものが提案されている。これらの中には，実際に多くの流域に適用されている合理式，貯留関数法，等価粗度法などの他，研究のために限られた流域のみに適用されているものまで様々である。

例えば，実用されている手法の中では，合理式はピーク流出のみしか推定できないが，方法が簡便なため，資料の限られている中小河川などに適用事例が多い。また貯留関数法は定数設定が，比較的容易なため，主として山地流域を中心に広く適用されている。また等価粗度法は，市街地流域に多く適用される傾向にある。

これらの流出解析手法の適用精度は，基本的には手法の選定によるより，適用する手法のモデル定数（パラメータ）の設定によることが多い。特にこれは洪水資料（雨量，流量）の数，規模，精度に左右されるため，流出解析を行うに当っては，精度の高い洪水資料をできるだけフルに活かすことが望ましい。

原則的な流出解析手法のとり扱いは以上のとおりであるが，選定方法や定数の設定方法について，具体的な基準や，統一的な考え方は現在のところ十分整理されていないため，以下ここではこれらについての一見解を述べるにとどめることにする。

① 流出解析手法の選定方法について

どの流出解析手法も複雑な流域特性を単純化して表現したもので，どれも一長一短があるため，選定に際しては，極めて経験的判断が優先する。

この判断材料には，過去の実績や周辺河川の適用状況が参考にされることが多い。

また，手法（モデル）間の計算結果については，これを完全に一致させることは不可能である。しかし，例えばピーク流量や流域貯留等価粗度法を流域貯留量で一致させるための貯留関数法定数K（P＝0.6）と等価粗度法定数Nの関係は下式のとおりである。

$$K = (3 \sim 6)\, N^{0.6}\ I^{-03}\ A^{021 \sim 024}$$

ただし，I；流域勾配，A；流域面積（Km^2）

② 流出解析手法の定数設定について

結論を先に述べれば，①と同様，手法の精度から考えて，計算結果にある程度の差が生じるのはやむをえない。

また，大洪水から小洪水まで適合する定数は限られており，特に降雨を引き延して基本高水等を計算する場合には，できるだけ多くの洪水（とくに大洪水を中心に）を解析対象にすることが精度を高める上で最も重要なことである。

例えば，貯留関数法に関していえば，計算結果に差がでる原因には以下のものがあると考えられる。

(1) 有効雨量のとり方

(2) 定数のとり方（K，P，Te）

(3) 流域分割のとり方

(4) 計算処理方法（プログラム，時間単位（Δt）など）

これらが，一致しなければ一般に計算結果は一致しない。しかし，例えばピーク流量に限ればこれらのどれかが異っていても，定数（例えば，KやP）の組み合せにより，適合させることは可能である。

（水文研究室）

河－17 河口感潮部における水位流量観測 (57)

（質 問）

河川の感潮部に設置された水位観測所の水位変動は，河川流量よりも潮位変動に支配され，H－Q換算も不可能の実情にある。

一方，河口部に於いて支川流入があり，合流後の本川流量を把握したい場合，本支川とも非感潮部での観測記録を合算すれば問題は無いものと考えるが，この様な場合，感潮部での観測は絶対に不可能なのかという問題も含めて，水位，流量把握に関する考え方について教示願いたい。

（金沢工事務所）

（回 答）

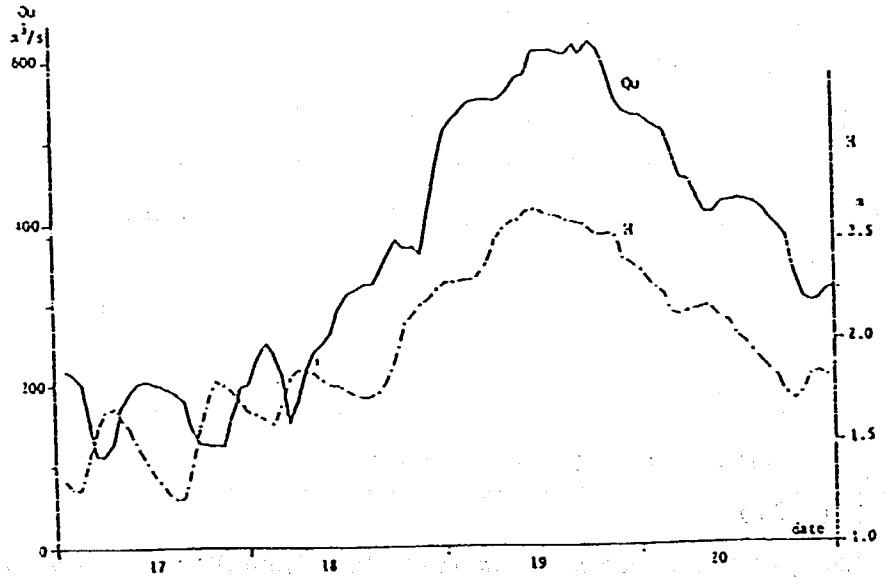
河道勾配が非常にゆるい区間，例えば，河口感潮部においては，流量値は単に水位との一義的な関係とはならず，水面勾配や流速の時間変化によっても左右される。このため，一般のH－Q式により流量を推算できない場合が多い。このような区間で流量値を求めたい場合，つぎのような方法が考えられる。

① 平均流速を常時測定し，これと断面積をかけることにより求める方法（例えば，超音波流速計を用いる）

② 対象地点（感潮部）の上流本・支川（非感潮部）の合計流量に残流域流量を加えて求める方法

③ 流れの基本式（不定流式）と水位及び水面勾配（水位差）を常時観測し，これらを使って流量を推算する方法

①については原理は河川砂防技術基準(案)等に詳しく掲載されているので省略する。ここでは測定結果の一例を図－1に示す。これまでの観測状況から水温勾配や塩分による誤差，機械の耐久性などに不明な点も多い。



図(1) 利根川布川における潮汐及び洪水ハイドログラフ（1981年5月17～20日）

②の方法は周知の方法であるので特に記述しないが，直接観測値との比較の際は，時間流量では時間おくれや河道貯留の影響が大きいため，よい結果は得られないので一周期以上の期間で総流量をチェックするのが望ましい。

③の方法については，現在開発中であるが概要を示す。すなわち，流れの基本式は下式のようになる。

$$\frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{1}{2g}\frac{\partial u^2}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{n^2|u|u}{R^{4/3}}=0 \qquad \text{(運動式)} \cdots\cdots (1)$$

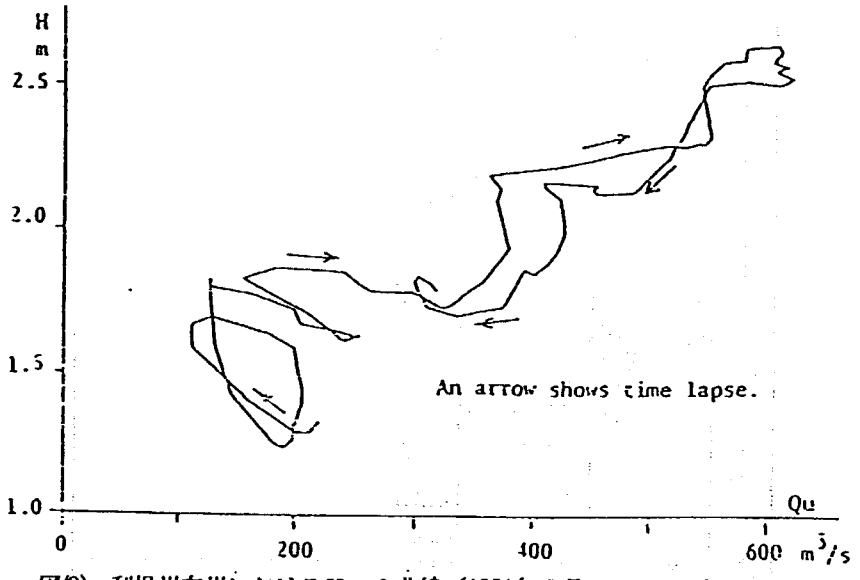
$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0 \qquad \text{(連続式)} \cdots\cdots (2)$$

木下は(1)式について $\frac{\partial H}{\partial x} > 1/1000$ のときは左辺第1項第2項は無視でき，$\frac{\partial H}{\partial x}$も河床勾配で近似できるが，$\frac{\partial H}{\partial x} > 1/3000$ ならば$\frac{\partial H}{\partial x}$に水面勾配が必要となり，これ以下ならば，(1)式をそのまま解く必要があるとしている。

従って，一般には水位と水面勾配（水位観測点をはさんで2点間（△x）の水位差（△H）を測定することにより求まる（$\triangle H/\triangle x$））を測定し，この結果を先の基本式を用いて流量値を推算することができる。この方法に際して，注意を箇条書きする。

① 横断方向や垂直方向の流速分布の特殊な場合には，適用しにくい（例えば，横断方向や垂直方向で流れが異なる場合）。

② 水面勾配が非常に小さくなると誤差が大きくなることがある。これは，水位差の測定精度がどの程度まで得られるかで決る。この水位差を測定する方式には，いろいろあるため，十分な検討を要する。（図2参照）



図(2) 利根川布川におけるH－Q曲線（1981年5月17日～20日）

③ (1)式に必要な粗度係数(n)を求めるため，定期的な流量観測を行う必要がある。

④ 観測機器の維持，管理を定期的に行う必要がある。

参考として図3に中川（吉川地点）での調査結果を示す。

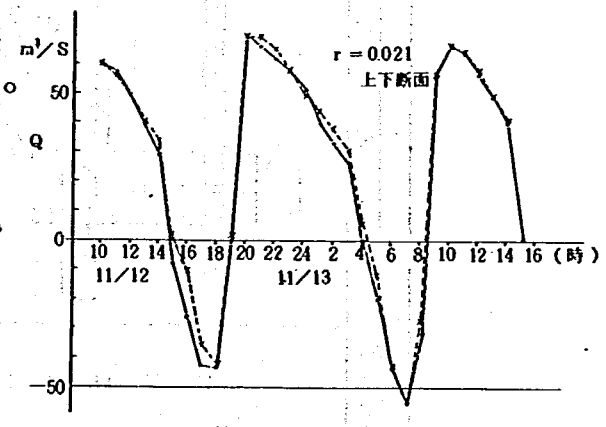


図3 検討例（中川吉川地点）

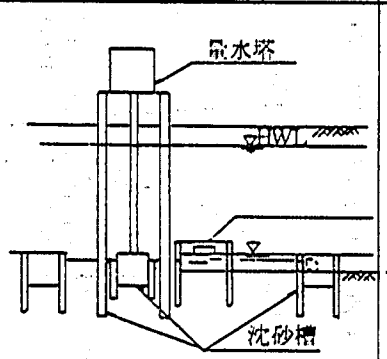
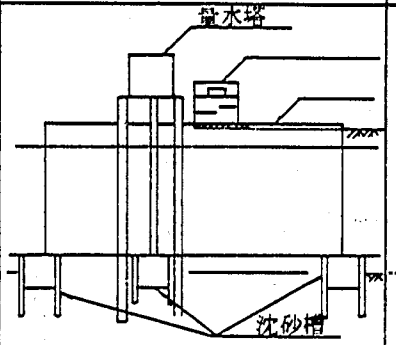
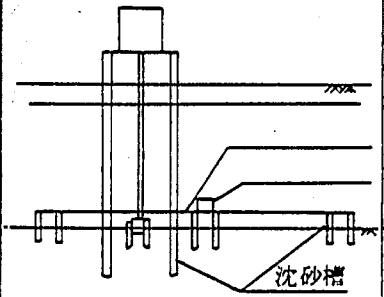
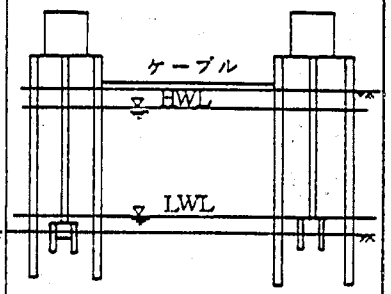
方式 ＼ 項目	フロート式		水圧式	
	水流式	吸上げ式	差圧式	上下流・水位計式
水面こう配計構成				
	上下流の水位差を2つのフロートにより検出 測定精度：0.25mm	向　　左	上下流の差圧を差圧計に検出 測定精度：1.25mm	上下流の水位を2つの水位計で観測し，水位差を検出 測定精度：1 mm 測定　　：1.5～5m

図2　水位量（水面こう配）測定方式

（参考文献）

伊藤剛　；数値計算の応用と基礎，アテネ出版（1971）

木下武雄；超音波により連続的に観測された現状・潮汐の流量変化の不定流としての挙動（1982）

江戸川工事事務所；流量観測資料

（水文研究室）

河－18　急流河川における河床材料調査　(57)

（質　問）

黒部川は，我が国屈指の急流河川であり，最近の河床低下及び砂礫堆の変化に対し，河相が著しく変化しており，河床の粒度についても複雑になってきている現状である。

急流河川の河床粒度は，主として大粒径で構成され，河道自体やみお筋の蛇行により，アーマコート等の現象で，平面的及び深さによる粒度構成が異なることが考えられる。

これらの現状に対して，縦断的及び横断的な粒度構成や，経年的な粒度の変化に対して把握し，河道特性を的確に促えるため次の事項について教示願いたい。

1）縦断的な調査間隔

2）横断的な調査箇所数

3）表面の取り除き深さ

4）採取は従来の方法でよいか（4分法）

（黒部工事事務所）

（回　答）

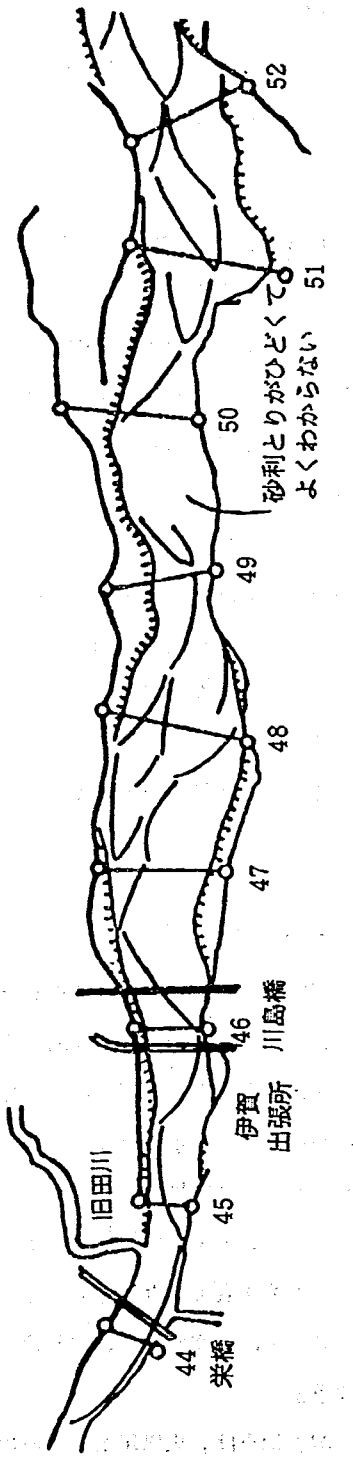
河床材料調査は，調査地点あるいは採取法の影響を大きく受ける極めてむずかしい調査であって，とくに調査地点を機械的に決定することはできず，その選定にあたっては河相を代表する地点を選ぶよう充分な配慮が必要である。このような配慮は，河床形態が単列を呈するような河道においては特に重要となるが，黒部川のような網状河道においても，砂礫堆が形成されているため，やはり砂礫堆のどの地点を河床材料の採取地点にするかで，調査結果は大きく異なってこよう。また，河床の表層は粗粒化しているため，河床材料をどの程度の深さから採取すべきかということも重要であり，さらにその採取量・分析方法についても検討が必要である。

ここでは，鬼怒川における調査結果を紹介しながら，河床材料調査における留意点を述べてみよう。

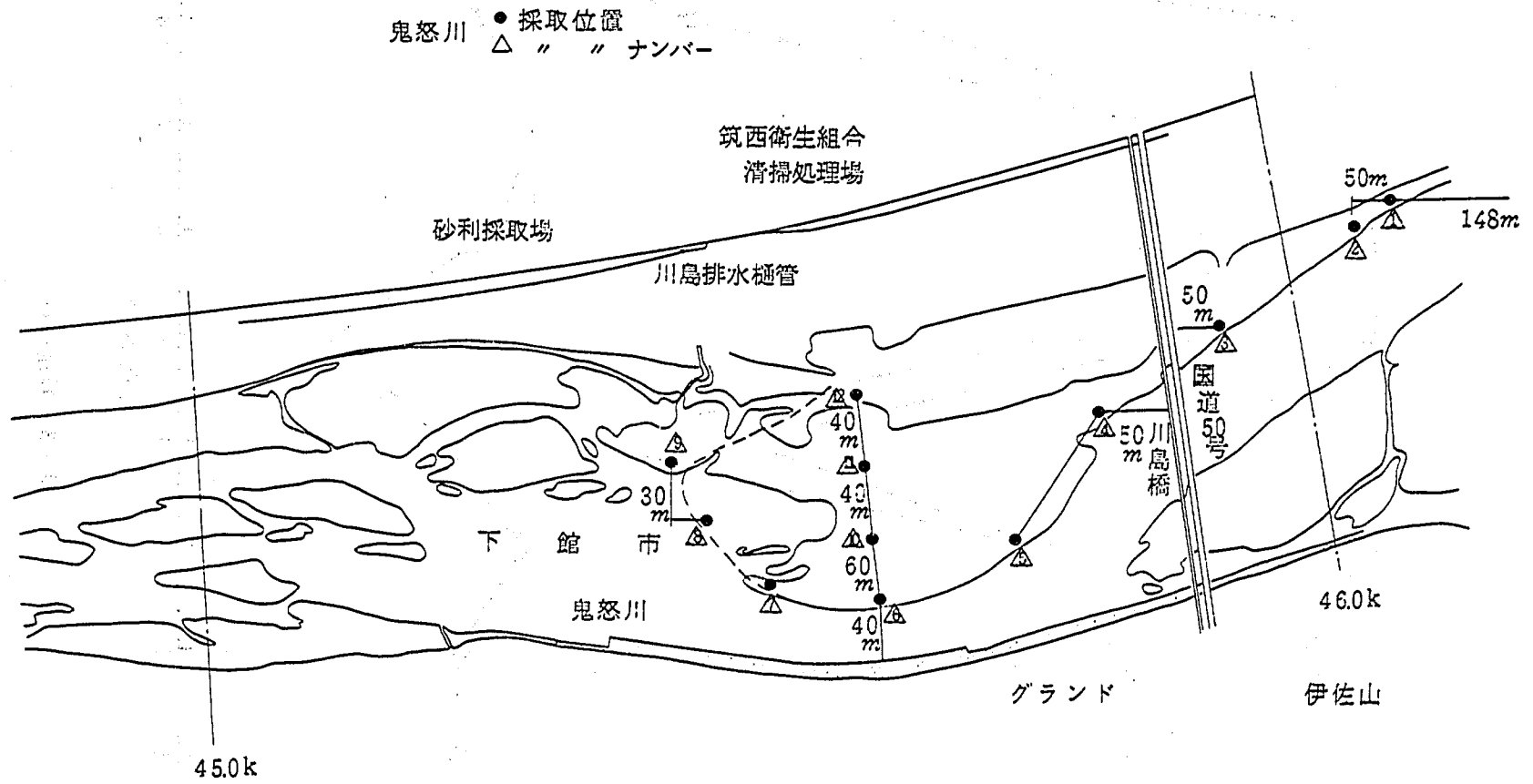
調査地点は，鬼怒川46Km の川島であって，この付近は図－1に示されるように，単列の河床形態であり，さらに各砂礫堆の位置は経年的に殆んど移動しておらず，砂礫堆はほぼ固定されて

いる。図－２は，河床材料の採取地点を示したものであって，地点番号①から⑨までは縦断的な分布を把握するため，地点番号⑥，⑩，⑪，⑫は横断的な分布を把握するためのものである。なお，採取はいずれも「河川砂防技術基準(案)・調査編」に示されている方法，すなわち，0.5ｍ×0.5ｍの表層30ｃｍを取り除き，さらに層厚20ｃｍの部分より約35Ｋｇの材料を採取し，４分法により抽出したものについて粒度分析を行っている。また，採取は平水時の水際線より約１ｍ砂州側の地点で実施しているが，地点番号⑥の地点については，水が砂礫堆上に薄く(深さ約15ｃｍ）広がっており，流速が約20ｃｍ／ｓ の水面下より採取されている。

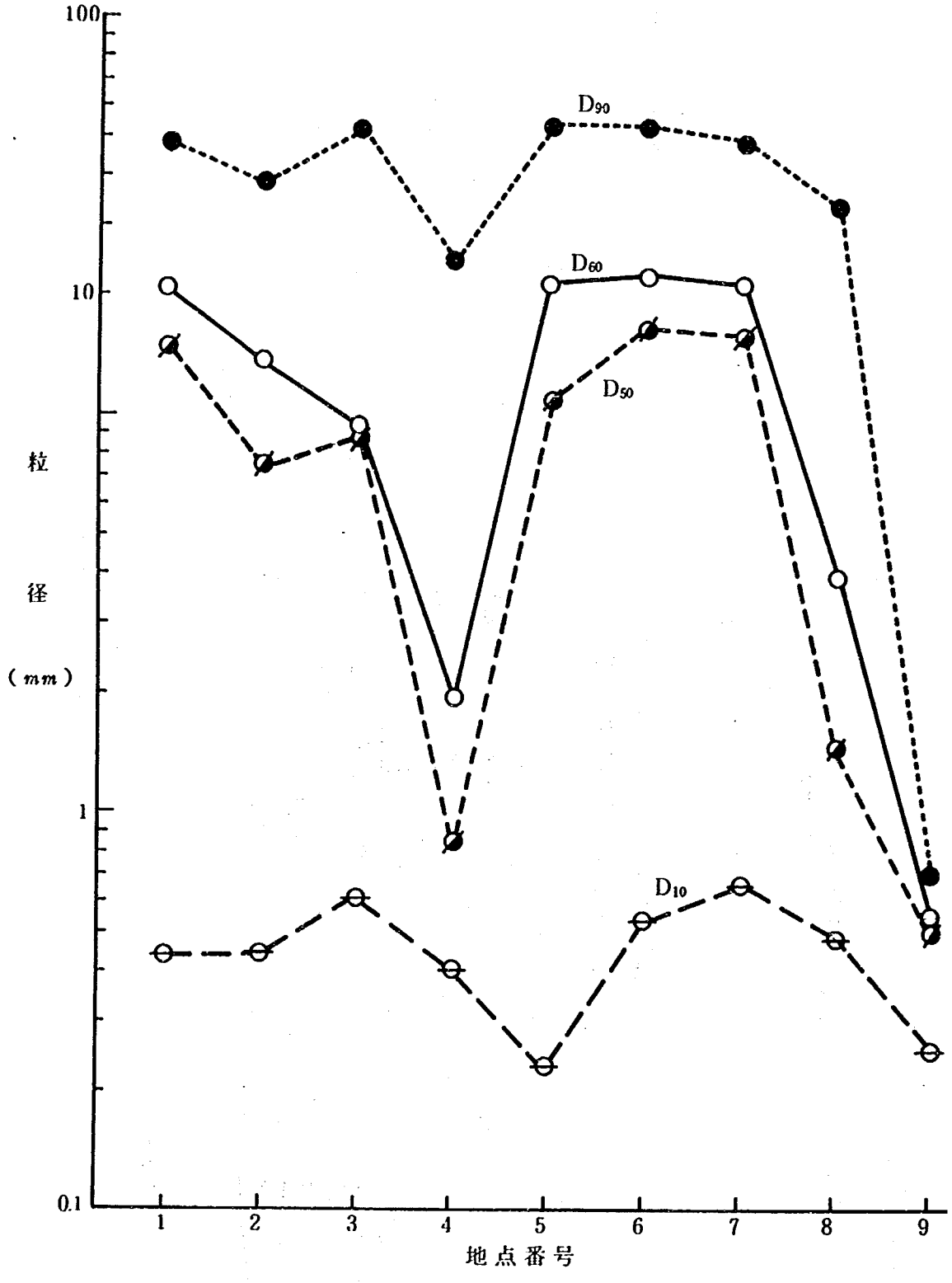
図－３は，砂礫堆上の縦断的な粒度分布を10％，50％，60％，90％，粒径D_{10}，D_{50}，D_{60}，D_{90} について示したものであって，地点番号④及びD_{10}を除き，一般的には砂礫堆下流端において粒径が著しく小さくなっている。地点番号①の地点は低水路護岸前面の幅２～３ｍの平場，地点番号②，③は草が生えて固結化した高水敷前面の幅４～５ｍの平場である。また，地点番号④の地点は，草がはえて固結化した高水敷（平水位からの高さ約２ｍ）が平水の水際までせまり，複断面形状を呈するような箇所であり，特に移動するような河床材料が殆んど存在しないため，かなり特殊な地点といえよう。従って，低水路護岸あるいは草がはえて固結化した高水敷の直前を除くと，低水



図－１　鬼怒川河床形態



図－2　河床材料の採取地点

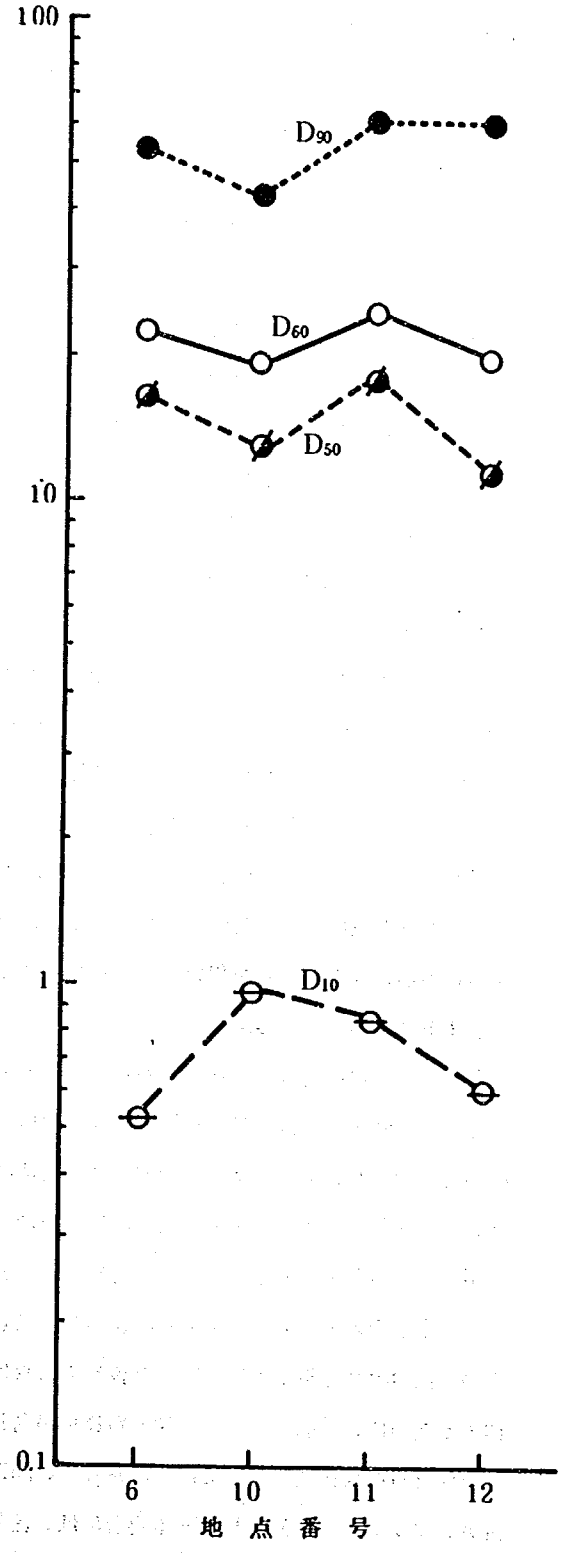


図－3　粒度分布

路内の砂礫堆は地点番号⑤から⑨まで⑨までとみることができる。このような地点に限定した場合，以下のような特徴があげられよう。

砂礫堆上の河床材料は，縦断的にみた場合，その粒度構成が大きく異なっており，特にこのような傾向はD_{50}，D_{60}，D_{90}において著しい。すなわち，砂礫堆の上流端から中央部にかけ粒度は若干粗になり，さらに中央部から下流端にかけては急激に細粒となっている。このような傾向は末端部において特に著しく，わずか60cmの間（低水路内に形成された砂礫堆に着目した場合，砂礫堆長の約1/4）に，D_{50}，D_{60}，D_{90}は数十分の1に減少している。これに対し，D_{10}に関しては，上記傾向が認められるものの，変化率はそれほど大きくなく，また砂礫堆上・下流端における値は同程度となっている。従って，砂礫堆上における河床構成材料の量的分布に配慮すると，上・下流端部は絶対量が少ないため，縦断的にみた場合，材料の採取は中央部付近で実施するのが適当のようである。

一方，図－4は，砂礫堆上の河床材料の横断分布を示したものであって，低水路内の砂礫堆



図－4　河床材料の分布

に着目した場合，横断的には殆んど一様な分布をしているものとみなすことができよう。特に，地点番号⑥の地点では，平水では水がのっている砂礫堆の前縁線であり，この地点と平水では水がのらない地点番号⑦，⑧，⑨の地点とで，粒度分布がほぼ同程度であるということは重要である。すなわち，表層30cm以下より採取する限り，河床材料は必らずしも平水の流水中から採取しなければならないことはなさそうである。従って，縦断的に砂礫堆中央部の，横断的には適当な場所（可能ならば平水の水際近く）において採取すればよいようであり，調査地点も1点で対象とした砂礫堆上の粒径を把握できそうである。

これに対し，深さ方向の粒度分布は各地点において大きく異なっており，表層の取り除きは極めて重要である。この時の取り除き厚さは表層の最大粒径に大きく影響されようが，表層最大粒径の数倍は取り除く必要があろう。なお，砂礫堆前縁線付近においては，逆に表層が細粒化している場合もあり，このような場所においても，他の地点と同様の取り除きの作業が必要である。また，特に移動している砂礫堆の下流端においては，粒度分布が層状に大きく変化している場合が多く，単に表層を取り除く作業だけでは不充分であり，深さ方向の粒径分布にも注意しなければならない。

このような特性を考慮すると，黒部川のような急流河川においては以下のような方法により河床材料を調査することが適当であろう。すなわち，砂礫堆（網状河道の場合にも小規模な砂礫堆）の縦断方向中央部付近において，横断方向には左右岸それぞれ1箇所（網状・複列河道においては各砂礫堆から1箇所）で採取する。ただし，黒部川のような河川においても，深さ方向には必らず表層を除去することが必要であるが，粒径の深さ方向の分布が層状に変化している場合にはさらにこれを把握しなければならない。なお，粒度分析における4分法については問題ないと考えられるが，さらに少量を用いた分析を目指すことにより，多くの地点の資料により河床材料調査をすることが望まれる。

なお，河床材料調査は，本来その目的によってその方法も異なり，上記のような一般論が全てではない。例えば，流砂量（流出土砂量）の推定に当っては比較的小さな粒径（D_{10}など）の把握が必要であり，アーマリングを検討するためには表層からの採取を行わなければならない。また，粗度係数の推定に使用するためには，粒径だけではなく小規模河床波についても観測する必要がある。砂利・砂として使用するための調査あるいは把握するための調査などを目的とした場合，自ずとその方法も異ってくる。従って，これらの各目的に適合した調査法を採用すると共に，その方法の改良と基準化について今後努力しなければならない。さらに，河床材料を大局的に把握するために，採取した砂利・砂の粒径別出荷割合を調査することが必要であろう。

河床材料の代表性については，なお多くの問題が残されている。特に，流砂量（掃流砂，浮遊流砂，ウォシロード）を検討する場合には，流砂の実測を行って河床材料の採取方法を研究する必要があるし，模型実験を実施する場合の河床材料のとり方についても未解決の問題が少なくな

い。また，みお筋部の水面下から採取する方法についても，今後試験を行うことが望まれる。

（河川研究室）

河－１９　河川の計画粗度係数の定め方　(57)

（質　問）

工事実施基本計画の改定等により新たに河道計画を策定する場合の計画粗度係数の定め方としては，従来，不等流計算結果と洪水痕跡との検証に依る場合が多いと考えられる。その場合，新たに設定された河道は大巾な引堤，複断面化及び河道整正されたりすることに依り河床形態が変化し，現況河道の粗度係数とは違う値を示す場合があると考えられるが，この点に関し教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

計画粗度係数とは計画高水流量と計画高水位の対応をつけるために定められる粗度係数である。計画高水位は築堤高と密接な関係にあり，計画粗度係数の主な用途は築堤高の算定にあると言える。築堤においては十分な高さの確保がそのまま安全性につながる。このため計画粗度係数の算定にあたっては，洪水毎に変化する実績粗度係数の平均値よりも安全側の値をとっておく，という方法が主流である。

しかしながら，今日のように遊水池や分・合流を含む複雑な河道を合理的に（ある意味では合理的過ぎる）管理しようとする計画方式になると，計画粗度係数の内容も複雑にならざるを得なくなる。例えば，築堤用に採用された大きめの粗度係数を用いて遊水池の越流堤を設計すると計画どおりの流入が得られないことになる。また分流点下流の２派川での計画粗度係数の安全率が異っていると安全率を余計にとりすぎた派川の方にかえって多量の水が流入することとなる。

当然のことであるが，計画どおりの洪水が来ることはまず無い。また計画どおりの施設が全川にわたって完成するのは遠い将来のことである。従って現場では常に"計画と異なる状況"に直面していると言える。実際の粗度係数は，後で述べるように，状況によって変化し，必ずしも一つの値に定まらないものである。従って，"計画粗度係数"にこだわっていると「こんなはずではなかった」という事態に陥いる恐れがある。

以上二つの理由により，ここでは"計画粗度係数"ではなく"なまの粗度係数"の予測方法について述べようと思う。これから計画粗度係数をどう定めるかはその河川の全体的な将来構想にかかっているわけで，ここでは特に触れないことにする。

以下では整正された複断面河道の粗度について述べる。単断面河道ではこの低水路部分のみを適用すればよい。なお新たに設定する河道では法線形が滑らかな場合が多いので，河道平面形の

形状抵抗は無視し河床粗度のみを考えるものとする。

1. 複断面河道の合成粗度

複断面河道では低水路と高水敷の流速に差があるので，マニングの抵抗則を別々に適用する。

$$Q_1 = \frac{1}{n_1} A_1 R_1^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_1} A_1^{5/3} I^{1/2} / P_1^{2/3} \text{（低水路）} \quad \cdots\cdots (1)$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_2} A_2 R_2^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{n_2} A_2^{5/3} I^{1/2} / P_2^{2/3} \text{（高水敷）} \quad \cdots\cdots (2)$$

一方全断面に対しての合成粗度は次の様に定義される。

$$Q = \frac{1}{N} (A_1 + A_2)^{5/3} I^{1/2} / (P_1 + P_2)^{2/3} \quad \cdots\cdots (3)$$

$Q = Q_1 + Q_2$ であるから以上の3式から

$$N = \frac{(A_1 + A_2)^{5/3} / (P_1 + P_2)^{2/3}}{\frac{1}{n_1} A_1^{5/3} / P^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_2^{5/3} / P_2^{2/3}} \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに添字“1”は高水敷を表わす。またAは断面積，Pは潤辺長である。

(4)式で表わされる合成粗度Nの特性を具体例で示そう。図1に示す典型的な複断面河道について計算する。(4)式は次のように変形される。ただし，水深に比べて河幅が十分広いものとして河岸の潤辺長を省略し簡略化してある。

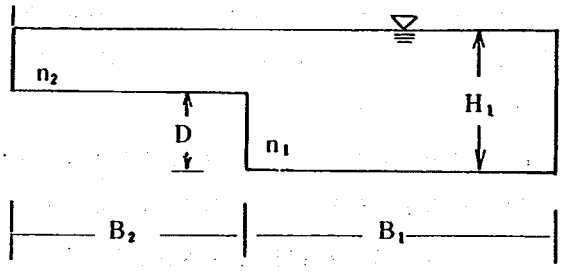


図1　計算例の記号説明

$$N = \frac{\{ B_1 H_1 + B_2 (H_1 - D) \}^{5/3} / (B_1 + B_2)^{2/3}}{\frac{1}{n_1} B_1 H_1^{5/3} + \frac{1}{n_2} B_2 (H_1 - D)^{5/3}} \quad \cdots\cdots (5)$$

図2－1～2は低水路幅 $B_1 = 100$m，高水敷幅 $B_2 = 300$m，低水路深さ $D = 3.5$mの場合の計算例で，図2－1では高水敷粗度 n_2 を0.03に固定して n_1 を変えている。また図2－2は低水路粗度 n_1 を0.03に固定して n_2 を変えている。

これから次のことがわかる。まず高水敷にわずかに水が載った状態では合成粗度係数が極めて小さい。これは，実質的には高水敷には水が流れず従って河床抵抗が働かないのに通常の抵抗式では計算してしまう，という理由による。次に水深と合成粗度の関係を見ると，低水路の粗度（n_1）が高水敷の粗度（n_2）に比べて小さいほど粗度係数の変化する領域が広い。仮り

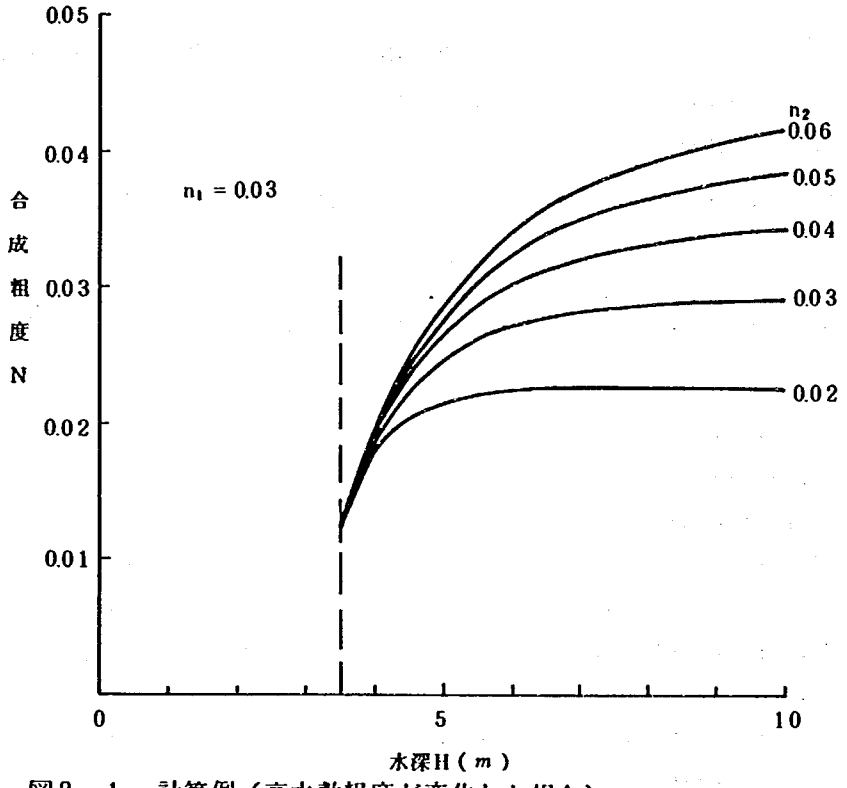


図２－１　計算例（高水敷粗度が変化した場合）

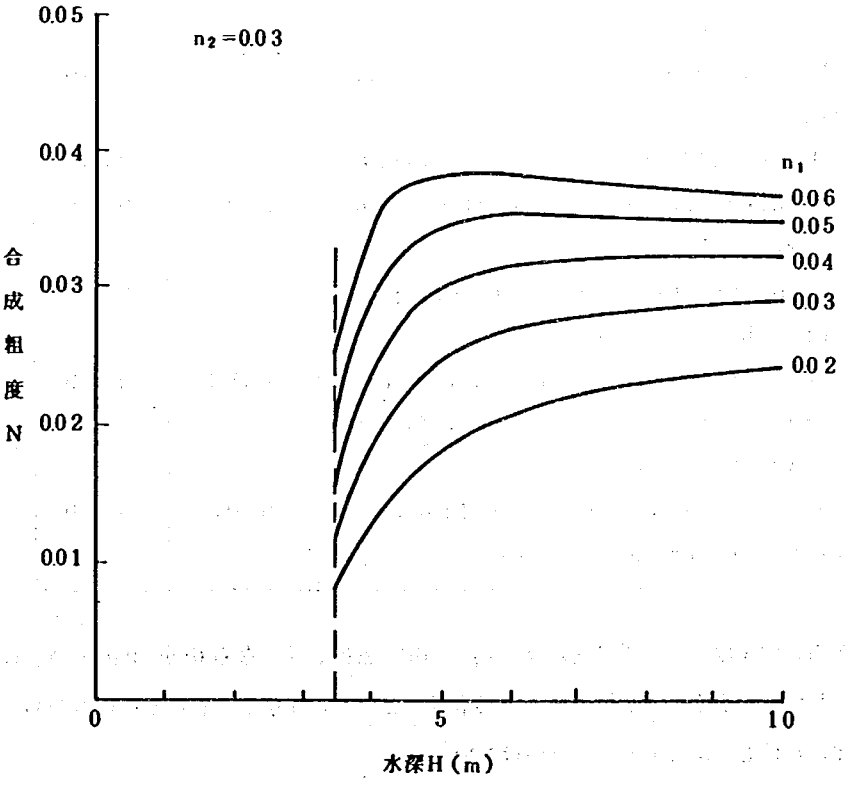


図２－２　計算例（低水路粗度が変化した場合）

に計画高水位が8mとすると，$n_1 > n_2$ では粗度が一定の領域になるので計画を立てやすいが，$n_1 < n_2$ となっていると話がややこしくなるわけである。

2. 高水敷の粗度係数

高水敷の粗度は主に植生に依存する。表1は米国で調査された結果である。

表－1　植生と粗度係数

Type of channel and description	Minimum	Normal	Maximum
a. Pasture, no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
2. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
3. Same as above, but with heavy growth of sprouts	0.050	0.060	0.080
4. Heavy stand of timber, a few down trees, little undergrowth, flood stage below branches	0.080	0.100	0.120
5. Same as above, but with flood stage reaching branches	0.100	0.120	0.160

これから，例えばゴルフ場（芝）なら $n_2 = 0.03$ 程度，葦原なら 0.05～0.10 という目安が得られる。しかし洪水中に葦が倒れて n_2 が変化するというようなことも考えられるから，これらの値を頭から信じこんでしまってはいけない。

3. 低水路の粗度

低水路では砂の移動状況によって河床形態が変化し粗度係数も変わる。河床形態と粗度係数の関係については第25回建設省技術研究会報告（昭和46年）に詳しく掲載されているので参照されたい。ここでは山本が各種データを整理して得た図表（若干推測にたよらざるを得ないところもあり，使用にあたっては注意を要す）を用いて一例を計算してみる。

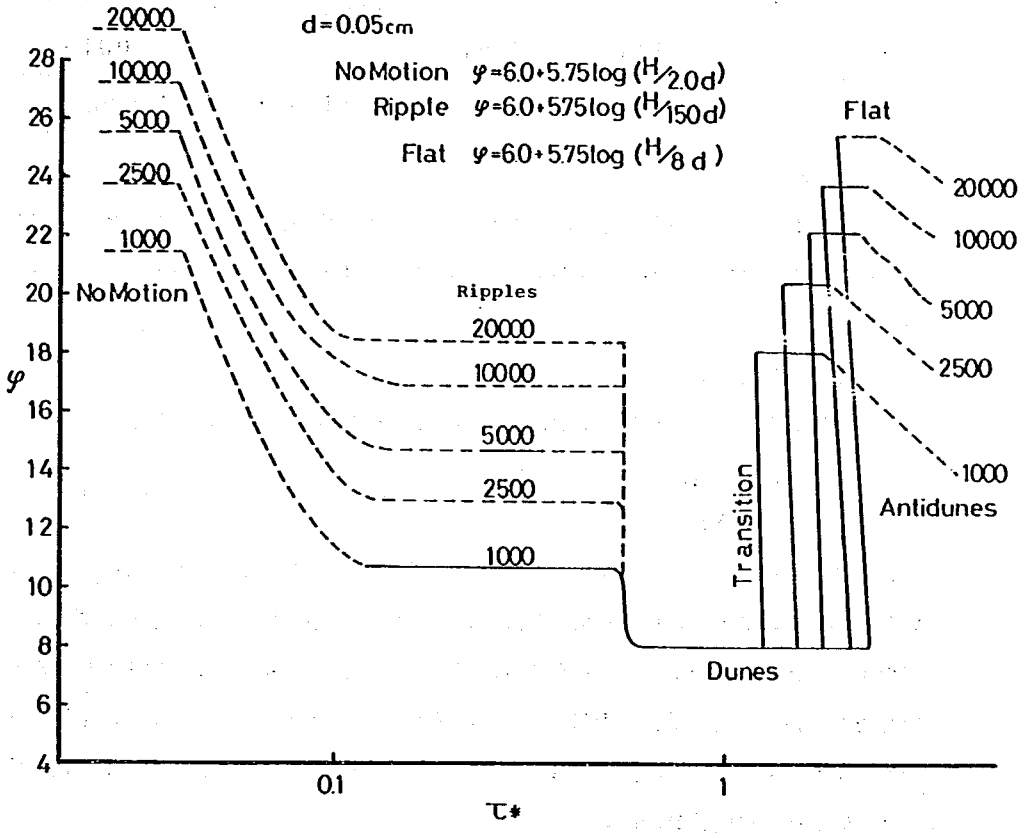


図 3　河床形態と流速係数

図3は河床材料のD_{60}が0.5mm場合の無次元掃流力τ_*（HI／1.65 D_{60}）と流速係数φ（V／gHI ）の関係を示している。また図中の数字は水深粒径比（H／D_{60}），図中の文字は河床形態を表わしている。Rippleは小型の波状凹凸（波長が数10cm），Duneは大型の波状凹凸（波長が水深の数倍），Flatとは平坦な河床である。τ_*は水深と共に増大するので，極端な場合には一洪水中に河床形態がRipple → Dune → Flat → Dune → Rippleと変化し，粗度係数もそれにつれて変化することになる。

水面勾配が1／2,500程度，H/D_{60} = 10,000程度と仮定して具体的に計算すると表－2のような結果となる。

図3は推測によるところが多いので100%確実とは言えないが，低水路の粗度はこの程度変わり得るということを示した。

表2　計算例，低水路粗度の変化

τ_*	河床形態	H	φ	n_1
～0.55	Ripple	～2.2 m	18	0.026
0.55～1.8	Dune	2.2 m～7.1 m	8	0.046～0.055
1.7 ～	Flat	6.7 m～	24	0.019

注）Dune と Flat は一部重複する。

4　粗度係数の推定

以上述べたように河道の粗度係数は高水敷の粗度と低水路の粗度の合成されたものであるから，それぞれについて推定する必要がある。それには既往洪水の流量観測データを使用すればよい。

4－1　高水敷粗度の推定

流量観測により求められた高水敷流速をV_2とすると 粗度係数は次式より求まる。

$$n_2 = \frac{R_2^{2/3} I_e^{1/2}}{V_2} \qquad \cdots\cdots (6)$$

ここにIはその時点のエネルギ勾配である。現況河道と計画河道で植生にそれほど差が無いと思われる時は上記の結果を用いればよい。ただし流速によっては葦などが倒れて粗度が減少する場合があるので，既往洪水の各段階でのn_2を調べて変化があるか否かを検討しておいた方がよい。現況河道と計画河道で植生が異る場合は類似の植生の河川の流量観測データを使用する。全くデータの無い時は（そういう場合は少ないと思うが）表－1を使用する。

4－2　低水路の粗度係数の推定

低水路では（一洪水中でも）河床形態が変化する恐れがあるので，まずその予測をする必要がある。そこでまず既往洪水の流量観測データから次の諸量を求めて図－3にならってプロットする。

$$\varphi = V_1 / \sqrt{g H_1 I_e} \quad , \quad \tau_* = H_1 I_e / 1.65 D_{60} \quad , \quad H_1 / D_{60}$$

データはかなりバラツクと思われるが，次のことを頭において河床形態を推測してφ～τ_*の関係を定める。①洪水時には普通はRipple は生じない。②Dune 河床のφは10程度である。③抵抗の大きさは普通は Dune ＞ Ripple ＞ Flatの順である。④Dune 領域とFlat 領域の間にはどちらともつかない領域がある。（Transition）⑤Flat 河床のφは概ね，$\varphi = 6.0 + 5.75 \log (H / 8 D_{60})$で表わされる。⑥粒径5cm以上の河川では河床はFlat*の場合が多く，仮りに Dune が生じたとしても抵抗の差はそれほど大きくない。

＊ Barは生じる

以上から$\varphi \sim \tau_*$ の相関図が得られたらこれを計画河道に適用する。河床勾配を水面勾配Iとするとからτ_* を介することによりHとφの関係が得られる。これから各水深に対応するn_1の値を次式によって求める。

$$n_1 = H_1^{1/6} / \varphi \sqrt{g} \quad \cdots\cdots (7)$$

n_1の値は水深によって変化するが，河床形態毎にはほぼ一定した値となると思われるので，各々について代表値を定めればよい。

5. ま と め

河道全体の粗度は河道形状が変われば変化してしまう。しかし高水敷と低水路に分けて取り扱えば，各々の粗度は河床の状態と関係付けられるはずである。この関係の一般的定式化については現在研究中であり，現段階では各々の河川の流観データをもとに検討されるのが最も確実な方法である。

ここでは検討手法の一般的な流れを紹介した。しかし個々の検討においてデータの大きなバラツキや不可思義な分布の生じることも考えられる。河道平面形の影響（河岸渦の発生によるロス，流線と低水路法線の不一致によるロス，流水の剝離によるロスなど）や流観時の気象状態（風による吹き寄せなど）など本文で除外しているファクタも多いからである。そのような場合にはより緻密な検討を要するので当所に相談いただくことを希望する。

（河 川 研 究 室）

河－２０ 姫川河床変動の調査手法 (57)

（質 問）

急流荒廃河川であり，河床変動は極めて大きく，一洪水での局所洗掘量が２ｍを越える場合も多々みられ，最近では上流部が洗掘，下流部が堆積といった傾向が一層顕著になり，最狭窄部の7.2Km附近では計画河床より約３ｍも洗掘されている。警戒水位に至らない小洪水の局所洗掘に起因する，根固の流失等が多発しており，又北陸自動車道や広域農道等の橋梁計画も加わり，河川管理上から局所洗掘形態の把握は姫川における緊急的な課題となっている。そこで局所洗掘の現象をとらえる測定方法及び将来河床予測手法について教示願いたい。

（高田工事務務所）

（回 答）

局所洗掘現象の解明にあたっては，洪水中における河床高を測定することが重要条件である。いま，このような測定方法を簡単にまとめると以下のようになる。

① 粉 炭 法

出水前に粉炭あるいはレンガ・着色砂などを柱状に埋設し，設置時の埋設高を出水後確認することにより洗掘深を求める方法であって，最大洗掘深の測定に適している。なお，洗掘深の洪水中の変化を把握するために，粉炭等の代わりに，洗掘により容易に切断されるように工夫した電線を種々の深さに埋設し，これらの電線の抵抗を測定することにより洗掘深を測定しようとする方法がある。ただし，この方法を用いても洪水流量減少期の埋め戻し高の変化を把握することはできない。

② リング法

河床に鉄パイプを鉛直に設置し，これに滑らかに移動することができるリングをはめ，洪水前後にリングの沈下量を測定して最大洗掘深を知ろうとする方法である。この方法も①と同様に，洗掘深の時間的な変化を把握することができない。ただし，本装置は洪水前後に容易に確認することができ，また比較的簡便な方法であるため，数多く利用されている。

③ ロープ法

出水前に，最下端にアンカーのついたロープあるいはワイヤーを鉛直に埋設し，洪水後このロープあるいはワイヤーの下流方向への屈折点を見いだすことにより最大洗掘深を測定しようとするものであり，やはり②と同様に，最大洗掘深のみの計測が可能である。

④ ウェイト法

重垂を付加したロープを杭等に固定し，洪水前後における重垂の沈下量を測定することにより最大洗掘深を求めようとするものである。ただし，姫川のような急流かつ河床材料が大きな河川では，通常用いられている重垂（直径30cm，厚さ10cm）よりもかなり大きなものとする必要があろう。

⑤ γ 線 法

γ線のコンプトン散乱現象（γ線が物質に入射された時，γ線と同じ波長をもつ干渉性散乱（トムソン散乱）の他に，γ線よりも長い波長をもつ非干渉性散乱を生ずる現象）を利用して物質の密度を測定するという，いわゆるγ線密度計により河床高を測定しようとするものである。すなわち，鉛直に設置したパイプ内にγ線源と検出器を挿入し，これを上下することにより密度の異なる水と砂礫部との境を検出し，河床面を知ろうとするものである。この方法を用いると，洗掘深の時間的な変化状態を把握することができる。ただし，γ線源としてコバルト60あるいはセシウム137などを使用するため，その取扱いには注意を要する。

⑥ 電気抵抗法

電気抵抗は，水中と砂礫中とでは，電極間の電気抵抗が異なることを利用して河床面を検出しようとするものである。すなわち，一定間隔に電極に付加させたパイプを鉛直に設置し，各電極間の電気抵抗を計測することにより洗掘深を把握する方法であり，⑤と同様，洪水中においても洗掘深の測定が可能である。

⑦ 音響測深器法

水中における超音波の伝播時間を計測し，これより河床高を知ろうとするものであって，計測器の操作も簡単なため，比較的よく利用される方法である。ただし，河床面の傾斜が急な場合，測定誤差が大きくなる場合も注意を要する。本方法も，計測を時々刻々行うことにより，洪水中における洗掘深の測定が可能であるが，姫川のような急流河川においては，土砂濃度が高い場合測定が困難となることもある。

⑧ 護岸付着法

洪水中の最大洗掘深のみの測定を目的とした場合，出水前に護岸法枠上に着色した砕石を敷き並べ，これを洪水後確認する方法が最近採用されている。この方法は，護岸直前の最大洗掘深のみしか明らかにされないという欠点があるものの，①あるいは③に較べ，設置位置が容易に確認できる点で優れている。

⑨ 土 圧 法

砂礫中の基準点から河床面までの高さは，その点における土圧と一意的な関係にあり，土圧変化により洗掘深変化を知ろうとするものであって，具体的には土圧計が使用されている。

⑩ 送水法・送気法

⑥で述べた電気抵抗法における各電極の代わりに，送水口あるいは送気口を設け，ここより水あるいは空気を噴出させることによって水と砂礫との区別をしようとするものである。すなわち，送水あるいは送気に要する圧力，水量・空気量などにより河床面の把握が可能となる。

⑪ 直 視 法

橋脚などの一部に，強化プラスチック等を用いた観測窓を設け，ここより周囲の状況を工業用テレビにより直視しようとするものである。他の方法が，何らかの間接的な手段により河床高を測定しようとしているものに対し，本方法は直接目で見て確認するものであり，撮影に支障がない限り信頼性の高い方法であろう。

以上のように，各種の方法が提案されているが，それらの問題点を簡単にまとめると以下のようである。例えば，パイプ等の設置を要する②，⑤，⑥については，ごみの付着による流水圧あるいは流木による衝撃力等に充分対処できるものである必要があり，①，③，⑧等では洪水後の位置の確認が重要である。また，⑤，⑥，⑨，⑩，⑪等については，設置の際かなり費用がかかると共に，その維持に大きな努力を払わなければならない。さらに，姫川のように急流かつ河床材料が大きな河川においては，その適用に若干の問題があるものもあり，それぞれの特徴を充分に吟味する必要があろう。なお，河床材料の大きな礫河川では，洪水中の洗掘が流量減少時にあまり埋め戻されない場合もあり，洪水直後における河床高測量により，洗掘現象をある程度把握することができる。

次に，将来の河床高予測の方法について簡単に述べてみよう。

一般に，平均河床高の予測にあたっては，河床変動計算等の力学的モデルによる方法あるいは統計的方法などがよく用いられている。しかしながら，局所洗掘に伴う最深河床高の予測を行う場合，力学的モデルによる方法よりも統計的方法による方が容易のようである。後者の方法を用いる場合，種々の河相因子，例えば河床掘削量，ダム堆砂量，河床勾配，みお筋の流入角，年最大流量等を用いた回帰式による方法，あるいは平均河床高と最深河床高との間に回帰式を作成し，これに基づき最深河床高を予測する方法などがすでに提案されている。

なお，このような回帰式を作成するにあたっては，まず種々の河相因子と河床高との間の相関性について検討する必要があり，特にこの場合，河床高より先行して変化する河相因子を見いだすことが重要である。

以上のような方法に関する具体的事例については，「局所洗掘の対策について」と題する質問に対する解答において詳述しているので，ここでは省略する。

（河川研究室）

河－２１ 河床変動計算の適用範囲 (57)

（質　問）

急流河川の河床変動予測に関連して次の３点について教示願いたい。

① 急流河川に適合性のある流砂量公式について

② 常願寺川河道計画の中で河床変動の生じた原因の推定や，将来河道の安定性の予測などのために河床変動計算を用いているが，常願寺川のような急流河川において流砂量公式を適用して河床変動計算を行うのは妥当か。

③ 最近 Armaring 現象を考慮した河床変動計算が出てきているが，その手法について

（富山工事務務所）

（回　答）

河床変動は一般に縦断的変動と平面的変動に大別される。縦断的変動は供給土砂量の多少や河道の狭小によって定まる長年月の比較的緩慢な変動である。平面的変動は砂礫堆の移動，変形によって生じ，洪水毎に変わるものである。常願寺川のような急流河川においては，後者の変動が大きく，被災の直接原因となっていると思われる。

いわゆる河床変動計算とは前者が支配的な河川を対象としたものである。このことは計算方法自体の構造を見れば明らかであろう。ところが後者が支配的な河川では砂礫堆の形によって計算区間内においても掃流力が（例えば右岸，左岸，中央で）かなり異るし，作用方向も河軸に一致しない。このため土砂の移動は砂礫堆の影響を強く受ける。従って，常願寺川のような急流河川

においては，流砂量公式をどれにするかという前に河床変動計算法そのものの矛盾に注意する必要がある。

それでは河床変動計算を実施する意味が無いかというとそうでもない。平面的な変動は短期的には大きいが，長期的に眺めると縦断的変動の累積効果が大きくなってくるからである。常願寺川では上流から供給される掃流土砂のかなりの部分が扇状地部の河道に堆積するが，これがどの区間にどの程度広がって溜るかなどを概略検討するには有効である。その際にどの流砂量公式を用いるかというのは実はそれほど重要な問題ではない。その理由を述べよう。

流砂量公式は殆んどすべて基礎実験水路データをもとにした実験式である。ここにいう基礎実験とは一様直線水路において下流端（又は中間の溝）に排出される砂礫量を測定し，これと水理量との関係を調べるものである。ところで砂礫堆河川では水理量が目まぐるしく変わる。右岸，中央，左岸で全く異ることも少なくない。流砂量公式はこれらの各所における“局所的な水理量”と“局所的な流砂量”の関係を与えるものなのである。ところが現行の河床変動計算法においては，計算区間内の凹凸は一切構わずに平均水理量を流砂量公式に代入してしまうのである。平面的変動の少ない河川はこれでもよいが常願寺川のような河川ではかなり誤差を生じることは容易に想像されよう。従って仮に完璧に正しい流砂量公式があったとして，これを常願寺川の河床変動計算に用いても結果は正しくないのである。それでは絶望的かというとそうでもない。河床変動は流砂量の空間的な差から生じる。先に述べたように常願寺川では上下流で勾配がかなり変わるので供給土砂のかなりの部分が勾配変化部のまわりに堆積するといえる。堆積分布は勾配の変化の具合や河道の狭小によって変わるが，仮りに上流からの供給土砂量が正しく算定されていたとすると総ボリュームがおさえられているので滅茶苦茶に違う結果は出ないはずなのである。

従って，最も重要な問題は扇状地部への土砂の供給状態を把握することである。そのためには砂防ダム等の経年貯砂量，河床変動実績調査をしっかり行うことが必要である。土砂供給状態がある程度把握されたら，それと扇状地より上流の河道の掃流力の関係が合致するように既存の流砂量式の係数を変更して“常願寺川流砂量算定式”を作成すればよい。

最後に Armaring を考慮した河床変動計算について述べよう。Armaring とは混合砂礫のうち細粒分が次第に抜け出て河床が粗粒分のみで覆われ浸食されにくくなる現象をいい，礫河川において顕著である。この現象を計算で考慮するために次のような便宜的方法がよく取られる。まず河床から数十センチの仮想的な層を設定し，土砂の移動がこの層内でのみ生じると仮定する。次に土砂の移動は粒径別に計算され各粒径毎の土砂収支を計算する。この結果河床昇降量に加えて移動層内の粒度分布の変化も求められるわけである。

この方法は一見合理的に思えるが，しかし常願寺川のような砂礫堆の発達した河川においては，実際の土砂の動き方とモデルの間に相当の差があるため適当とは思えない。すなわち，断面平均

的に計算すると Armaring が生じるような流量でもみお筋が片岸に寄ったりすると動かないはずの粒径の礫も現実には動いてしまう。また砂礫堆上の浸食と堆積の仕方はその形状に支配されており，先に述べたような一様な厚さの移動層は存在しないのである。しかし Armaring を全く考慮しないよりはした方が良いといえるので一度試みられるのも面白いと思う。ただし計算はかなり面倒であるということをことわっておく。

砂礫堆の発達した河川での河床変動計算はいずれにせよ概略検討にしか使えないといえる。従って計算方法をあまり精緻にして時間をとられるよりは上流からの供給土砂量の把握などに力を入れた方が良い結果を得られると考える。Armaring 現象の考慮にしても，上に簡単に紹介した複雑な計算を行わなくても，例えば「初期粒度の90％粒径礫が動かないような掃流力のもとでは流砂量をゼロとする」というような単純な方法でも十分であると思われる。

（河川研究室）

河－２２ 急流河川における河道模型実験のための事前調査 (57)

（質　問）

常願寺川は我国屈指の急流河川でしかも天井川を形成しており，中小洪水時での偏流・局所洗掘等によりその都度護岸根固めの欠壊が発生し，治水上の安全度の確保が難しい状態にある。このため抜本的な河道計画を樹立すべく河道計画調査を実施し一応の成果を得た。今後は本計画について移動床河道模型実験により検討を加え，効果的な施工計画をも含めた河道計画として完成させたいと考えているが，この様な急流河川の河道模型実験を行う場合，事前にどのような調査を実施し，どの様なデータを整理しておく必要があるか教示願いたい。

（富山工事務所）

（回　答）

1. 直接データと周辺データ

河川模型実験とは，河川の一部を切り出して現地と類似の運動方程式（相似則）に則ってその中の変動を再現又は予知しようとするものである。その意味においては河床変動計算などの数値計算と本質的に変わるところはない。従って，実験を実施するうえで必要とされる情報（直接データ）は，数値計算と同様に，初期条件と境界条件である。移動床水理実験における初期条件は初期河床形状と初期河床粒度であり，境界条件は流量時系列，土砂供給量時系列およびその粒度構成，下流端水位時系列などである。これらの条件が適切に与えられ，なお且つ河道内の力学的相似条件が満足されていれば間違いなく実現象を模型の中に再現できるはずである。

しかし，これは一般的（教科書的）な話であって，現実にはすべてを知ることは不可能であるし，知ったとしてもそれを模型内で完全にコントロールできない場合が多い。要は対象河川の特性と検討目的に合わせて資料の種類と密度を決定することである。また逆に，資料収集の限界および模型実験技術の限界から検討目的と検討範囲を定める必要が生じる場合も少くない。

このような制約から，移動床模型実験は完全な意味での模型実験と成り得ないことが多い。単に水を流して測定しそれを現地換算するというだけでは誤った結論に到達する恐れがあるのである。模型内に生起する現象はあくまで模型固有の現象と考えた方が良い。模型内の現象からの現地の現象の推定は実験者の見識と技術に依らざるをえないが，これに加えて実験者が現地と模型を対比して考察するための周辺データが不可欠である。周辺データとしては過去の洪水による河床変動状況を示す図面と写真，河床材料粒径の変遷，河道変遷の歴史などがある。

2. 常願寺川の場合

常願寺川の将来構想は，低水路掘削と洪水時の削り代としての高水敷造成から成る複断面化を基本としている。移動床水理実験の目的は，①新河道の長期的安定性の検討，②局所的な変動の予知と対策の検討，であると思われる。

河床の変動は縦断的変動と平面的変動に大別できる。常願寺川の扇状地部分は約18Kmであり，図1に示すような縦断形である。扇状地河道は元来堆積空間であり，常願寺川の場合は現在のところ供給土砂のうちの粗粒分の多くが4Km～11Kmの遷移部分に堆積すると思われる。この堆積の際に主に供給土砂量の多少と川幅の広狭によって極端に堆積する部分，それほどで無い部分，又は逆に洗掘される部分が生じる。これを縦断的変動と称する。一方常願寺川では複列の砂礫堆が発達しており，これと河道平面形の関係で深掘れ，堆積，側岸浸食が生じる。これを平面的変動と称する。

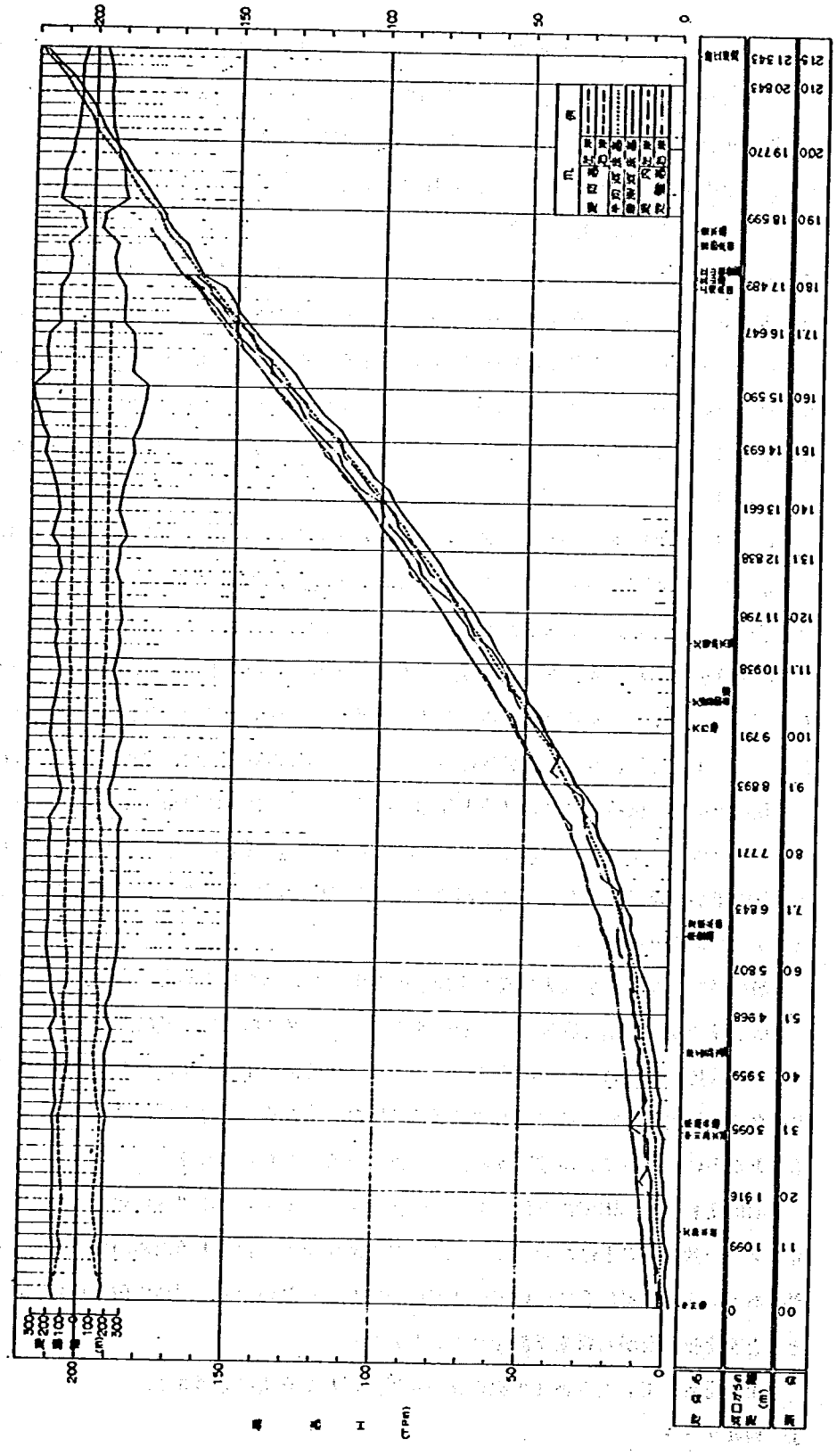
一般に縦断的変動は余程大規模な土砂崩壊が生じない限り緩やかなもので，常願寺川の場合でも低水路の幅に極端な広狭が無ければ数十年のオーダでは特に問題にはならないと思われる。（但し扇状地への出口部分では形状によっては縦断変化が早いので注意を要する。）常願寺川の様な急流河川ではむしろ平面的変動（砂礫堆の発達とそれに伴う側岸浸食）が被災要因になることが多い。従って，模型実験の主たる検討対象はこちらになる。

平面的変動の主要因である砂礫堆は移動変形するので実験毎に異った形となり，また現地ともピタリ一致することはない。従ってこの対応関係を考え判断するための周辺データが特に重要である。また側岸浸食については相似則が成り立たないので，現地の側岸浸食実績と模型のそれとを比較しながら将来予測を行うこととなる。

以上を総合して，とりあえず次の資料を用意されたらよいと考える。

① 直接データ

現況河道縦横断図



図－1　常願寺川現況河道縦断図

現況河床粒度分布図

現改修計画概要

洪水実績（できれば各ハイドログラフ）

② 周辺データ

上流砂防ダム・取水堰堤等の堆砂実績

河道形状の経年変化図

河床材料の経年変化図

洪水時の河床変化・側岸浸食量

航空写真

河道変遷の歴史に関する資料

（河川研究室）

河－２３　河口付近の有効断面のとり方　(57)

（質　問）

河口付近の河道計画を策定する場合，有効断面のとり方により，計画断面が変わってくると考えられる。特に河口部が港湾区域と重複していて，常に浚渫を行い，吃水深が確保されている場合（小矢部川ではT.P－10数mを確保している）深さ方向の有効断面はどの様に設定したら良いのか，また，上記の問題は，河川流量及びその時の潮位等により微妙に変化するものと考えられるが，この様な件に関して，研究事例の紹介を含めて教示願いたい。

（富山工事事務所）

（回　答）

河口部においては，海水と淡水の密度差により，海水は河水の下に入り込んで力学的平衡に達しようとする流れを生ずる。この場合，河道内への海水遡上の形態は弱混合（塩水くさび），緩混合および強混合型の３種に分類され，それぞれの特性を異にする。一般に潮位変動量の小さい日本海側河川では，多くの場合に弱混合の状態であり，河口付近において内部フルード数 $F_1 = u_1 / \sqrt{\varepsilon g h_1}$ はほぼ１となる。ここに u_1 ：淡水層平均流速，$\varepsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2$，$\rho_2$：塩水層密度，$\rho_1$：淡水層密度，$h_1$：淡水層水深である。

潮位変動量の大きい太平洋側河川や湾内排出河川では非定常流的な性格が強まり，河水と海水との混合も促進され，かつ河口における内部フルード数も大きく変動するが，出水時には河口部を流下直後に内部フルード数がほぼ１となり，かつ定常効果が卓越すると考えられる。

河口密度流の定常時の河口境界条件は，このように通常，内部フルード数 $F_1 = 1$ が与えられ，流れがこの条件を満足するよう制御される。この下流端位置は厳密には流路幅が急拡する河口を

少し出た場所となり，また，流量や河口砂州形状等によって若干異なるものの，通常は河口末端部として差し支えないとされている。[1)]

従って，河口条件としては，$F_1 \fallingdotseq 1$ を満足するときの淡水水深が深さ方向の有効断面となり，この水深が限界水深とされ，

$$h_{1c} = \frac{u_1^2}{\varepsilon g} = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{\varepsilon g B^2}}$$

と表わされる。ここにQ_1：淡水流量，B：河口幅である。

なお，ここでいう限界水深とは，通常の限界水深ではなく，密度差の影響を考慮した内部限界水深と称すべきものである。さらに，出水時には河道内へ遡上した海水は後退し，ある流量以上になれば河口内に海水が認められなくなる。この河口内への海水侵入限界流量は限界水深と同様，$Q_0 = \sqrt{\varepsilon g H_0} \cdot A$ で与えられる。ここにH_0：河口水深，A：河口断面積である。

従って，河口水深が大きい場合の深さ方向の有効断面は，内部フルード数$F_1 = 1$ を満足する限界水深によって求めることができる。この場合，限界水深h_{1c}は河川流量によって変化するが，河道計画の策定に当っては計画流量時の限界水深を深さ方向の有効断面とすればよいと考えられる。（各流量時の有効断面水深も簡単に求めることが可能である。）なお，潮位によってこの有効断面積（水深）は変化しないが，その深さ位置は潮位によって異なる。

以上のように，定常状態の河口条件は，実用上はほぼ解釈されている状況にある。しかし，内部フルード数がほぼ1となる点を起点として発生する内部ジャンプ渦の現象面に未解決な問題が残されており，非定常時の河口条件を考察するうえではこの内部ジャンプ渦の挙動を明らかにすることが今後の課題とされている。なお，海上においては，導流堤の構造物がない場合には，淡水のみの場合より若干広く拡がり[2)]，流水の水深は限界水深より小さくなる。また，河口における水深が限界水深より大きい場合には，河道内に海水が侵入しているので，例えば塩水くさびとしての計算を実施するとよい[3)]。

（参考文献）

1) 土木研究所資料第1537号：感潮河川における塩水くさびの水理に関する基礎的研究，昭和54年12月。

2) 須賀，高橋：河口流出流に関する実測に基づく考察，第24回海岸工学講演会論文集（1977）。

3) 須賀，高橋：内部抵抗係数に関する再考，第26回海岸工学講演会論文集（1979）。

（河川研究室）

河－２４　荒川乙大日川河口処理対策としての支川放水路導流堤計画　(57)

（質　問）

荒川では，本川河口部左岸に隣接する支川乙大日川の内水処理を図るため，乙大日川放水路計画を策定し，それに伴なう放水路導流堤を段階施工中である。導流堤は支川放水路の両岸に，汀線直角方向に200m（水深４m以上）が計画され，56年度までに，右岸が72m，57年度中には，左岸で50mの施工延長となる予定である。

56年度までの導流堤施工の結果，放水路河口閉塞に対する効果は明確に見られ，現在その調査結果をとりまとめ中であるが，

1) 導流堤段階施工に伴なう現在までの河口変動機構の解析手法について，

2) 今後の導流堤施工に関する意見と施工に伴なう変動予測手法について

3) 導流堤施工に伴ない大きく発達したと考えられる本川右岸の河口砂州への対策

について，教示願いたい。

また，手取川についても河口閉塞対策として導流堤を施工中であるが，荒川と同様の問題を抱えており，併せて教示願いたい。

（羽越工事々務所）

（回　答）

河口処理工法として，導流堤による河口維持対策が数多く行われているが，河口導流堤を設置した場合，河口地形，河口特性がどう変化するか，河口近くの海浜変形等の問題の検討や評価も河口計画上重要である。

ここでは，たのような導流堤施工に伴なう河口地形の変化や予測手法について以下述べる。

1. 導流堤施工による河口特性の変化

河口導流堤を設置してもその導流堤内水深が浅ければ汀線に直角方向の土砂移動によって，砂州が短時間に発生し，水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の移動限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は，波の波形勾配 H_0/L_0，底質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/W_0$（W_0 ；底質の沈降速度），河口地形の初期形状，導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが，山本[1]は現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係，河口模型実験例から，導流堤間水深が４m以上あれば，その水深は１年ぐらい維持でき，２～３mでは強波浪時に浅くなることがあり，２m以浅では砂州の発生を見るとしている。

なお，導流堤内に砂州が発生する限り，開口部の河積の増加を期待することはできない。ただ砂州の形成速度を遅くするだけである。砂州高は，導流堤による波高減衰があれば，ほぼ減衰比だけ小さくなるが，砂州高を低くするためには，導流堤先端を絞ったり，あるいは港のような導流堤を作らざるをえない。中小河川において，導流堤内の砂州高が導流堤外の砂州高より低いのがよく観測されるが，これは導流堤外の砂州高は長い期間の最大波高によって生じ，導流堤内の砂州高は出水後の波によってできたと考えられ，波作用の履歴の相違によるものと思われる。また，砂州の発生位置は，河口前面の海浜形状が河口のまわりとほぼ同じで，河口水深が浅い場合（1m以下）は，河口は平衡海浜になろうとするため，若干河道内の位置に汀線，砂州頂が形成される。幾分水深が深い場合には，それよりもさらに河道側で砂州の発生を見ることが多い。

一方，導流堤施工に伴なう河口変動機構の解析や予測手法については，その現象を支配する影響要素が多く，外力に対して非線型性が強いため，今もって解析は困難な状況にある。ここでは導流堤による河口地形の変化は，どのような因子に影響を受けるか考えてみよう。潮位変動の影響は小さいと考えられるので無視し，また河川流の影響も二次的と考えられるので無視すると，t時間後の河口付近の地形 it は，

$it = f\left(H_0/L_0, \theta, \sqrt{gH_0}/W_0, \ell/H_0, io, t/\sqrt{L_0/g}\right)$ と考えられる。ここにθ：波向，ℓ：導流堤長，io：初期海床勾配である。今外面に面している河口を考えると波の大きさ等はそれほど変らず，また初期形状 io も H_0/L_0，$\sqrt{gH_0}/W_0$ に従属と考えてよいから，it に大きく影響するのは波向θ，$\sqrt{gH_0}/W_0$，ℓ/H_0 と考えられる。つまり導流堤施工による地形変化を比較するには，波向，底質の粒径，構造物形状の違いに十分注意して検討する必要があろう。他に導流堤施工に伴なう河口形状の比較としては，砂州面積，縮流比（＝河口幅／河道幅），導流堤施工前の砂州面積／施工後の砂州面積，導流堤施工前の河口開口幅／施工後の開口幅等と施工延長との関係などから，その効果を把握する必要があろう。

2. 今後の導流堤施工についての留意点

導流堤の長さは，河口処理の目的，河口規模によって異なるが，原則として次のようなことが言える。河口位置を偏流させず開口位置を固定させたいときは，汀線位置の季節的変動を見きわめた上で，干潮汀線より多少海まで導流堤を河道幅の間隔で二本出す必要がある。一本の場合でもある程度海中まで出せば，風上，風下のどちら側に設置しても導流堤沿いに河筋が固定する。河口水深の維持のために導流堤を設置する場合には，年1回ぐらいの洪水で，導流堤内水深が $hc/Ho > 1$ に達するように導流堤間を絞り，砂州発生限界水深hc程度の所まで導流堤を延ばす必要がある。[2] ただし，沖合の沿岸砂州を突き抜けるほどまで延ばす必要はなく，沿

岸砂州手前のトラフ位置までで十分なようである。なお，長い導流堤は河道延長を意味し，このための河道内水位上昇も十分考慮しなければならない。また，中小河川では河口水深を河川みずからの洪水によって維持することは不可能であり，河口水深を維持するためには導流堤と浚渫の併用が必要となろう。今後の導流堤施工の河川流に対する考慮としては，導流堤内に砂州が発生する場合には，砂州部開口位置は偏より，流れが集中し深掘れが生ずる。平水時の洗掘深は，導流堤がなかった場合の洗掘深に相当する深さと考えられる。洪水時は砂州フラッシュ形式によって洗掘深は異なるが，一般に砂質では深く，砂利河口では小さい。中小河川でも砂質河川の場合は，4～5mは考えておく必要があろう。波に対する考慮としては，沖波波高が同じであっても，海浜底質材料によって海岸地形や汀線近くの波の大きさも変わってくる。一般に砂利海浜ほど汀線近くの波高は大きく，それゆえ波力も大きく，反対に底質材料が細かくなるほど波力は小さい。また小粒径海浜では沖浜勾配が小さいので，大きな波は沖で砕波され，汀線に対する影響は小さいが，砂利河川では沖浜勾配が急な海浜が多く，異常高波による波浪の河道内侵入や構造物破損を考えておかなければならない。波によって局所洗掘されやすい地点は，導流堤先端部，砕波点位置であり，砂海浜の場合，水深3～4m地点が洗掘されやすく，洗掘深3～4mにも達する。これ以浅では洗掘深は急激に小さくなり，反対に水深が大きくなっても徐々に小さくなる。

3. 荒川本川右岸の河口砂州への対策について

支川乙大日川導流堤の施工に伴ない，荒川本川の開口部も固定されることによって，本川右岸の砂州が発達したものと考えられる。ただし，波による土砂移動の多い河口周辺では，導流堤設置当初の変形は大きいが，時の経過に伴なって増減を繰り返し，ある堆積土量に落ち着く傾向を示すと思われる。また，この河口砂州は，河川からの流出土砂量の減少による汀線の後退とともに，河口前面の水深が大きくなることによって，より河道内へ形成される傾向が強くなるものと考えられる。従って，このような砂州の発達に対して問題となる河口部右支川の内水排除の対策としては，今のところ砂州の一部を開削し，河水の排除を行い，乙大日川導流堤施工後の本川河口砂州変動状況を見極めたうえで，抜本的な対策を行う必要があろう。例えばポンプ案，左岸と同様に分離する案（暗渠の可能性を検討のこと），本川河口中導流堤案，あるいは本川水位に影響を与えない範囲で合流点下流側に杭出し突堤を設ける案等が考えられる。

（参考文献）

1) 山本晃一：河川の流量改定に伴う河口処理の問題点，土木技術資料20－2（1978）。

2) 土木研究所資料第1394号：河口処理論〔I〕－主に河口砂州を持つ河川の場合－，昭和53年5月

（河川研究室）

河－２５　河川堤防の耐震能力の判定手法　(57)

（質　問）

新潟地震による阿賀野川と信濃川の堤防の被害実績を検証資料として，既往ボーリング資料を基に耐震能力の算定を試みた（K_3堤体材料は大半を砂質土と仮定，K_6動的係数は資料による指標の値を採用）。

計算の結果は，阿賀野川および信濃川の堤防筋の地盤地質が，ほとんどがゆるい砂かやわらかい粘土で形成されているため，砂層においては実際の被害は河口部に集中しほかは軽微であったにもかかわらず評価ランクC_sはほとんどがDランクとなり，被害の程度と評価の相関が得られなかった。

また，この評価を基に対策工法を検討すれば，感潮区間（阿賀野川約10km，信濃川下流約15km）のみ必要としても，堤防嵩上げおよび押え盛土で対処すると仮定して多大の経費が必要となり，国家財政事情からみても実現性のうすい結果となる。

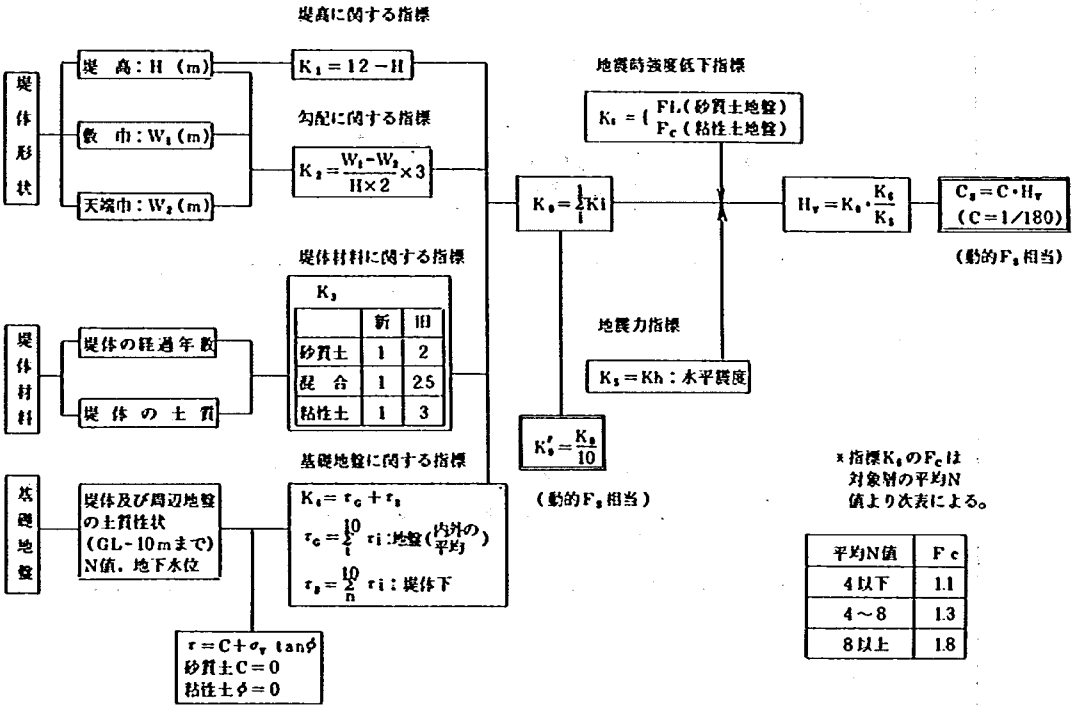
今後，基礎地盤の粒度資料を再収集し検討の予定ではあるが，関東地建で提案している「河川堤防の耐震能力の判定手法」を阿賀野川と信濃川に適用させる場合の技術的可能性及び各指標算定の検討事項を教示願いたい。

（北陸技術事務所）

（回　答）

質問内容に述べられている「判定方法」は関東地方建設局が(財)国土開発技術研究センターに委託して作成したもので，図－１に示すような流れにそって河川堤防の耐震能力を判定しようとする簡易手法である。

この手法は，わが国における既往の地震による堤防の被害事例約500例を収集し，その被害程度を左右する各種の要因の分析結果に基いて考案されたものである。震害事例の分析結果によれば，地震力，地盤強度，堤体形状などが河川堤防の震害程度を左右する主たる因子であり，これらに関する詳細な分析が行なわれている。



図－1　河川堤防の耐震点検フローチャート

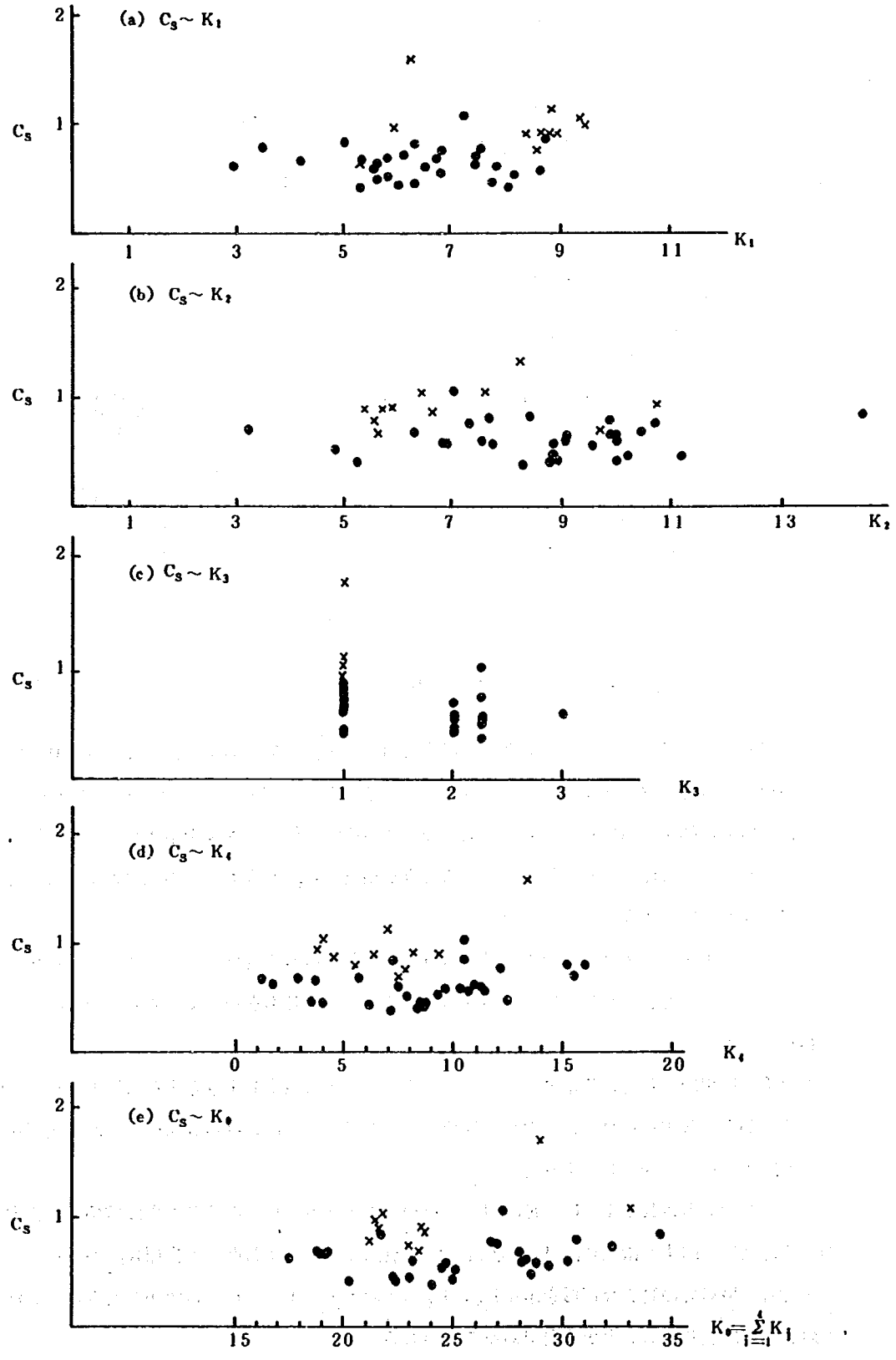
この判定手法では，図－1に示すように堤高に関するK_1，勾配に関する指標K_2，堤体材料に関する指標K_3，基礎地盤に関する指標K_4を求め，これを加算して静的安全率相当量K_0を求める。次に，地震力に関する指標K_5，ならびに地盤の地震時の強度低下の程度を示す地震時強度低下指標K_6とをこのK_0に作用させて最終的な動的安全率相当量C_sを求め，この値の大小によって堤防の耐震性を判定しようとするものである。

また，この手法の適用性について検討する目的で，基礎地盤や地震力などに関する資料が比較的整っている新潟地震ならびに宮城県沖地震による被害事例41例を用いて検証のための検討が行なわれている。

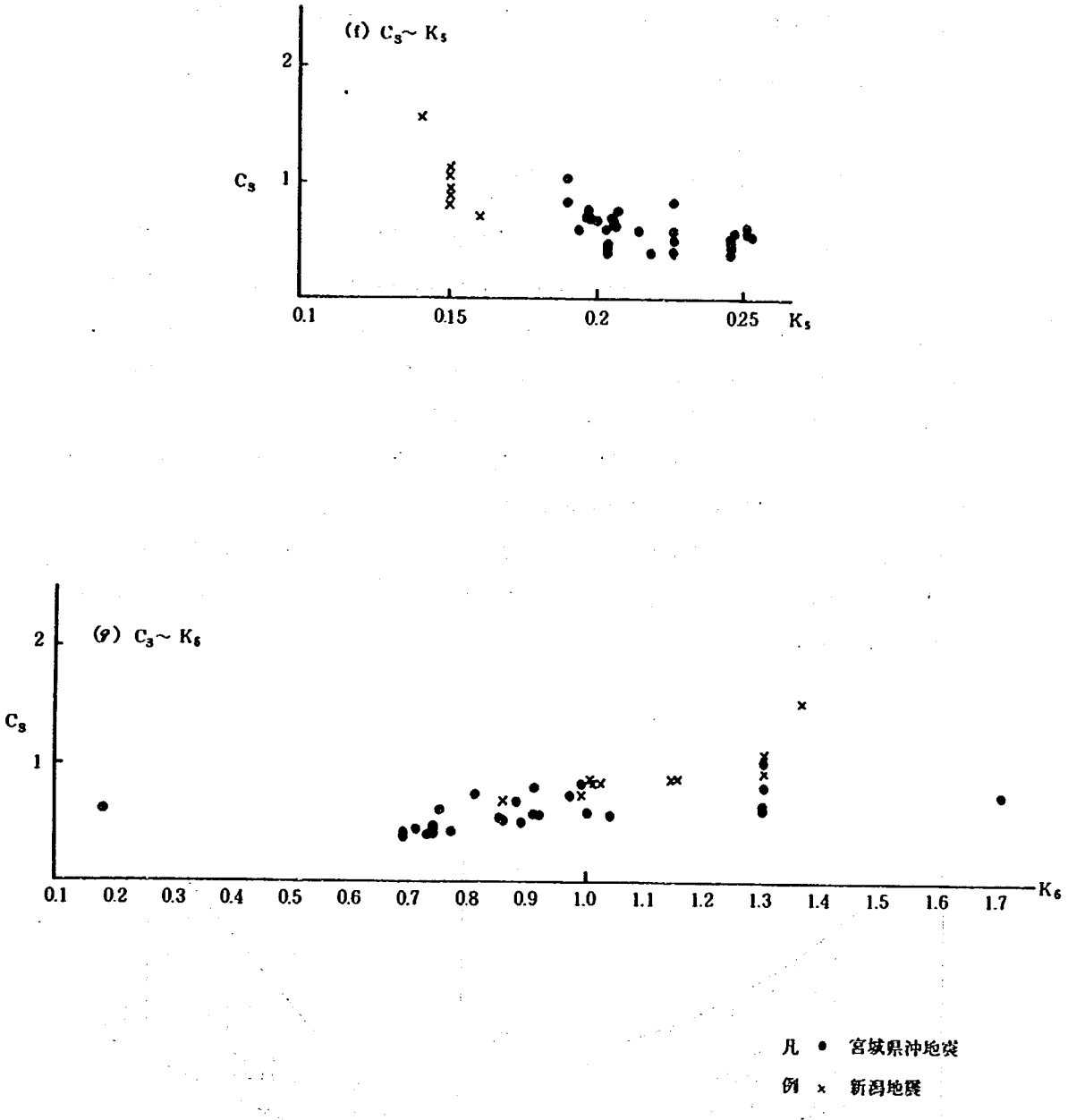
この手法に用いられている指標K_1～K_6が，実際の堤防に適用しようとする時にどの程度の値になるのかを理解するために，この検討対象となった41の事例における各指標と動的安全率相当量との関係を示すと図－2のようである。

これらの図に示されるように，K_1～K_6の指標の中で比較的C_sの値の大小に敏感に影響するのは基礎地盤に関する指標K_4，地震力に関する指標K_5，地震時強度低下指標K_6である。

中でも，地震力の動的な影響を示すK_5，K_6の値の大小によってC_sの値が左右され，これらの値を適確に判断することが重要であることが判る。



図－2　C_S 値と各指標の関係



図－2　Cs 値と各指標の関係

K_5とK_6とは相互に関連し合う量であるから，これらを独立な変数として取り扱うことは適当でない面もあるがC_sの値とK_5，K_6との間には次のような関係があるところから，K_5あるいはK_6の値の変動がC_sの値に及ぼす影響をさらに詳細にみてみると図－3のようになる。

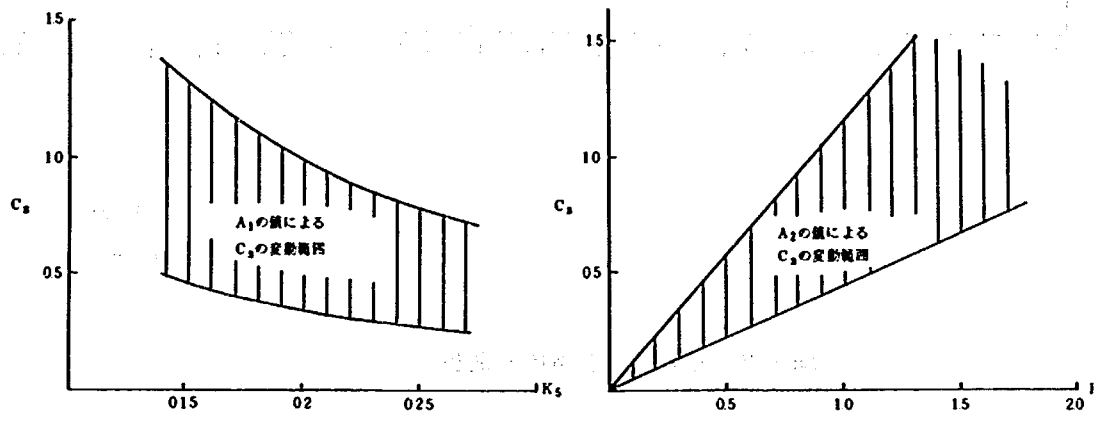
$$C_s = \left(K_0 \cdot \frac{K_6}{180}\right) \cdot \frac{1}{K_5} = A_1 \cdot \frac{1}{K_5} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$C_s = \left(K_0 \cdot \frac{1}{K_5 \cdot 180}\right) \cdot K_6 = A_2 \cdot K_6 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

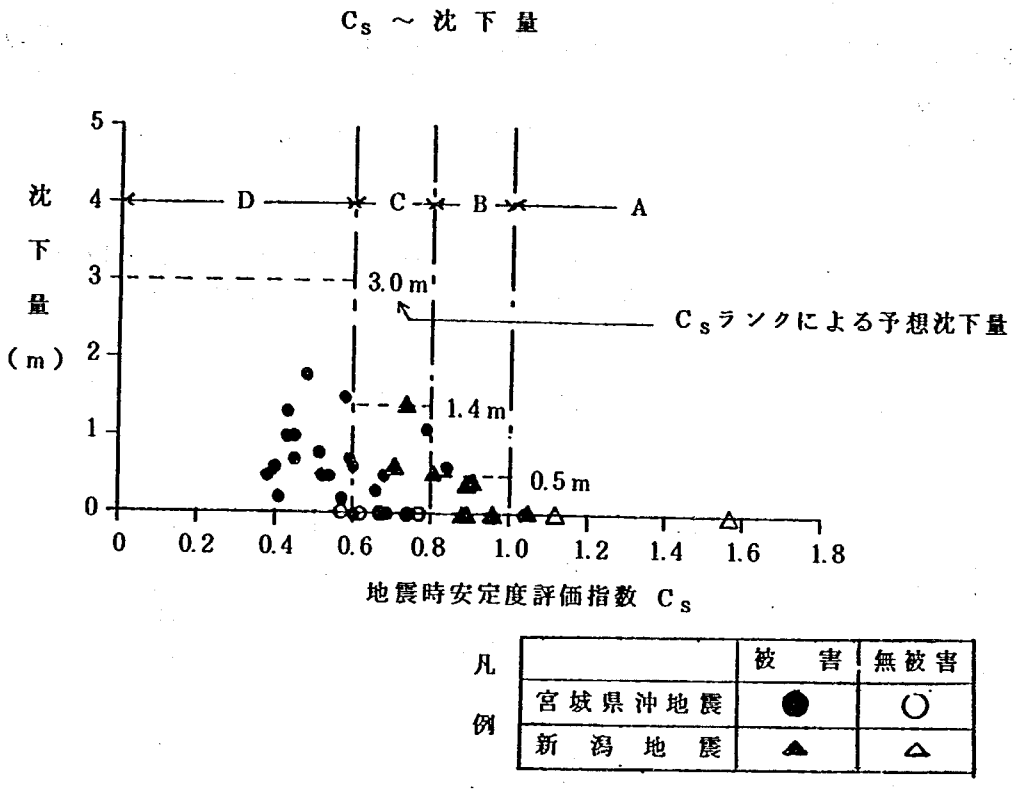
K_0，K_5，K_6の値は図－2に示した事例ではそれぞれ，（17～35），（0.14～0.25），（0.2～0.7）の範囲で変動しているが，(1)式，(2)式のA_1，A_2の値は図－2，(f)，(g)ではそれぞれA_1＝（0.07～0.2），A_2＝（0.45～1.15）の範囲で変動している。図－3に示すように，仮りにK_5の値として本来作用したと考えられる地震力0.15を0.2と過大に評価することによってC_sの値は（0.15～0.3）程度低く見積られることとなる。

K_6についても同様であり，K_0の値によってC_sへの影響程度は異なるが，地震力の動的な作用の大きさを適正に見積ることの必要性が図－3から読み取れよう。

質問内容に示されている阿賀野川，信濃川の堤防に適用した結果については具体的なデータを検討した上でなければ，適切な判断は下し難いが，上述のようなこの手法の持つ特徴に留意することが大切である。



図－3　K_5，K_6のC_sへの影響



図－4　沈下量とC_S値

なお，図－4はこの検討に用いた41の事例における地震後の沈下量と計算により求められたC_Sの値との関係を示したものである。この図によれば，実際に生じた沈下量を包絡する値すなわち沈下量の最大値はC_S値とよい対応を示しているが，一方で小さなC_S値となるにも拘らず沈下量はそれ程大きくなかった事例もあることが判る。

このことは，この手法が安全側の判定を下すことを示しているもので，簡易判定手法としては許される誤差と考えられる。

この手法は，多くの地震被災例をもとに考案され，最近の被災事例により検証がなされてはいるが，各指標の求め方をはじめとして，さらに事例の蓄積によって改良を加えるべき点も含まれている。このため，多くの現場におけるこの手法の適用に基づき，適用時の問題点等が指摘されることが，この簡易手法をより一層使い易い精度の高いものに改善していく上で有効な助けとなると考えられる。

（動土質研究室）

河－２６ 新設護岸の検討を行う場合の既設護岸の評価 (55)

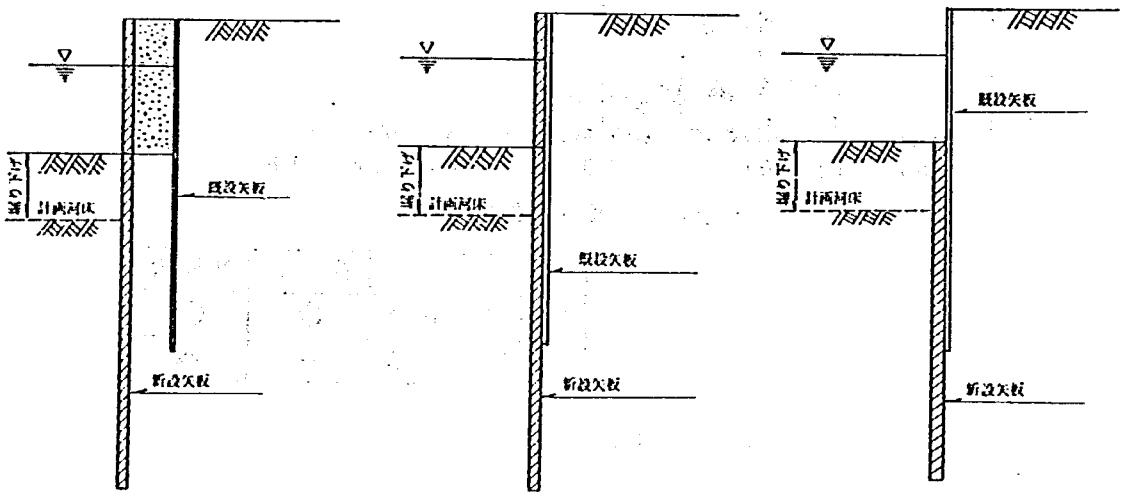
(質　問)

河川の再改修にあたり下図のような場合，既設護岸をどのように評価したらよいか。

(a)
既設矢板の前面に離して
新設矢板を打設

(b)
既設矢板の前面にそわせて
新設矢板を打設

(c)
(b)の場合で現河床下のみ
新設矢板を打設



(1) (a)の場合新設矢板に働く土圧は既設矢板により軽減されるか？

(2) (b)の場合新設矢板の断面係数，断面二次モーメントは合成して考えられるか？

(3) (b)と(c)を比較した場合(b)の新設矢板の現河床より上の部分は不要か？

(4) (a)，(b)，(c)の中ではどの工法がよいか？

(5) このような堀り下げ計画の場合，一般的にはどのような工法がとられているか？
(堤内側に用地確保が不可能で堤外地側で処理する場合で出来るだけ既設矢板を有効に利用した工法)

(6) 鋼矢板護岸のたわみは河川砂防技術基準（案）で鋼矢板頭部において常時5.0㎝を上まらないことが望ましいとされているが地震時では何㎝が望ましいか。
(背後地が人家連担地の場合)

(大阪府土木部)

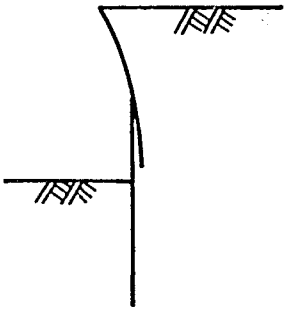
(回　答)

(1) 新設矢板に働く主働土圧は河床掘削が行なわれるまでは背面裏込め土の土圧だけと考え

られる。しかし，河床を掘削すると既設矢板も若干変形し，これにともない既設矢板側の主働土圧の一部が新設矢板に作用するようになるものと考えられる。したがって新設矢板に働く土圧は既設矢板により相当軽減されるものと思われるが，その算定法については一義的に定めることができない。両方の矢板の頭部を信頼できる方法でつなぐと一種の二重締切のような挙動となり変形量を少なくすることができ有利である。なお，(a)の場合河積を狭めることになり，蛇行河川などでは洗掘の原因を作るので注意を要する。

(2) 既設矢板の根入が十分にあれば土圧を受けた時の新設矢板と変位が矢板の各部で同じとなり，断面係数，断面二次モーメントの算術和を新しい断面剛性としてよいものと考えられる。ただし，既設矢板の腐蝕量，材質の相違などには注意する必要がある。

(3) (c)の場合，新旧両矢板の剛性の違いのため，新設矢板の頂部で(2)に述べた仮定が必らずしも満足されなくなる恐れがある。その場合，両者の変形が一致するまでの間の断面剛性の算定が困難となるので，実際の計算にあたっては不明の点が多くなり不安が残る。



(4) 以上のことから，質問に示された方法のうち現段階で計算法が最も信頼できるものは(b)の方法であるが，(a)の方法も条件次第では最も安全な方法になりうる。

(5) 許容変位量については，構造物の安全性から決まる変位量と社会的要請から決まる変位量の二種類の変位量が考えられる。構造物の機能上あるいは周辺環境上からより厳しい拘束のある場合は，この変位量をもって許容変位量としなければならないがこれらは一律に規定できるものではないので，各現場の実情に応じて個々に決定するのが妥当であろう。一般に地震時の土圧に対して矢板壁の許容変位量を定めることはむずかしい問題である。

（基礎研究室）

河－２７ 淀川下流部特殊堤の耐震安全度評価 (55)

(質　問)

淀川下流部は，かつては大小さまざまの砂洲を生成していたが，堆積作用が進むにつれて，これら砂洲の間は埋め立てられ，次第に陸化されていったものであり，元来軟弱地盤である。したがって，下流部に築かれている特殊堤区間に対して，堤防が地震時においてどのような挙動をするかを把握し，堤体の安全度を評価するとともに，その対策を検討する必要がある。

このため着手した54年度の調査内容は，１）既存資料の収集・整理，２）ボーリング，標準貫入試験，サンプリング，３）土質試験（単位体積重量，土粒子の比重，粒度，含水量，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験，振動三軸試験）および４）ＰＳ検層であるが，淀川下流部の特殊な堤防の耐震安全度の評価に関する次の事項に関して，御教示願いたい。

1　特殊堤（三面張構造）の地震被害あるいは調査解析の実例
2　地盤の液状化強度の評価方法
3　応答解析のための地盤・堤体のモデル化の方法
4　入力地震動の設定法
5　応答解析の計算方法
6　安全度の評価方法

(淀川工事事務所)

(回　答)

1　特殊堤（三面張構造）の地震被害あるいは調査・解析の実例

堤防前面にコンクリート擁壁を設けた特殊堤の地震被害については，新潟地震の際の阿賀野川河口部あるいは1978年宮城県沖地震の際の名取川河口部などのように数少ないながらも被害例がみられている。しかしながら，三面張構造をもつ特殊堤については，築堤の歴史も浅くまた施工例も少ないため，地震による被害例は皆無である。また，地震時の安定性に関する調査解析についても，土構造物としての円孤すべり解析が主流であり，三面張構造のような特殊堤についての解析例も皆無であるのが実情である。しかし，近年三面張構造をもつ河口部の特殊堤に対する耐震性の調査も行われ始めている。[1)2)] 例えば，直轄では木曽川下流部の堤防・河川構造物および基礎地盤の耐震性調査を実施している。[2)] そこでは，三面張構造の特殊堤部の地震応答解析，安定解析を行っている。

以上のように，三面張構造の特殊堤については，地震被害あるいは調査解析例がほとんどないのが実情であるが，特殊堤が河口部付近に築堤される例が多いことを考えると，通常の河川堤防と同様に三面張構造の特殊堤に対する地震時の安全性の評価および対策の検討が必要である。

2　地盤の液状化強度の評価方法

飽和した砂質地盤が存在する場合には，地震時の液状化（流動化）が問題となるが，地盤の液状化の予測を行うためには，その動的強度を求めることが必要となる。地盤の液状化強度を評価する方法には，大別して次の2方法がある。

詳細法：調査地点で不撹乱資料のサンプリングを行い，振動三軸試験により液状化強度の実測値を求める方法，調査地点での固有な液状化強度が得られるが，サンプリング，振動三軸試験等に経費がかかり，調査の対象範囲は限定される。

簡易法：既往の調査結果により導かれた液状化強度の推定式を用いて推定する方法。普通はN値，有効上載圧等の調査の容易な地盤の特性から液状化強度を推定できるようになっているため，簡易に液状化強度が求まる。しかし，推定式は数多くの実験結果の平均的なものであり，個別の調査地点の液状化強度とは若干異なることもあり得ることを留意すべきである。

本法の一例としては，道路橋示方書V耐震設計編[12]があるが，そこでは地盤の動的せん断強度比（R）の推定は次式に基づく方法で行うよう規定されている。同方法によれば，N値，有効上載圧 σ_v' および平均粒径 D_{50} から液状化強度を推算することができる。

$0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.05\text{mm}$ の場合

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.19 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(解3.7.1)}$$

$0.05\text{mm} < D_{50} \leqq 0.6\text{mm}$ の場合

$$R = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.225\log_{10}\left(\frac{0.35}{D_{50}}\right) \cdots \text{(解3.7.2)}$$

$0.6\text{mm} < D_{50} \leqq 2.0\text{mm}$ の場合

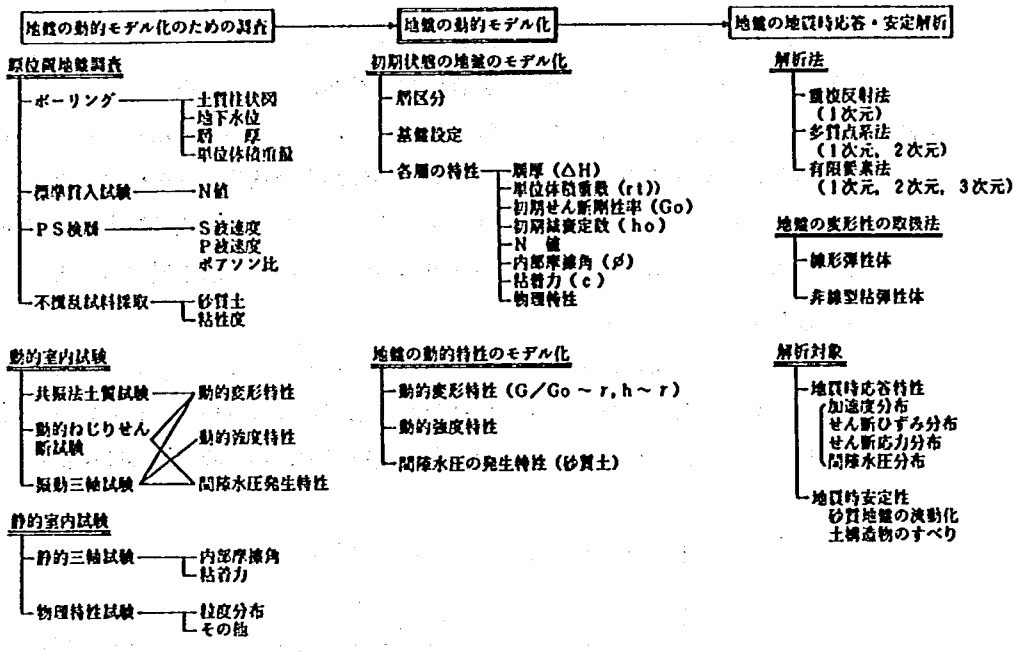
$$R = 0.082\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.05 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(解3.7.3)}$$

ここに，N：N値，σ_v' ：有効上載圧（kg/cm^2），D_{50}：平均粒径（mm）

以上のように，両方法とも特徴があるが，調査の内容・重要度に応じて選択するのがよい。たとえば，調査対象地域が広範囲である場合は，代表的な数個所において詳細調査を行い，当該調査地点における簡易推定式を求め，その方式を用いて地盤柱状図程度の調査結果しか得られていない他の地点の液状化強度をおおよそ推定することができる。

3　応答解析のための地盤・堤体のモデル化の方法

地盤（土構造物を含む）の地震時応答解析あるいは安定解析のためのモデル化の作業は，種々の調査結果に基づいて行われるが，これらの作業のフローの概要を図－1に示す。



図－1　地震の動的モデル化の位置付け[4)]

図に示すように，モデルの設定のために必要とされる調査項目は，地盤の解析法，変形特性の取扱い方法あるいは解析対象により適宜決定されるべきものである。一般に，地盤の地震応答解析のためのモデルに必要な項目は次のようである。

i）層区分（基盤設定，層厚）

ii）単位体積重量γ_t

iii）初期のせん断変形係数G。

iv）初期の減衰定数h。

v）せん断変形係数のヒズミ依存性$G/G_{o\sim\gamma}$

vi）減衰定数のヒズミ依存性$h\sim\gamma$

ここで，地盤の動的な変形特性であるせん断変形係数と減衰定数のヒズミ依存性は，調査地点で採取した試料を用いた動的土質試験あるいは既往の調査結果に基づく標準曲線によるなどして設定することができる。

なお，三面張構造の特殊堤のモデルを設定する場合，前面パラペットのコンクリート部はモデルとして考慮するが，天端および背面のコンクリート被覆部は無視するのが一般的である。

4　入力地震動の設定法[12)]

地震応答解析に用いる地震入力は，調査地点の地盤条件に適した過去の強震記録の中から，地震動の特性を考慮して選定する。その際に考慮すべき主要な項目としては，地震動の強度，周期特性，継続時間などが挙げられる。

地震動の特性は地震の規模，震源のメカニズム，調査地点までの地形・地質と地震動の伝幡特性，震央距離および調査地点周辺の地盤の特性など，いろいろな要因によって変化する。これらの要素のうち現段階で工学的に利用できる要素は，地震の規模（マグニチュード），震央距離および調査地点周辺の地盤の特性とされている。動的解析に用いる設計地震入力は，これらの点を考慮して以下のように選定するのがよい。

1）地震発生地点から調査地点までの距離が遠ければ，地震動の強度は一般に低下し，反対に近ければ地震動の強度は強くなる。したがって，比較的小規模な地震であって構造物から遠方で発生したような地震は，一般に動的解析の設計地震入力として考慮する必要は少ないであろうし，一方，大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても，構造物に相当の影響を与える場合が少なくないため，動的解析の設計地盤入力として考慮する必要がある。このような点から，動的解析に用いる設計地震入力としては比較的遠距離に生じる大規模な地震，近距離に生じる小規模な地震，および両者の中間の3種類程度の地震を想定して選定するのがよい。

2）現在までの観測結果によれば，地震動はそれが採取された地点周辺の比較的表層に近い地盤（表層地盤）の特性の影響を受けており，その度合いは地盤が軟質であるほど著しいといわれている。したがって，ある特定の地点で採取された地震動記録を地盤条件を考慮しないで動的解析の設計地震入力として用いることは適切ではなく，記録の得られた地点および調査地点の両方の地盤の特性に応じて次のような点に留意したうえで，地盤条件の影響を考慮もしくは補正して解析に取入れることが必要である。

・調査地点で採取した地震動の記録は，地盤条件による補正を要しない。

・調査地点で適当な地震動の記録が採取されていない場合には，第1近似として，調査地点と非常によく似た地盤の構成および地形・地質の地点で採取された地震動の記録を用いることができる。この場合にも地盤条件による補正は要しない。

・以上の2点により，地震動入力を与えることができない場合には，採取された地震動の記録を一度その地点の動的解析上の基盤の地震動に変換し，この地震動を改めて調査地点の動的解析上の基盤に作用させる。

3）地震動の強度を表わすには，いろいろな提案がなされており，一般には最大加速度が用い

られる場合が多い。その場合，過去に発生した地震被害などの記録に基づいて調査地点における地震発生状況の特徴を把握し，これに統計的もしくは確率的な考え方を取入れて，地震の再現期間と構造物の耐用年数との関係を与えて地震動強度の期待値を求める方法がある。[16]また，マグニチュードに代表される地震の規模および震央距離による地震動強度の変化を推し測る実測資料などに基づいて推定することもできる。[17]

5　応答解析の計算手法[3]

地盤の地震時応答・安定解析法の概要は図－1に示すようである。応答解析法としては目的に応じて適当な方法を選定するわけであるが，堤防のような地表面形状あるいは周辺の地盤条件が一様でない構造物に対しては，地盤の動的な変形特性を考慮した2次元の有限要素法による解析が一般的である。

なお，地盤が成層構造で平面的に一様であるとみなせる場合は，1次元の重複反射法による解析もよく行われる。

6　安全度の評価方法

堤防のような土構造物の地震時安定性に関する評価項目および評価方法の概要を以下に示す。

ⅰ）地盤の流動化（液状化）

堤防の支持地盤に軟弱な飽和砂質土層がある場合は，地盤流動化に対する安定性の検討を行っておくことが望まれる。地盤の流動化に関する研究は数多く行われているが，例えばseed 等，[6]石原，[7]吉見，[8]柴田，[9]谷本，[10]岩崎等[11]の研究がある。また，現在のところ，構造物の耐震設計のために基準化されている地盤流動化の判定方法としては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説（日本道路協会），建築基礎構造設計基準・同解説（日本建築学会），建築物設計標準解説（日本国有鉄道），港湾構造物設計基準（日本港湾協会）等がある。

ここでは地盤流動化の判定法の一例として，岩崎等の研究成果を盛り込んだ道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[12]の紹介をする。同編による流動化に関する条文を図－2に示すが，ここでは，流動化に対する抵抗率（F_l）により流動化の有無を判定している。

F_Lを推算するための動的せん断強度比（R）および地震時せん断強度比（L）は簡易的に計算するようになっている。しかし，特に必要があると判断される場合は，動的土質試験や地盤の地震応答解析に基づいて，詳細な判定を行うのがよいとされている。

ⅱ）堤防のすべり

堤防のすべりに対する安定性の評価は，円弧すべり法による最小安全率によるのが一般である。地震時の安定性についても同様であり，通常は設計震度を設定し，その下で求められた安

3.7.1 流動化する砂質土層

(1) 流動化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で，かつ現地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は地震時に流動化の可能性があるため，(2)項によって流動化の判定を行うものとする。

(2) 流動化の判定

流動化の判定を行う必要のある土層に対しては，式（3.7.1）で定義される流動化に対する抵抗率 F_L を求め，この値が1.0以下の土層については流動化するものとする。流動化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いは，3.7.3の規定によるものとする。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad \cdots\cdots (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot k_h \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \cdots\cdots (3.7.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (3.7.4)$$

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{h3} \quad \cdots\cdots (3.7.5)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\}/10 \quad \cdots\cdots (3.7.6)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\}/10 \quad \cdots\cdots (3.7.7)$$

ここに，

F_L：流動化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比

L：地震時せん断応力比

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_h：流動化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v：全上載圧 (kg/cm²)

σ'_v：有効上載圧 (kg/cm²)

R_1：N 値と有効上載圧 σ'_v の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項であり，図-3.7.1によるものとする。

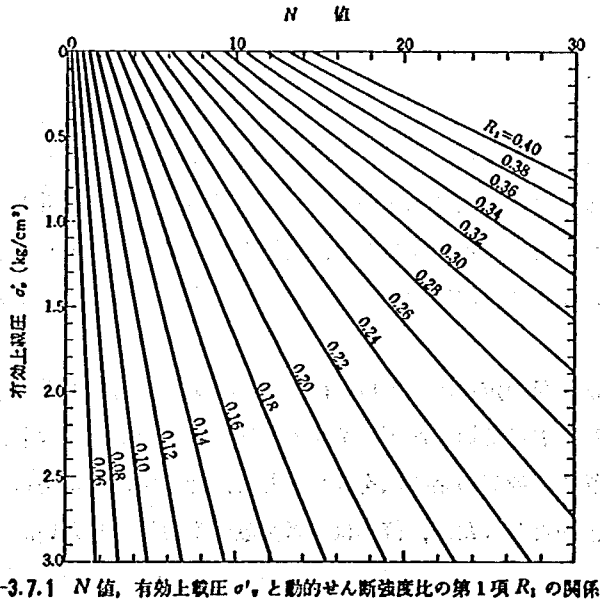


図-3.7.1 N 値，有効上載圧 σ'_v と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係

R_2：平均粒径 D_{50} の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項であり，図-3.7.2によるものとする。

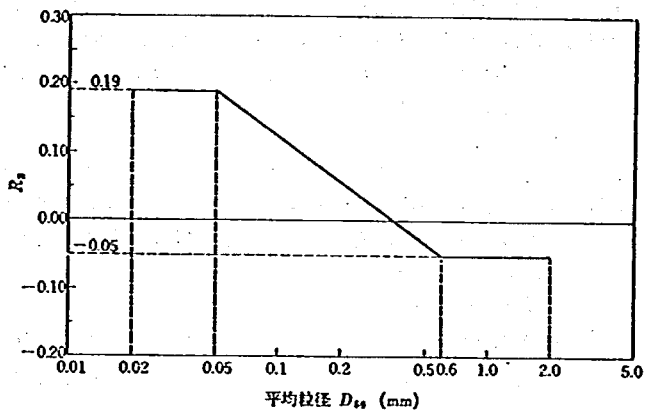


図-3.7.2 平均粒径 D_{50} と動的せん断強度比の第2項 R_2 の関係

x：地表面からの深さ (m)

ν_1：4.3に規定する地域別補正係数

ν_2：4.3に規定する地盤別補正係数

ν_3：4.3に規定する重要度別補正係数

k_{h0}：流動化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)

γ_{t1}：地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m³)
砂質地盤の場合は，おおよそ1.6~1.8 t/m³ である。

γ_{t2}：地下水位面より深い位置での土の単位重量 (t/m³)
砂質地盤の場合は，おおよそ1.8~2.0 t/m³ である。

γ'_{t2}：地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m³)
砂質地盤の場合は，おおよそ0.8~1.0 t/m³ である。

h_w：地表面から地下水位面までの深さ (m)

全率により安定性の評価をする。普通は地震の影響を震度で置換えているだけであるが，最近では支持地盤の流動化（過剰間隙水圧の上昇）をも考慮した安定解析も行われている。ここで，堤防および周辺地盤の過剰間隙水圧分布の推定法としては，先のⅰ）で求めた F_L の分布から推算する方法[13]とか，過剰間隙水圧の発生を計算する地震応答解析による方法[14]などがある。

ⅲ）堤防の沈下

地震時の堤防の沈下量の定量的な解析例は少なく，未だ実用的なものとはなり得ていない。しかし，既往の地震における堤防沈下に関する資料に基づいて，微地形，堤体資料，支持地盤特性，堤体構造，被害形態等の諸要因を媒介として，沈下量の推定を行うことができる。[2)15)]

以上，概括的な説明となったが，詳細は参考文献例を参照されたい。

参考文献例

1）（財）国土開発技術研究センター：河川堤防震災対策計画調査（その3）報告書－震災対策編－，昭和54年3月

2）木曽川下流工事事務所：木曽三川下流部地震対策調査，昭和52年度～54年度

3）土質工学会：土と構造物の動的相互作用，土質基礎工学ライブラリー9

4）岩崎，常田：地盤の動的モデル化，地質と調査'80　第2号

5）建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料1185号，昭和52年3月

6）Seed，H. B. and Idriss，I. M.（1971），"Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential"，Proc. ASCE，Vol. 97，SM8

7）石原：土質動力学の基礎，鹿島出版会

8）吉見：砂地盤の液状化，技報堂出版

9）柴田，行友（1970）：飽和砂のくり返し載荷による液状化現象の研究，土木学会論文報告集，第180号

10）谷本，野田，寺村：砂地盤の液状化に関する統計的考察，土木学会第32回年次学術講演会Ⅲ部，1977.10

11）岩崎，龍岡，常田：地盤流動化の判定方法，土木技術資料Vol. 20№4，1978. 4

12）日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，昭和55年5月

13）岩崎，常田：地盤流動化を考慮した河川堤防の耐震解析，土木技術資料Vol.22№10，1980.10

14）Finn，W. D. L.，Lee，K. W. and Martin，G. R.（1977），"An Effective Stress Model for Liquefaction"，Proc. ASCE，G76

15）佐々木：河川堤防の地震被害，土と基礎 Vol. 28，№8，1980. 8
（振動研究室）

16）建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定，土木研究所資料1696号，昭和56年7月

17）建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法，（その1），（その2），（その3），土木研究所資料1765号，1841号，1864号，昭和57年
（振動研究室）

河－２８　横断工作物（堰）の建設に伴う漏水に対策　(56)

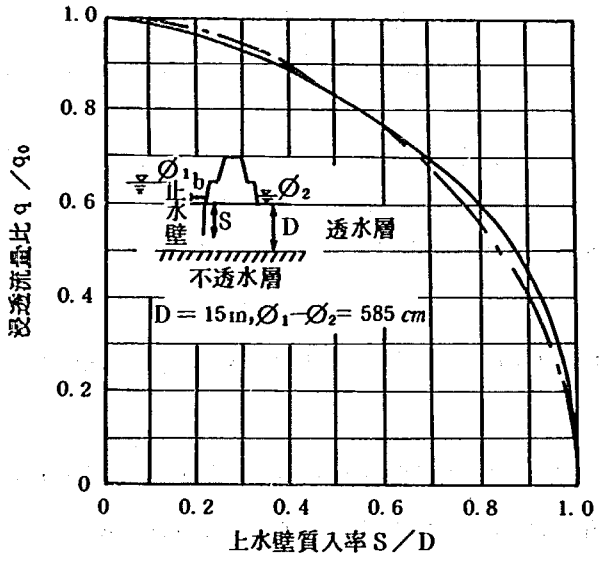
（質　問）

堰建設による河川水位の上昇に伴い，堤内地への漏水が起るが，それは，乾田の湿田化に伴って現れ，対策が必要になってくる。今までの漏水対策としては，矢板工法がよく用いられるが，平常時は全く用を足さず施工例では，そだ等によるめくら暗渠により集水し，ポンプ排水している所もある。そのような対策例として他にどのようなものがあるか，また，その効果はどうであるか。

（徳島工事事務所）

（回　答）

漏水を防止する対策工はこれまでに数多く実施されてきているが，漏水を完全に止めることはなかなか困難なようである。この原因の一つとしては，漏水のもとになる透水性地盤は必ずしも一様に分布しておらず，場所や位置によって複雑な地層構成をなしている場合が多く，透水層の一部を遮水しても他の箇所に水が集中して漏　を起す場合があるためである。



―― pavlorsky の理論解析結果による（b／D＝0.75）

―・―土木研究所山村室長の近似解析結果による（b／D＝1.00）

図－１　止水壁貫入率と浸透流量比

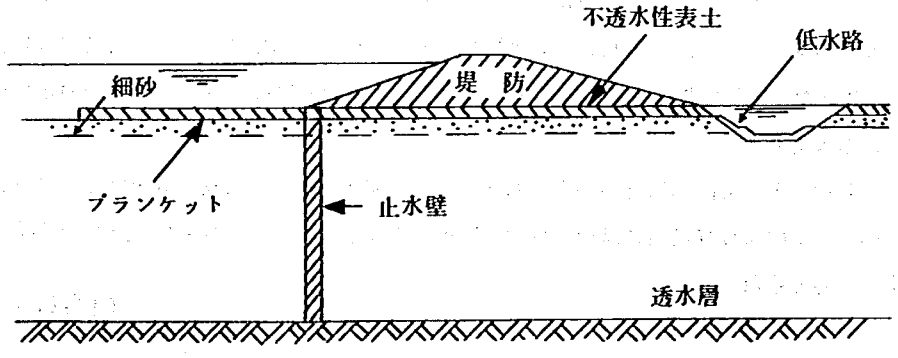
質問にあるような矢板工法が，その効果を十分発揮しない主な理由をあげると，次に示すようなものが考えられる。

まず，透水層の厚さと矢板の貫入深さの関係があげられる。一般に，矢板などの止水壁の透水層への貫入率と浸透流量の関係は，図－1に示すような関係がある。図から，止水壁を透水層の厚さの80～90%貫入させても，浸透流量は50%程度にしか軽減できないことがわかる。従って，透水層からの浸透水を遮断し漏水を少なくするためには，止水壁を透水層全体に100%近く貫入させる必要がある。

しかし，透水層が厚い場合には，矢板を透水層全体に貫入させることが通常の場合，困難である。そのような場合には，矢板を透水層のある深さまでにしか貫入させることができないために十分な止水効果が得られず，漏水防止の役目を果さないことがある。

次に考えられるものとして矢板の継目における漏水の問題があげられる。矢板の継目での漏水は施工方法ならびに施工後の目づまりなどが関係する。最近では継手構造自体にシール材を充填したり，継手周囲にグラウト注入するなどして，継手部での漏水を防止する施工法が多く用いられるようになっている。従って，従来の工法に比べると矢板継目における止水性は高くなっているが，矢板の止水効果を調べた実測例などからすると，矢板継目からの漏水は依然としてあると考えるのが妥当のようである。特に，砂礫層からなる透水性地盤に矢板を打込むような場合には，地盤が固いために打込みが困難であり，また打設しても矢板が変形し，変形部分からの漏水量が多くなることがあるので，注意を要する。

堰建設による河川水位の上昇に伴う堤内地への地盤漏水を防止する工法として，一般に多く用いられているものに図－2に示すような工法がある。



図－2　漏水対策工の1例

すなわち，透水層を止水壁で締切る方法ならびに堤外地にブランケットを設ける方法及び堤内地ののり尻に排水溝を兼ねた低水路を設置する方法などがある。止水壁についてはすでに説明したので，ブランケットについて次にのべる。ブランケット工法は堤外地の透水性地盤を粘性土などの難透水性材料で覆うことによって浸透経路長を長くし，それによって堤内地部分の透水層の水頭を低

下せる方法である。ブランケット工法は施工し易く，施工の信頼性も高く，しかも維持管理が容易などの利点をもっているが，一方では堤外地にブランケットを設けるための敷幅を必要とする。

のり尻部に設ける低水路には底部に砂利をつめた穴あき管が取り付けられており，透水層からの浸透水はその穴あき管を通して低水路に導びかれる。集水した水は堰の下流部で河川に排水するか，または適当な地点でポンプ排水する。このようにして透水層からの浸透水を堤防のり尻部の低水路で抜くことにより，堤内地での漏水を防止する。

上記のような工法が一応堰の建設に伴う地盤漏水の対策として考えられる。これらの工法の採用にあたっては，現地盤をよく調査し，地盤の地層構成，透水層の厚さ，広がり，透水性などを十分把握したうえで，堤内地の土地利用とも考え合わせて，現地の条件に最も適合した工法を選定することが大切である。特に，最近では堰の建設前と建設後の堤内地の地下水位の条件を同じにするように要望されることが多くなっている。従って，図－２に示したような工法を適当に組合せて，現地の要望に対応させていくことが重要である。すなわち，堰の建設による水位の上昇に伴う堤内地の地下水位の上昇や漏水に対しては，ブランケットや止水壁を設置することによってそれらを少くする。しかし，ブランケットや止水壁だけでは堤内地の地下水位をうまくコントロールするのに限度がある。そこで，堤防のり尻に低水路を設けて，低水路の水位を適宜調整することにより，堤内地の地下水位をうまくコントロールする方法が検討されている。そのような検討例として，矢作川河口堰や芦田川河口堰などがあげられる。

対策上の効果を判定する方法としては，模型実験や浸透解析などによる方法が考えられる。最近では，電子計算機の発達に伴ない，複雑な条件をもつ浸透流の解析が有限要素法を用いた数値計算によって可能になってきている。従って，対策工を施す前と施した後での浸透流の解析結果を比較することにより，ある程度対策工の効果を判定することができる。しかし，浸透流解析はあくまでもモデル地盤を使って検討するため，必ずしも現地の条件をすべて満足するものではない。従って，堰の建設にあたっては地盤内に観測孔などを設けて，水位上昇に伴う透水層の水頭の変化を調べておくことも大切である。

なお，対策工として山地に近い狭さく部などでは，漏水などの対策を必要とする範囲があまり広くないので，そのような場合には堤内地の地盤を高くする，すなわち押え盛土をするのも一つの方法であると考えられる。

（土質研究室）

河－２９　漏水対策護岸に使用する止水シートの耐久性　(56)

（質　問）

軟弱地盤上に築堤された堤防の堤体漏水対策として高水護岸を考えている。護岸工法は，平ブロック又は張コンクリート工法に土木用止水シート類を併設して止水効果を図りたいと考えているがアスファルト系シート（アコシート）等適正材料はどの様なものがあるか，又，これら材料の防水

効果と耐久性はどの程度あるのか，実験あるいは試験工事等あればお伺いしたい。又この種の漏水対策工事の設計施工上の留意点について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

平ブロックや張コンクリートなどの護岸は施工後，目地部などにクラックを生じやすいので，護岸に漏水防止の効果をもたせるためには基本的に護岸の下に止水効果のある難透水性の材料を置く必要があると思われる。その意味で，アスファルトシートを護岸の下に敷いて止水化をはかるのも一案であると考えられる。

アスファルトシートを護岸裏の止水化に用いる場合に問題となる項目を列挙すると，次のようになる。

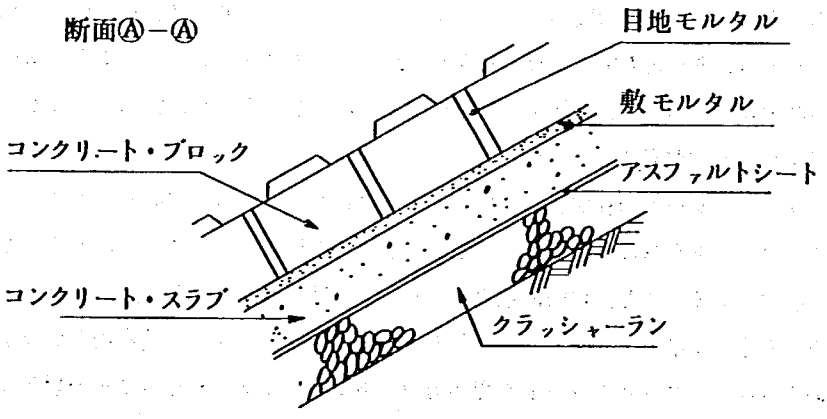
① アスファルトシートの下に砂利などの突起状の異物があると切り裂かれる恐れがある。

② 堤体内の残留水圧により，アスファルトシート及び護岸が押し上げられる恐れがある。

③ 護岸がアスファルトシートの上面に沿ってすべる可能性がある。

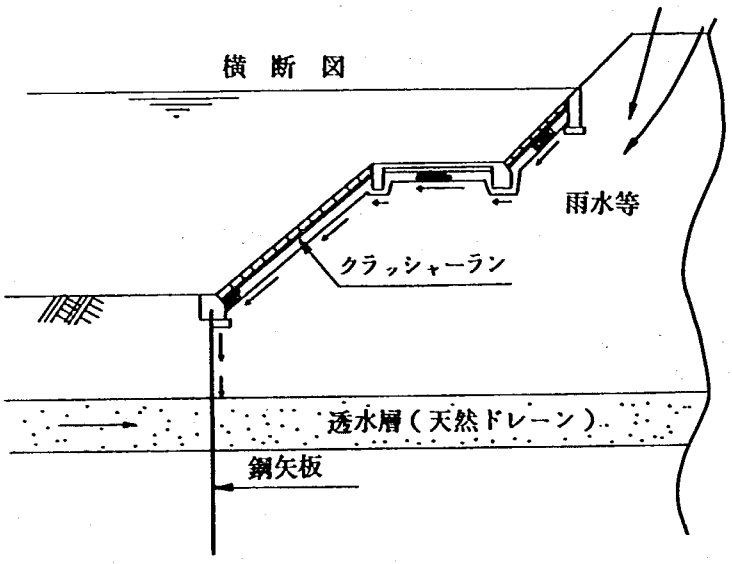
④ アスファルトシートは薄い膜であるので，一部でも弱点箇所があると，止水性が全体として著しく損われる恐れがある。

これらの問題に対処してアスファルトシートを施工した例として，図－1に示すような関東地建の事例がある。図－1の場合には，クラッシャーランの上にアスファルトシートを敷き，さらにその上にコンクリートスラブ，敷モルタルを打設してコンクリートブロックを置いている。



図－1　関東地建での旧河川部における施工事例

まず，クラッシャーランは堤体内に浸透した雨水や河川水をこのゾーンを通して透水層に排水させて残留水圧を軽減させる働きを担っている。（図－2を参照）



図－2　図－1に示した事例の基礎地盤

次にアスファルトシートにより止水し，その上に打設したコンクリートスラブにも一部遮水効果を期待している。また，コンクリートスラブはアスファルトシートに密着してすべりを防ぐと共に，コンクリートブロックと一体となってアスファルトシートが残留水圧により浮き上がるのを押える働きをしている。また，コンクリートスラブとコンクリートブロックの間には両者の接合とブロック据付調整をはかるための敷モルタルが打設されている。

このようにして，前述の問題点に対処する諸策を講ずればアスファルトシートを護岸裏の漏水対策工として用いることもできよう。しかしながら，アスファルトシートによる漏水防止対策工の構造ならびに効果については堤体土質及び地盤条件なども関係すると思われるので，今後さらにそれらを考慮した検討が必要であろう。

アスファルトシートの種類としては表－1に示したようなものがある。アスファルトシートとしてはアスファルトを含浸させるか，不織布を補強芯としてゴムアスファルトではさみ込んだ形のものが一般物である。また，現場に敷設した織布または不織布シートに，ポリウレタン系親水性樹脂を主成分とする薬液とアスファルト乳剤とを吹き付けて浸透させ，遮水膜を形成するものもある。

このようなアスファルトシートを堤防護岸の下に敷き長期にわたってその耐久性や止水性を調べた実績はないが，これまでの他の実績などからすると，紫外線によるアスファルトの劣化は考えられないので，耐久性はほとんど問題ないと思われる。

次に，軟弱地盤上の堤防の堤体漏水対策としてアスファルトシートを用いる場合の問題点につい

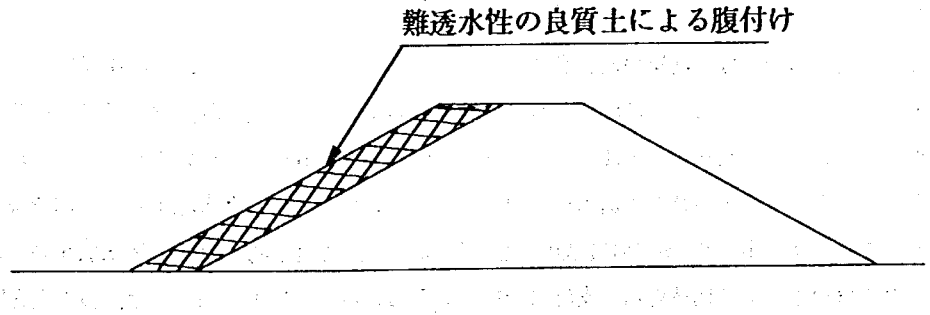
表－1　アスファルトシートの種類

ゴムアスファルト不織布	（ポリエステル） （ポリプロピレン）	カスタム，ガムマット，レキシロン，NT－Eシート アコシート，クルタルシート
ゴムアスファルト＋Al板（骨材，フィラー入り）		アスマット
（現場施工）アスファルト乳剤＋織布または不織布		オーシート

て述べる。アスファルトシートを用いる場合，前述した通り上部をコンクリートスラブ等で覆う構造のものであれば，全体としては剛な構造となる。一方，軟弱地盤の堤防で圧密沈下が引続いて生じている場合には堤防表面を剛なもので覆うのは好ましくない。従って，こうした堤防では図－1に示した構造のものは沈下がほぼおさまった時点で施工するのが望ましいといえる。

軟弱地盤上の堤防では沈下が終了するまでには長期間を必要とするので，沈下がある程度おさまった時堤体漏水対策を行いたい場合には堤体全体の変形に追従し得る構造のものが望ましい。このような堤防における漏水対策工法としては図－3に示すような難透水性の良質土で表腹付けをし，その上に護岸を張る工法が考えられる。ここで，良質土として次の様な性質を持つ土が好ましいといえる。

① 難透水性であること。
② 十分なせん断強度を有すること。
③ 乾燥により有害なひび割れが生じないこと。
④ 締め固めが容易で施工性が良いこと。
⑤ 圧縮変形が小さいこと。



図－3　難透水性の良質土による腹付け

具体的には日本統一土質分類ではGC（粘土質レキ），GM（シルト質レキ），SC（粘土質砂）が良く，SM（シルト質砂），CL（粘質土），ML（シルト，低液性限界）も一部は適したもの

がある。また，適切な良質土が得られない場合には，掘削土に土質改良用添加材（消石灰，アスファルトなど）を加えて処理し，土質改良をした土を使用することも考えられる。

良質土の層厚は，施工機械を用いて水平に転圧してよく締固めることを考えると，厚さ 1.5 m程度以上は必要であろう。

（土質研究室）

河－３０ブロック張護岸の裏込材としての栗石の効用　(56)

（質　問）

従来ブロック張の裏込材として栗石を施工して来たが，近年栗石のかわりに切込砕石（50㎜以下）を使用している実例もきくが，裏込材料としての栗石の効用をお聞かせ願いたい。また切込砕石で支障ないとすれば，粘質，砂質土以外の切込砕石程度の土質であれば裏込栗石は使用しなくてよいと判断されるがどうであろうか。

（松山工事事務所）

（回　答）

ブロック張護岸は，石積の技術から発展してきたものと思われる。石積に当っては，水抜きに十分な考慮がなされ，石積の背後にかかる水圧を小さくするため栗石を用いて水抜きを行っている。この考え方がそのままブロック張護岸に引き継がれたと言えよう。

従って栗石の目的は第一に護岸背後の透水性を良くし，減水時の水圧の低減を計ることにある。第二に護岸の施工に当って，施工面をきれいに仕上げる目的，第三に土砂の吸い出しを防ぐ目的があると考えられる。その他に，土圧や水圧による圧力集中の分散効果や，護岸背後の土質の湿潤度（含水比）を低下させ，土質強度を増加させ，地震動やその他の荷重に対して土質強度を増す働きもある。

ところで護岸の目的は，河岸の浸食を防ぐことにあり，護岸ブロックは，河岸を覆い，流水による土砂の浸食を防いでいる。この場合ブロック背後から土砂が吸い出され，護岸法覆工の背後に空どうが生じること，また水圧，土圧によって法覆工が破壊されることが無いようにしておかなければならない。もし法覆工の背後に透水性の良いものが無い場合には，洪水減水時に護岸背後の水圧が増し，土砂のすい出しや，護岸の破壊が生じる恐れがあり，これを防ぐために透水層が必要となる。

透水層の材料としては切込砕石で支障は無いと考えられるか，施工に当っては，良く突き固めなければならない。

河岸地山が砂利層であれば，確かに裏込栗石はいらないが，切土面を護岸の法勾配に仕上げることは，一般に難かしく，切土面と護岸法覆工の空隙を埋める裏込材料が必要であろう。

（河川研究室）

河－３１　異形コンクリートブロック根固工基礎の考え方　(56)

（質　問）

根固工の目的は護岸法先の法掘を防止し，堤体（護岸）の安定を図るために設けられるものであるが，最近施工される根固工には異形ブロックが多く用いられている。これ等根固工の先端では現状に増して深掘れが進み，ブロックの流失，また，底質が移動していることがよく見うけられ，しいては，堤体の吸出を助長していることを考えると，これ等ブロックの使用に際しては，底質の流出を押える基礎が根固の機能からみて必要と思われるが，異形ブロック根固工基礎の基本的考え方及び設計施工の留意点について御教示願いたい。

（河川部河川工事課）

（回　答）

質問中，（これ等根固め工先端では現状に増して深掘れが進み，ブロックの流出，また底質が移動していることが良く見うけられ，しいては堤体の吸出しを助長している。）で述べているこの現象は，根固めブロック工にすべての原因を求めるものではなく，河川全体の河床低下・砂州の配置形態の変化等との関係性について十分な考察の上で，根固めブロックの影響について論じられるべきであろう。ここでは，異形ブロック根固工基礎の基本的考え方及び留意点について述べてみたい。

(1) 根固め工設置場所の特性の把握

根固め工の計画に際しては，それが設置される場の特性の把握がもっと大切である。次の調査が望ましい。

1) 河床変動の経年変化
2) 河道の平面，縦，横断形状の変化
3) 蛇行の特性
4) 局所洗掘深
5) 洪水時の掃流力，水深，流速の評価

この調査によって当該河川の特性や，局所洗掘形態の実態を把み，それに応じた根固め工の敷設幅や厚さ敷設位置を決めていくことが大切である。

(2) 根固め工の基本的な構造条件

1) 洗掘，すい出しによる沈下，および滑動に対する安定性
2) 屈撓性
3) 洪水に対する粗度
4) 耐久性

(3) 敷設位置の設定

根固め工は，当該河川の河道特性，水理特性よりみて，護岸法留工の前面に生ずると予想される洗掘が，法留工の破壊をもたらす恐れのあるところ，河岸浸食，高水敷や堤防の安全性に悪影響を生じる恐れのあるところ，あるいは出水になり異状な洗掘が生じ，河道の維持上好ましくないと判断される所に設置する。

(4) 根固め工の法線

根固め工の法線は，計画河道の法線形を尊重し，原則として平行とする。ただし現況河道から見て計画法線形により難しい場合，根固工の機能を発揮させるには，これにより難しい場合には法線形を適切な形に選定する。

(5) 根固め工の敷設延長

根固め工の敷設延長は，敷設個所の洗掘状況を勘定し，上流端，下流端における洗掘沈下に対して余裕を見込んだ延長とする。

(6) 根固め工の天端縦断勾配

護岸根固め工の天端縦断勾配は，計画河床勾配に平行とすることを原則とする。

(7) 根固め工の天端基面高

護岸根固め工の天端基面高は原則として計画河床高以下とする。扇状地河川，中間地での砂利の河川では，根固めの破壊，しいては護岸の破壊を防ぐためには根固め天端基面高は，なるべく低いことがこのましい。この場合最深河床高を目安に天端の基面高を決めると良い。デルタ性河川では，根固め工事中に瀬替えが困難なので，根留工の高さは低水位程度となる。この場合には根固めブロックの天端基本高は低水時水位程度の高さとする。

(8) ブロック単体重量の目安

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，粗度としての機能

表－1　流速とブロック重量

断面平均流速	ブロック単体重量
2 m／s 未満	1～2 t 級
2～3 m／s	1～2 t 級
3～4 m／s	2～3 t 級
4～5 m／s	3 t 級
5 m／s 以上	4 t 級以上

および施工性，環境条件，経済性等から決められるべきであるが，原則として計画高水流量時でも移動しない重量とすること。移動限界流速は，水理実験結果等より判断される。表－1は1つの目安となろう。

(9) 根固めブロックの敷設厚さ

根固め工はブロック群下の河床材料の吸出し等による沈下を防止すると共に，護岸前面の流速を遅くし，かつブロックの流失を防ぐのに必要な適切な厚さを持つものとする。

一般には河床材料が砂である河川は河床砂のブロック群下からの吸出しが発生し，ブロックの沈下による破壊を受ける恐れがあるので吸出し防止工を採用する。吸出し防止工としては，捨石吸出し防止マット，粗朶沈床などがある。

(10) 根固め工の天端幅

根固め工の天端幅はその根固工が洗掘によって沈下を受けても安全に護岸構造物を保持する機能をもつという条件から決められる。ところで根固工の洗掘による沈下深については，いまだ不明の点や評価不可能なことが多く，経験にたよるしかない。

河川砂防技術基準による表－2は参考になろう。

表－2 根固工の天端幅

高水時水深	高水時断面平均流速		
	2 m以下	2～4 m	4 m以上
5 m 以下	2 m	4	6
5 ～ 10 m	4	6	8
10 m 以上	6	8	12

注) 高水時水深とは計画高水時水位から計画河床高までの差である。

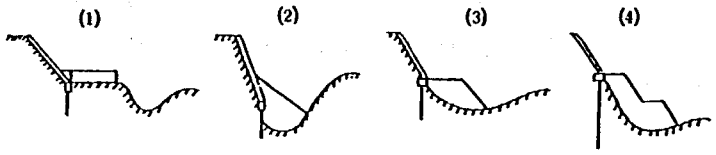
(11) 根固工の粗度

根固め工は全体として流速を減じ護岸の安全性を確保するため適切な粗度をもつものとする。ただし計画高水流量の流下に障害を惹起するものであってはならない。

(12) 根固工の天端横断勾配

河川の横断形は河状により大きく異る。護岸の根固工を施工する場合には，瀬替等が困難な所もあるので，現地の状況を考慮して定める。

現地の状況は，大きく分けて次の4つが考えられる。



図－8　根固工の天端横断勾配

(1)の場合は，施工を比較的行いやすい所であり，ブロックの構造的安定性の上から層積が多く施工される。この場合には，天端横断形は水平とし，2層以上の場合の河心側の形状は，ブロックの安定を考慮した勾配とすることが望ましい。

(3)の場合は(1)，(2)の中間的な場合であり，層積，乱積があると考えられるが，両者とも，河心側のすりつけにはブロックの安定を考慮する。

(4)の場合(3)よりも水深が大きな場合であり，ブロックの安定性の面から，小段までは，3～4 mの高低差で勾配が1：1.5 程度，小段幅は3～4 m程度が望ましい。

(13) 河岸浸食防止工法と異形コンクリート根固めブロック

根固工は，河岸浸食防止のための護岸工の一部である。河岸浸食防止工法は，画一的な工法を取るべきではなく，当該河川の河道特性，局所洗掘形態の違いに応じて選んでいくべきものである。たとえば，局所洗掘対策として，水制工と護岸工の組合せや，沈床等を使った方が河岸浸食防止としてすぐれている場合もある。画一的に異形コンクリート根固め工を採用することはひかえるべきであろう。

（河川研究室）

河－３２　河口付近における干塩害対策　(56)

（質　問）

仁淀川沿岸は地下水（伏流水）利用によるハウス園芸が盛んであり，現在でも一部塩害が発生している。仁淀川の改修計画では河床掘削が計上されており，また支川波介川の合流点を河口まで導流する計画があり，これら事業の実施に伴ない，周辺のハウス園芸にも塩害が予測され，これまでに概略検討を行い，対策工法として鋼矢板工法，ウォーターカーテン工法について比較し，ウォーターカーテン工法が妥当であるとの結論を得ているが，塩害対策上の注意点及びウォーターカーテン工法を実施する場合の設計上の問題点，実施例等について指導願いたい。

（高知工事事務所）

（回　答）

1. 河道改修による塩害対策上の注意点

河口部における塩水遡上の形態は，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。一般に潮位変動が大きくなると強混合型へ移行する。

塩水の遡上距離は，混合の度合いが小さい弱混合状態に近くなるほど増大し，強混合状態では減少するのが一般である。したがって太平洋側の河川では，潮位変動量の大きい大潮時付近において，最少の遡上距離となり，潮位変動量の小さい小潮時付近において，弱混合状態へ移行し，遡上距離が増大することが多い。

いっぽう，河道改修による河床掘削は，当然塩水の侵入距離を長くし，強混合状態では，遡上しやすくなる反面また後退しやすくなる。よって流量，潮汐が遡上に対して正に働く作用が大きいほど遡上しやすくなる。弱混合状態では河口条件が変わらない場合，水深が深いほど侵入しやすいと言えよう。したがってこのような河道改修を計画する場合，事前に塩水遡上の上流端の移動距離，塩分濃度の変化量，および時間的変化量などに関する調査，検討が必要となる。

これらの予測方法には，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。

塩害問題と塩水遡上距離との関係はさらに複雑である。これには，堤内地の土壌構成，標高，かんがい水量，水質とその時期，降雨量，地下水のくみ上げ状況および塩害防除工などのそれぞれの要素が重大な内容となる。とくに外水が堤内に及ぼす影響は，地質地層の特性，構成に大きく左右する。

長良川流域の例では，浚渫や地盤沈下などによる河床低下に伴って塩水の遡上距離が増大し，干塩害による被害も上流地域にのびている。被害発生地域は，地形，地質によって異なるが，濃度の高い塩分がほぼ常時遡上するあたりまでが対象になっている。

2. ウォーターカーテン工法の問題点

河道内の塩水遡上に伴って，各種用水が制約を受けると同時に沿岸堤内地の帯水層へも同様塩水が侵入する。（地下水の過剰くみ上げによる内陸部の地下水低下も原因となる），帯水層への塩水侵入を阻止する方法の一つとして堤防に沿って，あるいは局所的に淡水位（あるいは水頭）を高く保ち，そこからの浸透水によって塩水を遮断する方法，すなわちウォーターカーテン工法

がある。

ウォーターカーテン工法の塩水遮断効果はHele－ shawモデル（平行板モデル）実験によれば，ウォーターカーテン工法を実施し始めてから，淡塩水境界面が後退し，平衡状態に達するのには，きわめて長期間（数年のオーダー）を要すること。ウォーターカーテン形成のための淡水注入部が塩水くさび先端より内側にある場合，先端の塩水を内陸側に侵入させ，塩水を遮断するまでに，同様長期間要する等の結果が得られている。よって，ウォーターカーテン工法の効果を短期間に発揮させるためには，注入淡水位を実施の初期段階で一時的に高く保つことなども考えられる。

ウォーターカーテン工法の設計上の問題点としては，帯水層が均質でなく難透水層や不透水層が存在するような地層が複雑で圧力が伝わりにくい地層では，その効果が得られない。したがって，工法の実施に際しては，帯水層とくに浅層の地質構造を正確に把握しておく必要があろう。

なお，ウォーターカーテン効果の数値解析手法は文献1)，2)が詳しい。しかしこれらは均質地層が解析対象であり，実施段階においては，現地実験による実効性の確認が必要と考えられる。

3. ウォーターカーテン工法の実施例

ウォーターカーテン工法の本格的な実施例は見当らない（知る限りでは）。しかし木曽三川河口の長島輪中下流部では，堤防法尻に沿って，幅約35m，深さ約2.5～3.0 mの潮あそびと称する除塩用水路があり，これが河川からの浸透水を遮断する効果が大きく，塩害防止効果，すなわちウォーターカーテン効果を得ている例がある。また堤防に平行して堤内地に素掘りの用排水路がある場所では，堤内地への浸透がかなり抑制されている調査例も得られている。

調査，検討例としては，淡路島の三原川流域地下水開発事業計画に関して，ウォーターカーテン工法の検討がなされている。

参考文献

1) 土木学会水理委，密度流研小委：成層密度流の界面現象，第4編地下密度流，土木学会論文報告集 第243号1975年11月

2) 崎山，青柳，阿部，細川：河口貯水池における2次元ウォーターカーテンの設計手法，土木学会第32回年講概要集II，1977年10月

（河川研究室）

河－３３　堰柱及び橋脚等の形状（河川縦断方向）が下流の流向等に与える影響　(57)

（質　問）

河川を横断して堰，橋梁等を設置する場合，河川管理施設等構造令では，計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げずとうたい，径間長等，横断方向に対する規定は設けられているが，河川縦断方向に対する構造物の影響についての明確な規定は，特に設けられていないように考えられる。

特に，河川の湾曲部に堰柱や橋脚等を設置する場合，それらの構造物の形状（特に河川縦断方向）によっては下流の流向等に，重大な影響を与える事が懸念される。

現在，信濃川では，国道橋を併設した妙見堰の建設を計画しているが建設予定地が，扇頂部の緩やかな湾曲部に位置し，しかも国道橋との併設のため，設計にあたっては，下流への影響を充分考慮する必要にせまられている。従って，この様な事例に関する研究成果，何らかの設計指針等があったら紹介を願い，併せて，本堰設計にあたっての留意点について，教示願いたい。

（信濃川工事々務所）

（回　答）

河道の湾曲する位置に堰柱あるいは橋脚等が設置される場合，その構造物形状や配置によっては，下流の流況等に与える影響はかなり大きいと考えられる。

すなわち，橋脚等の配置によって，下流側において新たな水衝部の発生，あるいは既水衝部位置の変化につながる問題が生ずるし，将来河道における低水路法線と堰柱あるいは橋脚等の相互位置の問題も考慮しなければならない。さらに湾曲部では橋脚等の配置と共に，橋脚軸方向の設定についても慎重な考慮が必要とされる。しかしながらこのような場所では，固定的な砂州が形成されり，砂礫堆の流下によって，必ずしも湾曲流理論どうりの流れや河床形状が形成されるわけではないこと，および砂礫堆上では，流れが集中発散をくり返しながら蛇行して，砂礫堆も流下することによって流向も変化し，川幅の違いや流量に応じても流向が変化することなどから，実際上は流れが多少なりとも橋脚軸に斜めに当ってくることを覚悟しなければならない。

なお，砂礫堆は，定性的には川幅と水深の比 b／H が小さい場合は形成されないが，大きくなると単列砂礫堆が形成され，さらに大きい場合には複列砂礫堆となる。一般に河床材料の粒径が大きい河道では，砂礫堆高が大きく，河床材料粒径の小さい河道では，砂礫堆高は小さい。河床勾配の大きいところでは，同時に河床材料の粒径が大きく，川幅と水深の比も大きく，流れが網流化することが多い。

湾曲部に生ずる水衝部は，砂礫堆の位置によって，同じ湾曲河道形状においても異なった水衝部位置を示す。一般に湾曲のまがり角が大きく，流量が大きいほど，水衝部の位置は湾曲河道形状の影響が強くなり，反対に湾曲のまがり角が小さく，流量が小さい場合は，砂礫堆の影響が強くなる。従って，このような河道形状と砂礫堆の位置，水衝部の移動状況等を考慮するとともに，湾曲部に堰柱あるいは橋脚等を設置する場合，とくに下流側河岸に対する影響を考慮し，その配置や橋脚軸方向を設定する必要があろう。

流水方向に対して橋脚軸が傾斜した場合の橋脚の基部洗掘等の影響については，石原[1]やLaursen[2]の実験によって明らかにされている。これによれば，流水方向に対して，橋脚軸が平行な場合，最大洗掘深は流頭部付近に生じ，橋脚軸長Lの変化による影響はほとんど受けないが，流水方向と橋脚軸の傾斜角θが大きくなることによる悪影響は加速度的に増大する。橋脚軸長Lと橋脚幅Dとの比 $L/D=4$，傾斜角$\theta=10°$ の実験[3]では，最大洗掘深の増大とともに，その位置も流頭部より下流側に発生する。さらに$\theta=10°$になると流水の当る後頭部側で最大の洗掘深となり，その領域とともに大幅な増加を示す。この傾斜角θが最大洗掘深に及ぼす影響としては，$\theta=0°$に対する係数としてLaursen[2]によって得られており，$L/D=4$，$\theta=20°$では$\theta=0°$における最大洗掘深の約1.7倍に達する。従って，橋脚軸は洪水時の流向に一致させ，流量や水位によって流向が変化してもθは約5°以下とする様に心掛ける必要があるとされている。他にθの増大に伴う洗掘上の悪影響は，橋脚流頭部形状によっても異なる。一般に壁体式橋脚では流頭部を尖らすほど洗掘量を軽減させるが，反対に流向に対して傾斜している場合は，流頭部を尖らすほど影響が大きい。このため，流れの方向が一定しない河道では，むしろ流頭部を丸くしておく方が安全なことになる。

一方，河道の湾曲する付近の低水路法線形や河道に対して影響の少ない堰柱あるいは橋脚等の配置，およびこのような河道特性から生ずる水理的諸問題の把握と対策等の検討に関しては，定性的な法則はある程度明らかにされているものの，個々の河道特性による三次元的な水の流れの問題であるので，現在のところ模型実験による検討が必要とされる場合が多い。このような問題として，現在紀の川下流部に計画されている紀の川大堰の模型実験が行われている。紀の川大堰は貯水容量や地質，その他の事情等によって，堰予定地付近は湾曲部に位置しており，このため洪水時に複雑な流れが予想されることなどから，堰設置に伴う諸問題を把握するとともに，その対策等の検討が必要となった。実験では流況も含め，局所的な河床変動の少ない計画低水路法線形状や流線に対する最良堰軸方向，施工時および堰完成後の局所洗掘対策等についての検討が行われている。以上のような橋脚の基部洗掘深に関する研究については，流水方向に対して橋脚軸が傾斜している場合や，形状による影響等も含め，文献1)～3)などの成果が得られている。しかし，湾曲部等の三次元的な流れの場における下流の流向等におよぼす影響については，河道形状

によって個々に異なるため，模型実験による検討例をそのまま他の河川に適用できない問題が多い。一般には橋脚自体による下流側河床変動におよぼす影響は橋脚幅Dの約30倍程度と考えられる。従って，信濃川妙見堰の設計に当っては，堰柱が流向に一致しない場合は，その遮蔽幅も考慮し，下流側影響範囲として留意する必要があろう。

(参考文献)

1) 石原藤次郎：橋脚による河床洗掘に関する実験的研究，土木学会誌，24－1，1938，28－9，28－11，1942.

2) Laursen，E.M.：Scour at Bridge Crossings，Proc. of ASCE. HY2，Vol. 86，1960.

3) 土木研究所資料第1797号：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，昭和57年3月。

(河川研究室)

河－34　軟弱地盤地域における堤防の設計　(57)

(質　問)

新潟平野は，信濃川・阿賀野川等の流送土砂により形成された沖積平野であり，特に大河津分水路分派後の信濃川下流部は，近年まで低湿地帯を呈していた軟弱地盤地帯である。

一方，現況流下能力の極端に小さい信濃川下流地区では，全線的な築堤と河床掘削を計画・実施している。

この様な軟弱地盤上での築堤の場合，本来ならば基礎地盤の事前調査を行ない，必要なら，堤防設計への何らかの配慮が必要ではないかと考えられるが，実際には将来の地盤沈下量を余裕高(最大80 cm)として確保しているに過ぎない。

昭和39年には，新潟地震をも経験している当地区にとって，軟弱地盤上の堤防の安全性には，様々な影響が懸念されるが，今後築堤を進めて行くにあたって，どの様な事前調査，対策を計って行くべきか，事前紹介も含めて教示願いたい。

(信濃川下流工事事務所)

(回　答)

軟弱地盤上に堤防を築造する場合には，次のような問題点がある。

(1) 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊

(2) 基礎地盤の圧縮性が大きいために生ずる過大な沈下

堤防が通常の土堤の場合，沈下が過大なものでなければ余盛あるいは築堤後の補修により対処することもできるが，樋門，樋管等の構造物と近接していたり，これらを内部に埋設している場合，あるいは，のり面をコンクリートで被覆していたり，天端にパラペットウォールをのせていたりする場合には，構造物に過大な荷重を与え損傷する原因になるので，過大な残留沈下は許されない。

(3) 特にゆるく地下水位の高い砂質地盤において地震時に生ずる流動化

これは，従来いわれてきた粘性土や有機質土から成る軟弱地盤とは異り，常時には支持力も十分あり，沈下の心配もあまりない砂質地盤が，地震動によって急激に支持力を低下させ，堤防の沈下陥没や横すべり等を生ずるものである。

従って，建設省河川砂防技術基準(案)・調査編（第15章2節河川堤防の土質調査）にも述べられているように，軟弱地盤上に堤防を築造する際には，軟弱地盤の土質，深さ方向の強度変化，層厚，広がりなどについて必要な調査を実施し，その結果に基づいて，安定及び沈下の問題を考慮に入れた設計施工計画を立てることが必要である。

河川堤防の土質調査，特に軟弱地盤における土質調査の基本方針は，まず堤防の計画線の全線を対象として予備調査，現地踏査，本調査（第1次）を実施し，この結果，軟弱地盤の存在が判明した場合について，引き続き本調査（第2次）として軟弱地盤調査を実施するのが通常である。

予備調査，現地踏査の段階では，特に次に示すような地域に軟弱地盤が存在することが多いので，その地形，地質，植物の生息状況などに注意して調査を実施するのが望ましい。

(1) 平坦な湿地帯，湿田地帯

(2) 台地や山地に平坦な水田が入り込んでいる地域

(3) 自然堤防や海岸，砂丘の後背地域

(4) 既往の土質調査資料などから軟弱地盤の存在が知られている地域

本調査（1次）においては，堤防の計画線に沿って200 mに1箇所程度の間隔でボーリング及び標準貫入試験を実施するとともに，50～100 mに1箇所程度の間隔で表層部の比較的軟らかい層を対象としたサウンディング試験を実施する。サウンディング試験としてはオランダ式二重管コーン貫入試験又はスウェーデン式サウンディング試験が適している。

本調査（1次）の結果，次のいずれかに該当する地盤については，軟弱地盤と判定し，軟弱地盤調査を実施する。

1. 粘土地盤の場合
   (1) 標準貫入試験によるN値が3以下の地盤
   (2) オランダ式二重管コーン貫入値が3kg／cm² 以下の地盤
   (3) スウェーデン式サウンディング試験において100 g以下の荷重で沈下する地盤
   (4) 一軸圧縮強さ q_u が0.6 kg／cm² 以下の地盤
   (5) 自然含水比が40%以上の沖積粘土の地盤
2. 有機質土の地盤の場合
3. 砂地盤の場合
   (1) 標準貫入試験によるN値が10以下の地盤
   (2) 粒径の揃った細砂の地盤

軟弱地盤において実施すべき項目は次のとおりである。

(1) サウンディング試験

サウンディング試験は，主に軟弱層の深さ，層厚広がりなどについて詳細に調べることを目的として行うもので，地盤の状況に応じて次のような試験法を選択する。

(i) 粘土地盤の場合

サウンディング試験として，オランダ式二重管コーン貫入試験，スウェーデン式貫入試験及びベーコン試験のいずれかを行う。

(ii) 乱さない試料採取の困難な泥炭地などの軟弱土の場合

サウンディング試験としてベーン試験又はオランダ式二重管コーン貫入試験を行う。

(iii) 緩い砂地盤の場合

サウンディング試験として，標準貫入試験又はスウェーデン式貫入試験を行う。

試験の位置としては，地盤の状況によっても異なるが，一般的な考え方を示すと粘土地盤及び泥炭地などの軟弱地盤の場合は，計画線に沿って50～100 m間隔に1箇所の割合で試験を実施する。また，横断方向の補足調査では，横断方向に数点，試験間隔を決めて試験を実施する。緩い砂地盤の場合には，規模が小さいときは代表地点1箇所で試験を実施する。なお，地層構成が変化しているような箇所では適宜試験位置を追加して調査するのがよい。

(2) 試料採取

上記のサウンディング試験の結果をもとに試料採取の位置を決定し，以下に述べるような方法で試料採取を行う。

(i) 試料採取の方法

軟弱な粘土地盤の場合には，シンウォールサンプラ又はフォイルサンプラを用いて試料を

採取する。

また，乱さない試験採取の困難な緩い砂地盤では，ボーリングによって試料を採取する。

(ii) 試料採取の位置

試料採取は軟弱地盤の規模が小さい場合には，サウンディング試験の結果より最も軟弱な地点を1箇所選定し，規模が大きい場合には，堤防計画線に沿って100 m間隔で試料を採取する。

緩い砂地盤では，規模に応じて1箇所又は500 m間隔に1箇所の割合で採取する。

(iii) 試料採取の深さ

試料採取の深さは，本調査（第1次）及びサウンディング試験の結果から，堤防へ影響を及ぼさないと考えられる軟弱層の厚さまでとする。なお，軟弱粘土の場合はN＜8～10を試料採取の範囲と考えてもよい。

シンウォールサンプラによる試料は，深さ方向に2 mごとに採取し，更に土層の変わるたびに採取する。

緩い砂地盤の場合にはN＝15以上の層まで採取する。

(3) 土質試験

採取した試料を用いて，軟弱層の土質，強度，圧密特性を調べるために，次に示す試験を実施する。

(i) 粘土の場合

(a)粒度試験，(b)自然含水量試験，(c)比重試験，(d)単位体積重量，(e)コンシステンシー試験

(f)一軸圧縮試験，(g)圧密試験，(h)三軸圧縮試験，(i)その他の試験

(ii) 乱さない試料の採取困難な泥炭などの場合

(a)自然含水量試験，(b)比重試験，(c)圧密試験，(d)強熱減量試験，(e)その他の試験

(iii) 緩い砂の場合

(a)粒度試験，(b)比重試験，(c)自然含水量試験，(d)その他の試験

これらの試験は，深さ方向に1.0～2.0 mごとに実施し，土層の変化している場合には，その土層ごとに試験を実施するものとする。

なお，軟弱地盤の性状は複雑，不均質で，成層や土質は平面的にも深さ方向にもかなり変化しているのが普通であるから，単一の調査結果のみで全般の状況を判断すると不適切な判断を下す恐れもある。従って，調査の結果を総合的に判断することが必要であり，そのために各調査項目ごとによく関連をもたせておくとともに，各調査地点で得られた土質試験結果の相互関係を考慮して諸数値の妥当性を判断し，その値を取捨選択して設計に用いるべき地盤の状態とそのときの数値を決定しなければならない。

最後に，軟弱地盤上の堤防の設計上の配慮については，関連質問である「軟弱地盤上での河

川堤防築造に伴う地盤改良について」に対して回答してあるので，そちらを参照していただきたい。

また，緩い砂質地盤における流動化対策については，次に述べるとおりである。

緩い砂質地盤においては，地下水位の高い場合に地震による液状化のために堤防の安定性が著しく損なわれる。このため，このような地盤の液状化の可能性を判断することが必要となるが，一般に用いられている方法としては，N値，粒度特性を用いて行なう比較的簡便な方法，ならびに不撹乱試料を用いた繰返し三軸圧縮試験結果に基づく精細な方法とがある。

簡便法の具体的な内容は，例えば「道路橋示方書，耐震設計編」[1]に述べられている。この方法によって計算される液状化抵抗の指数F_Lの値の大小によって，地盤の液状化の可能性の大小や可能性のある地盤の分布を大まかに判断することができる。この方法は，水平地盤の液状化の可能性の一次的な判断としては煩雑な室内試験を必要としないので比較的よく用いられるが，$F_L < 1.0$となって危険な場合に対策工法について検討したり，F_Lが1.0に近い場合に対策工の要否について検討するためには詳細法によって検討するのがよい。

これについては，参考文献[2]に詳しく述べられているので参照されたい。

次に，緩い砂質地盤に対する地盤改良工法としては，表－1に示すようなものが考えられる。

これらのうち，置換工法は，堤防のような長大な構造物には局部的な改良対象を除いて一般にあまり適する工法ではない。砂層の密度を増大させる3種の工法については，いずれも衝撃や振動を利用して締固めるものであるため，既設堤に対する影響や堤防直下の地盤を改良できないなどの難点があり，工法を選べば法先地盤に対しては適用可能である。抑え盛土工法は砂

表－1　緩い砂質地盤に対する地盤改良工法

分　　類	改　良　工　法	堤防への適用性
砂層の粒度を改善する方法	置換工法	×
砂層内の地下水位を低下させる方法	排水ウェル工法	×
砂層の密度を増大させる方法	サンドコンパクション工法 バイブロフローテーション工法 動圧密工法	△
砂層の拘束圧を増大させる方法	抑え盛土工法	○
発生する間隙水圧の蓄積を抑制する方法	砕石ドレーン工法	△

層の拘束圧を増大させることにより液状化強度を高めようとするものであるが，これは平時の安定あるいは浸透水に対する安定性をも同時に増すものであり用地事情が許せば適用性は高いと考えられる。

また，砕石ドレーン工法は比較的新しく開発された工法の一つで，地震時に発生する間隙水

圧を消散させるものであるが，これは既設堤の耐震対策の一つとして適用できると考えられる。

これらの地盤改良工法のうち，いずれを選択するかということについては，各工種の改良効果，現地への適用性，あるいは経済性などを比較検討の上判断するのがよい。

なお，堤防の地震時安定性の評価法については関東地建提案の方式[3]があり，これについては関連質問「河川堤防の耐震能力の判定手法について」に触れられている。

また，地震時の堤防の安定のための対策に関しては，実験的な研究も進められている。[4]

参考文献

1) 日本道路協会；道路橋示方書，耐震設計編

2) 安田，土田，谷口；地盤の液状化　5.液状化の予測，土と基礎，1981年12月，1982年2月

3) 建設省関東地方建設局；河川堤防震災対策計画調査中間報告（その3），昭和54年8月

4) 建設省土木研究所；シラス堤防の耐震性に関する検討，土研資料第1763号，昭和57年3月

（土質研究室／動土質研究室）

河－35　軟弱地盤上での河川堤防築造に伴う地盤改良　(57)

（質　問）

軟弱地盤の地盤改良や基礎処理については，各所に於いて種々の工法により施工されているが，河川堤防の堤体基礎処理にあたっては，特に洪水時の河道内水位と堤内地盤の差が大きい場合など，工法によっては基盤漏水の助長等も懸念されることから，通常の盛土や構造物設置に伴なう地盤改良方法とは自ずと違う条件下におかれるものと考えるが，堤防の基礎地盤改良を行う場合改良が必要な範囲と工法選定にあたっての基本的考え方について，研究事例の紹介を含めて教示願いたい。

又，地盤改良の要・不要を判断する場合の基準等があれば，併せて教示願いたい。

（金沢工事事務所）

（回　答）

軟弱地盤対策工として一般に用いられている工法の種類とその効果を示すと表－1のようになる。

堤防の場合には，沈下に対しては堤防が土砂でできているために少々の沈下に対して柔軟に追

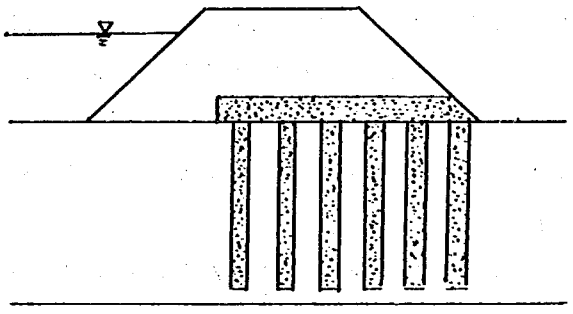
従が可能で，また，たとえ沈下しても余盛り等の補修が比較的容易であるという理由から，築堤後の残留沈下に対しては余盛りで対処するのが一般的である。従って，河川堤防における軟弱地盤対策は沈下対策よりも，むしろ地盤のすべり破壊を防止するための安定対策に主眼がおかれている。

表－1に示した軟弱地盤対策工のなかで安定対策に効果があり，しかも経済的で確実な工法であるという理由で，河川堤防では古くから押え盛土工法や緩速載荷工法が多く用いられてきている。また，地盤が非常に軟弱な場合には粗朶を敷いて築堤する工法や，粗朶の代りに高分子材料の布あるいはネットを敷設するといった敷設材工法を用いる場合もある。サンドドレーンなどの圧密促進工法を単独に採用するケースは比較的少なく，軟弱地盤上に急速に盛土する必要のある場合でも，沈下対策に主眼のあるサンドドレーン工法と安定対策に効果のあるサンドコンパクションパイル工法とを併用するケースが多い。さらに，最近では地盤のすべり破壊の防止のために深層混合処理や生石灰パイル工法などの固結工法を採用する例もでてきている。

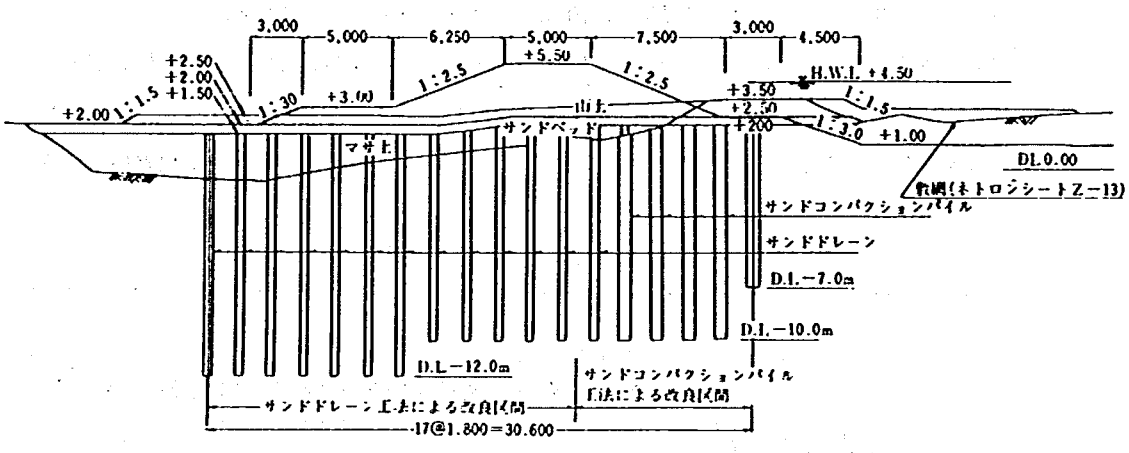
次に，サンドドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法を用いる場合には，排水層の役目として盛土と地盤の間に敷くサンドマットが洪水時には水みちとなり漏水による堤防破壊をひき起こす危険性があるため，図－1に示すように，サンドマットを全面に敷かずに川表側に不透

表－1　軟弱地盤対策工の種類と効果

工法			工法の効果							
			沈下対策		安定対策					
			圧密沈下促進	全沈下量減少	せん断変形の抑制	強度減少の抑制	強度増加促進	すべり抵抗の付与	液状化の防止
表層処理工法		表層排水工法 サンドマット工法 敷設材工法 添加材工法			◎	○	○	○	
置換工法		掘削置換工法 強制置換工法		○	○			◎	
押え盛土工法		押え盛土工法 緩斜面工法			○			◎	
軟弱粘性土層の圧密排水	緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法			○	◎			
	載荷重工法	盛土荷重載荷工法 大気圧載荷工法 地下水低下工法	◎				○		
	圧密促進工法	サンドドレーン工法 ボード系ドレーン工法	◎		○		○		
緩い砂質土層の締固め	サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	○	◎	○			◎	◎
	振動締固め工法	バイブロフローテーション工法		○				○	◎
固結工法		石灰パイル工法 電気浸透工法 薬液注入工法 深層混合処理工法		◎				◎	
構造物による工法		矢板工法 打設ぐい工法 スラブ工法 カルバート工法		◎ (矢板工法を除く)	◎			◎	



図－1　堤防におけるサンドコンパクションパイル工法の一例

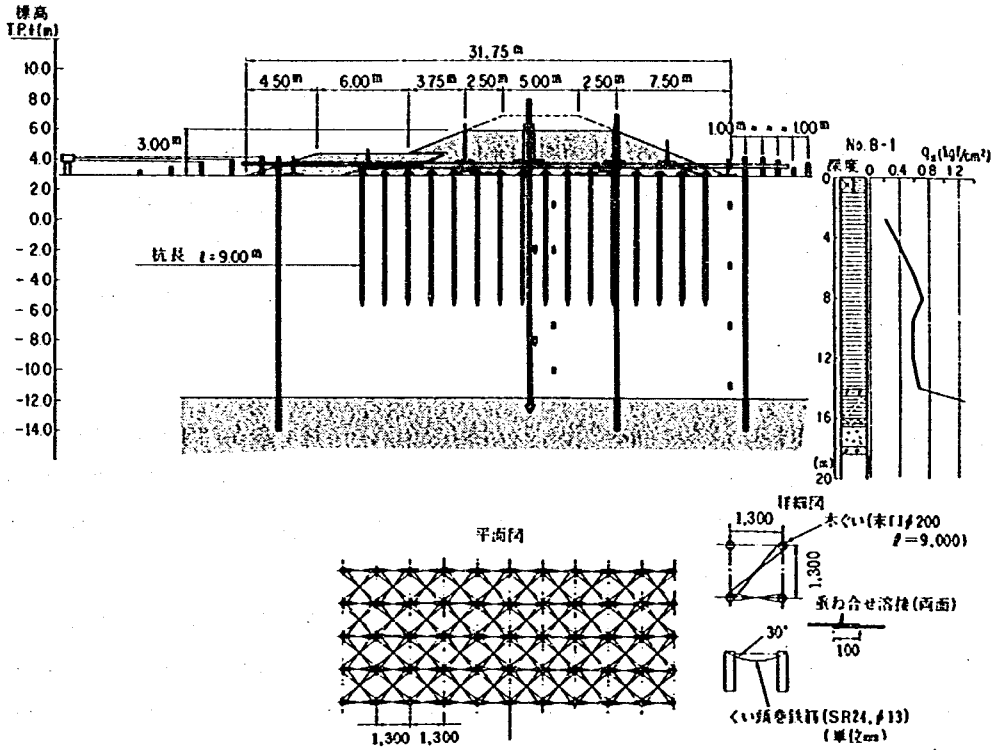


図－2　サンドドレーン工法およびサンドコンパクションパイル工法の施工例

水部分を設ける等の工夫が必要である。

最後に，河川堤防における代表的な軟弱地盤対策の実施例を簡単に紹介すると，次のとおりである。

有明海沿岸は，含水比の高い粘性土が15～20 mの厚さで堆積している典型的な軟弱地盤であるが，この地域における海岸堤防では主に次のような軟弱地盤対策が採られている。全般的に用いられているのは，緩速載荷工法と押え盛土工法の併用である。しかし，軟弱層が特に厚い区間や強度が著しく小さい箇所，あるいは急速施工が要求される箇所では，図－2に示すサンドコンパクションパイル工法を採用したり，図－3のようなパイルネット工法を用いる試みもなされている。



図－3　パネルネット工法の施工例

霞ケ浦は，高有機質で超高含水比の軟弱層が15～20 mの厚さで堆積する超軟弱地盤である。このような地盤の上に，盛土高が約4 mの湖岸堤が現在建設されているが，軟弱地盤対策としてはバックドレーンと敷設材工法とを併用した対策工法が採用されている。敷設材工法は，このような超軟弱地盤における施工機械のトラフィカビリティを確保するためと，盛土荷重を均等に支持し，地盤の局部的な沈下や側方変位を軽減することを目的としたもので，霞ケ浦ではパンプーシートが用いられている。

北海道では，植物の遺体が低温多湿の条件の下で未分解のまま堆積した泥炭地が主要河川の下流域に広く分布しており，石狩地域を例にとると，下部粘土層の上に泥炭層が5～7 m程度の層厚で堆積している場合が多い。こうした泥炭地における築堤で最も広く採用されてきた軟弱地盤対策工は，緩速載荷工法や押え盛土工法である。泥炭の場合，圧密による地盤の強度増加がかなり期待できるうえ，比較的一次圧密が早く進むので，工期に余裕があれば緩速載荷工法や押え盛土工法が有効かつ経済的である。しかし，工期に余裕がない最近の工事では，サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法及びパイルネット工法などの軟弱地盤対策工法が多用される傾向にある。

（土質研究室）

河－３６　潮止堰の堆砂防止対策　(56)

（質　問）

土器川改修に伴う河床低下により海水の遡上防止の目的でゴム引布製起伏堰を昭和52～53年度に施工した。その後砂利の堆積が著しく，堰の起立に支障をきたし，毎年土砂を取り除いている。この対策方法を検討するための基礎的調査方法及び基本的な対策方針等を御教示願いたい。

（香川工事事務所）

（回　答）

土器川潮止め堰はスパン40ｍ高さ2.78ｍの２連の空気式ゴム堰である。内圧は0.2 kg／㎠であるため２t／㎡以上の荷重が加わると起立できなくなる。混濁土砂が１ｍ程度堆積するとこの重量になる。実際には偏荷重の問題，起立に要する時間の制約などもあるので，安全を見て50㎝程度以上の堆積を生じないよう配慮すべきと思われる。

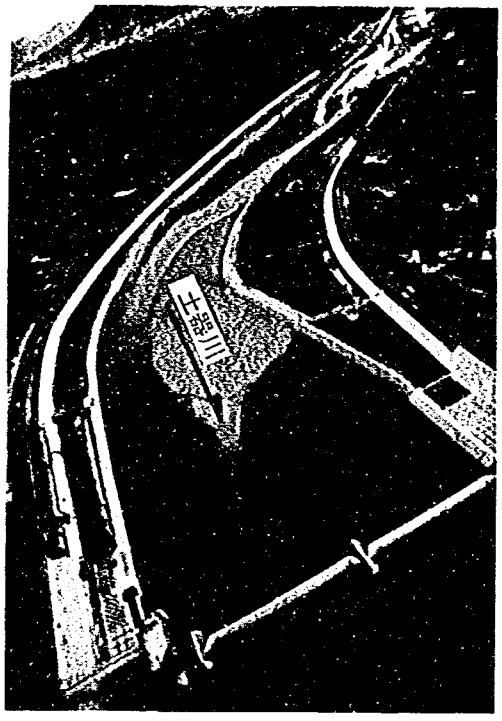
堆積状況は写真１～３のようで，堆積厚は70㎝程度である。現在は人力によりゴム堰上のみ堆積土砂を除去してかろうじて起立させているようである。本ゴム堰は堰敷が計画河床になっているが，図－１に示すように，堰の極く近傍を除いて河床の掘削が残されており，現況平均河床と堰敷の高低差は２ｍとなっている。実際には現況河床には砂洲が発達しているためその最高部と堰敷の高低差はさらに大きい。ゴム堰到伏時には水位が急に低下するので局所的に極めて大きい水面勾配が生じ堆積部が浸食され押し出してくると思われる。

このように堰の極く近くだけ計画河床とし現況河床へのすり付け区間が十分とられていない場合には，人為的な土砂除去を行わない限り，ゴム堰上への堆砂は避けられない。まず上下流の河床を計画河床まで掘削することを早急に考えるべきである。

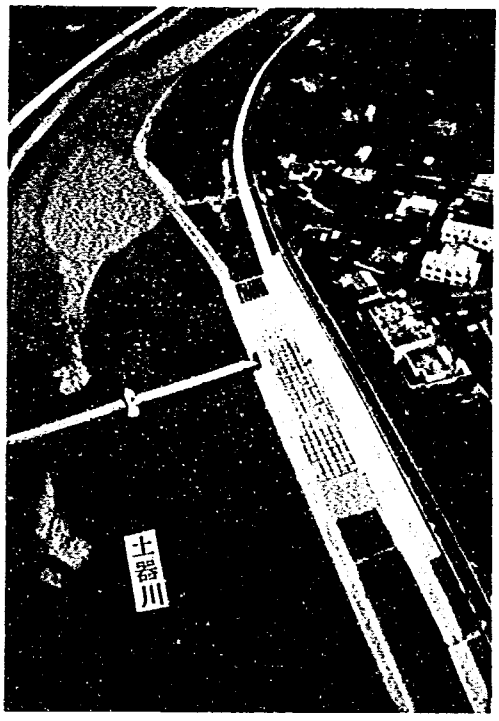
湖止め堰上流は湾曲部であり，凸岸側に砂洲が発達している。堆積状況写真によれば，出水時にこの砂洲から土砂が移動しているようである。したがって応急的措置としてこの固定砂洲を除去することも考えられる。

しかし本潮止め堰付近は河床勾配が変化する地点にあたり（1／300→1／1,500），もともと土砂が堆積しやすい。加えて堰直上流が約60度の湾曲部であるため，凸岸側に砂洲が発達しやすい。したがってこの砂洲を一旦除去したとしても，放置すればまた発達してくるはずで，結局繰り返し除去を強いられることになろう。

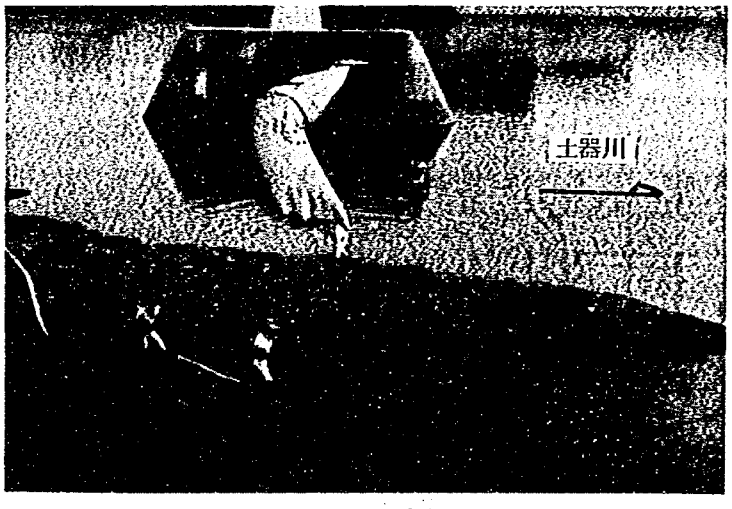
砂洲を繰り返し除去した場合，下流への土砂供給量がかなり減少するので，その影響を調査し必要ならば対策を講じなければならない。例えば河道の河床低下による護岸，橋脚等の構造物の不安定化，排出土砂の減少の海浜への影響などが考えられる。土器川河口は既に埋立地が伸びているので後者は問題ないと思われるが，前者については慎重に検討した方が良い。土砂の供給量が減少すると平均河床の低下に加えて砂洲が動きにくくなりみお筋が固定化するため深掘れが促進される。本潮止め堰下流には重要な橋脚が数本あるが，特に国道橋は堰に最も近いうえに湾曲部にかかって



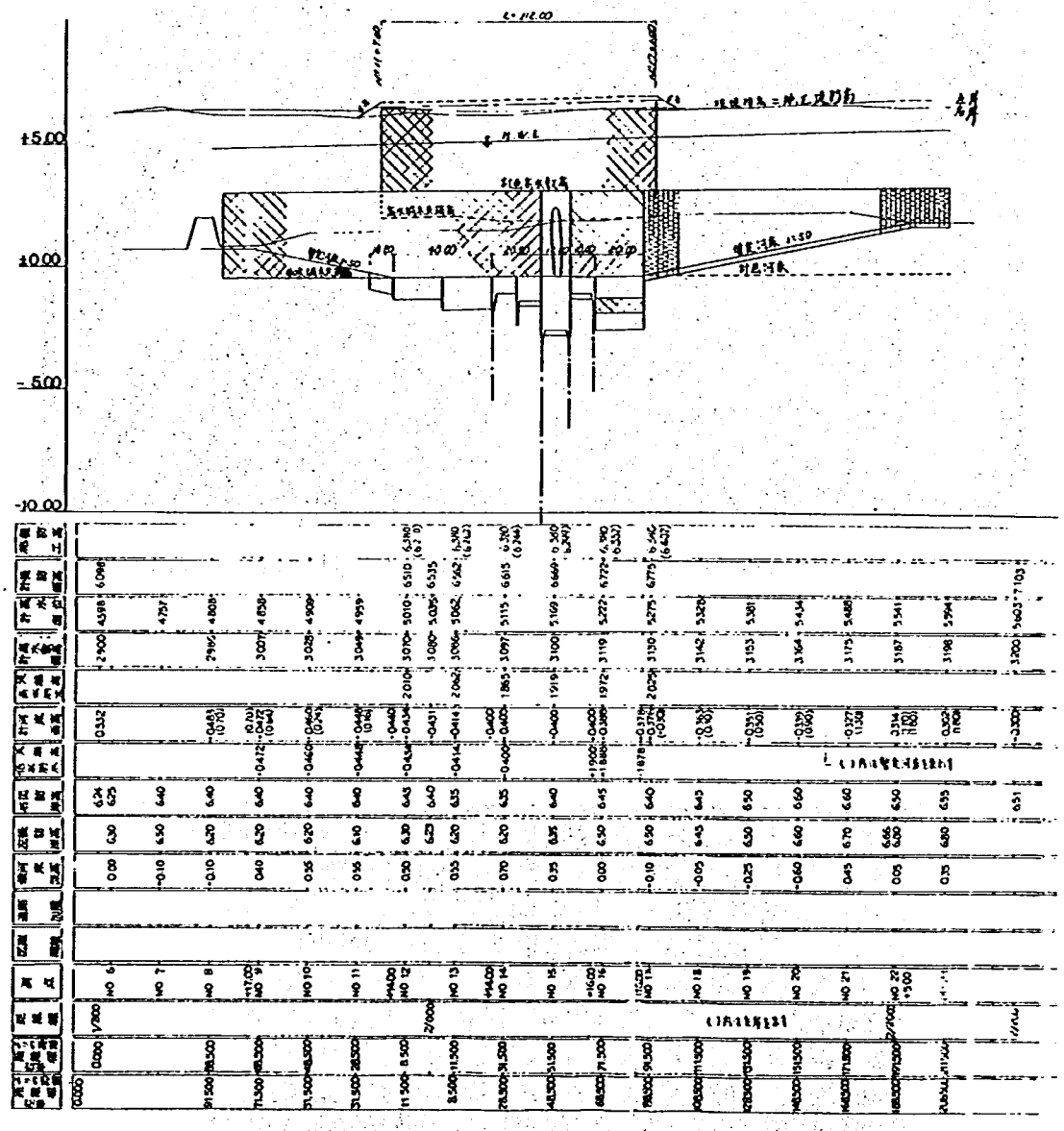
写真－1　潮止堰上流堆砂状況



写真－2　潮上堰下流堆砂状況



写真－3　堆砂除去状況



図—1

いるので注意を要する。また護岸の根入れも十分か否か検討を要する。特に国鉄橋下流部左岸は湾曲部外側で高水敷が無いため，堤防が直接危険にさらされる恐れがある。

このように土砂の供給を減少させる場合には十分な注意と準備を要する。したがって潮止め堰上流の固定砂洲の除去はあくまで応急的な措置として考えるべきである。

計画河床までの掘削が完成した後の堆砂の可能性については以下のように考えられる。土器川潮止め堰は湛水位がT.P.2.6 mを上回ると自動転倒する。この時の越流水深は42cmであり，仮りに越流係数を1.5 として固定堰部もあわせた流量を計算すると約40 m³／s となる。一方この付近の河床材料は20mm程度の砂礫である。湛水域上流河道のみお筋では40 m³／s の流量でも移動しうるものと思われるが，その量はわずかである。したがってゴム堰の存在自体が砂礫の疎通を妨げることはほとんど考えられない。（もちろん細粒分は湛水域に貯留されるが，これは倒伏時に容易にフラッシュされる。）

このように砂礫の上流からの供給はほとんどゴム堰倒伏時となるので，計画河道形状が洪水時の土砂の流下に対して比較的安定であるように決定されていれば問題はない。この点を河床変動計算によって確めておくことは必要であろう。

資　料

掃流力の計算　　Q＝40 m³／s

・湛水部上流では計画流量時に，

Q＝1,100 m³／s，B≒80 m，H≒5 m，I≒1／300

これから

$$n=\frac{BH^{5/3}\,I^{1/2}}{Q}=0.061 \rightarrow \text{大き過ぎる}$$

・flat Bedとすると対数抵抗則で Rs＝2D＝4 cmとして

$$\frac{Q}{B\sqrt{gI}\,H^{3/2}}=6.0+5.75\log_{10}\cdot\frac{H}{Rs}$$

H＝2.75　　n＝0.023 → 少し小さい

・n＝0.03，0.04で計算する

Q＝40 m³／s でのみお筋幅は

$$B=3.5\sim7\sqrt{Q}=22\sim44\ m$$

水深は

$$H=\left(\frac{nQ}{BI^{1/2}}\right)^{3/5}=0.64\sim0.97\ m\ (n=0.03)$$
$$0.76\sim1.15\ (n=0.04)$$

掃流力は

$$\tau_* = \frac{HI}{SD} = \begin{matrix} 0.065 \sim 0.098 & (n = 0.03) \\ 0.077 \sim 0.116 & (n = 0.04) \end{matrix}$$

全流砂量は,

$$Qs = 10 u_* D \tau_*{}^2 B \qquad (m^3/s)$$

n \ B	22	44
0.03	7.52×10^{-3}	5.38×10^{-3}
0.04	1.15×10^{-2}	8.22×10^{-3}

← m^3/s

n \ B	22	44
003	650	465
0.04	994	710

← m^3/day

年間流出土砂量

山地面積　70km^2

比堆砂量　500m^3/km^2 year　とすると

$Q_T = 35,000\ m^3/$ year

このうち半分が掃流砂（よく調査をしないとわからないが，多目にみた値として）とすると

$Q_B \fallingdotseq 18,000\ m^3/$year となる。

一方，堰周辺の凹地体積は，図面から

$(100 + 260) \times 2/2 \times 80 = 28,800\ m^3$

したがって数年で埋まることになる。

年間の土砂量がすべてここで除去されるとすると河岸の低下量は平均的には

$18,000/(2,000 \times 80) = 0.113 \rightarrow 11cm/$year

（河川研究室）

河－３７ 局所洗掘の対策工及び計算法 (57)

（質　問）

当事々務所管内では犀川がそうであるが，急流河川でに洪水毎に流路が変化し，河床高も年々低下しつつある。これに対して，将来にわたって維持する管理河床高の設定が提唱されているが，技術的にどのような手法でもって設定するのか検討中の段階にある。そこで，最終的に管理河床高が設定されるまでの間，何らかの基準によって護岸，水制などの設計を行わなければならないわけであるが，現在のところ経験的にそれを行っている状態である。犀川では上に述べたような河床変動により，護岸の根固めが浮き上がり，改修工事で根継ぎによって対処する計画となっているが，このような場合の危険度はどのように評価されるのか。また，施工計画を立てる場合の考え方（根継ぎの規模，施工順序等）について，参考となるものがあれば教示願いたい。

さらに，今後護岸，水制等の計画に生かす意味で，局所洗掘に関する簡単な計算手法があれば紹介願いたい。

（千曲川工事々務所）

（回　答）

河床低下に伴う河岸構造物の危険性の増大は，流れのエネルギーと流れ方のほか河床高と根入れ深さとの相対的な位置関係によって決められる。後者についていえば，これら両者の差が小さくなった場合，根つぎ等により根入れ深さを下げ，河床高との差を大きくするか，もしくは根固めにより洗掘を防止しなければならない。従って，河岸構造物の危険性を評価するためには，このような相対的な位置関係を明らかにすると共に，その将来値を予測しなければならない。

すなわち，将来の最深河床高を予測し，つぎにこれに基づき根つぎの規模，施工順序などを決定する必要がある。

ここでは，湾曲部あるいは橋脚などの構造物周辺を除いた，いわゆる河岸付近の局所洗掘を対象として，その予測方法について紹介してみよう。この時，当該地点の局所洗掘を定性的に把握し，次に危険性の高い地点について最深河床高の予測を行うことが合理的であろう。

まず，局所洗掘の程度を概略推測するためには，以下の事項を明らかにする必要があろう。

① 河道の平面形状

直線部よりは湾曲部，さらに湾曲部の中でも曲率半径・河幅比が小さな湾曲部あるいは湾曲角度の大きな湾曲部ほど局所洗掘は著しい。

② 河床形態の変化

局所洗掘の様相は，河床形態によって大きく異なり，網状河道から複列河道，さらには単列河道になるにつれ，洗掘箇所は固定され，また洗掘深も大きくなる。

③ 最深部の河岸からの距離の変化

河道を横断的にみた場合，最深部が河岸に近い所ほど，あるいは最深部が河岸に近づきつつある所ほど，洗掘深は増大する傾向にあり，危険性が高いといえよう。

④ みお筋の河岸への流入角度の変化

みお筋が河岸へ向かって大きな角度で流入する場合（みお筋と河岸とのなす角度が垂直に近い），あるいは流入角度が増大する場合，洗掘深は大きくなる傾向にある。

⑤ 局所洗掘深

当該河川を縦断的にみて，局所洗掘深が大きな地点ほど危険性は高いといえよう。

⑥ 平均河床高あるいは最深河床高の低下速度

平均河床高あるいは最深河床高の経年的な変動傾向を調査し，これらの低下速度の大小により，危険性が判定される。

以上のような項目について，それぞれ数段階のランク付を行い，これらを合計して総合的なランク付をし，これより局所洗掘についてその概要を知ることができる。さらに，河岸構造物の根入れ深さを加味することにより，危険箇所の抽出が可能となる。

つぎに，このようにして抽出された箇所につき，最深河床高の予測を行い，施工順序あるいは根つぎの程度などを決定することになる。従って，以下においては，最深河床高の予測方法について述べてみよう。ただし，ここでは統計的な方法に限定して紹介することにする。

まず，最深河床高の予測に当っては，当該地点の河相及びその変化状況を充分に把握し，つぎにこれに基づき種々の回帰式を作成し，将来値の予測を行うことができる。このとき考慮すべき河相因子を例示すると以下のようである。

① 河道の横断形状

平均河床高

河床高分布特性量（標準偏差，ひずみ度，とがり度）

② 土砂収支

河床掘削（砂利採取，河道掘削）

土砂扞止（ダム堆砂，砂防）

③ 河道水理量

川幅・水深比，河積，掃流力，河川材料の平均粒径，河床勾配，年最大流量，……

④ その他

河床形態，みお筋，最深部の河岸からの距離，横断工作物の有無，……

以上のような河相因子と最深河床高あるいは平均河床高との間の相関関係を調査し，その結果

河相因子の変化に追づいして河床高が変化するような組合せが存在するような場合，その回帰式より将来の河床高を推定することができる。なお，この時最深河床高を直接予測する方法と，まず平均河床高を予測し，次に平均河床高と最深河床高との関係より最深河床高を予測する方法とに大別されるが，内容的には同じものである。

このようにして予測を行う場合，数種の方法を併用することが重要であり，特に予測値の精度あるいはバラツキの程度を念頭に置く必要がある。また，種々の河相因子の将来量を仮定する場合には，計画値を採用する方法あるいはトレンド（直線近似，指数近似，正弦波近似など）による方法などが用いられるが，このような仮定に含まれる誤差についても考慮しなければならない。

（河川研究室）

河－３８　冠水に耐え得る植生種　（57）

（質　問）

出水時に冠水する常時満水位からサーチャージ水位間の土地を公園等として利用しようとする場合（ダム周辺環境整備事業）に，現地の環境条件（地形，標高，洪水期間etc）別に適する植生について教示願いたい。

（湯沢砂防工事々務所）

（回　答）

ダム周辺環境整備事業は，地域住民の生活の利便性の改善，ダム水質及び自然環境の保全，景観対策等を目的とし，57年度には実施中39地区，竣工済34ヶ所を数えるに至っている。

なかでも，釜房ダム（東北地建），土師ダム（中国地建）は，野球広場，多目的広場，休憩の森，水生植物園（あやめ園や水の広場を含む）レクリェーション施設の整備規模が大きく，当該整備事業の代表的事例として挙げられる。

レクリェーション施設は，水際線部に接して設置される場合が多く，また，水位の変動巾は10m前後に達する場合があり，このような条件下の土地に植栽する樹種等の選定にあたっては，十分な配慮を必要とする。

表－1　植栽に適する植物名一覧

区分＼区域			水辺	冠水時間・回数の少ないところ
自然的条件が大きい	自然保全・教育的施設	リ・教材見本園 物園・バードサンクチャ 湿地植物園・水生植	（草本）ヨシ，ツルヨシ，ガマ，クサヨシ，チガヤ，タデ類，スゲ類，アヤメ類（キショウブ，ノハナショウブ），ユリ類（ニッコウキスゲ，ギボウシ，ノカンゾウ，コバイケイソウ），イタドリ	（草本）ノシバ，クサヨシ，チガヤ，アヤメ類（イチハツ，ノハナショウブ）ユリ類（ユウスゲ，ニッコウキスゲ，ササユリ，ヒメサユリ） （灌木）ツヅジ類（木ツツジ，イソツツジ，レンゲツツジ），ハギ類（ヤマハギ，ネコハギ，イタチハギ），ウツギ類（ノリウツギ，タニウツギ，ハコネウツギ），ヤナギ類（オノエヤナギ，キヌヤナギ，クマヤナギ）マンサク，サルナシ，ズミ，ウメモドキ，イボタ，ツルウメモドキ，カヤツカ，ヤマブドウ，サワフタギ （中高木）ヤシャブシ，コナラ，リョウブ，ブナノキ，シナノキ，カツラ，ホオノキ，オニグルミ，カシワ，ウワミズザクラ，オオバボダイジュ，ヤマモミジ，オオカメノキ，ハクウンボク，アオダモ，アカシデ，アブラチャン
	休養施設	休養・散策林	＜池沼状のところ＞ スイレン，オゼコウホネ，ヒツジグサ （灌木）ヤナギ類（イヌコリヤナギクマヤナギ，シロヤナギ），イタチハギ，ハイイヌツゲ，ヤマグワ，フジ，ササ類，イソツツジ （中高木）イヌエンジュ，ヤチダモ，カツラ	
人工的条件が大きい	運動・便益施設	クニック等多目的広場 球技場・運動広場・ピ		（草木）ノシバ，コウライシバ，他は上に同じ （灌木）ライラック　他は上に同じ （中高木）イタリアポプラ，トチノキ，スギ，サワラ，ミズナラ，コブシ他は上に同じ

植物は，一般的には大気中から昼間はC_0を，夜間はO_2を摂取しており，水中で長時間生命を維持していくことは不可能であるが，冠水が冬期（晩秋～春）であったり，短期間である場合には，その後の生育への影響が軽微か，殆んどない事例が多い。冠水時間がかなり長くなった場合でも，樹勢を保持するために落葉し，その直後に再萌芽して新しい葉を展開する例がよく見られ，また，水面上に枝葉が出ている場合，数ヶ月にわたる浸水にも十分耐えている既存植生の事例の報告（'82野田坂伸也他）もある。〔この野田坂の報告によれば水没深と植物群層との対応は，水深の浅い方から深い方にむかって高木・亜高木林→低木林→多年草群落→1年草層という変り方をしているとしている〕。現在のところ，それぞれの植物ごとに，どのような条件下では，どのような冠水の影響があるのかについての知見をまとめたものは見受けられず，経験的な判断に拠らなければならない部分が多い。

そこで，本質問の回答として，現地の気象条件等が類似している地域の例を参考とし，冠水の影響の少ないと考えられる樹種名等を，レクリェーションの種類，区分を考慮しながら表－1に例示することとする。

なお，この質問にある「ダム周辺部で公園等のレクリェーションに供しようとする区域」は，常時満水位とサーチャージ水位間に位置し，年に数回あるいは数日～数十日間冠水する可能性があるが，植物の生育活動に重要な影響を与えやすい夏期（春～秋）に，毎年，数週間にわたって継続的に冠水することが，想定されている区域ではないことを前提とする。

（緑化研究室）

河－39 海岸の環境保全等の実施例及び研究 （55）

（質　問）

近年，環境保全の重要性がさけばれ，環境の保全または改善に関する努力が各種事業で実施されている。東播海岸は背後地に人口が密集し，海水浴，魚つり，散策等の利用者が多く，海岸保全施設の整備を実施する上でも環境への配慮が重要と考えられる。これらの海岸に関する環境保全・改善・美観上の配慮等の実施例及び研究等について外国のものも含めて教示願いたい。

（姫路工事々務所）

（回　答）

海岸域は大別すると防災，利用，自然保護の三つの機能を有している。すなわち防災機能としては高潮や津波による陸上への海水の浸入を阻止したり，また塩害を防いでいる。利用面においても港湾，漁港，海水浴やつりなどのレクリェーションがあり，藻場や渡り鳥の生息地等の自然保護の場となっている。海岸保全施設は，これらの機能のうちの防災，特に高潮や津波による災害を防止する機能を主な目的としているために問題を生じる場合がある。

防災を主体に考え，他の項目については配慮する場合に用いられる工法としては養浜，緩傾斜堤，潜堤，植樹などがあげられる。養浜は人工的に海浜に土砂を供給し海浜の維持や波の遡上を防止する工法でアメリカやヨーロッパ諸国で用いられている。養浜された海浜は波浪のエネルギーを消し，また堤防などの洗掘を防止するなどの機能を有するとともに，海水浴や潮干狩などの場としても利用できる。我国においては二色海岸，東田沢海岸などに実施例がある。この工法で問題になるのは大量の砂の入手と，その流出防止であろう。養浜した砂はその海岸の波浪特性に対応した安定な海浜になるとともに沿岸方向にも移動する。これに対処するには継続的に砂を供給するか，または突堤などの構造物で移動を防止する必要がある。

緩傾斜の海岸堤防は，斜面上で波を徐々に消し，反射波が少ないために堤防前面の洗掘を防止する機能を有するとともに，海浜へのアクセスも可能でレクリェーション等にも利用することができる。これまであまり建設されていないのは工費が直立堤に比較して高くなるためであるが，最近では海浜砂の流出などによる堤防前面の洗掘が問題となり根固工や消波工を直立堤と合せて施工せざるを得なくなる場合も増えており，総合的に評価すれば緩傾斜堤の場合が有利となる場合もあろう。なお，緩傾斜の利点を発揮するには堤防ののり勾配としては3～5割より緩いものでなければならない。

侵食対策として離岸堤が施工される場合が多いが，これは視野をさえぎり景観上問題となる場合がある。このような場合には，潜堤によってもほぼ同様の機能を発揮することができる。離岸堤の消波効果はその高さによって変化し，平均海面より高くないと効果を発揮しないといわれているが，干潮時の海面とほぼ同じ高さの潜堤でも，その天端幅を広くすれば離岸堤と同じ機能を発揮することができる。工費は一般に増加するが，機能の面でも利点があり，今後適用可能な場合もあろう。

我国は平野が少なく，海岸線に人口が集中しており，また台風や津波などの災害を受けやすい環境にあるために，海岸の防災事業が大規模に行われ，諸外国でこのような規模の工事が行われているところはほとんどない。したがって海岸の環境保全についても，我国のように海岸保全施設の整備をはかる際に環境について配慮するという考え方よりもむしろ総合的に管理していこうという考え方が強い。米国では「沿岸域管理法」によって全国沿岸域の資源を現在ならびに将来の世代のために保存し，保全し開発し，可能な限り回復あるいは改善することを目的とし，その具体的内容として公共沿岸域の保護とアクセスの確保，石油・天然ガス採取による影響予測と管理，海岸侵食対策が含まれている。また英国では自然景観の保護，観光レクリェーションや公共的アクセス権の確保などが中心となっている。したがって海岸環境の保全についても構造物を主体とするよりは他の手段，例えば規制などが中心となっている。

海岸災害が生じている場合には防災が中心となるがそれが堤防などで防止されると，新たに自然環境や景観に対する要求が生じ，古い構造物では不十分となる。したがって新たな施策を講じることになる。したがって長期的構想を広い視野からたてることも必要である。

（海岸研究室）

河－４０　海岸施設の機能による評価基準の検討方法　(56)

（質　問）

海岸施設は防災，利用，自然環境といった機能の充足度によって評価されるが，それぞれの機能の評価方法およびトレードオフ関係にある機能間の調整方法や研究事例について御教示願いたい。

防災面に関する評価については前浜の維持と越波防止があげられる。前者については海浜変形シミュレーションにより長期的，短期的な前浜変化および海岸施設（離岸堤等）による前浜の維持効果を検討中であるが，検討上留意すべき事項は何か。後者については堤防の許容越波量を合田氏による許容越波量0.02 ㎥／m.sec，周期15 sec の計画波では１波当り 0.3 ㎥／m を目標としている。この越波量の水理的妥当性等についてはこれまで二次元水路の実験等で検討してきたが，この他にも妥当性を検討する方法や資料等があるか。また離岸堤は計画上消波効果を期待し得るものか。

海岸の利用については，高知海岸では地曳網，漁船の停泊，釣り，水遊び等に利用され，また今後はかなり需要が増加してくると推察される。この海岸の利用に関しては高潮や侵食対策事業計画との整合を考慮し，積極的に便宜を図りたい意向であるがこのような事例並びに計画への反映のさせ方等はどうであるべきか。

（高知工事事務所）

（回　答）

海岸施設のうちで海岸堤防や離岸堤は防災のための機能を有しており，「海岸保全築造基準」によってある基準以上の機能を有するように規定されている。しかしその具体的な数値に関しては確定したものがない。前浜の維持，すなわち侵食対策については越波防止や海浜の利用に必要な砂浜幅を確保するように構造物を配置することになろう。そのために海浜変形シミュレーションが用いられるがその適用にあたっては外力条件となる波高，波向が実態に合ったものであるかを十分検証する必要がある。また波高，波向は季節変化，年変化が大きいために長期間の観測資料等を用いる必要があろう。なおシミュレーションの際の境界条件についても十分検討する必要がある。構造物による前浜維持の効果を評価する際には長期的な変化と短期の変動に分けて考える必要がある。最近では長期的には安定した海岸でも波浪条件の変化に伴なう汀線の前進，後退があり，このために越波を生じたり堤防が破壊する事例があるので注意する必要がある。

越波防止効果については最近では越波量で評価しているが，許容越波量0.02 ㎥／m・sec という値は海岸堤防の表のりおよび天端がコンクリート等で被覆されており，裏のりについては被覆がない場合に堤防が破壊しないという条件を満足する値である。したがって堤防の陸側が道路や家屋のある場合ではこの許容量はさらに小さくなり 0.0001 ㎥／m・sec程度ではないかといわれている。したがって許容量は堤防背後の利用状況によって異なってくるが，各種条件での許容量の値は得られておらず実験等で検討する必要があろう。海岸に堤防等を設けた場合にどの程度の越波があるかを推定する方法については現在では水理模型実験によって検討するのが一般的である。その場合波の

不規則性を考慮した検討も行われており，不規則波造波水路を使用したり，規則波によって得られた結果を用いて不規則な波による越波量の検討も行われている。

離岸堤の越波防止効果については，連続堤の場合には離岸堤と汀線の間の水位が上昇し波のうちあげ高や越波量が離岸堤のない場合に比較して増加する場合がある。しかし不連続堤の場合や連続堤でもその形状を工夫すれば越波やうちあげの防止に効果がある。したがって離岸堤の配置，構造によって消波効果を期待できる場合があり，その程度は水理実験等で検討する必要があろう。侵食対策を目的とする場合には不連続離岸堤がよいが，開口部では波が回折や屈折を生じるために計算や図表でその効果を知ることは困難である。

高潮や侵食対策のために施設を造る際に，海浜の利用を考慮した事例としては青森海岸や東播海岸の例がある。青森海岸においては船揚場や作業場として海浜が利用されており；堤防を造る際に緩傾斜堤にするなどの考慮をしている。また東播海岸においては侵食対策として離岸堤を造るとともにその背後を海水浴場として利用している。しかしこれらの海岸はいずれも内湾に位置しており波浪条件もあまりきびしくない。高知海岸は日本でも最大級の波浪が来襲する海岸であり，積極的に海岸に施設を造って海岸の利用をはかる地域ではなく，防災重点を置くべき海岸と考えられる。したがって利用に関してはこれまで行われてきた利用を防げないという方針でいくべきであろう。

（海岸研究室）

河－４１　海岸侵食対策工法の機能分担　(57)

（質　問）

下新川海岸は，冬期波浪を主とした風浪による侵食が激しく，近年は人工的影響も加わり侵食の仕組みは一層複雑になっている。

これらの侵食対策に当っては，堤防，護岸，離岸堤などの組合せにより，その侵食防止機能とそれに付随して生ずるであろうと思われる影響とを十分考慮しつつ，近傍類似の状況を参考に施工しているところであるが，今後において，侵食対策施設の総合的な計画を立案する必要がある。

これらの対策工法である堤防，護岸，離岸堤，副離岸堤・突堤などの機能を考慮しながら一連施設として組合せた場合の機能分担の考え方，計画・設計上考慮すべき事項について，また各地での実例もあれば併せて教示願いたい。

（黒部工事事務所）

（回　答）

海岸構造物の個々の機能については表－1[1)]に示す通りであるが，下新川海岸の自然条件を考慮して考えれば次のようになろう。

まず海岸堤防については過去においては堤防より岸側の侵食を防ぐために用いられてきたが，

表－1　侵食対策構造物の機能と特徴

名　称	構　造	機　能	特　徴
堤防・護岸	盛土または陸岸をコンクリートやアスファルトで被覆する。	波による陸岸の直接侵食を防ぐ，陸上への海水の侵入を防ぐ。	波があたるようになると前面洗掘を生じやすい。崖侵食の防止に有効である。
防砂突堤	海岸に直角につくられ，異形消波ブロックや矢板等によってつくられる。先端をT字形にしたものもある。	沿岸漂砂を直接止める。海岸侵食を防ぎ，海岸線の変動を安定化する。	沿岸漂砂のある海岸，波向き変化のある海岸では効果を発揮するが，沖への移動を助長する傾向を有する。
離岸堤	海岸に平行に，少し離れてつくられ，主として異形消波ブロックによってつくられる。連続堤と不連続堤がある。	波を消し，背後への回折波によって砂を堆積させる。沖方向および沿岸方向の漂砂を防ぎ，侵食を防止するとともに変動を小さくする。	効果が大きいが影響もあり，漂砂下手の侵食に十分注意する必要がある。堆砂を目的とする場合は不連続堤を，消波の場合は連続堤とする。
潜堤	離岸堤と同様に海岸に平行につくられ，高さは海面以下である。異形消波ブロックや捨石でつくられる。	波を消し，岸向きの流れによって侵食を防ぐ。	離岸堤に比較し効果は少ないが，景観を損なわない。
養浜	人工的に砂を補給する手法で，サンドバイパスと直接補給法がある。	侵食量だけ砂を補給し，海浜形状を保つ。	維持費がかかるが，隣接海岸への影響が少ない。

直立型式の堤防においては堤防前面で波が砕波しそれが直立壁にあたり乱れを発生し，堤防前面の砂を巻き上げるために，侵食海岸では望ましくないとされ現在では緩傾斜堤に変わりつつある。下新川海岸は沿岸方向の漂砂量の釣合が崩れて海岸侵食の生じている海岸であり，海岸侵食の防止には当然沿岸漂砂の制御が必要である。単に堤防を緩傾斜にしただけは侵食を少くすることはできようが止めることはできない。

堤防の機能としては越波を防止することも含まれ，これが主たる機能である。現在の下新川海岸の堤防高は堤防前面の砂浜が十分ある場合の地形条件をもとに決められており，海浜が侵食され，堤防前面の水深が深くなった現在では，現在の堤防のみでは越波防止効果は十分ではない。従って今後の計画検討に際しては，計画堤防高を高くする，副堤を設けて越波を防止する，海岸侵食対策工により砂浜を回復し現在の堤防高でもよい条件とするなどの対応が考えられる。また表のり勾配が5割より緩い緩傾斜堤は直立堤に比較すると同じ堤防高の場合，越波量が少ないために，この型式の堤防も対策案の一つとして考えられる。

防砂突堤は沿岸漂砂を阻止する働きをするので一般に沿岸漂砂の不均衡のために海岸侵食が生じている海岸においては適した工法である。しかし下新川海岸においてはすでに堤防や消波工前面の砂がかなり失なわれ，沿岸漂砂もかなり減少しており，突堤によって止めるべき漂砂がないために効果を十分発揮しないと考えられる。また黒部川の河口部周辺の海岸では砂浜が存在する場所があるが，この付近は海底勾配がきついために突堤を設けると沖への漂砂を生じ砂が失なわれるためにあまり適当ではない。造るとすればT字型とするか養浜と併用するのがよい。

離岸堤については，侵食防止および消波効果が期待できる。侵食防止について海岸の砂が沿岸方向および沖方向に移動するのを防止する効果がある。また海岸への供給土砂があればそれを補捉する機能も有している。下新川海岸においては殆んどの砂浜が失なわれており，また沿岸漂砂量も少ないために離岸堤を造っても砂を堆積させることは困難と考えられ，現存する土砂が取られるのを防止する機能が中心となろう。

越波防止や消波効果については，不連続堤の場合には，離岸堤の背後では入射波の波高の約1/2に波高が減少する。しかし開口部においては回折効果によって一部小さくなるもののその効果はあまり大きくない。一方連続堤にした場合には波高は減衰するものの堤内の水位が上昇し，うちあげ高や越波量は減少せず，増加する場合もある。また砂の移動防止や堆砂効果については不連続堤でなければ効果が十分でない。したがって連続堤は適当でない。

不連続離岸堤の開口部沖側に副離岸堤を設けることも考えられる。消波効果はあると考えられるが，砂の移動防止や堆砂効果については，離岸距離，間隔，配置などによって変化すると考えられ十分な資料が現在ないために水理実験等による効果の確認が必要であろう。

離岸堤に消波効果のみを期待するのであれば，むしろ消波工の方が効果があり，また経済的でもある。したがって離岸堤を用いるとすれば，侵食防止と越波防止に効果のあるものとする必要がある。この場合，海岸に土砂が少ないため養浜等により砂浜を造り越波防止に役立たせるとともに，離岸堤によって漂砂を防止することが考えられる。

各種構造物の機構について述べてきたが，施設計画を検討するに際しては数種類の案について検討を行ない，それをあらかじめ決めておいた評価基準によって評価して計画案を設定するのがよい。対策案としては，消波工案，離岸堤案などが考えられる。消波工案は堤防前面に消波工を

設置し越波を防止するとともに，侵食については堤防より岸側のみを防止するもので，堤防前面の水深は将来は砂があまり移動しない状況になるまで深くなる。

離岸堤案は離岸堤および養浜によって必要な砂浜幅を確保し，堤防は現況堤防または緩傾斜堤とするもので，越波防止は堤防と砂浜ではかり，離岸堤により砂浜の維持をはかるものである。

消波工案，離岸堤案の他に種々の案が考えられるが，それらの越波防止や侵食防止効果，構造物の安定性，工費，海浜の利用への影響，維持管理の容易さ，施工性などの項目について評価して最終案を決定するのがよい。なお実例については個々の構造物についてはあるが，下新川海岸と類似の自然条件の海岸で総合的な検討を行なったものはない。

参考文献

1) 野田英明，橋本　宏：漂砂と海岸保全施設，技報堂出版，1981

（海岸研究室）

河－４２　離岸堤施工における沈下対策　(57)

（質　問）

新潟海岸では昭和52年より，基礎を粗朶沈床，本体を６ｔ六脚ブロックの乱積みによる離岸堤を施工しているが，冬期の波浪により設置後の沈下が著しく，沈下量は２ｍ程度に及んでいる。

現在，離岸堤前面にブロックを投入することなど，標準断面の見直しを検討しているが，昭和47年に豊島修博士が記された「現場のための海岸工学」侵食編，「離岸堤の沈下」以後何らかの調査研究成果があれば紹介願いたい。また，離岸堤を設計・施工する場合，

1) 沈下は許容するものとして基礎工を止め，標準断面を大きくした方が良いか

2) 沈下しにくい施工法はないのか

3) 乱積みと層積みでは沈下に対する効果は変らないか等の問題について教示願いたい。

（信濃川下流工事々務所）

（回　答）

離岸堤の沈下に関する調査研究については以下のようなものがある。

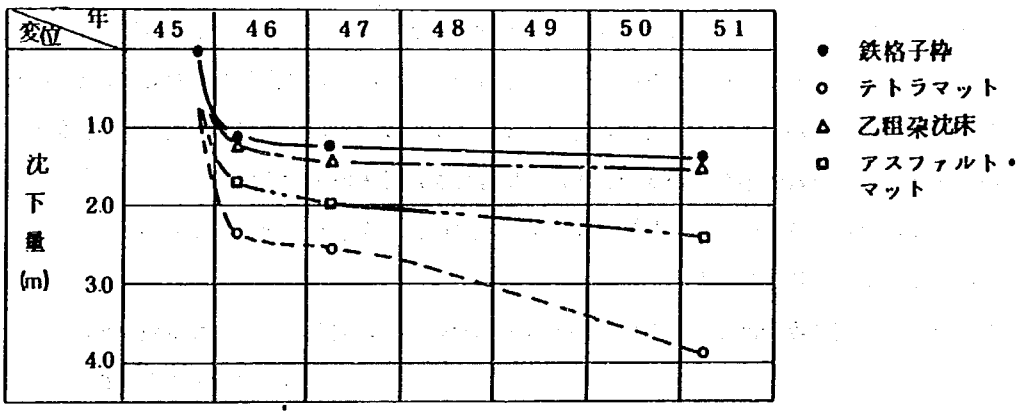
(1) 「新潟海岸の離岸堤の効果」[1),2),3)]

運輸省において新潟港東海岸の離岸堤の効果と沈下について現地調査と模型実験によって検討したものである。離岸堤は異形ブロックの捨込堤であり，天端高は＋1.1 mで施工されたが42年施工箇所では1年後に最大1.9 mの沈下，44年施工箇所では1年後で最大3 mの沈下が生じた。離岸堤周辺の洗掘深を洗掘環によって調べた結果によれば一冬のしけの後に離岸堤の沖約100 mで最大洗掘深0.2 m，のり先で最大洗掘深約2 mに達し，堤体が沈下し先端高が－2 mとなった場合は最大約4 mの洗掘が生じていた。

連続離岸堤の沿岸方向の沈下量の分布については，先端から100～200 mの位置で沈下量が最大となり，また天端高が1.1 mより3.0 mの方が沈下量が少ないという結果を得ている。

離岸堤下部にアスファルトマットを敷き，その下に蛍光砂を置いて底質の移動状況を調べた結果によれば，秋期には沖から岸への移動を示すが，波浪条件のきびしい冬期には沖へ流出する傾向を示している。また洗掘環や蛍光砂の調査から，昭和45年1月の台湾坊主により，砂の攪乱は海底最大－6 mおよび堤体の沈下は最大約3 mとなっている。

沈下対策として鉄格子枠，テトラマット，粗朶沈床，アスファルトを昭和45年に施工し，その沈下状況を調べた結果によると図－1に示すように鉄格子枠および粗朶沈床については約1.5 mの沈下はあるものの安定化している。



図－1　各工種別の沈下曲線

(2) 「透過式離岸堤の沈下と海浜変形」[4)]

連続離岸堤を対象に，移動床水理模型実験によって離岸堤の沈下と海浜変形を調べたものである。砕波帯内に離岸堤を設置すると，もどり流れによって堤直下の砂が沖へ移動し離岸堤は沈下し，時間の経過ともに安定化する。また最大沈下量は設置位置の波高と相関がある。沈下防止としてマット等で堤体下部の砂移動を防止すると効果はあるが，離岸堤のり先の洗掘が生

じるなどの結果が得られた。

(3) 「離岸堤先端部周辺の局所洗掘」[5)]

不連続離岸堤の先端部周辺でどのような洗掘が生じるかを水理模型実験によって検討したものである。離岸堤として平板を用い，先端部周辺に発生する渦とそれによる局所洗掘の状況を調べた。その結果，波の来襲に伴なって離岸堤の岸・沖側で水位差が発生し，これによって堤の沖側と岸側に渦が交互に発生して局所洗掘の原因となる。洗掘形状は先端を中心とした同心円状で，最大洗掘深は波高の増加とともに大きくなる。また離岸堤間隔も洗掘の生じる位置に影響を与え，狭いと岸側，広いと沖側になる傾向を示した。

(4) 「離岸堤の安定性と開口部の洗掘量」[6)]

建設省技術研究会においては昭和53年，54年の2箇年で「海岸侵食対策工法の実態と類型化に関する研究」を行ない，その中で離岸堤の堆砂効果，開口部の洗掘，安定性についての検討を主として直轄海岸の施工事例をもとに行なった。

離岸堤の安定性について散乱，沈下，洗掘に分けて検討が行なわれた。ここで散乱とは離岸堤を構成している異形コンクリートブロックが波力などにより散乱する現象を，また沈下は散乱はせず高さだけ低くなる現象を，洗掘は前面の海底地盤高が離岸堤中心における施工前の地盤高より低くなるものと定義して解析した。全国の海岸で113基の離岸堤について調べた結果によれば，散乱17基，沈下58基，洗掘39基となっていた。

洗掘については水深が1～2mで，海底勾配が緩く，底質が細かく，層積みの場合に生じやすい。また散乱については波高が大きく，層積みの場合に生じやすい。

沈下に関しては水深が大きくなると年平均沈下量も大きくなる傾向を示し，全体としても沈下するが端部の沈下が大きい。

開口部の洗掘については離岸距離が影響しており，離岸距離の短いほど洗掘は多くなっている。しかしこれは海岸の特性も表われており，供給土砂量が多い場合には当然洗掘は生じないので解釈に問題があろう。

離岸堤の沈下対策についてはまず沈下現象を調べ，それがどのような原因によって生じているかを検討し対策を検討することになろう。離岸堤沈下の原因としては次のようなものが考えられる。[6)]

(1) 海底の変動による沈下

(2) 離岸堤によるその周辺の洗掘による沈下

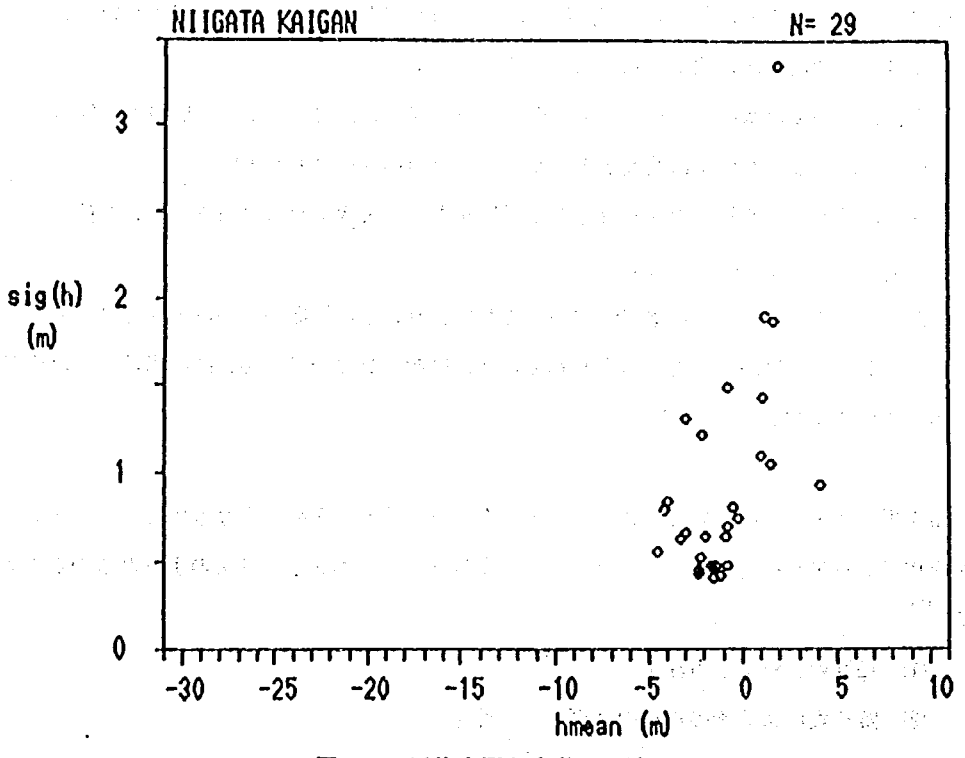
(3) 堤内水位上昇によるパイピングや沖向流れの発生による沈下

(4) 乱れによる堤体下部の砂の移動による沈下

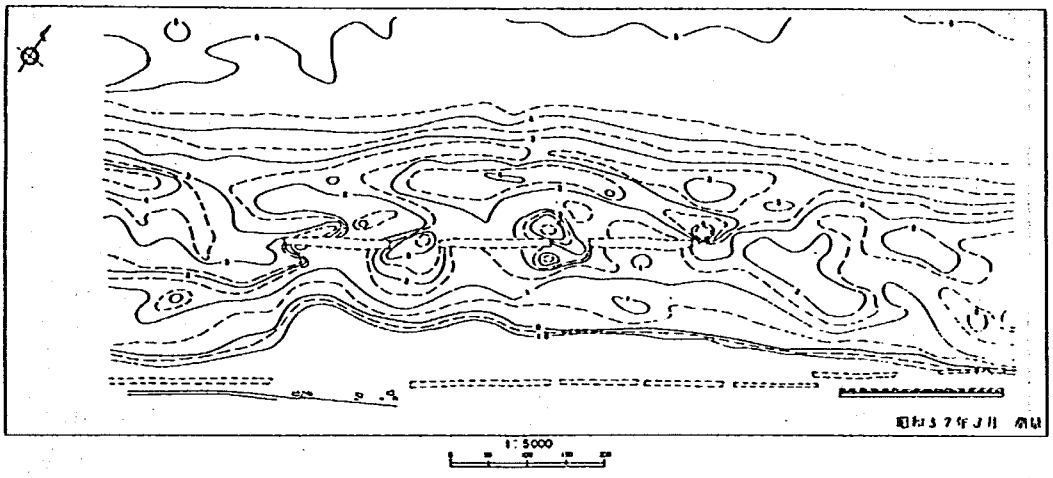
一般に海浜は来襲波の波高，周期，その頻度などに対応した変形を生じており，構造物がない場合においてもかなりの変動がある。新潟海岸における深浅測量の資料をもとに基準点から25m，50m，100m，150m，200m，300mにおける平均地盤高とその変動幅を計算すると図－2のようになる。なおここで変動幅としては海底地盤高の標準偏差を採っている。汀線付近での変動幅が大きいのは侵食の影響が表われているためであるが，離岸堤が施工されているh＝－2.5m付近では標準偏差で0.5～1.0mの変動が存在する。したがって離岸堤がない場合においても±1.0～2.0mの海底地盤高の変化はあるものと考えなければならない。海底が変動し，離岸堤周辺の海底が侵食されれば離岸堤も沈下せざるを得ない。

離岸堤による周辺海浜の洗掘については，離岸堤の前面および両端部の洗掘が考えられる。これは堤前面で強制的に砕波させると前面の洗掘が生じ，また端部においては波による渦の発生や離岸流の集中によって洗掘を生じる。新潟海岸の離岸堤周辺の海底地形を調べてみると図－3に示すように開口部および端部周辺で大きな洗掘を生じている。堤の周辺が洗掘されれば離岸堤も周辺から沈下することになる。

離岸堤設置による堤内水位の上昇については，連続堤の場合には存在するが，不連続で長さがあまり長くない場合には大きくなく，開口部を通り沖へ向う流れが発生するために，パイピング等はこの場合あまり問題とならないと考えられる。これについては離岸堤の沿岸方向の沈下状況



図－2　平均水深と変動の関係



図－3　離岸堤周辺の海底形状

を調べれば予想がつき，堤を通過して沖への流れが生じている場合には中央部が沈下している。

乱れによる堤体下の砂の移動については蛍光砂等による調査を行なわなければ明らかではないが，運輸省による調査でもかなりの範囲まで移動していると考えられる。

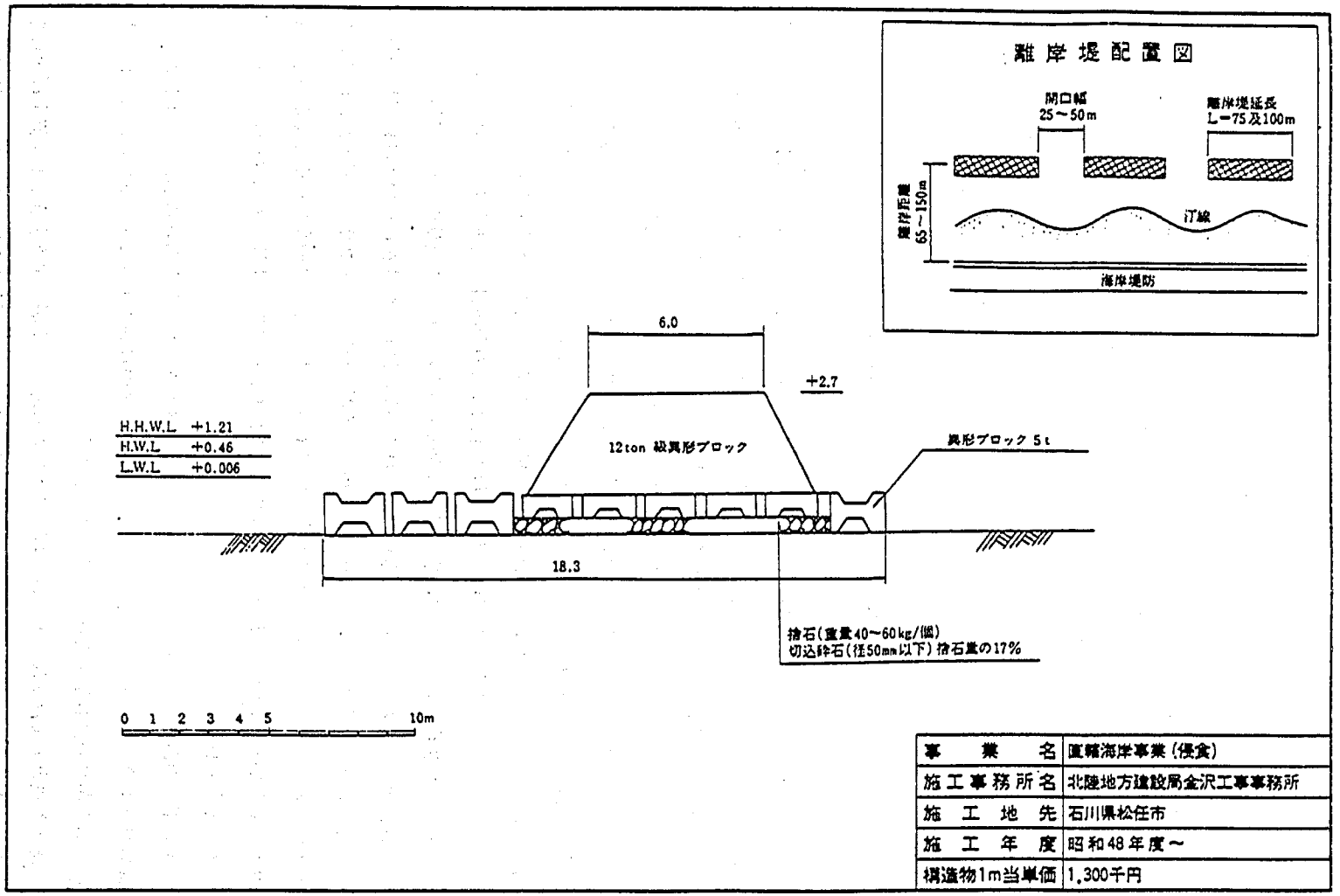
沈下対策としてはそれぞれの状況に対応したものが考えられ，まず海底の変動が原因で生じる沈下に対しては，直接的な対策はないが，計画時に海底変動を見込んでおき，海底が低くなった場合に計画断面となるようにしておけばよいであろう。変動幅としては標準偏差の２倍程度は採る必要があろう。また変動の少ない位置に離岸堤を設置することも考えられる。

離岸堤周辺の洗掘対策としては，周囲に根固工的なものを設けることが考えられる。図－４に石川海岸，皆生海岸，高知海岸の離岸堤の断面図を示すが，前面に重量の大きい異形ブロック等を置き，緩やかな表のりとなるように計画されている。開口部の洗掘については離岸堤の長さを短かくし，開口幅を広げればある程度は緩和されるが，波によって発生する渦のために洗掘が生じているのであれば，端部をなめらかな形状にすることによって渦の発生は少なくなると考えられる。したがってこの場合も根固工的な構造としたり，中央部に比較して高さを低くするなどの対応が考えられる。

堤体下部の砂移動についてはマットや捨石で被覆することが考えられるが，マット類の上に直接異形コンクリートブロックを置く場合にはブロックの移動によってマット類が破壊されるために，あらかじめ捨石等を入れておく必要があろう。

沈下対策としては基礎工を設ければある程度の対応はつくが，沈下を許容して嵩上げを行なうことも考えられ，その適否は経済性も考慮して判定しなければならない。しかし一般には異形コ

石　川　海　岸

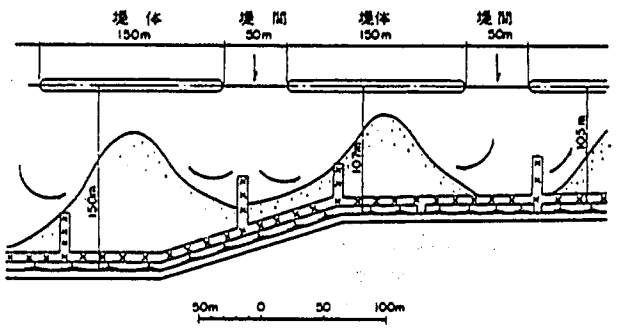


事　業　名	直轄海岸事業(侵食)
施工事務所名	北陸地方建設局金沢工事事務所
施　工　地　先	石川県松任市
施　工　年　度	昭和48年度～
構造物1m当単価	1,300千円

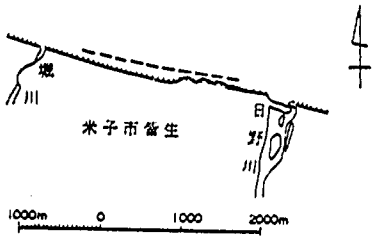
図－4

皆　生　海　岸

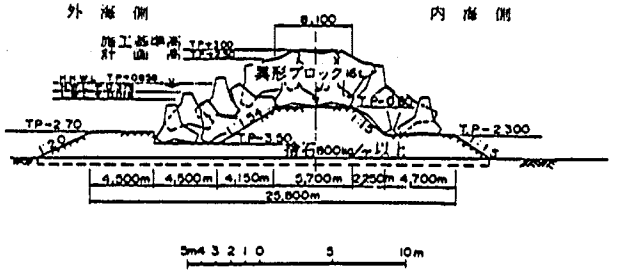
平　面　図



配　置　図



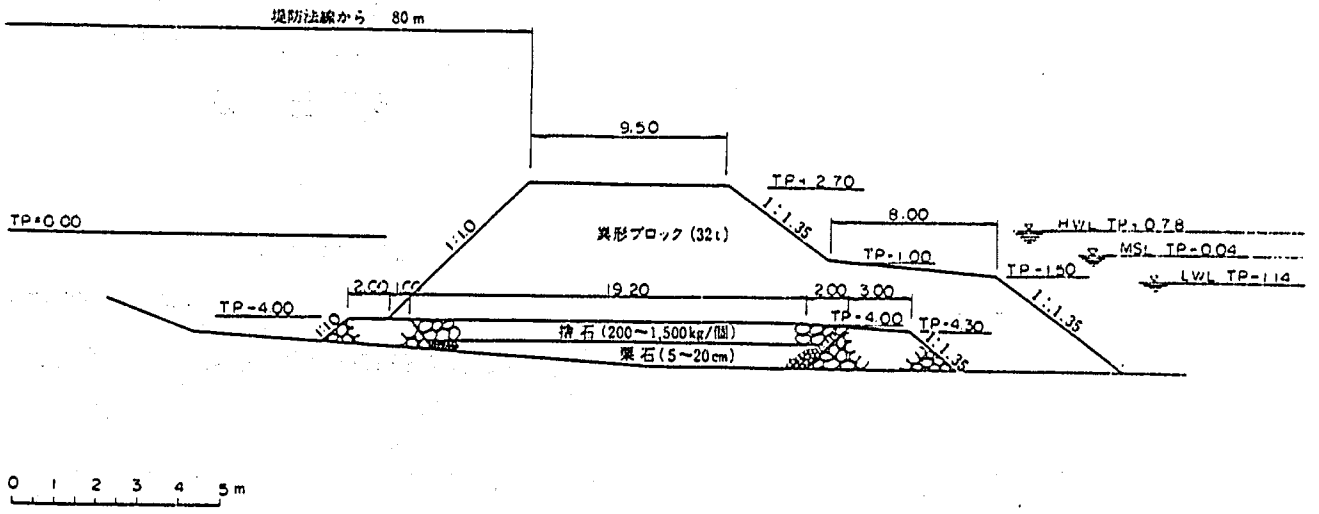
断　面　図



事　業　名	直轄海岸事業(侵食)
施工事務所名	中国地方建設局倉吉工事事務所
施　工　地　先	鳥取県米子市皆生
施　工　年　度	昭和46～56年度
構造物1m当単価	1,800千円

図－4

高　知　海　岸



事　業　名	直轄海岸事業
施工事務所名	四国地方建設局高知工事事務所
施　工　地　先	高知県南国市前浜地先
施　工　年　度	昭和50～52年度
構造物1m当単価	2,380千円

図－4

ンクリートブロックより捨石は安いと考えられるために基礎工を設けるのが有利と考えられる。ブロックの積み方については，反射波の生じない形式のブロックおよび積み方とするのがよいと考えられる。特に沖側に直立面が生じるようなブロックおよび積み方はさけるべきである。このような意味で乱積みの方が望ましいと考えられる。

新潟海岸は波浪条件がきびしく，また底質の粒径も細かく海底地形変化の激しい海岸である。また，離岸堤も汀線から150 mの離岸距離を有し海底変動の大きい場所に計画されており，他の海岸に比較すると条件がきびしい。しかし計画されている離岸堤の構造は他の海岸の離岸堤構造に比較すると設置水深は浅いものの少し規模が小さいように考えられ，構造的に見直す必要はあろう。

参考文献

1) 片山猛雄，入江　功，川上俊雄：新潟海岸の離岸堤の効果，第20回海講，pp. 519～524 1973

2) 運輸省第一港湾建設局：新潟海岸の欠潰対策 － 主として離岸堤の効果について －第24回直技研報資，10，71p. 1973

3) 運輸省第一港湾建設局：離岸堤調査成果報告書，昭和51年

4) 菅原輝男，長野　章，樋口統三：透過式離岸堤の沈下と海浜変形，第23回海講，pp. 229～233，1976

5) 平山秀夫：離岸堤の先端部周辺における局所洗掘特性について，第27回海講，pp. 260～264，1980

6) 豊島　修：現場のための海岸工学 － 侵食編 － 森北出版，昭和47年

（海岸研究室）

河－４３　地質の異なる岩盤のセン断強度　(56)

（質　問）

ダム基礎岩盤は，ほとんどの場合，数種類の異なる岩（地質）で構成されているが，地質間にあまり変形性，強度等の相違がない場合は平均的なせん断強度を使用して設計しているが，岩質間の変形性，強度の差によって局所安全率を考慮しなくともよい限界があるか。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ダムサイトに異種の岩盤が存在している場合は，岩級区分を行なって強度，変形性などの力学特性があまり違わない個所を基礎として選ぶのが一般的である。極端に力学特性の異なる岩盤が存在すると，堤体及び岩盤の安定性に悪影響を及ぼすこともあるので，十分検討する必要がある。このように，サイトの都合で力学特性が異なる岩盤をダム基礎とする場合は，堤体に作用する外力の合力と岩盤の平均的なせん断強度を用いる Henny のせん断まさつ安全率の式を満足させる以外に，堤体と基礎の局所的な応力を算出し，各々の点における局所せん断まさつ安全率を求めて，それらを総合的に検討して岩盤のせん断に対する抵抗性を判断する必要がある。以下では一般的な検討方法について述べる。

せん断強度の異なる岩盤をダム基礎とする場合は，ダムの安定性に係る範囲内で各々の強度，変形性を求める必要がある。一般には岩級区分を行い，この区分別に強度，変形性試験を行なって，これらの岩盤の力学的特質を把握する。また基礎とする岩盤が２種類以上の地質に及ぶ場合は，地質別に岩級区分を行ない強度，変形性を求める必要がある。その結果，ダムの基礎岩盤の中に変形性及び強度の大きく異なるものがなければ，Henny の式における岩盤の強度は，地質，岩級区分毎の試験によって得られた値の面積加重平均強度を用いて差し支えない。しかし変形性の大きなものが存在する場合には，変形性の小さな部分に応力が集中するため，Henny の加重平均強度を用いるだけでは適切でない。この様な場合，弾性論に基づいた岩盤内の応力分布を求め，局所的な破壊が起こるか否かの検討を行なう必要があるが，これを局所せん断まさつ安全率の検討と称している。例えば，変形性の大きな層が重力ダムの上流側にある場合と下流側にある場合とでは，Henny のせん断まさつ安全率が同じでも局所安全率では大きく差異が生じることは容易に考えられる。しかし，局所安全率に着目した応力解析の検討が必要か否かの判断は難かしく，変形性の大きい層を今仮りに弱層又は断層とすれば，ダムの高さに対してのその規模（幅），性状（変形性，強度），ダム敷におけるその位置関係，その層の傾斜等によって異なり一概に変形性又は強度の良好な岩盤との差だけ述べることは困難である。たとえば大渡ダム及び大石ダムでは，ダム下流側に堤敷の約 1／3 幅で，変形性が約 1／3 ～ 1／5，強度が約 1／2 ～ 1／4 の異なる岩盤があったため局所安全率を検討している。また，現在までの一般的な解析事例でいえることは，弱層の弾性係数 E_F

と堅岩の弾性係数 E_R との比，および弱層の幅Bの値で，結果は大きく異なり E_R/E_F の値を10以上，Bを5m以上にすれば弱層の影響は大きくなるが，E_R/E_F が5以下でBが2m程度ではこの影響は小さいようである。

（ダム構造研究室）

河－44　ダム上流の砂防計画を配慮したダム堆砂容量の決定　(56)

（質　問）

ダム上流に砂防計画がある場合，その砂防効果を何らかの形でダムの堆砂容量に反映させたい。その場合ダムの堆砂容量の決定が，年平均的流砂量を基本としているのに対し，砂防計画が最大洪水流砂量を対象とした土砂処理計画となっている。これらをどのように整合させたらよいか。

又，ダムの堆砂軽減対策として，どの様な工法があるか。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ダム上流における砂防工事の効果としては，砂防ダムによって河床堆積物の再移動を防止する「扞止効果」，流下する土石を貯留する「貯留効果」と「分級効果」および，砂防ダムの一時的な土砂貯留機能を応用して一時的に流出土砂の量を調節する「調節効果」と「分級効果」がある。また山腹工によって崩壊や表面侵食を防止する効果がある。

これらの効果のうち，ダムの堆砂減少に継がるものとしては，扞止効果と貯留効果ならびに分級効果を挙げることができる。砂防計画に用いる流出土砂量の考え方には最大洪水流量を対象とするもの，すなわち土石流あるいは土砂流の形態で計画区域下流端まで土砂が流動してくることを想定しているものと，通年にわたって土砂流出があるために年平均流出土砂量を対象とするものの2つがある。

ダイムサイトとされる箇所はまず土石流の到達範囲ではないから，後に述べるように流砂量は流量とよい相関をもっているはずである。このように考えると掃流砂の供給条件を明確にすれば堆砂予測は可能であるはずである。

次に，扞止効果と貯留効果の計量的評価の可能性についてダム堆砂量の推定方法に関する砂防からみた考え方といった点から分析してみたい。

ダム堆砂量を左右する影響因子としては多数考えられるが，大別して土砂を生産，運搬する要因，（流域および気象的特性）とこれを受けとめる貯水池捕捉要因（貯水池の特性）とに分けることができる。主なものは次のようである。

① 流域および気象特性

流域面積，流域の地質的条件，流域の地形的条件，流域内の植生，気象的条件，河川の水理的特性，人工的諸作用

② 貯水池の特性

貯水池の立地条件．貯水池容量，人工的諸作用，貯水池の水理学的特性

個々の要因の詳細についての説明は省略するが，とくに重要なものは営力としての降雨一流出量であり，営力に対する低抗としての地質－地形量である。ただし現在は営力のなかに人工的諸作用が占める割合が少くないと思われる。一般に土砂の生産の場としては山腹斜面，河道堆積物（常に潤辺とならない部分）ならびに河床堆積物（常に潤辺となる部分）があり，生産形態としては斜面崩壊，土石流．掃流，人為的かく乱（人為による斜面崩壊や裸地斜面の増大．河道・河床堆積物の増大）が考えられる。人為を除けば他の現象はいずれも営力条件と，地形発達の原則に支配されるものであるので，砂防の役割は斜面崩壊の発生と拡大を防止することと河道堆積物が土石流の輸送形態をとることを防止することにある。

これによって，土砂輸送量を掃流形態によるものにとどめることが期待される。その手段として山腹工，谷止工，砂防ダム等がもつ機能を単独にあるいは組合せて用いるわけである。なお，土砂生産形態として注意を要するのは地形の構造に由る大規模崩壊である。イタリアのマルパッセダムの地すべり性崩壊，有田川や天竜川の崩壊があり土量は1箇所で10^6㎥のオーダーをこえる。

一方，堆砂量を推定する方法としては次のようなものが提案されている。

① 同一水系あるいは近傍類似水系に設けられた既設貯水池の堆砂実積から類堆する方法。

② 貯水池上流端の河道を流下する流量を流砂量との関係を実測により求め，この関係を用いて堆砂量を推定する方法。

③ 堆砂量に影響する因子との関係を既設貯水池の実測資料から統計的に処理して求める方法。

○田中の方法　○石外の方法　○江崎の方法　○鶴見の方法　○吉良の方法

④ 偶発的な土砂の生産，堆砂過程を確率過程と見なして時系列的解析を行なう方法。

⑤ 砂防ダムの堆砂資料による推定式（村野の方法）

このように，多種，多数の推定式があるということは，裏をかえせば，堆砂量の計量的推定がいかに困難であるかということを示しているものといえよう。また，これらの多数の提案された式の中に砂防工事等をその要因の一つとして積み上げた推定式はない。したがって，このようにして推定された堆砂量と砂防工事による効果を量的には明確に仕分けることは今のところむずかしい。

したがって，砂防工事のダム堆砂への効果としては，分級効果による堆砂末端（デルタ堆積）部分の減少といったものを別にすれば，量的には砂防工事そのものの土砂流出防止量を安全側で推定する以外に方法はない。

このような点から砂防ダムによる貯留効果と扞止効果に着目して，当該ダムに最終的に貯留される土砂の量をダム堆砂量に対する効果とすれば安全側であると言えよう。

次に，ダム堆砂軽減対策について，先にものべたとおり，ダムの堆砂量を左右する要素としては，ダム流域から貯水池に至るまで広い範囲にわたっており，したがってその対応策も多種多様である。堆砂対策の内容は次のような地区区分に対応して考えられる。

① 貯水池上流地区（Ⅰ地区）

主に貯水池上流地域の土砂供給源並びに輸送河道における区域であり，その主な対策としては，集水域の計画的保全管理，砂防事業等の流出土砂調節システムの確立等がこれにあたる。

② 貯水池末端地区（Ⅱ地区）

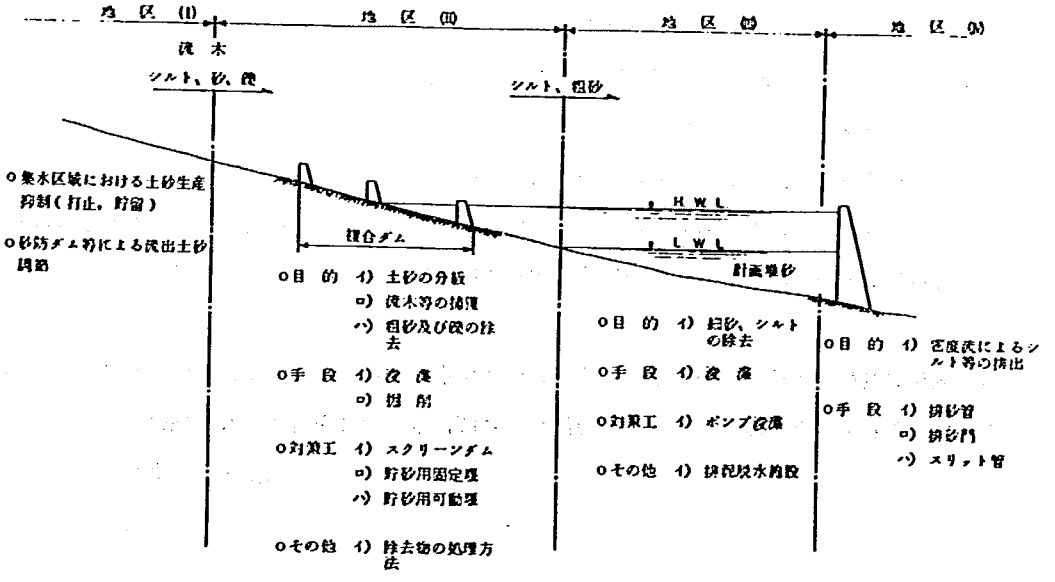
主に，貯水池築造により影響のおよぶ背砂区域を含め，貯水池操作により一時的に河床の露出する区域とする。

③ 貯水池内地区（Ⅲ地区）

堤体直上流から，Ⅱ地区までの範囲とし常に水面域の地域である。

④ 堤体直上流地区（Ⅳ地区）

直上流域を含めた堤体地区とし，主に排砂管，排砂門等の施設がその対策となる。



図－1　総合排砂システム例

これら各地区相互の位置関係を示すとともに，また，各々の地区における対策の内容をも含めて図－1に示した。

これら，個々別の対策の内容については，ダム管理者の対応領域を越えるもの，或は，今後技術的可能性を確認されなければならないもの等々が考えられる。さらには，個々の対応内容が独立的に効果を発揮し得るものは少なく，いくつかの対策内容の組合せとして取り上げられるべきものも

ある。

以上，堆砂量の推定，および堆砂対策について記述したが，堆砂のダム設計，或は操作に及ぼす影響としては，例えば許容応力に対する超過応力の関係（急激に状態が変化し破壊等の全く異なった新しい状態に移る。）とは異なり，徐々に変化するものである。また，堆砂量の的確な把握が非常に困難な状況にあることを考えれば，計画，設計段階において事前に完成後の堆砂対策に関する対応方針を検討しておくことが必要である。さらに，検討方針としては，流砂の上下流連続性にかんがみ上下流一貫した検討と考察の中で当該ダムに最も適合した対応を創造する必要がある。なお，これら堆砂対策の詳細については，国土開発技術研究センター，総合排砂対策調査要領（案），昭和55年3月が参考となる。

（水資源開発研究室
砂防研究室）

河－45　渇水体制に入る場合の準備流量を設定するための手法　(57)

（質問内容）

信濃川水系では，適正な低水管理を行なう事を目的とし，昨年度までに，信濃川水系流水管理計画調査を実施し，渇水対策を段階的に実施するための指標として，「指定流量」「警戒流量」「緊急流量」を設定した。すなわち

1）緊急流量……実害が生じる流量で渇水調整を行なう。

2）警戒流量……このまま無降雨が続くと5日後に緊急流量に達する流量で渇水予測を行なう。

3）指定流量……このまま無降雨が続くと10日後に緊急流量に達する流量で渇水予測の準備を行なう。

この警戒流量及び指定流量を設定するに際し，信濃川水系では，流量低減曲線により推定したがこの他に，これらの準備流量を設定する方法があれば，事例紹介を含めて教示願いたい。

（信濃川工事事務所）

（回　答）

適正な低水管理を行う上で，提案のとおりの指標が必要であると思われるが，仮に河川にダム等がある場合河川流量のみで表示できるかどうかについては議論がある。また，このような指標を設定すると同時に具体的対応策について検討しておく必要があるのではないかと思われる。したがって渇水実害発生の10日前から指定流量になるというのは，多少期間が短かすぎるのではないかと思われる。

このような，渇水対策を実施するための基準の設定方法については，ダムの貯留量（水位）に着目し，残容量と節水率，流入量予測とを検討したものが多い。また，流量予測については，ダムの放流量とタンクモデル・貯留関数法を組み合わせたものが一般的である。その1例として建設省技術研究会河川部門指定課題「河川の流水管理システムに関する研究（昭和49～51年）」等の成果が参考になるものと思われる。

なお，渇水対策のための体制については，利根川，淀川，太田川，小瀬川，吉野川等で実施例が多い。

（水資源開発研究室）

河－46　景観的観点からみた維持流量の検討手法　(56)

（質　問　内　容）

ダム下流部が景観上高い評価を得ている渓谷であり，景観構成上，水流が重要な役割をはたしているような場合に，景観的観点から維持流量を決定するための手法があれば教示願いたい。

（湯沢砂防工事々務所）

（回　答）

河川のもつ機能として利水機能，治水機能，親水機能があるが，近年河川の親水機能が重要視され，河川景観のあり方に強い関心が向けられている。河川景観を構成する要素としては大別して河川水に係わる部分と護岸などその他の部分がある。河川景観の整備保全については，多くの調査が行われているが，その多くは河川水を与件とし，その他の部分の整備保全方法および水準等を検討したものである。河川水と景観との関係について直接的に取り扱った調査は意外に少ないのが実情である。

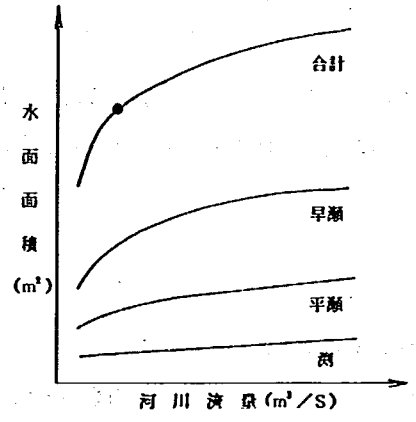
河川景観に及ぼす河川水の影響とその度合いは，対象とする河川区間が上流の山間渓谷部か，下流部の都市化地域か，あるいは，その区間に特別な観光資源が存在するか否かによって大きく変化する。さらに，本問題の性格上定量的な評価が困難であるため，各事例ごとに，様々なアプローチが用いられているのが現状である。たとえば，観光のための舟運に必要な水深，河川沿い

の並木等の景観を保持するのに必要な水深，あるいは，動植物の生棲を大きく破壊しないような水面面積および水深などから，河川の必要水量を決めている事例が挙げられる。

以下具体的な検討事例について簡単に紹介する。

(1) まず最も簡単な方法として，同一水系内の既設ダムについて設定されている維持流量を参考にして，その比流量にもとづいて新設ダムの維持流量を決定する方法がある。しかし，本方法は，各河道区間の特徴等を全く考慮していない点，決定根拠として用いられるかどうか問題がある。

(2) 斐伊川水系三刀屋川では，発電によるバイパスにあたって本川減水区間の魚類および水生昆虫の生態系維持のための必要流量の決定にあたり，次のような方法を用いた。すなわち，まず減少区間をいくつかの部分区間に分割する。次に各区間毎に図－1に示すような河川流量と早瀬，平瀬，淵という河床型別の水面面積との関係図を作成した上で河川流量～水面面積関係曲線の変曲点にあたる流量を求める。こうして求められた流量を全減水区間にわたって水面面積による重みづけ平均を行って得られた流量をもって当該減水区間の維持流量としている。本手法は，最初に述べたとおり，河川生態系保全の観点から維持流量を検討したものであるが，河川景観の重要な構成要素である水面面積を著しく減少させないような流量を設定するという考え方は，河川景観上の観点から維持流量を決定しようとする場合にも，役立つものと考えられる。



図－1　河川流量と水面面積の関係図（例）

(3) 次に関東地建において，多変量解析手法を用いて都市河川景観の数量的評価を試みた例を紹介する。本手法では，まず，河川景観の構成要素として次の14変量を考える。

①流速　②水深　③水面率（水面幅／河川幅）　④単位幅当りの流量　⑤河川幅（低水路幅）　⑥護岸高　⑦護岸形状　⑧水質　⑨底質　⑩水中植物　⑪水辺植物　⑫沿岸植栽　⑬流れの模様　⑭沿川土地

これらの変量をその特質に応じて河川景観の好ましさの度合いを示す7段階にランク分けする。河川景観の標本として東京都内および京都市内の中小河川から80箇所を選んで，上記各変量を測定するとともに，同様に7段階で景観の評価（最もよいと思われる景観の評価値＝7，最も悪いとみなされる景観の評価値＝1）を行った。これらのデータに対して多変量解析を施し，まず元の14変量を集約して7個の景観因子を抽出した後，これら景観因子から河川景観の評価値を推定するような回帰式（1次式）を求めている。本方法はもともと都市河川を対象として得られた一般的評価方法であり，特定の，しかもダム下流の山間渓谷部のような河道区間にそのまま適用するには問題があるが，河川流量が景観にどのような影響を与えるかを，相対的に調べるにはある程度有効であろう。

(4) さらに，淀川水系桂川流域嵐山地区の河川改修計画の立案にあたっては，景観保全の観点から計画案の視覚的な評価が試みられている。

ここでは，まず現在における景観特性の分析結果に基づいて検討された修景方向（現景観を保全する方向と水の表情のうち湛水を持化した方向が考えられている）を踏まえた河川改修計画の代替案がいくつか作成された。その後，各計画案を景観形成機能（重要度評価，調和要素評価，景観イメージ，総合評価）および，公園機能（重要度評価，散策空間評価，滞留空間評価，親水機能評価，総合評価）の面から，視覚的にとらえられる範囲内での評価を行った。このとき，コンピュータグラフィックスを用いたフォトモンタージュや模型を評価者に呈示して得られた主観的な判断回答を分析するという統計心理学的手法による評価が試みられた。

本検討は，現在の低水流量を基準あるいは与件として河川景観を評価しようとしたものではあるがその方法論は，景観保全のため必要な流量を検討するにあたっても十分適用可能と思われる。

以上，4種の景観の定量的評価事例を評価したが，その他，実際に下流部に景観を保持すべき渓谷等があり，そのための維持流量の放流を行うダムとして北海道の大雪ダム，定山渓ダムなどが挙げられる。

これらの河川景観に及ぼす河川水の影響の評価方法は，それぞれ，考え方や調査方針，必要とする作業がかなり異っている。景観的側面からの維持流量の評価にあたっては，対象河道区間の維持流量に関連する評価対象（評価項目），評価指標，評価の視点等を明確にした上で，適切な方法論を選択すべきであると考える。

参考文献

1) 建設省関東地方建設局，東京都建設局「都市河川環境整備計画調査（その2）」S50. 3
2) 建設省近畿地方建設局，淀川工事々務所「嵐山地区の河川改修に伴う景観保全対策委員会報告書」S 56. 11

（水資源開発研究室）

河－４７　ダム放流値と流量観測値との相違　(56)

（質　問）

しばしばダム直下流での流量観測値がダム放流値とくい違うことがあり，特に災害等が発生した場合，裁判等で問題となる恐れがある。流量観測値に10%程度のバラツキが有り，ダム放流値の信頼が高いと思われるが，ダム放流値に疑問なものもあり，この原因，対策等について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

ダム放流値，いわゆるダムからの放流量は計算式から算出する場合と流量計の計測値を使用する場合，あるいはこの両者を併用する場合がある，流量計は主として利水用放流管が設備されている所で使用され，その計測範囲は１㎥／S 未満から数十㎥／S 程度である。流量計はその測定原理により種々あるが，超音波式のものが良く使われている。この場合，計測精度についてはメーカーが実験を重ね実流量で精度チェックを行なっているので，計測値は充分信頼できると考えられる。ただし，検出端の取付位置が適切でない時は，放流管内の脈流の影響を受けて計測値がバラツキ，正しい指示を示さない事もあるので注意を要する。

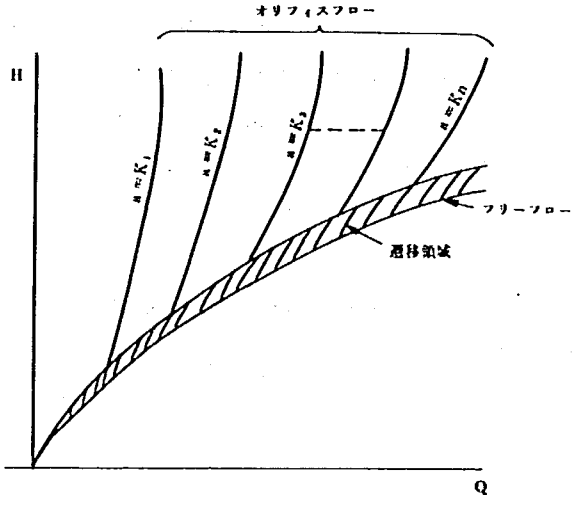
一方，コンジットゲートやオリフィスゲート，あるいはクレストゲートなどの大型放流設備の場合は計算により放流量を求める事が多い。この場合は原則として模型実験により式と係数を定めている。この計算式の適用に際しては貯水位の計測，ゲート開度の計測が実験と同じ手法で行なわれる必要があり，それらの条件が正しければ計算された放流量は充分信頼できると考えて良い。特にラジアルゲートの場合の開度計測は水理的に誤りのないよう注意を要する。

なお，クレストゲートの場合はオリフィスフローからフリーフローへと流れの形態が変わる事があり，その切替え点を境にして計算式も変る。この切替え点は水理学的には非常に不安定な状態を呈する流れを示し遷移領域とも言われている。一般にはダム貯水位とゲートの開度で定まる状態がこの遷移領域に入ると計算ができない事が有り，またこの領域の前後で放流量が大きく変化する事が知られている。

実際のダムではこの遷移領域が有ると計算できないためフリーフローの計算式とオリフィスフローの計算式から交点を求め，この点を境にしてどちらかの式を選択するなどの方法を工夫している様であるが，ダムによってはもっと簡便な方法で対処している所も有り，若し放流値に疑問が残るとすればこの点であろう。逆にこの点をどう扱うかの具体的な処理方式が明確にされていないため，今後の研究を待たねばならない。

一方，流観においても流速測定及び流量への換算過程に誤差が入っており，ダム放流値と比較した時に多少の誤差が出る事は止むを得ない。

むしろ，この差が生じた場合，ダム放流値も流量観測値もまったく独立した方式で得られたもの



図－1

で，両者間の比較や関連づけがなされていない点に注目すべきで，両者の値が等しくなる様較正して行くのが正しい方向と思われる。実際，ダムの放流量を直下流で検証する事は余り行われていないので，両者の比較は非常に有効と考えられる。この場合，ダムの放流量計算式は模型実験から作られていること，経年変化が無いことなどから，ダム放流値を基準とし，流観の結果に補正を加えて両者が等しくなる様，換算の係数を決めて行くべきであろう。

以上，ダム放流量が模型実験に裏付けされた場合を基本に述べてきたが，模型実験によらず水理公式を適用する場合には，式の形や係数の適用に充分な注意が必要である。

（水文研究室）

河－４８　貯水池水位の挙動の実態と測定上の問題点　（56）

（質　問）

ダム管理に用いる貯水位の測定は，貯水量の増減による変化のほかに種々の外的原因による変動が含まれることが多く，ときには，貯水池の安全性やゲート操作に重大な影響を与えることが確認されている。

貯水位の変動の実態と水位測定上の問題点に対する対応策をご指導願いたい。

（野村ダム工事事務所）

（回　答）

ダム貯水池の水位は，① 貯水位そのものにもとづく貯水池の管理（例えば，洪水時満水位か，洪水期制限水位が守られているか等），② ゲート開度決定の際の基礎情報とする。③ 流入量把握の際の間接的基礎情報とする，など，ダム貯水池操作における最も重要な情報の一つである。しかしながら，貯水池の水位は，これら貯水池操作上必要な情報ばかりでなく，種々のかく乱要因を内在している場合が多い。以下ではこのような貯水池水位情報のかく乱要因の実態，これらの貯水池操作に及ぼす影響，及び，これらに対する対策等について考察してみる。

1　貯水池水位のかく乱実態

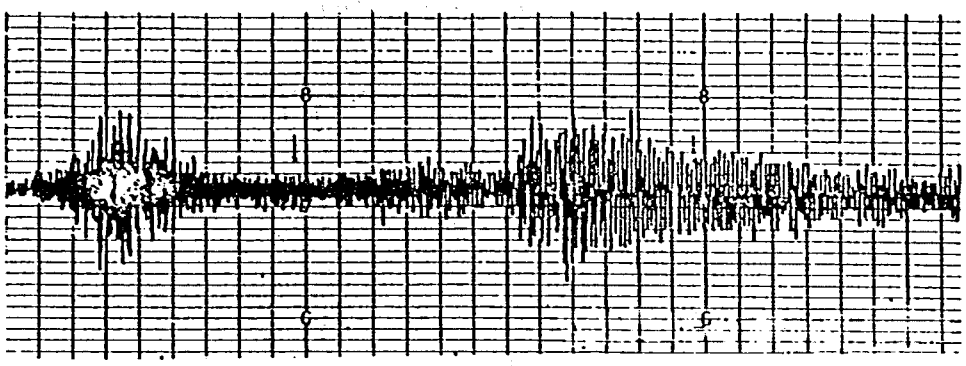
貯水池の水位観測値は，貯水池への流入量及び放流量の差によって生じる「貯留的変動」と，風等の外的要因を受けた「波動的変動」が合成されたものである。後者が貯水池操作においてかく乱的情報となるものである。このような波動的変動の要因としては次のようなものが考えられる。

(1) 風による影響

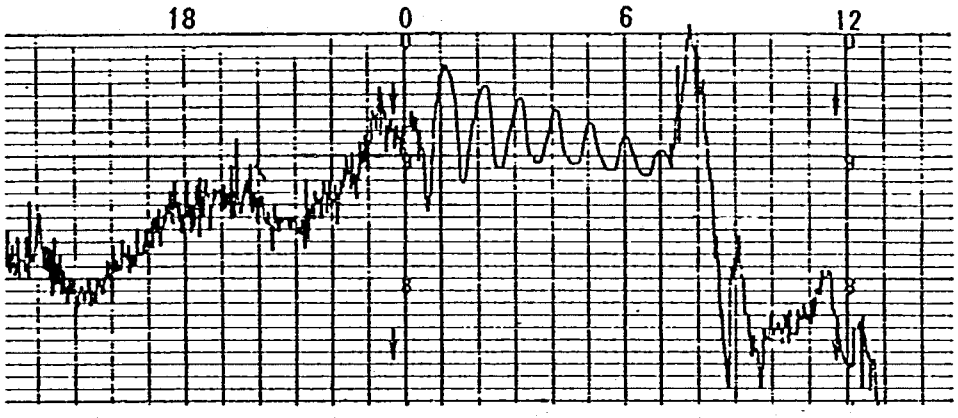
(2) 洪水時，ゲート操作時，発電操作時における流入量，あるいは，放流量の急激な変動による影響

(3) 地震，あるいは，土砂崩れ等の突発的な水面の変動

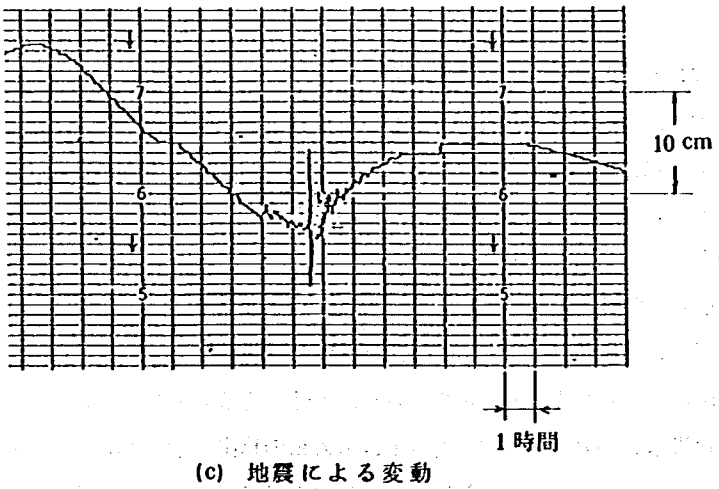
このような影響を受けて水面の変動は貯水池の水深，長さ等に支配された変動特性（変動巾，周期）を呈することとなる。さらに，これらの水面の変動が，観測設備（観測井，観測フロート及び記入部）の動特性を通して記録されることとなる。これら波動的変動の記録例を図－1に示す。なお，このような貯水池の波動的変動の特性は各々の貯水池特有のものであり，これらを特徴別に分類すると表－1のとおりである。波動的変動の短いものとしては数十秒程度のものから，長いものは数十分に及ぶものもある。また変動巾も様々で10～20㎝にも及ぶものがある。



(a) 風による変動



(b) 発電操作による変動



(c) 地震による変動

図－1　貯水池の記録例

表－1　貯水位変動の特徴分類

現象の分類	水位変動巾	周期	継続時間	発生度数	推定される原因・その他
規則的・長周期の変動					
(1) 持続性の変動	最大 2～4 cm	数分～数十分	数時間～数十時間	多発するダムと検知しないダムがある	洪水流入時，ゲート操作が誘因，風が誘因，原因不明のもの，変動巾比較的小
(2)短時間の変動	最大 3～8 cm	数分～数十分	1～5時間	発生するダムが多い	ゲート操作に併い発生
不規則・短周期の変動					
(3) 持続性の変動	最大 3～20 cm	短	数時間～数十時間	ダムによって変動巾，発生度数が異なる	風浪が主因 水位計の位置・構造の影響大
(4) 短時間の変動	最大 3～10 cm	短	0.3～1.5時間	発生が稀突発的	土砂崩落によるもの 地震によるもの
(5) 複合的変動	(1)と(3)，(2)と(3)の複合	長＋短	数時間	発生少ない	初期変動大きく減衰早い (1)と(3)，(2)と(3)の原因が重なったとき
(6) 特殊な変動	(最大6 cm)	(約30秒)	(数時間)	(比較的多い)	水位計の設置位置が特殊の場合その構造特性により発生するもの

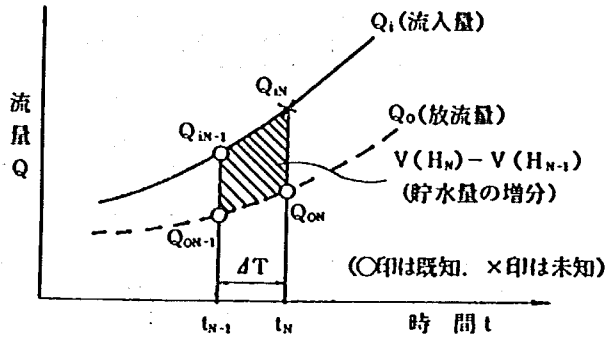
資料：建設省河川局開発課，土木研究所，「多目的ダムの管理に関する研究」，昭和48年11月

2　波動的変動の貯水池操作に及ぼす影響

波動変動は，前にも述べたとおり，貯水池操作においてはかく乱的要素をもっているものでありその貯水池操作へ及ぼす影響を明らかにしておく必要がある。予想される影響としては，流入量把握，あるいは，放流量の測定におけるものが予想される。これら，2つの点について若干の分析を行なってみることとする。

1）流入量の把握誤差について

我が国における洪水調節の大部分は流入量を把握して，これをもとに放流量を決定しているケースが殆んどである（一定開度，あるいは自然調節を除く，しかしながらこれらにおいてもいずれは洪水調節効果の判定に当っては流入量の算出が必要である。）また，流入量算出の方法としては，「一定時間内における貯水量の増減量と延べ放流量の合算量から求める方法」を目下管理中の殆んどのダムで採用している。図－2に示す各要素間の関係からダム流入量Q_{IN}は次式により示される。



図－2　流入量・放流量・貯水量増分の関係

$$Q_{iN}=\frac{2\{V(H_N)-V(H_{N-1})\}}{\Delta T}-Q_{iN-1}+Q_{oN-1}+Q_{oN} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで

ΔT	；計算時間間隔（$\Delta T = t_N - t_{N-1}$）
Q_{iN}，Q_{iN-1}	；t_N，t_{N-1} における流入量
Q_{oN}，Q_{oN-1}	；t_N，t_{N-1} における放流量
$V(H_N)$，$V(H_{N-1})$	；t_N，t_{N-1} における貯水量
H_N，H_{N-1}	；t_N，t_{N-1} における貯水位

(1)式において Q_{iN-1}，Q_{oN-1}，Q_{oN}，ΔT，$V(H_{N-1})$ は既知であるとすれば，流入量（Q_{iN}）の算定における誤差要因は（H_N）のみとなるから水位観測誤差の流入量把握に与える影響度は(1)式を H_N で微分することにより求められる。

$$\delta Q_{iN}=\frac{2}{\Delta T}\times\frac{dV(H_N)}{dH_N}\times\delta H_N=\frac{2\cdot A(H_N)}{\Delta T}\times\delta H_N \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

即ち，貯水池流入量の推算誤差は，水位観測誤差 δH_N とその時の貯水池面積 $A(H_N)$ の積に比例し，計算間隔 ΔT に反比例するといった単純な関係で示すことができる。

(2)式において，$A(H_N)$ は貯水池の形状から定まる値であるから，対応方針としては，ΔT のとり方，δH_N の値の減少方法等を工夫する必要がある。

いま，$\Delta T = 600$ 秒，として，δH_N を 1 cm とした場合，流入量の観測誤差は表－2 に示すとおりである。

表－2　貯水池水位観測誤差（1 cm）に対する流入量推算誤差

貯水池面積　(km²)	流入量推算誤差（m³／s）
1.0	33
2.0	67
3.0	100
4.0	133
5.0	167

ただし，$\Delta T = 600$ sec

2）放流量の測定誤差について

今，ゲートの開度 a が設定されている場合，ある水位 H_N（越流高さで示す）に対する放流量 Q_o は次式により与えられる。

$$Q_o = N \cdot C \cdot B \left\{ H_N^{\frac{3}{2}} - (H_N - a)^{\frac{3}{2}} \right\} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここで，N：ゲート個数

C：越流係数

B：越流巾

また，水位測定誤差，δH_N にもとづく放流量の測定誤差は次式により求められる。

$$\delta Q_o = \frac{3}{2} \cdot N \cdot C \cdot B \left\{ H_N^{\frac{1}{2}} - (H_N - a)^{\frac{1}{2}} \right\} \cdot \delta H_N \quad \cdots\cdots(4)$$

いま，$N = 2$，$C = 2.0$，$B = 10$ m，$H_N = 10.0$ m として $\delta H_N = 1.0$ cm とした場合，a に対する δQ_o は表－3に示すとおりであり，流入量の把握誤差（表－2）と比較すれば極端に小さいことが判る。すなわち，ダム貯水池操作に当って水位の影響は主に流入量把握に対

表－3　貯水池水位観測（1 cm）に対する放流量推算誤差

ゲート開度　(m)	放流量推算誤差（m³／s）
0	0.00
1	0.10
2	0.20
3	0.31
4	0.43
5	0.56

しての配慮を行えばよいことがわかる。また，いずれにしてもこれらの問題は貯留的変動を正確に把握することにより解決される可能性がある。

3　波動的変動の除去方法

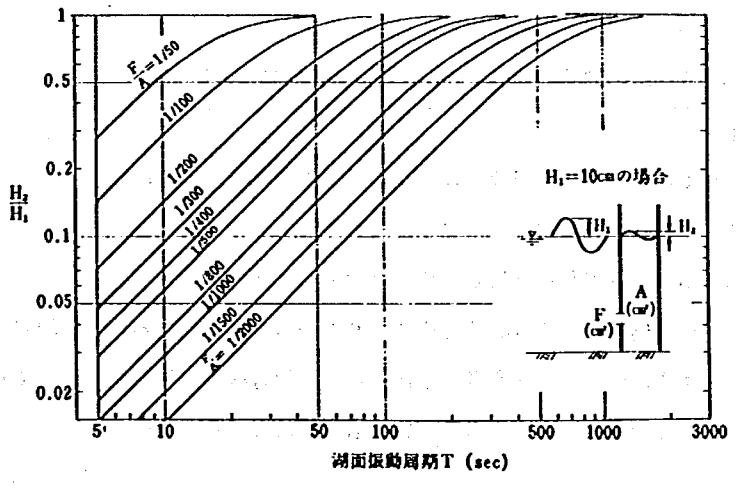
貯水池の水位観測値h（t）は次式にて示す。

$$h(t) = f(t) + p(t) \quad \cdots\cdots(5)$$

ここで，f（t）は貯留的変動成分であり，p（t）は波動的変動成分である。ここでは，p（t）を除去して，いかにf（t）を正確に抽出するかということが考察の主要項目である。p（t）の除去方法としては，機能的対応と数学的対応が考えられる。

1）機械的対応方法

機械的対応方法としては，まず第一に，ゲート操作による水位変動，あるいは，風浪等による変動を受けない位置に測水塔を設置することである。他の一つは水位測定塔の構造を工夫することにより短周期の波動的変動成分を除去するものである。図－3は観測井の大きさ（Acm²）に対して導水孔の面積（Fcm²）を絞ったことによる波動的変動成分の減衰状況を示したものである。当然のことながら短周期成分に対して効果が大きい。長周期成分にも効果を及ぼさせるためには，導水孔の絞り度合いを大きくすれば良いが，そのことによって貯留的変動そのものに遅れ現象が発生し問題が残る。経験的にはこの絞り率は 1／500 程度と言われている。



図－3　水位計井筒内の水面振動減衰率

b．数学的対応方法

数学的対応方法の一般的なものとしてはこれまで，移動平均方法が用いられるケースが多い。しかしながら，この方法においてもセイシュ等の長周期の波動成分を除去するためには，移動平均の時間を長くする必要があり結果的に時間遅れをともなうのでこの方歩にも限界がある。数学的方法のもう一つの方法として観測値について一定の時間間隔の近似関数を算出し，この中から波動的変動成分を数学的に消去し，残りを貯留的変動成分とする考え方がある。この場合調査の結果，波動的変動成分の最大周期は貯水池のセイシュであることがわかっており，これ以下の周期をカットすることとしている。また，この場合採用した近似関数はフーリェ級数であるが，その結果は，前記移動平均法に比較すると相当改善されているもののさらに改善の余地が残されているといえよう。目下，改善方策について検討中である。

以上，機械的方法，数学的方法について述べたが，その他の方法として，誤差の生じない，かつ，調節効果の期待できる洪水調節方法，といった角度からの検討もあり得るものと判断される。これら貯水池水位把握精度の向上方法と洪水調節方法の検討分析についての詳細については，下記の文献に掲載されているので参考とされたい。

1）中村，山本；「ダムによる洪水調節方法の分析」
土木技術資料23－2（1981）
2）中村，佐々木；「貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策」
土木技術資料23－5（1981）

（水資源開発研究室）

河－49　砂礫層部及び軟岩部の透水係数の試験方法　(57)

（質　問）

従来行なわれている砂礫層の現地試験による透水係数の試験方法には，

1. 試験井戸への注水或いは，揚水による方法
2. 調査ボーリング孔を利用したオープンエンド法・ストレーナー法

等があるが，同一地盤であっても試験方法によりその値が異ると思われる。現場状況（粒度分布，締まり程度，地下水位の位置等）を考慮した適正な試験方法と適用範囲について教示願いたい。

また，パッカーのかかりにくい軟岩についても同様に教示願いたい。

（大町ダム工事事務所）

（回　答）

従来，ダムサイトの基礎の透水性の調査には，ボーリング孔を用いたルジオンテストが行われてきたが，砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では，①ボーリング孔を削孔することが困難で

ある。②パッカーがかかりにくく，強度が小さいため，動水勾配が最も高いパッカー付近が注入圧力で破壊しやすい ③微小な透水係数を正確に測定することができない。といった点があり，ルジオンテストを適用することが困難であった。一方，砂礫層や亀裂の発達していない軟岩等では，その中を通る浸透流は大略ダルシーの法則に従うと考えられ，この法則に基づく解析解を利用した原位置透水試験により透水係数を求めることが行われている。ダルシーの法則に基づく原位置透水試験方法には，次のものがある。

1. ピット，ボーリング孔への注水又は水位回復によるもの

① 米国内務省開拓局アースマニュアル E－19 ピット法による現場透水試験

② 米国内務省開拓局アースマニュアル E－18 オープンエンド法

③ 米国内務省開拓局アースマニュアル E－18 パッカー法

④ オーガー孔法

⑤ 沢田の式による方法

⑥ エヌ・ヤ・デニソフ，エヌ・エヌ・ピンデマンの方法

など

2. 試験井戸から揚水によるもの

⑦ Thiem の平衡式による方法

⑧ Theis の式による方法

など

これらの試験方法の内，2の試験井戸からの揚水によるものは，境界条件として，試験井戸底部に不透水面が必要であり，ダムサイト等では適用できる場合は少ないと考えられる。

1.に含まれる試験方法は，ピット又はボーリング孔の試験孔周辺の流れをポテンシャルフローとして解析したり，実験により透水係数を算出する式を求め試験方法が定められており，均質等方な透水性媒体に対しては相当の妥当性を有しているものと考えられるが，その精度については，検証した実験は行われておらず，明確なことは言えない。さらに，一般に砂礫層は粒度が不均一であり，透水係数のばらつきも大きい。また，軟岩についても層理が見られる場合等は異方性があると言える。このため，このような試験では試験地点が調査の対象である地層をどの程度代表しているか，解析解の条件をどの程度満足しているか，の判断が重要である。従って，試験地点の地質の状況を肉眼で確認できるピットを用いた試験方法がボーリング孔を用いた試験方法より適切であると言える。

一方，試験を行う上で，これらの試験方法による結果に最も大きな影響を与えるのは地下水面の位置と考えられる。ダルシーの法則による透水係数は，飽和した透水性媒体について定義されるものである。このため，地下水面上の不飽和領域で試験孔に注水して透水試験を行う場合，試

験孔周辺が注水した水により飽和して，近似的に試験孔周辺の浸透が定常となった場合の注水量を透水係数の計算に用いなければならない。このため，試験時間を十分長くとり，時間～累加流量曲線を求め，注水量を一定となったことを確認する必要がある。地下水面下については，飽和領域であるため，地下水面上での試験より簡単であるが，地下水面の位置を正確に求めておき，注入時の水頭を地下水面の位置により補正しなければならない。

また，ボーリング孔を用いた注水試験を行う場合は，孔内を十分洗浄し，孔壁に付着したスライム等を除去しておかなければならない。さらに，パッカーをかけてポンプ等で注水する場合，長さの長いエアパッカーを使用したり，リーミングを行ってセメントでパッカー付近の孔壁を補強する必要がある。注入に用いるポンプは脈動が小さく送水圧力が一定なものを選ぶ必要があり静水頭を用いるのが一番良いようである。

砂礫層や亀裂の少い軟岩での透水試験方法は，ピット法を代表として各種の試験方法を原位置において，上に述べた点について注意して実施し，場合によっては不撹乱材料を採取して室内透水試験を行い，いくつかのデータを総合して工学的判断を加え設計に必要な透水係数を定めるのが最良の方法であると考える。

参考文献

1) “アースマニュアル”米国内務省開拓局編，社団法人　日本大ダム会議訳

2) 愛知用水公団技術資料“透水度の現場測定法（その１）”　沢田敏男　1956年1月28日

同　上　（その３）

3) “地下水の力学”P 425～434，ペ・ペ・クリメントフ，ゲ・ペ・プィハチェフ著，外尾善次郎，永井正夫訳　ラテイス刊

4) 土木研究所資料第1276号“ルジオンテスト施工指針(案)”　昭和52年8月，建設省土木研究所地質化学部地質研究室

（ダム構造研究室 / フィルダム研究室）

河－５０ RCD（ローラーコンパクティッドダム）工法の最近の動向　（55）

（質　問）

最近の新工法としてＲＣＤ工法が採用されている。この工法について，現段階での地形・地質上からみた施工性及びＲＣＤ工法が今後どのように展開して行くか等，実例の紹介も含め全体的な動向について御教示願いたい。

（近畿地建　河川部）

(回　答)

RCD工法は，周知のようにローラーの振動と自重により表面からコンクリートを締固める。この方法は従来のものとは，全く異なるため，本工法の特長をこの点にのみ着目して見がちであるが，本工法の主たる利点は，RCDコンクリートの性質から必然的に由来するコンクリートの運搬方法の改善による所が大きい。

RCD工法においては，振動ローラーによる締固めが可能なようにトラフィカビリティーの良い超硬練りの0スランプコンクリートを用いている。このためコンクリートの運搬設備として，従来より専ら用いられて来たケーブルクレーンにかわって，ダンプトラックを使用することができる。ダンプトラックが打込み直後のコンクリート上を走行して，所要の地点までコンクリートを運搬するのである。ダンプトラックが打込み面で自由に作業するためには，横継目，縦継目を設けた柱状工法では具合が悪いので縦継目を廃し，横継目は打込み後カッターで切削することにしている。

以上RCD工法の顕著な特長は

① 堤体内における運搬をダンプトラックで行う。

② 横継目を打込み後カッターで切ることとし，打込み面の作業エリアを広く取ること。

の2点にあると思われる。この結果，コンクリートの打込み速度（量）を高め得るし，付帯的にパイプクーリングの省略，継目型枠の省略をもたらす。堤体までのコンクリートの運搬方法としては，㋑固定索，㋺インクライン，㋩進入道路を用いてのダンプ運搬等が考えられる。

以上のRCD工法の特性を踏まえて，本工法を採用するに適した条件としては，能動的には

① 堤体断面もしくは河巾が広く，重機による作業が容易かつ能率的にできる。

② 総コンクリート量が多い。(限界量は規定しにくくむしろ①との組合せが重要である。)

③ 堤体内埋設物が殆どない。

等があり，受動的には

④ 孤動型ケーブルクレーンの設置が地形・地質上の制約から極度に不経済となる。

等があげられる。①の条件は地形条件のみならず地質が著しく悪い場合にも生じ，堤体断面を大きくせざるを得ない事例が最近多いことにも注意する必要がある。既に本工法で建設中の島地川ダムでは②，③，大川ダムでは①，②，③，④の条件があった。無論本工法を採用するにあたっては，定性的な意味あいだけではなくて，従来工法との詳細な経験比較がなされなくてはならない。

島地川，大川ダムの設計，施行を通して，RCD工法をより確実なものとするための努力が為されたが，それらの話題は設計関係では，㋑レヤー打設と温度応力の関係，㋺最適なコンクリートの配合，施行面では，㋩コンクリートの品質管理の方法，㋥コンクリートの分離を防ぐまき出し方法，㋭最適な締固め厚さ，回数，振動ローラーの機種，㋬打継面のグリーンカットの方法，等であった。これらの全てについて，ここでは説明する紙面がないので各種の報告を

参照されたい。RCD工法の研究の集大成として，「RCDコンクリート設計施工指針（案）」が作成されている。現在残っているRCD工法の大きな問題としては強度がある。全体として強度が小さい問題と２層を連続して締固めた場合，上層と下層に著しい強度の差が生じることの２点である。後者について，島地川ダムの例では上層コンクリートは下層コンクリートの２／３程度の強度（28日強度で約80kg／cm²）しかないことが確認され，この原因については未だ良く解っていない。コンクリートの強度の問題は単位セメント量を増して解決することを考えがちだが，単位セメント量を増すと，レヤー打設から来る温度応力の問題で面白くなく，プレクーリング等クーリングが必要になることも考えられる。現在は強度の不均等の原因の究明と，より効果的な締固めを可能にする大型振動ローラーの開発を鋭意進めている。現在のところこの強度の問題はハイダムへの本工法の適用に対しては，若干のマイナス要因となっている。

さてRCD工法の今後の動向と問題点であるが，１つの方向は既に述べたように本工法の特長が直接的にローラーによる締固めから来るものではないのでRCD工法が持っている施行能率の向上の利点をそのまま残し，締固めを従来通り内部振動機で行い強度の問題，水密性の問題を解決して行こうとする考えであり，これをレヤーベタ打ち工法と呼んでいる。本工法での問題点は，トラフィカビリティーを確保した上で内部振動機による締固めが可能なコンシステンシーを持った最適なコンクリートの配合の究明であり，現在滝沢ダム（水公団 140 m）をモデルに鋭意検討が行われている。本工法はRCD工法の１つの変形工法として大いに将来性のある方法と思われる。

第２に島地川，大川ダムの経験から，特に大川ダムにおいてRCD工法は打込み速度という面で著しい効果を発揮することが確認された。これは大川ダムのマットコンクリートという特殊な条件が影響していることは明らかで，ダムサイトの固有の条件が本工法の経済性に影響を与える端的な例であり，本工法の採否に当ってダムサイトの固有の条件の重要性を示すもので，従らに本工法を採用するのではなく，事前の詳細な検討の必要性を示している

第３に現在のところ経済性には直接関係を持たないように見える工期短縮の側面を，いかにして定量的利点としてとらえるかという問題があり今後の課題である。

以上，島地川，大川ダムの経験を踏まえて，RCD工法の最近の動向について述べて来たが，本工法に対して正当な評価を下すには，なお，経験を踏まえた詳細な要因分析が必要と思われる。

（ダム構造研究室）

河－５１　ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在する場合の処理方法　(56)

（質　問）

ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在すると，コンクリートが腐食すると聞くが，どの程度の存在であればダム建設上支障がないか。又，その処理方法はどうすればよいかを伺いたい。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ゼオライト（沸石）が存在するとコンクリートが腐食するという考えはあまりにも短絡した考え方である。

沸石は含水アルミノ珪酸塩の一群の総称で，結晶構造や成分の違いで濁沸石，輝沸石，菱沸石，方沸石等非常に多くの種類がある。コンクリートに対する有害性が問題にされるとすれば，その中の濁沸石と称されるものである。

濁沸石は通常結晶水のある状態でローモンタイトと呼ばれる板状結晶となっているが，乾燥すると結晶水を 1／8 失ってレオンハルダイトと呼ばれる粉状の鉱物となり，体積が1.5％収縮するため，濁沸石を含んでいる骨材を用いたコンクリートは乾湿の繰り返しを受けると崩壊していくという記述が外国の文献[1)]にある。

濁沸石を含む骨材を用いたためにコンクリートに劣化が生じたと考えられる例は我が国では一例だけあるが，その場合でも，劣化現象が生じているのは大気の乾湿の影響を受ける構造物の表面だけであり，構造物内部，常時水中にある表面，岩盤とコンクリートの接触点等においては，その構造物が完成してから約20年経過した現在でも特に問題になるような現象は生じていない。

沸石は火成岩ではマグマの最終残液から晶出し，岩石の空隙，われ目などに生成されているほか，堆積岩や熱変成を受けた岩石中にも生じていることがある。濁沸石は空気に曝され，乾湿を繰り返すと劣化してくずれるので，濁沸石を含む岩盤が地表に現れた場合には，風化が早く進むことがあるかもしれない。しかしながらダム基礎となった場合にはその上にコンクリートが打ち込まれ，常に水で飽和された状態となるのでその後は劣化が特に進行することはないと思われる。したがってダム基礎岩盤に濁沸石が含まれることがあっても，通常のダム基礎と同じように処理して特に支障はないと考えられる。

次にコンクリート用骨材に沸石が入っている場合の処理方法についての質問であるが，その沸石が濁沸石であればコンクリートの耐久性に影響を与える心配がある。ただし濁沸石に関心が持たれるようになったのはごく最近のことであり，研究事例も少ないために含有量と劣化の程度等についての一般論的なことは明らかになっていない。したがって濁沸石含有が明らかな岩石（X線による濁沸石の検出限界は含有量が0.5％程度である）は，大気に曝されるコンクリートには安全を期して用いないようにするか，あるいはその岩石を骨材としてコンクリートを作り，数年間野外で曝露を行なうかまたは室内で乾湿繰返し試験を行ってその使用の可否を判断するのが良いと思われる。

ダム骨材の原石山をこれから調査するのであれば，蛋沸石が存在するかどうかも併せて調査し，存在することが明らかであればその地点を候補地から除くか，或いはその含有量や分布状態等をさらに調査し，含有量の多い部分を除去した骨材の採取が行なえるかどうかの検討を行なった後にその地点を原石採取地とするかどうかを決めるのが良いと思われる。

参考文献

1）W. C. Hansen：Chemical Reactions. ASTM Special Technical. № 169－A，1966.

2）骨材の化学的安定性に関する試験，土木研究所資料第1536号.

（地質研究室 / コンクリート研究室）

河－52　ダム洪水吐の構造　(56)

（質　問）

1　ダム洪水吐については，最近，ダム越流部の構造として，まずゲートレスタイプを検討することとなっているようであるが従来のゲートタイプとの基本的な考え方の違いについて御教示願いたい。

2　堤体導流部の平面線型については越流頂から減勢池まで直線とし断面も変化させない事が望ましいと思われるが，摺付が必要な場合，どの程度まで許容されるかその事例，並びに解析手法等をお聞きしたい。

（河川部　河川計画課）

（回　答）

1　洪水吐きは，洪水に対するダムの安全を確保するためのダムの放流設備であるが，その主たる目的から，洪水調節計画を満足するために設置される洪水調節用放流設備とその計画を上廻る余水を放流するための設備（余水吐き）に分類される。

余水吐きの機能はダム非越流部からの越水を防止することであるが，その目的から，さらに常用及び非常用の2種類に分類される。

常用余水吐きは，洪水調節用放流設備を持たない利水専用ダムでは従前の機能維持のために所定の規模の洪水を時間遅れ操作するためのものであり，対象洪水が貯水池に流入する時の水位は常時満水位または予備放流水位としている。一方，洪水調節用ダムでは本来洪水調節用放流設備が利水専用ダムにおける常用余水吐きの機能を担っており，計画を超える洪水を処理する時に初

めて，常用余水吐き本来の機能が必要となる。従って，設計の基本となる事項の中には，利水専用ダムと洪水調節用ダムでは異なるものがある。洪水調節用ダムの常用余水吐きの意義ならびに性格については完全に統一されたものがなく，今後さらに議論すべき問題ではあるが，その基本となる事項は以下の様に整理される。

イ）貯水池の水位が河川計画上の最高水位であるサーチャージ水位を上廻る時に使用する。

ロ）最大流入量以上の放流（過放流）をしない。

ハ）放流量の増加率はその河川にとって適切なものとする。

利水専用ダムでも常用余水吐き設計の基本的事項ロ）ハ）は当然満足されなければならないが，「時間遅れ操作」という機能が満されていれば，直接的な意義は持たなくなる。

非常用余水吐きは常用余水吐きや洪水調節用放流設備と合わせて，設計洪水流量を放流するものであり，原則としてゲート全開かつ自由越流の状態で使用するものである。

実際にダム洪水吐きとして配置される設備としては，

a）非常用余水吐きと常用余水吐きの機能を兼用した設備

b）常用余水吐きと洪水調節用放流設備の機能を兼用した設備

が数多くみられる。

質問1はダムの堤頂に設置され，非常用余水吐きと常用余水吐きの機能を兼用するタイプの洪水吐きに関する質問である。

堤頂に設置される洪水吐きがゲートレスタイプの場合その越流頂の設置標高をサーチャージ水位以上に設定すれば，イ）ロ）の事項及び非常用余水吐きとしての機能は当然満されることになり，基本的事項ハ）の検討だけが必要となる。

堤頂に設置される洪水吐きがゲートを有する場合はサーチャージ水位以下に越流頂が設置されることになるが，貯水池の水位がサーチャージ水位を上廻る時からゲート操作を開始し，貯水池の水位が上昇していることを確認しながら開度を大きくし，全開させることによって非常用余水吐きとしての機能へ移行することになる。このときゲートは基本的事項ハ）を満すよう操作される。

この様に堤頂に設置される洪水吐きでは，余水吐きの機能という面からは両者に差はなく，常用余水吐きとしての機能を果たすときのゲート操作の有無だけがその根本的なちがいとなる。現在，ダムの越流部の構造としてまずゲートレスタイプを検討することとしているのは，計画を超える出水時にはダムから自然越流させるという考え方に基づくものである。特に流域面積が小さく，洪水事象（降雨→出水）の進行速度が早い場合にはゲート操作が追随出来ないのでゲートレスタイプが採用される。

河川管理施設等構造令のもとでは余水吐きゲートの有無のちがいは上記の通りであるが，構造令が適用されていないダムで，余水吐きにゲートを有するダムでは，常用余水吐きとしての機能を満たす様な操作を行うと貯水位が上りすぎ非越流部を越えることになる。このため，貯水位が

サーチャージ水位に達する以前でも，その後貯水位がサーチャージ水位を越えることが確実な場合は余水吐きゲートを操作することにしている例が多い。

2　堤体導流部の設計では，射流水路の設計指針にしたがい線型を直線とし，水路幅を等しくするように選定することが原則である。これは導流部の流速，流量分布を均等で安定した流況とするとともに減勢工の機能を損なわないようにするためである。

しかし，堤頂越流部と減勢工の位置や幅の関係から下流に向って幅の絞り込みが必要となる場合も少なくない。この場合，幅の変化の割合の大小により２種の設計法が考えられる。

幅の変化の割合が小さい場合は，堤体導流壁の平面形状をなめらかに遷移させ減勢工に導流することになるが，壁沿いの流れは彎曲射流水路と同様な効果を受け，衝撃波の発生ならびに流れの集中現象が生じ，その結果流量分布を不均一にする。

幅の変化の割合が大きい場合は，壁沿いの流れの集中現象が非常に大きくなり，壁自身が水路としての機能を果さなければならなくなる。このような場合，導流壁を堤体面に設置することはその規模が大きくなることから事実上不可能となるので，堤趾のフーチング上に導流壁を設置し階段状の導流水路として設計することになる。

質問２は前者の幅の変化が小さい場合の設計法についての質問である。

現在のところこのような導流部設計に使用出来る解析法はなくすべて水理実験に依存している。

今まで実施された水理実験の結果を見ると跳水式減勢工がその機能を十分に果すように導流部平面形状の設計をすることは事実上不可能であり，導流部の平面形状としては導流壁の規模そのものが小さくなる形状が選定されている。これは導流壁沿いに一度集中した流水は堤体下流面の勾配がきついためにその下流で分散する事が出来ないためである。この結果，導流壁により集中した流水はそのまゝ減勢池に突入することになり水叩きでは完全な跳水は発生せず噴流拡散に近い状態でそのエネルギーを減じることになる。このため，水叩き内の水面の荒れを抑制するために通常の跳水式減勢工と比較してかなり大きな水深をとる必要が生じ減勢工の規模が増大することになる。堤体導流部の平面形状の絞り込みがどの程度まで許容されるかは最終的には減勢工や導流壁の規模が技術的経済的にどこまで許容されるかという事，減勢池内の荒れがどの程度下流に影響を与えるかという事から総合的に判断されなければならない。

（ダム水工研究室）

河－５３　ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理　(56)

（質　問）

ダム計画貯水池内にヤセ尾根があり，その遮水工を設計する場合，

㈠　地山の透水性に関する調査方法

㈡　地山の止水対策方法

㈢　遮水工の設計の考え方

㈣　コンクリートダムで対処する考え方

について，どの様に配慮すればよいか。

（細川内ダム調査事務所）

（回　答）

ヤセ尾根の一般的な遮水工法の考え方について述べる。

先ず，ヤセ尾根の透水性に関する調査方法であるが，問題個所の地質分類，厚さや範囲などの地質構造を明らかにし，さらに各地層の透水特性を主とした工学的性質及びその尾根部の地下水位を把握する必要があり，そのうえで，どの範囲を遮水の対象とするかが明らかとなり，種々の工法を検討することになる。ヤセ尾根の場合，風化を強く受けていて，表層部は粘土化している場合など難透水のこともあるが，一般には尾根の心部まで岩盤のキレツ沿いに風化が進み，全般に岩片間は緩んでいて，透水性は高いことが多い。しかし，この尾根の地下水位が貯水位よりも高い領域は，貯水池からの漏水は起こり得ないため，貯水位よりも低い部分についての遮水を検討すれば良いが，地下水位が低い所は一般に透水性も高い。この様な部分の止水を通常のグラウトカーテンによって改良できるか否かは，グラウト試験などを行い調査しなければ明確な答は出て来ない。一般的に遮水工としてとられる方法としては，

①　全面的にグラウチングにより改良する。

②　ヤセ尾根透水ゾーン表層部を除去して，土質またはコンクリート遮水壁を表面に設ける。

③　地山内部に止水壁を設ける。

が考えられる。

①の方法は，前述の通り試験を行って改良効果の見透しを立てる必要がある。改良目標値として３～５ルジオン程度，透水係数にして$K = 10^{-5}$程度とする場合が多い。

②の方法には，コンクリート遮水壁とする場合（例：亀山ダム，美唄ダム）と土質遮水壁（例：七北田ダム，寺内ダム）があり，コンクリート遮水壁の場合，貯水位の急低下時，地震時に伴う安全性などの問題があって，構造も大きくなり高さも15 m 程度のものである。土質遮水壁の場合，フィルダムのコア材と同じ考え方で，透水係数$K = 10^{-5}$程度であり，かつ，その上をロックフィル層で保護するものである。断面はいずれもフィルダムのすべり破壊に対する安全性から決定される。

③の方法には，ヤセ尾根の心部に平行にトンネルバイトンネルを掘って，コンクリートを打設し止水壁を施工する方法と連続壁工法がある。前者は施工が困難でトンネル掘削で逆に地山の緩みを増長させることもあり，最近は連続壁工法（大町ダム，浅瀬石ダム）がとられている。

次に，質問者は上記の遮水工の他に，ヤセ尾根部にコンクリートダムを設ける案も考えているようなので，この面からも検討してみる。コンクリートダムとした場合，この部分のせん断まさつ抵抗安全率は4以上必要となり，過去の例では，ヤセ尾根の風化の進んでいる岩盤にコンクリートを載せることは，岩盤の強度面から問題あり，せいぜい10ｍ～15ｍ程度のダムをのせるのが限度であると考えられる。

また，ヤセ尾根の地山自体が著しく狭小な場合は，構成する地質の性状を十分調査のうえ，地山自体のすべり破壊に対する安全性についても，地山をフィルダムと同様に考えて検討する必要がある。

以上最近多くなっているヤセ尾根の止水対策工の一般的な検討方法を述べたが，ヤセ尾根の形状や地質工学的な評価がダムで異なるため，ケースバイケースで検討されている。（ダム構造研究室）

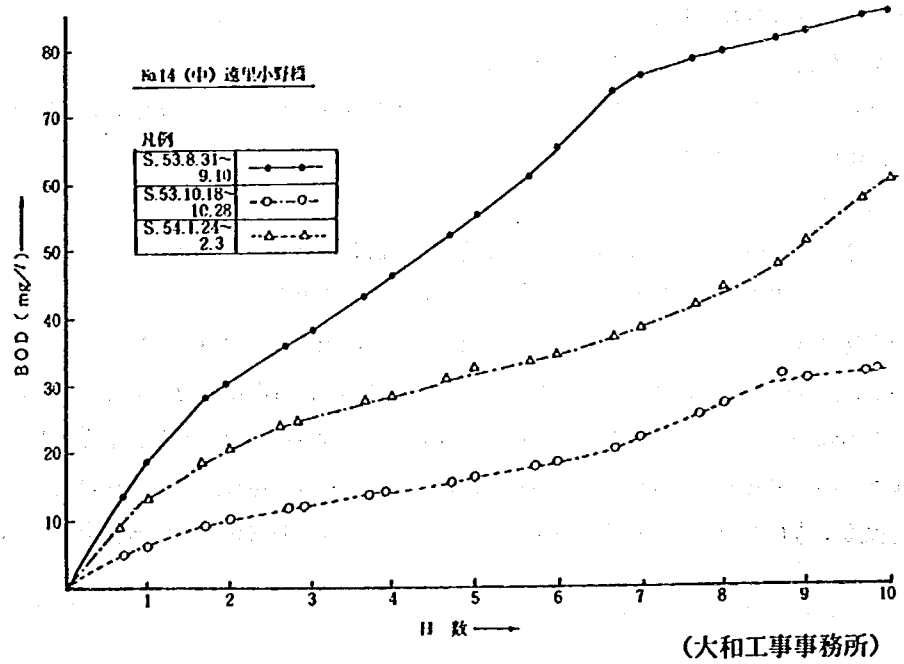
河－５４　BOD値の採り方　(55)

（質　問）

大和川における昭和53年度の調査では，別図に示すように窒素系化合物による第２段階のＢＯＤが５日以前に出現している。このような場合において，

① 現在では，BOD_5 の値をそのままＢＯＤ値としているが，これでよいか？

② 流達率及び河川水中でのＢＯＤ減少係数を求める場合のＢＯＤ値として，どれを採用すべきか？



（大和工事事務所）

(回　答)

ＢＯＤ（生物化学的酸素要求量）は，水中の有機物などを好気性バクテリアが酸化するのに必要とする溶存酸素の量を測定して，有機物による汚濁の程度をあらわす指標としているものである。有機性汚濁による最も典型的な障害は，有機物によって水中の溶存酸素が消費され，溶存酸素の欠乏によって魚の斃死や水の腐敗が起ることであったが，有機性汚濁のこの様な側面を表現するにはＢＯＤが最も適した指標であるため，従来からＢＯＤが広く用いられてきたし，現在でも代表的な指標として用いられている。なお，バクテリアによる酸素消費量は日数，水温などによって異なるため，20℃における５日間の酸素消費量が標準とされており，ＢＯＤという場合は通常この条件での値をいう。ただし，他の条件での酸素消費量と特に区別するために，５日間ＢＯＤということもある。また，生物学的な酸化が終了するまでに最終的に必要な酸素量を最終ＢＯＤ（ＵＯＤ）という。

さて，水中に含まれている物質の中で，好気性バクテリアによって酸化される物質は有機物以外にも多くあるが，ほとんど常に無視し得ないだけの量が存在しているものにアンモニア性窒素（有機物から分解して生じたものもある）がある。アンモニア性窒素は，好気性条件の下で硝化菌と総称される好気性バクテリアによって酸化され，亜硝酸性窒素を経て硝酸性窒素に変えられる。この場合，硝酸性窒素まで酸化されれば窒素１mg／ℓ当り約3.4 mg／ℓの酸素を消費する。硝化菌はエネルギー源として有機物を必要としない自栄養細菌であり，有機物の存在は増殖の阻害要因となり，また，増殖速度自体が遅いので，一般には有機物（炭素系化合物）の酸化がある程度進んだ後にアンモニア性窒素等の窒素系化合物の酸化（硝化と呼んでいる）が始まる。このため，酸素消費量の時間的な増加を測定すると，質問の参考図にみられるように，途中から酸素消費速度が再び増加するような２段の曲線が得られる。炭素系化合物の酸化と窒素系化合物の酸化とを区別するために，前者を第１段階ＢＯＤ，後者を第２段階ＢＯＤと呼んでいる。アンモニア性窒素の酸化（硝化）は，前述のように硝化菌の増殖速度が遅いため，ＢＯＤ試験において第２段階ＢＯＤが顕著になるのは通常は試験開始後１週間から10日頃からといわれているが，水の性質，当初存在する硝化菌の量によっては，５日以内に第２段階のＢＯＤが始まることも稀ではない。硝化菌は河床付着物や底泥内に多く存在しているので，水深が浅くて河床の影響が相対的に大きい河川では，河川を流下する間に著しい硝化が起っていることがある。また，硝化がある程度進んだ下水処理水が放流されている所や，汚濁源からの流下時間が長い所では硝化が進みがちである。

また，硝化菌は有機物の酸化を行う他栄養細菌に較べて温度の影響を受けやすく，冬季はあまり硝化が起らない。

５日以内に第２段階のＢＯＤが始まる水について，第１段階のＢＯＤのみを測定する方法としては，アリルチオ尿素（0.5mg／ℓ程度）のような硝化菌の増殖のみを抑制する薬品を添加してＢＯＤを測定する方法がある。

さて，現在の環境基準，排水基準に定められているＢＯＤは，環境庁見解によれば規定された試験方法によって測定された値，すなわち，硝化の抑制を特に行わない方法によって測定された値をいうことになっている。したがって，測定計画に基づく調査では，５日以内で第２段階のＢＯＤが始まるような試料であっても，通常の方法による測定値を求めなければならない。

下水処理上からの放流水の場合などでは，よい処理を行ってある程度硝化を進めると，かえってＢＯＤが高くなるという矛盾が生じるので，第１段階のＢＯＤのみで規制するように求めたことがあったが，測定方法が改訂される動きは現在の所はない。

英国における酸素要求量の規制は，第１段階のＵＯＤにアンモニア性窒素の3.4倍を加えた値，すなわち総酸素要求量として行われている。このような規制の方法も１つの考え方であるが，我国の方式は５日間という比較的短時間の間の酸素要求量を重視したものと解すべきであろう。

また，流達率および河川水中におけるＢＯＤ減少係数を求める場合のＢＯＤについても，これら数値を求め，利用する目的が，河川の環境基準のＢＯＤとの対比を含んだ解析にある限り，定められた方法で測定した値を用いるべきと考えられる。特に，大和川の場合は参考図でみる限り，５日間ＢＯＤに第２段階ＢＯＤが実質的な影響を及ぼしているのは夏季のデータのみであり，流達率などは概略値としての概念であることを考慮すると，硝化の影響を補正しない測定値で取扱っても十分であると考えられる。ただし，調査研究的な課題としては非常に興味ある問題であり，河川のＢＯＤ変化の解析を，第１段階と第２段階のＢＯＤに分けて行うことも考えられる。

なお，ＢＯＤ試験により脱酸素係数を求める場合には，第１段階のＢＯＤのみで求めなければ，不当に小さな値となる。

（水質研究室）

河－５５　湖沼における水質測定　（55）

（質　問）

湖沼の水象，気象及び水生生物の生育状況等から湖沼の水質測定回数，項目，測定地点を教示願いたい。

特に，湖沼（又は河川）の汚濁の進行の程度によってＢＯＤ，ＣＯＤ，ＴＯＣ等の相関が異なることから湖沼のＣＯＤの測定目的が明らかでない等の問題がある。

（琵琶湖工事事務所）

(回　答)

1　水質の測定回数

水質の測定回数（頻度）は，定性的には，変動が大きい場合には多くの回数の測定が必要であり，変動が小さい場合には比較的少ない回数でよいといえるが，定量的に定めるのはかなり困難である。しかし，周期的な変動が卓越している場合とか，逆にランダムな変動が卓越している場合のように，変動の特性が明らかな場合にはある程度定量的な決め方ができる。

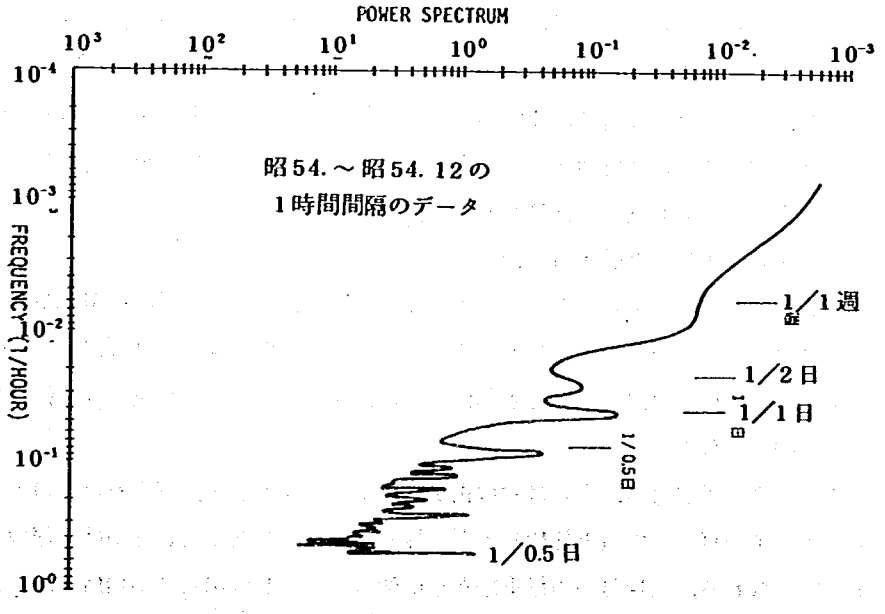
(1)　周期的な変動が卓越している場合

水質の周期的な変動には，主として季節的な要因によって起る年周期のものから，週周期，日週期，あるいはより短い周期のものまで種々のものが考えられるが，周期的な変動に対する測定回数（頻度）については，次のような経験則がいわれている。[1)]

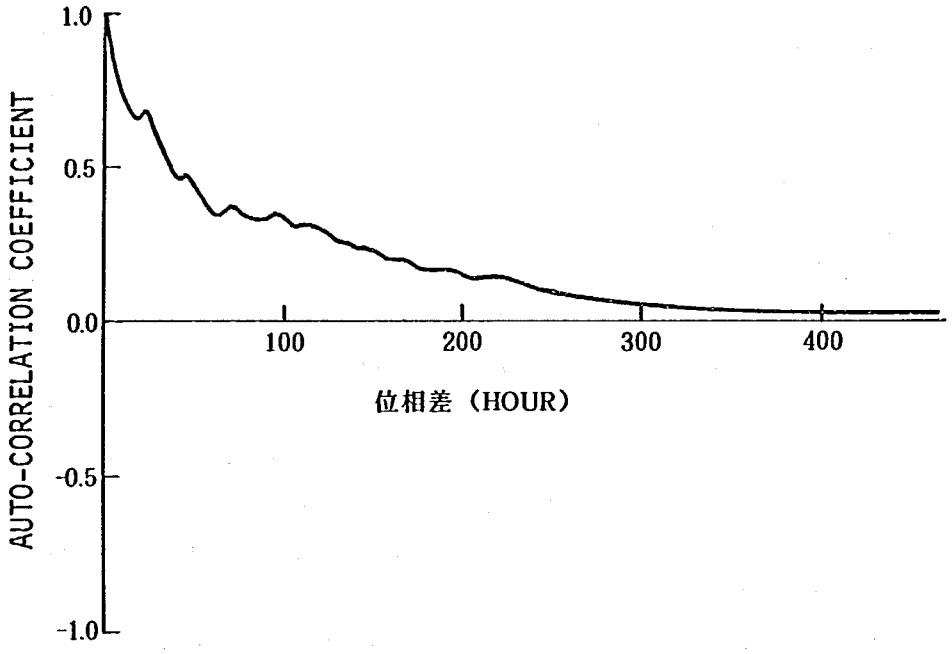
①　データの期間は，解析しようとする最大周期の10倍程度必要である。すなわち，年周期の変動を調べようとすると，10年程度のデータが必要である。

②　測定間隔（データの時間間隔）は，解析しようとする最小周期の１／２以下でなければならない。いいかえると，たとえば，１日間隔のデータからは２日以上の周期，確実には３日程度以上の周期の変動しか把握できない。

周期性を調べるにはスペクトル解析や，自己相関解析が用いられる。図－１は霞ケ浦湖心に設置されているＣＯＤ計によって得られた昭和54年１月から12月までの１年間の１時間間隔のデータを用い，パワースペクトルおよび自己相関関数を計算した結果である。



図－１　霞ケ浦湖心ＣＯＤのパワースペクトルおよび自己相関関数



このデータからは，先に述べた①，②により数時間から１ケ月程度の範囲の周期性をみることができるが，パワースペクトルの上では0.5日，１日，２日弱の周期の変動が観察される。しかし，自己相関関数からみれば，これらの中で１日周期のものが支配的と考えられる。しかしながら，１日周期の変動を把握するための１日に何回というような測定頻度は非現実的であるから，この解析例からは周期性に基づいた測定頻度は定めることができないが，藻類の急激な増殖，死滅が繰り返して起っている夏季のデータのみに限って解析すれば，数日間という周期がみられる可能性もあり，水質自動監視装置のデータを利用したこのような解析も試みる価値があろう。

(2) ランダムな変動が卓越する場合

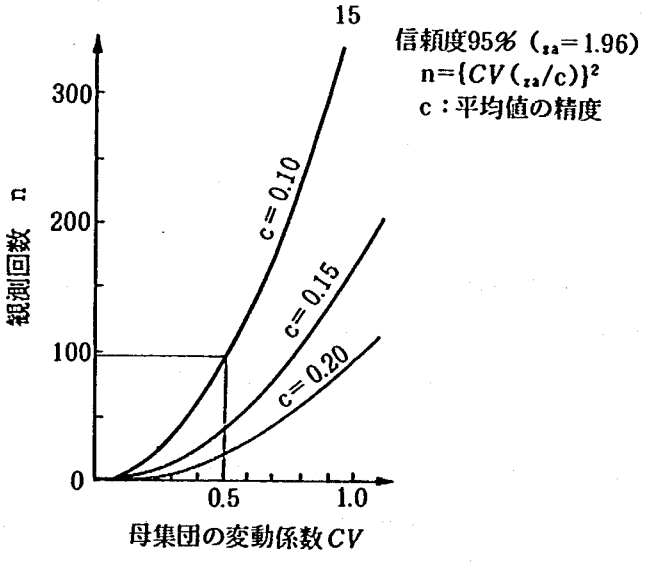
水質の変動がランダムであって，生起頻度が正規分布または対数正規分布であらわせるときには，平均値や変動係数などの統計量によって変動の特性がほぼ把握できる。この場合には，どの程度の頻度で測定すれば，どの程度確からしい平均値や変動係数などが求まるかが問題になる。

生起頻度が正規分布，または対数正規分布で現わせるとき，限られた数のデータから求めた平均値が真の平均値と比較してどの程度の正確さをもっているかは，理論的に求め得る，[2] すなわち，正規分布の母集団からn 個のデータを取出して平均値を求めた時の，真の平均値との誤差（確率値）をｃとした場合 nとｃとの間には次のような関係がある。

$$n = \{ CV(Z\alpha/c) \}^2 \qquad (1)$$

ここに，ＣＶ：集団の変動係数（標準偏差／平均値），$Z\alpha$：ｎ個のデータによる平均値と真の平均値との誤差がｃの範囲に入る信頼度がαの時の，正規分布の確率変数

式(1)において信頼度95%（$Z\alpha = 1.96$）とした時のｎとＣＶとの関係を図－２に示す。



図－２　正規分布型水質項目の観測回数と平均値の精度との関係

具体的には，図中に示してある例を考えると，変動係数が0.5であるような母集団から96個のデータを取上げた場合，その平均値が真の平均値より10%以上異なるのは１／20の確率でしか起らないという意味である。

母集団が対数正規分布のときは，式(1)に対応する関係式は次のようになる。

$$n = \left(\frac{Z\alpha\,\sigma}{\log(1+c)} \right)^2 \qquad (2)$$

ここに σ：対数で表示した値の標準偏差

上記のような考え方は，年間，月間など，ある程度長期間の平均水質や平均負荷量を限られた数の測定結果から求めた時の平均値の精度を知るためや，逆に，このような平均値を必要な精度で測定するための測定回数を定めるのに利用できる。

他方，このような理論的な検討をはなれて，実施可能な範囲で，かつ妥当な頻度というのもある程度想定し得る。一般に，採水・手分析という形で測定を行う場合，最も高い頻度で行

うとしても高々1日1回，また，最も低い頻度で調査するとしても1ケ月に1回は必要と考えられ，この間で測定頻度を決めることになろう。富栄養化が問題になっている湖の調査においては，水質変動の大きい夏季を中心とした時期の測定頻度を決めることが重要になる。この場合，藻類の急激な増殖および死滅に伴う水質変化を把握できるだけの測定頻度が必要であり，増殖，死滅のそれぞれの過程で2点程度の測定結果が得られるような頻度にすることが望ましい。ただし，変化の著しくない時期には，測定回数を少なくしてもよいのは当然である。

2　測定項目および測定地点

測定項目および測定地点については，河川砂防技術基準（案）にある程度具体的な事項が示されているので，ここではより原則的な考え方を述べるにとどめる。

まず，測定項目については，得られたデータを利用して行う解析の手法との関係を十分に検討して定めなければならない。水質の予測や汚濁対策事業の評価などのために行う調査にあっては，解析の手法によって必要なデータがかなり異なる場合がある。特に，富栄養化が問題となっているような水域については，解析手法は未だ開発途中にあるといっても過言ではなく，簡単なモデルから非常に複雑なものまで，種々のモデルによる解析が試みられている。これらの解析においては，入力条件とするデータは勿論のこと，原則的にはモデルの変数としている指標はすべて検証のための実測値があることが必要である。調査を開始する時点で解析手法を予め想定しておくのが困難な場合もあるが，途中で修正しながら調査を進めていくにしても，当初からある程度の想定をしておくことが重要である。

なお，ＢＯＤ，ＣＯＤ，ＴＯＣの関係については，これらの指標はそれぞれ独立した別の指標と考えるのが妥当であろう。ＢＯＤは有機物のうちバクテリアによって分解されやすい部分，ＣＯＤは過マンガン酸カリウムによって酸化される有機物，ＴＯＣはすべての有機物をそれぞれ測定対象としている。指標の意義からすれば，ＣＯＤは他の指標に較べると，水域の汚濁機構との対応が明確ではないが，ＣＯＤで定義される有機物によって湖沼の有機性汚濁の程度が規定されていると理解すればよいと考えられる。

また，測定地点については，湖沼内の測定地点に関する限り，濃度分布に基づいて定めるのが適当と考えられる。濃度分布が一様に近く場所によって濃度差があまりない場合には当然のことながら，測定地点は1ケ所でよい。ただし，複数の測定地点を設けるのは濃度分布自体を求めるのが目的の1つであり，予め濃度分布もわかっていない場合も多いので，実際には，負荷の流入地点や地形などを参考にしながら，濃度差がありそうないくつかの水域に分割し，それぞれの水域の代表的な地点を測定地点とするという選定方法になろう。

参考文献

1) Wastler, T. A., " Application of Spectral Analysis to Stream and Estuary Field Studies, " U. S. Dept. of Health, Education and Welfare, 1963

2)「河川水質特性調査報告書」, 建設省近畿地建猪名川工事事務所, 昭和53年

(水質研究室)

河－56 汚濁物質の流出機構と解析手法 (55)

(質　問)

琵琶湖の流入河川において湖の富栄養化に関連する水質項目を別表のとおり実施し，今後は流域の汚濁源から湖への流入汚濁物質量を推定したい。

現在開発されている汚濁物質の流出に関する解析について良い手法を教えていただきたい。

調査河川及び調査概要

河川名	流域特性				調査項目	観測地点	水質測定内容					河川水質平面分布	流況作成	水質採水時のみ	摘要
	流域面積	(S47)人口	(T−N) T−P	汚濁源型			定期測定 週1回	定期測定 週3回	週変化	日変化	洪水時				
	km²	千人	ppm												
三田川	4.9	7.1		家庭下水	汚濁源別河川	歩道橋		○	○	○	○		○		
真野川	16.6	4.7	0.07	山林及び農耕地(小流域)	同上	家田橋	○				○		○		
安曇川	299.3	6.4	(0.23) 0.03	〃 〃(大流域)	三大河川	広瀬橋	○						○		
姉川	361.1	17.2	(0.47) 0.05	山林主体の混合型	三大河川	野寺橋	○						○		
宇倉川	110.6	46.2	(1.00) 0.10	平地主体の 〃	汚濁源別河川	てんま橋	○	○	○	○	○		○		
愛知川上流				山林のみ	同上	ダム上流	○				○			○	
野洲川	390.6	79.8	(1.10) 0.11	混合型	三大河川 同上	野洲川橋		○	○	○	○	○	-		
瀬田川	384.8	92.0			流出河川	瀬田		○			○		○		
流量規模別調査(40河川)							流量規模別 年4回							○	
平水時調査 一斉 120河 定期 24川							一斉調査年1回 定期月1回							○	

備考 〔水質測定〕

a) 週変化：季節別の週間連続測定（各季1回，4回／年）

b) 日変化：2時間毎,13回連続観測
（2季（夏，冬）×2日（平日，休日）＝4回／年）

c) 洪水時：1洪水24回観測（3洪水／年）
自動採水装置設置

〔流量測定〕

イ) 流況作成：自記水位計を設置し低水（24回／年），高水（3洪水／年）観測を実施し，流況表作成可能とする。

ロ) 水質採水時のみ：採水時に合わせて流量観測を行う。

〔分析項目〕

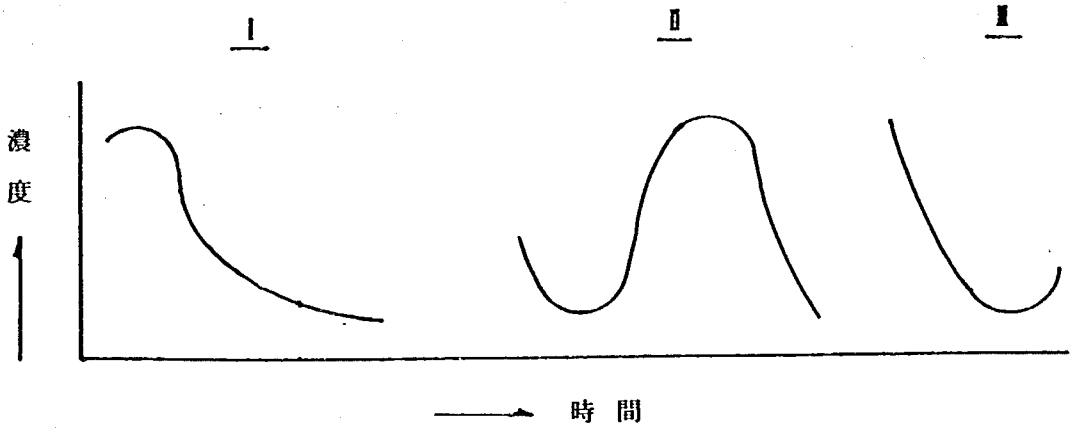
ろ過前後

BOD T−P, Kj−N PO_4−P NO_3−N NH_4−N COD_{cr}

COD_{Mn} NO_2−N SS P−H 計13項目

(回　答)

流域からの汚濁物質の流出の解析手法は大きく分類して２つの流れがあり，１つは図－１のような負荷流出の概念を想定して，負荷源ごとに排出負荷と流達あるいは流出負荷量を対応させる方式，他の１つは，負荷量が流量などの関数としてあらわせることから，流達あるいは流出負荷量を，流量あるいは流量と流域内での負荷貯留量の関数としてあらわして負荷の流出特性をあらわす方式である。これらの方法は必ずしも並列のものではなく，互に補完しあう性質もある。



図－１　負荷流出の概念図

前者の方法では，流達負荷量が流量によって異なることを認識し，適切な流量，例えば河川に対する流達負荷量の場合には通常は低水流量，また，湖沼や海域に対する流達負荷量の場合には年平均流出負荷量に対応する流量を用いる必要がある。この方法では，自然負荷や面源負荷のように，排出負荷量と流達負荷量の区別があいまいなものについては，総流達負荷量から点源に起因する流達負荷量を差引いた値を基にして流達率の議論をせざるを得ない。

第２の方式については参考文献[1),2)]に方法論がまとめられているので参照されたいが，流達負荷量Q_sを流量Qの関数として

$$Q_s = aQ^b \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ただし，a およびb は定数

あるいは，流量Qおよび負荷量の流域内での貯留量Sの関数として

$$Q_s = f(Q) \cdot f(S) \quad \cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

$$ds/dt = S_{in} - Q_s \quad \cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

式（２）において，f(Q) としては例えばaQ^b のような関数，f(S) としては例えばS^c のような関数が用いられる（ただし，cは定数）。また，式（３）において，S_{in} は汚濁源から流域内に供給される負荷量で，自浄作用を考慮する必要がある場合には，流域内での自浄作用

による減衰分を差引いた排出負荷量に相当する。

式（3）は，流域という汚濁負荷の貯蔵庫における貯蔵量の変化をあらわし，式（2）は貯蔵庫から流出する汚濁負荷量をあらわす。

式（1）は，概念的には流域という貯蔵庫内での負荷貯蔵量が無限大のときに対応するものであるが，日負荷量や月負荷量のように必ずある程度平均的な負荷量を対象として解析する場合には，貯蔵量が無限という概念の負荷量でなくても，ある程度のよい近似を与える。また，年総流出負荷量のような値の推定に利用できる利点を持っている。式（2），（3）を組みあわせたモデルはより一般的なモデルであり，例えば1洪水の間の負荷量の変化をシミュレートするなど，より細かな解析に用いることができるが，年総負荷流出量のような値の推定に利用するのは困難である。

しかし，式（1），あるいは式（2），（3）を用いた解析は，負荷流出の時間的変化を明らかにするのが主目的であり，流達負荷量と負荷源との対応をつけるためには，第1の方式を併用する必要がある。

参考文献

1） 山口高志ほか，「河川の水質・汚濁負荷量に関する研究（1）」，土木研究所報告第151号，昭和53年。

2） 山口高志ほか，「河川の水質・負荷量に関する水文学的研究」，土木学会論文報告集第293号，1980。

（水質研究室）

河－57 富栄養化水域における栄養塩類の溶出機構 (55)

（質 問）

富栄養化傾向にある河川，湖沼の底部におけるりん等の溶出機構と鉄，マンガン等の重金属類の挙動及び生態系に及ぼす影響。

1. 定説及び土研としての所見
2. その他諸学説の紹介

以上の2点について註釈を付して紹介願いたい。

（近畿技術事務所）

（回 答）

底泥からの窒素，リンなどの栄養塩の水中への回帰は，固型物として堆積した栄養塩が底泥中で分解されて溶解性の無機栄養塩となり，間隙水を経て水中に拡散によって溶出するという

形で起る。この場合，固型物から分解して溶解性となった栄養塩，特にアンモニア態窒素は，粘土表面などに一旦吸着されて，間隙水との間の吸着平衡に応じて間隙水中に移行するという考え方がある。[1)]

固型物中の栄養塩の無機化は主として生物学的な作用によって行われるものであり，分解速度に関係する主な因子としては固型物中の栄養塩濃度，水温があり，その他，固型物中の有機物が微生物にとって利用しやすいか否かという意味での有機物の性質なども関係していよう。

また，間隙中から水中への移行は，底泥が動かない状態にある場合には拡散によって（静置溶出），吹送流などの流れによって底泥が動く場合には上の水と間隙水との混合によって（撹拌溶出）起る。静置溶出において関係する主な因子は，空隙率など底泥内での水あるいは物質の動きやすさという意味での底泥の性質があり，その他，拡散係数の大きさに関係するということから水温などがある。また，撹拌溶出については，定常的な流れがある所では流れによって動く底泥の層内の間隙水に栄養塩が蓄積する時間がないので，結果的には静置溶出と同じ取扱いをすることができる。撹拌溶出が特に問題となるのは，湖のように常時は底泥表面にふわふわした浮泥が堆積しており，吹送流などによって時折浮泥が動くというような場合である。このような場合には，動きやすさという意味での表泥の性状，流れの強さ，前に表泥が動いてからの期間などが主な因子になる。

以上は窒素とリンとに共通した機構であるが，リンについては上記のほかに底泥に接している水が嫌気性か好気性かという条件が大きく影響している。水が好気性の場合には底泥の表面の少くとも数mm程度は好気性になり，固型物からの分解によって生成した無機のリンの大部分は底泥中の鉄（好気性，酸化状態の下では3価の鉄として存在する），アルミニウム，カルシウムなどと結合して水に不溶の形になり，好気性の層を突き抜けて水中に溶出する量は極めて少なくなる。実際，底泥に粘土などの無機成分が多い場合には，底泥への吸着によって逆に水中から除去されるという報告もある。[2)] 一方，水が嫌気性になるとリンの溶出が著しく増加することが知られている。水が嫌気性になると底泥の表面も嫌気性になり，酸化還元電位が低下して，4価のマンガンから2価のマンガンへの還元（酸化還元電位 1.35V），3価の鉄から2価の鉄への還元（酸化還元電位 0.77V）が起る。還元状態のマンガンおよび鉄は通常の pHでは溶解性であり，マンガンおよび鉄が水中に溶出する。この際に，鉄と結合していたリンは，鉄が溶解性になるに伴って溶解性となり，表面の好気性であった層に補捉されていたリンが急激に水中の放出されることになる。これは実験的にもほゞ確められており，嫌気性条件における鉄の溶出速度とリンの溶出速度はほゞ比例するという結果が得られている。[3)] ただし，嫌気性条件におけるリン（鉄）の溶出は定常的ではなく，好気性から嫌気性にかわった直後に溶出速度は最大になり，以降はかなり急激に減少して，嫌気性状態における定常状態の溶出速度へと漸近していく。嫌気性の定常状態における溶出速度を求めた実験例はあまり多くはないが，嫌気性になった当初の溶出速度の数分の1のオーダーである（ただし，好気性の場合の溶出速度よ

りかなり大きい)。嫌気性の状態で溶出した鉄，マンガン，リンは，好気性の層に達すると再び不溶性の塩などを形成し，除々に再び沈殿していく。実際，底層が嫌気性となっている成層期の湖においては，温度躍層の上部に水酸化鉄や2酸化マンガンの微粒子が多く浮遊しているという報告がある。[4)]

以上簡単にまとめると，窒素の溶出は，底泥中の窒素が主として嫌気性バクテリアによる分解によって間隙水中に移り，拡散または表泥の流れによる撹乱によって水中に移行するという機構で起る。また，リンの溶出は，水が常時嫌気性の場合には窒素の溶出と同じ機構で起るが，水が好気性の場合には，底泥の極く表面の好気的な層で大部分が補捉され，水の中へはあまり移行しない。しかし，水が好気性から嫌気性へと変化すると，底泥の表面に水酸化鉄の形で補捉されていたものが一時に放出され，非常に大きな溶出速度になる。鉄とマンガンの溶出も水および底泥の表面が共に嫌気性になり，これらが還元状態で溶解性となって起る。

以上のような考え方の他に，嫌気性状態における有機物の分解によって有機酸が生成し，pHが低下することによってリン，鉄などが溶解して溶出するという考え方もあるが，リン酸第二鉄が溶解性になる程にはpHが低下しないことや，鉄，マンガン以外の金属は嫌気性になっても溶出が多くなる傾向がないことから，pHの低下は主原因ではないと考えられる。また，固型物中に含まれている有機態の栄養塩の無機化や，間隙水中の栄養塩の水中への放出には，貝類やゴカイ類などの大型の底棲生物が大きく影響しているとも云われており，[5)] ある場合にはその通りと考えられる。

なお，底泥からの栄養塩の溶出に関係する因子は上記のように非常に多くあるが，最も基本的な因子は底泥中に含まれている窒素およびリンの量である。当研究室の実験結果によれば，底泥中の総窒素，総リンを指標として用いてある程度の説明ができているが[3)]，分解のしやすさを考慮して，嫌気性の状態で一定期間保存して水中に溶出させることのできる窒素，リンを指標とした方がよい関係が得られるという報告がある。[6)]

底泥から溶出する窒素，リン，鉄，マンガンの生態系に直接及ぼす影響については，富栄養化に関連したものを除けば特にとりあげて調査研究した例は殆んどない。これは，鉄，マンガンは毒性はあまり問題にならず，また，鉄，マンガンの溶出が起る所は無酸素状態であるため，極めてかたよった生態系しか存在しないからである。ただし，鉄，マンガンは上水道水源の場合にはかなりの問題になる。鉄，マンガン以外の重金属については，同様な機構で溶出するものはないが，ヒ素が河川水に含まれている場合には，ヒ素は鉄と共沈して底泥に多く存在するようになり，鉄が溶出すると共にヒ素も水中に再溶出するという報告がある。また，無機小限のメチル化のかなりの部分は底泥内で起っているという報告もある。

結論的には，富栄養化した水域において窒素，リンの負荷源となっている（沈殿による除去を考慮した純負荷としては負の値にはなるが）以外には，底泥からの溶出による生態系への影響はあまり考慮しなくてもよいものと思われる。

参考文献

1） 浮田正夫ほか，「富栄養水域における底質評価に関する研究（その２）」，第11回衛生工学研究討論会論文集，土木学会，1975年。

2） Freedman, P. L., " Nutrient Release from Anaerobic Sediments," Proc. ASCE, EE2, 1977。

3） 「河川および湖沼の底泥からの栄養塩の溶出」，土木研究所資料第１１６５号，昭和５１年。

4） 田所孝生，「酸化還元過程に伴う湖水中の物質の動き」，水処理技術，Vol 15, № 5, 1974。

5） 浮田正夫ほか，「富栄養水域における底質評価に関する研究」，第１０回衛生工学研究討論会論文集，土木学会，１９７４年。

6） 河合泰治ほか，「底泥からの栄養塩の溶出」，第１５回衛生工学研究討論会論文集，土木学会，１９７９年。

（水質研究室）

河－５８ 降水と降下ばい塵の汚濁物質量 （55）

（質　問）

琵琶湖水質予測に関する湖への流入汚濁負荷量の一成分として使用した。

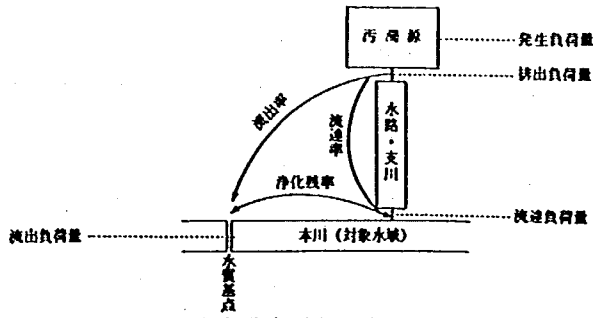
特に山林からの平常時の河川水の濃度と降水の濃度の関連において山林が浄化機能を有するか，又は汚濁発生源としての機能を有するかによって森林の取扱いが大きく異なることが考えられる。

（琵琶湖工事々務所）

（回　答）

質問内容において，琵琶湖の水質予測では降水および降塵による負荷を考慮していると述べられているように，湖沼に対する汚濁負荷，特に栄養塩負荷の中で，降水（雨水）および降塵による負荷は無視できない程のウェィトを持っていることが多い。

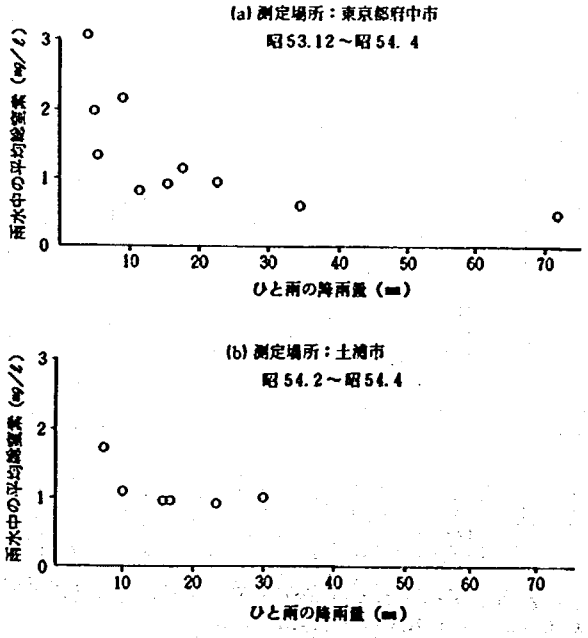
降雨，降塵による負荷は，元来は風などによって地表面から供給されたものや排ガスとして空気中に排出されたものであるから，地域によって量的にかなり異なり，観測例もあまり多くないこともあって，未だ原単位のような形ではまとめられていない。このため，それぞれの対象地域についての実測を行って負荷を求めているのが通常である。降雨による負荷については，雨水の水質は時間的にかなり変化するので，代表的な値を定めるのは容易ではない。ひと雨の間の雨水中の化学成分の濃度変化の型としては，図－１のような３つの型があるとされている[1]。図の中でⅡおよびⅢは台風時にみられるものであり，通常の場合はⅠのパターンになるとされ



図－1　ひと雨の化学成分濃度の時間変化の3つの型

ている。したがって，雨水の平均的な水質を把握するには，ひと雨の雨水を貯留して，ひと雨ごとの平均水質とひと雨の負荷量を測定するのが良い方法と考えられる。

ひと雨の平均水質およびひと雨の負荷量は，雨の直前に大気中に存在していた負荷量によって定まるものであるから，その前の降雨からの時間や風による地表面からの供給状況によって異なるものであろう。ひと雨の平均水質とその雨の雨量との関係の例を図－2に示す。図－2(a)の場合には双曲線に近い曲線になっており，ひと雨の負荷量が一定に近いが，図－2(b)の場合にはむしろ濃度が一定に近く，負荷量は雨量にほゞ比例することになる。このように，降雨による負荷の特性は地域によって異なるので，それぞれの対象地域においてある程度継続的な調査が必要になろう。



図－2　降雨量と雨水中の総窒素濃度との関係

参考のために，霞ケ浦周辺での雨水の水質分析結果を表－1に示す。ただし，これらの観測値の一部はひと雨の平均水質として測定されたものではない。

表－1　霞ケ浦周辺における雨水の分析結果

年・月・日＼項目	T－N	TON	I－N	NH_4－N	NO_2－N	NO_3－N	T－P	PO_4－P	備考
47. 5.	1.479	0.145	1.334	0.603	0.184	0.547	0.033	0.017	1
6.	0.514	0.285	0.229	0.143	N D	0.086	0.015	0.032	1
7.	0.578	0.086	0.492	0.489	0.003	N D	0.020	0.017	1
8.	1.351	0.380	0.971	0.676	0.004	0.291	0.009	N D	1
9.	0.204	0.000	0.204	N D	N D	0.204	0.058	0.058	1
10.	0.154	0.000	0.154	0.039	N D	0.115	0.007	0.007	1
48. 2.	0.944	0.381	0.563	0.457	0.007	0.099	0.012	0.006	1
3.	1.896	1.276	0.620	0.521	0.007	0.092	0.026	0.006	1
6. 7.	0.608	0.251	0.357	0.263	0.012	0.082	0.055	0.039	2
6. 27.	0.636	0.353	0.283	0.152	0.001	0.130		0.004	2
8. 4.	1.333	0.196	1.137	0.637	0.010	0.490	0.028	0.007	2
49. 4. 8.			0.612	0.322	N D	0.290			6
5. 16.	0.704	0.023	0.681	0.574	0.006	0.101	0.020	0.018	3
5. 31.	1.182	0.700	0.482	0.355	0.017	0.110	0.111	N D	3
6. 9.			1.230	1.140		0.090			6
6. 11.	1.288	0.471	0.817	0.537	0.014	0.266	0.041	0.012	3
6. 17.	0.975	0.430	0.545	0.429	0.013	0.103	0.040	0.010	3
6. 17.			0.649	0.615	0.002	0.032			6
6. 22.			0.420	0.340	N D	0.080			6
6. 23.	1.062	0.317	0.745	0.383	0.007	0.355	0.079	0.014	3
6. 24.	0.834	0.233	0.601	0.355	0.006	0.240	0.041	0.014	3
6. 24.			0.776	0.716		0.060			6
6. 25.			0.341	0.245		0.096			6
7. 2.			0.238	0.238	N D	N D			6
7. 5.			0.455	0.455					6
7. 6.			0.465	0.110	N D	0.355			6
7. 11.			1.149	0.745	N D	0.404			6
7. 15.			0.655	0.655	N D				6
8. 27.			0.200	0.280	N D	0.120			6
8. 28.			0.190	0.190	N D				6
9. 4.						N D			6
9. 12.					N D	N D			6
9. 17.			0.995	0.975	N D	0.020			6
9. 18.			0.465	0.465	N D				6
9. 24.			0.311	0.230	0.001	0.080			6
9. 27.			1.528	1.520	0.008				6
9. 28.			0.207	N D	0.007	0.200			6
10. 3.			0.311	0.310	0.001	N D			6
10. 8.			1.203	1.195	N D	0.008			6
10. 22(A)			1.969	1.885	0.004	0.080			6
10. 22(B)			0.215	0.215		N D			6
10. 28.			1.288	1.240	0.005	0.043			6
11. 18.			0.487	0.390	0.003	0.094			6
12. 2.			0.473	0.187	0.016	0.270			6
12. 10.			1.851	1.543	0.008	0.300			6
12. 16.			0.761	0.645	0.006	0.110			6
12. 18.			0.522	0.450	0.032	0.040			6
50. 1. 9.			0.820	0.655	0.075	0.090			6
1. 16.			0.931	0.785	0.070	0.076			6
1. 22.			0.344	0.285	0.050	0.009			6
6. 22.	0.91	0.63	0.28	0.28	0.	0.	0.	0.	4
7. 4.	0.20	0.06	0.14	0.12	0.	0.02	0.052	0.	4
8. 5.	0.55	0.16	0.39	0.33	0.004	0.06	0.078	0.	4
9. 29.	0.55	0.28	0.27	0.25	0.005	0.01	0.018	0.008	4
10. 22.									4
11. 19.	1.07	0.40	0.67	0.56	0.007	0.10	0.	0.	4
51. 11. 17.18.	0.97	0.123	0.847	0.71	0.007	0.13	0.008	0.004	5
52. 1. 26.27.	0.56	0.114	0.446	0.22	0.006	0.22	0.015	0.006	5
2. 21.	0.58	0.086	0.494	0.30	0.014	0.18	0.018	0.014	5
3. 30.	0.29	0.058	0.232	0.18	0.002	0.05	0.014	0.012	5

注）備考　1：霞ケ浦水質現況調査報告書　第3分冊水質汚濁発生負荷量原単位　昭和48年2月　建設省関東地方建設局霞ケ浦工事事務所
2：農地排水調査報告書　昭和48年9月　建設省関東地方建設局霞ケ浦工事事務所
3：農地排水対策調査報告書　昭和49年12月　茨城県，建設省関東地方建設局霞ケ浦工事事務所
4：霞ケ浦流域の自然汚濁調査報告書　昭和51年3月　財団法人国土開発技術研究センター
5：霞ケ浦水域隔離生態系モデル実験報告書　昭和52年3月　建設局霞ケ浦工事事務所，水資源開発公団霞ケ浦開発事業建設部
6：土壌汚染機構解析調査報告書　昭和49年度　茨城県農業試験場

また，同様に霞ケ浦周辺における降塵による負荷量の測定結果を表－２に示す。これらの値を琵琶湖周辺での観測値と比較すると，リンの負荷量は同程度であるが，窒素の負荷量は1/2以下の値になっている。

表－２　霞ケ浦周辺（土浦）における降塵による１日当りの負荷量

（単位：負荷量kg／日km²）

月日＼項目	COD	T－N	T－P
6／30まで	8.42	1.46	0.22
7／31まで	11.65	0.34	0.02
8／30まで	17.47	1.66	0.10
9／30まで	16.12	1.56	0.12
10／31まで	21.84	1.66	0.14
11／30まで	19.24	2.68	0.16
平均値	15.79	1.56	0.13

降塵による負荷量の測定においては，降雨による負荷は入らないようにし，しかも降塵はすべて補捉できなければならないが，このような設置条件を守ることがかなり難しく，調査方法にも問題が残っている。

さて，これらの降雨，降塵による単位面積当りの負荷量と，山林から流出する単位面積当りの負荷量とを比較すると，往々にして後者の方が小さいことがある。このような場合は，山林による浄化機能が山林で発生する汚濁負荷を上廻っていると解釈することができる。山林による浄化機能としては，固型物としての負荷（降塵による負荷と雨水中のリンの大部分）の補捉や植物による吸収などが考えられるが，他の形態に較べると大きいものと考えられる。しかし，富栄化対策が流域から流入する栄養塩負荷を少くすることであり，山林についての対策が，保水機能を増大させて１次表面流出をできるだけ少くし，また，表土の流亡を少くすることにあるとすれば，流出する負荷が降雨，降塵による負荷よりも大きかろうと小さかろうと，対策自体には変りがないものと考えられる。

参考文献

1）　三宅泰雄ほか，「降雨の化学」，地人書館

（水質研究室）

河－５９　河川下流部での赤潮の発生予測及び対策　(56)

（質　問）

渡川右支中筋川の下流部は河床勾配がゆるやか（1／12,000～1／8,000）で感潮区間である。

総窒素は0.2～1.0 ㎎，総リンは0.02～0.13 ㎎と富栄養化状態でしばしば赤潮の発生がみられる。このため赤潮発生の予測あるいは対策に関する最近の動向について教示願いたい。

（中村工事事務所）

（回　答）

河川水中の栄養塩（窒素，リン）濃度の増加にともなって，河口の感潮部でも赤潮の発生が起る事例がみられるようになってきた。

赤潮とはプランクトンの異常な大増殖であり，これに関係する因子は，湖沼や内湾での富栄養化とそれに伴うプランクトンの増殖でいわれているような，栄養塩濃度，日照，水温などがある。感潮部での赤潮の発生には，その他に感潮区間での水の滞留時間を重要な因子として加える必要がある。プランクトンが赤潮として観察される迄に大増殖するためにはある程度の時間（通常は３日～１週間）が必要であり，河川では栄養塩濃度が高くてもプランクトンが異常増殖しないのは，増殖に十分なだけの滞留時間がないためである。実際，利根川河口部での赤潮発生についての調査によれば，赤潮の発生には流量が大きく関係していたとされている。なお，利根川河口部の赤潮生物は，夏季は珪藻類のスケルトネマ，冬季は黄緑色藻類のオリストディスクスが主体であり，温度に応じた赤潮生物が発生しているようである。

感潮部で赤潮が起った他の例としては，夏季の異常渇水時に隅田川で起った例があり，これは流量の減少によって滞留時間が長くなったことばかりでなく，栄養塩濃度の増加，日照，水温など殆んどすべての要因が植物性プランクトンの増殖に好条件になったためと考えられている。また，北上川下流部で河道浚渫をした際に起ったことがあるが，これは浚渫余水の放流により河川水中の栄養塩濃度が増加したためであった。

赤潮の予測は，現段階では決定論的（deterministic）な予測は困難と思われ，相関解析あるいはＧＭＤＨなどのような統計的な方法によらざるを得ない。このためには，十分な数のデータ特にプランクトン量（例えばクロロフィルなど）のデータが必要になる。

現在，特に感潮部の赤潮発生防止を目的とした対策が行われている例はないが，他の種の水域の富栄養防止対策と同様，根本的には栄養塩負荷の削減が必要であろう。感潮部特有の対策としては，必要な維持流量を確保して感潮部での滞留時間が長くならないようにすることが考えられる。この場合には，少くとも５日以内，望ましくは３日以内にする必要がある。ただし，この方式は河川が流出する海域に対しては全く効果がない。

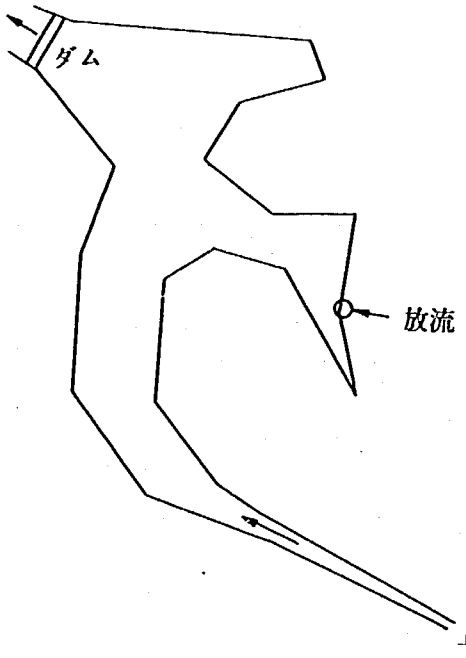
また，河床の汚泥した底泥の浚渫も，底泥から溶出や巻上げによって供給される栄養塩を少くするのに有効である。ただし，浚渫工事中に汚濁が増大しないよう十分配慮する必要がある。

（水質研究室）

河－６０　ダム湖の水質汚濁の予測方法　(56)

（質　問）

ダム湖に休憩施設からの汚濁水を放流する場合における水質予測方法について御教授願いたい。なお放流箇所は下図の所であり，河川上流からの流量はある程度見込まれる。



（企　画　部）

（回　答）

このような状況の場合，考慮すべき水質汚濁上の問題としては次の３つがあげられよう。

1) 汚水中に含まれるリン，窒素などの栄養塩によるダム貯水池の富栄養化の進行

2) 汚水のBOD（COD）負荷による貯水池の有機汚濁の進行

3) 汚水中の大腸菌などによる細菌学的汚染

上記のうち，2)，3)の２つの問題は，貯水池の容量や流入流量との相対的な関係において，当該汚濁源がどの程度の大きさを持っているかによっても異なるが，一般的にいえば，休憩施設からの汚水が浄化槽程度の処理をされている限り，大きな問題にはならない。もし，問題があるとしても，汚水の放流地点の極く近傍に限られる。汚濁予測計算を行うとすれば，休憩施設のある入江の部分を対象として，汚水の流れをポテンシァル流れとして計算し，次に定常の拡散計算を行って濃度分布の予測を行うという方法になろう。しかし，一般的にはこのような計算を行うまでもないと考えられる。

しかしながら，1) の富栄養化の問題は予め十分検討しておく必要がある。これは，貯水池のような停滞性の水域では富栄養化はある程度宿命的といってもよいような問題であり，また，休憩施設に通常設置されるような浄化槽では，リン，窒素のような栄養塩は殆んど除去されないためである。

検討すべき事項としては次のようなものがある。

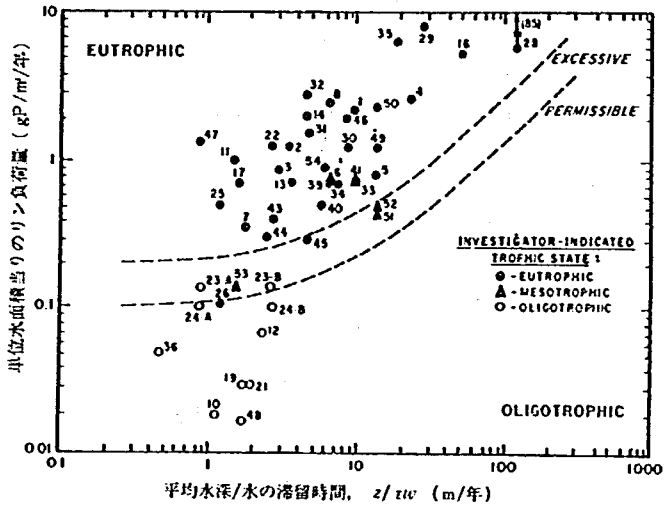
① 休憩施設以外の現状のリン，窒素の流入負荷量

② 上記の負荷量による富栄養化の程度

③ 休憩施設からのリン，窒素の負荷量

④ 休憩施設からの負荷量による富栄養化の進行の程度

上記の②，④の概略の検討には，図－1のVollenweiderの判別図が利用できる。この図は，淡水の湖沼の富栄養化はリンの水準によって定まっている場合が多いので，リンの負荷量と湖の水の交換率によって富栄養化の程度をあらわしたものである。



図－1　Vollenweiderの栄養塩限界負荷量モデルに米国のOECD湖沼調査データを適用した結果

また，流入負荷量の実測値も得られていないような段階で，ダム貯水池が富栄養化する恐れがあるか否かを予備的に検討する手法については，国土開発技術研究センターの調査報告書がある。

なお，このような施設において栄養塩除去のための処理を行っている例としては，小河内ダム貯水池において，貯水池の近くに設けられた保養所の汚水を土壌処理によって処理し，リンを除去しているというケースがある。この処理は，ダム管理者と保養所との間の協定書に基づいて行われている。

（水質研究室）

河－６１　ダム貯水池の濁水対策　(56)

（質　問）

ダムの濁水長期化現象を軽減するための対応策と，それを検討するにあたっての留意点について御教示願いたい。

水資源開発公団
細川内ダム調査事務所
徳島県土木部

（回　答）

ダム貯水池の建設によってひき起こされる河川水質問題の一つに濁水長期化現象がある。これは，主に洪水時に貯水池内に流入し，貯水池内に懸濁分散した微細粒子が長期間にわたって高濁度の貯留水が放流される現象である。

濁水長期化現象は，

① 貯水池を中心とした熱の収支および拡散現象

② 水の連続性と流動現象

③ 濁質の収支，拡散および沈降現象

等々の現象の複合されたものである。

これら総合現象の解析に当っては個々の現象を表現する数学モデルを作成して，これら個々の数学モデルを連立させることにより総合現象としての方程式系を構築する。

しかしながら，これらの方程式の厳密解を得ることは事実上困難な場合が多く，通常は，計算上影響度合の少ないパラメータを無視したり，計算を簡略化するような方向でモデル形状に工夫を加えたり，その他，差分法等の数学的テクニックを応用する等の方法が考えられている。

また，これらの現象を支配する要素は，数十にも及び，しかもこれらのいくつかは自然現象，例えば，日照，風，気温，流入水温，流入水量等々に左右される。したがって，各種対策を考察するに当っての条件の設定が難かしい。

このように，数値的な解析の困難さ，条件設定の困難さ等を考えた場合，種々の気象水文，地形，その他の条件を有する個別ダムについて精微な検討を行うことは現有情報下では不可能である。

以上，厳密な濁水長期化対策を考察するに当っては，多くの計算上の仮定と多大な計算労力を費やして実施されることが多い。したがって，濁水対策を考察するに当っては，当初より難解な解析問題と取り組むより，先ず，これらをできるだけ現象的に簡明に把握し，現象的立場から対応等の限界を明らかにし，次の段階において，必要であれば厳密解析を行なうといった対応が合理的であると思われる。

このような観点から，ここでは，濁水長期化現象をできるだけ簡明な現象として表現することとし，これらの現象に対して可能な対応方策を一般的立場から考察することとする。然る後に，個別ダムへの当てはめについては適宜当該ダムの個別条件にもとづき試行されることをお願いしたい。

貯水池濁水の長期化は，洪水時に貯水池に流入し貯留された濁水を長期間にわたって徐々に放流することに起因する。したがって，第一義的に濁水長期化を防止するためには，

① 貯水池への濁質流入をできるだけ減少させること。

② 貯水池への濁水の貯留をできるだけ減少させること。

③ 洪水終了後，さらに貯留されている濁水があれば，滞留濁水の新規流入水による希釈効果を期待し得るような貯水池の操作をおこなうとか，或いは，滞留濁質の沈降を促進するような貯水池操作やその他の対応が考えられる。

以下，各項目について解説を加える。

①について，

a．上流における対策としては，極力上流域における山腹河岸の崩壊を防止し，微細粒子の貯水池への流入を防ぐ方法である。

通常流入濁度は流入量の関数で示される。

$$C_{in} = \alpha \cdot \theta_{in}^{\beta}$$

ここで，Cin ：流入濁度（g/m^3）

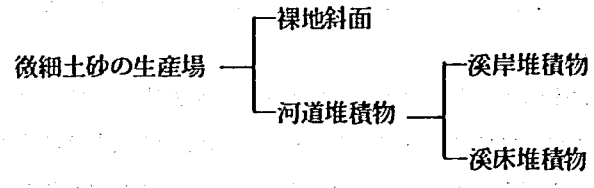
θ_{in} ：流入量 （m^3/s）

α, β ：定数

参考のため図－1にN川における流入濁度と流入量の相関関係を示す。

上流域対策としては，この式中で$\alpha \cdot \beta$に変化を及ぼすこととなるが，計量的に上流域対策との関係を示したものは少ない。

ところで，濁質である微細土砂の生産場は次のように分類される。

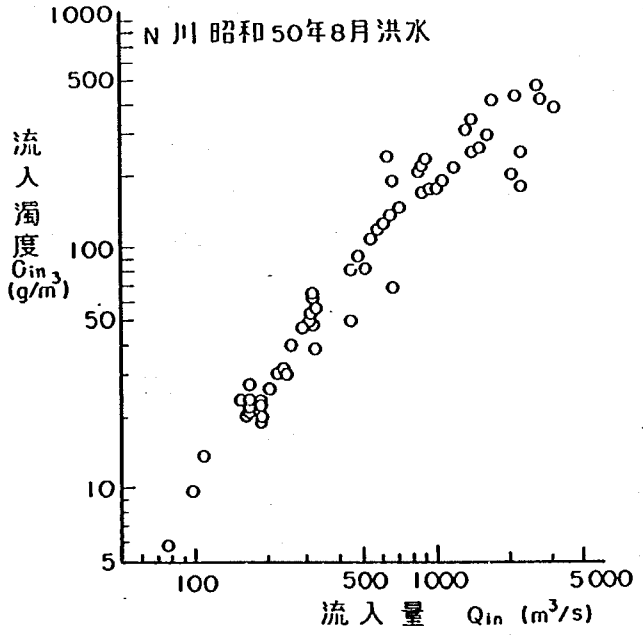


金屋敷らは，裸地斜面および河道（渓岸堆積物）について，微細土砂*の生産・流出機構をモデル化し，山地流域における微細土砂の流出濃度を推定する方法を提案している。[1] これらの推定式によれば，裸地斜面における微細土砂の流出量は，裸地斜面長に比例するとともに，裸地面積の2/3乗に比例する。一方，河道からの流出量は，側岸侵食量等に関係している。実際河川への適用結果によれば，裸地面積率が0.3～0.8％の山地流域において，全微細土砂流出量に

---

*金属敷らは，粒径が0.1mmよりも小さい土砂を微細土砂と定義している。

対する裸地からの流出成分は約20～30％となっており，渓岸堆積物も微細土砂の主要な生産場であることがわかる。



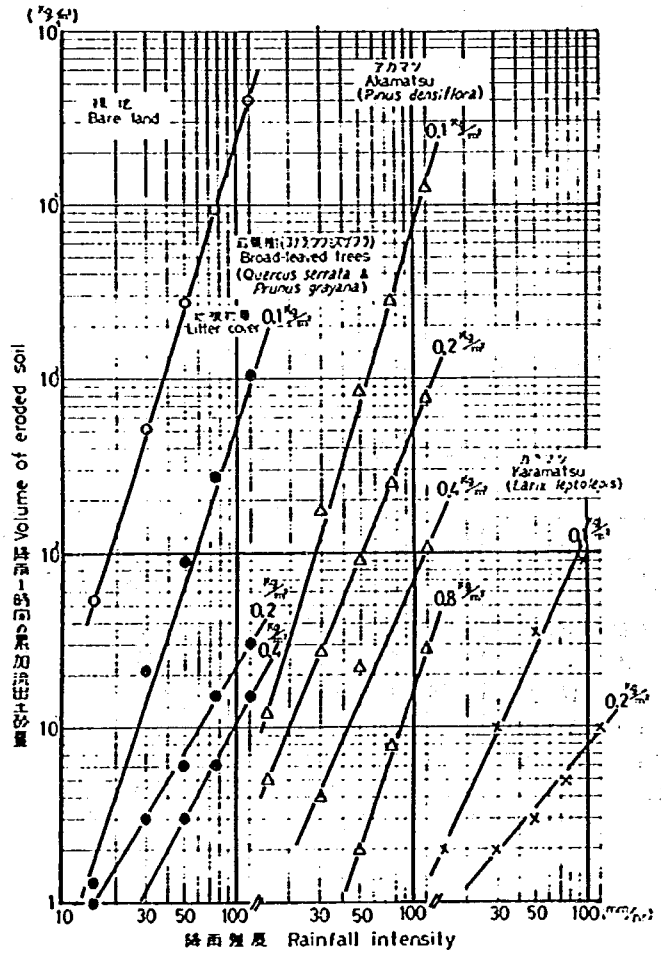
図―1　流入量と流入濁度との関係

表―1　森林の伐採割合・程度と侵食量

川口，山本による				岡山県吉郁
伐採状況	傾斜（度）	降雨量（mm）	年侵食土量（ton/ha）	侵食土量の比（%）
全伐，伐根掘取地	30	746.1	28.53	78
全伐地	30	746.1	3.66	10
上部1/4伐採地	30	746.1	2.06	6
上部1/2伐採地	30	746.1	1.14	3
上部1/4伐採地	30	746.1	0.75	2
非伐採地	30	746.1	0.35	1

一方，流域内の森林と土砂流出量の関係についてもいくつかの調査が行われている。川口[2]らは，森林の伐採割合・程度と侵食土砂量の関係について，表－1のような結果を得ており，全伐採地からの侵食土砂量は，非伐採地に比べかなり大きな値となっている。また，村井[3]らは，小型ライシメータ（幅0.5 m，長さ1.5 m，深さ0.5 m）を用いた実験により，落葉地被物と流出土砂量との関係を求めている（図－2参照）。この図より，降雨強度が高くなれば流出土砂量は急激に増大するが，落葉の被覆量が増加すれば，流出土砂量は急激に減少する。このとき，樹種間には顕著の差異が認められない。

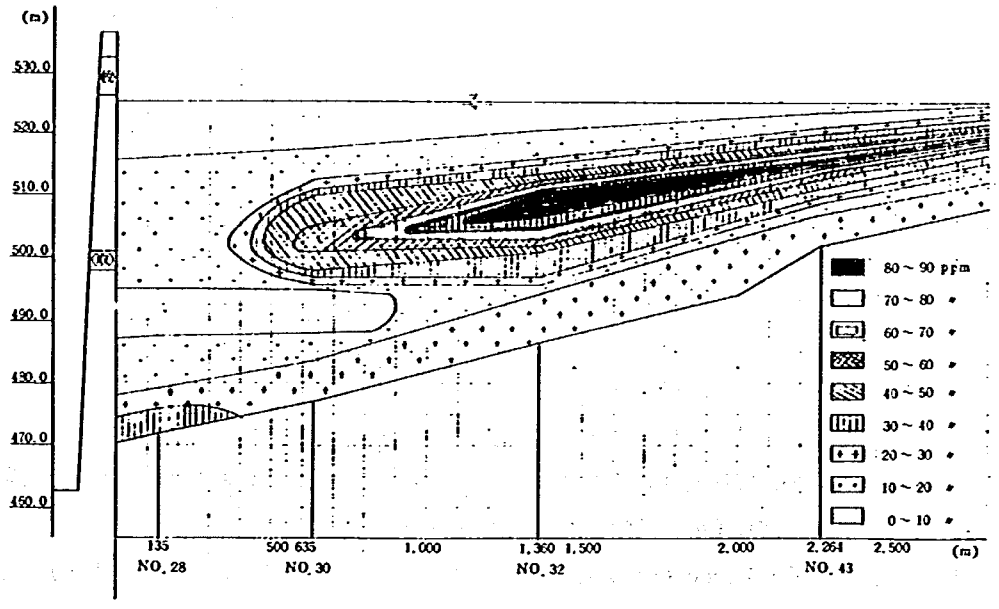
微細土砂量は，近似的にはこれら流出土砂量に微細土砂の含有率を乗じることにより推定することができるから，これらの調査研究結果を踏まえると，貯水池上流域の地表状態ならびに河道堆積状況を改善することにより，貯水池への濁質の流入はある程度緩和されることが期待される。



図－2　落葉地被物と流出土砂量の関係

②について

通常選択取水の効果の一つとして挙げられる側面である。すなわち，貯水池は，流入エネルギー，太陽によるふく射エネルギー，放流のエネルギー，放散エネルギー等，貯水池の有する熱容量を中心にして熱の収支がある。したがって，取水設備，或いは放水設備，構造，運用方式等によって或る程度，これらの熱エネルギーの収支をコントロールすることは可能である。これら熱収支のコントロール，たとえば，できるだけ多くの熱量を貯水池内に蓄積することは，貯水池における停滞層の水温は一定であることから，上層の水温の上昇につながる。このことを一般的に表現すれば，顕著な躍層の形成ということができる。顕著な躍層の形成とは，水理学的に言えば上層と下層の比重差が大きいということである。通常，洪水時の流入水温は，上層水温と下層水温の中間であるから，洪水時は，これら上下層の中に割り込む形で貯水池に流入する（図－3参



図－3　○貯水池縦断面濁度分布図

照）。その際，流入量が多く，流速が速い場合は，上下層水を連行しつつその流下断面は拡大する。他方，流入量が少ない場合には，流速も小さく，洪水流は，上下層水と混合することなく，これらを貯水池内に残存しつつ，貯水池を通過する。このような事由から，洪水直前には顕著な躍層形成が必要となる。また，秋期洪水に対して長期化傾向にあることは，この上下層比重差が

小さく相対的に流下断面が拡大することによるものである。

以上のことから，洪水直前に表面取水から中層取水に切り換え，洪水の通過路を設け，さらに，できるだけ高温の上層水を貯留しておくことは，濁水貯留量の減少に資するものと思われる。また，これら前もって準備された場所に放水管を設置すること，或いは，洪水終了後水位低下によりこれら通過断面に残された濁水を放出することも濁水貯留減少の有効な手段といえる。

このような貯水池の水理的機能から見れば，表面取水は，どちらかと言えば，逆効果であり，任意の位置から取水できる選択取水にならざるを得ない。

また，当然とも言えるが，下層水温は，年間通じて殆んど10℃ 以下でしかも一定値であることから，これらの手段による効果は，気温の高い真夏に効果的であり，外気温と下層水温の差が少さくなる秋春冬等における効果は少ない。

③について

この場合，②による対応によって，確保された上層上澄水を選択放水するものである。その間に，中層に貯留された洪水による濁水はその濁質を下層に沈降させる。この場合，当然のことながら或る限度まで濁質が沈降する間，上層水の貯留量が確保されている必要がある。

一方，沈降する時間は主として濁質の粒径に左右される。濁質の沈降速度は次式により示される。

$$W_0 = \frac{1}{18}\left(\frac{\rho'}{\rho} - 1\right)\frac{g}{\nu} \cdot d^2$$

ここで，W_0：沈降速度

ρ'：粒子の密度

ρ：水の密度

ν：動粘性係数

d：粒子の直径

すなわち，粒子の沈降速度は溶媒（水）および粒子の物理学的性質に左右されるが，最も影響度の大きい要因として粒子の粒径を挙げることができる。

即ち，1μの粒子と10μの粒子の沈降速度の比は1対100 となる。これまでの調査から見ると，濁水長期化に影響する粒子は，5μ以下程度であり，これより大粒径の濁質は殆んど濁水長期化には影響しないものと考えてよい。したがって，長期化調査にあたっては濁質の粒度分布を調査することにより5μ以下の粒度の濁質量を把握することが重要である。

また，沈降速度のコントロールとして貯水池内に凝集沈殿剤を投入する方法も考えられるが，これらについては2次公害の恐れもあり具体的な実施例は建設省関係のダムにはない。

なお，洪水の終了後，貯水池からの放流は必要最少限にとどめ，貯水池上流からダム下流へ清澄な河川水を迂回させる方法もある。

以上，濁水長期化に対する対応の形を3つの単純なパターンに区分して説明したが，これらは，濁質の物理化学的特性と貯水池の水理特性に支配される。また，貯水池の水理特性は，貯水池の気象，水文，地形，形状，操作特性に支配される。これらの支配要因の中で対応等の及ぶものとしては，わずかに形状，操作のみであり，しかも，現象全体に及ぼす影響度合いも，たとえば，気温の季節変化，洪水の量等に比較すれば微々たるものと言わなければならない。つまり，濁水対策は勿論その回避には最大限の努力をなすべきことは言うまでもないが，現象全体に対する対応の限界を事前に充分認識した上で考察検討に移る必要があろう。

また，先にも述べたとおり，濁水現象は種々の個別現象の複合現象であり，したがって，一つの対策を実施しようとした場合，予想もしないところに，逆の効果が表われることがある。たとえば，洪水直前に躍層をコントロールしようとした場合，冷水現象発生の恐れがある等々である。

さらに，これら濁水対策等を実行する場合，往々にしてダム建設本来の目的を忘れる危険性がある。たとえば，洪水調節，渇水時の貯水池運用等，各々を個々に取り上げた場合においてさえ種々の問題が山積している。したがって，これらの種々の貯水池操作運用上の独自の問題と濁水問題をどのように調和させるか，といった点で先ず，濁水対応としての限界を明らかにしておく必要があろう。

最近，取水口を改造した例としては，早明浦ダム，下久保ダム，矢作ダムがある。

なお，これらの改造にあたっては，水中工法を行うか，水位を低下させてドライ工法によるか2つの方法があり，下久保ダムは水中工法を採用し，早明浦ダム，矢作ダムはダム水位を下げてドライ工法によった。一般にドライ工法をとる場合，莫大な損失補償を必要とする場合があるが，矢作ダムの場合，新設のダムで未だ供用以前のダムの容量を代替利用することによって対応した。

参考文献

1）金屋敷忠儀：山地流域における微細土砂の生産：流出機構と流出予測法に関する研究　1981．
（水資源開発研究室）

2）川口武雄，山本勝市：土砂扞止林の伐栽と流出土砂について　林業試験集報57号　（1948）

3）村井宏，岩崎勇作：林地の水および土壌保全機能に関する研究（第1報）林業試験場研究報告第274号

河－６２　海域の汚濁解析調査　(56)

（質　問）

四国地建では昭和53～55にかけて直轄の流総計画として「備讃瀬戸海域流域別下水道整備総合計画」の調査を行った。この調査における海域汚濁解析は，対象海域全域を均一とする完全混合モデルとし，滞留時間分の流入汚濁負荷をもとに水質予測を行った。しかし，備讃瀬戸海域が瀬戸内海のごく一部の海域であることを思えば，当海域の汚濁は，播磨灘，燧灘等周辺海域の影響を受けていることは明らかである。そこで，他海域との境界条件を設定する必要が生じてくるが，そのためには瀬戸内海全域を対象にした汚濁解析を行なうことがのぞましいと考えられる。しかし，多数府県を含む広大な瀬戸内海を一つの解析対象として調査することは容易ではなく，また灘や瀬戸で複雑に構成された瀬戸内海を，どのような解析手法で，どのような調査海域単位で調査を行っていけばよいのか，むつかしい問題である。当地建では備讃瀬戸海域に続いて今後，瀬戸内海の他の海域についても流総計画を策定していきたいと考えており，今後の調査の進め方，とりわけ，調査対象海域の設定のしかたと瀬戸内海全体での位置づけを考慮した汚濁解析の行い方について御助言願いたい。

（回　答）　（企画部企画課）

水域の汚濁解析を行うに際して境界を設定する場合，その境界を通じて負荷の流入・流出がある限り，いかなる方式を用いて解析をしようと境界条件は既知の値としなければならない。ただし，対象とする水域から外側の水域へ負荷量および水量が一方的に流出するだけの時には，必ずしも境界条件は既値である必要はない。このため，境界の場所は，対象水域内での水質の変化があってもその変化が及ばないような場所，または対象水域と外側との水域との間に水の交換があっても，外側から流入する水の影響は無視できる程小さい場所に設定するか，何らかの形で境界条件を別途の方法によって推定することのできる場所に設定する。

以上のような趣旨からすれば，瀬戸内海の全体について解析をする場合や，極めて小さな水域で，その水域内の水質状況が多少変化しても，その外側の水域の水質には殆んど影響がないような水域の場合には問題は少ないが，中程度の大きさに分割せざるを得ない場合には，境界条件として外側の水域の水質を与えるという困難な問題が生じる。このときの正統的なやり方は，質問の中にあるような，瀬戸内海全域の解析を先に行って，これにより境界条件を与える方法である。次いであり得る方法としては，境界の外側に対象水域と同程度の規模の水域を設定し，その水域に関しても粗い水質予測を行って境界条件とすることが考えられる。粗い水質予測とは，現況の流入負荷量と予測時点での流入負荷量の比を現況の水質に乗じて予測水質とする程度のものである。この方法では，対象水域内での状況の変化が外側の水域の水質に反映されないので，必ずしも妥当な方法ではなく，他に方法がない時の便法と考えるべきである。

なお，境界の設定にあたっては地形的な状況を十分考慮する必要があり，原則的には開口部としての境界がなるべく短くなるように，また，境界線が流れと直角方向になるように設定する。

（水質研究室）

河－６３ 砂防ダムの調節効果 (55)

(質　問)

従来より砂防計画上，砂防ダムでは10%程度の調節量を見込んでいるが実際に，一連の洪水の際，河床勾配等渓流の諸要因にかかわらず，調節能力が発揮されるものか。

土研では，土石流等の実験などを通して，把握されていると思うが，調節能力の実態を御教示願いたい。

(六甲砂防工事事務所)

(回　答)

①　調節能力の実態について

砂防ダムの調節量は過去の実績から貯砂量の10%とされているが，実際には計画堆砂線の勾配，出水の規模（流量，継続時間），粒径，土砂濃度等の諸因子及び土砂の流出形態（土石流か土砂流か）によって調節量は変化する。

特に計画堆砂線の決め方（たとえば元河床勾配の１／２か２／３か等）やダムの施工位置によって実際の調節量は変化し，一様にすべてのダムで10%とならないのは過去の調査例でも明らかである。（下図 参照）そこで各現場を担当される技術者は現地河川でのダムの堆砂実績を充分把握したうえで各自の現場に適した調節量の設定が必要となる。

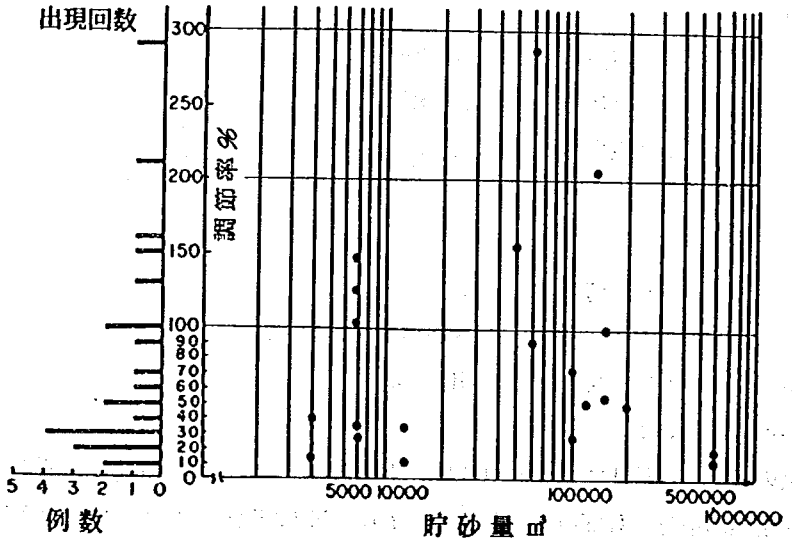


図　過去の洪水における調節率の出現回数および計画貯水量と調節率の関係

(池谷，新砂防№88)

② 実験からみた調節量について

実験的にみると土石流域ではほぼ元河床勾配程度に最急堆積勾配がなる（土石流の後続流の時間によってダムの堆砂の形状はかならずしも最急堆積勾配のままであるとはかぎらない)。

一方，掃流域での堆砂実験では流量，継続時間，土砂濃度，粒径，河床勾配，河幅および粗度によって変化するが，条件が一定であって充分時間が長ければ堆砂縦断形状は動的平衡勾配となる。この動的平衡勾配と計画貯砂勾配の差が砂防ダムの調節量と考えられる。

（砂防研究室）

河－６４ 砂防計画における河道調節量 (55)

(質　問)

砂防計画上，河道調節を量あるいは率として，考慮しなければならないが，これの合理的設定法及びその根拠となるところを御教示願いたい。

（六甲砂防工事事務所）

(回　答)

現在砂防計画で使われている河道調節量は，河道における土砂の調節量と山腹渓岸に残存する土砂量の和として,とり扱われていて，一般に

$$B = A\ (1 - \alpha) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

で示されている。

ここに，A：計画対象流域内における生産土砂量

B：計画基準地点における最大洪水流砂量

α：計画基準地点内の流域に貯留する土砂量の率

である。

αの値については既往災害時の調査から

天竜川　$\alpha = 0.42$　　阿武隈川　$\alpha = 0.17$

揖斐川　$\alpha = 0.11 \sim 0.28$　　姫川　$\alpha = 0.07$

という結果が得られている。

二次元水路のように単純化できる河川では，流量（ハイドロ，継続時間),含砂率，平均粒径，河床勾配，横断面形を与えれば河床変動計算により，河道調節量は特性，粒径の不均一性・場所による土砂濃度の変化等の影響が支配的で単に計算のみでは，河道調節量を決定するには問題がある。

また流域面積の大小や流下する土砂の形態が，土石流か土砂流か等によっても堆積条件が異

なるため，河道調節量が変化することが考えられる。そこで具体的な河道調節量は各河川の土砂流出時に測量等かつ得られた実測の値を参考にして決定することが望ましい。ここにその一例を紹介する。

図は昭和42年7月，浜田川（広島県）に発生した土砂災害時に実測した結果でこの場合，河道での調節量が非常に少ないことがわかる。

すなわち，河道調節量は土砂流出時の状況によって変化することから，一定の値を決めるのは難かしい現状にあって合理的設定方法は特にないので，特に大規模に土砂の移動があった前後に各現地河川で観測を行って決定すべきであろう。

（砂防研究室）

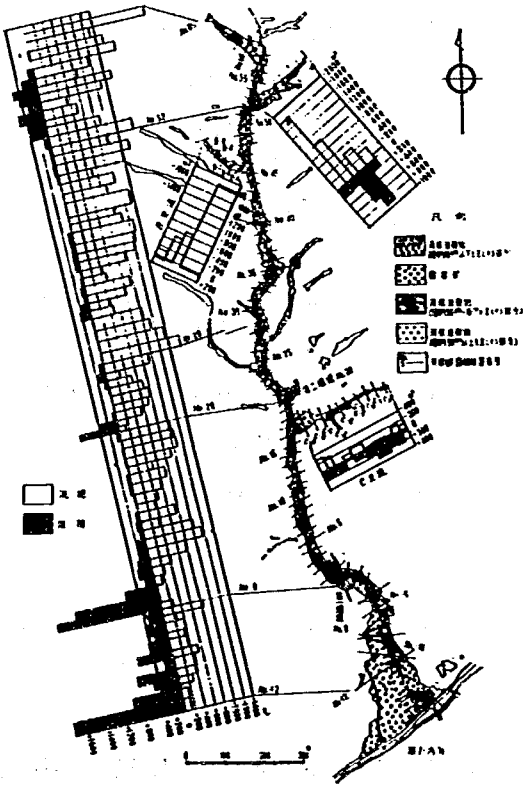


図　浜田川における河床堆積分布および土砂変動模式図

（平尾，大久保，新砂防№75）

河－６５　流域からの生産土砂量の概略推定方法　(56)

（質　問）

市販の地質図，崩壊地の規模，占有率等のデータから流域からの生産土砂量の推定が可能かどうか。可能であれば，その手法について教示願いたい。

（中村工事々務所）

（回　答）

流域からの生産土砂量を推定するための因子として，ある期間の雨量，流域面積，起伏量，河床と崩壊斜面の勾配等がある。これらの因子のうち雨量データを除くものは地形図，地質図，土地条件図，地形分類図等によって容易に得られる。またこれらの図から得られる情報の精度を高めるためには空中写真を判読して情報の確認と精査を行うのが効果的である。これらの材料から生産土砂量を推定するために必要な鍵は土砂生産の場である斜面である。斜面には面積，長さ，勾配，形態等のエレメントがあるが，これらのうち最も重要なのは斜面勾配である。山腹斜面は上方の緩勾配の部分と下方の急勾配の部分に２分され，それを区切るのが遷急線である。遷急線は侵食前線とも呼ばれ，斜面崩壊の70％がこの線と何らかの位置的関連を有している事実から，遷急線の分布を判読し，各遷急線間の測定について比集水面積ａと，地形的滑動力示数$F = a^{\frac{1}{3}} \cdot \tan\theta$を用いてＳ（slope）－Ａ（specific catchment area）ダイヤグラムを作成すると，斜面上の各測点の特徴が認められる。この特徴と降雨強度とを組合せると崩壊発生すなわち生産土砂量の推定と確率評価が可能と思われる。なお写真判読による滑落崖やクラックの存在は最も確かな情報の一つである。云うまでもなくこの手法によって得られる情報は過去の崩壊に関するデータと照合されなければならない。詳しくは，昭和54年度砂防学会研究発表会論文（8，羽田野誠一）を参照されたい。なおこの考え方は活火山や構造性大規模崩壊には適用できない。また過去の崩壊例から崩壊面積率を出し，崩壊深を剰じて土量を推定する方法もある。

（砂防研究室）

河－６６　山地崩壊と植林　(56)

（質　問）

山地崩壊に対して植林の必要性については，よく言われる所であり，多降雨地域で崩壊の多い四国地方は，切実に痛感している。従来，森林施業として行っていた植林について崩壊防止，流出抑制等治水上の効果を持たすことに着目した場合，樹種の選択，植林後の留意点に対する御意見を伺いたい。

（河川部河川計画課）

（回　答）

森林が斜面の安定に役立っていると一般に云われているがその根拠はつぎのようなものである。即ち，

1）根系が土壌をしばって移動しにくくする。

2）根が土層の中で杭のようにせん断抵抗を大きくする働きをもつ。

3）樹木が降雨をさえぎり土層の含水量が増大する速度を小さくする。

しかし，斜面崩壊との関連では，根系が土壌中に侵入する深度の限界があるからむしろ斜面上の荷重として作用すること，さらに風が強く樹体をゆするときは斜面への反作用の結果風化岩をルーズにすることがあるといったマイナス効果も考えられていた。その後の調査によってつぎのようなことが明かになっている。即ち，

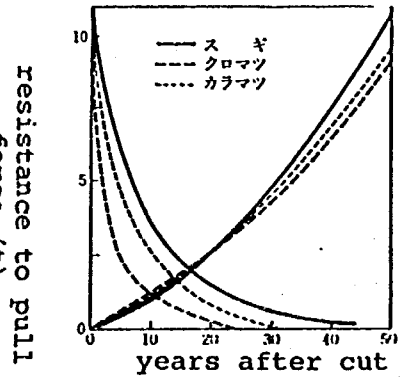
1）森林の崩壊防止機能には限界があり，その限界は崩壊の規模，斜面の勾配，樹令，施業方法等によって一定ではない。

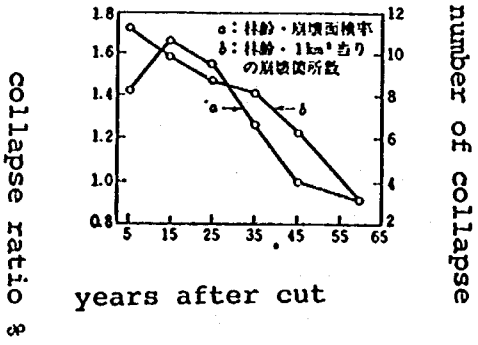
2）豪雨の時に表面流によって洗われると森林のある斜面でも弱い。

3）森林の降雨貯留効果は40㎜をこえると雨量の10％程度になる。

竹下は，崩壊の面積的規模，あるいは深度的規模についてその扞止機能の限界を，10年生以下の森林では100㎡以下，20年生以下の森林では200㎡以下，30年生以下の森林では300㎡以下の崩壊に対してしか扞止機能がないとしている。また深度について，20年生で1.0ｍ以下，30年生の森林で1.5ｍ以下の崩壊に対して防止機能が認められる程度で1.5ｍ以上の深さのものに対しては，30年生以下の森林では効果が期待できないとしている。

また，根系はその引抜き抵抗でみると伐採後15年で伐採直後の1／10になるという報告がある。皆伐採後15～20年後に崩壊が多発することを考え合せると崩壊と森林の関係が単純でないことがわかる。ただこのことは逆に皆伐採をしなければある限度内有効であることは云える。また地形学的観点からは崩壊は谷頭侵食であり，斜面の後退でもある。これらの現象は斜面勾配が緩から急に変化する遷急線でその約70％が発生していることも重要である。樹種については周辺の樹種を選択し，植生遷移を考慮して植付，保育を行う。





（砂防研究室）

河－６７　土砂地盤上における砂防ダムの設計施工　(56)

（質　問）

吉野川中流域は，みかぶ構造線が走り地質は広い範囲で変成破砕されており，地質が悪いため砂防ダムの施設計画において，土砂地盤上にダムを計画せざるを得ない場合があります。その場合，右岸は岩盤で左岸は崩積土と云った箇所，左右岸とも土砂の箇所，又河床の岩盤の有無等によって設計は変ってくると思いますが，このような土砂地盤上に砂防ダムを設計施工する場合，パイピング対策として護岸又はグラウトを設計する場合の実施設計指針ならびに具体的実例（災害実例等も含む）を御教授願います。

（吉野川砂防工事々務所）

（回　答）

砂防ダムが安定を保つために必要な基礎の条件は，次の３つである。即ち，

1）荷重に対して充分な支持力（沈下，転倒に対しても）をもつこと。

2）滑動に対して充分なせん断まさつ抵抗をもつこと。

3）ダムの下流が洗掘をおこさないこと。

これらの条件を満たす地盤は岩盤のみに限るものではなく，砂礫層も地盤として好適な場合が多いし，地形的に良い場所が砂礫地盤である場合も多い。上に挙げた３つの条件のうちはじめの2つは観察したりボーリングして得られたサンプルやボアホール内でのテストで容易に確認できる。問題は３番目の下流洗掘であるが，その原因として２つのことが考えられる。まず表流水による洗掘によって基礎の砂礫が失なわれるものであり，ついで浸透流によって地盤の細粒分が失なわれてその結果砂礫層の構造が破壊しあるいは河床面の粒子が失なわれるケースである。勿論この２つの

ケースが洪水の時，流水の掃流力と浸透流の圧力の相剰効果で一気に洗掘がすすむことが最もおそろしく砂礫地盤の場合は最大の問題である。

表流水による洗堀を防止するにはダムから落水のエネルギーを減勢させて掃流力を小さくすると同時に川床を強化することが必要である。そのためにプールや水叩工が施工され，ブロック，捨石，篭工が用いられる。一方浸透流に対しては流路を長くして抵抗を大きくすると同時に動水勾配を小さくしてパイピングが発生するのを防ぐ。グラウトはその目的をもって施工する工法の一つであるが他に矢板，カットオフも用いられ，上下流の河床を不透水性の材料でおゝう方法も考えられる。ダム本体の床堀にあたって河床材料を極力乱さぬようにすることは大切なことである。パイピングを防止するためにグラウトのみに頼る方法は一般的ではないと考えられる。

パイピングを生じない浸透径路長の決め方については，径路を基礎底面ぞいにとる考え方とショートパス（最短距離）をとる考え方があるので安全度を考慮して決する必要がある。

（砂防研究室）

河－６８　地すべり地内における砂防施設計画　（56）

（質　問）

吉野川流域は，重荒廃，一般荒廃地になっており，昭和46年度直轄砂防事業で鋭意施行中である。当流域内は脆弱な地質により崩壊が多数発生しており，また地すべり危険箇所が多数あり，渓岸に押し出し，土砂を多量に生産している。

このように地すべり地内においても砂防工事を施行しなければならない現状である。そこで砂防事業を実施にあたり工法としてダム工，護岸工があげられるが，ダム工によれば堆砂により河床が上昇し，押え盛土的な役割を果すが，流水が直接当るところでは新たな地すべりが発生する恐れがある。また護岸工によれば地すべりの横侵食は防げるが縦侵食に対する効果はうすい。

地すべり地内における最適な砂防施設計画はどのようにすればよいか御教授願いたい。

（吉野川砂防工事々務所）

（回　答）

地すべり地帯における砂防計画を考えるにあたっては通常用いる考え方に加えて，次のようなことが問題になると思われる。即ち，

1）地すべり現象が土砂生産につながるかどうか。

2)　施設のサイトとした場合の適否

1)の場合に考えられるのは地すべり土塊の末端附近に河道が位置する場合，侵食によって地すべりは安定の度を減じよう。その結果，地すべり土塊の移動が始まればその移動速度は大きくなり，その過程で土砂が輸送され，あるいは突発的に天然ダムを形成して河道を堰あげたり，天然ダムが崩れて土石流化したりする。河川の侵食によって地すべりが不安定化するのは大和川の亀の瀬におけるもの等よくあるケースであり，ダムアップしたものや滑動土塊そのものが泥流化するケースも希ではない。昭和28年の有田川，50年の仁淀川，53年の妙高山等の例はこれに相当して土砂量も膨大である。このように，地すべりの土砂生源としての役割は決して小さくはないが一般にはすべりの特性すなわち移動量が微少で常時みられる場合，常時は移動せずある条件を与えた場合に突発的に移動する場合等の違いを明らかにする必要がある。

換言すれば地すべりの大きさとその安定条件の把握が判断の鍵となろう。

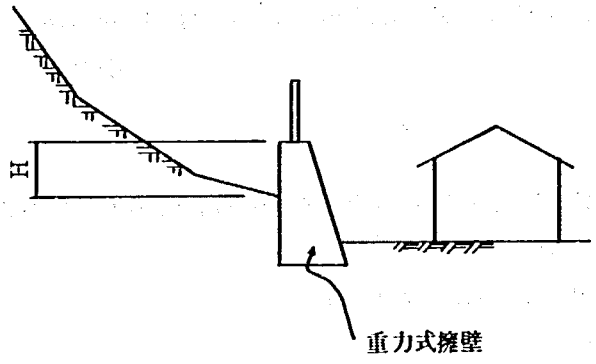
いうまでもなく砂防ダムで地すべりの移動を抑制しうるのは小さい規模のものに限られる。砂防ダムの堆砂の重量でバランスをとるのがその意味であるが，この場合砂防ダムは地すべり地の下流近傍に位置することになり，ダム自体がしばしば危くなるので通常大きいものは計画されていない。

また，地すべりの土圧による破壊を避けるために構造もフレキシブルなものとされるため堆砂量も自ら制限される。このことはサイトとしてもそれほど有利でないことを意味する。しかし地すべりの規模によっては地すべり地内の河岸に護岸を設けて側方侵食にそなえたうえで砂防ダムを建設することは効果的である。地すべり対策工との併用は考えられなければならない。

（地すべり研究室）

河－６９　待ち受け擁壁設計上の設計外力（崩壊土砂等の衝撃荷重等）　(56)

（質　問）



急傾斜地崩壊防止工事では現在上図のように重力式擁壁の上部を地盤線より突出させて，上部斜面

からの落石，土砂の崩落を待ち受ける工法がある。この擁壁断面を設計するための崩落土砂等による衝撃荷重等をどのように捉えたらよいのか考え方を示して欲しい。又突出高をどの程度とするのがよいのかを含めて。

（徳島県砂防課）

（回　答）

待ち受け擁壁は急傾斜地においては，原則的には望ましくなく，崩壊を直接抑止することが困難な場合やむを得ず設置されることが多い。

パラパラと何回にも分けてくる非常に小規模な崩壊に対して設計外力としては堆積土砂による静的土圧と考えれば良い。この場合も計画時採用した耐用期間中にどれだけ堆積するかで，ポケット容量，土圧が決まるが，これは既存の成功例を参考に，現地の状況により，技術者が判断せざるを得ないのが現状である。

ある程度の規模で一度に崩壊が完了してしまうものについては，計算により設計していないのが現状で，崩壊形態（崩土の量，崩壊の高さ），崩土の移動状況（速度，木の混入度，塑性移動が液体に近い流動状態か）を既往の資料を参考にして，これも技術者が経験的に判断して，擁壁の設置位置，形状を決めているのが現状である。この際，崩壊高さと崩壊土量が最も重要な検討項目であるが，それ以外に移動状況について

1）崩土，落石が空中を自由落下し直接擁壁に衝突する

2）崩土，落石が斜面の表面に沿って流動または飛跳し方向を変えることなくそのまゝ擁壁に衝突する。

3）1）または2）の状態で，擁壁の背面の地山または裏込め土に衝突し，方向を変えてリバウンドしたものが擁壁に衝突する。

のいずれかを判断することが大切である。衝撃荷重は1）～3）の順に小さくなる。実態では1)，2）のケースで擁壁が破損し災害につながった事例が多い。

実際には，なるだけ発生源に対して一般に用いられる斜面崩壊防止工で発生を予防し，これが困難な場合は，ネットまたは柵をなるだけ併用して，待受け擁壁にかかる衝撃荷重の軽減を計ることが大切である。

(1) 崩土の衝撃荷重については，研究が進んでいる雪崩に対する考え方を適用する計算式が提示されている。[1] しかし，これにより計算される荷重は現状ではあく迄，前述の経験的判断の際の参考の域を出ない。次にこの計算について述べる。

雪崩の場合の式を適用すると構造物に衝突して生じる衝撃力は崩土の密度と速度および崩土が衝突する構造物の形状に関係し，壁面に作用する場合は式(1)で，柱類に作用する場合は式(2)で表わされる。

$$P = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot V^2 \quad \cdots\cdots(1)$$

$$P = \frac{\gamma}{2g} \cdot A \cdot V^2 \cdot C \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，P：構造物に作用する衝撃力（t）

γ：崩土の単位体積重量（t／m³）

g：重力加速度（9.8 m／sec²）

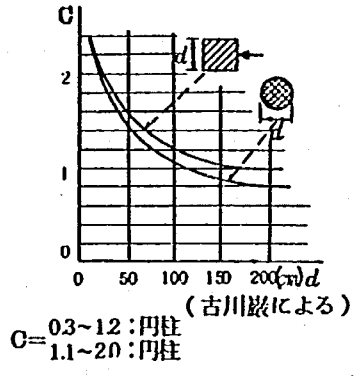
A：構造物の面に対する崩土の作用投影面積（m²）

V：崩土の衝突速度（m／sec）

C：構造物の形状に関する抵抗係数

式(1)および式(2)において，γ の値をどのように取るかは1つの問題であり，実際に測定することも相当困難である。崩土の倒達距離について解析および過去の災害例の評価を試みた山口博士の研究例から考えて，通常の土砂単位体積重量の 1／2 程度すなわち 0.8 ～ 1.0 程度と仮定してもよいものと思われる。

次に，式(2)の係数Cであるが，種々の形状に対する値を系統的に求めたものがないので，図－1に示した代表的な円柱，角柱に対する値を基に適切な値を選ぶ必要がある。



図－1　Cの推定値

式(1)は，速度Vの崩土が壁面に対して連続的に作用する状態を考えている。実際の小規模な崩土の場合には，その全重量をW，崩土が壁面に倒達してから全体が静止するまでの時間をTとすると壁面に作用する力は式(3)で与えられる。

$$P = \frac{1}{T} \cdot \frac{w}{g} \cdot V \quad \cdots\cdots (3)$$

ただし，Tについては何らかの実験または観測データから決める必要がある。

(2)　崩土の速度

(1)に示した崩土の衝撃力の計算にあたっては崩土の速度Vの推定が問題である。Vについては次のような実験式がこれまでのところ提案されている。しかしこれらの式はある限定された条件下で求められたものであり，実際の設計にあたっては，種々の実験によって数値を決定することを基本

とすべきであろう。

ⅰ）福岡の式

$$V = \sqrt{2g\left(\sin\beta - \frac{c}{rh}\right)\ell_1} \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに，β：斜面が水平面となす角

C；土の粘着力またはすべり抵抗力（t／m²）

r；土の単位体積重量（t／m³）

h；土塊厚（m）

ℓ_1；土塊の滑った距離（m）

g；重力加速度（9.8 m／sec²）

ⅱ）畠山・内山らの式

$$V = \sqrt{2gh} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに，h；土塊の落下高さ（m）

g；重力加速度

ⅲ）Kberkhevlidyeの式

$$V = 10.7h^{0.55}\ I^{0.33} \quad \cdots\cdots(6)$$

ここに，h；土石流の落下高さ（m）

I；斜面の勾配

参考文献

1）道路防災施設調査特別委員会（日本道路協会），道路防災施設調査報告書，昭和55年3月

（急傾斜地崩壊研究室）

河－７０　土石流対策砂防ダムの天端幅の決定手法　(56)

（質　問）

現在，河川砂防技術基準（案）設計編では，-砂防ダムの天端幅については次のとおり決められている。

天端幅

天端幅は，ダムサイト付近の河床構成材料，流出土砂形態，河床勾配，計画洪水流量等の要素を考慮して，決定するものとする。

天端巾 (m)	1.5～2.5	3.0～4.0
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ～ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

しかし，現在，土石流が発生した時，流下転石の速度及び衝撃力について未知のものが多い。また，その衝撃力をうける砂防ダムの構造をどう補強するか（例えば天端にH型鋼をうめこむ等），また，天端付近のコンクリートの打設計画はどうすべきか，などについての基準についてお伺いしたい。

（徳島県土木部砂防課）

（回　答）

砂防ダムの水通し天端は，砂礫を含む流水の動水圧，転石の流下による衝撃，摩耗はもちろん，気象作用，風化作用をうけるため最も破損しやすい箇所である。また破損した天端は早急に修理しないと流水が破損部に集中して拡大し，ダムを破壊するに至る。砂防ダムの天端は従来必要に応じ，堅硬ち密な石材による張石施工が行われてきたが，最近では熟練した石工の不足から富配合コンクリート，グラノリシックなどの使用が普遍化しており，その他各種の保護工法がテストされた。

天端における流水，流送砂礫の破壊力にはつぎの力が考えられる。

1）衝撃力

2）摩耗力　㋑研摩耗力

㋺選択摩耗力

㋩切削力

土石流が流動する区域の砂防ダムでは衝撃力に耐えて砂防ダムの機能を損うような破壊をもたらさないことが最も重要である。

土石流対策砂防ダムの設計に必要な衝撃力は流体力と礫の衝撃力に分類される。流体力は次

式で与えられる。

$$f = C \cdot \frac{w}{g} q U \quad \cdots\cdots (1)'$$

ここで，f：単位幅当りの土石流荷重，q：単位幅流量，U：土石流の流速，w：土石流の単位体積重量，C：力を受ける側の形状係数であり，平面なら1.0である。(1)式は定常的な力を与える式であるが，土石流のフロントが砂防ダムに衝突した瞬間には，(1)式で算出される数倍程度の力になると予想される。一方，礫による衝撃力は，弾性理論よりエネルギー損失がないとすれば次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned} P &= n \cdot \alpha^{3/2} \\ n &= \sqrt{\frac{16\ R_1 R_2}{9\pi^2 (K_1 + K_2)^2 (R_1 + R_2)}} \\ K_1 &= \frac{1 - V_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - V_2^2}{\pi E_2}, \quad \alpha = \left[\frac{5 v^2}{4 n_1 n}\right]^{2/5}, \\ n_1 &= \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (2)$$

ここに，R：礫の半径，ν：ポアソン比，E：弾性係数，v：相対速度（$v_1 + v_2$），m：質量，α：2礫間の相対変位（へこみ量）であり，添字1，2は各々の礫を意味する。(2)式において礫が砂防ダムのようなマッシブなコンクリート壁に衝突する場合の衝撃力は，既述の添字1を砂防ダムに置換すると次式で与えられる。

$$n = \sqrt{\frac{16\ R_2}{9\pi^2 (K_1 + K_2)}}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \quad \cdots\cdots (2)'$$

$$R_1 \gg R_2 \text{ かつ } m_1 \gg m_2$$

(2)式の扱いに関しては，鋼製構造物ではエネルギー損失面からさほど問題はないと考えられるが，コンクリート構造物に対しては衝撃力の実測値（15㎝平方の圧痕板）が計算値の10%程度に過ぎないことが報告されている。このように(1)式では過小，(2)式では過大に評価されることになるが，土石流衝撃力に対しては，礫の衝撃力を重要視するのが妥当と考える。すなわち，礫の運動エネルギーのどの程度が砂防ダムの変形に寄与するかを検討する必要がある。土木研究

所においては昭和54年度から衝撃力実験を行ない，いくらかの知見を得たのでその結果と天端幅の決定手法（案）を述べる。

実験は，厚さ7.5㎝および15㎝の小規模なモルタル板に対して直径10㎝の鉄球を用いたものと厚さ0.5ｍおよび1.0ｍのマスコンクリート壁と直径40㎝および60㎝の鉄球を用いた大規模な実験を行なった。測定項目は主にひずみ，速度および破壊状況のスケッチである。図－1は大規模実験で使用した供試体とひずみゲージの配置および打撃位置を示したものである。図－2は土石流荷重を計算するために扱った等価質点モデルである。図に示すように計算された土石流荷重から，はりの応力計算およびひずみ計算を行ない実測ひずみと比較することによって土石流の運動エネルギーが砂防ダムの変形にどの程度有効に働いたかを調べたのが図－3である。図中，大規模実験と小規模実験の値には約20%のスケールエフェクトによる差があることがわかる。すなわち，土石流によって加えられるエネルギーは20%の安全度を見込めば次の実験式によって評価される。ただし，このときの供試体は破壊に至っていない。

$$F = 0.9\ (E+1)^{-0.8} \qquad \cdots\cdots (3)$$

ここに，F：$\varepsilon_m/\varepsilon_c$，$\varepsilon_m$：実測ひずみ，$\varepsilon_c$：計算ひずみ，E：$M_2 V^2/M_1$，$M_2$：鉄球の質量，$M_1$：はりの等価質量，V：速度である。ちなみに，質点モデルの計算式は次のようになる。

$$M_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) = 0 \qquad \cdots\cdots (4)$$

$$k_2 (y_2 - y_1) - M_1 \ddot{y}_1 - k_1 y_1 = 0 \qquad \cdots\cdots (5)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{16 R_2}{9\pi^2 (k_1+k_2)^2}}\ (y_2 - y_1)^{1/2} \qquad \cdots\cdots (6)$$

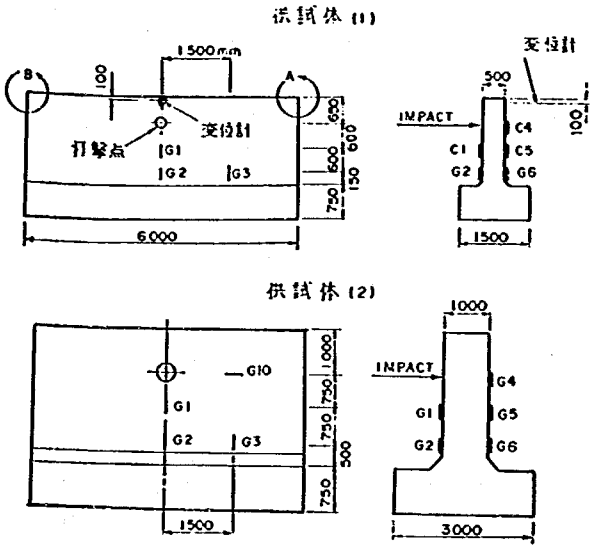
$$k_1 = \left[\frac{h^3}{3 E_c I} + \frac{\alpha h}{G A} \right]^{-1} \qquad \cdots\cdots (7)$$

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi R_2^3 \frac{w}{g} \qquad \cdots\cdots (8)$$

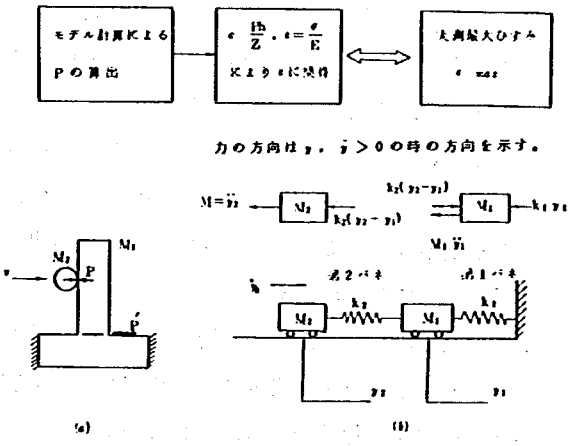
$$M_1 = \beta M_1' \qquad \cdots\cdots (9)$$

ここに，y_1：片持ばり載荷点の変位，y_2：球の変位，k_1：片持ばりのバネ定数，k_2：球と片持ばり接触点のバネ定数，M_1'：片持ばりの真の質量，h：片持ばり固定端から載荷点ま

での距離，E_c：コンクリートのヤング係数，I：断面二次モーメント，G：せん断弾性係数，α：断面形状係数，A：断面積である。



図—1　供試体とひずみゲージ



図—2　荷重応答計算モデル

ここで問題となるのは等価質量の算出方法である。図—4に示すように，はりの作用点から固定端側と自由端側を考えて運動エネルギーが等しくなるように等価質量を決める。式で表わせば次のようになる。

$$\frac{1}{2} M_1 V^2 = \frac{1}{2} \rho A \int_o^a \left[\frac{\partial W_2}{\partial t} \right]^2 dx +$$

$$\frac{1}{2} \rho A \int_\alpha^\ell \left[\frac{\partial W_1}{\partial t} \right]^2 dx \quad \cdots\cdots\cdots (10)$$

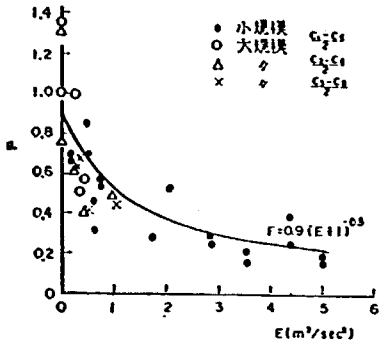
$$W_1 = y_1 \left(\frac{l}{h} - \frac{x}{h} \right)^2 \left(1.5 - 0.5 \frac{l}{h} + 0.5 \frac{x}{h} \right) \quad \cdots\cdots\cdots (11)$$

$$W_2 = y_1 \left(-0.5 + 1.5 \frac{l}{h} - 1.5 \frac{x}{h} \right) \quad \cdots\cdots\cdots (12)$$

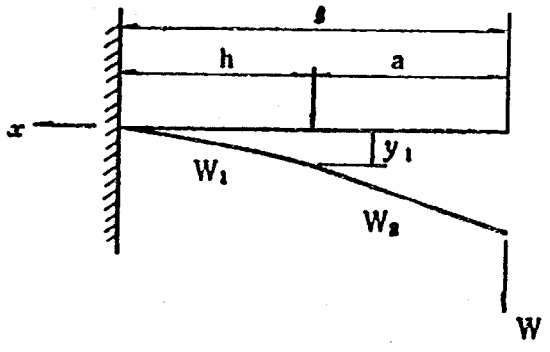
$$y_1 = \frac{p h^3}{3 E_c I} \quad \cdots\cdots\cdots (13)$$

以上のモデル計算をフローチャートで示めすと図－5のようになる。このなかで，コンクリートの材料試験から得られる静的な弾性係数を動的な弾性係数に補正しなければならない作業がある。本実験の範囲では，ひずみ速度が$10^5 \sim 10^6$ μ／sec，荷重速度が$10^4 \sim 10^5$kg/cm²/sec程度であり弾性係数を静的な場合に比較して20～30%割増しして計算している。また，鋼球の諸元の項目に変わる石礫の諸元については，対象とする岩石の種類や空隙率等によってさまざまであるといわれている。よって，現場技術者は現地踏査を充分に行なって石礫の代表径を決定（最大礫径を代表径にとるのが設計上安全度が増すが，現地踏査においては，渓床の表層および表層から1～2m程度の範囲で調査を行ない判断するのが望ましい）するとともに実際にいくつかの石礫を採取して試験を行なったうえで物理定数を決定する必要がある。ちなみに土石流発生流域に多い花崗岩は，$E = 5 \times 10^9$kg/m²，V：¼，ρ：2600kg/m³が平均的な値である。また，モデル計算の初期条件として与える速度は，土石流の決定的な抵抗則がない現段階としては，次の事項を目安にして試行錯誤すべきと考える。

一般に土石流は，構成材料の粒度分布，および流れの状況から砂礫型の土石流と泥流型の土石流に分類される。図－6および表－1は現地調査・観測および実験から粒度分布および流速を整理したものであるが，砂礫型と泥流型では，それらが明らかに異なってくる。すなわち，0.1㎜以下の粒径が30～40%を有し，流速係数u_f / u_*が10前後のものを泥流，0.1㎜以下の粒径が10%以下でu_f / u_*が5前後のものを砂礫質流と考える。さらに，既述したように礫の径の決定において，砂礫質流は巨礫を先端に多く含んだいわゆる粗粒化が顕著な状態で流動するため最大径を代表径として設計を行なう必要がある。一方，泥流の場合は，先端部の粗粒化があまり顕著でなく，さらには細粒分をかなり多く含んでいることから平均粒径程度を代表径として扱ってさしつかえないと考える。またかなり大胆ではあるが，砂礫質流に対しては



図－3　有効エネルギー



図－4　片持ばりのたわみ

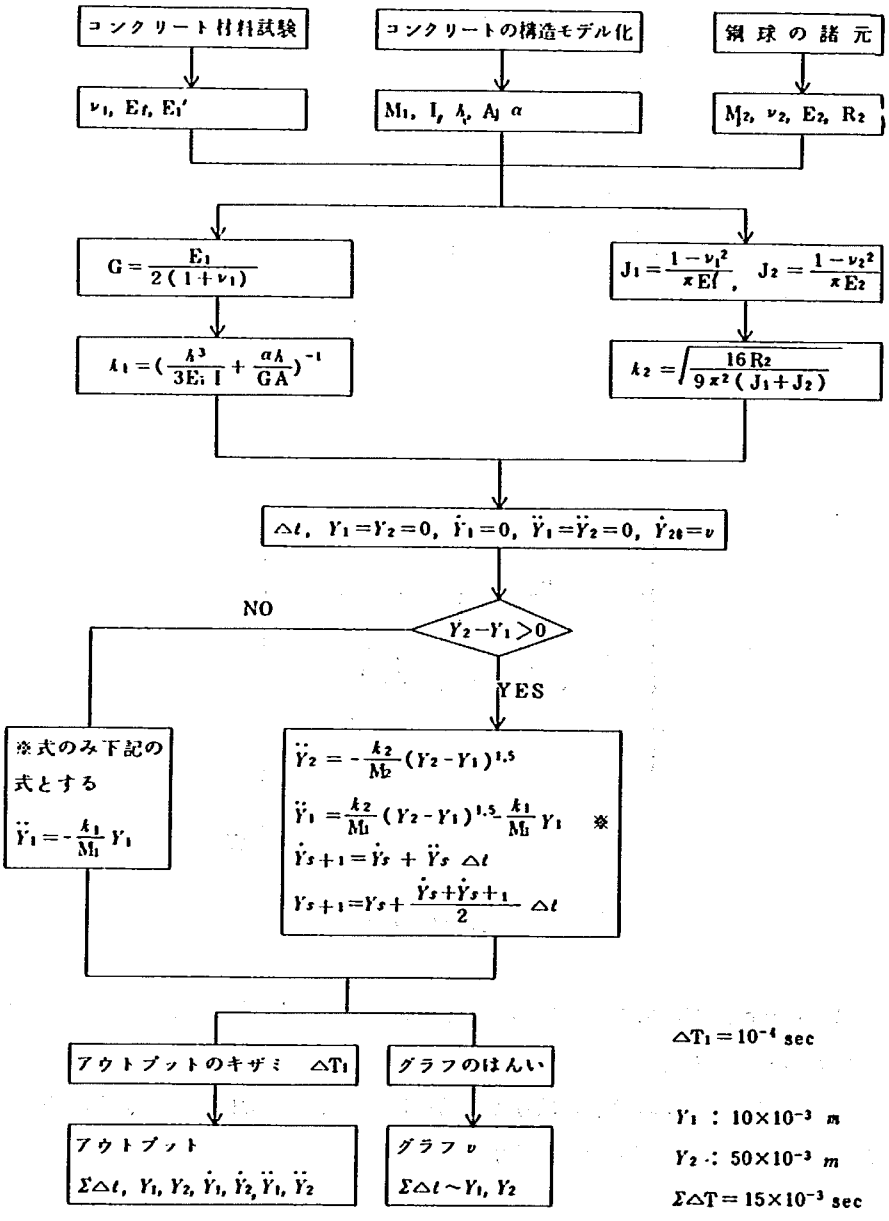
5 m/sec～10m/sec，泥流に対しては10m/sec～20m/secの範囲内の速度をモデル計算に使用するのが現実的であると考える。

以上の諸元を決定しモデル計算からはりの載荷点における最大変位 $y_{1\,max}$ を求めさらに次式より土石流の応答荷重，曲げ応力度，ひずみを求める。

$$p = k_1\, y_{1\,max} \quad \cdots\cdots (14)$$

$$\sigma = p\, h / z \quad \cdots\cdots (15)$$

$$\varepsilon = \sigma / E_c \quad \cdots\cdots (16)$$



図―5　モデル計算のフローチャート

ここに，z：断面係数である。

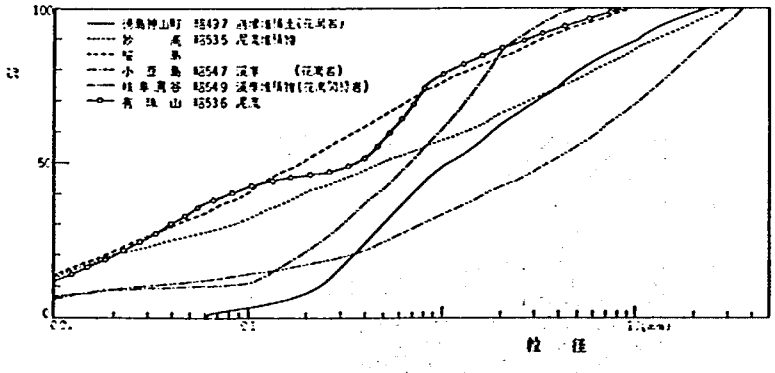
一方，コンクリートの材料試験から設計基準強度 σ_{ck} を求め，さらに引張強度 σ_t を次式より算出する。

$$\sigma_t = (1/10 \sim 1/15) \cdot \sigma_{ck} \quad \cdots\cdots (17)$$

(17)式の静的な引張強度を動的な引張強度に補正する。

$$\sigma_t' = 1.5 \cdot \sigma_t \quad \cdots\cdots (18)$$

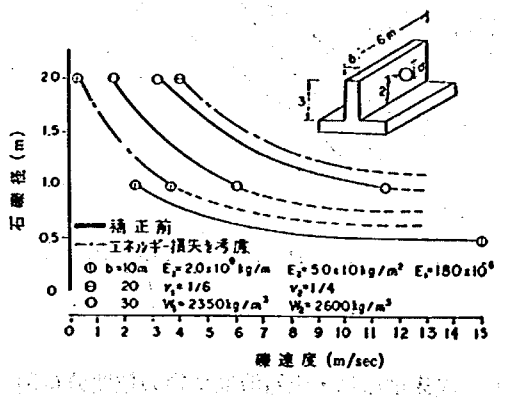
モデル計算から算出される(15)式の値が(18)式の値を下回る条件範囲では安全とみなせる。また，既述の有効エネルギーの概念を導入して(15)式，(16)式に(3)式を乗じた値が有効な応力，ひずみとなる。これも同様に(18)式から得られる許容引張強度と比較して安全か否かを検討すればよいことになる。例題的に破壊限界を調べると図－7のようになり，たとえば7 m/sec程度の土石流速度に対しては，礫径の1.5倍程度の厚さが破壊限界となる。なお図の石礫の物理定数は花崗岩のものである。以上衝撃力実験から土石流荷重の計算および天端幅の決定法として等価質点モデルによる算定法を提案した。しかし，これらの計算結果は，ダムの中央部付近に土石流が衝突した場合のものであり，ダムの水通し部や袖部のような隅部に衝突する場合，他の条件が同じであっても摩耗を含めた破壊が生ずることが十分に予想される。現在，隅部の衝撃力については検討中であり，補強を含めた報告は結果が出しだい報告する。



図－6　渓床堆積物・土石流堆積物の粒度分布例

表－1　土石流の種類による流速の違い(1)

測定場所	先端速度 uf	uf/u_*	適　　要
	m/sec		
桜島野尻川	11.5	11.9	昭和50年4月8日，泥流
〃	13.6	11.1	昭和50年4月17日，泥流
〃	7.8	7.4	昭和50年4月29日，泥流
〃	10.0	8.8	昭和50年6月4日，泥流
土研実験	10.1	13.1	土砂濃度10%，泥流
〃	18.5	19.7	〃　，泥流
〃	14.8	16.7	土砂濃度20%，泥流
〃	14.7	19.2	〃　，泥流
焼岳上々堀沢	3.4	1.5	砂礫流
〃	6.8	3.3	〃
〃	5.9	2.1	〃
〃	3.4	1.5	〃
土研実験	0.27	0.7	〃
〃	0.37	1.3	〃
〃	0.14	0.4	〃
〃	0.10	0.4	〃



図－7　破壊限界の計算例

（砂防研究室）

河－７１　地すべり活動状況の判定方法　(56)

（質　問）

吉野川流域は，北陸地方の第三紀層地すべり地帯と肩をならべる破砕帯地すべり地帯となっている。一般に地すべりの動きは，降雨等により活発化すると考えられるが，地すべりの活動状況，すなわち活動中，休止中，停止の判定方法として具体的な基準があれば御教授願いたい。

（吉野川砂防工事事務所）

（回　答）

地すべりの活動中，休止中，停止の判定手法は，地すべり予知技術の問題であるが，現在，地すべり斜面の安全率はどのくらいで，どの程度の降雨量によって地すべりが活動するかは，すべり面の正確な土質定数の把握，降雨量による地下水位の上昇量が不明確なため具体的な手法として確立されていない。しかしながら，調査対象区域の斜面が，地すべり活動をしているか，停止しているかについては，伸縮計，傾斜計を基にした地盤変動量調査を実施し，地すべり活動の有無の判定と活動量の大小について表－１，表－２に従がい判読を実施している。

表－１　伸縮計による地盤伸縮の程度

変動種別	日変位量（㎜）	累積変位量（㎜／月）	一定方向への累積傾向	変動形態（引張り，圧縮，断続）	活　動　性　等
変動A	1㎜以上	10㎜以上	顕　著	引　張　り	活発に運動中，表層・深層すべり
変動B	0.1～1㎜	2～10㎜	やや顕著	引張り，および断続変動	緩慢に運動中，粘質土・崩積土地すべり
変動C	0.02～0.1㎜	0.5～2㎜	ややあり	引張り，および圧縮	継続観測が必要
変動D	0.1㎜以上	な　し（断続変動）	な　し	規則性なし	局部的な地盤変動，その他

表－２　傾斜変動の程度

変動種別	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	あ　り	緩慢に運動中
変動C	1秒以下	30秒以下	ややあり	あ　り	継続観測が必要
変動D	3秒以上	な　し（断続変動）	ややあり	な　し	局部的な地盤変動，その他

（地すべり研究室）

河－７２　ライナープレート集水井の実施設計における地すべり土圧（偏荷重）(56)

（質　問）

現在当県では偏荷重 10 t／㎡（仮定）としておりますが，基本的にどの程度考えれば良いのか。

（徳島県土木部砂防課）

（回　答）

河川砂防技術基準によれば，集水井の設計においては，集水井外周面に作用する荷重は土圧のみとし，原則として水圧は考慮しないとし，計算上は地すべり土圧を考慮しないが，実際には，地すべりの挙動は複雑であるので，必要に応じ補強のためラテラルストラット，バーチカルスティフナーを用いると記述され，土圧の算定として，アーチアクションを考慮したテルツアギーの次式で求めるとしている。

$$P_t = \left\{ \frac{12\,(3 \cdot m - 2)}{h_0^3} \cdot h^2 + \frac{6\,(3 - 4 \cdot m)}{h_0^2}\, h^2 \right\} \cdot P \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

P_t：地表より深さ h における土圧強度（t／㎡）

h_0：地表より集水井の深さ（m）

h　：地表より P_t までの距離（m）

m　：Pの作用点までの距離の h_0 に対する割合

P　：$1/2\, K_A \cdot \gamma_t \cdot h_0^2$

K_A：主働土圧係数

γ_t：土の単位体積重量

この式による土圧は集水井がすべり面を切らず，地盤が地すべり運動による撹乱をあまり受けていない場合妥当である。したがって基本的には集水井における設計土圧としては，地すべり地外，活動を停止している地すべり，活動中の地すべりに大別し，設計土圧を考慮する必要がある。

1. 地すべり地外の場合

この場合，地すべり活動による土塊の撹乱が考えられないので，(1)式によるテルツアギー公式が利用される。集水井は比較的安定な地盤に設置されるため，鋼構造の集水井は若干の偏圧を受けても，それがほぼ均等に再配分され，均等に作用するものとして偏土圧は考慮しない。しかし鉄筋コンクリート井筒の場合，沈下時における井筒の傾きにより生ずる偏土圧を考慮してやる必要があり，主働土圧の 1／2 が作用するものと考えている。

2. 活動を停止している地すべり

一般には，地盤の深度が増すにつれ安定化するが，地すべり地内では，すべり面附近で地盤が

破砕されているので集水井全長にわたって静止土圧が作用すると考えるのが一般的で，したがって土圧は次式で求められている。

$$P = 0.5\ (\gamma_m \cdot h + w)$$

P： 土圧強度（t／m²）
γ_m: 土の単位体積重量（t／m³）
h ： 地表からの深さ（m）
w ： 上載荷重（t／m²）

偏土圧については，1.の場合と同じ考えが採用されている。

3. 活動中の地すべり

一般に地すべり斜面の安定解析より，安定計算のスライスに作用する内力の水平力，セン断力から決定されるが，一般にスライス壁に作用するセン断力は無視し，水平内力のみ考慮して集水井が設計される。この場合，水平内力分布が問題となるが，現状では明らかにされていないので，一般に三角分布を仮定して計算することが多い。さらに地すべり面を切る場合，地すべり運動に抵抗するグイと同じような挙動をなすので，変位によって生じる地盤反力度を考慮してやる必要がある。

（地すべり研究室）

河－７３ ロックアンカー工の再緊張 (56)

（質　問）

大渡ダムでは各種の地すべり対策工を施工しているが，その内のロックアンカー工についての後処理について御指導願いたい。

ロックアンカーの施工は昭和54年～55年において，森山，沢渡地区に行っており，当施工時は，設計荷重の1／2の荷重で緊張している。

その時の理由としては，

○ダム水位の降下による残存水圧作用時に対応が出来ればよい。

○常時に大きな荷重を与えると定着岩盤の劣化が起る可能性がある等があったものである。

ダム事業の進捗の関係において，アンカー再緊張の必要性と時期を御指示願いたい。

（大渡ダム工事事務所）

（回　答）

地すべり防止対策工事として実施されるアンカー工は地すべり活動が活潑化しようとする時点で

アンカー張力を効かせることを目的としており，永久構造物として利用するのに常時フルスケールで緊張しておく必要はないものとした。従ってダム貯水池周辺斜面であれば，少なくともダム貯水位の低下に伴なう地すべりの安全率低下をカバーするだけのアンカー緊張力があれば，地すべりの安定は保たれる。逆に設計荷重の緊張は斜面に異常な力を加えることにもなり，一方定着岩盤にひずみを生じて劣化の原因ともなりかねない。

このため地すべり防止のアンカー緊張は地すべり安全率の1.0までの回復を目途として行なわれるのが通常で設計荷重の20%～30%とすることが多い。大渡ダムでは貯水位低下の影響から設計荷重の1/2としているがアンカー工施工区域の不等載荷重が生じない限り再緊張の必要はない。

地すべり運動は必ずしも均等荷重として防止工にかかるものではなく，すべり面の凹凸，基岩の強弱，地下水のありかたによって応力分布が異なり，ある部分では緊張力以上に荷重がかかる一方，ある部分ではゆるみを生ずる可能性がある。ダムの貯水増減のような応力変化の連続は，このアンバランスを繰返すことであり，益々増大することによって地すべりの不安定化が促進されると，集中荷重傾向が一層強まって部分的なアンカーの破壊に至る。地すべり土圧を常に全施工部分で，できるだけ均等に受けるようにするには，ゆるみを生じた部分の再緊張を必要とする。その緊張力は他の部分との均合いをみながら決めなければならないし，時期的にも地すべりの挙動が大きく影響するので基準的なことは設けられていないのが現状である。

通常の地すべり災害とは異って，ダム貯水池斜面の場合はダムの貯水が開始されてから地すべりの変動が顕著に現われるということで，アンカー部分が水面下になるなど管理には不都合な状態となることが少なくない。

アンカーの変位，荷重の変化は水位が低下しなければ不明であり，最も肝甚な水位低下の経過時点で応急措置ができない，また再緊張のためにアンカー頭部を埋設できないので，水没による錆の問題など今後解決しなければならない問題も多い。

ダム貯水による地すべり発生は当初の満水期に多発し，以後2～3年内に発生してしまうのが通例である。したがって地すべり防止工の挙動監視も，貯水開始後ほゞ1年が最も重要な時期にあたる。大渡ダムの場合では約1年間の試験湛水期間があり，この間に地すべり変動の傾向も含めて必要なデータは得られるものと考えられるので，アンカー工の措置については，これ等の資料を基に決定したいと考えている。

（地すべり研究室）

河－７４　流砂量の測定方法　(57)

（質　問）

土砂動態調査において，洪水時の流砂量を把握するため，浮遊砂測定を実施しているが洪水時の水をバケツなどでくみ上げて測定するのは危険であり，精度も低いので何かよい方法を教示願いたい。

（湯沢砂防工事々務所）

（回　答）

洪水時の浮遊砂観測は，①掃流砂観測は容易でないので比較的観測の容易な浮遊砂から推定できないか。②生産土砂の10～30％は浮遊土砂（特にウォッシュロード）の成分でこれを無視して土砂収支を行うことはできない。③浮遊砂の濃度は上流域の荒廃を示す一つのインデックスにならないか。④浮遊砂濃度の急激な上昇から上流域での新しい崩壊を知ることはできないか。などの期待をもって始められた。測定方法については，緩流河川では規格化されたサンプラーも使用されているが，渓流では水深が浅く　流速が大きい　ことから従来のサンプラーの使用は困難であるのでバケツまたはヒシャクによる水面近傍での採水を行っている。ウォッシュロードの場合水深方向に比較的一様なので表面近傍の採水で十分である。ポンプを使って吸水する方法もあるが固定的なものは河床変動を考えると適当でない。橋の上から水中ポンプを降ろすのは良い方法と思われる。電源は発動発電機による。水中ポンプにしてもバケツにしても安全に作業できる場所を見つけるまたは作ることが大切である。　多少，流量観測の地点から離れても仕方ない。精度はその資料の使用目的および他の諸量の精度から考えられるべきで，崩壊地調査，ダム堆砂測量，流量の精度から考えて5～10％の誤差は許されると考えられる。

（砂防研究室）

河－７５　流出土砂量の推定　(57)

（質　問）

流出土砂の形態として，土石流，掃流，浮遊などがあるが，このうち浮遊砂（ウオッシュロードを含む）については，前回の建設省技術研究会指定課題を契機として観測を開始した。浮遊砂観測は，その方法に多少の問題があるものの，数洪水について成果が得られている。

一方，掃流砂の方は，その性格上，量的かつ時系列的に観測することは技術的・予算的に見ても困難であることが多い。

以上の背景から，掃流砂量と浮遊砂量の間に何らかの相関があるとすれば，浮遊砂を1洪水につき何回か観測することにより，掃流砂量を推定できると思われるのでこの点について教示願いたい。

（神通川水系砂防工事事務所）

（回　答）

流砂は河床砂とウオッシュロードに区分され，河床砂は水理条件によって掃流砂と浮遊砂になる。河床砂の流砂量は流砂量式によって流量が与えられれば大半推定することができる。ウオッシュロードの源は新しい斜面崩壊，渓岸崩壊の他，裸地，林道，河床があり，ウオッシュロードと掃流砂の間には直接的な関係はない。しかし雨が強いほど流量が大きく，崩壊も多発することから，両者の間にはある程度の相関があると考えられる。それは流域によって異なると考えられるので，実測値（浮遊砂と砂防ダムの堆砂量）に基づいて経験的に求めなければならない。

（砂防研究室）

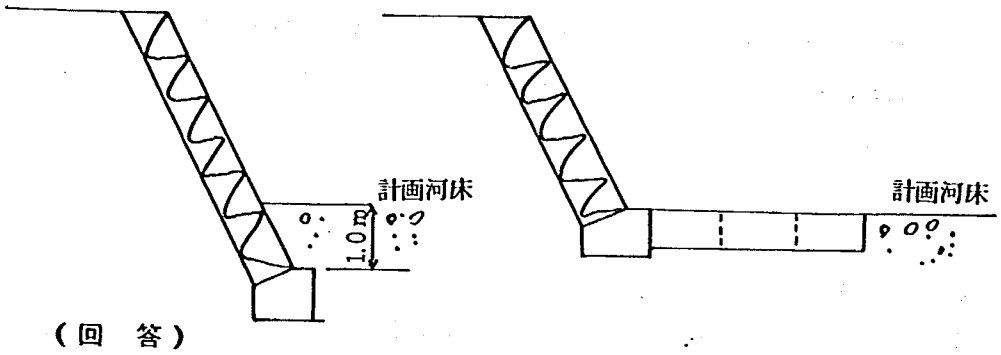
河－76　流路工における根固工の施工　(57)

（質　問）

流路工の護岸設置にあたり，下図のように根固工を実施する場合と，根固工を実施せず根入を深くする場合とがあるが，本来流路工は横工の間隔，落差工の勾配緩和によって縦断浸食を防止するように計画されているものであるから，2つの選択は経済性の面からなされるのが適当かと思われる。経済性で決めるならば1mブロックを長くする方が，根固工としてブロック3連も並べるより明らかに効率的であるし，アーマリングを考慮する上でも根入れを深くする方が安全だと思われるし，ただしこれは法線がほぼ直で局所洗掘が無いことを前提としているので，実務的な法線は局所洗掘を考慮して，部分的な根固が必要となると思われるが，2つの使い分けはいかがか。

また，根固，根入れの大きさ構造を決定するマニュアルを提示していただきたい。

（湯沢砂防工事事務所）



（回　答）

護岸根入深は，計画河床高または現横断面における最深河床高のいずれか低い方よりも深くすることを原則とする。流路内に単列砂礫堆が形成され，流水が集中することによって生ずる局所洗掘が計画根入深より大きい場合は，横工を流路幅の2倍程度の間隔で配置するなどして局所洗掘深を低減させるか，根固工を設置して護岸基礎部を補護する対策がとられる。直線部で砂礫堆の形成を考慮した計画根入深や根固工の考え方は文献1）が参考となる。

湾曲部の外湾側に生ずる局所洗掘深は，水理量のほかに幾何学条件として，曲率半径(R)，交角(θ)，流路幅(B)平均水深（$\bar{H}m$）が関係し，単一湾曲水路における実験結果によれば，

$B/\bar{H}m \leqq 20$ の領域では $R/B \geqq 10$ とするか，あるいは $3 \leqq R/B \leqq 10$ であれば $\theta \leqq 20°$

$B/\bar{H}m \geqq 20$ の領域では，$R/B \geqq 3$，$\theta \leqq 30°$

の法線形を計画すると，湾曲部での局所洗掘は直線部と同程度とみなすことができる。湾曲部の護岸根入深，根固工の考え方は文献2）が参考になる。

文献1）阿部宗平，渡辺正幸，泉　岩男，池谷　浩，単列砂礫堆形成領域での横工の効果，新砂防121，昭和56年9月

文献2）阿部宗平，鈴木浩之：湾曲水路の河床変動に関する実験的研究：昭和57年度砂防学会研究発表会概要集

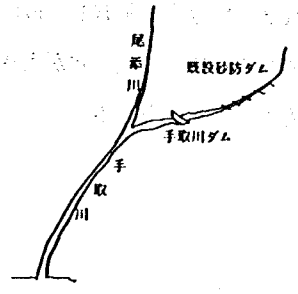
（砂防研究室）

河－77　砂防ダムにおける微細粒径砂扞止機能の向上　（57）

（質　問）

手取川の上流にある手取川ダム（昭和56年完成）の湖の深浅測量の結果，S 56. 7. 3の洪水で300万m^3の堆砂があり，そのほとんどが微細粒砂であった。

当ダムの計画堆砂量は2,000万m^3で，寿命

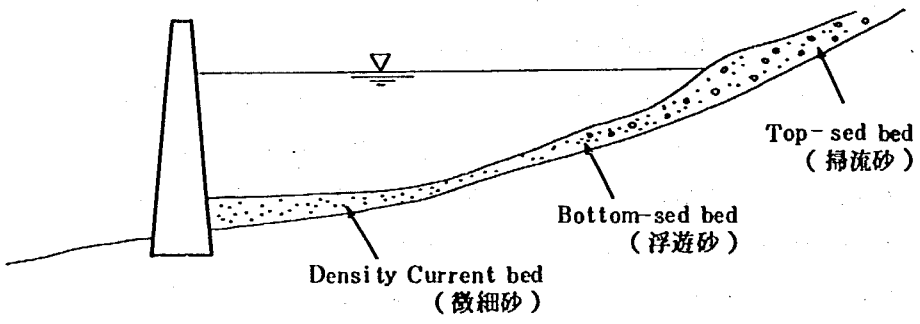


を延ばすために上流で砂防ダムにより流送土砂をカットしたいが，既設砂防ダム群の中には洪水後もなお，未満砂ダムが存在しており特別な細工が必要と思われる。どのような対策があるか教示願いたい。

（金沢工事事務所）

（回　答）

貯水池の堆砂の多くは微細粒子であり，この傾向は貯水池が大きくなるほど顕著である。貯水池内の堆砂は多くの場合下図のような形状となる。



有効貯水容量の減少に最も寄与するのは掃流砂であり，貯水池直上流にできるだけ大きな砂防ダムが設けられるのが効果的である。コスト，輸送路，捨て場所または利用方法の条件がそろえばそこでの除石も有効な方法である。

細粒土砂を砂防ダムで捕捉しようとすれば砂防ダムで十分流速が小さくなる必要があり，そのためには砂防ダムが大きいほど効果的である。既設の砂防ダムの微細粒子捕捉効果を上げようとすれば，水抜き穴を閉じるまたは疎通能を小さくすることが考えられる。一般にある程度の出水があれば水抜き穴は閉塞し，砂防ダムは満砂するものであるから，特に細工は必要としないのが普通である。特に水抜き穴が大きいまたは流出する掃流砂量が少ない場合には水抜き穴を小さくしてもよいと考えられる。

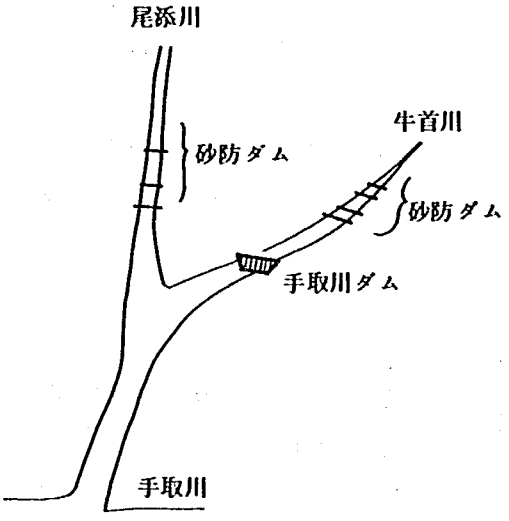
（砂防研究室）

河－７８　鋼製スリツトダムと大口径穴あきダムの機能比較　(57)

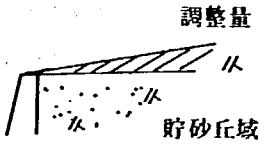
（質　問）

手取川本川に土砂を供給する河川は牛首川と尾添川の２河川であるが，昭和55年に牛首川下流に手取川ダムが出来，牛首川からの土砂供給がストップし，尾添川だけで土砂供給しなければならない反面，洪水時の土砂扞止機能の向上も図らねばならない状況下で，貯砂区域も調節できるスリットダムや大口径穴あきダムで対処したいが，この２種のダムの機能比較や対策方法について教示願いたい。

（金沢工事々務所）



（回　答）



スリットダムも大口径水抜孔もいづれも細粒径の土砂を下流へ流し大粒径の礫は貯留したいという願望に対して出された考え方である。スリットダムには鋼製のものとコンクリート製のものが施工されている。

それらの機能に関する調査は実験的には行われているが実地に確認された例でしかも効果があったものとなると実例は皆無に近い。

大粒径の礫を止めえた場合でもそれが低水時に運び去られることを期待することは不可能で結局除石しなければならないが，スリット部分の除石は困難である。

土石流が発生しさえしなければ細粒径の土砂は通過するが問題はいったん土石流が発生したあとも同様の機能を有するかどうかである。

スリットの間隔は垂直方向のスリットの場合，最大粒径の15～25倍とされていて，ほぼ実態に即していると考えられるが，問題はスリットを形成する部材である。

コンクリートダムのスリットは土石流の発生のたびに隅部から摩耗していくし，鋼製の場合も切断されてしまう例があった。

大口径暗渠の場合も同様であるが，流木がつまれば期待した機能は全く果さないことになる。

機能が安定して明確であるとしても通常のタイプのダムと較べてどれだけの違いがあるかを確認せねばならない，それは施工過程が基本的に殆んど変らないからである。

参考文献

1）池谷，他　スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究（第三報）
S 54年度砂防学会研究発表会概要集　S 54. 6

2）南，他　大有珠川における土石流と鋼製スリットダムの効果　S55年度砂防学会研究発表会概要集　S 55. 5

3）上原，他　土石流対策砂防施設の効果比較　S55年度砂防学会研究発表会概要集　S55.5

4）泉，他　底面水抜きスクリーンの試験施工　新砂防第122号　S57. 1

（砂防研究室）

河－７９　砂防ダムのカットオフ　(57)

（質　問）

1. 現在砂防ダムの安定計算を行う場合，カットオフについては対象外となっている。これについては安全側だと言うことで無視していると思われるが，実際問題としてカットオフを設ける場合は，カットオフ前面が洗掘されることを想定しているので，これを加味した安定計算が必要である。よって，カットオフを考慮した安定計算と同一規模の砂防ダム（カットオフ無し）とを比較検討した場合にカットオフを設けた方が不安定との結論が得られた。したがって，堤体の安定を考えて堤体とカットオフを縁切りにすべきでないか。
2. カットオフは本来の目的から言って洗掘に対処し，ダム底部の吸出し防止を行えばよいのであるから，現在，基準で定められているカットオフ厚，B＝ダム堤幅÷３までなくても最低限自立出来る程度の薄いものでよいのではないか。

この２点について教示願いたい。

（金沢工事々務所）

（回　答）

カットオフは，ダム下流の洗掘に対して，ダム本体の安定を図るために設けられる。実際の施工にあたっては，止水作用による基礎地盤の吸い出し防止，おきかえによる基礎地盤の改良，河床勾配に合わせた経済的な断面形状などを目的としているようである。

また規格については，一般的に高さは３m以内，厚さは２m以上，底敷幅の$\frac{1}{3}$以内とされているが，理論的・実験的検討は殆んど行われていないので，過去の施工例から経験に基づいて決められたものであろう。

(1) 安定計算上の問題

カットオフを設ける位置は堤底の上流側，中央部，下流側とさまざまであり，ふつうは本体

と一体化してつくられる。

このうち，上流側および中央部に設けた場合には，安定計算上問題になることはないと思われるが，下流側に設けた場合には転倒に対してより不安定になることが考えられる。

しかしながら，過去の例ではカットオフの部分も含めて安定計算がなされたことは少なく，また，特に重大な問題も生じていないので，とりあえずはこれまでの方法で安定計算を行っても支障ないのではなかろうか。ただし，ダムの安定性に疑問があるときには，本体とカットオフを縁切りとして施工したり，カットオフ部分も含めて安定計算を行えば安全である。（上流法の勾配をゆるくする）

(2) カットオフの厚さ

カットオフの規格は前述のとおりであるが，この基準の根拠は明確に示されていない。おそらく，あまり大きな構造物では経済的メリットが少ない上，安定計算に含めないとすれば危険性が大きいので，厚さや高さの上限値が定められているものと思われる。

下限値については，カットオフの効果が維持でき，しかも構造的に耐えられる最小限度のものということで経験的に決められたものであろう。

したがって，これらの条件が満足されれば，最低限自立できる程度の薄いものでもよいと考えられる。

（砂防研究室）

河－８０　砂防ダムの水叩き長，水褥深の決定方法　(57)

（質　問）

水叩き長，水褥深の決定においては，実験式，経験式の両方を検討して行なっているが，ダム高，越流，水深が増大するとともに両者の値のひらきが大となり，決定上大変苦労するところである。実験式，経験式の適用範囲の問題があるのではないか，又，最近の研究成果で何かよい資料がないだろうかについて教示願いたい。

（飯豊山系砂防工事々務所）

（回　答）

副ダム工法による水たたきの長さは，水褥池で流水を減勢させるのに必要な長さをとるので，副ダムを設けない水たたきの長さと区別して考えるべきである。実験結果[1)]によっても経験式による水たたきの長さは，高ダムの場合に過大な値をとり，大越流水深をもつ砂防ダムでは，過小な値をとる傾向があるので，経験式よりも水理式から諸元を決める方が安全である。減勢の方式は噴流拡散と跳水の組合せとして考えることができ，水たたきの長さは，高段落水路の跳水をも

とにして求めることができる。

副ダムの位置を求める場合の水理式の例として次のものがある。

1）副ダムの位置を求める式[2)]

$$L \geqq l + X + b_2 \quad \cdots\cdots(1)$$

$$l = V_0 \cdot \left(\frac{2 \cdot [H_1 + \frac{1}{2} \cdot h_0]}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots(2)$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_0)} \quad \cdots\cdots(3)$$

$$V_0 = q_0 / h_0 \quad \cdots\cdots(4)$$

$$h_j = \frac{h_j}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1) \quad \cdots\cdots(5)$$

$$X = \beta \cdot h_j \quad \cdots\cdots(6)$$

$$h_1 = q_1 / V_1 \quad \cdots\cdots(7)$$

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1} \quad \cdots\cdots(8)$$

l ：水脈飛距離（m）

X ：跳水の距離（m）

b_2：副ダムの天端幅（m）

V_0：本ダム越流部流速（m／s）

g ：重力の加速度（9.8m／s²）

β ：係数（4.5～5.0）

h_j：水褥池水深（m）

V_1：水脈落下地点流速（m／s）

h_1：水脈落下地点の跳水前の射流水深（m）

q_0：本ダム越流部単位幅当たり流量（m²／s）

q_0：水脈落下地点の単位幅当たり流量（m²／s）

F_1：水脈落下地点の跳水前の射流のフルード数

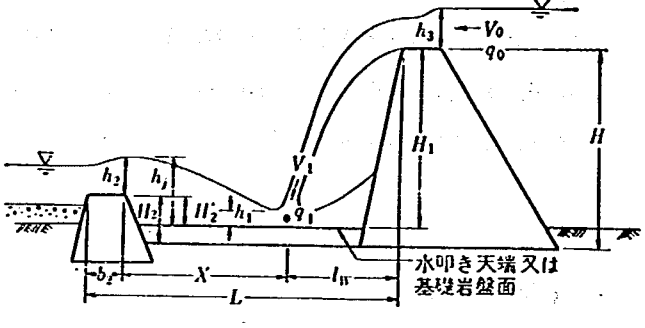
2）副ダムの天端の高さを求める式

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2'：水叩き天端（又は基礎岩盤面）より副ダム天端までの高（m）

h_2：副ダムの堰の公式によって求められる越流水深（m）（一般に本ダムの越流水深と同一としている。）

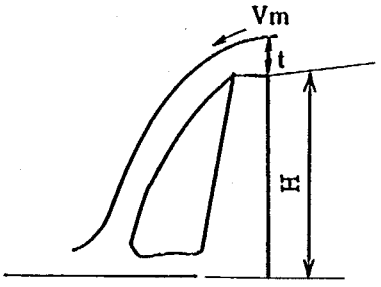
(2)式の水脈飛距離を求める式は，未満砂の場合であり，ダムが満が満砂した状態では，(2)式による飛距離は小さな値をとることになる。ダムが満砂した状態の水脈飛距離を求めるものとして(9)式[3)]がある。



$$Ld = \frac{3}{2} Vm \sqrt{\frac{(H+t)}{g}} \quad \cdots\cdots(9)$$

$$(Vm = 2.38 R^{0.7})$$

噴流拡散方式による減勢の場合の必要水褥池水深は，跳水水深の12～13倍をとればよいとの実験結果が報告されている。[4)]



参考文献

1）阿部宗平：砂防ダムの前庭保護工法に関する実験的考察，第28回建設省技術研究会報告，昭和49年

2）河川砂防技術基準（案），設計編，第3章，砂防施設の設計

3）遠藤隆一：砂防工学，昭和33年5月，共立出版

4）中川博次，ほか：アーチダム余水吐の水理機能に関する実験的考察，建設省土木研究所報告116－1

（砂防研究室）

河－81　砂防ダムの振動および騒音対策　(57)

（質　問）

当事務所では，滝ノ沢流路工の落差工や樋ノ沢第1号砂防ダムからの落下水による振動や騒音の対策が問題になっている。それらの発生原因及び対策として何があるかについて教示願いたい。

（飯豊山系砂防工事々務所）

（回　答）

質問内容には，滝ノ沢流路工と樋ノ沢第1号砂防ダムの振動や騒音に関する発生原因及び対策という特定の場所における問題がとりあげられているが，その実態が不明なので，ここでは一般的な考え方について述べることにする。

われわれ人間にとっては，振動と騒音とではそれらを感知する器管が異なるが，どちらも，砂防ダムから落下する流水が原因で周辺の物質が振動し，それらが波として伝わることによって引き起こされるという点では本質的に同じ現象とみなすことができる。したがって，以下では騒音についてのみ考える。振動についても同様の手法で解決できるものと思われる。

過去に落下水騒音の対策がとられた例としては，新庄工事事務所管内の肘折ダム，越美山系砂防工事事務所管内の坂内ダムなどがある。両者とも，融雪期の中規模出水時に騒音（異常音）や振動が発生して下流住民から苦情が出されたものである。

これらの例を参考にしながら，次のような項目について検討する。

(1) 騒音の発生源はどこか

落下水が水叩きや下流河床を叩くときに発生する音が騒音として問題にされるということは明らかであるが，たとえば，水抜き孔からの流水が多い場合には，水通しからの落下水によるものか，水抜き孔からの落下水によるものかを区別しなければならない。というのは，前者の場合には線音源，後者の場合には点音源と考えられ，自らその対策も異なるからである。

また，落下水とダム本体との間の空間が発生源となることもありうる。いずれにしても，どこに発生源があるのかをつきとめるためには，後述するような諸調査の成果を解析する必要がある。

(2) どのような条件のときに発生するのか

砂防ダムからの落下水が年間を通して常に一定ということは考えられないので，騒音が発生するときの流水の条件も比較的限られてくる。肘折ダムの場合は越流水深が5～40 cm，坂内ダムの場合は越流水深が30～60 cmのときの騒音を対象としている。

(3) そのような条件が整うのはいつか

(2)で述べたような条件がどのくらいの頻度で起こり，どのくらいの期間続くのかを調べる必要がある。例えば，年に数回程度の洪水時のみ発生するのか，あるいは融雪出水のように長期間継続的に発生するのかによって対応策が異ってこよう。

(4) 騒音の実態は何か（騒音の物理的意味）

落下水が存在する以上，そこから音が発生することは避けられない。ただし，その音が我慢の限界を越えた不快な音であるか否かは聞く人の受け取り方によって違うから，感覚的な問題としてだけでは処理しきれない。したがって，騒音の正体を明らかにする為には，騒音の実態を物理的な表現におきかえて分析しなければならない。

① 騒音レベルの測定

現地での騒音レベルは，そのときの気象条件や測定場所，越流水深によって異なるので，まず，場所ごとに越流水深と騒音レベルとの関係など，騒音の大きさに関する資料を収集し，流水条件，地形条件や障害物（遮蔽物）の有無によって騒音レベルがどのように変化するのかを分析する。

また，人間の感じ方と騒音レベルとの関係についても調べる。

② 騒音の周波数分析

騒音，特に不快音はその音の中のある特定な周波数成分が卓越することによって発生することが多い。すなわち，騒音は単一の周波数の音だけから構成されるのではなく，さまざまな周波数成分が混ざりあっている。そこで，騒音の周波数を分析し，どの周波数成分が騒音の要因となっているのかをつきとめなければならない。

例えば，坂内ダムの場合には，平常時と異常音発生時の周波数分析結果を比較したところ，

低周波成分が異常音の原因であることが判明し，この成分を低減することによって対策に成功している。

(5) 騒音の原因は何か

以上述べたような諸調査，諸検討により，騒音の原因を総合的に把握する。発生源だけでなく，騒音を助長している条件（共鳴，反射等）についても調べる。

(6) 対策にはどのような手法があるか

一般的に騒音対策には次の３つの方法が考えられる。

① 騒音発生場所から移転する方法（家屋の移転等）

② 騒音の伝達を妨げる方法（遮断物の設置，密閉性の窓等）

③ 騒音の発生源をなくす方法（砂防ダムの改良，流水の調整等）

①については，確実な方法ではあるが，実施にあたっては社会的制約が大きいであろう。

②については，①の方法よりは実現性が高いが，根本的な対策とはいえないので，問題が再燃化したり，派生的な問題がもちあがるおそれもある。

③は最も根本的な解決法である。具体的には，

(ｲ) 水通し天端形状を変える（水通し長さを変える，天端に突起物を設ける等）

(ﾛ) ダム本体の形状を変える（下流法をゆるくする，落差を小さくする等）

(ﾊ) 水叩きの形状を変える（水じょく池を設ける，コンクリートブロックを設置する等）

(ﾆ) バイパスを設けて放流し，越流水を減らす。

などの方法が考えられる。いずれにしても，砂防ダムとしての機能を損なわず，安全で経済的な構造物としなければならない。

(7) 最も効果的な対策法は何か

各現場の特殊性からみて，騒音問題にはさまざまな対策法が考えられ，また，理論的な手法のみでは解決できない点も数多く含まれている。したがって，最も効果的な対策をみいだすためには，現地測定，現地実験，模型実験などを行うほか，経済性，施工の難易等を総合的に検討する必要がある。

参考資料（「理科年表　昭和57年」による）

おもな音響単位

音の強さ（watt（ワット）／m^2）ある点における，特定方向の音の強さとは，その方向に垂直な単位面積を毎秒通過するエネルギー．

音　圧（μb（マイクロ・バール），dyn（ダイン）/cm^2，またはN（ニュートン）／m^2）．ただし1 N/m^2= 10 μb 音の示す圧力変化．普通，実効値でいう．

音の強さのレベル（dB（デシ・ベル））音の強さIと基準の音の強さI_0との比の常用対数の10倍，すなわち，$10\log_{10}(I/I_0)$．ここで，

$I_0=10^{-12}$ watt/m^2

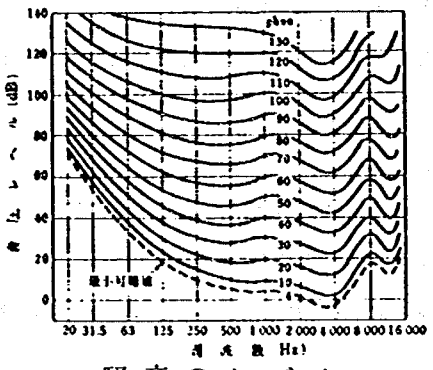
音圧レベル（dB）音圧Pと基準音圧P_0との比の常用対数の20倍，すなわち，$20\log_{10}(P/P_0)$．ここで，P_0= 0.0002 μb．平面進行波の場合には実用上音の強さのレベルと同じと見てよい．

音の大きさのレベル（phon）聴者が，同じ大きさに聞えると判断した1000Hz．純音の音圧レベル（dB）．たとえば，60 dBの1000 Hz 純音と同じ大きさに聞える場合，60phonである．

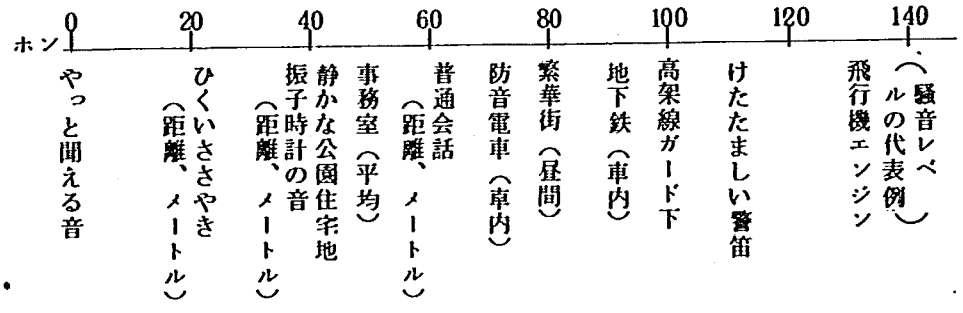
残響時間（秒）音源を止めてから，室内の音のエネルギー密度が，最初の値の10^{-6}になる時間．

騒音レベル（ホン[1]またはdB数）音をJIS C 1502 に定める指示騒音計で測定して得られる値

音の大きさの等感曲線



騒音のレベル



1）音の大きさのレベルの phon とは異なる。

参考文献

1）日本音響材料協会編　騒音対策ハンドブック　技報堂

2）昭和51年度砂防学会研究発表会概要集　「砂防ダムの落下水による騒音の減少に関する模型実験」　新庄工事事務所

3）昭和53年度砂防学会研究発表会概要集　「砂防ダム落下水による騒音対策工法の一例」　新庄工事事務所

4）新庄工事事務所　最上川水系砂防調査中間報告書（昭和50年度編）

5）新庄工事事務所　最上川水系砂防調査中間報告書（昭和51年度編）

6）新庄工事事務所　最上川水系砂防調査中間報告書（昭和52年度編）

7）東北地方建設局　昭和52年度砂防事業調査成果報告書

8）新砂防（Vol.34.№3. 122号）　「砂防ダムからの落下水による異常音発生とその処理」　越美山系砂防工事事務所他

（砂防研究室）

河－８２　砂防計画における許容流砂量の算定方法　(57)

（質　問）

砂防計画における許容流砂量については従来基本計画等では，最大洪水流砂量の一率１割を見込む等の方法で決定されたものである。しかし，本来下流の河状や保全対象との関係で決めるべきと考えられ，また，現場の個々の状況に応じその計算方法は異なるものと考えられる。許容流砂量の具体的な算出方法について教示願いたい。

（松本砂防工事々務所）

（回　答）

河川砂防技術基準によれば，砂防基本計画における土砂処理の計画は当該計画基準点の上流域から直上流の計画基準点（複数の場合もある）の上流域を除いた両計画基準点間の流域を対象に，計画規模の流出に対して次式により諸量を定めるとしている。

$$E=(Q+A-B)(1-\alpha)-C-D$$

ここに，

E：計画許容流砂量

Q：当該計画基準点の直上流の計画基準点（複数の場合もある）における洪水の計画流出土砂量

A：計画生産土砂量

B ：計画生産抑制土砂量

α：河道調節土砂量の（Q＋A－B）に対する割合

C ：計画流出抑制土砂量

D ：計画流出調節土砂量

この式は土石流形態と掃流形態の双方の土砂輸送の場合に適用するとしていて，Q，A，B，C，D，Eの諸量は式中ではたんなる量を示すものとなっているが，この量による表わし方で全ての場合が説明できるわけではないことにまず注意する必要がある。

つぎに，この式による考察が複数の計画基準点でなされるように考えられていることは，土砂の生産，輸送の形態の違い，他産業の施設や保全対象の存在，河道特性の違い等が考慮されるべきであることを示唆している。

したがって，許容流砂量を最大洪水流砂量の10％とする方式は一般化できるものとはいえない。

まず第一の表示方式についてはつぎのように考えられる。

すなわち，

i）土砂源と保全対象の距離がきわめて小さい場合……これは流出土砂量にみあうダム調節量（ダムサイト）が期待できない場合

ii）活火山の場合に代表されるように通常保全対象と土砂源の距離が十分大きくしかも土砂供給が間断ない場合

には流出土砂量を推定し，堆砂地を掘削したダムの空容量を控除した残量を流下させるという考え方で許容流砂量が決定されることになる。

また，ハイドログラフを与えて，ある値をこえる規模の流量に対して流砂量を計算する方式がある。この方式は大容量の空間のあるダムや遊砂地がある場合の計画について適用できる。

i）とii）以外の一般的なケースでは計画目標に対応する指標として「量」のみでは不満足である。

したがってつぎのような考え方となる。

すなわち，

iii）砂防ダムの調節効果に期待する場合，河道の平衡を期待する場合は砂防計画の計画目標としては（補助）基準点ごとに特定される河床高とそこでの変動幅が規定されねばならないはずである。

この場合には河床変動計算を行うことによって許容流砂量が定まる。

流砂量式の選定にあたっては適用する区間の勾配・粒径にあったものを用いなければならない。

参考文献

1) 伊巻，他　砂防ダム上流の河床変動に関する研究(I)　S54年度砂防学会研究発表会概要集　S 54. 6

2) 水山，他　砂防ダム上流の河床変動に関する研究(II)　S55年度砂防学会研究発表会概要集　S 55. 6

3) 建設省東北地方建設局新庄工事々務所　鮭川砂防基本計画書　S 55. 2

4) 土木研究所砂防研究室　土木研究所資料第1796号　建設省技術研究会　砂防施設とその効果に関する研究調査実施要領　S57. 2

5) その他　建設省技術研究会　砂防河川の土砂動態に関する研究の各工事々務所の報告書を参照されたい。

（砂防研究室）

河－８３　砂防計画における地すべり土砂量の扱い方　(57)

（質　問）

当事務所管内には，フォッサマグナが縦走しており，その沿線に，多数の地すべり地帯が存在している。砂防計画を立てる場合，これら地すべりによる土砂量の扱い方をいかにするのかについて教示願いたい。

（松本砂防工事々務所）

（回　答）

地すべり地から生産される土砂量を砂防計画上の土砂量としてどのように取り扱うかについての一般的な考え方は，河川砂防技術基準（案）調査編3･1･5地すべり性大規模崩壊（P.287）に次のようにまとめられている。

> 対象地域内における構造破砕帯の地区等地すべり地の存在する地区を重点に地すべり性の大規模崩壊が発生する地形，地質条件のある土地を空中写真，現地踏査等によって確認し，生産見込土砂量等を本章3･1･2の崩壊地の土砂量と同様に推定するものとする。

この基準によると，基本的には，地すべり地からの生産土砂量も崩壊地の土砂量と同様に推定するものとされている。

例として，新庄工事事務所管内，角川流域の砂防基本計画における扱い方について述べる。これによると，

「角川流域には地すべり地が極めて多く，また現地観察によると，地すべり地の河道沿いの末端部は侵食されて2次崩壊を起こしている箇所が多く見受けられる。そこで，砂防計画に安全性を与えるためには，地すべり地末端に推定される生産土砂量も見込む必要がある。」として，地すべり地からの渓岸侵食土砂量を次式によって算出している。

$$V_s = \sum_{i=1}^{n} (RLi \times U_s \times L) \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで　V_s：地すべり地からの渓岸生産土砂量（m^3）

RLi：地すべり末端部の河道延長（m）

U_s：単位長さ当りの侵食土量（$=140\,m^3/m$）

L　：土砂ほぐれ率（$=13$）

そして，(1)式で算出される土砂量は，「新規，拡大崩壊土砂量」「崩壊残土量」「渓河床不安定土砂量」などと同様に「計画生産土砂量」の中に組み込まれている。

すなわち，

「計画生産土砂量」＝「新規，拡大崩壊土砂量」＋「崩壊残土量」＋「地すべり地からの土砂量」＋「渓河床不安定土砂量」……(2)

ただし，(1)式でU_s，Lをどのようにして決めたかについては，計画書の中に記述されていないので不明である。おそらく，経験的あるいはサンプル調査により平均的に求められたものであろう。

角川流域の地すべりは「第三紀層地すべり」に分類されるものであるが，一方，「破砕帯地すべり」の多数存在する流域としては四国地建の吉野川砂防の例があり，ここでも同様の考え方に基づいて砂防計画がたてられている。

以上のように，現在までのところでは，(1)式および(2)式を用いる方法が多いようであるが，(1)式のU_sの値を降雨量と結びつけてどのように決めるのか，すなわち，地すべり現象に対してどのような確率的処理をするのかといった問題や河道から離れて山腹部に存在する地すべりについてはどうするのかなど，さまざまな問題が残されているように思われる。

もっとも，角川の例のように，「地すべり地からの渓岸侵食土砂量」の割合が「計画生産土砂量」全体に対して小さい場合には，単に「砂防計画に安全性を与えるため」という考え方も可能であり，各流域の特性（地すべりからの生産土砂量の重要性）によって個別に決めていかざるを得ないのが現状である。

なお，流域内に多数の地すべり地が存在する場合には，人為によってこれらの地すべり活動が活発化し，土砂の生産に結びつくような事態は，ぜったいに避けなければならない。特に，工事用道路の施工やダム堆砂域周辺の渓岸侵食などによる地すべりの助長は，砂防事業がかえって流域の危険性を増していることにもなるので，それらを含めて慎重に砂防計画の検討を行うべきで

ある。

参考文献

1）（社）日本河川協会編　建設省河川砂防技術基準（案）調査編　S 51.

2）東北地建　新庄工事事務所　角川砂防基本計画書　S 56. 3

（砂防研究室
地すべり研究室）

河－８４　地すべり対策工事のライナープレート集水井の構造計算　（57）

（質　問）

通常集水井は地すべりブロック内に施工することが主であるから，四国地建における一日土研の河－39「地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の実施設計上の基本となる地すべり土圧（偏荷重）の考え方について」の回答を読むと，地質条件等を一切無視しているため，全国画一的になる。

しかも，これによると土圧計算等が不用になり，非常に便利となるが，本省では現在テルツァギーの土圧理論のみを提唱しているため，意見調整をし，できれば土研方式を河川砂防技術基準等に掲載して欲しい。

また，メーカ側の考え方として，施工時にライナープレートに歪が生じることから，曲げモーメントを考慮しているが，そのことに関して教示願いたい。

（石川県土木部）

（回　答）

河川砂防技術基準によれば，集水井の深さは，活動中の地すべりにおいては底部を２ｍ以上すべり面より浅くし，休眠中の地すべり地域及び地すべり地域外では基盤に２～３ｍ程度貫入させることを原則とし，設計においては，集水井外周面に作用する荷重は土圧のみとし，原則として水圧は考慮しない。土圧は主働土圧と見なし，地すべり土圧を考慮しない。しかし実際には，地すべりの挙動は複雑であるので，必要に応じて補強のためラテラルストラット及びバーチカルスティフナーを用いると記述され，土のアーチアクションを考慮したテルツアギー公式より土圧を求めている。

$$p_t = \left\{ \frac{12(3 \cdot m - 2)}{h_o^3} \cdot h^2 + \frac{6(3 - 4 \cdot m)}{h_o^2} \cdot h^2 \right\} \cdot p$$

p_t：地表より深さhにおける土圧強度（t/m²）

h_o：地表より集水井の深さ（m）

h ：地表よりp_tまでの距離（m）

m ：pの作用点までの距離のh_oに対する割合

p ：$\frac{1}{2} k_A \cdot \gamma_t \cdot h_o^2$

k_A：主働土圧係数

γ_t：土の単位体積重量

上式は，集水井がすべり面を切らず地盤が地すべり運動による攪乱をあまり受けていない場合妥当である。従って，活動中の地すべりで，集水井がすべり面を切っている場合，地盤が地すべり活動によって著しく攪乱を受けている場合，テルツアギー公式による土圧算定が問題となることもありうる。従って現場との対応において，河川砂防技術基準にての設計が著しく妥当性を欠く特殊な現場においては，当現場に呼応した適切な設計を実施することが必要である。前述のテルツアギー公式にて土圧を算定することが不当な現場，明らかに施工によるライナープレートの歪による曲げモーメントが考慮される場合，静土圧公式による土圧の算定，また曲げモーメントを考慮することも必要である。河川砂防技術基準は，統一的な基準を示したもので，この技術基準を出発点としてより一層の技術の発展を計る事も必要である。

（地すべり研究室）

III. 道 路 部 門

道－1　パーソントリップ調査データを用いた将来予測手法　(55)

(質問)

パーソントリップ調査結果を用いた将来予測手法については，既にマニュアル（昭和51年）の形にまとめられ各地で利用されていますが，京阪神都市圏のような大都市地域ともなるとデータ処理等に多大のエネルギーが必要です。昨今の情勢をかえりみますと将来予測及び計画手法の簡略化が急務であると考えられます。大都市地域で適用できそうな簡略化手法をいくつかお示し下さい。

(企画部)

(回答)

1. パーソントリップ調査の調査体系上での位置づけ

交通実態調査の代表的な調査としてOD（Origin-Destination）調査がある。この調査は，交通の起点と終点を調査することによって交通の発生・集中・分布状況をは握しようとするものである。すなわち，交通主体（人，物，自動車）の出発地の位置とその種類（住宅地，工業地など），発生施設（住居，事務所など），出発時刻，交通手段，目的地の位置と種類，到着施設，到着時刻などのように交通（トリップ）を特定化する情報を網羅的には握しようとする調査手法であって次のような特徴がある。

・交通量観測などのように1地点での観測と異なり，交通の発生から終結までをとらえる調査であるので交通輸送特性の根源までさかのぼれ，交通の量および質のは握を行いやすい。したがって，交通計画策定の際に最も有効なデータとなる。

・通常，事業所特性，発生・集中点の地域特性なども含めて調査するので，交通計画だけでなく土地利用計画，都市計画などの基礎データともなる。

・調査方法，調査内容が複雑でしかも大がかりな調査となりがちである。

OD調査は，交通主体の種類に応じて分類される。交通主体としては，人・物・自動車が考えられ，それぞれパーソントリップ調査，物資流動調査および自動車OD調査と称されている。このうち，パーソントリップ調査は交通発生の根源である人の動きに着目し，総合的観点から都市交通計画を立案するための基礎資料を提供するものであり，次のような特徴をもつ。

・利用交通機関と行動パターンの関係が総合的にとらえられ，ある交通施設計画に関し，他の交通施設（計画）への影響を加味することができるなど計画に対する総合的判断が可能となる。── 交通機関の関連性は握

・通勤，通学等の定常的交通のみならず，私事・業務等の非定常的交通およびこれら相互の関連を得ることも可能である。── 交通目的の関連性は握

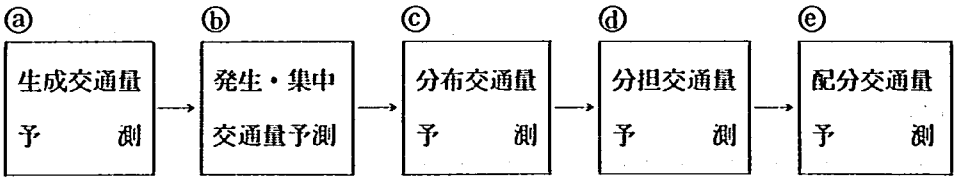
・人の交通状態をとらえる副次的効果として，人の静的（ある場所にとどまっている状態）をもとらえられ，これらは交通計画のみならず，上下水道計画，都市災害時の避難計画など

へ反映させることができる。── 多方面への活用

この特長を要約すると，パーソントリップ調査は総合性，整合性に重点を置いた調査といえ，これが，総合都市交通計画策定時の基本データとなるゆえんである。

2. パーソントリップ調査データを用いた需要予測手法とその簡略化について

交通計画にパーソントリップ調査データを用いる利点は交通手段別の需要予測が可能となることである。このため，交通需要予測にあたってはこの利点を生かすべく，次のような段階別予測手法をとっている。(図1)



図—1　段階別予測手法

この予測手法を自動車OD調査データによる自動車交通量予測手法と比較すると，ⓐおよびⓓのステップに特徴がある。ⓐでは人間の1日のトリップ回数をは握し，これに将来の都市圏総人口を乗ずることにより都市圏内の総トリップ数を定めるもので，これは自動車交通量予測時に行うコントロールトータル設定に類似した考え方である。人間の1日のトリップ回数は約2.5回程度であり，人間の行動特性から考えても変動の少ない量であるので予測値は比較的安定している。

また，ⓓはパーソントリップ調査の特徴を最も良く生かしたものであり，ⓐ～ⓒの段階までに予測された人の動きをこの段階で交通手段別に分配するものである。

ここで，予測手法の簡略化について整理すると次のようになる。

生成交通量予測の段階

夜間人口予測が主体となるので簡略化の可能性はない。

発生集中交通量予測の段階

通常，目的別予測モデルとして，

$$T_i = a_0 + \Sigma a_i P_i$$

T_i：ゾーン別目的別発生量（集中量）

P_i：説明変数

が使われる。説明変数としては人口指標（夜間人口，居住地別就業人口，従業地別就業人口など），経済指標（工業出荷額，商品販売額，自動車保有台数など），土地利用指標（用途別面積，用途別床面積など）などが使用され，これらを複合したものが現況再現能力が高い。

しかし，経済指標，土地利用指標などは，現況データの収集も困難であり，これら指標の予測はさらに困難である。したがって都市圏全体の目的別総発生・集中交通量を別途求めておき，ゾーン別発生・集中量予測モデルは，この総発生・集中量を分配する機能をもつものとしてとらえ，ゾーン別に予測の行いやすい人口指標のみを説明変数とするモデルとすることが最も簡便である。

分布交通量予測の段階

分布交通量を予測するモデルとして，オポチュニティモデル，グラビティモデルがよく使用されるが，将来の都市構造変化があまり著るしくないものと予測されるのであれば，プレゼントパターン法を使うことが最も簡便である。

分担交通量の予測段階

マルチモード法（複数の交通手段の分担率を一度に決定する方法）と，バイナリーチョイス法（二者択一法により，交通手段の分担率を順次定めて行く方法）があるが，バイナリーチョイス法による分担率曲線モデルが最も安定しており，結果的に最も簡略化が図られることとなる。

配分交通量の予測段階

自動車交通量の配分が最も複雑であるが，現在のところ，Q—V式配分手法を使用せざるを得ないものと思われる。

なお，質問の中に記述されている都市交通計画マニュアル「パーソントリップ調査による交通量の将来推計」は，実用化を主眼に記述されており，ここでとりあげられている手法は簡略化の趣旨にあっているので参考とされたい。

以上のように，各段階で簡略化が考えられるが，大都市圏における問題はパーソントリップ調査のデータ量が膨大なことにあり，この問題は，以上のような各段階で簡略化を図ったとしてもたいした解決にはならないものである。したがって，将来予測および計画手法の簡略化を考えるよりも，立案すべき計画内容とそれに必要なデータ量との関連をは握することが重要である。この観点から考えると，立案すべき計画内容に応じたゾーン数，交通手段，発着施設などを考えなければならない。例えば，国道網を主体とする幹線道路網計画と県道および主な市町村道を含む道路網計画を比較した場合，前者は

ゾーン数……通常，後者の半分以下である。

交通手段……網計画としては，徒歩・自転車を考慮する必要性は一般的に少い。

発着施設……細分化された施設種類は意味がない。

これを言い換えれば，計画内容が多種にわたるものを同時に予測ないし計画する場合は，簡略化の方向は見い出しにくいということになる。

3. パーソントリップ調査と計画課題

現在実施されているパーソントリップ調査はホームベース（すなわち，1日のトリップの起

点，終点は家庭であり，事務所ではない。）であり，かつ営業用車（特に貨物車）による動きは必ずしもよくは握されないものである。このため，この調査の特長が最もよく生かされるのは通勤・通学・帰宅・買物などであり，業務交通は必ずしも十分には握されないことが北九州都市圏における調査でも明らかとなった。したがって，この調査を予測・計画に生かすに際しては，家庭を基点とする交通（通勤・通学・帰宅・買物など）に対応させることが好ましく，これはまた大都市圏におけるピーク時交通混雑の解消という大命題の解決に対し，非常によく適合するものと考えられる。このように，予測および計画手法の簡略化を目途するよりも，計画目標を明確にし（すなわち，限定し），この目標に沿って精緻な手法で分析することが結果的には好ましいことと考えられる。

（新交通研究室）

道－2　交通規制と道路の計画・設計の調整　(56)

（質問）

道路はその果すべき機能を考慮して計画，設計されているが，警察による交通規制は制限速度，追い越し禁止の例に見られるように，現実には十分に斉合するとは限らない。

これに対して道路管理者としても警察と十分に調整をはかるほか，例えば２車線道路に追い越し車線を設けるなどの対策が考えられるが研究所の意見を承わりたい。

（大州工事事務所）

（回答）

質問の主旨を解決する前提として明らかにしておくべき問題点がいくつかある。本回答ではそれらの問題点および解明努力の現状，方向について述べるものとする。

1. 交通規制の効果

警察が行っている交通規制は安全の確保を第１の目的としており，道路側との調整が難かしい場合が考えられる。昭和45年の交通事故による死者数，１万６千余が10年間で半減した経過があるが，安全対策の効果については交安委員会及び道路管理者双方の努力が相い俟ったものであり，単独にとり出して評価することは難しい。従って，道路管理者側から規制について調整を求めるためには，説明資料は全国的に充分に権威ある機関で作成され，交通安全への影響について，十分に説得できる内容を含む必要がある。土木研究所もその一端を担っているものと考えている。

従来，交通規制については建設省の行政権限との関係上，土木研究所で必ずしも充分な研究がなされていた訳ではないが，現段階で若干，本件と関連のある研究を実施している。例えば，道路の線形，沿道条件等と実際の走行速度との関係を把握し，経済性を考慮して最適な設計速度の設定及び，それに対応した幾何構造決定手法を求めようとする研究が現在進行中である。

将来については，交通規制の効果について世界各国を含めた横断的な比較検討を行って，特に道路管理者との調整をはかる必要がある規制については警察庁との連携をはかって研究を進め，基礎資料を作成することが考えられる。

2. 2車線道路の追越し禁止について

昨今では殆んどすべての2車線道路が追い越し禁止になっているが，運転者のうちには不満を述べる向きが多い。これらの不満が大きいということは走行中のイライラ感が高いということであり，それが多分事故に結びつくであろうということがよく聞かれる。この論法は或る程度の説得性を有しているのは確かであるが，イライラが本当に事故率を高めているか否かを証明する方法が現在の所はない。土木研究所でも運転者の心身反応，心理と様々な走行条件との関係について研究を開始しているが，現在は走行条件の何がどのような心身反応に影響を与えているかを把握するのが中心であり，その影響が交通安全にどのような関連をもつのかを解析できるまでにはまだ至っていない。今後の目標としてはその解明を行うべく，運転者の心理と安全の関係についての研究努力を継続したいと考えている。

追い越し禁止への現実的な対応策として，追い越し車線を設置するという考え方は道路構造令の改定の際の道路管理者に対するアンケートの中での要望がたまたま少なく，取り上げられていない。このほか，登坂車線に関する規定を緩めて，附加車線を設ければよいという考え方もあるが，多数意見とはなっていない。

3. 避譲車線

この言葉は中部地方建設局で使われているが，現在，国道47号で警察との緊密な協力のもとに実験を行っているものである。この車線は追い越し禁止の2車線道路上で，登坂車線と同様な使い方で，遅い車が避譲して結果的に追い越しを行わせようとするもので，現在，交通工学研究会が委託を受けてその効果の検討を行っているが，その成果が期待される。

以上，警察との緊密な協力のもとに或る程度の規制変更，或いは実質的に有効な手段を講じられる場合もあり得ると考えられるので，今後とも現場側での努力を期待したい。

（道路研究室）

道－3　地方中心都市におけるリバーシブルレーンの効果　(56)

（質問）

高松市のような地方中心都市においては，マストラ輸送能力が少ないため自動車を通勤に使用するケースが多く，朝夕において都心向け交通が各所で渋滞を起こしている。この対策として道路網の整備を進めることも重要であるが，一方では既存する道路網を最大限に生かすことも必要と考えられる。

この観点からは，リバーシブルレーンや一方通行規制，面的信号制御等の方法が考えられる。なかでもリバーシブルレーンについては条件が満たされているならばその効果は大きいと考えられる。そこでリバーシブルレーンの採用事例化をする場合に必要となる条件，採用後のメリット（渋滞の解消等）デメリット（交通事故の増加等）について御教授願いたい。

（香川工事事務所）

（回答）

一日のうち特定の時間帯，たとえばラッシュ時などに交通需要が方向別に著しく不均衡となるような3車線以上の道路では中央線を変移して，交通需要の高い方向により多くの車線を与えることにより，道路の限られた交通容量を能率的に使うことが行なわれる。このような目的のため，時間帯によって交通の方向を変えるという運用を行なう車線をリバーシブルレーン（可逆車線）という。

1. リバーシブルレーンが適用される道路条件 道路条件・交通条件

(1) 特定時間帯の方向別交通量の不均衡が最小限2：1，望ましくは3：1以上の比率であること。

(2) ピーク時に非常に混雑し，平均速度が通常に比べ25%程度以上低下していること。

(3) リバーシブルレーン区間の端末（ターミナルポイント）の道路構造は十分な交通処理能力を有していること。

(4) 車線数は通常6車線以上であり，最悪の場合でも5車線以上あること。

(5) 中央分離帯や路面軌道がないこと。

(6) 路側の駐車や左右折交通をなるべく制限し，交通の流れを単純化しておくこと。

(7) 以上のべた事は理想的な条件であり，すべてを満足しなくても効果のある場合もあり得る。特に車線数については例外に属する適用例の方が多い。

2. リバーシブルレーンの長所，短所

長所

(1) 必要に応じ，道路の余分な交通容量を必要な方向に与えられる。

(2) 一方通行と異なり，対となる平行道路を必要としない。

(3) 可変一方通行のように少ない方向の交通を他の道路に回す必要がない。

短所

(1) 設備や運用のための経費や労力を要する。

(2) 方法が明確でなく，また完全でないと事故の発生を助長する。

(3) 切替え時間中使用できない車線が出てくる。

3. リバーシブルレーンの効果

中央線変移は，変移拡幅側交通流に対し，車線増と同じ効果をもたらすのであり，交通量の増大，走行速度の増大のメリットがある。また交通事故についてもリバーシブルレーンにおける正面衝突は制御方法が明確であれば防止可能であり，厳重な駐車禁止規制が施されているため，事故はむしろ減少している例が多い（表参照）。

また，可逆車線ではないが，車線幅員を狭めて余裕をつくり，1車線増加させる中央線変移の方法が警視庁により都内で試みられている。この方法によると，すべての例で交通量は増加し，走行速度も上昇しており，縮小された側の交通にもほとんど影響は与えないことが報告されている。

（道路研究室）

表　リバーシブルレーン運用例

場　所	車線配分	運用の方法	制御方法	効　果	その他
Detroit Grand River Avenue	ピーク方向4車線 逆方向　2車線	ピーク方向 中央2車線に通行可の表示	頭上標識 （文字？）	・ピーク方向の旅行時間短縮 ・ピーク方向交通量の41％増	
Chicago Hollywood-Ridge	ピーク　3車線 逆方向　1車線	ピーク方向 中央2車線に通行可表示	信号 赤色×印 （通行不可） 下向き緑矢印 （通行可）	・ピーク方向交通量　50％以上増加 ・リバーシブルレーンによる正面衝突事故はいまだ発生していない	両側駐車常時禁示
Detroit Michigan Avenue	ピーク時 ピーク方向　3 逆方向　2 オフピーク時 中央車線…右折	中央車線に対して ピーク時 ピーク方向 緑矢印　右折禁示 逆方向 赤×印　右折禁示 オフピーク時 両方向に右折専用を表示	照明標識 信号	午前ピーク方向に4～20％ 午後　〃　7％ の交通量の増加 平均速度は23％上昇 事故は19％減（ただし，ほとんどが駐車禁止によるもの）	駐車は常時禁止
仙台 元寺小路七北田線	ピーク　2車線 逆方向　1車線	ピーク方向 2車線（ピーク時は内1車線をバス専用レーンとして運用） 逆方向　1車線（ピーク方向，逆方向は0時，12時に切替える）	可変標識（矢印） 埋込み式点滅灯 （中央線を指示）	ピーク時 バスの運行速度が上昇 バスへの転換増	駐停車禁示 （2車線道路を拡幅して変則3車線に改良）
千葉市原県道263 市原埠頭線	ピーク方向3車線 逆方向　1車線	ピーク方向 中央2車線に通行可の表示	可変標識 （矢印）		

道－4　非集計型行動モデルの道路計画への適用可能性　(57)

（質　問）

従来，道路計画はゾーン間交通量に着目した集計型のモデルが用いられているが，都市域においてバスレーン設置やP＆Rシステム等を計画し評価する場合には，このようなモデルではきめ細かな計画条件が評価できない。これに対して，欧米を中心に近年研究が盛んになっている非集計型の行動モデルでは，このようなきめ細かな政策の評価が可能であると言われている。

そこで，非集計型の行動モデルについて，実際の交通政策評価への適用例と道路計画への適用上の可能性・問題点等について教示願いたい。

（道路部道路計画課）

（回　答）

非集計行動モデルは，個人の交通行動を直接説明するモデルであり，1960年代からアメリカを中心に研究が進められて来た。1970年代以降，わが国でもこのモデルの研究が活発に行われるようになった。非集計行動モデルに対する関心の高まりの背景には，四段階推定法に代表される従来の集計型モデルでは，政策変数としてとり込めるのは時間と運賃程度で，交通管理計画の評価に用いるには充分でないという事情の他に，集計型モデルの持っている問題点が認識されるようになったことがあげられる。その問題点とは，①個人の意思決定構造が明示的に取扱われていないこと，②ゾーンの分割方法によりモデルのパラメータの推定値が変化するため，地域間比較やモデルの転用ができないこと，③大量のデータ処理が必要なため，調査にかかる費用，時間が膨大なこと，④四段階推定法では，各段階で用いられるモデルの間に整合性がないこと等があげられる[1]。

非集計行動モデルでは，これらの問題点の解決が目指されていることはもちろんであるが，わが国ではこのモデルに関する研究の歴史が浅く，適用例もそれほど多くないのが実情である。ここでは，現在までの研究成果を参考にしつつ，非集計行動モデルの交通計画への適用性をまとめ，問題点を述べていくこととしたい。話の順序として，まず非集計行動モデルの基本的な構造を概説する。

1. 非集計行動モデルの基本構造

非集計行動モデルは，一般的にランダム効用理論をもとにして構成され，各個人は効用最大化原理に従って選択を行うと仮定される。個人tが，Jt個の選択肢の中から1つを選択する場合を考える。選択肢jを選択することによって得られる効用をUjtと表わすと，個人tが選択肢iを選択する確率は，

$$Pit = Prob(Uit > Ujt \quad j = 1, \cdots, Jt ; j \neq i) \qquad \cdots\cdots (1)$$

で与えられる。Uitが次式のように確定項Vitと確率変動項εitとの和で与えられるとする：

$$Uit = Vit + \varepsilon it, \qquad \cdots (2)$$

この関係を(1)式に代入することにより，

$$Pit = Prob(\varepsilon jt - \varepsilon it < Vit - Vjt \quad j = 1, \cdots, J_t \; ; \; j \neq i) \cdots (3)$$

確率項εitの分布をどのように仮定するかによってさまざまのモデルが得られるが，εit が互いに独立に同一のワイブル分布に従うと仮定して得られるロジットモデルが最も広く使われている。

$$Pit = \frac{e^{Vit}}{\sum_{j=1}^{Jt} e^{Vjt}} \qquad \cdots (4)$$

Vitは，交通機関特性と社会経済特性などを表わす変数Xitk の線型和として表わされることが多い。

$$Vit = \sum_{K} \beta_k \, Xitk \qquad \cdots (5)$$

(5)式に現われる係数β_kの値は最尤法によって求められる。

(3)式で与えられる確率は，個人の選択確率であるから，交通需要の予測あるいは交通政策の効果の予測にあたっては，これを集計して全体としての交通行動を知る必要がある。この集計の手法は，さまざまのものが提案されているが，どの手法が適切かについての結論は得られておらず，検討課題として残されている[2]。

非集計行動モデルの特徴は，一般的に以下の諸点にあるといわれている[3]。

① 多くの政策変数が導入できる。

② 少数のデータ（500~1,000）でモデルの作成ができる。（ただし，この点については必ずしもそうではないという結果も得られている。詳しくは文献4)を参照されたい。）

③ さまざまな軸に沿っての集計が可能である。

④ 段階型の意思決定過程にも適用できる。

⑤ 他の地域あるいは別の時点において作成されたモデルでも転用することが可能である。

このような特徴を有するがゆえに，非集計行動モデルは，交通政策の評価において有用であるとされているのである。次節では，実際の適用例を簡単に紹介する。

2. 非集計行動モデルの適用例

非集計行動モデルの適用対象としては，交通手段選択が最も多いが，トリップの頻度，時刻，行先，経路の選択，あるいはこれらの組合せを対象とした同時選択行動についても適用されている。また一方では，住宅地の選択，自動車保有，物流等への適用も試みられている。しかし，従来の四段階推定法にとってかわるだけの大規模な非集計行動モデルが構築された例は少なく

（サンフランシコ湾岸地域を対象に開発されたＭＴＣモデルはその一例である。詳しくは，文献5)，6)を参照），むしろ通常の交通需要予測プロセスの中の機関分担の段階で非集計行動モデルが使われている例が多い。

交通手段選択に適用された非集計行動モデルの例として，サンフランシスコ湾岸地域に建設されたBART（Bay Area Rapid Transit）の計画調査で用いられたモデルについて簡単に述べる[7]。ＢＡＲＴが建設される以前の通勤交通手段の選択行動を説明するロジットモデルがつくられた。モデルにとり入れられた変数と係数の推定値は表－１に示す通りである。このモデルを係数推定に用いたデータにあてはめた場合の的中率は56％で，実際の分担率にあわせてランダム推定した場合の的中率よりは高くなっている。次に，ＢＡＲＴ供用開始後の分担率をこのモデルで予測し，実際の分担率と比較した。結果は表－２に示す通りである。ＢＡＲＴ供用開始後には，バスアクセスによるＢＡＲＴ利用，自動車アクセスによるＢＡＲＴ利用という新しい交通手段がつけ加わっている。（従って，説明変数のうちの固有変数については，その係数の値をどうやって推定するべきかという問題が生ずる。ここでは，自動車アクセスによるバス利用，徒歩アクセスによるバス利用の係数の値をそのまま用いている。）実績値と予測値は比較的良く一致していることがわかる。

我が国での非集計行動モデルの適用は，未だ研究レベルにとどまっており，現実の交通計画への適用例はない。ここでは，鉄道駅へのアクセス手段の選択行動の分析に用いられた例を示す[8]。この例では，駅を中心とする交通施設整備計画，バス網再編や駐輪規制等の交通管理計画の評価を目的として非集計型ロジットモデルを作成している。分析に用いたデータは，三鷹・調布地域の中央線と京王線にはさまれた東西3 km，南北6 kmに及ぶ平坦で比較的バス網の整備された地区から選ばれた1,840世帯の通勤データである。この通勤データのうち，新宿駅を通過駅あるいは最終駅とするものを対象に，利用駅（三鷹，吉祥寺，武蔵境，調布，つつじが丘の５駅）とアクセス手段（徒歩，自転車，バスの３つ）の組み合わせを選択肢として設定し，ロジットモデルの係数推定を行っている。図－１に示したような，段階選択モデルと同時選択モデルの両者について，モデルを作成した結果は表－４に示した通りである。（説明変数の意味は表－３に示した通りである。）表－４のモデルＳＡ５を用いて次の２つの政策の評価を行っている。

政策１　　バス代の値上げ，

政策２　　駅前の自転車置場の有料化と放置規制。

政策１の評価では，変数８に含まれるバスの実質負担運賃を４割増加させ，また政策２の評価では，自転車置場料金（50円/片道）を，通勤手当の対象外とし自転車利用可能な人のコスト（変数８）に付加すると同時に自転車乗換え徒歩時間を一律30秒としてモデル化している。年令（50才未満，50才以上）とトリップ頻度（毎日，週３～４回以下）により全体を４つのグル

表－1　BART事前モデルの説明変数と推定結果

(Mode 1-Auto Alone; Mode 2-Bus, Walk Access; Mode 3-Bus, Auto Access; Mode 4-Carpool)
(The Variable takes the described value in the alternatives listed in parentheses and zero in non-listed alternatives)

Independent Variable	Estimated Coefficient	T-Satistic
Cost divided by post-tax wage, in cents divided by cents per minute(1-4)	−.0284	431
Auto-on-vehicle time, in minutes(1,3,4)	−.0644	565
Transit on-vehicle time, in minutes(2,3)	−.0259	294
Walk time, in minutes(2,3)	−.0689	528
Transfer wait time, in minutes(2,3)	−.0538	230
Number of transfers(2,3)	−.105	0776
Headway of first bus, in minutes(2,3)	−.0318	318
Family income with ceiling of $7,500, in $per year (1)	−.00000454	00511
Family income minus $7,500 with floor of $0 and ceiling of $3,000, in $per year (1)	−.0000572	0430
Family income minus $10,500 with floor of $0 and ceiling of $5,000, in $ per year (1)	−.0000543	0907
Number of persons in household who can drive (1)	−102	481
Number of persons in household who can drive (3)	−.990	329
Number of persons in household who can drive (4)	−.872	425
Dummy if person is head of household (1)	−.627	337
Employment density at work location (1)	−.00160	227
Home location in or near CBD (2=in CBD, 1=near CBD, 0 otherwise) (1)	−.502	418
Autos per driver with a ceiling of one (1)	500	965
Autos per driver with a ceiling of one (3)	233	274
Autos per driver with a ceiling of one (4)	238	528
Auto alone alternative dummy (1)	−5.26	593
Bus with auto access dummy (3)	−5.49	533
Carpool alternative dummy (4)	−3.84	636

Likelihood ratio index	.294
Log likelihood at zero	−1069.0
Log likelihood at convergence	−595.8
Percent correctly predicted (by maximum probability)	67.83 (compared with 39.42 by chance)
Values of time saved as a percent of wage (t-statistics in parentheses):	
Auto on-vehicle time	227 (3.20)
Transit on-vehicle time	91 (2.43)
Walk time	243 (3.10)
Transfer wait time	190 (2.01)
Value of initial headways as a percent of wage: 112 (2.49)	

All cost and time variables are calculated round-trip. Dependent variable is alternative choice (one for chosen alternative, zero otherwise).

Number of people in sample who chose	
Auto alone	429
Bus with walk access	134
Bus with auto access	30
Carpool	178
Total sample size	771

表－2　BART事前モデルによる予測結果

Actual Alternatives	Predicted Alternatives (1) Auto Alone	(2) Bus／Walk	(3) Bus／Auto	(4) BART／Bus	(5) BART／Auto	(6) Carpool
(1) Auto alone	255.1	222.1	636.2	151.3	137.2	79.07
(2) Bus／Walk	11.56	36.43	29.88	16.79	14.21	13.92
(3) Bus／Auto	12.49	28.11	06.87	00.066	16.25	26.22
(4) BART／Bus	08.58	19.34	01.20	13.91	02.58	14.40
(5) BART／Auto	88.98	31.49	17.56	06.95	88.28	96.74
(6) Carpool	74.68	12.43	33.05	13.57	74.97	37.73
Column Total	352.4	789.7	152.2	664.2	353.5	144.4
Predicted Share(%)	55.8	12.5	2.4	1.0	5.3	22.9
(standard error)	(11.4)	(3.4)	(1.4)	(.05)	(2.4)	(10.7)
Percent Correct	72.4	46.1	.45	21.0	.265	26.1
Success Index	1.30	3.69	1.88	2.10	5.0	1.14
Predicted Share less observed share	−4.1	1.7	1.0	0.05	0.1	1.2
Actual Share(%)	59.9	10.8	1.4	0.95	5.2	21.7

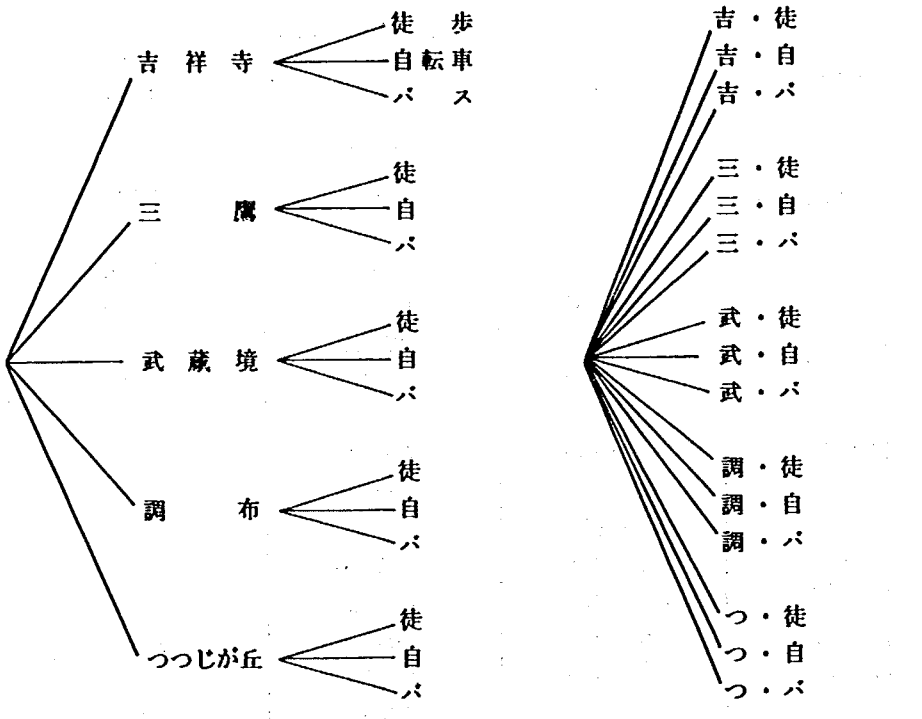
Totals
Sample Size 631
Percent Correct 53.9 (42.0 by chance)
Success Index 1.28

表－3　説明変数の定義

変数 ＼ アクセス手段	アクセス手段別に算定するもの 1	2	3	4, 5	6	7	8	9	10	11	手段に共通なもの
	徒歩所要時間(分)	自転車乗車時間(分)	バス乗車時間(分)	駅での乗換徒歩(分)	バス停までの徒歩時間(分)	バス停での待ち時間(分)	アクセス手段のコスト(円/片道)	自転車固有定数(=1)	トリップ頻度 毎日＝1 その他＝0	年令 50才未満=1 50才以上=0	12鉄道乗車時間(分)
											13乗車駅内徒歩(分)
											14鉄道待ち時間(分)
											15鉄道乗換え徒歩(分)
徒歩	B1						B8		B10		16鉄道コスト(円/片道)
自転車		B2		B4			B8	B9		B11	17三鷹駅固有定数
バス			B3	B5	B6	B7	B8				B12～B17 (=1)

表 － 4　推 定 結 果

モデルの種別		駅・アクセス手段同時選択モデル P (sm)		アクセス手段選択モデルP (m/s)
モデル		SA3	SA5	A 3
パラメータ（t値）	B 1	−03281 (−14.7)	−03631 (−14.6)	−03023 (− 9.9)
	B 2	−06620 (−13.5)	−05252 (− 9.8)	−03276 (− 6.0)
	B 3	−02506 (− 8.1)	−02726 (− 8.2)	−01387 (− 4.3)
	B 4 (＝B 5)	−02968 (− 4.5)	−01914 (− 2.8)	
	B 6	−07538 (− 9.1)	−08701 (− 9.4)	
	B 7	−005810 (− 2.6)	−007006 (− 2.7)	
	B 8 (＝B16)	−001225 (− 3.9)	−001224 (− 3.7)	−002861 (− 6.3)
	B 9		−2661 (− 4.8)	−2440 (− 4.1)
	B10	2092 (6.5)	2072 (5.8)	3416 (7.7)
	B11		08007 (1.8)	06901 (1.5)
	B12	−02459 (− 3.8)	−03375 (− 4.5)	
	B14 (＝B13,B15)	−02121 (− 2.0)	−02358 (− 2.1)	
	B17		06626 (3.2)	
変数の数		10	13	7
$\hat{\rho}^2$		0.5553	0.5793	0.3716
的中率(%)	徒歩	55.8	78.3	78.3
	自転車	52.3	26.2	40.0
	バス	63.6	69.0	83.4
	計	59.1	64.8	74.3
備考 変数のまとめ方（表に示した変数番号で表示）		4＝4＋5 8＝8+16 14=12+13+14	左欄に同じ	2＝2＋4 3=3+5+6+7



駅・アクセス手段段階選択モデル　　駅・アクセス手段同時選択モデル

図－1　選択モデル

表－5　モデル（ＳＡ５）の再現精度と政策評価

グループ	トリップ頻度	年齢	再現精度* 徒歩	自転車	バス	政策1の効果** 徒歩	自転車	バス	政策2の効果** 徒歩	自転車	バス
Ⅰ（93人）	毎日	50才未満	42	10	41	39.5	6.4	47.1	40.6	3.5	48.9
			39.2	6.2	47.6	(1)	(1)	(−1)	(3.6)	(−43.5)	(2.7)
Ⅱ（28人）	〃	50才以上	9	0	19	11.8	1.0	15.2	12.0	0.5	15.5
			11.8	1.0	15.2	(0)	(0)	(0)	(1.7)	(−50.0)	(2.0)
Ⅲ（191人）	週3〜4回以下	50才未満	55	47	89	51.9	58.1	81.0	56.5	34.3	100.3
			48.3	50.8	91.9	(7)	(4)	(−12)	(17.0)	(−32.5)	(9.1)
Ⅳ（69人）	〃	50才以上	23	8	38	24.1	8.3	36.6	22.8	4.4	41.9
			21.5	7.0	40.5	(12)	(19)	(−10)	(6.0)	(−37.1)	(3.5)

*　上段：実績，下段：推計値

**　上段：推計値，下段：現状からの変化率（%）

ープに分け，それぞれのグループ別に政策1，2の影響をみたのが表－5である。この分析では，データの制約のため集計作業は行われていないが，データの抽出法と関連させて集計手法を検討すること，また実際の政策実施前後のデータによるモデルの有効性を分析することが今後の課題として残されている。

3. 非集計行動モデル適用にあたっての課題

非集計行動モデルに対しては，その裏づけとなる選択理論について，個人がすべての選択肢に関する完全な情報をもっているという仮定は非現実的であるという批判もされおり，この点について理論の拡張が試みられている（たとえば文献10））。このような理論的な批判を別にしても，非集計行動モデルの適用にあたっては以下のような問題点の解明が必要とされている[1),9)]

① 変数の導入方法：どのような変数をどの程度数多く導入するべきか。また共通変数，固有変数のどちらの形式をとるべきか。

② 市場セグメントの方法

③ 選択肢の設定方法

④ 集計の方法と集計誤差の処理

⑤ 意思決定構造とモデル構造の整合性

⑥ モデルの転用性

⑦ サンプリングの方法：必要な精度を確保するのにどのくらいのサンプル数が必要とされるか。また選択確率の極端に低い選択肢が存在する場合には，モデルの推定精度が悪くなる傾向にある。これをどう扱うべきか。

以上の問題点の解決をめざして，研究が進められており，その成果が期待されているところである。しかし，非集計行動モデルを，実際の交通計画へ適用するにあたって解決すべき課題はまだまだ多いというのが実情である。

4. 参考文献

1) 森地他，「ケーススタディ交通(I)輸送の計画」，土木工学大系25，彰国社。

2) 太田，原田，「非集計行動モデルの研究の現状と課題」，第4回土木計画学研究発表会講演集，昭57.1.

3) 太田，原田，「非集計行動モデルとその応用(I)」，交通工学Vol. 17, No 5, 1982.

4) 桐越，塚本，「非集計ロジットモデルの誤差分析」，交通工学（投稿中）。

5) Manheim, M. L., "Fundamentals of Transportation Systems Analysis Vol. 1 Basic Concepts", MIT Press.

6) Ruiter, E. R. and Ben - Akiva, M. E., "Disaggregate Travel Demand

Models for the San Francisco Bay Area", TRR673, 1978.

7) McFadden, D., "The Theory and Practice of Disaggregate Demand Forecasting for Various Modes of Urban Transportation", Proceedings of Seminar on Emerging Transpotation Planning Methods, U. S. D. O. T. , 1978.

8) 原田, 「鉄道駅・アクセス手段選択行動の分析」, 都市計画学会学術研究発表会論文集第16号, 昭56.

9) 計画交通研究会特別講座実行委員会, 「M. I. T. 計画交通研究会共催　特別講座　交通システム分析と交通計画」, 交通工学 Vol. 17, №1, 1982.

10) Williams, H. C. W. L. and Ortuzar, J. D., "Behavioural Theories of Dispersion and the Mis-Specification of Travel Demand Models", Trans. Res. B, Vol. 16B, №3, 1982.

文献(2)では, 非集計行動モデルの内外での適用例が整理されているので, 参考になろう。また非集計行動モデルの理論的展開については, 次の2冊が有用である。

11) Domencich, T. A. and McFadden, "Urban Travel Demand", North-Holland.

12) Richards, M. G. and Ben-Akiva, M. E., "A Disaggregate Travel Demand Model", Saxon House.

（新交通研究室）

道－5　リバーシブルレーンによる道路交通容量　(57)

（質　問）

広幅員2車線道路（1.85m～11m～1.85m）は混雑時等において片側2車で利用されているが, 大型車が通行する場合片側1車で利用されていることが多い。リバーシブルレーンを設置して3車運用を行った場合, 以下の点について教示願いたい。

(1) 交通容量増減の考え方

(2) 右折専用車線を常時確保することが困難なため, 交差点部での右折車の処理方法

(3) 冬期における機能維持の考え方

（金沢工事々務所）

（回　答）

(1) 交通容量の増減の考え方について

広幅員，２車線道路については，混雑時に片側２車線で利用される例が多く見られるが，旧構造令には諸外国と同様広幅２車線の考え方はなく，従って，容量の算定方法も特に定めがなく，単純な２車線として，算定するのが基本となる。即ち，基本交通量で云えば，往復2500台/hであり，リバーシブルレーンを設けた場合は，上下方向とも多車線道路の車線と見なされ，基本交通量で云えば，重交通側で2500×2=5000台/h，軽交通側で2500台/hとなり，格段に容量は増加することになる。しかしながら，このような検討は，極めて，教科書的であり，より現実の運用に即して考えるためには，広幅２車線の実用的な容量を把握することが必要であるが，中途半端な幅員２車線の交通容量に関する研究例は，国際的にみて，皆無というのが現状である。昭和33年制定の旧構造令では，車道幅員11mの道路を３車線道路と考え，1700台の実用交通量を与えているが，これも実際の運用とは，かけ離れている。結局広幅２車線道路の交通容量は，現実の容量を計測するほかないということになる。ここで強いて計算根拠を求めるとすれば都市内の街路における交通容量は，実際上，信号，交差点の容量で定まっていることを考慮し，米国，H.C.M(Highway, Capacity Mahual)では交差点の交通容量を車道幅員に比例するものとして算定する方式をとっているので，これによって計算することが考えられる。H.C.Mの算定方法は，豊富なデータによって求められるものであり，現存では，もっとも信頼のおける方法と思われる。図－１に，その計算図の１例を挙げる。計算図は駐車の有無，一方通行，２方向通行の別，地方部，都市部の別によって，６種類ある。また，この図で示されているピーク時係数と，負荷係数は次式によって定義されている。

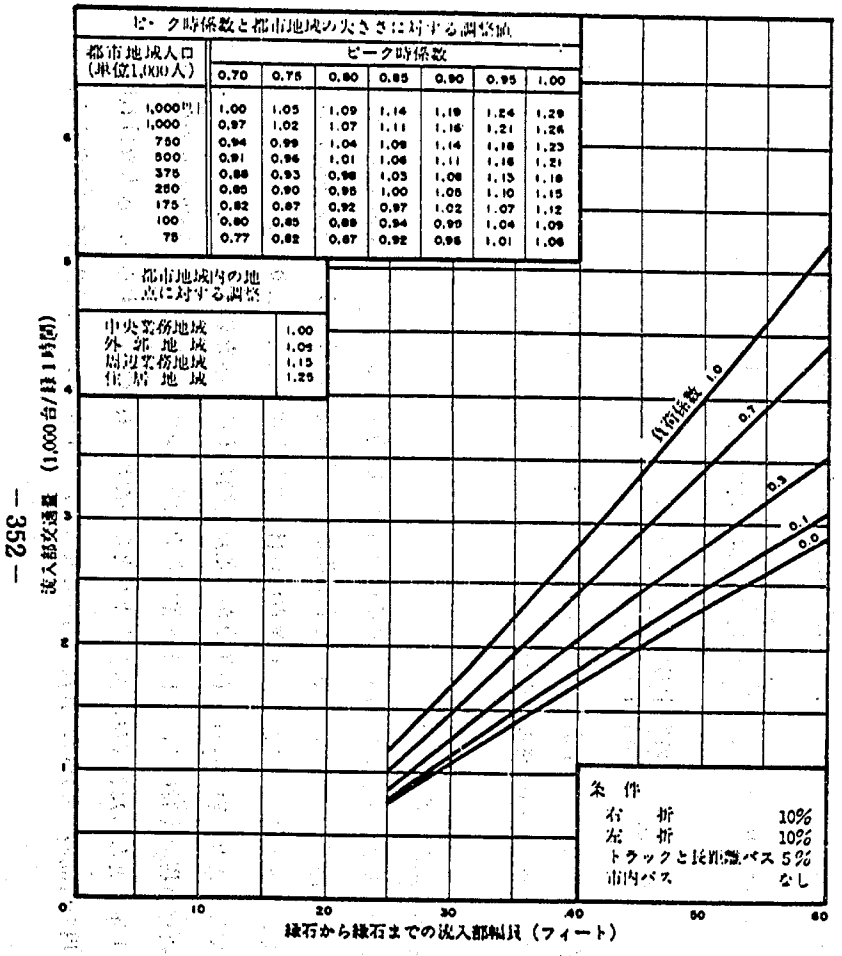
$$\text{ピーク時係数} = \frac{\text{ピーク時交通量１時}}{\text{ピーク時の最大15分間交通量} \times 4} \leqq 1.0$$

$$\text{負荷係数} = \frac{\text{１時間中の飽和サイクル数}}{\text{１時間中の信号サイクル数}} \leqq 1.0$$

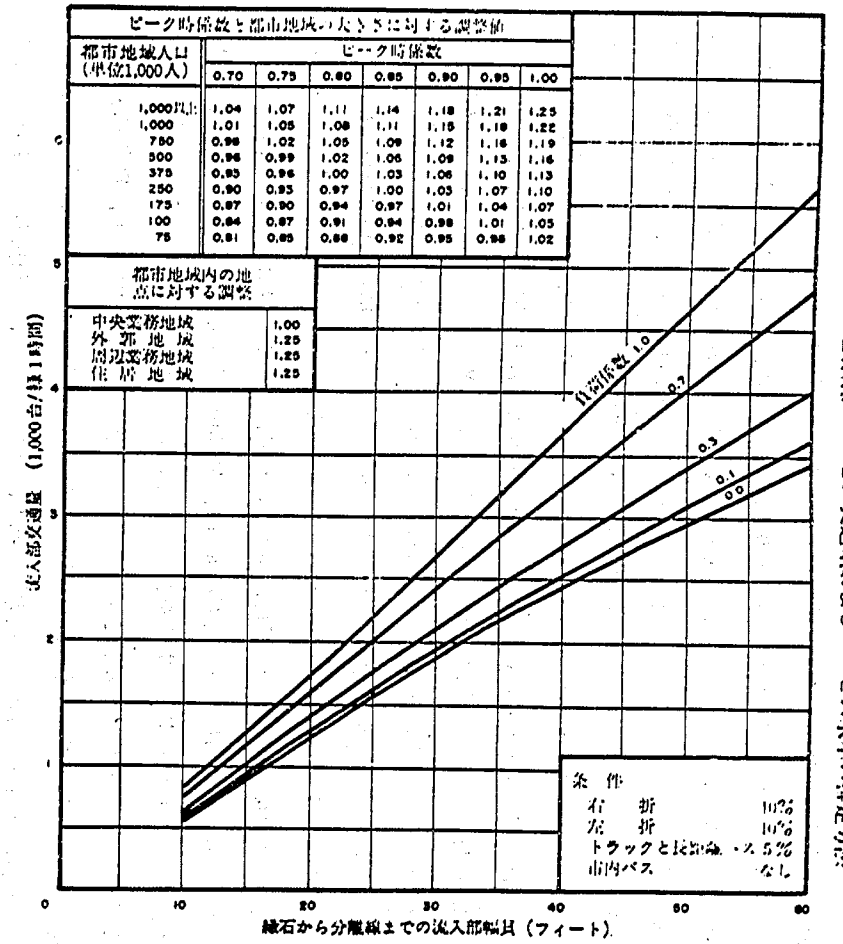
負荷係数は表１に示すようにサービス水準との対応で定められるもので，日本の都市内の運用では，0.7をとるのが適当と思われる。

(2) 右折車の処理方式について

街路での交通容量は，実際上，交差点の容量で制約されることを考えれば，３車線運用を行なって，単路部の容量を向上させても右折車線が設置できなければ，その効用は，著しく減殺されることとなる。このため，交差点における右折車線は出来る限り設けるものとすべきである。やむを得ない場合には，右折車が交差点を閉塞する事態を避けるため，通常の青信号の後に右折専用現示を設けて，右折車を流すことを考えるべきであろう。この場合３車線運用により，１車線となった側では，著しく不利となるため，右折禁止にするか，さもなければ，３車線運用で区間の一部だけ，容量を向上させても，ボトルネックには渋滞を集中させる結果に終



両側に駐車のある1方通行街路で，緑信号1時間当たりの台数で表わされた都市部交差点流入部サービス交通量



駐車のない2方向街路で，緑信号1時間当たりの台数で表わされた都市部交差点流入部サービス交通量

図－1　HCMの交差点交通容量計算図

るため，3車線運用そのものを止めざるを得ないと考えられる。

(3) 冬期における機能維持の考え方について

冬期の機能維持については，除雪能力との関連があり，一概には云えない。理想を云えば充分な堆雪幅を設けて置くのが良いのであるが，夏期には，広くなった車道幅員に対して，より多くの交通量が流れることも予想され，その交通量が冬までも継続したならば，堆雪幅の意味を失うことになりかねない。このため，十分な堆雪幅をとるとすれば，交通空間として，利用されないように，歩道側に堆雪幅を設けることが示唆される。一般的に堆雪幅をとれない状況では，冬期における3車線運用は，無理があると思われ，従来どおり2車線運用で交差点に必ず，右折車線を設けるように努めるのが，現実的であると思われる。

表－1　単独交差点の流入部のサービス水準と最大サービス交通量

サービス水準	交通流の説明	負荷係数
A	自由な流れ	0.0
B	定常な流れ	≦ 0.1
C	定常な流れ	≦ 0.3
D	不定常流に近づく	≦ 0.7
E[a]	不定常な流れ	≦ 1.00
F	強制された流れ	——[b]

a　容量
b　適用しえない

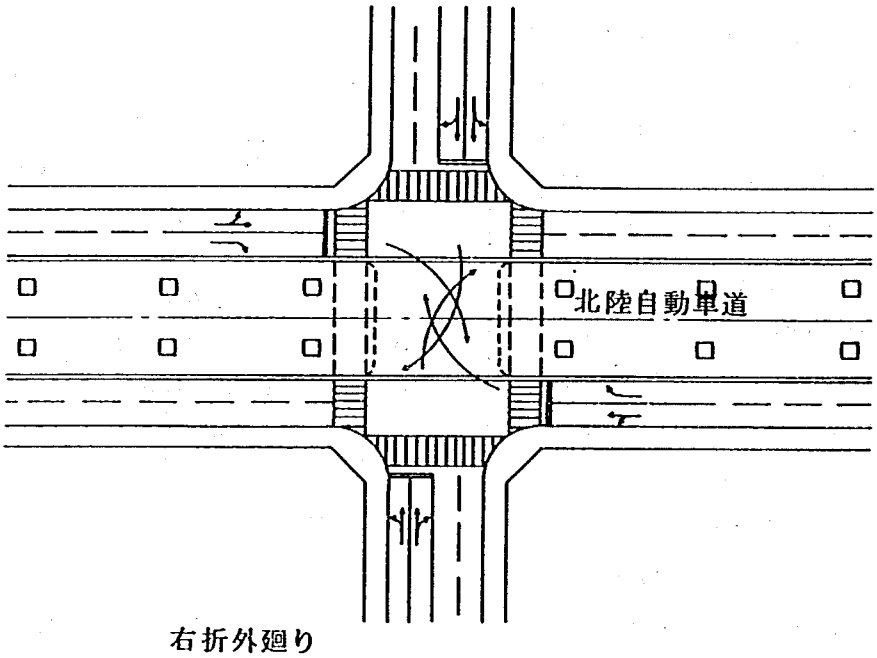
（道路研究室）

道－6　右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量　(57)

（質　問）

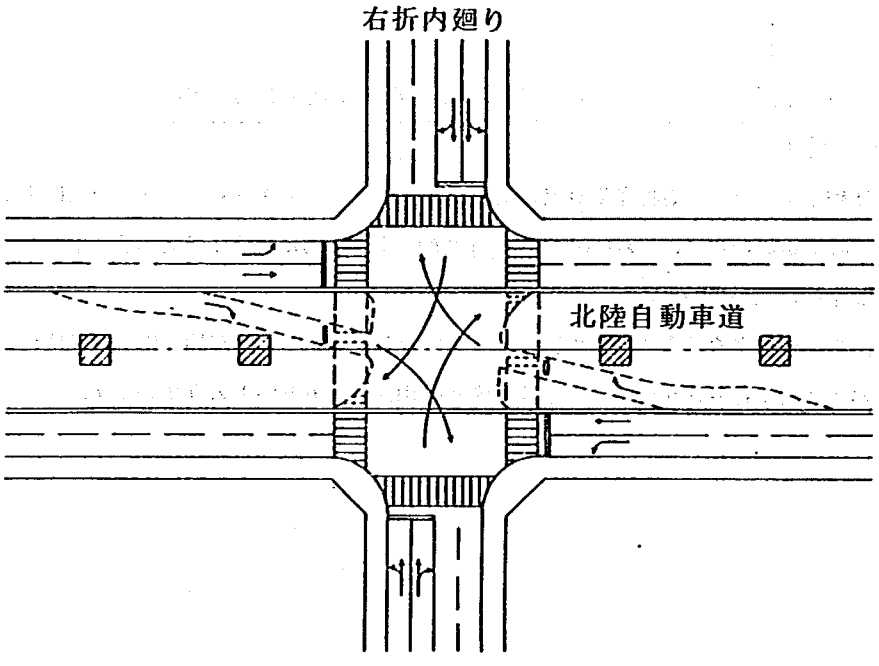
右折外廻り交差点での右折専用車線の飽和交通流量は，インターロッキング現象により通常の交差点での右折専用車線のそれ（1,800台/緑1時間）より大巾に低下すると考えられるがどれ位と考えればよいか教示願いたい。

なお，右折外廻り交差点を右折内廻り交差点に改善することは物理的に困難な状態にあるため，交差道路の拡巾又は立体化によって交差点容量の増加を図りたいと考えています。



右折外廻り

右折内廻り



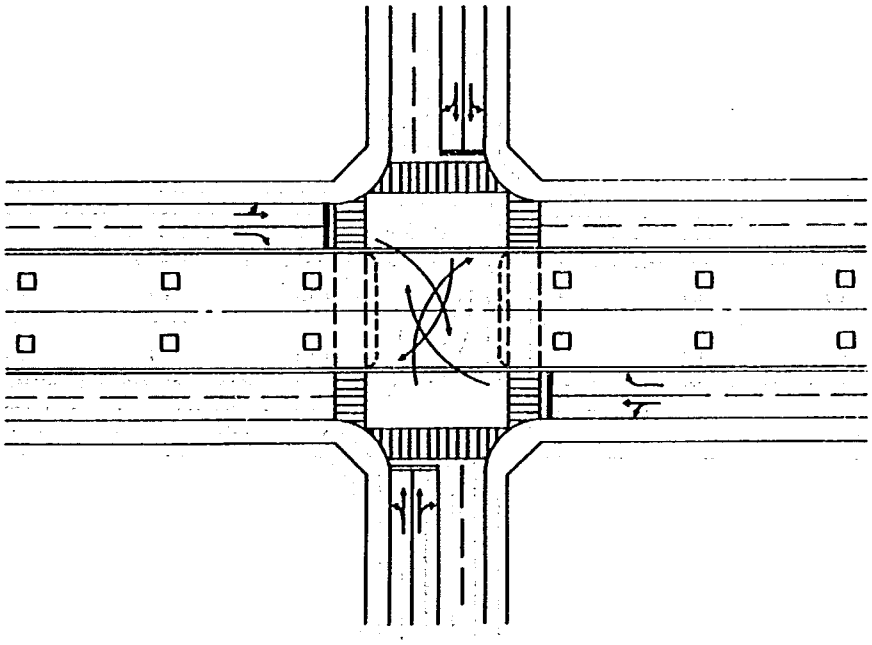
(金沢工事々務所)

（回　答）

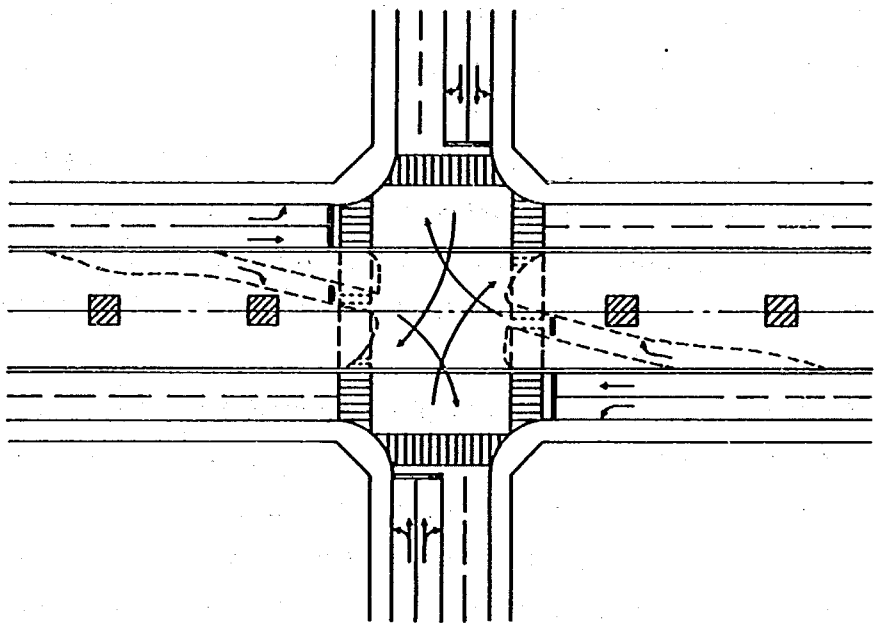
立体化された平面交差点，特に自動車専用道を高架とした場合の高架下の平面交差点では，図－1に示されるように交差点の変形によって右折交通の処理が外廻りとなり，右折交通が相互に交錯する（インターロック）現象が発生する。

このような右折のインターロックを根本的に解決するためには扁平な交差形状を正方形に近づけるような修正をすることが必要であるが既存の平面交差を立体化する場合などでは，一般に，このような根本的改良が困難なことが多いので，高架下に右折専用線を収容したり，高架下の分離帯の隅角部を右折に適した形状にするなど右折を内廻りにするための局所的な改良が行なわれている。（図－2）

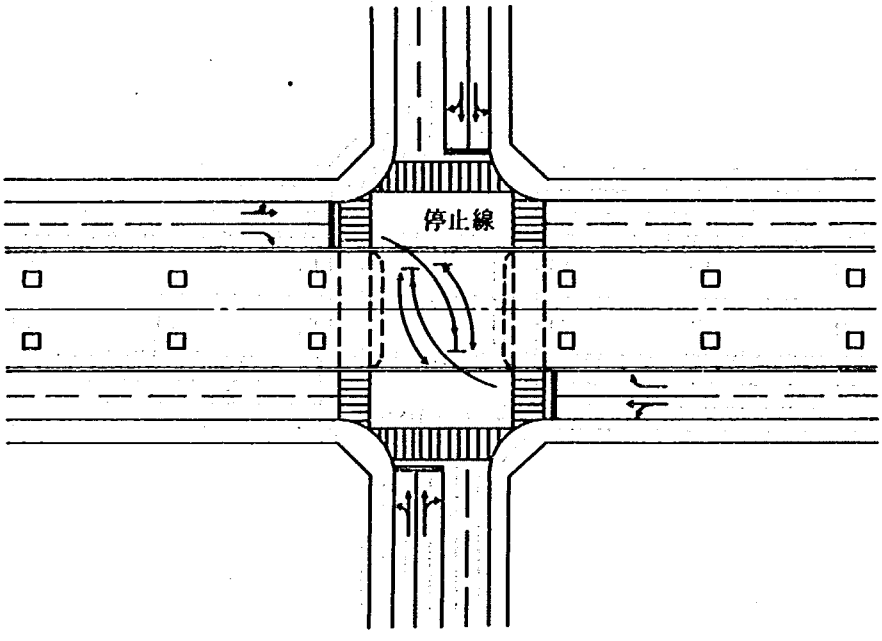
平面交差点の計画と設計はいうまでもなく，①交通安全上問題のない幾何構造および交通処理方法の案を作成する。②この案にしたがって交通の処理が可能な信号現示の計算をする。③容量のチェックをするという手順で行なわれており，交通安全を第1，容量増を第2に考えるという基本思想に基づいている。従って，右折交通が極めて少ない場合を除いて，右折交通相互の交錯の発生が必然的であるような単なる右折外廻りは，避けるべきであるが，右折外廻りが避けられない場合に限り，下記のような処理方法を適用する必要がある。



図－1



図－2



図－3

即ち，高架の脚柱の位置など交差形状の都合により，上記のような局所的な改良も不可能な場合には，右折外廻りを許容し，その代りに，右折交通相互の交錯を避けるための手段として，右折車を道路の中央部で一時停止させ，滞留させてから（図－３）次の現示で，右折滞留車を処理するという手段が考えられる。この場合においては，信号１サイクル当りに処理できる右折車数は，信号現示長とは無関係に，車道中央部において許容される。（直進車を防害しない範囲での）滞留台数により，決定されるため，自ずと上限がある。

なお，質問事項の右折外廻り交差点での右折車線の飽和交通容量については，調査事例がほとんど無に等しい現状にあり根拠ある数値を示すまでには至っていない。（道路研究室）

道－７　避溢橋の規模の決定方法　(57)

（質　問）

国道７号で，側道と車道を分離した複断面の４車バイパスを計画している。延長6.5 kmのうち，約70%が常時湛水地域を通るため，避溢橋を検討しているが，氾濫量を算出し，延長を決定するに当り，氾濫規模，降雨の規模はどのように定める事が妥当であるのか，下記事項について教示願いたい。

なお，長期の河川改修の計画はあるが，完成の目途は不明である。

ケース１.　○計画降雨を道路整備の目標である20年相当を考慮し，確率20年の降雨。

ケース２.　○既往最大の氾濫水位及び実績降雨。

実績最大降雨　日雨量　300mm（昭和41年）
2日雨量　338mm（同上）
連続雨量　373mm（昭和56年）

ケース３.　○河川改修計画採用降雨

50年確率　日雨量　151.2mm

※　当該地域は，加治川破堤により被害を受けており，且つ人工公物である道路と危険を内在した自然公物である河川とは瑕疵責任に於て，区別した加治川判決等も経験しており，更に昭和41，42，46，53，56年と連続水害を被っている。そのため，道路の構造については，重大な関心を注がれている地域である。

（回　答）　（新潟国道工事事務所）

国家賠償法第２条第１項には「道路，河川その他の公の営造物の設置又は管理に瑕疵があったために他人に損害を生じたときは，国又は公共団体は，これを賠償する責に任ずる」と定めている。

検討の対象としている地域は，阿賀野川右岸地域で，一級河川阿賀野川水系新発田川の氾濫常襲湛水地帯である。本地域を横切る国道７号バイパス建設による湛水被害を増長させないために

避溢橋の規模決定における計画降雨の規模は，どの程度であるべきかというのが質問の内容であろう。

もし厳密に公権力による区画形質の変更に伴う湛水被害を増長させないためには，道路面の高さを周辺地盤と同程度のものとするか，新たな排水施設を建設するか湛水区域全域を高架構造にするしかないが，道路の機能を考えれば，湛水時にも物資の輸送が可能である構造，および湛水による道路の被災が無く建設費の安い構造が望ましいのは言うまでもない。避溢橋によってこれを解消するというのは妥当である。

この場合道路建設によって湛水状況がどう変わるのか，またそれが地域の湛水被害にどういう影響を及ぼすのか把握しておかなければならない。この場合どのような降雨を検討の対象とするのか，湛水被害の変化に対する受忍限度はどこにあるかということが大きな問題となる。ただし検討の対象とする計画降雨は受忍限度によって変わることに注意しておく必要がある。

ところで受忍限度は，その地域の持つ歴史の産物であり，また地域に住む人々の生活様式によって変わるものである。近年，人々の権利意識の高揚によって受忍限度は小さくなる傾向にある。また本区域のように加治川裁判を通して公権力の管理瑕疵に対する見方が厳びしい所では，より受忍限度は小さいと考えざるを得ない。

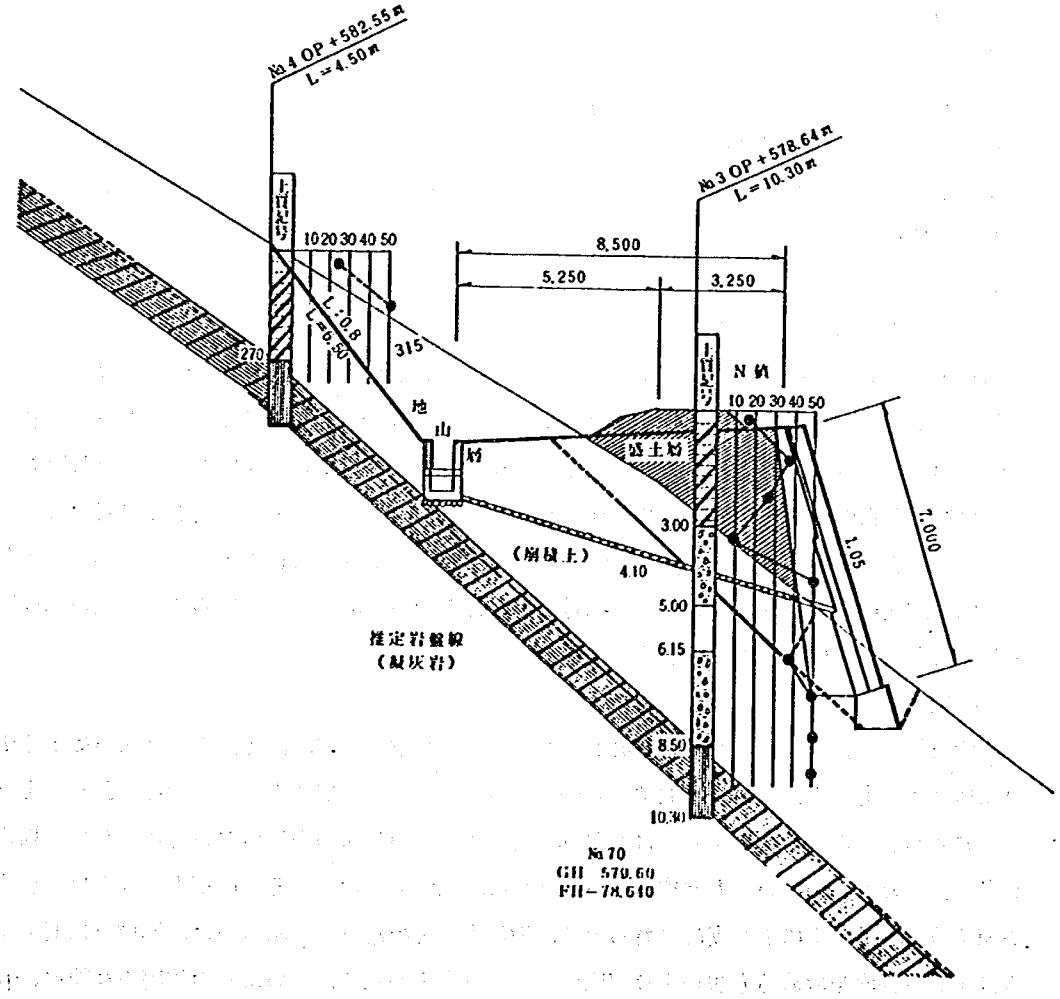
ところで明治以前においては氾濫原を横切る堤防は，上流と下流で利害が対立するため，その堤防高をめぐって上流と下流との間で紛争が生じ，奉行所に裁定を求めた例が多々ある。本件の場合も最終的には法律論争になり，事業が進まなくなる恐れがある，これを避けるには，地元の人達の考え方を良く把握し，行政の公平性，効率性を配慮して受忍限度がどの辺にあるのか判断し，氾濫シミュレーションを行い，湛水形態の変化状況がどの程度であるのか地元に説明し，了解してもらうことが必要であろう。この場合，検討の対象降雨としては過去最大降水量を考えておけば十分と思われるが，本地区の河川改修計画採用降雨である50年確率でも計算しておくこと，また将来，排水施設が完成された場合での状況も把握しておくことが必要と考えられる，受忍限度の評価は，道路の上下流で湛水位およびその時間変化によって行えば良いと考えられる。上下流で水位が大きく異なるようでは地元の了解を得ることは難しいと思われる。また避溢橋近くの流速に対する考慮が必要である，避溢橋近くは，流れが絞られるため流速が速く，稲の倒壊，田畑の流亡の恐れがある。流速１ｍ／ｓ以下であることが望ましく思われる。このためには，河川予定地区のみならず，対象地区の用排水系統を良く調べ，道路を横断する水路等に避溢橋を設置し，流れの集中を防ぐことが賢明と思われる。

（総合治水研究室）

道－8　崩積土地盤上における道路新設工事工法　(55)

（質問）

大阪の北東部地域の山岳部は比較的地盤が悪く，過去においても道路工事のたびに種々な問題を起こしていた。このたび，この地域で道路新設工事が計画，実施された。道路設計を行い，地質調査を実施すると下図の様な結果が出て来た。



この図面上の位置にどうしても道路を築造しなければならない場合（すでに用地は取得済）における道路工事の工法を教授願いたい。

又，この様な地質上の道路工事における法面処理工法は，いかなる工法が妥当であるか合わせて質問したい。（施工済の区間は芝などの植栽工で対処してきたが問題が多い。）

（大阪府土木部）

（回答）

別添図面から判断すると凝灰岩の上にある崩積土の斜面に片切り，片盛りで道路を建設することが計画されているが，この場合は，次の３つの項目について検討しなければならない。

(1) 崩積土の切土の安定性

(2) 崩積土上の盛土自体の安定性

(3) 盛土が乗っている崩積土の安定性

まず，(1)について説明する。

崩積土の切土が降雨時などに崩壊しないかということと，切土の表面の侵食に対する処理を検討しなければならない。

切土の安定に関しては，次の手順により行う。

(i) 道路土工指針との整合性

道路土工指針（のり面土・斜面安定工指針）と対比すると，のり面形状については，のり高が約５ｍであるから一のりで良い。勾配については，崩積土の土質を岩塊または玉石まじりの粘性土の範ちゅうに入れると１：1.0～１：1.2，砂利または岩塊まじり砂質土（密実でないもの，または粒度分布の悪いもの）の範ちゅうに入れると，１：1.0～１：1.2，砂利または岩塊まじり砂質土（密実なもの，または粒度分布のよいもの）の範ちゅうに入れると１：0.8～１：1.0になる。別添図面にある１：0.8は，これらと対比するとやや急であるが，最終的には，土質試験結果等を参考に，現地踏査により決められるものである。

(ii) 安定計算

安定計算には，崩積土の強度値が必要である。強度を求める方法には，不撹乱試料による土質試験によるものと，Ｎ値等の原位置試験によるものがある。崩積土は，不均質であり，また含まれる岩塊等の大きさによってはかなりの大きさの不撹乱試料を用いないと意味がない場合が多く，またＮ値についても岩片や礫に当たれば，判断できなくなる。崩積土の強度は，岩片や礫をうめる細粒土により支配されるので，細粒土の不撹乱試料，あるいは，細粒土に対応するＮ値より強度を求める方法がより実際的であろうと思われる。Ｎ値よりの強度の換算は，$q_u = 0.1 + 0.15N$（シルト質粘土の場合）によるのが妥当だろう。崩積土の強度は，岩片や礫とこれら細粒土の比率も関係するので，この比率を勘案して決めることになる。安定計算では，間げき水圧も必要であるが，これは，ボーリング孔での水位，のり面での湧水の位置等より地

下水面を適当に想定するしかない。

安全率 Fs は，単一円孤すべり面法により計算するが，最小の安全率を与えるすべり面の上端部が，鉛直に近くなる場合は，テンションクラックを考慮した単一円孤すべり面法を用いる。計算によって求めた安全率が 1.5 以上あれば，のり面は安定と考えてよい。

地形，地盤条件が類似している近隣の斜面で過去崩壊した箇所があれば，その時点の含水状態，間げき水圧の分布を想定して，すべり面法による安全率 $Fs = 1.0$ に対応する強度を求め，土質試験あるいは原位置試験より得られた値と比較することは，安定計算の結果を考える上で役立つことが多い。

なお，この際崩壊の形態を調べておくことは，対策工を検討する上で重要である。

(iii) 経験，資料等にもとづく判断

指針に幅があり，また安定計算が実際上かなり制約されるので，経験，資料等にもとづく判断が重要になって来る。

まず，素因としての崩積土の強度を検討する。マクロ的には，どのようにして現在の斜面ができたかについて，地質的・地形的解釈をたてるとともに過去の集中豪雨等の災害履歴を調べる。崩積土が新しい程，また過去近隣で崩壊が発生している程，崩積土のすべりに対する安全率は 1.0 に近いと判断される。細粒土（マトリックス，岩片，礫の間を充てんしている物）の固結度，種類については，締ったものまたは，含水しても強度低下しないものが強く評価されるが，この判断は現地踏査等により経験的に判断するしかない。凝灰岩に由来する崩積土は含水による強度低下が著るしいことが多いのが，別添の土質柱状図より当該斜面も凝灰質の細粒土があると思われるので，崩積土の強度は低目に評価すべきだろう。図－1は，道路公団でとりまとめられたものであり，判断の一助となろう[1]。

素因のもう1つの要素として基盤の傾斜がある。別添の図では，流れ盤となっているが，これは不安定な要素である。

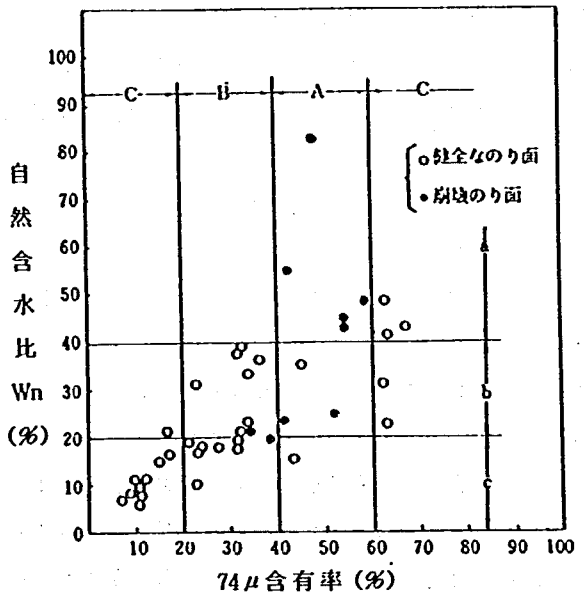
素因の総合的評価の要素として斜面の変状，異常の有無がある。これが見られる場合，豪雨時などには，安全率が 1.0 に近いものと判断される。

次に誘因に関連して，地下水の状況と地表水の流入の状況がある。地下水位が高かったり，湧水があれば，斜面の危険度は高く，特に降雨時にこれらが急増する箇所は特に危険度が高いと判断される。

素因，誘因に加えて，もう1つの判断要素は切土量である。最小安全率を与えるすべり面および崩積土と基盤との境界に沿うすべりに対して，切土前後の安全率を求めるとともに，近隣に切土箇所があれば，その斜面の履歴も合せて総合的に判断する。

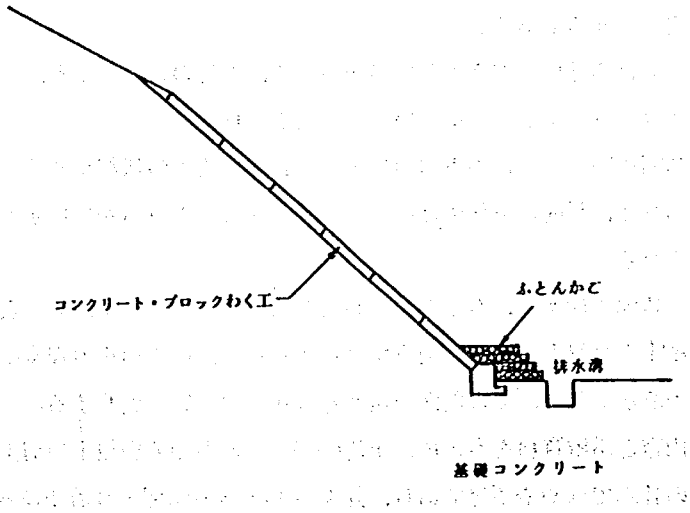
質問内容と添附資料をもとに，上述の(i)～(iii)の手順で崩積土の切土の安定性を検討すると別添図面の計画ではやや不足であり，計画の 1：0.8 の勾配より若干ゆるく切るのが妥当だと思われる。また別添の図面では，のり尻を掘削して排水溝を設置し，集めた水を下方の崩積土中の

地下排水溝を通して下方の崩積土の表面より排水する計画になっているが，のり尻の掘削はなるだけ斜面より離すとともに，掘削も最小限にとどめるのが望ましい（図－2）。図－2は対策工の一案で，ふとんかごは押え盛土の役目もはたす。



図－1　自然含水比・マトリックスの粒度からみた崩積土のり面の安定状況（日本道路公団，奥園等による）

注　A－aゾーンに近いもの程，不安定
　　C－cゾーンに近いもの程，安　定



図－2　切土のり面の処理の一案

のり表面の侵食に対する処理は，環境も考えて，コンクリート・ブロックわく工としわく内は植生が望ましい。

次に(2)崩積土上の盛土自体の安定性について説明する。これについても道路土工指針と整合をとりながら安定計算を行い，経験，資料にもとづく判断を加えるという手順は同じであるが，別添図面から擁壁が計画されているので，擁壁の安定を検討すれば良いことになる。土圧を道路土工指針（擁壁，カルバート，仮設構造物工指針）に定める盛土部擁壁に作用する土圧計算式により土圧を計算するとともに，盛土の形状が切土部の裏込め土が地山に沿ってすべる時に擁壁に作用する土圧の計算式を適用する場合に近いから，指針に定める切土部擁壁に作用する土圧計算式によっても計算し，両者のうち大きい方を採用する。この土圧が，盛土高の$\frac{1}{3}$の点で擁壁に作用するとして擁壁の安定を検討する。土圧計算に用いる盛土及び盛土と崩積土との境のすべり摩擦角 δ' については，供試体の土質試験あるいは原位置試験より求め，経験・既往の資料を加味して設計値を決める。なお，上記の土圧計算では，豪雨時の間げき水圧は考慮されてないので，盛土中の排水を施工面でカバーすることが必要である。即ち適切な裏込め材の使用と，必要なら盛土の末端部には，砂等による排水層の設置を計画する。

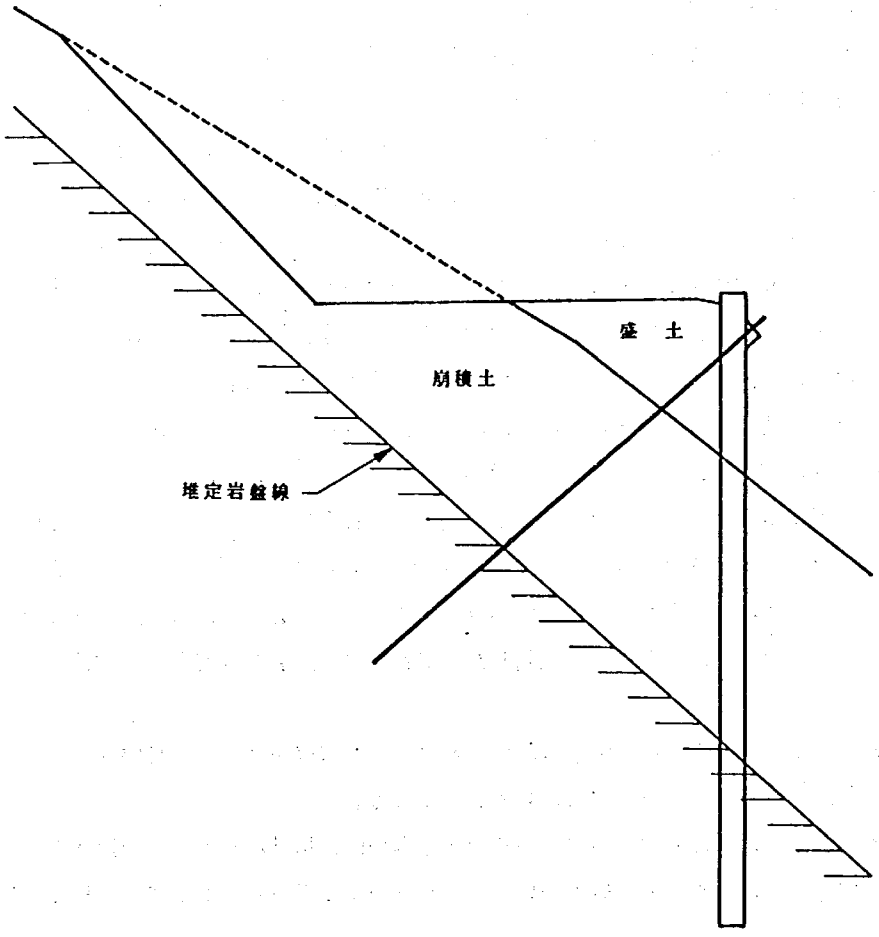
擁壁の安定は，指針にのっとり，①滑動に対する安定，②転倒に対する安定，③基礎地盤の支持力に対する安定，④背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定について検討するが，この内④は次に述べる(3)盛土が乗っている崩積土の安定性の検討と全く同じことである。①，②，③を行う時には，崩積土の強度を的確に決めることが必要であるが，これについては，(1)崩積土の切土の安定性のところで説明したので省略する。必要な安全率は指針に定める値に準ずる。

必要な安全率が得られない場合は，杭を基礎にした擁壁を計画し，必要なら杭頭にアンカーを設計し，アンカーを岩盤に定着させることになる。

なお，地震時における擁壁の安定を検討する場合は，指針にもとづいつ行うことになるが，この前提としては，ルート全体について地震をどの程度考慮するかが決められていなければならない。

(3)盛土が乗っている崩積土の安定性については，(1)崩積土の切土の安定性の検討と全く同じ手法で行なうことになるので説明は省略する。安定計算及び経験，資料等にもとづく判断から，安定性が不足とされる場合は，初めから杭を用いた対策工（図－3参照）も検討し，工費を比較してみる価値があろう。

いずれにしても上記の回答は，質問内容と添附資料にもとづくものであり，問題の性格上，現地踏査をしないと明確にならないものが残ることを留意願いたい。



図－3　盛土及び盛土が乗る崩積土の対策工の一案

（急傾斜地崩壊研究室）

道－9　軟弱地盤上の低盛土道路の施工　（56）

（質問）

軟弱地盤上に低盛土で道路を建設した場合，供用後に路面の沈下が生じ，平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすことが多い。

この原因としては，供用開始後の交通荷重の影響が大きいとされているが，交通荷重による沈下量の簡便は予測手法ならびに低盛土に適した軟弱地盤対策工法についてお伺いしたい。

（四国技術事務所）

（回答）

質問の中でも指摘されているように，軟弱地盤上に高さの低い，いわゆる低盛土道路を施工した場合，供用後に路面の平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすような不同沈下を生じることが多い。

これは，低盛土の場合には，高盛土のように交通荷重を盛土内で十分に分散させることができないため，交通荷重が基礎地盤の変形や沈下を促進することに大きな原因があると考えられる。このほか，支持力の低い表層に接して施工が行われるため，路床部が十分に転圧できないことや，地下水位が路床付近まで上昇するため，路床の支持力が低下しやすいことなども，低盛土の問題点の一因として挙げられる。

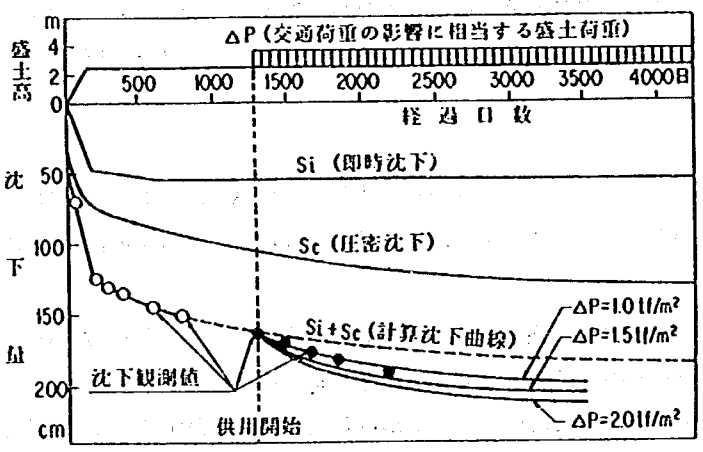
どのような高さまでの盛土に著しい不同沈下が生じるかは，軟弱地盤の性状，特に上部層の均一性，盛土及び路床の性質，舗装の種類と構造，及び大型車交通量などによっても異なるので一概にいうことはできないが，一般には路面までの高さが 2.0～2.5 m以下の低盛土道路において不同沈下による被害を受けることが多いようである。

低盛土に生じる沈下を予測するためには，盛土荷重による圧密沈下のほかに供用後の繰返し交通荷重による沈下を知ることが重要である。交通荷重による沈下量を予測する方法としては，基礎地盤から採取した試料を用いて繰返し荷重を加えた圧密試験を実施し，その試験値をもとに解析する方法，及び，類似の盛土について得られた観測値を用い，外挿によって推定する方法などが考えられる。しかし，前者の方法においては，外力としての交通荷重の評価そのものが難しいことや，繰返し荷重を加える圧密試験が一般には用いられていない特殊な試験であることもあって，実用に供するためにはまだいくつかの困難な点が残されているようである。そこで以下には，後者の類似盛土における観測例にもとづく簡便的な沈下推定法を紹介する。

建設省土木研究所では地方建設局と協力して実際の低盛土道路に各種の対策工を試験施工した調査区間を設け，供用前と供用後の路面の沈下や平坦性の変化などを長期的に追跡調査した。そして，得られた沈下観測記録をもとに沈下に及ぼす交通荷重の影響の大きさを評価し，簡便的に沈下量を推定する方法を検討した。[1] 数箇所の低盛土の観測結果のうち，Aバイパスについては図－1に示したような時間－沈下曲線が得られている。図をみると，盛土荷重による沈

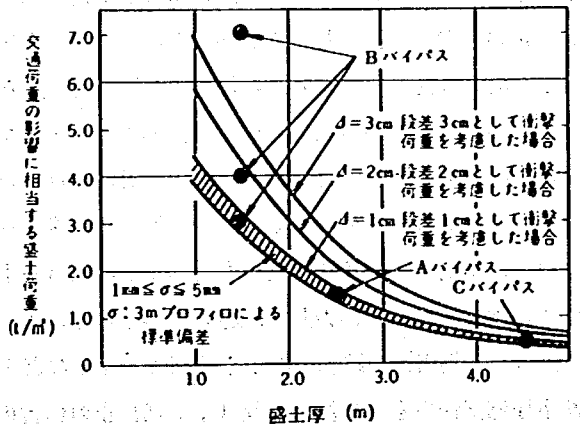
下のほかに，供用開始後新たな沈下が加わっている。この沈下が交通荷重によるものと考えられるので，交通荷重の影響を静的な盛土荷重に置き換えて，供用開始後新たに加わる沈下を生じさせるのに必要な盛土荷重を求めると，図－１に示したように高さが約１m程度の盛土に相当する。

（交通荷重の影響に相当する盛土荷重）



図－１　Aバイパスにおける時間－沈下曲線

同様に，Bバイパスおよびcバイパスについても交通荷重の影響に相当する静的な盛土荷重を求めて，盛土厚さに対してプロットすると図－２に示すような関係が得られた。図から盛土厚が薄くなるに従って交通荷重の影響が増大するため，交通荷重に相当する盛土荷重の大きさも大きくなることがわかる。



図－２　盛土厚と交通荷重の影響に相当する盛土荷重との関係

従って，簡便的には低盛土の盛土厚に応じた荷重を図－２から求め，低盛土の荷重にこの荷重を加えて沈下量を計算すれば，供用後の交通荷重の影響を含めた沈下が予測されることになる。

なお，軟弱層が薄い場合には，沈下の収束が早いうえに供用前に加わる工事用の車両の重量がサーチャージの役割を果たしやすいこともあって供用後の沈下量は少ないので，図－２で求められる荷重より小さめの値を用いるとよい。また，路面の平坦性が既に悪化しているような道路では，図－２中に示したように通常の平坦性の道路の場合よりかなり大きめの荷重を用いる必要がある。

軟弱地盤上の低盛土で供用後の沈下が問題となるのは，軟弱層が厚い箇所，地層の変化が激しい箇所および橋梁やカルバートなどの構造物との取付部などであることが土木研究所の調査などによって明らかになっている。従って，このような箇所では，剛性の高い盛土構造とする，盛土内の排水を良好にする，サーチャージ工法を適用する，あるいは地盤改良工法を採用するなどの対策を行うことが望ましい。なお，サーチャージ工法における盛土高さや載荷期間の決定には図－２が利用できよう。また，低盛土道路における軟弱地盤対策として，石灰パイル工法や混合処理工法を用いる場合には，表層に近い部分だけでなく，できればかなり深部まで改良することが供用後の沈下を押さえるためには望ましいという指摘[1]もあるので，地盤改良工法を設計する際の参考としていただきたい。

参考文献

1）久楽，三木，真下，関　：軟弱地盤上の低盛土道路の沈下とその対策，土木技術資料 Vol. 22，№8，1980

2）建設省土木研究所土質研究室　：軟弱地盤上の低盛土道路に関する調査報告書(4)，土研資料第1661号，1981

（土質研究室）

道－１０

騒音の表示単位 (55)

（質　問）

道路交通騒音の表示単位として，今後はLeqが用いられるようになると聞いていますが，現場での対応上参考にしたいので，現在の検討状況，今後の見通しと合せ，下記の点についても御回答お願いします。

- 変更への考え方（経緯）
- 変更された場合の環境基準等の対比について
- 変更された場合の予測式の取扱いについて

（浪速国道工事事務所）

（回　答）

昭和20年代後半，わが国において，都市における騒音が話題となり，まず騒音計の規格が制定され，さらに測定方法についても，昭和31年にＪＩＳ Z8731「騒音レベル測定方法」が制定されて，この中で変動する騒音について統計的な中央値の使用が定められ，現在まで広く使用されてきている。国際的には，計測器についてはＩＥＣ (International Electrotechnical Comission)で，測定方法についてはＩＳＯ (International Organization for Standardization)でそれぞれ検討が進められており，現在，騒音計等については各国がほぼＩＥＣに準拠しているが，測定方法については，騒音規制についての各国の歴史，各種騒音の複雑性等種々の問題からそれぞれの国で独自の評価値を採用するに至っている。うるささに関する評価について，ＩＳＯでは1971年に勧告（Recommendation），ISO R1996 "Assessment of noice with respect to community response（社会的反応に関する騒音の評価)" が制定されたが，そのまま国際規格に移行することには反対があって，現在国際規格原案の審議が進められている。主な反対点は，R1996が一般環境の騒音評価量としてLeq（等価騒音レベル）を基本としているのはよいが，衝撃音，特異音に対する補正および環境形態による補正等を行って，住民反応との関連を記述している点で，国際規格として問題があるとされている。結局，評価方法を統一する目的で，他の評価量より住民反応との対応のよい等価騒音レベルを基本とすることはそのままにして，新しく国際規格原案を作成することになった。表題も "Desoription and measurement of environmental noise（環境騒音の表示と測定)" とし，Part Ⅰ：Basic quantities and procedures(基本量と手順)，PartⅡ：Land use planning（土地利用計画)，Part Ⅲ：Application to specific situations（個別の条件に対する適用）の３部に分けることになり，Part Ⅰは近い将来国際規格として制定される予定になっており，現在Part Ⅱについて原案が審議されているところである。

今回のＪＩＳの騒音レベル測定方法の改訂（原則として３年ごとに見直すことになっている）では，できるだけＩＳＯの方法を採用する方針で作業が進められ，上記のPart Ⅰを全面的に採用す

ることを目的としたが，現行ＪＩＳは中央値の決定方法，個別騒音測定方法等が法規制に引用されている部分も多い。したがって，今回の改訂にあたっては，Leqと現行ＪＩＳの内容（中央値等）にについて併記しておく形がとられている。この"騒音レベル測定方法（改訂案）"の適用範囲には次のように規定されている。

『この規格は，ＪＩＳ C1505 精密騒音計に定める精密騒音計またはＪＩＳ C1502 普通騒音計に定める普通騒音計又はこれらと同等以上の性能を持つ測定器を用いて騒音レベルを測定する方法，並びに一般の環境及び作業環境における騒音の測定値を求める方法について規定する。』

以上のように，ISOの動向にならい，ＪＩＳの騒音測定方法にも等価騒音レベルLeq の測定方法が併記される形となる。しかし，実用的な測定算出方法の普及，予測手法の確立，種々の条件におけるL50との関連の整理把握（特にL50に比べて数値が大きくなるため，環境行政が後退したかのような印象を与える可能性がある）等，多くの問題が残されている。これらの問題が十分に検討されなければ規制値などへのLeqの導入は困難であろう。

等価騒音レベル（Equivalent Sound Level：Leq）は，観測時間Tにおける変動するエネルギーをもつ騒音と等価なエネルギーをもつ定常騒音レベルを与えるもので，変動するエネルギーの時間平均値に相当し，次式で与えられる。

$$Leq = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{T} \int_0^T 10^{\frac{L(t)}{10}} dt \right) \quad \cdots\cdots (1)$$

ただし，L(t)は時刻tにおける騒音レベルであるが，一定の時間間隔でサンプリングしたN個の騒音レベルをLi（i＝1～N）とすると，近似的には次式で得ることもできる。

$$Leq = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{N} \sum_{i-1}^{N} 10^{\frac{Li}{10}} \right) \quad \cdots\cdots (2)$$

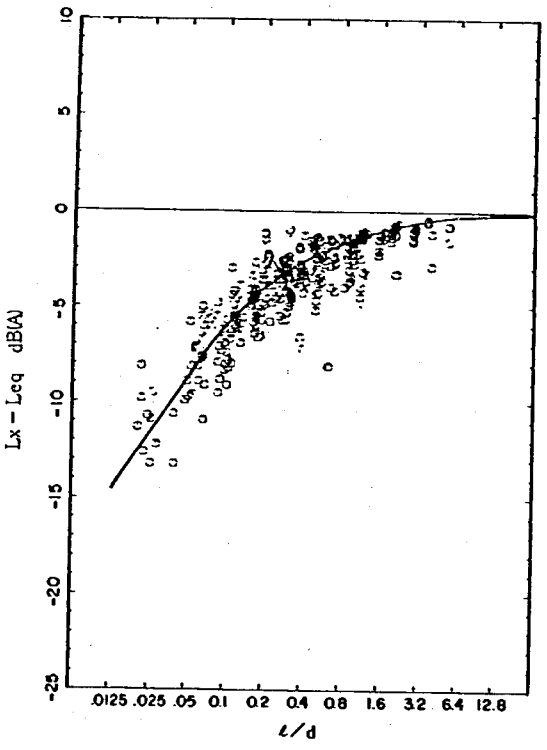
現在の環境基準はL50で評価されている。道路交通騒音のL50とLeqの関係については，等間隔モデルや指数分布モデルの理論式によれば，両者のレベル差はℓ/d（d：平均車頭間隔，ℓ：道路中心から受音点までの距離）によって変動する。道路交通騒音の実測値を用いて（L50－Leq）とℓ/dの関係を図－1に示す。なお，図中の実線は厳密な指数分布モデルを利用した理論的な関係を示しており，実測値と理論値はほぼ対応しているといえる。また，図－1の実測値について（L50－Leq）と log ℓ/d の回帰分析を行うと次式を得る。図－2の実線はその回帰曲線である。

$$L_{50} - Leq = -10^{0.29-0.47 \log_{10} \ell/d} = 1.9 (\ell/d)^{-0.47} \quad \cdots\cdots (3)$$

この回帰式では，L50とLeqの関係がℓ/dによりある程度の精度で求められるが，指数関数の形をとっているので適用範囲（ℓ/dのデータ範囲は0.02～5.5）に注意する必要がある。

L50，L5，L95などが得られれば，騒音レベルの分布を想定することにより，その分布に即したLeqを算出することができる。推定式はいくつか提案されているが，土研調査資料によれば，実測値と推定値の誤差は次式が最も少なく，また簡易であるという結果を得ている。

$$Leq = L_{50} + \frac{(L_5 - L_{50})^2}{23.5} \quad \cdots\cdots (4)$$

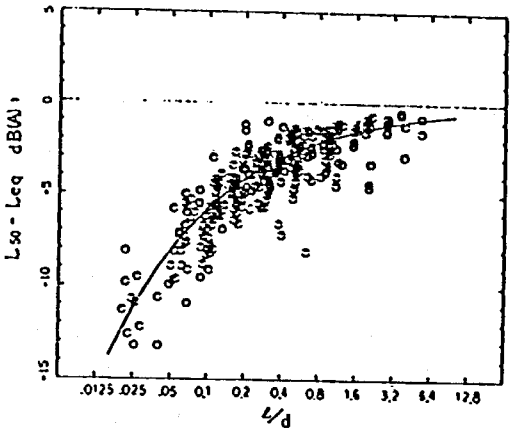


実測値……o

理論値…… —— 指数分布モデル

(2車種混入（$a_2 = 20\%$）
$\sigma_1 \cdot \sigma_2 = 4$ dB)

図－1　L_{50}－Leqとℓ/dの関係



図－2　L_{50}とLeqの関係

前述したと同様にLeqは単純に数値だけを比較するとL_{50}に比べて大きい値になるものであり，また，両者の関係は交通条件や受音点位置の影響を受ける。このため現在のL_{50}による基準をLeqに置き換える場合にはこれらの条件を十分に考慮に入れる必要があり，安易に変換することは望ましくない。現在，環境庁ではLeqでの環境基準を検討しており，そこでは人の感じ方をアンケートで調査する方法を採用している。

Leqの推定については道路交通騒音について，ある受音点のLeqを計算するために，自動車は無限長の一車線（直線）上を定常走行しており，自動車を音響パワーの等しい無指向性点音源とみなし，各音源からの音は路面反射によって半球面状に伝播するものと仮定すると次式のようになる。

$$Leq = PWL - 10\log_{10} 2\ell d \quad \cdots\cdots (5)$$

PWL：1台の車から発生する騒音のA特性によるエネルギー平均のパワーレベル〔dB(A)〕

実測道路交通騒音について，サンプリング間隔 0.1 秒で算出された Leq と(5)式による計算値を比較すると，実測値と計算値の差△L と距離 ℓ の関係は受音点高さ別に図－3 のようになる。音点高さ別の△L の平均値は，道路端に近い距離では△L ≒ 0 dB であり，遠くなるに従って $\log \ell$ にほぼ比例して小さくなっており，その傾きは H が高くなると 0 に近づいている。

受音点高さ別に $\log_{10} \ell$ による△L の回帰式を求めたものを表－1 に示す。

表－1　受音点高さ別残差
（実測値－計算値）の回帰式

$\Delta L = b_0 + b_1 \log_{10} \ell$

△L：dB(A) 単位

ℓ：m (道路中心からの距離)

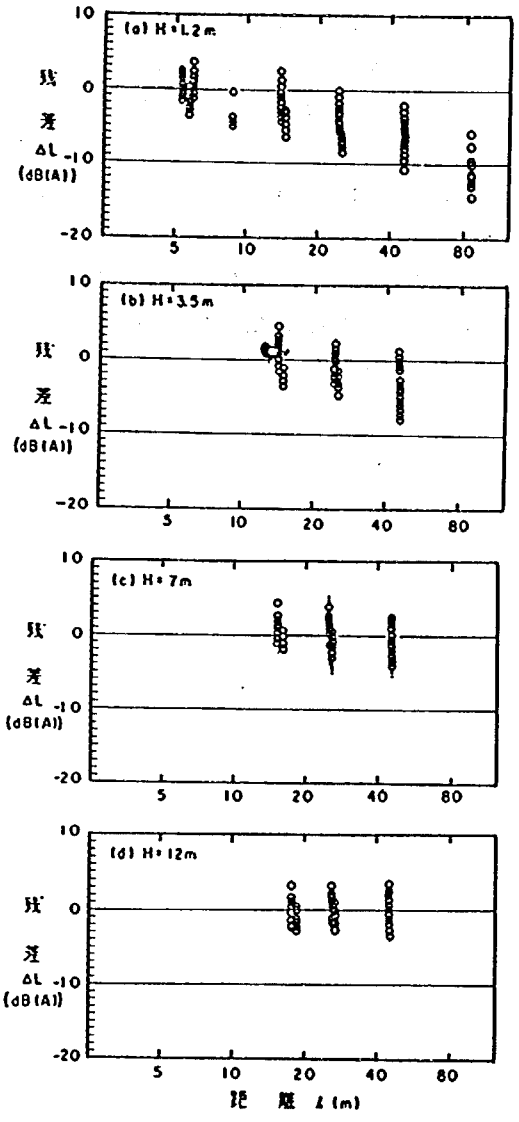
H (m)	データ数 n	回帰係数	
		b_2	b_1
1.2	122	5.77	−7.92
3.5	68	9.07	−7.61
7.0	67	4.40	−3.23
12.0	69	0.44	−0.43

この回帰係数によれば，△L は H＝1.2 m のとき倍距離 2.4 dB．3.5 m で 2.3 dB．7 m で 1.0 dB．12 m で 0.1 dB であり，伝播経路が地表面の影響を受けないと考えられるような高所にあるときは，△L がほぼ 0 になっている。

表－2 は ℓ＝5 m を路肩端位置として，表－1 の回帰式から△L を推定したものである。

表－2　地上高さ別残差△L

受音点高さ (m)	路肩端からの距離 (m)					
	0	5	10	20	40	80
12.0			−0.1	−0.2	−0.3	
7.0			0.5	−0.2	−1.0	
3.5			0.0	−1.6	−3.5	
1.2	0.2	−2.2	−3.6	−5.3	−7.3	−9.5



図－3　残差（△L）と距離（ℓ）の関係
(障害物のない平坦道路)

これらの△Lはほぼ地表面による超過減衰と考えられ，各道路構造でその値が得られれば(5)式に△Lを加えることによってLeqは推計される。(5)式からわかるように，道路交通騒音に関してLeqを求める式は，L_{50}などの統計量を求める式よりはるかに簡略であり，また，車頭間隔の分布を考慮する必要もない。回折減衰についても音響学会式の場合と同様に扱えると考えられ，Leqの予測に関してはL_{50}の予測よりかなり簡便になるといえる。

本解答中のL_{50}とLeqの関係，Leqの推計に関する部分については「騒音レベルに関する二，三の基礎的検討：足立，石田：土木技術資料V. 23 №12」又は「等価騒音レベルによる道路交通騒音の評価：足立，石田，三宅，：第10回環境問題シンポジウム講演論文集」によっており，詳細はこれらを参照されたい。

道－１１

遮音壁の効果及び騒音予測　(55)

（質　問）

騒音における長距離伝播について

高架橋及び高い盛土道路における騒音については，相当距離が離れていても風向等により騒音が大きく騒音対策が要望されています。

現在の予測式は100m程度と考えられるため長距離（400～500m）における遮音壁の効果及び騒音予測についてお教え願いたい。　（近畿技術事務所）

（回　答）

長距離にわたる騒音伝播が対象となる場合には，風や気温の鉛直分布といった気象条件，大気中の音の吸収，音の伝播過程における地表面の影響が検討されなければならない。これらの騒音伝播に影響を及ぼす要因に関して調査，研究がこれまで種々なされているが，道路交通騒音を対象として予測に当てはめ得るように実用的かつ定量的に整理されたものは見当らない。以下に長距離騒音伝播に影響を及ぼす要因について，これまで土木研究所が行った調査結果を示す。

(1) 地表面による過剰減衰

地表面は一般に吸音性であり，吸音面に沿って伝播する音波はエネルギーを吸収され減衰する。このため，完全反射面に沿っての距離減衰よりも実際の道路交通騒音の減衰は大きく，両者の差は地表面による過剰減衰とよばれている。現在一般に使用されている予測式において，この過剰減衰は種々の要因による補正値αiの中に含まれ処理されている。しかしながら，補正値αiの設定範囲は水平方向について路肩から100m，鉛直方向について地表面から12mに限られており，これ以遠の騒音予測を行うことはできない。

図－１および図－２は騒音予測範囲の拡張を行うために平面構造および高架構造の一般道路において騒音の実測調査を行い，実測値と現在一般に使用されている予測式による計算値(αiを含まない)との差からαiを求めて整理したものである。これより，地上高40 mでも3～4 dB(A)のαiがあること，平面構造道路では道路端より160m以遠においても αiが少しずつ増加していることが確認できる。しかし，道路端から遠い地点では路肩からの距離に対応した変化傾向が少なくなるので，それに注意する必要がある。

(2) 地上風の影響

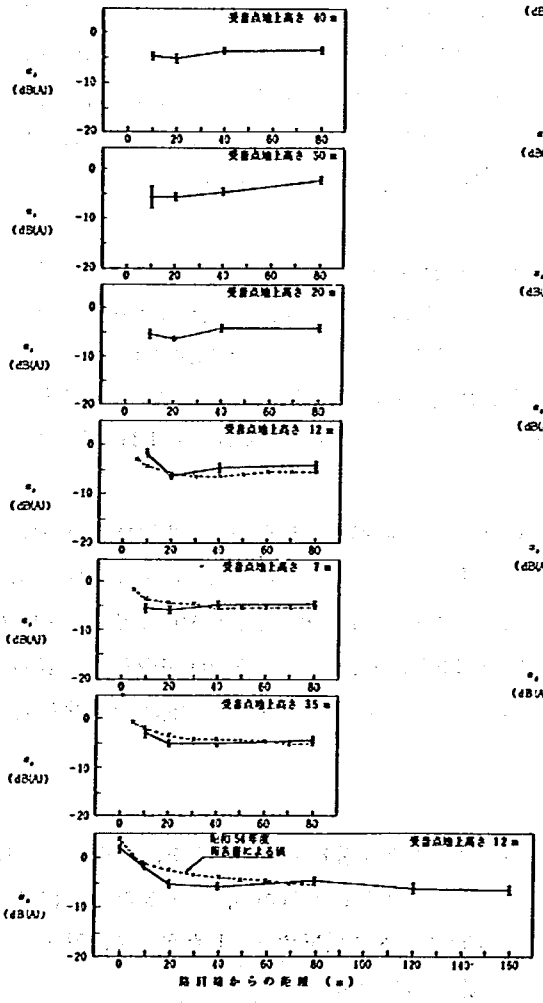
地上に沿って吹く風は地表面の種々の粗さによる影響を受けるため，上空に行くほど一般に平均風速が大きくなる。音の伝播速度は風速とのベクトル和になるから，図－３のように風上に向かっては音は上向きに屈折し，風下に向かっては下向きに屈折する。したがって，風上に音が伝播する場合には大きな減衰を生じ，風下には減衰しにくい。

この騒音伝播に対する風の影響は，音の周波数や伝播面の吸音特性，音源の地上高さ，受音点距離および高さにより異なる。

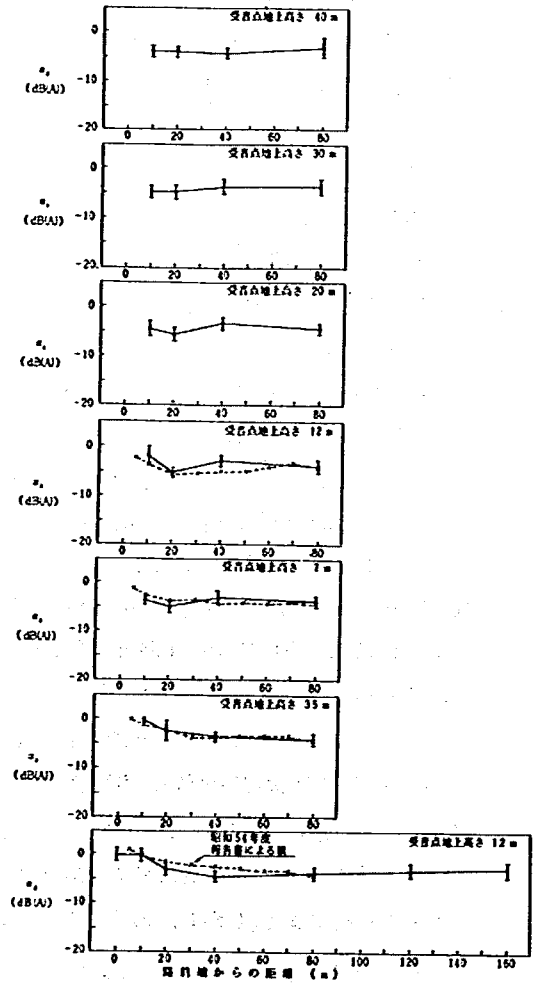
図－4は舗装面および草地で，人工音（スピーカー）を音源に用いて野外実験を行った結果である。音源は地上に設置している。道路交通遮断音の中心周波数（A特性）に近い1KHzのオクターブバンドノイズについて，地上高1.2mと12mにおける距離減衰性状を音源からの距離5m点の値を基準として風速階別に示している。音源からの距離30m以内では地表面，受音点高さによらず風によるレベルの変動はほとんどみられない。風による影響は，受音点距離が大きくなるほど，また，地上面に受音点が近いほど大きくなっており，その傾向は舗装面よりも草地の方が顕著に表われている。

(3) 気温の鉛直分布の影響

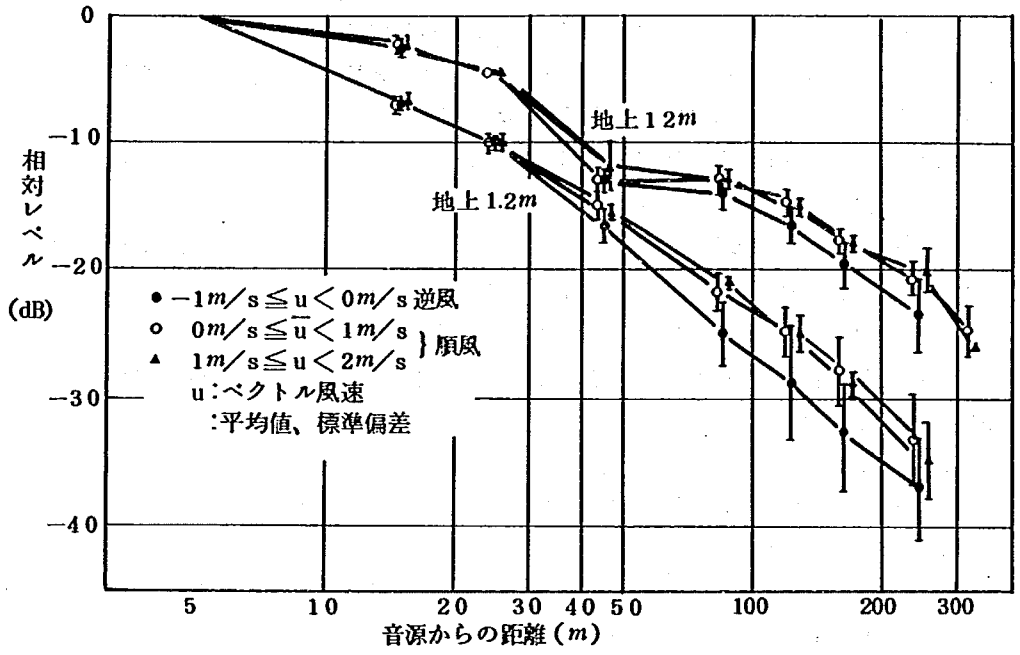
昼間は日射により地表面が熱せられ温度が上昇するので，それに接する空気も温度が上がり上昇し対流を生ずる。上昇気流は断熱的



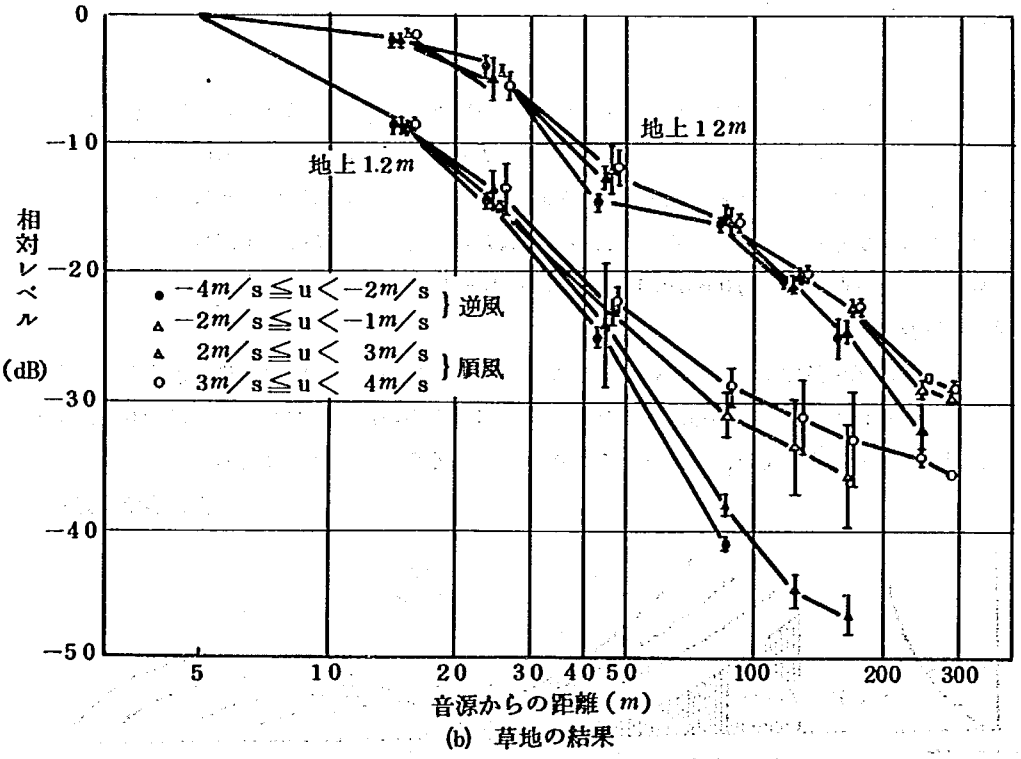
図－2 高架構造における
αi（Q＞1,000台／時以上）



図－1 平面構造における
αi（Q＞1,000台／時以上）

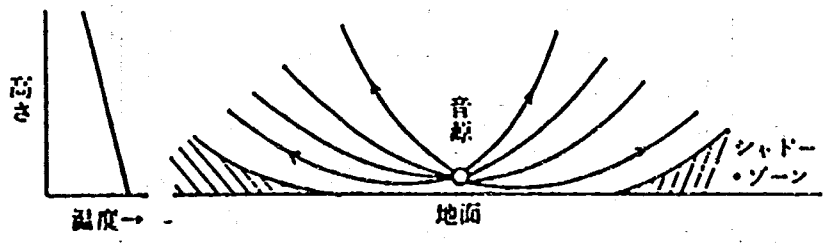


(a) 舗装地の結果

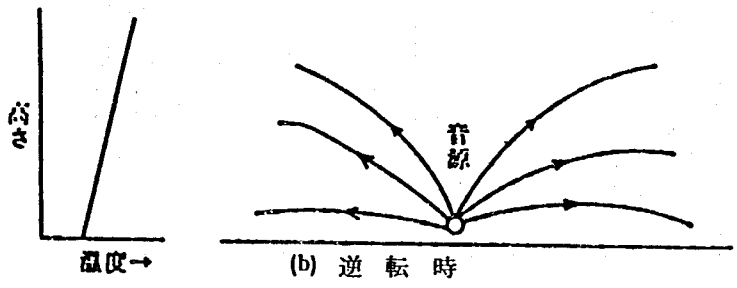


(b) 草地の結果

図－4　風速階別の距離減衰（地表面別、受音高さ別、1KHz）

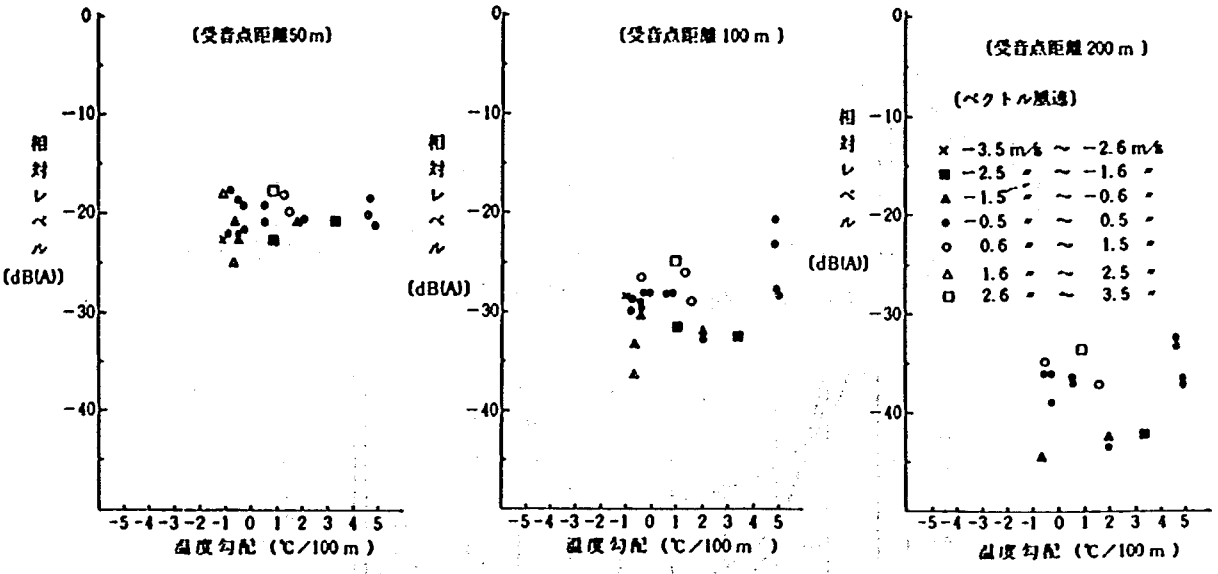


(a) 通常の状態

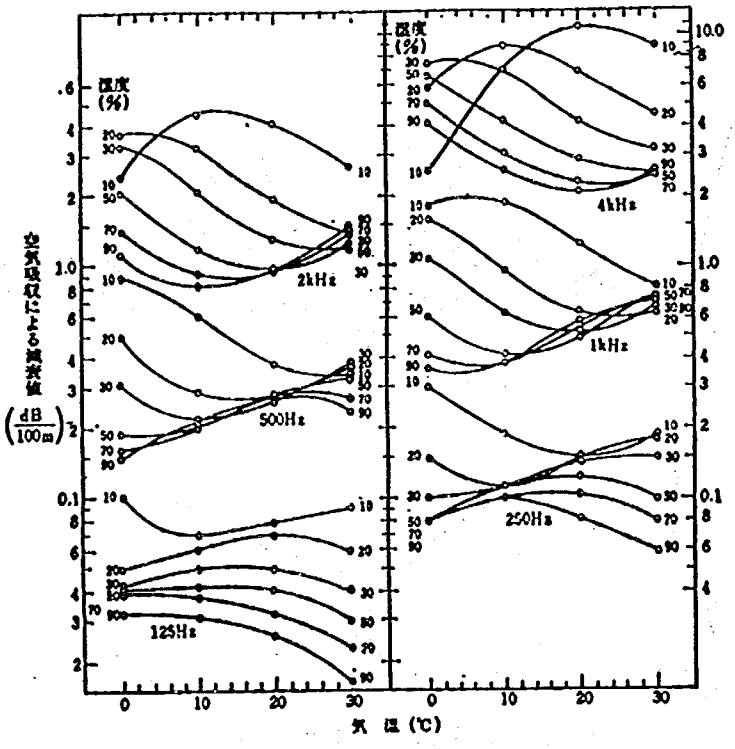


(b) 逆転時

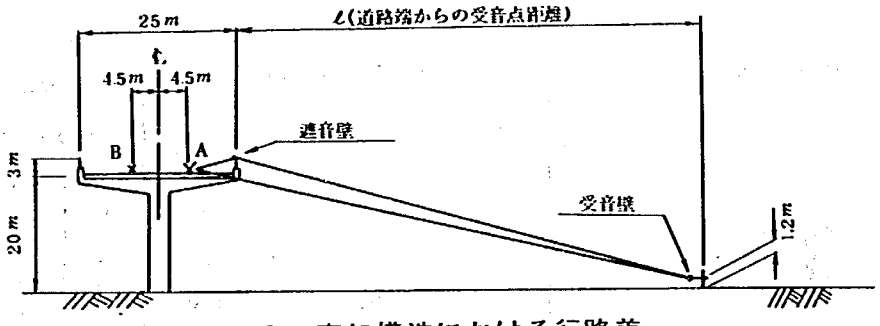
図－5 温度勾配による音の屈折



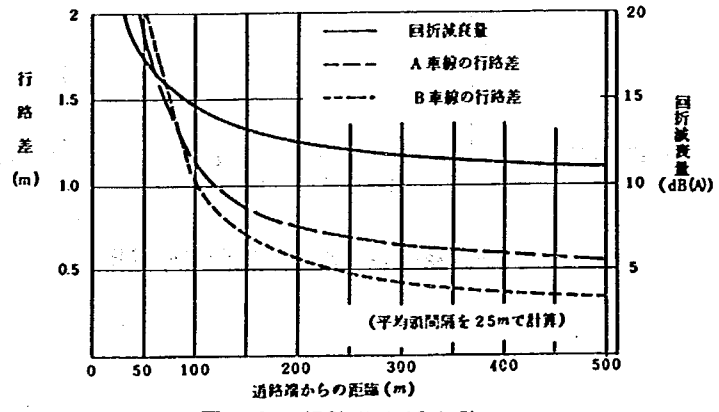
図－6 騒音レベルと温度勾配の関係



図－7　空気吸収による音の減衰値



図－8　高架構造における行路差



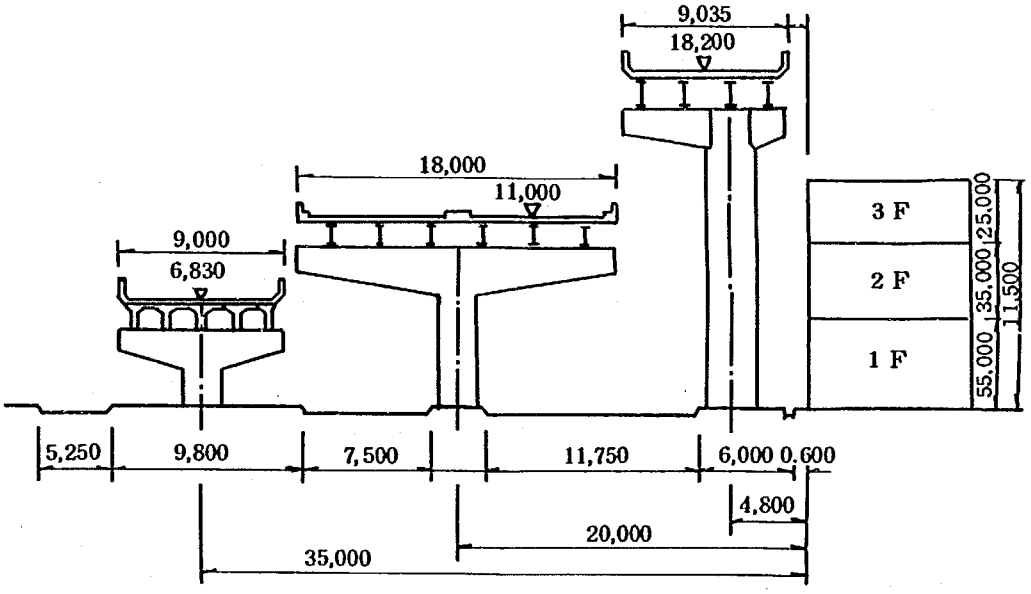
図－9　行路差と減衰量

道－１２ 幹線道路と高架道路が併用した道路構造における交通騒音の予測　（55）

（質問）

下図に示す幹線道路と高架道路が併用した道路構造における沿線地区の騒音レベルが，日本音響学会式による推定値と実測値とに可成りの差（10dB(A)前後）がでている。

これより，上記の道路構造に類似した沿線地区における交通騒音の予測方法（予測式）並びに考えられる要因とその対策方法についてお教えて戴きたい。



（阪神国道工事事務所）

（回答）

一般平面道路上に高架構造道路が併設される場合に，それらの側方においては，単に両者が単独に存在する場合の騒音が合成されるだけでなく，一般平面道を走行する自動車からの音が，高架構造や場合によっては側方建物によってかこまれることにより，開放条件の場合のようには拡散減衰されにくくなることが予想される。しかしながら，一種の反射面となるであろう高架床版裏面は一般の桁構造では単純な平面とはみなし得ず，これを正反射面とする単純な計算で路側におけるレベル上昇を算出しても必ずしも実測値とは合わない。模型実験により，この高架構造による影響を検討している例もあるが，音源，高架構造，側方建物等実験条件がさまざまであり，それをもってこの特性を定量化するには至っていない。

高架構造での反射の影響を軽減する対策として，その反射面に相当する部分の反射率を減少させること，音の伝播方向に遮音壁を設置すること，中央分離帯を拡幅することなどが考えられる。

いずれにせよ，この問題は，現地の条件（高架の材質・構造，音源の量と位置，道路周辺建築物の配置等）が非常に複雑であり，かつ条件の違いにより大きく左右されることからこれを一般化して正確に予測に組込むことはむづかしく，特に必要な場合には，条件をうまく合わせた模型実験を行い予測や対策効果の検討をするのが望ましい。

道－１３　低周波空気振動の調査方法及び解析手法　(55)

（質問）

最近，道路公害として，騒音，振動，排気ガス等の他に，低周波空気振動が新たな問題として提起されております。

一般国道43号沿道においても，地域住民から低周波に関する苦情等が提起されるのは必定であります。

そこで我々としても，低周波空気振動に対する対応をしなければならないと思われますが，未だ実態調査方法の統一，解析の基準化等がなされていないように思いますので，この点に関しての取り組み方を御教示願います。

（兵庫国道工事々務所）

（回答）

道路に関係した低周波空気振動に対する苦情としては，高速道路の橋梁からのものが二，三報告されているにすぎない。しかも，低周波空気振動についてはその定義，測定方法，評価方法が定っていないことおよび苦情の発生はさほど広範囲なものではないことから現時点で一般道路においてまで測定を行う必要がとくにあるとは考えられない。

なお，測定機器としては，公害用振動計に低周波マイクロホンを接続したものが用いられていたが，最近では低周波音計と称するものが販売されており，２Hz～100 Hz 程度の周波数範囲での測定は可能であるが，得られるデータの処理などについては全く明らかとなっていない。

昭和55年８月に土木学会で行われた第８回環境問題シンポジウムにおいて，低周波空気振動の実態と問題点をまとめているので，その中から測定・評価に関するものの概要を紹介する。

低周波空気振動の定義は国内では規定されていないが，1973年のパリにおける Intrasound に関するシンポジウムでは 0.1～20Hz の範囲とし可聴域（20Hz 以上）は除外されている。しかしわが国で今まで計測された結果では 100 Hz 程度の範囲まで含めて観測結果が整理されており，振動レベル計を用いた場合でも 90 Hz までは測定可能である。50 Hz 以下を低周波空気振動の周波数範囲とする提案もあるが一般的にはなっていない。一方低い周波数の側では風の影響を除去するため 2Hz 以上とすることが実際的とされているが，これも定ったものはない。発生源の周波数特性により異った範囲で測定されている場合もあるようである。

測定に関しては，波長が長いことにより，周囲の地形や建物の影響が顕著になり，わずかな位置の違いにより音圧レベルが異なってきたり，風による影響があるため測定できる時間が限られるという問題がある。

次に測定結果の整理については，オールパスの音圧レベルあるいは周波数バンドでの音圧レベルで行われるが，騒音の L_{50} のような統計的な処理方法について全く定っていない。

また測定結果を評価する場合にも，人体感覚や，建物の振動応答の実験例はあるが，騒音の聴感曲線や，環境基準に相当するものも定められていないため，他の測定例との相対比較が可能な程度に過ぎない。

（交通環境研究室）

道－１４

騒音レベルの予測計算手法 (56)

（質　問）

インターチェンジ周辺における騒音レベルの予測計算手法について，特に料金所前後における音源の考え方，合成手法等について御教授願いたい。

（企画部企画課）

（回　答）

電算機を用いたシミュレーションの基本概念は，自動車を移動する点音源とし，電算機上に設定した任意の断面，線形を有する道路上を，所定の車頭間隔で次々と自動車が走行するという現象を作ることである。この場合，車頭間隔，車種，速度，音響パワーのばらつきは乱数を用いて任意に与えるものとし，走行軌跡，走行状態，音の距離減衰，回折減衰，地表面擦過などによる過剰減衰などは初期条件として与える。このようにしてモデル化された道路の対象区間内に存在する自動車の位置と走行状態から，対象受音点に達する自動車による騒音レベルの時系列変動を求め，これより騒音評価量を算出するものである。これは考え方の上では正確であるが，実際の現象を必ずしも適確にはモデル化できないので，この方法を用いても実測値と十分に適合する保証はない。

次に，縮尺模型実験は地形や道路構造の複雑な個所については非常に有効な方法であり，道路交通騒音の予測に有力な手法になると考えられるが，実験を行う無響室や模型の製作が必要である。

以下では，土木研究所で検討している電算機を用いたシミュレーションについて述べる。実際に計算した結果では，インターチェンジ周辺でも本線の影響が最も強く，他のランプ部などの影響を無視しても同じ結果になるという報告もあり，さらに，等間隔モデルによる予測式と電算機を用いたシミュレーションも計算値に大差はないので，本線のみの影響を考えて等間隔モデルを用いて計算を行っても差し支えない範囲に入る場合が多いと思われる。

〔電算シミュレーション〕

以下にシミュレーション計算の内容を示す。計算の流れの概略は図－１に示すとおりである。

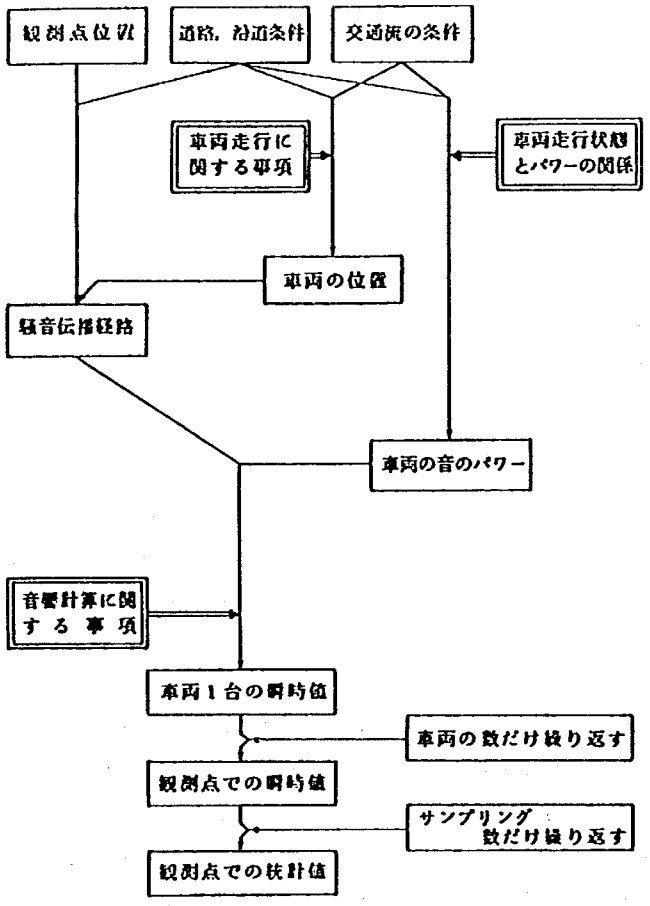
1. シミュレーション条件の設定

(1) 計算対象領域

受音点から道路に垂線をおろした地点より，道路両方向に受音点と道路間の距離の５倍程度の範囲を計算対象領域に設定する。

(2) 道路形状

道路線形を直線または円弧に分解して近似し，道路の平面線形および縦断線形の変化する地点，道路構造の変化する地点，走行状態が変化する地点の３次元座標を与える。また，分割した区間ごとに道路構造の種別，走行状態を定める。



図－１　シミュレーション計算の流れの概略

(3) 音響障害物

音響障害物としては，高架道路での高欄，切土，盛土の法肩などの道路横断形状や，遮音壁，遮音築堤などの道路付帯施設，あるいは山などの地形的なものがある。これらについても道路からの音の伝播に障害となる外郭線の形状を，直線または円弧に分解して近似し，その接点の３次元座標を与える。

(4) 交通条件

走行車線別に時間交通量，走行速度，車種構成（２車種あるいは３車種，表－１参照）を

設定する。

表－1　車種分類

2分類の場合	3分類の場合	対応するプレート番号
大型車類	大型車類	1，2，9
小型車類	小型貨物車類	4（ライトバンを除く） 6，3S，6S，8S，二輪
	乗用車類	3，4（ライトバンのみ），5

(5) 受音点位置

計算すべき受音点位置の3次元座標および地上高を設定する。

2. シミュレーションの実行

(1) 基本式

計算機へ諸条件を入力すると走行コースの始端より車頭時間間隔が指数分布となるように，1台ずつ車両の発生が行なわれる。その際　2あるいは3車種の車両は一様乱数によりランダムに配分される。また，速度，車両のパワーレベルには正規分布によるばらつきが与えられる。

対象道路区間内に料金所やランプなどの変速区間がなければ車両は始端で与えられた速度で区間内を走行する。変速区間があれば，定常走行から減速あるいは停止する場合，ならびに，発進，加速する場合が生ずるが，いずれも一定の加速度で行われる。ただし，ランプなどどの速度変化個所における加減速度と，料金所のように一担停止する個所における加減速度は区別して，それぞれ表－2に示す値を用いる。

表－2　停止個所および変速個所における車種別の加減速度

(m/S²)

区分	大型車類		小型貨物類		乗用車類	
	加速度	減速度	加速度	減速度	加速度	減速度
停止個所	1.0	0.8	1.1	0.9	1.4	1.0
変速個所	0.6	0.4	1.0	0.7	1.0	0.7

料金所における車両の停止位置は，指定された停止位置を平均とする正規分布乱数で与えている。車両は図－2に示す指定減速区間に達したら所定の減速を起し，さらに図中のℓ区間については(1)式で示す徐行速度(Vℓ)で走行する。

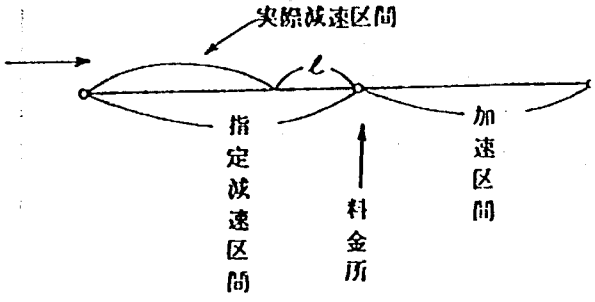
$$V\ell = y/a \quad \cdots\cdots (1)$$

$$y = 0.12x + 6.4$$

ただし，Vℓ：区間ℓ(m)における徐行速度（m/s）

a：平均停車時間（s）

x：大型車混入率（%）



図－2　料金所における車両の処理

また，料金所における停止時間についても，指定された停止時間を平均とする正規乱数分布で与えている。

車両がコース内に十分に行き渡った後，騒音レベルの瞬時値の計算を開始する。対象受音点における騒音レベルの瞬時値L(t)は次式で与えられる。

$$L(t)=10\ \log_{10}\left(\sum_{K}10^{\frac{SK}{10}}\right)\ \text{〔dB(A)〕} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここでSKはK番目の車両から発生する騒音レベルで次式で与えられます。

$$SK=PWLK-q-K\log_{10}\gamma K-\Delta LdK\ \text{〔dB(A)〕} \quad \cdots\cdots (3)$$

ただし，PWLK：車両のパワーレベル〔dB(A)〕

K：減衰係数

γK：車両と受音点の距離（m）

ΔLdK：壁などによる回折減衰量〔dB(A)〕

所定の時間間隔，サンプリング数(n)で得られたn個のL(t)よりL50，Leq等の騒音評価量を算出する。

(2)　車両のパワーレベル

ほぼ定速で走行する場合のパワーレベルは次式による。

$$PWL=A+0.2V+\Delta P\ \text{〔dB(A)〕} \quad \cdots\cdots (4)$$

ただし，A：車種による定数（表－3）

V：車両の走行速度（Km/h）

ΔP：パワーレベルのばらつき（表－4）

減速時のパワーレベルは(4)式をそのままあてはめるものとし，加速時は加速の最終目標速度を(4)式にあてはめるものとしている。アイドリング時には(4)式のVに0をあてはめている。

表－3　パワーレベルを求める式の定数Aの値

（単位：dB(A)）

車　種	3車種分類	2車種分類
乗用車	85	87
小型貨物	90	
大型車	97	97

表－4　パワーレベルの標準偏差

（単位：dB(A)）

車　種	標準偏差値 σ
乗用車	2.6
小型貨物	3.2
大型車	3.3

(3) 減衰係数

理論減衰と地表面擦過等による過剰減衰を合わせた減衰性状を与える減衰係数Kの値を表－5に示す。これは等間隔モデル式における補正値 αi に対応するように処理したものである。すなわち，一列等間隔に点音源を配置し，個々の音源からの音に対する減衰係数を変化させ試行計算を行い，道路構造別，受音点高さ及び距離別に最も補正値 αi と良く対応するKを求め，さらに実用性を考慮し，受音点距離別の減衰係数を平均化したものである。さらに一般道路（交通量1,000台/時 未満および1,000台/時以上）と自動車専用道の差異も小さいのでこれについても平均を行っている。

表－5　減　衰　係　数

受音点高さ	平　面	盛　土	切　土	高　架
1.2 m	24	23	23	21 (18)
3.5 m	23	23	22	22 (20)
7.0 m	22	22	22	22
12.5 m	22	21	21	22

(注)　（）は受音点距離が路肩から20mまで

(4) 回折減衰

車両と受音点を結ぶ線上に音響障害物（以下，壁とよぶ）が存在する場合には，回折減衰を考慮する。ただし，一般に壁は有限長であるから壁の横方向からの回折音も存在するが，移動点音源の場合にはその影響は少ないので，横からの回折音は考えないものとしている。

図－3に示すように壁が1つの場合，減衰値△Ldは次式で求める。これは前川の実験曲線を近似したものである。

$$\triangle Ld = 10 \log_{10} (N + 0.2) + 13 \quad [dB(A)] \quad \cdots\cdots (5)$$

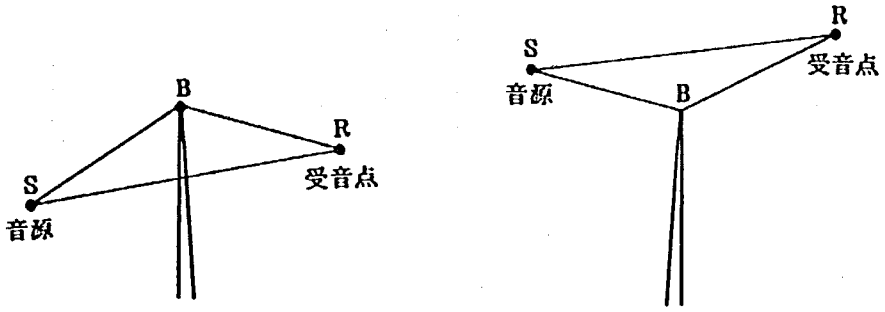
ただし，N：フレネルナンバー　$28/\lambda$

δ：経路差　$\delta = SB + BR - SR$ (m)

λ：波表　C/f (m)

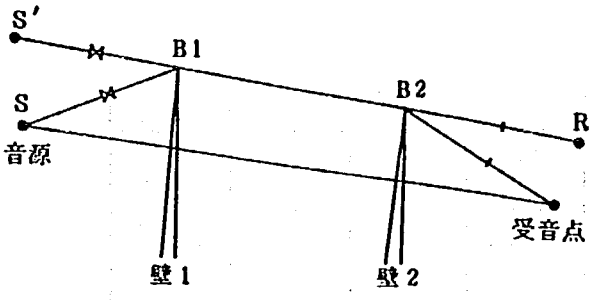
f：代表周波数　f＝700（Hz）

C：音速，C＝340（m）



（正の回折）　　（負の回折）

図－3　1 回 回 折



図－4　2 重 回 折

ここで負の回折の場合は行路差δに負符号を付けるものとし，また，△Ld は負にはならないので，N＜-0.149の場合は△Ld＝0とする。

図－4に示すように2つ以上の正の回折がある場合は，行路差の大きい2つの壁を選び，それぞれの壁が単独にある場合の減衰値$\triangle Ld_1$と$\triangle Ld_2$を求める。さらに，(6)式による2重回折による減衰値$\triangle Ld_3$を求め，これらのうち最大のものとする。

$$\triangle Ld_3=\triangle L_1+\triangle L_2+20\log_{10}\frac{\gamma'}{\gamma}-5 \quad 〔\mathrm{dB(A)}〕 \quad \cdots\cdots (6)$$

ただし，　γ：直達距離 SR

γ'：迂回距離 $SB_1+B_1B_2+B_2R$

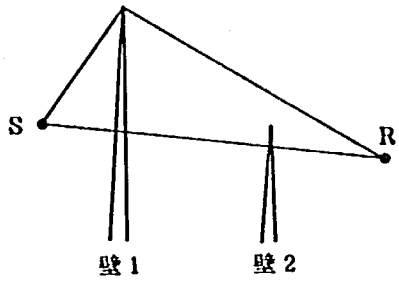
$\triangle L_1$：$S_1=SB_1+B_1R'-SR'$の経路差で(5)式によって求めれ減衰値。

$\triangle Ld_2$：$\delta_2=S'B_2+B_2R-S'R$ の経路差で(5)式によって求めた減衰値

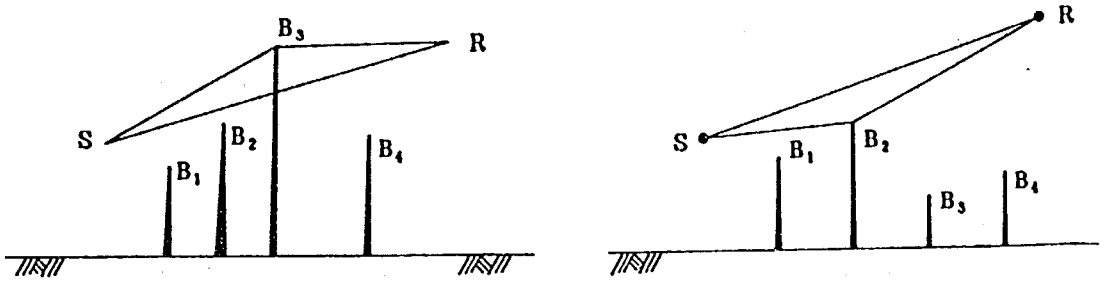
ここで図－5のような場合には2重回折と考えず，壁1による1回回折の$\triangle Ld_1$を求める

値とする。

壁が多数ある場合には図－６に示すような音の伝播経路を考え，減衰量を計算する。



図－５　２重回折の特殊なケース



図－６　壁が多数ある場合

現在一般に使用されている道路交通騒音の予測式は等間隔モデルを基本としたもので，その適用範囲は直線またはそれに近い道路上を自動車が30～100Km/hの速度で定常走行している場合に限られている。これに対して，インターチェンジ区間は道路線形が立体的に入り組み，かつ合分流に伴う自動車の速度変化がおこる。また，料金所区間では自動車は料金支払いのため減速，停止，加速を行い，かつ，その走行経路は料金所窓口の位置に応ずることになり複雑である。

このような個所の予測方法として現在，電算機を用いたシミュレーションと縮尺模型実験がある。

道－１５ 自動車排気ガス対策の今後の動向 (56)

(質問)

1. 窒素酸化物の総量規制の今後の動きについて

環境庁は窒素酸化物の総量規制を東京，神奈川，大阪の三都府県で57年度から実施する予定であるが，これが実施されると工場と自動車の汚染原因の区分をどのようにしていくのか，その方向を教えていただきたい。又，規制値を超えた場合でその汚染原因が自動車排ガスであるときには通行制限等の対策を取るのでしょうか。

総量規制は大都市だけでなく，今後中小都市（県庁所在地）等にも適用されるのでしょうか。

これらについて今後の動向，特に建設省の対応をお伺いします。

2. ディーゼル車から排出される煤煙発生量について

トンネルの換気量を計算するにはディーゼル車から発生する煤煙発生量を知る必要がある。現在，ディーゼル車から発生する騒音，煤煙発生量を低減するための研究を各メーカーが進めている。そのため，数年先には煤煙発生量はどの程度になるかお伺いしたい。

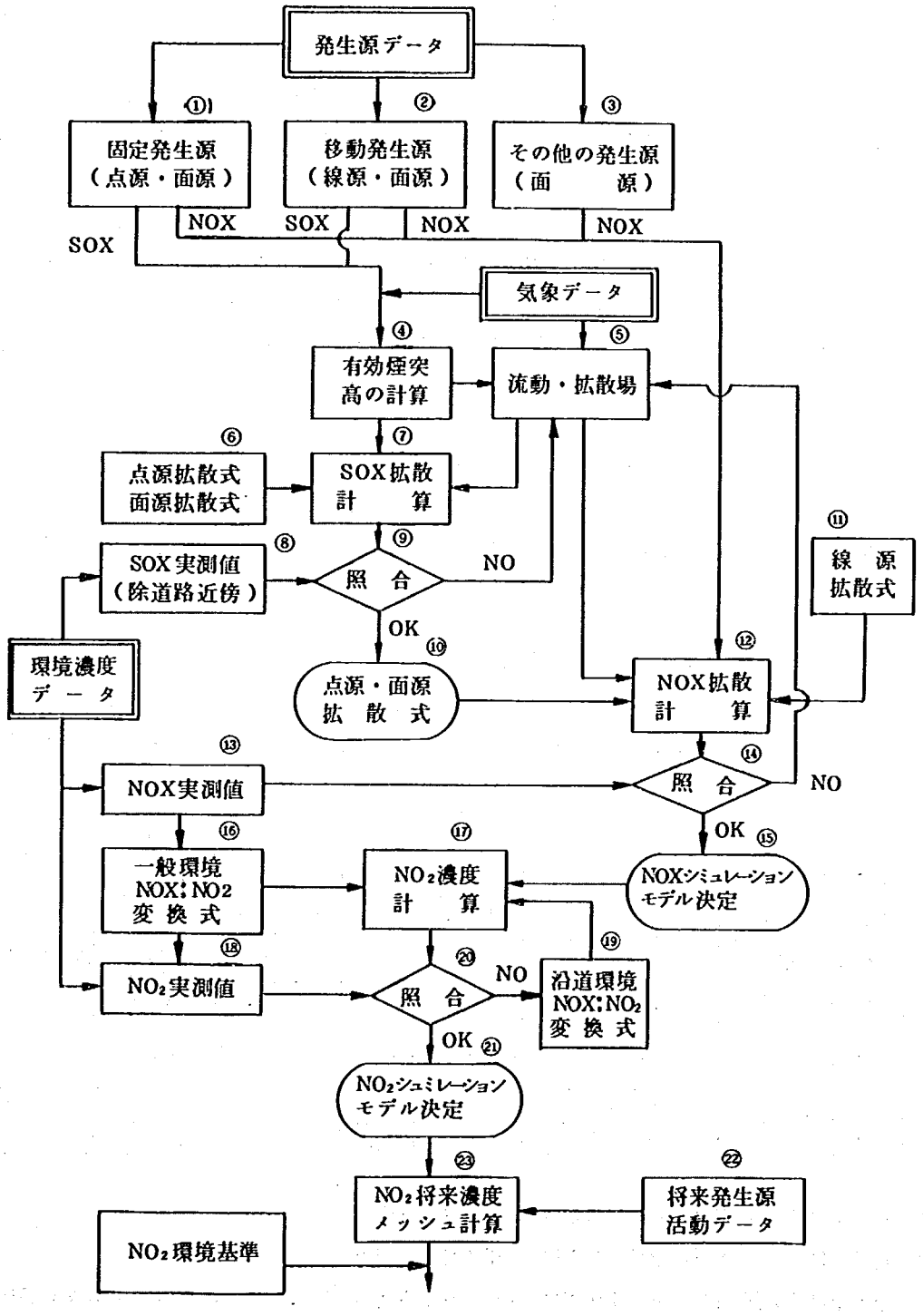
(四国技術事務所)

(回答)

1. 質問の内容はすべて環境庁が所掌している行政に関するものであり，土木研究所が回答すべき範ちゅうを逸脱しているが，交通環境研究室が知り得る範囲に限って以下に回答する。

窒素酸化物の総量規制導入の政令改正は56年５月の閣議で決定され，６月から施行された。政令改正の主な内容は，①総量規制の対象となる物質として窒素酸化物を追加指定，②総量規制を行う指定地域として東京，神奈川，大阪の三地域を指定，③都府県知事が総量規制基準を定めるに先立ち作成する総量削減計画は昭和60年３月における環境基準の確保を目途に定める，の３点となっている。

総量規制の実施にあたって，削減割合，規制方法を検討するため，大気汚染源規制調査が行われる。そのシミュレーション作業のフローを図に示す。この作業過程において，入力した排出条件，拡散計算条件のもとでの汚染源の寄与率も算出される。



大気拡散シミュレーション作業のフロー

一方，総量規制とは「指定地域の指定ばい煙を排出する工場または事業場で総理府令で定める基準に従い，都道府県知事が定める規模以上のもの」に対して規制基準が定められるものである（大気汚染防止法第五条の二第1項）。したがって総量規制に基づいた場合に直接自動車交通が規制の対象とされることはない。しかし，寄与率算出時に自動車による汚染寄与も求められるので，総量削減計画を定めるときに都府県知事から資料を提出してもらい，十分に検討すべきであると考えられる。

NO_x 総量規制は二酸化窒素の環境基準に基づく地域区分のうち，「1時間値の1日平均値（の年間98%値）が0.06 ppm を超える地域」について，昭和60年までに0.06 ppmを達成するために検討されていたものである。今回，「0.06 ppmを超える地域」のうち東京等の三地域以外の地域については，60年時点で環境基準を超えないと推定される等の理由で，総量規制対象の指定地域から除外または保留とされている。54年度の一般環境大気測定局測定結果によれば，東京，神奈川，大阪の他で0.06 ppm を超える測定局があるのは，3県で各1～2局があるだけである。この辺の事情を考えて将来の動向を判断してもらう他はない。

2. ディーゼル車に対する排出ガス規制は道路運送車両法に基づく道路運送車両の保安基準で決められており，現状の保安基準は表－1に示すとおりである。ガソリンやＬＰＧを燃料とす

表－1　ディーゼル車に対する排出ガス規制

規制値は許容限度を示す。（ 内は規制平均値を示す。

〔ディーゼル車〕

規制＼年度			46年	47年	48年	49年(1)	50年	51年	52年(2)	54年(3)	57年(4)	58年(5)
ディーゼル車（普通・小型）	規制方法		濃度規制									
	試験方法		台上6モード									
	CO ppm					980(790)	←	←	←	←	←	←
	HC ppm C_1					670(510)	←	←	←	←	←	←
	NO_x	副室式				590(450)	←	←	500(380)	450(340)	390(290)	←
		ppm直接噴射式				1000(770)	←	←	850(650)	700(540)	←	610(470)
	排気煙	試験方法		台上3モード（新車），無負荷急加速（中古車）								
		不透明度%		50（新車）	←	←	50（新車 中古車）	←	←	←	←	←

(1) 新型車は49年 9月，継続生産車は50年4月から適用。

(2) 新型車は52年 8月，継続生産車は53年4月から適用。

(3) 新型車は54年 4月，継続生産車は55年3月から適用。転入車はともに56年4月から適用。

(4) 新型車は57年10月，継続生産車は58年9月から適用。転入車はともに59年4月から適用。

(5) 新型車は58年 8月，継続生産車は59年7月から適用。転入車はともに60年4月から適用。

る自動車に対するガス状物質の規制が段階的に強化の進捗をみているのに比べて全体的に立遅れている状況にある。ディーゼル黒煙に対する規制値である不透明度５０％（ＪＩＳＤ8004による）は，現状の排出量程度であり，また，使用過程車のうち整備不良車を排除する程度のものであるといわれている。

現行のトンネル換気設計に用いている煤煙発生量は表－２の通りである。一方，最近土木研究所等が行ったトンネル内の煤煙に関する実態調査の結果から自動車１台当りの平均排出量を求めると表－３の通りである。表－２の煤煙濃度の基本値は昭和30年代後半の調査データに基づいているので，現在に至っても大幅な変化はないことが伺える。

表－２　換気設計に用いる煤煙発生量（走行速度 40～60 km／h，勾配０％）

	ガソリン車	ディーゼル車	備　　考
煤煙の平均濃度	0.0 5	0.6	1ｍ当りの吸光係数
平 均 排 気 量	1.3	5.6	m^3／km・台
1台当り煤煙発生量	0.0 6 5	3.4	m^3／km・台

表－３　煤煙発生量の実態調査結果

調査トンネル名	調査時期	ディーゼル車混入率　注）	1台当の煤煙発生量(m^3/km・台)		備　　考
			ガソリン車	ディーゼル車	
都夫良野（東名）	51年12月	－ （37 ％）	－	5.9 *	* 勾配，速度補正を考慮すると3.2
宇津之谷（１号）	52. 3	17 ～ 55 ％ （ 30 ）	0.5 6	4.9	
〃　（ 〃 ）	53. 7	11 ～ 90 （ 32 ）	－	5.2	
〃　（ 〃 ）	54. 10	9 ～ 92 （ 28 ）	0.5 9	4.4	
都夫良野（東名）	54. 12	－ （ 65 ）	－	5.1 **	**勾配，速度補正を考慮すると 2.7

注）（ 書は平均値

煤煙発生量についての今後の傾向としては，ディーゼルトラックの大型化による１台当りの排出量の増大，乗用車のディーゼル化などの増加要素と自動車排気ガス規制の強化による低減効果が考えられるが，前者はトラック業界の情勢，後者については環境庁の所掌行政であることにより現状では予測は困難である。

（交通環境研究室
トンネル研究室）

道－１６低周波空気振動の調査方法と対策工法 (56)

（質問）

橋梁等から発生する低周波空気振動の調査方法と対策工法並びに人体，家屋等に与える影響についてお伺いしたい。

（四国技術事務所）

（回答）

低周波空気振動は，われわれが日常生活を営んでいる場において，いろいろな現象から発生しており，当然道路橋においても発生している。

土木研究所において調査した結果を図に示すが，道路橋が特に高いレベルにあるわけではないことがわかる。したがって，一般の道路橋においては，その低周波空気振動が人体に不快感を与えたり，窓ガラス等を振動させるほどのレベルではないと判断できよう。

低周波空気振動の定義はまだ明確ではないが，１９７３年のパリにおける低周波空気振動に関するシンポジウムでは，0.1～２０Hzの範囲とし，可聴域（２０Hz以上）は除外されている。しかし，わが国で今まで計測された結果をみると，周波数の上限として１００Hz程度の範囲まで含めて調査されている。一方，低い周波数の側では風の影響を除去するために２Hz以上とすることが多いが，定ったものではない。また，発生源の周波数特性により異った範囲で測定されている例もあるようである。

測定に関しては，波長が長いことにより，周囲の地形や建物の影響が顕著になり，わずかな位置の違いにより音圧レベルが異ってきたり，風による影響があるため測定がなかなかむずかしいという点がある。

測定結果の整理については，低周波領域におけるオールパスの音圧レベルあるいは周波数バンド毎での音圧レベルで行われるが，道路交通騒音でいうところのL_{50}（中央値）のような統一した処理方法はない。

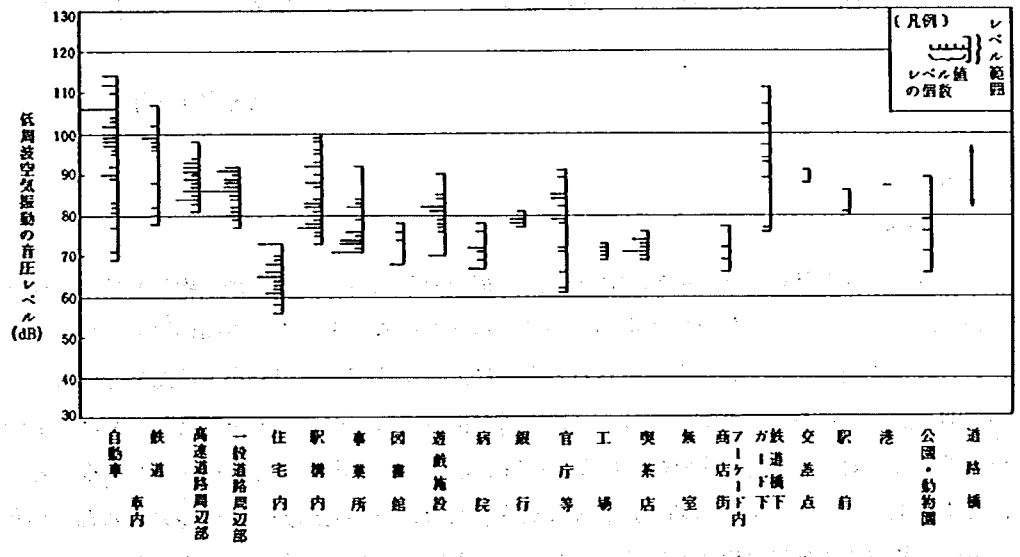
また，測定結果を評価する場合にも，騒音の聴感曲線等が定められていないため，他の測定例と相対的な比較をすることができない。

道路橋からの低周波空気振動の防止あるいは低減方法については，ジョイント部の補強，横

桁の補強などの例があるが，音圧レベルは対数則に従うために効果の表われ方が小さく，実用化されるまでに至っていない。一般の道路橋においては，問題となったところはない。

人体および家屋に与える影響についての研究はある程度なされている。人体反応については低周波空気振動に曝されて，検知の状況と生理的反応を調べたものがある。周波数依存が強く，低周波域になるほど反応しにくくなっているが，人によって 20 dB もの差が生じている。次に，家屋への影響についてみると，建具のがたつきによって低周波空気振動の存在が感知されることが多くみられる。普通のガラス戸や戸障子は 5～15 Hz 付近に共振点があり，ある一定の音圧レベルが加わるとゆれ始める。

以上いずれも現在研究段階にあり，まだ数多くの調査，研究を要するところである。したがって，特に問題が生じていないところで測定をすると誤解を招くこともあるので注意を要する。



低周波空気振動のオールパスレベル一覧図
(交通環境研究室)

道－１７ 交通振動防止方法と対策工 (56)

（質問）

建設事業に関係深い騒音，振動公害において騒音は，発生機構の改善や遮音壁による対策工の進歩により，その公害は改善されつつある。

しかしながら，振動についてはあまり効果的な方法がみられない現状である。特に交通振動について強く感じる。このことは，現下の交通状況からみて道路管理上からも問題であり，効率的な振動防止対策が強く望まれるところである。

現在，既成道路でオーバレイや目地等の路面対策がみられる程度である。既成道路は，多くの制約条件があり根本的な対策は難しいが，例えば制約条件の少い新設道路で道路工事と同時に対策工が行なえれば効果的であると考える。

交通振動の防止について発生機構（自動車の改良）も含めて対策方法について御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

まえがき

昭和51年の「振動規制法」の制定により，" 都道府県知事は，指定地域内における道路交通振動が総理府令（表－A参照）で定める限度を越えていることにより道路の周辺の生活環境がいちじるしく損なわれていると認められるときは，道路管理者に対し当該道路の部分につき道路交通振動の防止のための舗装，維持又は修繕の措置を執るべきことを要請し，又は都道府県公安委員会に対し道路交通法の規定による措置を執るべきことを要請するものとする " とされた（法第16条）このため，道路管理者及び公安委員会は道路交通振動を軽減させるための種々の方策，及びその効果の程度を知る必要が従前以上に強くなったといえよう。そこで，ここでは実測，実験資料を中心にして，いくつかの軽減対策法及びその効果を可能な限り定量化して紹介することとしたい。

表－A 道路交通振動の限度値

（総理府令第58号，昭和51年11月10日）

時間／区域	昼間	夜間	備考
第１種区域	65	60	
第２種区域	70	65	〔単位：デシベル〕

ただし，(ア) 病院，学校などの周辺の道路：当該値 ≧ VL ≧ 当該値－5 dB

(イ) 特定の既設幹線道路：区間の全部又は一部で第1種区域の夜間の値に第2種区域の夜間の値を適用することができる。

時間の区分　昼間（5：00，7：00，6：00 AM，8：00）～（7：00，9：00，8：00 PM，10：00）

夜間（7：00，9：00，8：00 PM，10：00）～（5：00，7：00，6：00 AM，8：00）

区域の区分

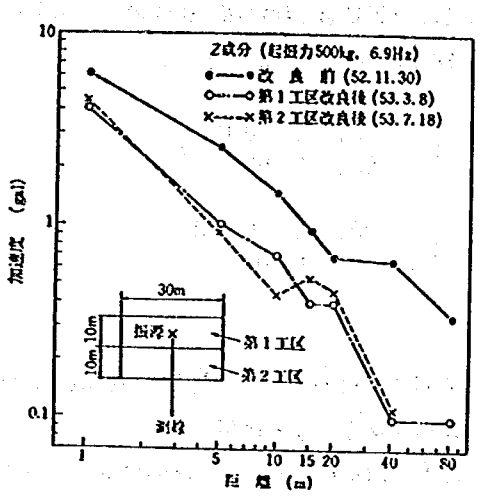
第1種区域：良好な住居の環境を保全するため特に静穏の保持を必要とする区域及び住居の用に供されているため静穏の保持を必要とする区域。

第2種区域：住居の用に合わせて商業・工業などの用に供されている区域であってその区域内の住居の生活環境を保全する必要がある区域及び主として工業などの用に供されている区域であってその区域内の住民の生活環境を悪化させないため，いちじるしい振動の発生を防止する必要がある区域。

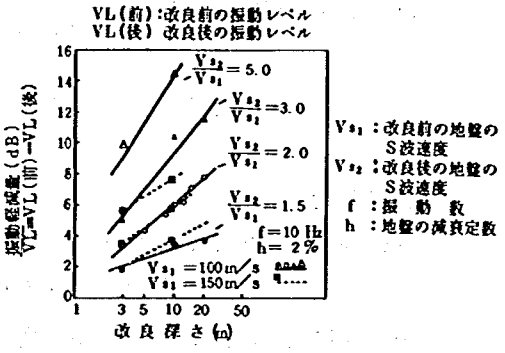
1. 地盤改良

地盤改良工法は軟弱地盤における道路交通振動軽減対策として有効である。図－1.1は直径40 cm，深さ12mのケミコパイルを90 cmのピッチで打設した地盤における振動実験の結果を示している[1]。打設範囲は10m×30mおよび20m×30mの2種類について実験を行った。図－1.1によると上記の軟弱地盤改良により加速度は1／2～1／3に減少している。また地盤改良の幅を増加させてもあまり影響は見られない。また有限要素解析においても，地盤改良の幅よりも深さの方が振動軽減に対する影響が大きいという結果が得られた。[2]

図1.2は軟弱地盤改良による道路交通振動の軽減量の予測図として提案されているものである。[3] この図は有限要素解析の結果に基づいて作成されたものである。



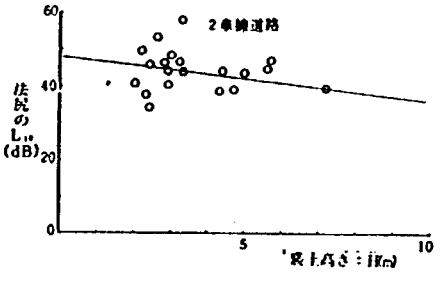
図－1.1　地盤改良による振動軽減効果[4]



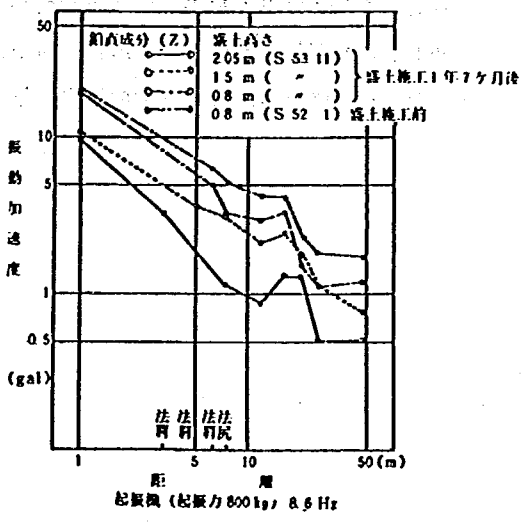
図－1.2　地盤改良による振動軽減量の予測図[3]

2. 盛土道路の構築

盛土道路においては平面道路に比べて振動が小さくなる。図－2.1は盛土による振動軽減効果の実測値である[5]。小さくなる原因としては，一般によく締め固められた盛土本体の剛性は地盤の剛性より高い場合が多いので，発生する振動そのものが小さいこと，および盛土道路では車線から道路端（法尻）までの距離が平面道路に比べて長いので，距離減衰が大きくなることが考えられる。



図－2.1　盛土道路における振動軽減効果[5]



図－2.2　盛土による振動軽減効果[6]

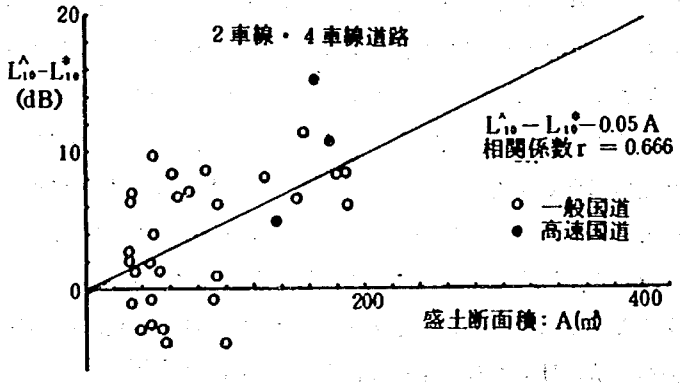
図－2.2は軟弱地盤上の盛土における起振機による振動実験の結果を示している。[6] 本実験では盛土施工前（施工前においても機械搬入のため 0.8ｍの高さの土をまきだしてあった），施工１年７カ月後に振動実験を実施した。盛土高さは当初は３ｍであり，施工１年７カ月後には２ｍ５ｃｍに沈下したが，これを高さ 1.5ｍ，0.8 ｍに削って振動実験を実施した。図－2.2によると，盛土を削って高さを低くすると振動加速度は増大し，盛土高がもとの高さ（0.8 m）になると，もとの加速度より若干低い値までもどっている。したがって盛土による振動軽減効果は盛土による地盤の圧密よりも盛土自体が存在することによってもたらされたと言える。

図2.3は実測値に基づく盛土の断面積と振動軽減量の関係を示しており，[5] このデータを基に盛土による振動軽減量の予測式として次式が提案されている。

$$\sigma_A = -0.05A$$

ここに σ_A ： 盛土による振動軽減量（dB）

A ： 盛土断面積（m^2）



図－2.3　盛土断面積と振動軽減量[5]

$\hat{L}_{10}$ ： 調査地点を平面道路としたときの法尻におけるL_{10}の予測値

L_{10}^* ： 法尻におけるL_{10}の実測値

3. 環境施設帯

環境施設帯による振動軽減効果は振動の距離減衰によってもたらされるものである。道路交通振動の距離減衰の予測式として表－3.1が提案されている。[4] いま道路端に沿って幅20mの環境施設帯が設けられ，道路端が外側車線中央より５ｍ地点にあったと仮定する。この場合の環境施設帯設置による振動軽減効果は表－3.1によって与えられ，砂地盤においては環境施設帯

の外端のL_{10}は道路端に比べて5.0～11.6 dB減少し，粘土地盤においては2.6～6.2 dB減少すると予測される。環境施設帯に盛土がある場合にはさらに振動は減少する。

表－3.1　道路交通振動の距離減衰予測表
倍距離に対する減少量（dB）（平面道路）

基準点のL_{10}（dB） ＼ 地盤区分	0～45	45～55	55～65
粘土地盤	1.3	2.0	3.1
砂地盤	2.5		5.8

基準点：外側車線中央より5m地点

4. 地中防振溝・地中防振壁

道路交通振動の伝播経路上での防止法の一方法として地中防振溝あるいは地中防振壁が考えられている。そして，現在までに各方面でその軽減効果について調査・研究が実施されてきている[7)～16)等]　土木研究所においても本省および地方建設局の協力を得て地中防振壁の軽減効果に関する現地試験を実施するとともに，土木研究所構内での室外試験および数値解析を実施した。これらの調査結果の概要は建設省技術研究会道路部門指定課題論文集[7)～9)]あるいは技術管理業務連絡会環境部会で報告した。同報告では，地中防振溝・地中防振壁の軽減効果が地盤条件により異なること，調査地点数が少ないことを踏まえて，地中防振溝・地中防振壁の総括的な定量評価は行わず，地点毎に軽減効果の特性を明らかにした。これまでの調査で明らかとなった事項は次のようである。なお，地中防振溝・地中防振壁の適用に関しては，現時点では試験的な施工例があるだけであり実用化には至っていない[10)～15)]。

① 空溝の地中防振溝の場合に最も振動の遮断効果がある。しかし，その効果は防振溝の深さが地表面を伝播する波の波長の4割以上の場合に現われ，波長以上の深度の場合に顕著となる。従って，防振溝の深さは対象地点の地盤条件により異なり，それに合わせた深さの設定が必要となる。たとえば，道路交通振動の主成分の周波数が10 Hzであり，地盤の表面波の伝播速度が100 m/secである場合の波長は10mとなり，地中防振溝の深さは4m程度以上必要ということになる。

② 地中防振壁の場合の効果も防振壁の幅よりも深さに左右され，地盤と防振壁の音響インピーダンス比[11)]（$v'\rho'/v\rho : v'$およびvは各々地盤および壁材料の波動伝播速度，ρおよびρは各々地盤および壁材料の密度）が大きい程効果がある。従って，深さの設定ばかりでなく，地中防振壁の材質についても地盤条件の影響を考慮する必要がある。

③ 発泡スチロールの地中防振壁を用いた調査結果によれば，土木研究所旧千葉支所構内では

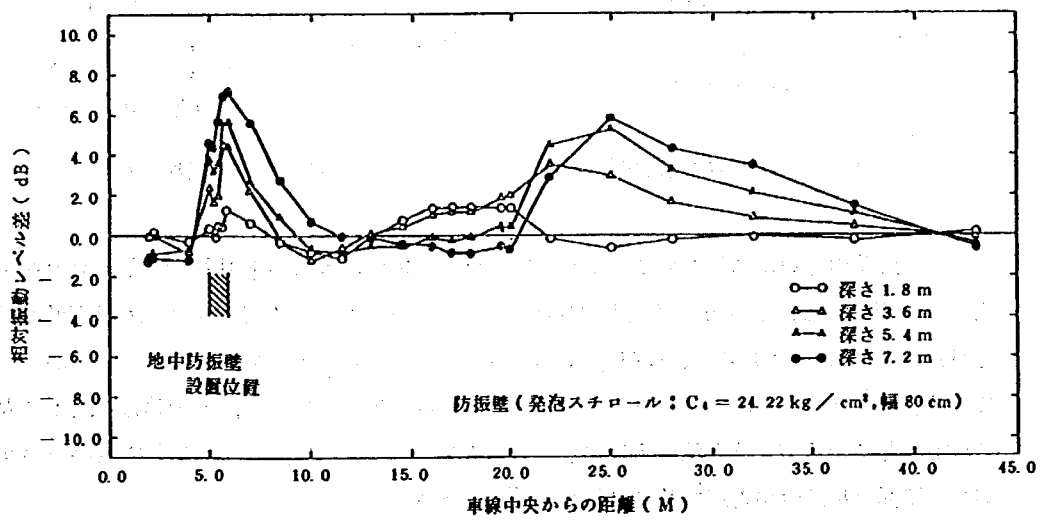
防振壁（幅80 cm）の後方約 40 cm の範囲で平均的に 2～9 dB の効果が得られており，一般国道50号では幅40 cm で壁の後方 30～35 m および幅 80 cm で壁の後方35～40mまでで，各々平均的に 2～10dB および2～12 dBの効果がみられた。さらに，一般国道357号では防振壁の幅が40 cm, 80 cm および 120 cm に対して，壁の後方35 cm 程度までで，各々平均的に 0～2 dB および 1～8 dB の効果がみられた。なお，これらの防振壁はいずれも深さが3.6 m である。

④ 地中防振壁の効果の経年変化については，一般国道50号および357 号で，各々2ケ年および1ケ年の継続調査を実施したが，同調査期間内では防振壁の効果に有意の差はみられなかった。また，一般国道 357号では一年経過後の防振壁の圧縮変形は皆無であった。

⑤ 地中防振溝の場合は溝の維持，安全性に特に留意する必要があり，地中防振溝・地中防振壁の設置の際には対象地点の地盤条件（土質，地下水位など）を考慮した上で，最適な構造，施工法を採用することが必要である。

⑥ 或る地点に地中防振溝あるいは地中防振壁を設置した場合の振動の軽減効果の推定を行う際には，地盤条件の類似した既往の調査地点の結果を参考にする他に，数値解析プログラム（2次元有限要素法）を用いて対象地点の地盤条件を反映させた解析を実施する方法もある。

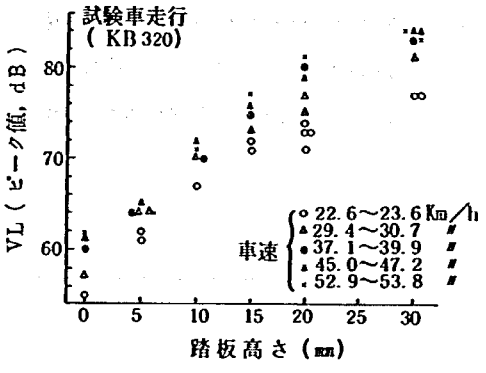
図－4.1は一般国道357号の調査地点を対象として，深さを変えた防振壁による振動レベルの変動に関する解析結果例である。同図において相対振動レベル差のプラス値が防振壁設置に伴なう軽減量を示す。



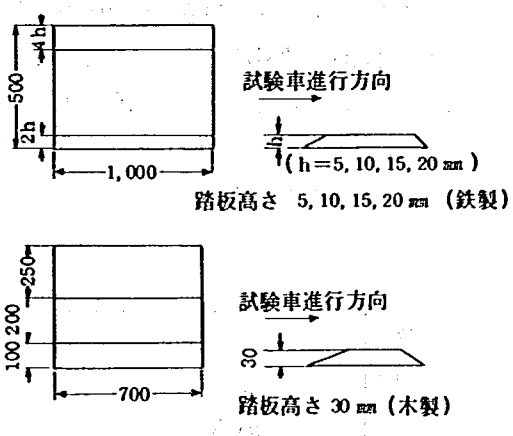
図－4.1　振動レベルの軽減に及ぼす防振壁の効果に関する数値解析例

5. 路面の平担化

路面平担性は道路交通振動の大きさに影響を及ぼす因子の中で，その影響度が最も大きいものであると考えられている。特に，段差部では自動車が路面に加える衝撃荷重が急激に増大する[18]ため，これにより誘起される地盤振動もいちじるしく増加する。図－5.1は図－5.2にその形状を示す踏板上を大型トラック（後車軸重9.96 t）を走行させた時に，車輪通過位置から2.25m離れた地点で発生した振動レベルのピーク値を示すものであり，[19]これより高さ30 mmの段差を設けることにより，振動レベルは20dB以上も増加することが読み取れる。したがって，路面の亀裂による段差や地下埋設物上の補修路面の段差，あるいは道路横断地下構造物の前後や橋梁取り付け部によく見られる段差を極力平担化することにより，車両の衝撃力を軽減することが振動源での有効な対策となる。



図－5.1　踏板走行試験結果



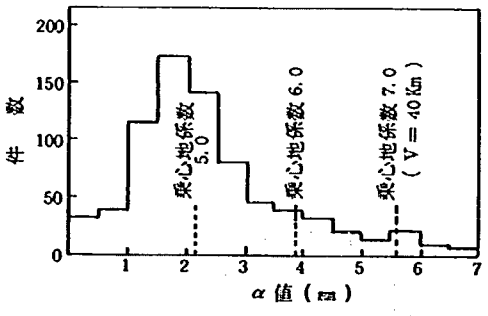
図－5.2　踏板の形状

また，段差のない道路においても縦断方向の路面平担性の改善も振動対策としてその効果が大きい。現在では，縦断方向路面平担性は，3mプロフィルメータで測定された路面凹凸高を道路軸方向に1.5m間隔で読み取り，その標準偏差（σ値）によって評価する[20]のが一般的である。図5.3は直轄国道における路面平担性の測定結果[21]であり，σの値は3以下に大部分が集中しているが，最大値は7に達するものも見られる。また，表－5.1は日本道路協会が提案した路面平担性の検査基準及び補修基準[21]である。

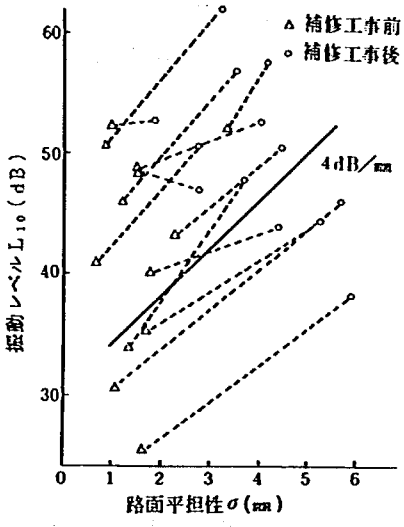
一般的に，路面平担性は舗装完成直後が最も良く，累計通過交通量の増加とともに漸次劣化していく傾向にあり，劣化の程度がある限界以上になると路面の補修工事（オーバレイ，打ち換えなど）が実施される。そこで，補修工事が実施される前後において同一地点で振動調査が

実施されている。図－5.4[8]はその結果であり，路面平担性は上下各車線のσ値の平均で，また，振動レベルは工事前後において同時間帯に測定された24個のL_{10}[22]の平均値で表現されている。これより，路面平担性の改善は振動レベルの低減に大きく寄与すること，またその影響度は約4dB／mmであることが理解される。

高架道路においては伸縮装置の前後に段差を生じている場合が多く，振動発生原因の一つと考えられている。土木研究所では高架道路に対する振動レベル予測モデル式を提案しているが[17]この中において，高架道路における路面平担性は図－5.5に示されるような伸縮装置部前後



図－5.3 直轄国道における路面平担性測定結果

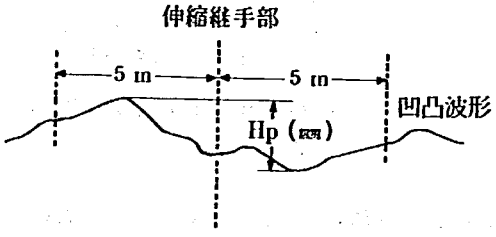


図－5.4 路面補修工事前後の平担性と振動レベル

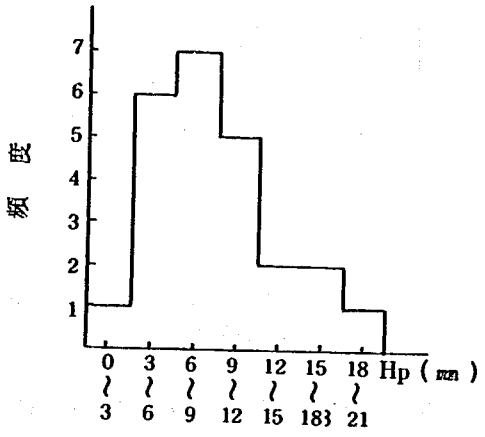
±5m，計10m区間内の最大凹凸量（Hp，mm）で評価することとされており，この時の影響度を0.5dB／mmとしている。図－5.6は24地点の高架道路で測定されたHpのヒストグラフであり，平担性が良くない地点もかなり多く，これから判断すると，高架道路の伸縮装置付近の平担性改良も振動軽減対策として有効であると考えられる。

表－5.1　路面平坦性の基準

道路種別	建設時の検査基準		供用時の補修基準	
	測定方法	基準値	測定方法	指針値
一般道路（国道・主要地方道等）	3mプロフィルメータによるσ値（mm）	2.4	3mプロフィルメータによるσ値（mm）	4.0
その他（街路・地方道等）	同上	3.7	同上	5.0



図－5.5　高架道路部最大凹凸量（HP）の定義



図－5.6　最大凹凸量（Hp）の分布

6. 交通規制

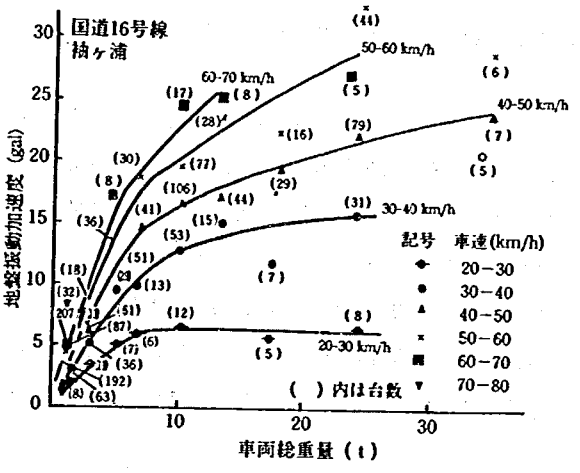
道路交通振動の評価値L_{10}（dB）は，原則として5秒間隔で読み取られた振動レベルの瞬時値100個の80パーセントレンジの上端値と定義されている。[22] したがって，振動対策としての交通規制には，次の二つの方策が考えられる。

(1) 単一車走行時の発生レベルを低下させる。すなわち，評価時間内の振動レベルを全体的に低減させること。

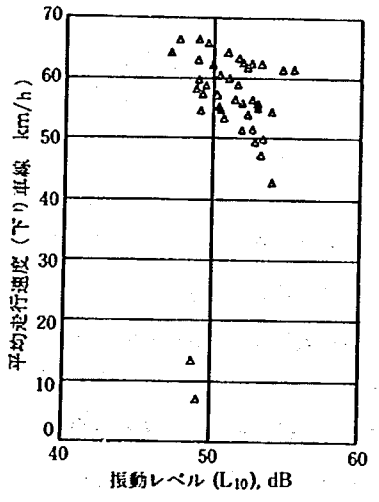
- 走行速度を低く抑える。
- 走行位置を道路中央部に規制する。

(2) 評価時間内の交通量を低減させることにより，振動の発生頻度を少なくすること。

図－6.1は国道16号線袖ケ浦地区で測定された単一車走行時の地盤振動加速度である。[19] この調査では単独走行車両を対象として，その総重量と走行速度，及び車両通過時に車線中央から約3.4m離れた地点での発生地盤振動加速度を計測した。この結果より，単一走行車両の場合には走行速度と振動の大きさの間には明確な相関があることがわかる。しかし，実交通流下で測定された振動レベルと平均走行速度の関係は，図－6.2[17]に実測例を示すように，必ずしも単一走行車両の場合とは一致しないこともある。これは実交通流においては，交通量の増加は平均走行速度の低下をもたらすという両者間の相関関係のために見られる現象である。したがって，平均走行速度がL_{10}に及ぼす影響度を考慮する場合には，交通量の影響を取り除く必要がある。これに関する解析例には，土木研究所が提案している平面道路に対する振動レベル予測モデル式[17]に含まれたものがあり，それによると平均走行速度の影響は0.2 dB／km／hと表わされている（(1)式参照）。

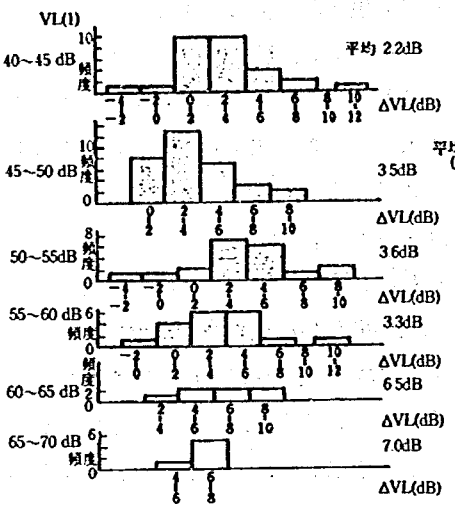


図－6.1 総重量，車速と地盤振動加速度の関係

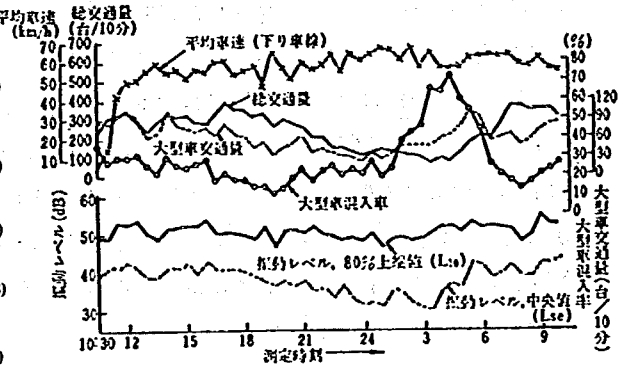


図－6.2 平均走行速度と振動レベル

建設省が昭和51年度に実施した道路交通振動全国調査では，供用開始前の道路に試験車を走行させ，走行車線の違いによる発生レベル（ピーク値）の差を求めた。調査地点（5か所）により，第1車線中央から測点までの距離が2.5～5.0mと異なっているが，第1車線及び第2車線走行時の発生レベルをそれぞれVL(1)，VL(2)とした時，VL(1)と$\Delta VL = VL(1) - VL(2)$の関係をまとめたものが図－6.3[23]である。これより，車両の走行位置を道路中央部



図－6.3　走行車線の影響



図－6.4　振動レベルと交通量，車速の時間変動

に寄せることが振動軽減に結びつくこと，またその効果の程度は第1車線走行時の振動レベルが大きいほど強いことが理解される。

振動レベルは評価時間内の交通量の影響を強く受けることが知られている。図－6.4は国道沿線において24時間連続測定（ただし，正時及び30分から10分間測定）を行った結果である。ここでは，交通条件として平均車速，総交通量，大型車交通量，大型車混入率が示されている。これによると，振動レベル（L_{10}）と最も相関が強いのは，大型車交通量であるといえよう。しかし大型車の走行台数が少ない場合には，大型車以外の車両がL_{10}の決定に関与することとなる。前にも述べた土木研究所の平面道路に対する予測モデル式[17]では，(2)式で定義される等価交通量（大型車に対して重み付けを施した交通量）を用いて，(1)式のように振動レベルとの関係を定式化している。

$$\hat{L}_{10} = 65 \cdot \log_{10}(\log_{10} Q^*) + 0.2 \cdot V + 4 \cdot \log_{10} M + \alpha_s + \alpha_f + \alpha_l + 14 \qquad (1)$$

$\hat{L}_{10}$ ： L_{10} の予測値

Q^* ： 1車線500秒間当たりの2車種分類等価交通量

$$Q^* = (Q_1 + 12 \cdot Q_2) / M \qquad (2)$$

Q_1，Q_2：それぞれ小型車類，大型車類の走行台数（台／500秒）

M　　：上下車線合計の車線数

V：平均走行速度（km／h）

α_s，α_f，α_l：それぞれ，路面平坦性，地盤条件，距離減衰による補正項（dB）

(1) 式にもとづく予測値の試算結果を表－6.1に示す。ここでは，補正項 α_o，α_f，α_l はすべて0とし，Vは50 km／hとした。これより，交通量の制限による振動低減効果の大きさが推察できよう。また，大型車の通行規制は特に効果が大きい。

表－6.1　予測値の試算結果（L_{10}，dB）

車線数 (M)	等価交通量（Q*，台／500秒／車線）				
	100	200	300	400	500
2	44.8	48.7	50.8	52.2	53.2
4	46.0	49.9	52.0	53.4	54.4
8	47.2	51.1	53.2	54.6	55.6

ただし，$V=50$，$\alpha_o=\alpha_f=\alpha_l=0$

あとがき

ここでは既往の研究成果から判断して，振動軽減対策として有効と認められるものを幾つか紹介した。現在のところ最も効果的な対策は路面の平坦化であり，したがって，路面の維持管理の強化だけでなく，新設道路においては長期間にわたって良好な路面状態が保たれるような配慮を払うことが特に重要となる。例えば地盤改良，路床・舗装の剛性増大，橋梁などの結合部分や地下埋設物あるいは道路横断構造物の設計と施工などに注意することが従前以上に必要になるものと考えられる。

また，自動車の構造を改良することによって，タイヤを介して路面に加えられる荷重を小さく抑え，振動の低減を期待する考え方もある。懸架構造やスプリング強度の改良などがその具体例であるが，この方面における我が国の研究成果は非常に少ない。イギリスの報告[24]には，このような改造が路面への荷重を減少させ得ると述べられているが，同時に各車輌の荷重分担が不均一になること，また加減速性能が弱められるなどの悪影響が誘起されると指摘している。

最後に，ここに紹介した資料には建設省技術研究会道路部門指定課題「道路交通振動の対策に関する研究」の一環として収集されたものが数多く含まれていることを付記し，関係者各位に感謝の意を表わしたい。

参考文献

1）佐々木康，谷口栄一，小笠原久，館山悟"改良地盤の振動特性に関する調査"土木研究所資料 No 1483，1979

2）沢田健吉，谷口栄一 ： 2次元有限要素法による地盤を伝播する振動の解析，土木技術資料 Vol. 20，No 9，pp. 15～20，1978

3）谷口栄一，岡田進，"Reduction of Ground Vibrations by Improving Soft Ground" 土質工学会論文報告集 Vol. 21，No 2，1981

4）佐々木康，谷口栄一 ： 道路交通振動とその対策，道路，1979. 9

5）館山悟，谷口栄一，小笠原久 ： 道路交通振動の盛土による軽減効果，第6回土木学会関東支部年次研究発表会講演概要集 pp. 157～158，1979

6）佐々木康，谷口栄一，小笠原久，館山悟，"盛土による振動軽減効果に関する現場実験" 土木研究所資料 No 1575，1980

7）建設省 ： 道路交通振動の対策に関する研究，第31回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1977

8）建設省 ： 道路交通振動の対策に関する研究，第32回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1978

9）建設省 ： 道路交通振動の対策に関する研究，第33回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1979

10）岩崎，常田，後藤 ： 道路交通振動の軽減対策に関する調査（その1），第15回土質工学研究発表会，1980

11）岩崎，常田，後藤 ： 道路交通振動の軽減対策に関する調査（その2），第16回土質工学研究発表会，1981

12）佐々木，木元，能登，東海林 ： 防振壁による地盤振動の遮断効果について（第2報），北海道開発局土木試験所昭和51年度地盤振動調査研究報告，1971

13）江島，吉岡，坂田，吉村 ： 空溝と地中壁による振動遮断効果，土と基礎，Vol. 28 No 3，1980

14）道路交通振動防止対策委員会 ： 道路交通振動防止対策についての報告，1977. 6

15）斉藤，小出，木村 ： 地盤振動と対策について（その2），大林組技術研究所報，No 9 1974

16）畠山，早川，杉本 ： 地中防振壁および防振柱による振動軽減効果の比較，昭和47年度土木学会関西支部年次学術講演会，1972

17）環境庁 ： 道路交通振動防止技術マニュアル，（株）ぎょうせい，1980

18）成田，桂樹，野中 ： 自動車走行にともなう道路の騒音と振動，自動車技術，Vol. 30，No 12，1976年12月

19) 成田，横山，桂樹，山田 ： 交通振動に関する試験調査報告書（Ⅱ－1976），土木研究所資料第1232号，昭和52年3月
20) 日本道路協会 ： アスファルト舗装要綱
21) 栗本 ： 路面性状とその影響，道路，1976年1月
22) 桂樹 ： " L_{10} " －道路交通振動公害の評価単位，道路，1979年9月
23) 成田，横山，桂樹 ： 道路交通振動に関する研究報告書（Ⅱ－1977），土木研究所資料第1352号，昭和53年3月
24) Whiffin, A. C., and D. R. Leonard, "A Survey of Traffic－induced Vibrations, RRL Report, LR 418, 1971

（構造研究室
動土質研究室
振動研究室）

道－18道路交通騒音の低減対策 (57)

（質 問）

自動車走行時の騒音が沿道環境保全上社会的にも大きな問題のひとつとなっている。

この自動車騒音の低減対策としては，道路管理者として従来より舗装種類の改善，路面の維持管理による質的向上等に努めているとこである。他方，騒音発生の主要因である走行車両側のタイヤ騒音は，近年エンジン音，排気系音の低減対策技術が進み，将来タイヤ音が卓越するだろうとも云われており，車両側に対する対策も併せて行う必要があろうかと思慮される。

タイヤ騒音を含めた交通騒音の総量低減対策は，道路管理者・交通管理者およびメーカ等が一体となった対策が必要であろう。

現在，道路管理者として前記のほかに，道路構造の改良や，植生等附属施設による軽減対策等も検討されているがこれにも限界があるように思われ，今後地建および各関係機関がどのような調査を行い，どのような対策を行うべきかについて教示願いたい。

北陸技術事務所

（回 答）

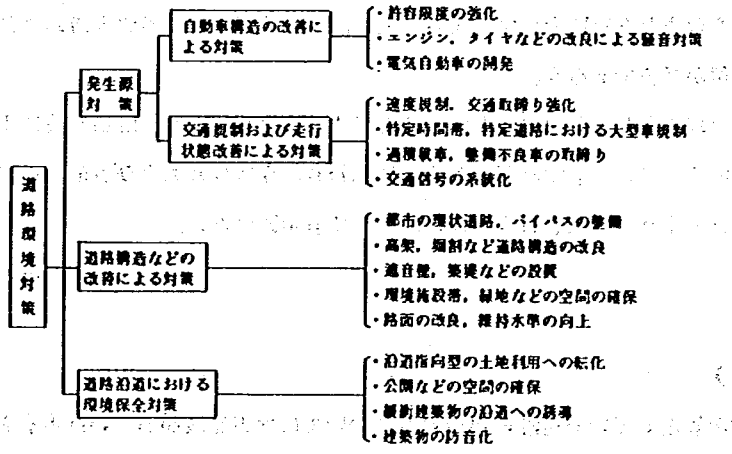
工事事務所が管理している道路の環境対策については地方建設局あるいは本省とよく打合せを行って対処すべきもので，当所よりもむしろ本省道路局の施策・方針を十分に把握しておくことが重要である。したがって，当所が答える範疇を逸脱しているが，以下に若干の意見を示し，質問への答えとしたい。

道路環境対策の考え方は現在のところ図－１に示すように分類されている。自動車の構造改善による対策，道路構造の改善による対策，交通規制等による対策，道路沿道における適切な土地利用などによる対策に分かれている。自動車構造による対策は最も基本的なもので，大型車に対する第２段階規制の達成が望まれている。道路構造による対策のうちでは，道路構造を十分に勘案してバイパスや環状道路の建設を鋭意進めることが最も重要な施策と考えられ，遮音壁の設置や環境施設帯の確保という対策もこれに含まれる。交通規制等による対策は，速度制限，通行区分の指定などがある。道路沿道における対策には，昭和55年度に「幹線道路の沿道の整備に関する法律」が制定され，道路交通騒音の障害の防止と適正かつ合理的な土地利用を図ることを目的としている。

自動車交通は現在社会では大きな便益を有し，必要不可欠なものであるから，道路環境に対処するには，各対応策によって応分に負担することを要すると考えられる。したがって上に述べた施策を総合的に運用し，解決を図っていくことを必要とする。

質問では，これらの方策を総合的にどの程度検討しているのかよくわからないが，関係機関と調整を図り，総合的に一体となって低減のために努力する必要があると思われる。このことから考えると，より新しい対策よりもむしろ現在行うことが可能な対策を，どのようにして具体的な個々の事例にあてはめて進めていくかについて調査することが最も重要ではないかといえる。積極的な適用に努力を払う必要がある。

（交通環境研究室）



図－１　道路環境のための対策

道－１９　環境対策効果の地元への周知方法　(57)

（質　問）

工事区間は，日本海に面した新潟県岩船郡山北町の中心である府屋地区を通過する一般国道7号の線形改良，交通混雑解消，交通安全等を目的とし，二次改築事業として昭和50年度に工事を着手し，58年度に供用を予定しているものである。

バイパス事業により騒音問題の発生した箇所は町を迂回するため海浜に道路を構築することになり，新たにバイパスを接することとなった住民から要望されたもので，延長約600m区間であるが，従来，本地域は冬期の強い季節風を受けるものの眺望，通風，日照共に良好な箇所であったが，地元要望を受け入れ，防音壁の設置を実施した場合，眺望，日照，を阻害することになり，更に防音壁より発生する風切り音，季節風或いは腐蝕による防音壁の倒壊等複雑な問題の発生が予想されるものの，地元住民に理解を得られる説明が困難であり，北陸技術事務所のアドバイスを受け，試みとして，鳥瞰図等をスライドとし，発生が予想される音を擬音により合成し説明しようとするものであるが，

1. 上記手法の問題点又は助言
2. 植樹帯（巾15ｍ）の減衰効果
3. 舗装構造（Co.とAs）と騒音の関係

等について教示願いたい。

羽越工事事務所

（回　答）

1. バイパス道路の建設は，現道における交通混雑解消，交通安全，環境の改善等の面で果たす役割の大きなものであるが，新たにバイパスに接する地域に対しては，十分に環境対策を施す必要がある。環境対策について，スライドを用い，擬音を聞かせて，視覚的，聴覚的に住民の理解を促すことを考えられているが，その実施にあたっては従来の経験から次のような点に留意しておく必要がある。

鳥瞰図については，全体的な景観把握には有用な手法といえる。ある程度，高所から見おろした図を作成すると，道路の位置，道路の全体的な構成，日照の状態などの理解を得やすい。しかし，山の上から見るか，鳥でない限り，一般には鳥瞰図として眺めることはできない。むしろ，道路の新設による居住者の眺望の変化を見きわめることについては，居住者が通常生活している高さ，場所から見た図を作成する必要がある。この場合には，透視図を作成したり，現況写真から合成して道路や関連施設などをモンタージュにより挿入した写真を作成する方法がある。これらの図は眺望の一部に道路が描写される場合はよいが，実際に作成してみると，かなり視覚がせばめられて相当部分の眺望が失われるような場合も出てくる。また，透視図を作成すると，色彩的にいかにもきれいに見えるものが作成されたり，合成写真も色があざやか

になる。歩行者を描くときには1人だけであるといかにも淋しげで，多くの歩行者を描いてみたり，自動車が実際より少くなり，現実と違う図になることも懸念される。このような図を見せると，住民から現実とのかい離を指摘されて効果がないこともある。これは現在の眺望が良好なものであればあるほど図の作成がむずかしいものと考えられる。また，見せるスライドの枚数が少ないと，一つのスライドを長く見ることになり，欠点をあれこれ言われかねない。

風切り音について，非常に気になるということは聞いたことがない。風速が大きいときと判断されるので，風の音と区別しにくいのではなかろうか。擬音を作成するならば，風のある日に既存の遮音壁のある場所へ行って風切り音の有無を確かめ，録音してくればよい。また，別途に風切り音の簡単な再現方法の一つとして，風洞を用いることも考えられる。風洞で当該地区の風速を発生させ，壁がある場合とない場合の風音をテープレコーダーに録音すればよい。自動車からの騒音を聞かせる場合を含めて，住民に音を聞かせる場合には，現地で発生するレベルがそのまま常に再現されるのではなくて，音を出すスピーカーによってレベルが支配される。したがって，スピーカーから出ている音が現地のレベルと合うように調整してやらないと，スピーカーからの音が大きくも小さくもなることに注意を要する。

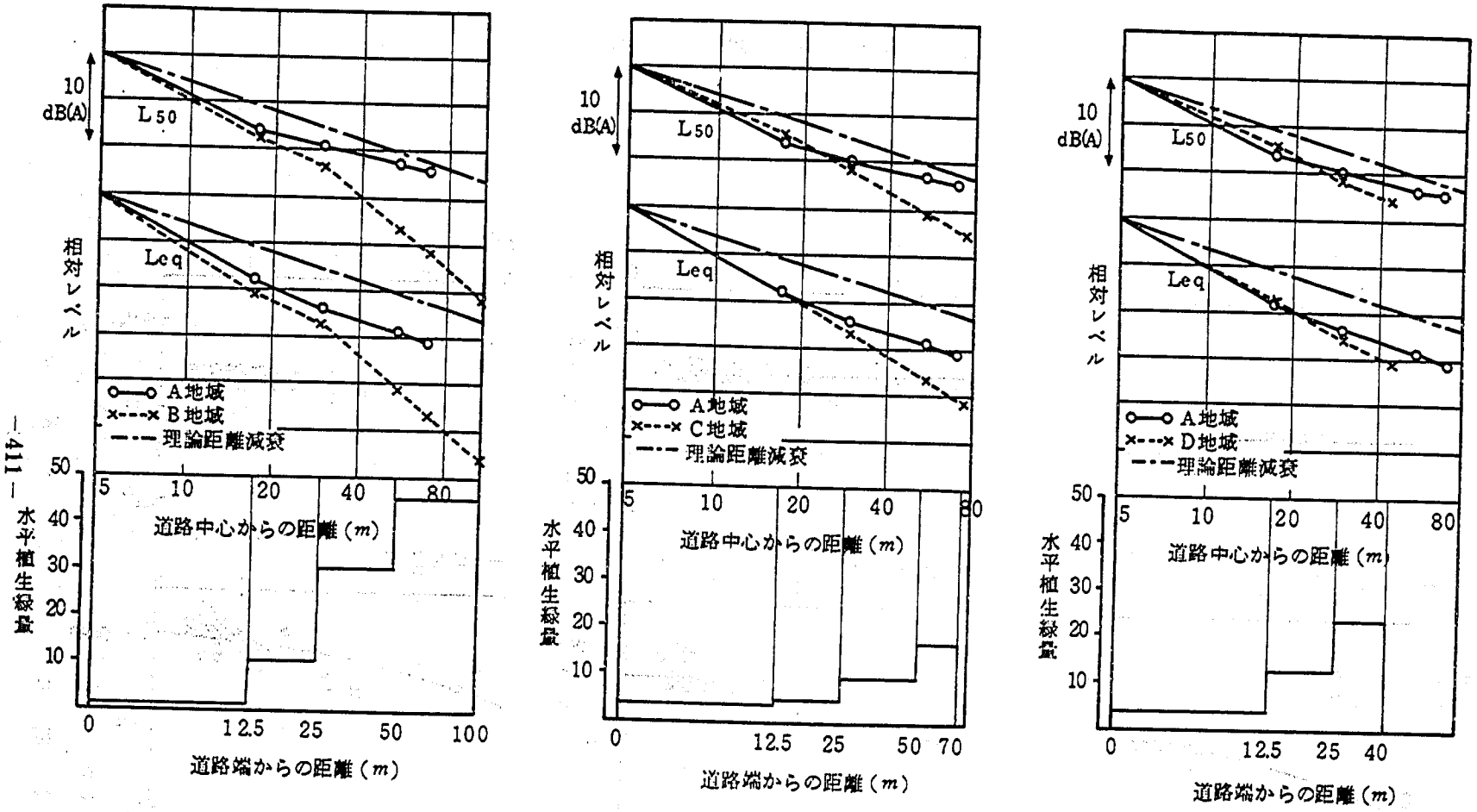
通風の影響については，遮音壁の背後部分では風速が弱まると考えられるが，定量的な説明はむずかしい。他の似た条件の箇所があれば参考となるが，風向は常に変動しているので感覚的には客観的な判断を下しにくい。作物などへの影響については，現地をよく調査して検討して欲しい。

遮音壁の倒壊に対しては設計上十分に留意されたい。

以上でスライド，擬音の利用等について考えられる点を述べたが，この方法は影響の把握はしやすい半面，説明の方法，被説明者の受け取り方によっては，必要以上に環境が悪化すると解釈される場合も予想されるので，細心の注意を払って十分に配慮する必要がある。

2. 沿道に樹林帯を有する地域と有しない平坦地において，騒音レベルの距離減衰量を測定した例を図－1に示す。図からわかるように，道路からの距離が大きければ累積の植生量も多く，樹林による騒音レベルの減衰効果も大きいが，道路端から125m付近までの植生量では殆んど効果がない。また，この減衰量も地表面の擦過によるものが支配的と考えられる。したがって，通常道路敷地内で行う植樹数mの範囲内では，物理的な騒音減衰はあまり期待できないと思われる。しかし，樹木などが通行車両を視覚的にさえぎ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ことは十分に考えられ，この面から効果が期待できると考えられる。

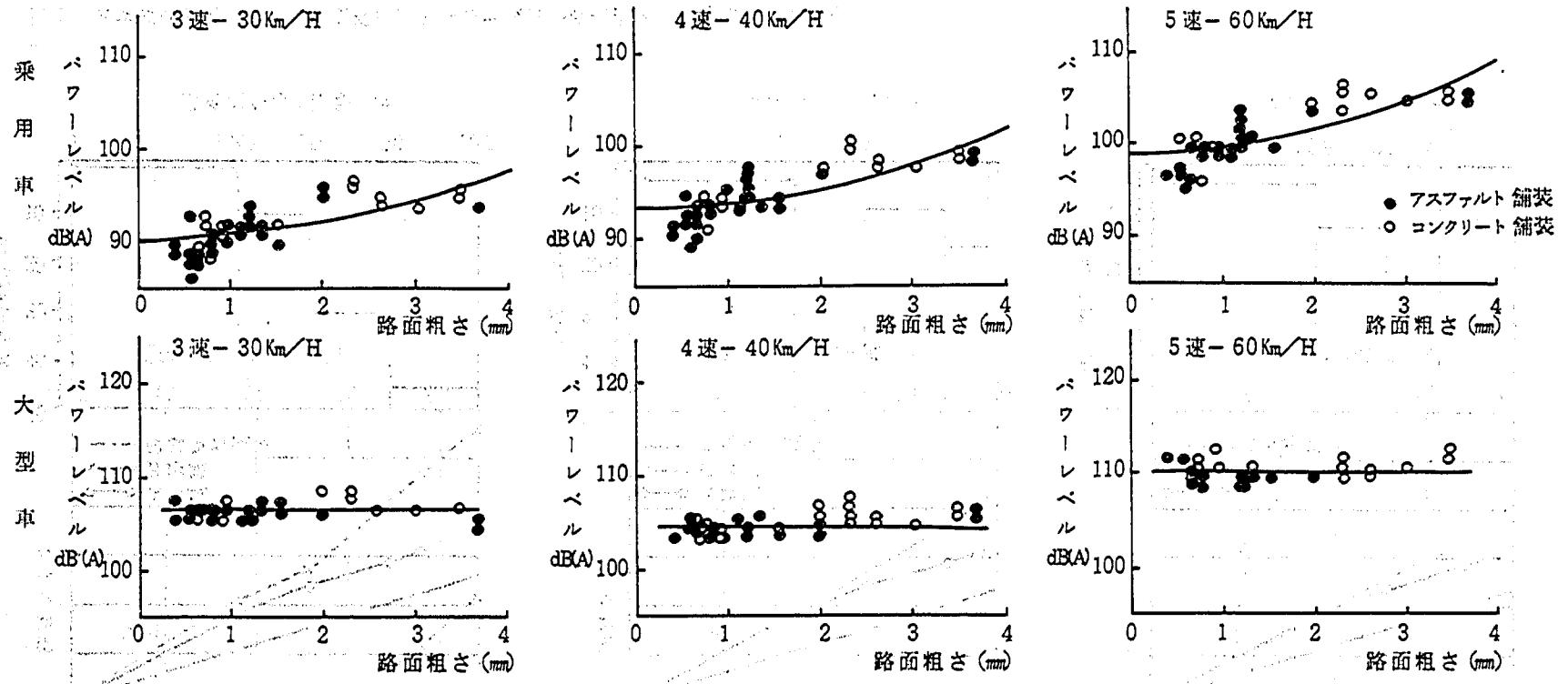
3. 昭和57年2月の技術管理業務連絡会「道路環境部会」報告資料の舗装材料種別の路面粗さと



注 1. A地域は道路周辺が平坦な裸地，B～D地域は沿道に樹林を有する地域である。

注 2. 水平植生緑量は道路～受音点間の緑量の累積を示す。

図－1　樹林の有無と騒音レベルの距離減衰



図－2　路面粗さとパワーレベルの関係

パワーレベルの関係を図－2に示す。騒音パワーレベルについて，アスファルト舗装とコンクリート舗装の顕著な差は見られない。したがって，路面粗さの指標や交通条件が同じであれば，舗装種別によらず道路交通騒音は同程度になると思われる。

（交通環境研究室）

道－２０ 道路橋示方書における修正震度法の適用方法 （55）

（質問）

設計水平震度

地盤別補正係数及び修正震度法の適用範囲について

新田井之瀬橋（L＝720ｍ，W＝23.3ｍ）の地質状態は層厚20ｍ以下の砂礫を主体とする沖積層とその下位にあるN値50以上の洪積砂礫層により構成されており，指針では３種地盤と判定し震度法により水平震度 $K_h = 0.22$ としたが，今回の示方書の改訂に伴い地盤の特性値 T_G を求め設計水平震度を求めると $T_G = 0.25 \sim 0.35$ となって　２種地盤となり $K_h = 0.2$ となる。

また「応答を考慮した修正震度法」を適用する場合の橋脚高が15ｍまで下げられた事により本橋々脚高は，12.5ｍ・14.99ｍ・15.3ｍ・15.5ｍ×2基・14.0ｍ・14.8ｍ・14.3ｍ・14.4ｍ・12.6ｍと15ｍ前後に集中しているため，適用範囲に至った。

参考に３径間連続桁の中間支点にある固定（Ｐ６）・及び可動橋脚（Ｐ５）に対し，計算すると次のとおりとなった。なお，本橋は半径3,000ｍの曲線橋であるが直桁で床版による曲線橋としているため，Ｐ５橋脚では沓の移動方向と橋脚の軸方向が角度を持つため，上部工の影響をどの様にみるかが問題となるため，次の３通りで計算した。

ケース１：　支点反力に相当する上部工重量を考慮した場合の $Khm = 0.25$

ケース２：　下部構造縞の斜角を持った場合に準処し，上部工重量の分担を考慮した場合の $Khm = 0.25$

ケース３：　上部工の影響を無視した場合の $Khm = 0.22$ となる。

(1) 「応答を考慮した修正震度法」の適用範囲の解釈について，どのように決定すべきか。

同一橋梁内で個々の橋脚（橋軸，橋軸直角の別も含む）で修正震度が異る場合は橋軸及び橋軸直角の２方向に分割し，それぞれの最大値にて設計すればよいかどうか。

(2) 沓の移動方向と橋脚の軸方向が角度を持った場合，下部構造縞との関連をも考慮してケース２の方法で修正震度を求めるべきかどうか。

（和歌山工事事務所）

（回答）

1. 固有周期が0.5秒より長い橋に対しては，固有周期に対応した設計震度を考慮して耐震設計するのが合理的であり，耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15ｍをこえる場合は「応答を考慮した修正震度法」を適用することと規定しており，橋脚高が15ｍ前後で

あれば「応答を考慮した修正震度法」を適用することが望ましい。

「応答を考慮した修正震度法」では，橋全体の構造系を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割し，各構造系ごとに固有周期を算出し，その固有周期に対応した設計震度を用いて耐震設計計算を行う（次図参照）。

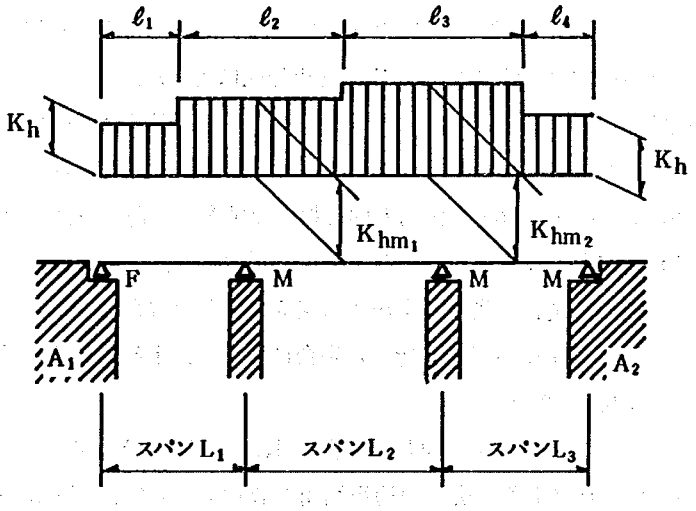
記号の説明

K_h ： 震度法における設計水平震度

K_{hm_1}： 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度（P_1とそれが支持（水平方向に）している上部構造部分に作用させる震度）

K_{hm_2}： 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度（P_2とそれが支持（水平方向に）している上部構造部分に作用させる震度）

ℓ_1，ℓ_2，ℓ_3，ℓ_4 ：各設計水平震度を作用させる区間長で，固有周期の算定に用いる死荷重反力に相当する範囲



設計水平震度の分布（橋軸直角方向の場合）

2. 「応答を考慮した修正震度法」において，固有周期を算出する場合，橋軸方向については固定支承であれば上部構造の全重量を考慮し，可動支承であれば上部構造の重量は考慮しなくてよい。すなわち可動支承においては，固有周期を算出する場合は摩擦，斜角などの影響は考慮しなくてよい。斜橋，曲線橋などのように地震時の挙動が複雑な橋は，震度法もしくは応答を考慮した修正震度法で設計した後，動的解析によって安全性を確認するのがよい。なお，下部構造編では，下部構造の設計において考慮する上部構造からの水平荷重について，斜角がある場合は荷重の分担を考慮しているが，応答を考慮した修正震度法において固有周期を算出する場合は，前述のとおりである。

（耐震研究室）

道－２１ 旧示方書により設計された道路橋の補修における新示方書の適用 (55)

（質問）

旧示方書により設計された道路橋の補強工事において，新示方書で主桁の応力度を検討した場合，許容応力度をオーバーすることが多い。このような場合，主桁の応力度は許容応力度に対し，どの程度まで超過が許されるのか。

（和歌山工事事務所）

（回答）

道路橋示方書は基本的には新設の橋梁に対して適用されるものであり，旧橋の補修については道路橋示方書の規定が必ずしも適用されないことはもちろんである。

したがって，補修の場合，応力度が許容応力度を若干上回ることもありうるが，この場合，応力度の超過がどの程度まで認められるか定量的に示すことは困難である。橋の現況，架設後の経緯，交通の状態（特に大型車の通行）などを総合的に判断して決定すべきである。一般的には次のことが言える。

- 橋のいたみ（コンクリートのクラック，劣化，鋼材の腐食，座屈，連結部のいたみ etc ）が見出される橋梁では，許容応力度の超過は妥当ではない。
- 大型車交通量の大きい橋梁では，許容応力度の超過は問題を生じやすい。
- L荷重による許容応力度の超過はそれほど大きな問題を生じないが，T荷重による許容応力度の超過は繰り返し載荷等により問題を生じやすい。すなわち，床組部材，床版での応力超過は問題を生じやすい。一方，健全な主桁については，10～20％の応力超過は問題を生じることは少ない。

（橋梁研究室）

道－２２ 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工 (55)

（質問）

「道路橋示方書」がＳ55年１月に改訂になったが，Ｓ53.４に出された通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計，施工について」の取扱いについて。

(1) 以下の事項について，今回改訂された「道路橋示方書」には，触れられていないが，どのように取扱えば良いのか。

①主桁の配置について

通達では，大型車輌の車輪の軌跡を考慮し，主桁間隔は３ｍ程度より小さい範囲で選定するのが望ましいとなっている。

②鉄筋コンクリートの床版厚さにより決定する

$d = K_1 \cdot K_2 \cdot d_0$ により決定する。

③鉄筋の許容応力度

200kg／cm前後の余裕をもたせることが望ましい。

(2) Ｉ形鋼格子床版について，通達の1.「適用」の解説文中に「Ｉ形鋼格子床版には適用しない」としたのは，Ｉ形鋼格子床版は，床版厚の割増し等をしなくとも良いほど強いという意味か。又は，実例が少ないのでその評価が定まっていないという意味か。

（兵庫県土木部）

（回答）

(1) 主げたの配置，床版厚および鉄筋の許容応力度に関する昭和53年４月の通達の内容は，標準的な設計・施工を行う場合に配慮した方がよい事項をとりまとめたものであり，特に理由がある場合には必ずしも厳守する必要はない。

一方，道路橋示方書は，いかなる場合も厳守すべきものであり，上記のように場合によっては一般性を欠く可能性がある内容については，条文で示されていない。

実際の運用としては，特に理由がない限り，通達の内容に従って設計が行われるものであることは，もちろんである。ただし，上記の主旨より，通達はむしろその主旨を理解することが重要であり，形式的にのみ運用することのないように留意されたい。

(2) Ｉ形鋼格子床版は，一般のＲＣ床版と異なる特殊な床版構造であり，その耐荷力，疲労強度はＲＣ床版に比べても十分大きいと考えられる。

このようなことから，Ｉ形鋼格子床版については通達の内容をそのまま適用する必要はない。

（橋梁研究室）

道－２３ 道路橋ＲＣ床版の破損問題への対応 （55）

（質問）

道路橋ＲＣ床版の破損が問題視され始めて久しく，現在までいろいろな角度から検討がなされ，示方書も再度の改訂がが行われている。

骨材事情の悪い関西地区においては，床版に使用するコンクリートのセメント量の増加とポンプ施工による単位モルタル量の増加等により，活荷重載荷以前に乾燥収縮クラック等が認められる事例も多い。(脱型後３ヶ月～２年の間)

対応として，床版増厚ならびに鉄筋許容応力度の低減等で対処されて来ているが，乾燥収縮応力等による内力問題に対し，必ずしも問題が解決されているとは言い難いと思われ，当公団においても２，３の検討を実施しているが，下記に関し現状での評価ならびに知見をご教示いただきたい。

(1)ひびわれ床版の耐久度の考え方

(2)新種構造形式床版の現状での考え方

・埋殺型枠床版等の合成床版

・膨張（収縮保証）コンクリートの床版への適用性

（阪神高速道路公団）

（回　答）

(1) RC床版にRC構造としてのひびわれが生じることは当然想定されており，このようなひびわれはRC床版の耐久性に大きな影響を与えるものではない。一方，RC床版の耐久性に大きな影響を与えるものとして，乾燥収縮等による貫通ひびわれがある。貫通ひびわれは，版としての剛性を損うのみならず，床版内部に水分が浸透する原因となる。床版内部に水分が浸透した場合，床版の耐久性が大きく損われることは，多くの実験により確認されている。

したがって，床版にRC構造としてのひびわれが生じても，特に問題視する必要はない。一方，床版に貫通ひびわれが生じた場合は，特に水分の浸透を防ぐように対策を講じるほか，ひびわれの進展について注意を払わなければならない。

(2) まず，膨張セメントの適用であるが，室内実験により極めて有効であるとの報告がされている例もあり，有望ではあるが，一般に膨張セメントを用いた場合，膨張剤の反応時間とコンクリート硬化時期との関係によってはコンクリートにかえって悪影響を及ぼすこと，正しい使い方をするには使用条件の指定も厳密に行わなければならず，また膨張力を保持するためには温度，湿度の条件をあらかじめ十分検討するなどコンクリートの品質管理を極めて慎重に行わなければならない面もあり，今後の検討が必要である。

埋殺しPC型枠床版は，ひびわれ発生荷重を大きくできる点において耐久性改善の一策になり得るものである。しかし，これらについては十分な実績がなく，評価が定まっていないのが実情である。

道－24 RC床版の防水層の施工範囲 (55)

（質問）

「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計，施工について」（昭和53年4月13日）において，とくに合成桁の床版および連続桁の中間支点付近には防水層を設けるのがよいと記されている。

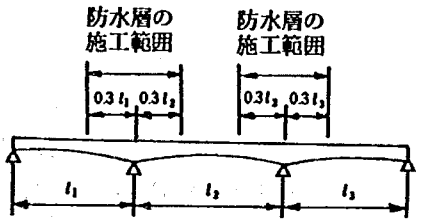
連続桁の中間支点付近（負のモーメントが生じる範囲付近）に防水層を設ける場合，構造モデルと実際との差，施工誤差等によりある程度の施工余裕が必要と思うが，その余裕はどの程度が適当か。

（大阪府土木部）

（回答）

連続桁の支点付近に防水層を設ける場合の施工範囲については，鋼道路橋設計便覧 に次のような一般的な施工範囲が示されているので，これを参考にするとよい。

なお，防水着の選定にあたっては，その効果，施工性，舗装に及ぼす影響などについて十分検討する必要がある。



図－4.1　防水層の施工範囲

（橋梁研究室）

道－２５ 現橋拡幅における新旧床版の一体化 (55)

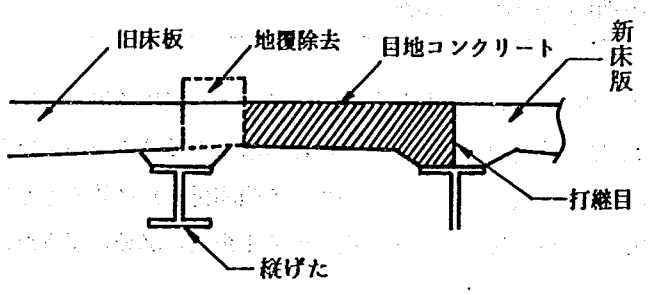
（質問）

1. 現橋は，３径間連続合成鈑桁橋（中央支点を上下させて床版にプレストレスを導入した連続桁）である。

   拡幅部における橋種は，施工・管理面から３径間連続非合成鈑桁橋を採用した。

   新旧の橋は，走行管理面から床版を一体化して施工するよう計画しているが，異種構造で問題は生じないか？

2. 現橋と拡幅部間の目地コンクリートは無収縮コンクリートを施工する。この場合目地コンクリートの打継目は桁上で行っているが，車を通しながらの施工で問題はないか？



（京都国道工事事務所）

（回答）

合成げたと非合成げたの間に一体化した床版を設けることは，実績も若干あり，特に否定する理由はないと思われる。また，この場合の施工を交通を通しながら行うこともいくつかの実績が示すように，十分可能である。

しかしながら，施工にあたっては，主として以下の事項に十分留意することが必要であると思われる。

1. 目地コンクリート打設まえに新旧床版の鉄筋をつなぐことは，コンクリートに複雑な応力を作用させ，場合によってはクラックを発生させる原因にもなるので避けるべきである。
2. 床版施工中にキャンバーが打設にともない変化することになるので，キャンバー変化に十分対応し，コンクリートに弱点を残さないように配慮すべきである。
3. 特にコンクリート硬化中に大きな応力，変位が生じるとクラックの原因となるので，施工順序等に十分留意すべきである。
4. 目地部の幅はなるべく小さくし，目地部コンクリートには，超早強コンクリートを用いることが望ましい。超早強コンクリートの設計・施工には十分な配慮が必要である。
5. 車輌の通行は低速度で，衝撃を生じさせないようにすることが重要である。（橋梁研究室）

道－２６ 鋼橋の無塗装表面処理 （56）

（質　問）

耐候性鋼材を表面処理することによって錆による被膜を作り，塗り替えによるメインテナンスを省く工法が開発されていると聞いている。鋼橋自体の構造上，管理上問題は無いか，又，施工例を御教え願いたい。

（徳島工事事務所）

（回　答）

一般に，耐候性鋼材を塗装を行わずに用いる場合，次の２つの方法が考えられる。

(1) 完全な裸使用（黒皮もしくはブラストのまま用いる）。

(2) ブラスト後に表面処理を行なう。

(1)の場合，環境条件および橋梁の構造によって適用に制約を受けることは周知のとおりである。詳細は省略するが，海岸沿いで海塩粒子が多い地点や，亜硫酸ガス濃度の高い地点などでは，耐候性鋼材の裸使用は問題点があり，構造的にも水やゴミが堆積する部分での裸使用は，さびが安定しないために問題を生じることが多い。耐候性鋼材を裸使用できる条件はまだ明確ではないが，当面山間部の上路プレートガーダーが最も適用しやすい条件であると考えられている。また基本的に，塗装寿命の短い地域では耐候性鋼材の適用性も悪く，したがって，塗装環

境が悪いことを理由に耐候性鋼材を使用するのは，あまり妥当ではない。

一方，(2)の表面処理剤は，一般に，安定さびを早期に生じさせるさび安定化促進剤と，安定さびが生じるまで表面を保護し，初期さびの発生を防止する被膜剤より成る。耐候性鋼材を裸使用した場合，安定さびを生じる前に不安定な初期さびを生じるため，初期さびの流出により周囲を汚染する恐れがあるが，表面処理を行った場合，このような初期さびの流出は防止できる。さらに，以前は，表面処理を行うことにより，耐候性鋼材の適用範囲が拡張されると考えられていた。すなわち，表面処理を行えば，海岸沿いなどの地点でも耐候性鋼材の無塗装使用ができると考えられていた。しかし，その後の調査により，このような耐候性鋼材の適用を拡張する効果はあまり期待できないことがほぼ明らかになりつつある。

したがって，現段階においては表面処理剤を用いた場合も，初期さびの流出は防止できるが，耐候性鋼材の適用性には効果はあまり期待できないと考えておくのがよいと思われる。さらに，表面処理の価格が高いことも問題の1つであり，価格に見あった効果を期待できるかどうか議論のあるところである。

（化学研究室・橋梁研究室）

道－27 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工 (56)

(質　問)

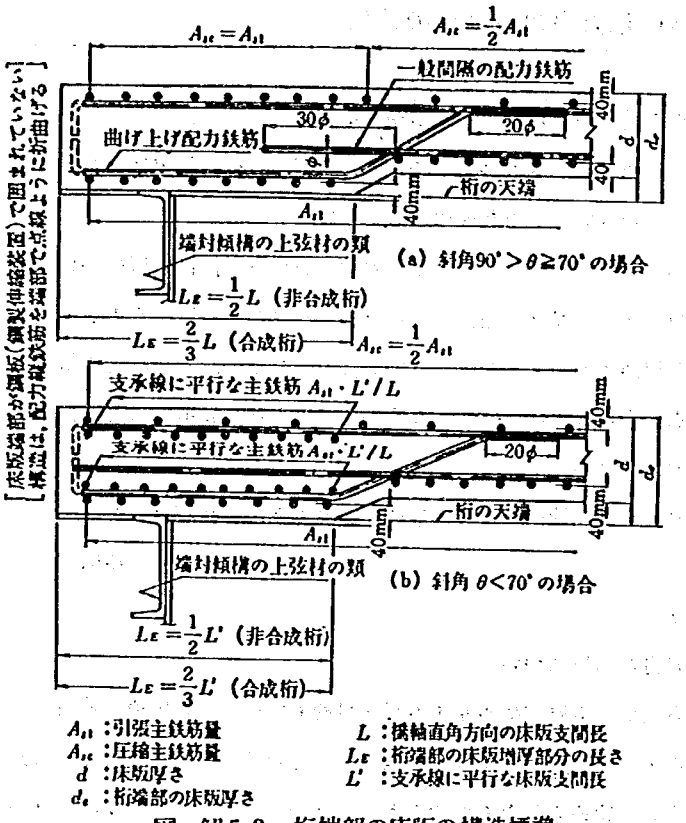
昭和53年4月13日付　建設省都街発第18号，建設省道企発第18号による，道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について通達が出されていますが，桁端部の床版の配筋で斜角90°＞$\theta \geqq 70°$ となっていますが，$\theta = 90°$の場合はいかに扱ったら良いでしょうか。

（土佐国道工事事務所）

(回　答)

通達に示される図は，元来は斜橋のけた端部の補強として示されるものであり，直橋（$\theta = 90°$）は対象とされていない。しかし，直橋においてもけた端部の損傷例は多く，斜橋の$90° > \theta \geqq 70°$の場合と同じように補強することが望ましい。

なお，通達については，近いうちに改訂が行われる予定となっている。



A_{st} ：引張主鉄筋量　　L ：橋軸直角方向の床版支間長
A_{sc} ：圧縮主鉄筋量　　L_E ：桁端部の床版増厚部分の長さ
d ：床版厚さ　　L' ：支承線に平行な床版支間長
d_e ：桁端部の床版厚さ

図—解5.3　桁端部の床版の構造標準

（通達中の図）

（橋梁研究室）

道－２８既設橋の落橋防止装置及び移動制限装置　(56)

（質　問）

橋梁の上部工死荷重区分またはスパン長等で標準図（寸法明記）を作成できないものか。

（徳島工事事務所）

（回　答）

落橋防止装置および移動制限装置の設計荷重は，一般に上部工死荷重反力と設計震度によって決定されるものであり，その最適な構造，設置箇所は個々の橋の構造条件などによって異なるものと考えられ，標準図の作成は困難な点があるが，ごく一般的な橋を対象とした標準図の作成について検討してみたい。

（耐震研究室）

道－２９　道路橋示方書の設計への適用　(57)

（質　問）

道路橋示方書の適用方法について教示願いたい。

1. 20～30ｍ以下の短支間の橋梁について，橋座面，杭の許容変位量及び下部工躯体に対する最小鉄筋量などの規定を緩めた運用方法がないか。
2. 示方書に示された直接基礎の許容支持力度の表のうち，れき層については中間値を設定する方法はないか。また，粘性土地盤の許容支持力はいかに算定するのか。
3. 先端支持と周面摩擦の要素が入っている杭の安全率は，いかに考えるか。
4. 連続桁の水平力の分担について，各橋脚部共反力比で分担することになっているが，等分にすることはできないか。
5. 海岸沿に設置する鋼管杭の防食対策は，どのようにすれば良いか。

（長岡国道工事事務所）

（回　答）

1. 道路橋示方書の運用について

道路橋示方書は，道路法に規定する高速自動車国道，一般国道，都道府県道及び重要な市町村道における・支間200ｍ以下の橋に適用するものであり，その規定は,20~30mの短支間の橋の場合も考慮して定められたものである。したがって，一般に短支間であるから規定を緩和するということは考えられない。

橋座の設計に関する規定は，長年の経験により橋座面のかけ落ちや地震時の破損を考慮して定められたもので，上部構造の支間長が重要な要因となるために，その関数として表わしている。したがって中小橋に対し規定値を緩和する必要は認められない。

くいの許容変位量については，許容変位量が上部構造の種類，大きさなどによって個々に定めるべきものであるため，示方書においてはその値を一律に示すことはしていない。なお，くい基礎については，許容変位量の他に地盤の不確定要素を考えて，許容支持力に制限を与えるためにくいの設計地盤面において定められた基準変位量がある。基準変位量は，構造物の性質や重要性を考慮して各機関で定められるが，一般に常時 10mm，地震時 15mm としている。この基準変位量は，その目的から自ずと許容変位量とは異るので，くい基礎の変位量を計算した結果，設計地盤面におけるくいの変位量が若干基準変位量を超過しても，直ちにくい本数やくいの配置を変更する必要はない。また，一般の土木構造物に使用されるくいのくい径程度であれば，基準変位量の値は示方書に規定した通りでよいと考えられる。

下部工躯体に対する最小鉄筋量は，コンクリートの乾燥収縮や温度勾配などにより生じるひびわれを，部材として有害でない程度に抑えるため，主として一般的な梁や柱に対する経験に

基づいて規定したものである。これらは鉄筋比により規定されているので，下部構造のように大断面で低鉄筋比の構造物には必ずしもなじまない点があるが，現時点ではこれに代わるべき適切な規定法がないため，当面示方書の規定によって設計すべきであると考えられる。なお現在，日本道路協会の橋梁委員会下部構造小委員会において，最小鉄筋量を破壊抵抗モーメントとひびわれモーメントから算定する方法の検討を進めている。

2. 直接基礎の許容支持力

道路橋示方書に示されている推定による地盤の許容鉛直支持力の表は，荷重の傾斜角が小さく，かつ構造物の重要度が高くないと考えて良い場合のみに適用を可能としており，その他一般の場合には，土質試験あるいは平板載荷試験等により推定された地盤のC，ϕを用いて，静力学公式により地盤の許容鉛直支持力を求めるのが原則である。

このように静力学公式によって支持力を求めるならば，質問のような規定値の非連続性については問題が生じない。また，粘性土地盤に対しても同様に極限支持力を求めることができる。

なお，重要度の高くない構造物に対しその許容支持力度を推定で定めようとする場合には，示方書の「推定による場合の許容支持力度」の表を用いることになるが，この表はあくまでも経験に基づいた参考としての値であることを十分に考慮してその運用を図るべきである。

3. くいの安全率

道路橋示方書では，くい先端が良質な支持層に根入れされているくいを支持ぐいと定義し，くい先端が良質な支持層に達していないくいを摩擦ぐいと定義している。ここで，良質な支持層とは，基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤で一般に岩盤，砂れき層，N値がおおむね30以上の砂質土層，N値がおおむね20以上の粘性土層をいう。

一般には支持ぐいが使用されるが，支持ぐいといえども根入れ深さに応じてかなりの摩擦支持力が見込まれることになる。この場合でも，先端が良好な支持層に達しているため安全度はそれ以外の場合に比して高いと考えられるので，先端支持力と摩擦支持力の極限値の和に対して支持ぐいの安全率で割ったものをそのくいの許容支持力とする。

また，先端が支持層に達していないくいについては，同様に先端支持力（極くわずかと考えられるが無視する必要は必ずしもない）と摩擦支持力の極限値の和を摩擦ぐいの安全率で除したものをそのくいの許容支持力とする。

4. 連続桁の水平力の分担

下部構造の耐震設計においては，上部構造から伝達される水平力を考慮しなければならない。橋軸直角方向については，各下部構造が分担する上部構造の慣性力を設計荷重として考慮す

る。道路橋示方書耐震設計編には，この水平力を単純桁橋の場合を例にとって，「各支承部に作用する死荷重反力に設計水平震度を乗じた値としてよい」と記述されている。連続桁橋の場合については具体的な記述はないが，単純桁橋の場合の水平力のとり方を準用して死荷重反力に設計水平震度を乗じた値をとる場合が多いようである。

このような水平力のとり方であれば，単純桁橋の場合には各橋脚が等分に上部構造の慣性力（左右の桁の半分ずつの重量に設計水平震度を乗じた値）を分担することになるが，連続桁の場合には中間橋脚の分担が大きく，端橋脚の分担が小さくなる傾向がある。これに対して連続桁の場合にも各橋脚に等分に分担させる考え方もあるが，どちらがより合理的であるかを決定するには詳細な検討を要する。

このようなことから，現段階では連続桁橋の下部構造の設計において考慮する上部構造から伝達される橋軸直角方向の水平力としては，一般には死荷重反力に設計水平震度を乗じた値をとるが，とくに端支間が中間支間に比べて短く，端橋脚の桁死荷重反力が小さくて設計荷重が小さくなる場合については，端橋脚の設計において左右の桁の半分ずつの重量に設計水平震度を乗じた値をとるといった安全側の配慮をすることが望ましいと考えられるので，現在検討中である。すなわち，連続桁橋の耐震設計規定については，当所および日本道路協会（橋梁委員会耐震設計分科会）において，連続桁橋の地震被害の実状，強震観測，解析，実験などによる振動特性に関する調査・検討を行い，具体化を図っていく予定である。

なお，橋軸方向については，一般に固定橋脚については桁全重量に設計水平震度を乗じた値をとり，可動橋脚については死荷重反力に摩擦係数を乗じた値をとる。

5. 海岸沿に設置する鋼管杭の防食対策について

鋼管ぐいの防食法に関し道路橋示方書では，海水や有害な工場排水などの影響を受けない場合には，一般に2mmの腐食代をとれば良く，海水または鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受ける部分等は十分な防食処理を行わなければならないとされている。

一般に，腐食の観点から海洋環境は図－1のように海洋大気部，飛沫帯，干満帯，海中部，海底土中部の五つのゾーンに分類される。

海中部，海底土中部においては，腐食代を2mmとし，アルミ合金陽極を用いた流電陽極方式の電気防食法を用いることが広く行われており，信頼性の高い方法として推奨されている。

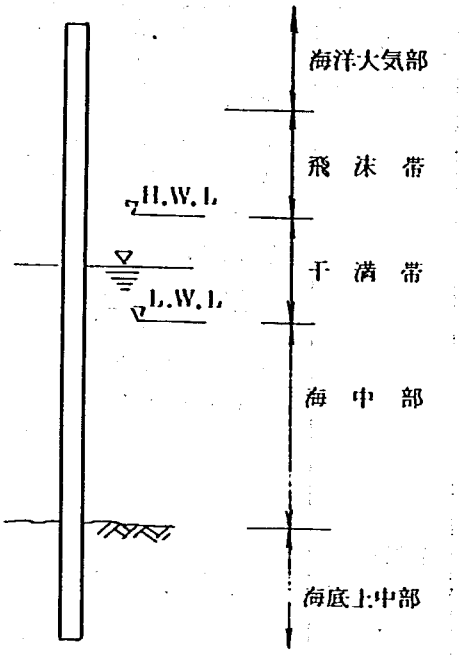
流電陽極方式による電気防食の原理は，海水中におけるアルミ合金陽極の電位が鋼より著しく卑（マイナス側）で，両者を電気的に接続してやれば，鋼の代りにアルミ合金が溶出して鋼の溶出即ち腐食を防止できることにある。

アルミ合金陽極は通常10年から20年の耐用年数で設計されることが多いが，陽極の補充により容易に耐用年数を延長できる。

電気防食の設計は，防食電位を−770mV（飽和甘汞電極基準）より卑とし，防食電流密度を海中部100mA/m²，海底土中部20mA/m²とするのが標準的であるが，海水の水質や潮流の速さ等により変わり，東京湾では，海水中：初期140mA/m²，平均70mA/m²，海底土中：初期25mA/m²，平均12.5mA/m²が適当であるとの調査結果を得ている。なお，電気防食法の防食率は90%以上期待できる。

飛沫帯，干満帯は海洋環境の中で最も腐食の激しい部分である。ここでは前述した電気防食の効果は期待できないので，その防食方法は，従来から塗装を主体として行われてきた。

海洋構造物を50～100年間にわたり，メンテナンスフリーで防食し得る方法は未だ開発されていないのが現状であるが，耐久年数の比較的長いもの（10～20年）の防食法を中心として，当所と鋼管杭協会が共同で研究してまとめたものが表−1である。



図−1　海洋環境の腐食区分

現在のところ，長期防食の対策としては，表−1の防食法を行なって補修を考える方向と，既存の技術や開発途上の技術をいくつか組合わせる方向の二つがあると考えられる。

参考文献

1）土研資料第1732号，四国における一日土研資料，「共−9 構造物に使用する鋼材の信頼性について」

表 － 1

防食系	代表的な仕様例			長所	短所
	防食材料	被膜厚さ㎜	施工法		
塗装	厚膜型無機ジンクリッチペイント＋タールエポキシ	0.70	塗装	1. 施工が容易で，補修しやすい 2. 美装効果が大きい（エポキシ） 3. 防食効果の割に経済的である 4. 実績が多い	1. 長期の防食は期待できない 2. 衝撃に弱い（クロスの併用により改善される）
	厚膜型無機ジンクリッチペイント＋エポキシ	0.45			
	厚膜型有機ジンクリッチペインタ＋タールエポキシ	0.70			
	厚膜型有機ジンクリッチペイント＋エポキシ	0.45			
有機質ライニング	エポキシ系レジンモルタル	5	塗装	1. 耐久性，耐衝撃性に富む 2. 施工が比較的容易である	施工管理に注意を要する
	ポリエチレン	5	押し出し	工業的に大量生産可能で，安価である	1. 管以外への適用はむずかしい 2. 黒色に限定される
無機質ライニング	セメントモルタル	100	型枠	使用実績が多い	1. 現地施工以外はむずかしい 2. 衝撃に弱い
	鋼製型枠＋セメントモルタル	型枠 10 セメントモルタル200	型枠（二重管）	特に耐久性がすぐれている	1. 現地施工に限られる 2. 高価である
金属溶射	アルミニウム溶射＋封孔処理	0.15	溶射	防食効果の割に経済的である	1. 施工管理に注意を要する 2. 干満帯での使用には注意を要する
低合金系耐海水鋼及び犠牲鉄板	低合金系耐海水鋼	－	構造材として使用	1. 耐用年数に応じた設計が可能である 2. 衝撃に強い	適用が限定される
	犠牲鉄板	12	巻きつけ		
耐食性金属材料	チタン	0.5	クラッド	耐食性が特にすぐれている	1. 高価である 2. 適用が限定される 3. 異種金属接触腐食に注意を要する
	モネル	2	巻きつけ		
	ステンレス（耐海水性）	4			

（基礎研究室
耐震研究室）

道－３０　前傾（損傷）した橋台の補修方法　(57)

（質　問）

管内の橋梁のうち，20数年を経過した橋梁について，下部工，特にパラペット部の損傷が多く見受けられるが，考えられる損傷の原因及び対策について教示願いたい。

（金沢工事事務所）

（回　答）

橋台は，その性質上背面盛土側からの偏土圧を受ける構造物であるため，地盤や盛土の状況により種々の幣害を生じることが多い。橋台そのものが橋軸方向に移動したり傾斜する現象は，一般に「橋台の側方移動」と呼ばれ，軟弱地盤上に橋台を設ける場合に顕著である。

この場合，伸縮装置が鏡ったり胸壁が桁端に接し，桁の水平移動を拘束するとともに橋台の変位も桁に拘束されてパラペットは大きな力を受け，パラペットと橋座との打継目付近にひびわれを生じパラペットが破損するなどの変状が現われる。

一方，橋台そのものの移動を伴わずパラペットのみが破損する場合は，土圧や交通荷重，主桁との衝合などが原因となっている。したがって，問題となっている橋台の変状の原因と程度に応じて対策を図る必要がある。

(1) 軟弱地盤上の橋台の側方移動

軟弱地盤上に設けられた橋台が，背面盛土という偏載荷重の影響により，施工時又は施工後に，主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ，そのため種々の幣害を生じる現象を，軟弱地盤上の橋台の側方移動という。

その原因は，橋台背面盛土が偏載荷重となるために，地山である軟弱地盤の安定が崩れて，塑性流動を起こしそれとともに橋台が移動する。

したがって，この種の側方移動が生じるためには，①地山が軟弱地盤であること。②偏載荷重（盛土）が一定以上あることが必要条件で，また軟弱地盤の性質上，偏載荷重の作用後，比較的早い時期に移動が生じるのが一般である。

軟弱地盤上の橋台の側方移動が生じるかどうかは，次式で示すIの値が1.5以上の場合に移動の恐れがあるとする。[1)]

$$I = \frac{D}{l} \cdot \frac{b}{B} \cdot \frac{D}{A} \cdot \frac{\gamma \cdot h}{C}$$

ここで　γ：盛土材料の単位重量（t/m³）

h：盛土高（m）

C：軟弱層（地山）の粘着力（t/m²）

D：軟弱層（地山）の厚さ（m）

B：橋台巾（m）

b：杭あるいはケーソンの巾の総和（m）

l：杭あるいはケーソンの長さ（m）

A：橋台の橋軸方向の長さ（m）

この対策としては，①軟弱地盤を改良する，②盛土荷重を軽減する，③橋台の水平抵抗を増強する，の3方法に基本的に分類される。[1)]

なお，ここでいう橋台は軟弱地盤上に設けられているため，基礎としては杭あるいはケーソン基礎を採用しているのが通常である。

(2) 橋台基礎地盤の地耐力不足や圧密による変位

橋台は，背面盛土から大きな土圧を受けるため，基礎の地耐力の不足や長期的な圧密の進行等により変位を生じる恐れがある。すなわち一般に，橋台の設計にあたっては地盤の反力が許容値以内に収まるよう配慮されているので，支持力とのものについてはあまり問題はないと考えられるが，大きな反力が長期にわたって作用しているため地盤の圧密やクリープによる変位が進行することにより，橋台が橋軸方向に移動あるいは回転することが考えられる。質問の橋台は基礎が直接基礎（すなわち地盤が比較的良好と思われる）で，かつ建設後長期間を経ているので，この原因により変位が生じたものと思われる。

対策としては，次のものが考えられる。

① 地耐力の増強；これ以上の変形を止めるため，基礎周辺の地盤の強度増加を図る方法で，強度の期待できるセメント系のグラウトが有効と思われる。

② 基礎体の抵抗力の増強；橋台の変形を物理的に抑えるため新しい構造物を構築する方法で，イ）橋台前面側にストラットを設ける，ロ）橋台前面に斜ぐいを打設する，ハ）橋台背面側にアンカーをとるなどの方法が考えられる。

③ 変位量があまり大きくなく，長期的に橋台の安定そのものが不安になることはないと考えられる場合には，当面問題となる損傷に対してのみ対策を施すことも経済性からみて有効な対策と考えられる。すなわち，橋台の回転や並進により橋台に生じる損傷がパラペットと桁の衝合に起因するパラペットの損傷のみである場合，桁との間隔を十分にとるようにパラペットの打ち直し，沓や伸縮継手の調整により対処するのもよい方法と考えられる。

(3) パラペットの破損

パラペットは背面盛土による土圧のみでなく，背面の地表面に載荷される輪荷重の影響を直接受ける。

また，背面盛土が施工後沈下した場合には，輪荷重が衝撃的に加わるうえ，可動沓の橋台では地震時の振動によりパラペットと桁が衝突することもある。パラペットと桁の遊間が狭くなることなくクラック等が発生するのは，これらの原因によるものと考えられるので，損傷の原

因と程度に応じ，ひびわれの補修[2]パラペットの補強，パラペットの打ち直しなどを行う要要がある。

参考文献

1）土研資料第1804号，橋台の側方移動に関する研究，昭和56年12月

2）土研資料第1732号，四国における一日土研資料，「共－3　コンクリートのひび割れ対策について」

（基礎研究室）

道－31　塩害による橋梁破損箇所の補修　(57)

（質　問）

国道8号直江津～糸魚川間は海岸に近接しており，荒天時海水を直接かぶる所，しぶき，飛沫があたる所等に構造物（PC橋）が点在する。名立大橋（ポステンl＝70m），弁天大橋（ポステンl＝340m），能生大橋（ポステンl＝140.5m）等はしぶき，飛沫があたる所であり塩害による被害が顕著に見うけられる所である。各橋の完成年次は名立大橋S37年，弁天大橋S47年，能生大橋S41年で，経年数10年～20年位である。各橋の被害状況はほぼ同じ傾向にあり，橋桁のクラックが生じる事及び桁表面にでている鉄筋，鉄屑等の錆が生じそこから除々に錆が内部に進行し，やがて鉄筋の腐食，PC鋼線，シースの腐食，切断にまで進行する事態となる。当路線は以上のPC橋の他に10橋（l＝15m以上のみ）の同種の橋があり，塩害の被害により，PC橋の塩害を防ぐ方法および補修方法について教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

近年，飛沫帯での海水の塩分によるコンクリート構造物の鉄筋腐食が，各地で問題になっている。当所においても，その対策・補修工法に関して鋭意検討しているところであるが残念ながら明確な解答を得るまでに到っていないのが現状である。

ここでは，今後の課題も含め，現在の知見を記述する。

1. コンクリート中の鋼材腐食

鋼材の腐食は，微小な金属組成の不均一な部分あるいは環境条件の差により，鉄鋼表面に局部的な電池が構成されることにより生ずる。その電気化学的反応は，以下の通りである。

アノード部（陽極）　$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^{-}$

カソード部（陰極）　$O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$

全体として　$2Fe + 2H_2O + O_2 \rightarrow 2Fe(OH)_2$

⇓

$Fe(OH) + H_2O + O_2 \rightarrow Fe_3O_4 + nH_2O$（黒錆）

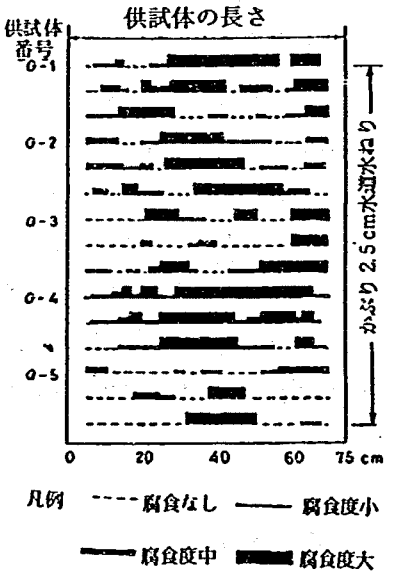
⇓

$Fe_3O_4 + H_2O + O_2 \rightarrow Fe(OH)_3$　（赤錆）

一般にコンクリート中の鋼材は，健全なコンクリートが高アルカリ（PH≒13）であるため腐食しない。これは，鋼材表面に水和酸化物から成る酸化被膜を形成し，不動態化するためである。この被膜は，コンクリートが中性化（炭酸化）してアルカリ度が低下したり，ハロゲンイオン（Cl^-，　等）等が作用することにより，局部的に破壊され，その部分から腐食が孔食の形で進行する。

コンクリート中の鋼材の腐食反応は，アノード部とカソード部がある程度離れたマクロセル腐食として進行することが知られている。図－1は海上大気中（単一環境下）に曝露したコンクリート供試体中の鋼材の腐食状況である。線の太さが腐食程度を表わす。腐食は鋼材に沿って一様ではなく，マクロセル腐食の状況を示している。

従って，コンクリート中の鉄筋腐食を防止するためには，①鉄筋腐食の引き金となる塩分等の混入を防ぐ，②腐食反応を起こす水，酸素を遮断する，③マクロセルの形成を防害する，等の手段を講じれば良いことになる。



図－1　海上大気中に曝露したコンクリート供試体中の鉄筋腐食（曝露2.5年　かぶり厚さ2.5 cm）

(2)　コンクリート構造物の塩害

コンクリートに有害な塩分の浸入は幾つかの経路がある。

1）コンクリートの練り混ぜ時に混入。（海砂や早強性混和剤等の使用）

2）塩化物の人為的な散布による浸透（凍結防止剤の使用）

3）海水やそのしぶき，潮風による浸透。

1）は，海砂使用等以前から議論されており，使用にあたっては「道路橋示方書」Ⅲコンクリート橋編14.3材料に規制されている。

2）は，アメリカ・カナダ等寒冷地での凍結防止剤（塩化カルシウム）の多量使用によるコ

ンクリート床版の腐食が問題になっている。

3）は，海岸附近のコンクリート構造物の鋼材腐食の問題であり，各国から被害事例が報告されている。我が国においても，北海道，本州日本海側，沖縄の沿岸コンクリート橋の被害事例が報告されており，北陸地方の沿岸PC橋の損傷も，これらと同様に塩害と推定される。

これらの被害の特徴は以下の通りである。

i）飛沫帯下での，塩害の兆候は供用後10年程度からみられる。

ii）スラブ橋，プレテン桁は損傷を受けているものが少なく，ポステンT桁に損傷を受けているものが多い。

iii）海岸線から離れた地域においても，損傷を受けている橋梁もある。

iu）損傷は主桁下面，特に隅角部附近にひびわれ，はくりが生じている。橋脚はほとんど損傷がない。

なお，現在，これらの損傷を受けた橋梁のうち交通を制限する事態になっている橋梁は一橋もない。

東北地方建設局酒田工事事務所では，飛沫帯下で損傷が大きかった橋梁の損傷進行状況について，以下のように報告している。

① 供用後5年から7年程度では錆汁程度。

② 供用後7年から10年程度ではコンクリートに亀裂が発生。

③ 供用後10年から15年程度ではPC鋼線にも影響を及ぼし，コンクリートのはくり，欠落が多数発生。

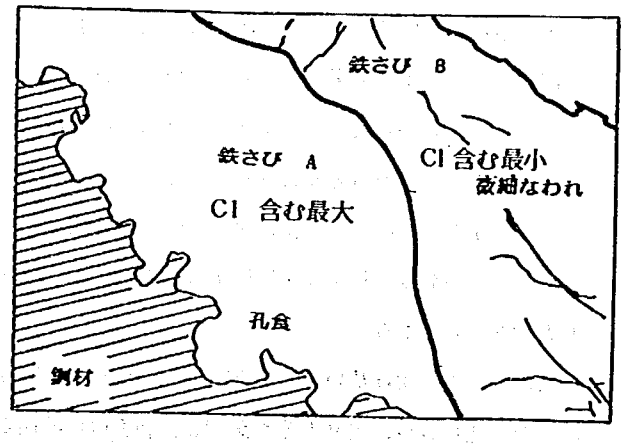
また，補修の際の調査により，以下のことを明らかにしている。

① 錆汁跡が表面に現われていなくても，シース内のPC鋼線が錆びている場合もある。

② 剥離・欠落現象のある箇所はPC鋼線は相当に腐食しているが，又は破断している場合が多い。

③ 耳桁の外側は比較的被害が少ない。これは外側は雨に洗われるためと思われる。

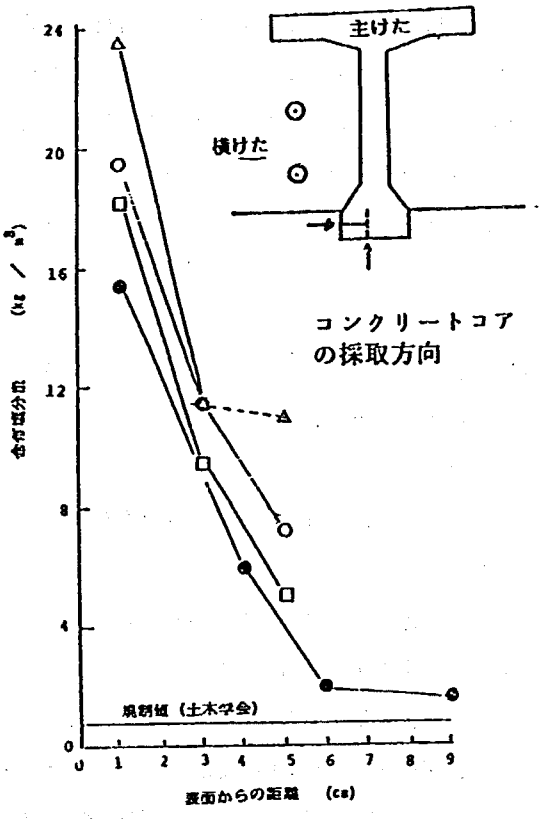
さらに詳細な調査から，これらの被害は，コンクリートの中性化によるものではないことがわかっている。腐食鉄筋の電子顕微鏡による拡大の結果（図−2），腐食は前述の孔食の形であらわれ，さびに



図−2 電子顕微鏡による腐食鉄筋の拡大図

は多量の塩分が含んでいることがわかる。また，コンクリート中の浸透塩分量は，現在の海砂の規制値（細骨材の0.1%以下 ≈ 1kg/m³（コンクリート換算））よりも，はるかに大きいことがわかった。これは，飛沫帯等の劣悪な環境下において今後建設するコンクリート橋梁は，今後何らかの防食手段を講ずる必要があることを示唆している。

また，飛沫帯下の既設橋梁についても，前述の各損傷状況に応じて適切な防食法を講じなければならない。



図－3　塩分分析結果

3. 飛沫帯下で未だ損傷を受けていない橋梁

供用年数が少ないか，飛来塩分量が少なく，浸透塩分量が鋼材の不動態化を破壊していない状態と考えられる。附近のコンクリート構造物の損傷状況，地形状況，気象状況等により，将来損傷を受ける危険性があるかどうかを判断する必要がある。

大気中の海塩粒子の発生機構は，海水気泡の破裂，波頭のちぎれ，波のしぶきが風によって運ばれることにより生ずると云われている。特に垂直な岩などに波があたる場合には，海塩粒子の発生は大きい。風（風速：V）で運ばれた海塩粒子の付着量(M)は概ね$M \propto V^n$（n=2～3）で表わすことが出来ると報告されている。

海塩粒子の発生機構，運搬機構についての究明は不十分ではあるが，附近の波しぶきの状況海からの風の頻度，風速等を把握することは，次の段階の調査を進めるかどうかの判断にあたり大切なことである。

次に，塩害を受け易い環境にあって鉄筋腐食の危険性があると判断された橋梁については，橋梁の浸透塩分量，電位差等を測定し，腐食の危険性が大なものについては，防食手段を講ずる。腐食限界塩分量（鋼材の不動態化を阻止するために必要な塩分量）は約1～3 kg/m³（コ

ンクリート換算),腐食電位は−0.35V程度と云われている。

防食工法としては，塩分の浸透を防止することを目的とするため，透水性の小さい材料を塗布し塩分の浸透を遮断する方法が良いと考えられる。飛沫帯下では，ほぼ橋梁下面全体に波しぶき等が付着するため，コンクリートによく付着し遮塩効果が大きいエポキシ系，ウレタン系等の高分子材料を下面全体に塗布することが望ましい。

なお，他の方法として，電気防食，コンクリート含浸等があるが，いずれも実用化までに相当の時間を要すると考えている。

高分子材料には多くの種類があるが，上記目的に適した材料を選定するため現在曝露試験（東北地方建設局），室内促進試験等（土木研究所）を実施しているところである。試験に用いた材料及び特徴を表−1に示す。

表−1　塗装仕様と特徴　　（シリーズ1：塗装材料に関する調査）

塗装系	工程	使用材料	使用量 (kg/m³)	膜厚(μ)	塗装方法	特徴
01	0	アクリルプライマー	0.10			アクリルラッカー系
アクリル系	0	エポキシパテ	0.30			コンクリート外壁一
（溶剤型）	1	アクリル上塗	0.20	100	ハケ	般建築用
	(2)	アクリル上塗	0.20			安価
	(3)	アクリル上塗	0.20			
02	0	エポキシプライマー	0.15			エポキシ樹脂エマルション添加特殊セメントモルタル
エポキシ系	1	エポキシエマルション上塗	0.80	1000	ハケ	
（エマルション系）	(2)	エポキシエマルション上塗	0.80			
03	0	エポキシプライマー	0.10			エポキシウレタン系
エポキシ系	0	エポキシパテ	0.30			耐候性良好
（溶剤型）	1	エポキシ中塗	0.25	100	ハケ	
	(2)	エポキシ中塗	0.25			
	(3)	ウレタン上塗	0.25			
04	0	エポキシプライマー	0.15			無溶剤型エポキシ系
エポキシ系	0	エポキシパテ	0.40			
（無溶剤型）	1	無溶剤型エポキシ上塗	0.25	500	ハケ	
	2	無溶剤型エポキシ上塗	0.25			
	(3)	アクリルウレタン上塗	0.15			
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15			

塗装系	工程	使用材料	使用量 (kg/m³)	膜厚(μ)	塗装方法	特徴
05	0	エポキシプライマー	0.10			無溶剤型エポキシ系
エポキシ系	0	エポキシパテ	0.30	1000	ローラー	湿面塗装適性あり
(湿面用)	1	湿面用エポキシ上塗	0.10			環境遮断型
	(2)	湿面用エポキシ上塗	0.10			
06	0	エポキシプライマー	0.15			無溶剤型ポリブタ
弾性系	0	エポキシパテ	0.40			ジェン系
(ポリブタジェン	1	無溶剤型ポリブタジェン上塗	0.80	100	ヘラ	塗膜の防水機能
無溶剤型)	2	無溶剤型ポリブタジェン上塗	0.70			
	(3)	アクリルウレタン上塗	0.15			
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15			
07	0	ビニルプライマー	0.10			特殊弾性アクリル
弾性系	0	エポキシパテ	0.10			エマルション系
(アクリル	1	弾性アクリルエマルション中塗	0.50	500	ローラー	ひびわれ高追従型
エマルション型)	(2)	弾性アクリルエマルション中塗	0.50			
	(3)	弾性アクリルエマルション中塗	030			
08	0	混気硬化ポリウレタンプライマ	0.10	200	ハケ	ポリウレタン系
弾性系	0	エポキシパテ	0.30			ひびわれ追従型
(ウレタン	1	弾性ポリウレタン上塗	0.25			
溶剤型)	(2)	弾性ポリウレタン上塗	025			
	(3)	弾性ポリウレタン上塗	0.25			
09	0	エポキシプライマー	0.10	1000	コテ	エポキシ系ガラスフレ
ガラスフレーク系	0	エポキシパテ	0.30			ーク材料
(エポキシ-1)	1	ガラスフレークエポキシ上塗	0.90			環境遮断型(特にCl)
	(2)	ガラスフレークエポキシ上塗	0.90			
	(3)	ポリウレタン上塗	0.15			
10	0	エポキシプライマー	0.15	1000	ローラー	ガラスフレーク充
ガラスフレーク系	0	エポキシパテ	0.40			填無溶剤型
(ビニルエステル	1	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			ビニルエステル系
-1)	2	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			
	3	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50			
	4	アクリルウレタン上塗	0.15			
	5	アクリルウレタン上塗	0.15			

塗装系	工程	使用材料	使用量(kg/m³)	膜厚(μ)	塗装方法	特徴
11	0	エポキシプライマー	0.15	1000	ローラー	エポキシ系ガラスフレーク材料
ガラスフレーク系	0	エポキシパテ	0.40			環境遮断型(特にC1)
(エポキシ—2)	1	ガラスフレークエポキシ上塗	0.80			
	2	ガラスフレークエポキシ上塗	0.70			
12	0	エポキシプライヤー	0.10	1000	コテ	ガラスフレーク充
ガラスフレーク系	0	ビニルエステルパテ	0.10			填無溶剤型
(ビニルエステル	1	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	1.0			ビニルエステル系
—2)	2	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	1.0			
13	0	エポキシプライマー	0.15	200	ハケ	タールエポキシ第
タールエポキシ系	0	エポキシパテ	0.30			1種
(タールエポキシ)	1	タールエポキシ上塗	0.19			
	2	タールエポキシ上塗	0.19			
	3	タールエポキシ上塗	0.19			

＊ 0および( )は塗膜性能試験(室内試験)には含めない。

＊ 0は素地調整用

塗装仕様　　シリーズⅡ：コンクリート中の鋼材の腐食に関する調査)

塗装系	工程	使用材料	使用量(kg/m³)	膜厚(μ)	塗装方法	特徴
No03 エポキシ系 (溶剤型)		(前述とおり)				
No21	0	エポキシプライマー	0.15		ハケ	
エポキシ系	0	エポキシパテ	0.40		ヘラ	
(カラセローピング	1	エポキシ下塗	1.0		ヘラ	
補強用)	2	ガラスローピング	—		—	
	3	エポキシ上塗(含浸型)	0.60		ヘラ	
	4	エポキシ上塗(〃)	0.40	2,000	ヘラ	膜補強性
	5	ガラスローピング	—		—	高物理性エポキシ
	6	エポキシ上塗(含浸型)	0.60		ヘラ	樹脂
	7	エポキシ上塗(〃)	0.40		ヘラ	
	(8)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハケ	
	(9)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハケ	

塗装系	工程	使用材料	使用量(kg/m³)	膜厚(μ)	塗装方法	特徴
No22	0	エポキシプライマー	0.15		ハケ	
ポリブタジェン系	0	エポキシパテ	0.40		ヘラ	
(ガラス繊維	1	弾性ポリブタジェン上塗	0.80		ヘラ	
補強用)	2	ガラス繊維	—	1,000	—	ひびわれ追従型
	3	弾性ポリタジェン上塗	0.70		ヘラ	剝落防止性
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハケ	
	(5)	アクリルウレタン上塗	0.15		ハケ	

* 0および( )は塗膜性能試験(室内試験)には含めない。

* 0は素地調整用

4. 既に損傷を受けている橋梁

浸透した塩分が鋼材の不動態被膜を破壊し，鋼材の錆による膨張圧によりコンクリートに損傷が生じている段階と考えられる。

この場合は，単に塩分の浸透遮断だけでは防食効果はあげにくい。また，鉄筋・PC鋼線に相当程度の腐食が想定されることから耐荷力の照査，補強工法の検討も行なわなければならない。

これまで損傷を受けたPC橋梁の中には，道路管理上，載荷試験を行ない安全性を確認した例もある。しかしながら載荷試験は，今後の腐食の進行に伴う耐荷力の変化を予測することはできないので，腐食の進行について，さらに注意深く観察を続ける必要がある。

PC鋼材が相当程度腐食しているか破断し，今後の安全性に支障があると考えられるような場合には，補強を検討する必要がある。補強工法は，直接的な補強として，①鋼板接着，②桁または柱の増設，③プレストレス導入，④コンクリートで重ねばりにする方法，間接的な方法として，⑤横行増設により荷重分配を良くする，等が考えられる。

現在，塩害により損傷を受けたPC橋梁において既に採用されている工法は①，②，である。

① 鋼板接着は，主に主桁下フランジ下面に，エポキシ樹脂系接着剤を用いて鋼板を接合することにより，鉄筋としての補強効果を期待するものである。コンクリートの劣化状況により一体化を図ることが困難な場合があり注意を要する。また塩分を含んだコンクリートとの長期の付着効果等不明確な点がある。

③ プレストレス導入は，PC鋼材の破断箇所の消失プレストレスを再度導入するもので，アウトケーブル方式となる。腐食によるPC鋼材の破断は局部的であり，他の箇所では依然として，付着によりプレストレスが有効であることも考えられるため，検討にあたっては幾つ

かの状況を想定し，設計計算を行う必要がある。またプレストレスの導入方法，鋼材の配置定着具の詳細についても検討を加え，既設構造物に有害な影響を与えないようにしなければならない。

どの工法を採用するにしても，破損ケ所，損傷状況等を個々の橋梁について詳細に調査し，補強目的に沿った工法を選定する必要がある。

また，塩害により損傷を受けた橋梁は補強をするしないにかかわらず，腐食をこれ以上進行させないために防食処理を施す必要がある。コンクリート中には既に今後腐食を進行させる大量の塩分が含まれているため，塗装による塩分遮断のみでは不十分である。現在は劣化コンクリートをはつり，レジンモルタル，ポリマーセメントモルタル等で断面修復した上で，外部からの塩分浸透を防ぐために，樹脂塗装等を行っている。

劣化コンクリートをはつり，樹脂類で断面修復することは，塩分を含んだコンクリートを除去するとともに，絶縁体である樹脂類による腐食のマクロセルの形成を阻止する効果が期待できる。これらの効果の程度を把握することは今後の課題である。

表面被覆については，以後の腐食の進行に伴って発生するひびわれを阻止するために，ウレタン系等の弾性系塗料（ひびわれ追従型）の塗布，FRP，鋼板の巻付け等が用いられることもある。

以上の防食工法が採用され始めたのは近年になってからであり，どの工法がどの程度耐久性を有するかという正確な評価は現段階では困難であり，今後の検討課題となっている。

5. むすび

塩害に対する効果的な対策を述べよという質問に対して，対策に関する考え方，方法の現状を述べるだけで，その効果に対してはっきりした事が述べられず，回答としては不満足な結果となっている。当所としても現地と連絡をとりながら，さらに研究を続けていくことで了承を願うと同時に今後も調査，情報の交換ということで御協力をお願いしたい。

（参考文献）

1）蒔田　実；海域における土木構造物の腐食と防錆防食
土木研究所講演会講演集（昭和56年度）

2）辻　靖三他；日本海沿岸のＰＣ橋における塩分による桁の被害
建設東北（1982年7月号）

3）片脇清士他；プレストレスコンクリート構造物の腐食に関する研究（鋼材の腐食機構に関する検討）（土木学会　第37回年次学術講演会）

4）山内幸裕他；　同上　（飛沫帯におけるコンクリートへの塩分浸透に関する

調査結果（土木学会　第37回年次学術講演会）

5）コンクリート橋の塩害対策に関する暴露試験調査

土木研究所資料第1851号　建設省土木研究所，同東北地方建設局（1982・7）

6）電気協同研究　電気協同研究会　第20巻1号，2号

7）塩害を受けたＰＣ橋の載荷試験

建設省土木研究所橋梁研究室（1982・7）

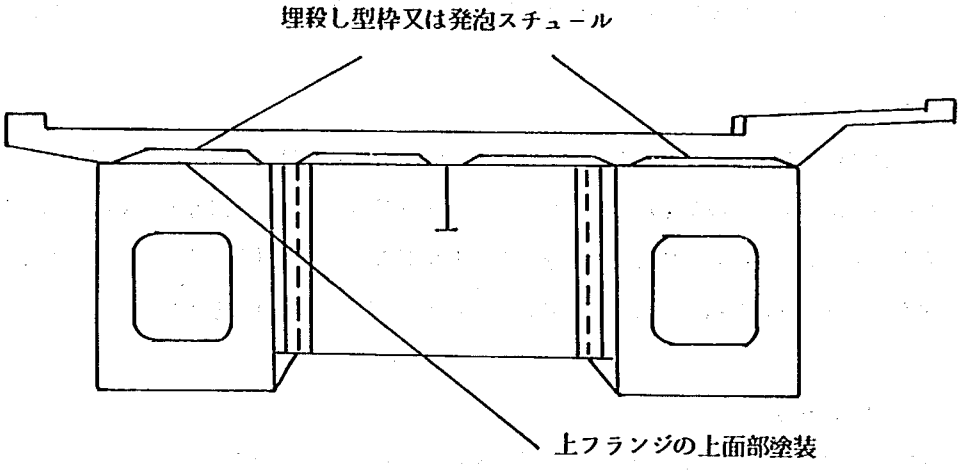
（コンクリート研究室・化学研究室・橋梁計画室）

道－３２　箱桁上フランジの上面部の防錆と腐食対策　(57)

（質　問）

塗装の選定については腐食環境，施工性，維持管理，経済性等を考慮して塗装系を選んでいるが，特に箱桁上のフランジの上面部については現在長期防錆形の下記仕様により塗布を行なっている。

プライマー	エッチングプライマー（長ばく形）	130g／m²
第　1　層	タールエポキシ樹脂塗料ＪＩＳ1種	300g／m²
第　2　層	〃	260g／m²
第　3　層	〃	260g／m²



閉断面内での埋殺し型枠，発泡スチロールによる腐食要因及び高温多湿等による環境条件，雨水融雪水に．る浸透水の影響により腐食が促進されているのではなかろうかと思われるが閉断面内の腐食実態を把握することが困難なため将来にわたっての橋梁の維持管理を考えての防錆方法として床版全面に防水層を設けて箱桁上への浸透水を防止させる方法又箱桁上フランジ部に溶融

亜鉛メッキを塗るとか無塗装用溶接性耐候性鋼材を使用し防錆を図る方法が考えられるが教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回　答）

1. 床版全面に防水層を設ける方法

箱桁上への浸透水を防止するためには有効な方法であると思われる。しかし，床版に防水層を設ける場合，防水材の選定にあたっては舗装のすべりなどを考慮して選ぶ必要がある。また，仮にこの方法で行ったにしても高湿環境が改善される訳でもないので現行程度の防錆塗装は必要であろう。

2. 溶融亜鉛メッキを施す方法

コンクリート床版を透過してくる程度のアルカリ性の漏水に対しては，亜鉛の特性上問題はなく，かなりの耐久性が期待できるが，融雪剤として塩化ナトリウムや塩化カルシウムを用いる場合は，亜鉛の溶出量が増加するためそれ程の耐久性は期待できない。ただし，大型部材に対する溶融亜鉛メッキの施工は設備の点で困難または不可能である。

3. 耐候性鋼を用いる方法

漏水が生じる環境では，耐候性鋼の特長を発揮するうえで不可欠の安定さびが形成されないので不適当である。

4. 現行塗装系の機能を強化する方法

現行塗装系では，塗膜に損傷等の欠陥を生じた場合に塗膜下でのさびの広がりを抑える性能が十分でないので，防錆効果のすぐれた厚膜型ジンクリッチペイントを塗装下地に用いて本格的な長期防錆型塗装系として適用するのが望ましい。厚膜型ジンクリッチペイントには，有機系と無機系がある。有機系は無機系よりも防錆性は劣るが素地の除錆程度に対する許容幅が大きく無機系より施工性にすぐれている。無機系は有機系より防錆性が大きく，とくに塩分が介在する場合の耐久性にすぐれているが，塗膜が多孔質構造であるため，本塗装系の場合にはタ

A 塗 装 系	B 塗 装 系
製品ブラスト	製品ブラスト
厚膜型有機ジンクリッチペイント（スプレー700g/m²）	厚膜型無機ジンクリッチペイント（スプレー700g/m²）
タールエポキシ1種3回（スプレー300g/m²）	ミストコート（スプレー150g/m²）
	タールエポキシ1種3回（スプレー300g/m²）

ールエポキシの希釈物（50%程度のシンナーで希釈）をミストコートとして用い発泡防止を図る必要がある。

塗装系を左頁に示す。

したがって，現状では4の方法が適当と考えられる。

（化学研究室）

道－33　橋面防水工の選択　(57)

（質　問）

防水工は塗膜系とシート系の2種類の内，数多くの製品が利用されているが，材質，施工性，施工時期，機能そして金額の面からして一長一短があると思われる。又北陸はスパイクタイヤによる舗装の損傷が甚しく防水工の効果も疑問視される。土研で最近これらについて実験，調査等を実施していると聞いてますが，その内容から今後の防水工の適切な使用選択について教示願いたい。

（石川県土木部）

（回　答）

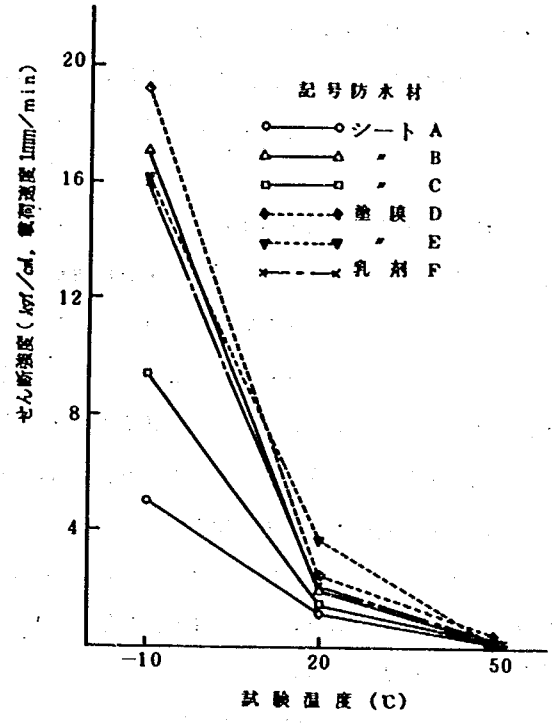
橋梁床版の防水工は，スパイクタイヤによる舗装の損傷あるいは耐用年数とは別に，床版の防食保護，耐久性の向上という観点から考慮すべきことと思われる。

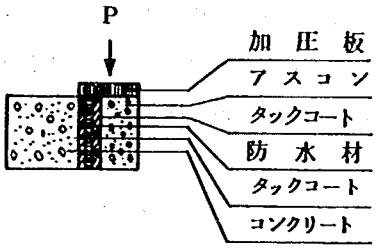
鋼床版の防水工は，雨水が床版に接すると腐食が短期間に起るので，従来からマスチックアスファルト，塗り防水，歴青材含浸繊維シート，あるいは下層に不透水性のグースアスファルトを施工するなど防水対策は一応確立されている。

これに対して，コンクリート床版の防水工は，1）床版に水が浸透しても短期的には床版の劣化が認められないこと。2）防水工を行うことによって，ブリスタリングや舗装がスライドするなどして舗装に悪影響を及ぼすこと。などから，我が国ではこれまでとかく敬遠されがちであったように思われる。しかし，最近コンクリート床版の劣化が問題となっており，その劣化の一因として床版に浸透してくる水の影響が挙げられている。例えば，水の影響について第32回建設省技術研究会報告[1)]によると，コンクリート床版の疲労試験において，気乾状態と湿潤状態での破壊時の耐荷力，疲労回復を比較すると，湿潤状態は気乾状態に対して耐荷力で約35%，疲労回数で約50%減少するという試験結果が報告されている。

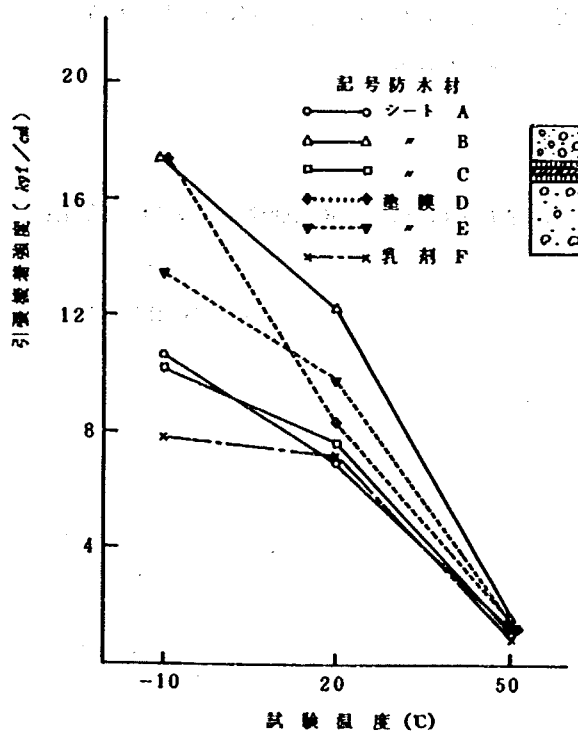
コンクリート床版の防水工は，特に融雪，融氷のために塩類を散布する地域や海浜地域で塩分が床版に浸透する可能性のある地域では，床版の鉄筋の防食という面からも床版の防水工をすべきであるといえる。

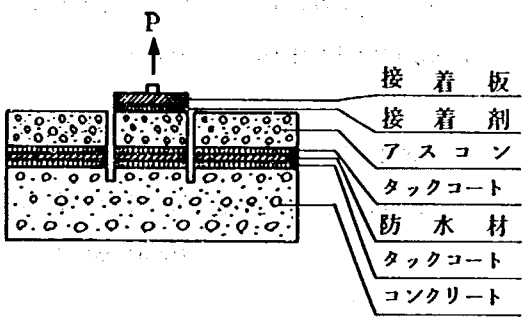
コンクリート床版の防水工については，昭和53年4月建設省から「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計，施工について」通達が出され，防水工の必要性が述べられている。しかし，その中で





図－1　せん断強度と試験温度の関係
（コテ仕上げ，レイタンス除去）





図－2　引張接着強度と試験温度の関係
（コテ仕上げ，レイタンス除去）

床版の防水工の選択基準などについてはふれていない。

このような現状を踏えて当所では，コンクリート床版防水材の選定基準を明らかにすることを目的として，コンクリート～防水材～アスファルト混合物に関する各種特性試験を実施しているので，これらの試験結果の一部を紹介して，現試験段階での防水材選定の考え方について述べることにする。

防水材としては，シート系３種類，塗膜系３種類の合計６種類でいずれも現在コンクリート床版防水材として一般的に使用されているものである。試験体は，コンクリート版上に防水材を施工し，その上にアスファルト混合物を舗設したのち，カッターで切り取ったものを用いた。

せん断試験と引張接着力試験結果の一例を図―1，２に示す。これらの結果から，通常防水工を設けないコンクリート床版上の乳剤塗布舗装を基準に判断してみると，せん断試験では塗膜系が乳剤より強度が高く，シート系はこれとは逆に乳剤より強度は低い値となっている。一方，引張接着力試験では，シート系，塗膜系とも乳剤と同等あるいはそれ以上の値を示している。

上記のことから，防水材の選定に対する考え方を述べてみると，舗装のスライドなどのせん断特性についてはシート系のものより塗膜系のものが優れているといえる。また，床版との接着性については，防水材を設けることは有利に作用するものといえる。

せん断強度及び引張接着強度の基準値については，交通，道路構造および気象条件などによってその値は異ると思われるので，現場試験などを通じてその値を確認していきたいと考える。現試験段階での選定の考え方としては，通常床版舗装に用いられている乳剤の数値を上まわるか，下まわるかが判断の目安の一つであるのではないかと思われる。

参考文献

1）柿坂直昭，丸久哲郎：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，
P330～335

（化学研究室）

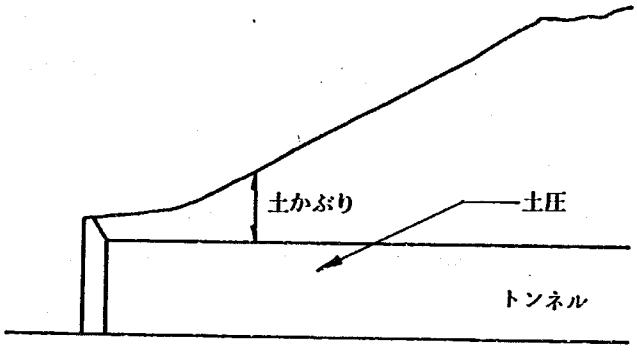
道－３４トンネルの覆工における坑門付近の延長方向の補強　(55)

（質問）

トンネルの覆工の設計に関しては，土かぶり高さ・トンネル掘削断面の幅と高さ等から支保工の設計に用いる土荷重が設定できる。

たゞし，トンネルの延長方向については補強の考え方が「トンネル標準示方書解説」にも示されていない。

現在，施工中に於いて坑門付近に定着物鉄筋を適当量入れ，これに対応しているがなお，坑門付近の覆工にはクラックが入っているトンネルが見受けられる。地山の勾配との関連も含めての検討等が行われているのであればお教え願いたい。



（兵庫県土木部）

（回答）

トンネル坑口部の設計において，坑口の位置選定の占める役割は非常に大きく，トンネル延長や坑口部の詳細設計ばかりでなく，換気，防災の設計などまで広範囲にその影響を及ぼす。また，坑口の位置の選定が不適当であると，工事中ばかりでなく，管理段階にはいっても問題を残すことになる。

トンネル覆工にかかる荷重は，施工法や施工技術とも関連しているため，その推定が困難である。坑口付近では，一般に地形との関連で三次元的な把え方が必要であるとともに地震などの影響も中央部より大きいため，トンネル坑口部の覆工の設計はトンネル中央部に比べて一層難しくなる。したがって，トンネル坑口部の地形，地質，岩盤の状況などの定量化できない地質工学的要素に対する判断を設計にいかに組入れていくかが重要となる。

一般的にトンネル坑口は土被りが小さく地盤も悪いので，覆工に大きな軸力を導入できるような荷重を期待できないため，インバートを設置してRC構造としている。坑口部の明り巻き部分を埋戻す場合は，通常のカルバートボックスと同様の計算とし，トンネル軸方向には主鉄筋量の$\frac{1}{2}$～$\frac{1}{3}$を配力鉄筋及び組立鉄筋として配置して，軸方向へ補強するのが通例である。

坑口部のトンネル掘削を行った区間では，通常H形鋼アーチ支保工が設置されるので，明り巻き区間の内側の配筋と同じ配筋とし，崖錐層を完全に抜けてから，約，トンネル径奥までこれを行うのが一般的である。この区間においてもインバートを設置する。

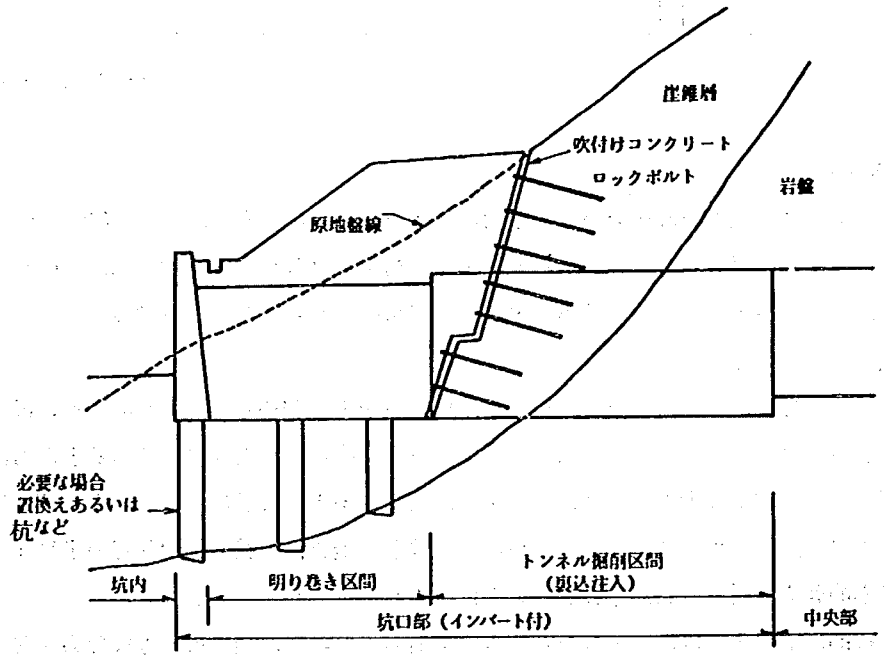
RC構造とした覆工の打継ぎ目には，タイバーを入れて不等沈下を防ぐとともに，荷重の分散を図った方がよい。

明り巻き区間の埋戻し，及び鋼アーチ支保工の入ったRC覆工区間の裏込め注入はできるだけ早く実施する。裏込め注入では，効果的な注入口配置をして，できるだけ低圧で行う必要がある。

坑口切付けの際，不用意に地山を緩めると，覆工への荷重の増大を招くため，吹付けコンクリートやロックボルトを使用した例もある。ロックボルトは，地震時の岩盤斜面の安定にも有効である。

坑口部の覆工に亀裂がはいるのは，偏圧などのほかに地盤が不良であることが原因している場合も多く，図に示したような地形では不等沈下により覆工に軸方向の曲げやねじりが働いて亀裂が発生する。そのため，良質材による不良地盤の置換え，フーチング，あるいは杭によって沈下を抑制し，覆工の安定を図ることもある。

このように，トンネルの坑口部の設計においては，正確な条件を与えることができないため，本体工の補強だけでなく，周辺の地山も含めた総合的な把握が肝要である。



図— 坑口部模式図

（トンネル研究室）

道－３５ トンネル工事による地表水への影響対策 (56)

（質　問）

トンネル工事に伴う地下水位の低下範囲の予測法，影響防止対策法および水位回復の可能性について

（高知工事事務所）

（回　答）

トンネルの掘削に伴う湧水や渇水の問題を事前に定量的に予測することは極ゆて困難である。これまで理論解析や数値解析が数多く試みられており（表－１），また実測調査も行われているが，地盤の水理条件が一様でなく，かつ水位や供給量が刻々と変化し，それに伴って水頭のみならず透水経路（水みち）も変わってしまうことから，予測と実際の現象とが合わないことが多い。

表－１　地下水流の解析手法[1)]

- 計算による方法
  - 理論解法（微分方程式，複素関数論）
  - 図 解 法（フローネット，フラッグメント）
  - 数値解法（差分法，有限要素法）
- 実験による方法
  - 砂モデル
  - 電気相似モデル
  - ヘル・ショウモデル
  - ゴムモデル
  - 光弾性モデル
  - 細管網モデル

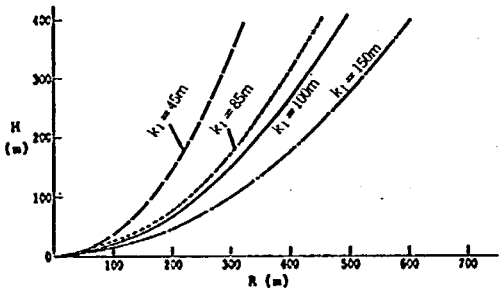
一般の山岳トンネルの場合には対象とするトンネルと類似した環境下の既設トンネルの例を調査して予測している。ここで類似の環境とはトンネルの地形，地質，土被り等が類似しているものをさす。

トンネルの湧水には施工中の集中的な出水と，竣工後の恒常的な湧水とがある。前者は急激に大量の出水が生じ施工上問題となるが，影響範囲がそれほど広くならない（地表の陥没を伴うことがある）。他方恒常的湧水は通常影響が急激に現われたり，有害な問題となることは少ないが，その影響は広範囲に及び，回復することが困難なことがある。

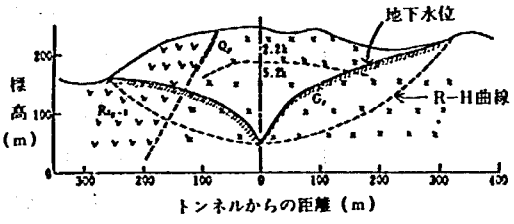
影響範囲は地下水の補給量の他，透水係数と流失時間によってきまるが，特に大きな地下水の補給がなければ最終的には透水係数によってきまる。

高橋は竣工後の恒常湧水量を求める式を提案しており，その中で流出範囲の算出方法を示している。[2] まず平均透水係数k_tを求め，これをパラメータにして図式法によって流出範囲を求めるものである。

平均透水係数の算出方法は，トンネル通過付近の代表的な沢を数本選び，沢に直角に切った断面における沢と稜線の比高（H_R, H_L）と幅（R_R, R_L）とを求め，これを平均したものから平均透水係数 $k_t = R^2/6H$ を求める。k_tごとにHとRとの関係からH－R標準曲線を求め（図－1(1)）同縮尺の横断図でRの原点をトンネルの位置におき，その地点でのk_tのH－R曲線と地表とが切り合う点が流出範囲である。（図－1(2)）。この方法は理論的な解明がなされていないが，現実とかなりよく符合するといわれている。



図－1(1) R－H曲線の例



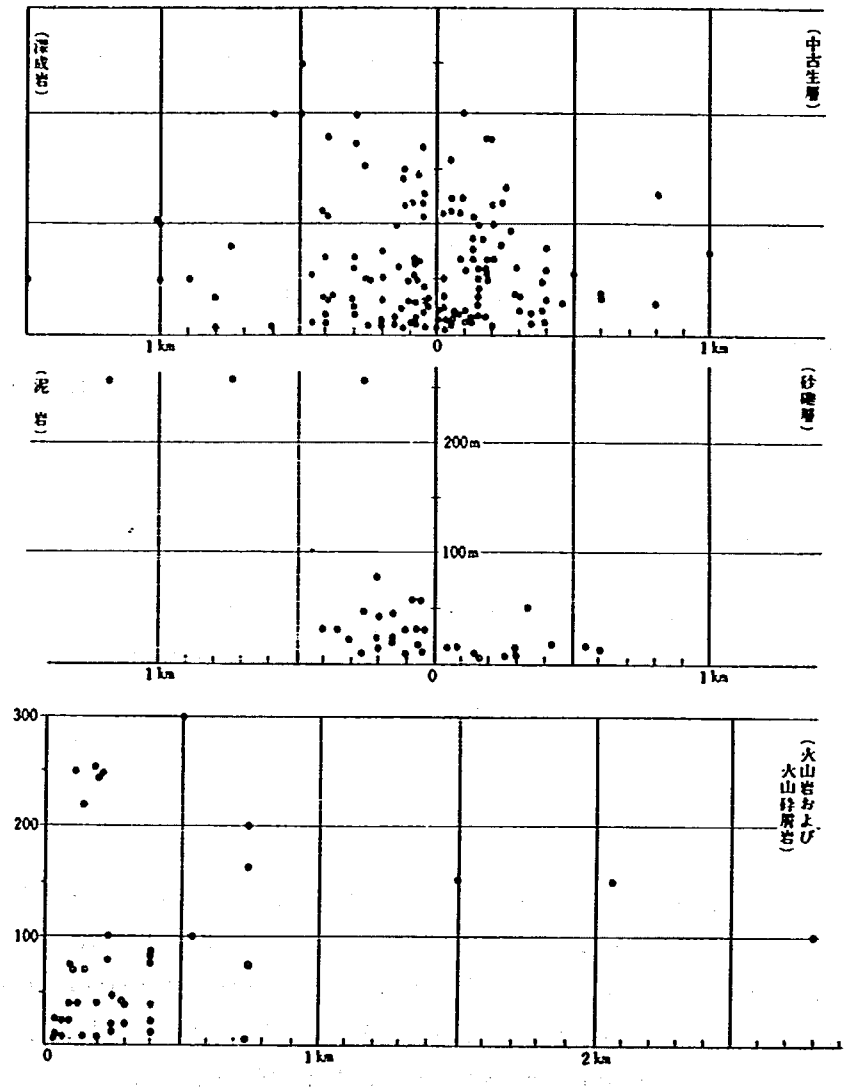
図－1(2) 地下水の流出範囲

図－2は地質別にトンネルの土被りと渇水範囲を示したもので，これによっておおよその影響範囲を予測することができる。[2]

特殊な圧力トンネルをのぞくとトンネルは地山から水圧を受けないようにドレーンを入れている。したがって竣工後もトンネルに向って地下水が流動しており，トンネル位置を流出基準点として地山の透水係数によって決まる地下水面が形成されている。

地下水位を回復させるためにトンネル周辺地盤にグラウトする試みはかなり行われているが，あまり成功していないようである。一方土被りの厚いトンネルでは対策を講じなくても自然に水みちが防がれ，地下水位が回復している例もある。

前述のように普通のトンネルではドレーンによって湧水を排除するように設計している。もしドレーンを施さない構造にする場合にはトンネルの断面を円形にする等して水圧に耐える構造としな



図－2　地質別の土被りと湧水位置の関係

ければならない。普通の馬蹄型のライニング（覆工）では2kg／cm²（水柱20m）位でクラックが生じてしまう。またグラウト工を施工する場合でもそのままでは2～3kg／cm²以上の注入圧では同じようにクラックが入ってしまう。

トンネルへの漏水を防止する目的でコンクリートライニングの目地に止水板を施しているが，ドレーンが目詰りをおこすと止水板をやぶりトンネル内に容易に漏水する。これまでの例ではどんなによい止水板を入れたコンクリートライニングでも，それによって確実に漏水や出水を止め地下水位を回復させることは不可能のように思われる。現在のところ確実に地表水を回復させるためには，

ライニングの構造を地下水水頭に見合った水圧に耐える圧力トンネルとし，高圧グラウト（3～5 kg/cm² 以上）で止水する以外によい方法はない。なお，止水効果を数量的に求めたり予測することは困難である。

参考文献

1) 地下水ハンドブック，建設産業調査会，昭55

2) 高橋彦治：トンネル湧水に関する応用地質学的研究，鉄道技研報告，施110，1962
（参考文献1）にも引用されている）

（地質研究室）

道－36　ナトムによるトンネル掘削工法　（56）

（質　問）

ナトム工法はオーストリアにおいて経験的な工法として施工され，最近日本でも使われているようになりましたが，この工法については理論的な解明はまだのように聞いています。土研の方で研究されたものがあれば御説明願いたい。

（中村工事事務所）

（回　答）

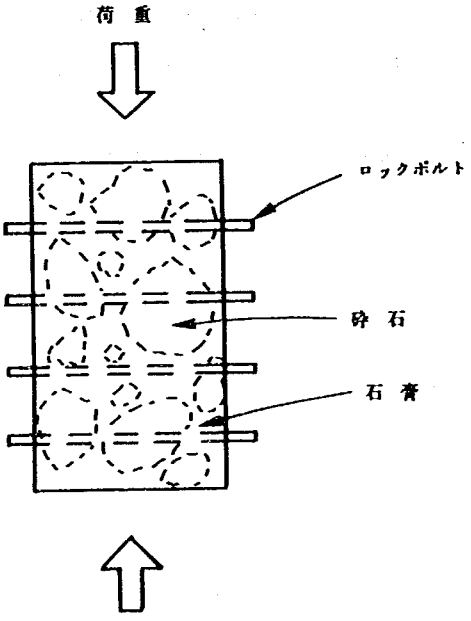
ＮＡＴＭの理論的解明は未だに完全になされたとはいえず，現在でもＮＡＴＭによるトンネルの設計には経験的要素が非常に多く取り入れられている。この原因としては，地山の性状が不均一で予測し難いこと，トンネルの支保材と地山との力学的相互作用が明らかでないことなどが考えられる。しかし，一方，こうしたことは完全には明らかにされないまでも，多方面で研究がなされており，以下に土木研究所が行っている内容の概略を述べる。

土木研究所トンネル研究室で行っている研究項目は，支保部材に関するものとして，(1)ロックボルト　(2)吹付コンクリートがあり，また，切羽付近での地山制御をより有効にするために，(3)切羽付近の応力再配分を解明するための３次元模型実験を行い，さらに(4)有限要素法による数値解析も行っている。

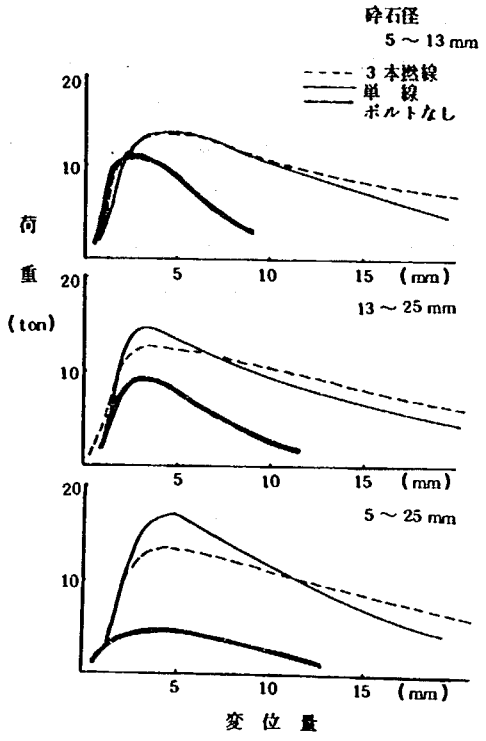
(1)　ロックボルト

ロックボルトの作用効果を確認するため，基礎模型実験と応用模型実験を行った。

基礎模型実験では図－１に示すようなロックボルトを含んだ角柱供試体の１軸圧縮試験を行った。この実験では地山材料を石膏・モルタル等数種類変化させ，そのときの耐力，変形特性に及ぼすロックボルトの効果を検討した。その一例を示すと，供試体はまず型枠



図－1　角柱供試体



図－2　供試体の１軸試験の荷重・変位量曲線

中にロックボルトにみたてた番線を水平２方向に配し，砕石をつめ低強度の石膏を流し込んで作製した。その結果は図－２のようになった。図－２で破線は番線を３本よってロックボルトの模型とした場合の模型実験結果を示している。図より明らかなように，ロックボルトを有する供試体の方が最大強度も残留強度も増大しており，ロックボルトが地山強度を著しく改善することが推測される。

また応用実験であるロックボルトのトンネル模型実験ではボルトによる内空変位抑制効果が明らかとなり，また，内空面の剥離等の変状発生はほぼ内空変位量によるもののボルトにより変状発生までの変位量は増大する傾向がみられた。

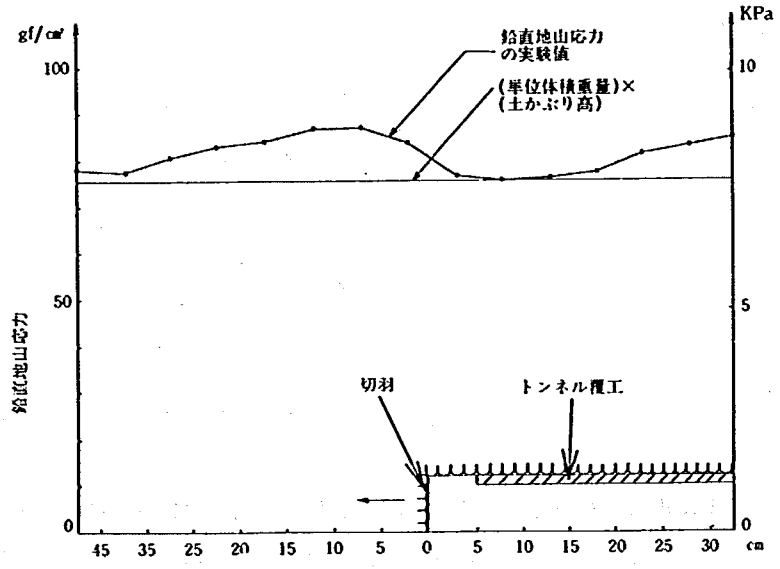
(2)　吹付コンクリート

吹付コンクリートは地山との付着強度によって支持機能を発揮すると考えられている。このため，吹付コンクリートの厚さをいたずらに大きくすることは不経済である。そこで吹付けコンクリートの付着強度に着目して，押し抜き試験機による強度試験を行っている。実験は1.8 m × 1.8 mの板にコンクリートを吹付け，中央部0.6 m × 0.6 mの押し抜き板をジャッキで押し抜いて，吹付コンクリートの耐荷力をもとめた。実験により吹付コンクリートの吹付厚さの変化による押し抜き荷重に対する破壊形態の変化を明らかにした。

(3) 切羽付近の応力再配分

ＮＡＴＭにおいては，特に切羽付近において地山変位と支保に作用する荷重を制御することが重要である。それには切羽付近の応力再配分について明らかにしておかなければいけない。このため実際に模型トンネルを実験地山中に掘進してトンネルの周辺の地中応力を計測し応力再配分の機構を明らかにした。

実験によるとスプリング・ラインと同じ水平面に働く地山中の鉛直応力のトンネル近傍での縦断方向の変化は図－３の通りである。



図－３　切羽付近の鉛直地山応力（模型実験）

これによると地山中の応力は切羽における応力解放によって一時減少するが，覆工を建て込むことによって漸増する傾向がみられる。これは覆工からの反作用によって地山が側圧を受け地山強度が増大するためであると考えられる。これによって，実験時発生したようなゆるみ土圧のみが発生するようなトンネルでは，なるべく早期に支保工，覆工を施工した方が良いことがわかる。

(4) 有限要素法による数値解析

現在当研究室で使用している有限要素プログラムはTrilinear な２次元弾塑性体の計算ができる。しかしbar要素，beam要素が組み込めないため，トンネルの周辺の計算領域を広く想定した場合，ロックボルトや吹付コンクリートをうまく表現できないという欠点を有している。このため，こうした点を改良した新しい有限要素法プログラムを開発すべく現在検討中である。　　（トンネル研究室）

道－３７ 既設トンネルの拡幅 (56)

（質　問）

既設一車線トンネルに待避車線を設ける場合，地質図等の既存資料がなく．待避所設置のための調査方法及び現道交通へ与える影響を最少限とする施工計画，施工方法並びに事例があればお聞かせ願いたい。

（富郷ダム調査事務所）

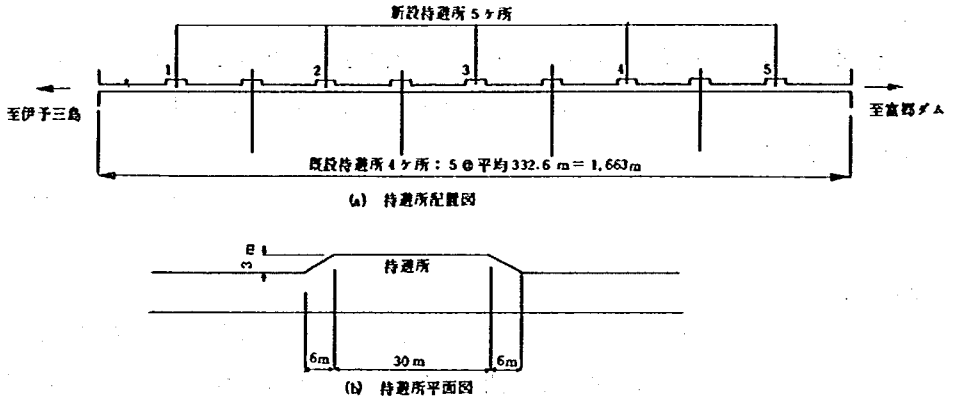
（回　答）

トンネルの中には，覆工コンクリートの老朽化，変状や建築限界の不足等の理由により改築した例がいくつか報告されている。本質問の主旨から，これらのうち全断面改築あるいはアーチ部の改築のような本格的な取壊し改築の例について表－１に示す。改築工法の選定に当っては，地形，地質条件，トンネル断面，覆工コンクリートの健全度，交通条件，工事条件（工事数量，工期等）などを考慮し，総合的な判断のもとに決定しなければならない。

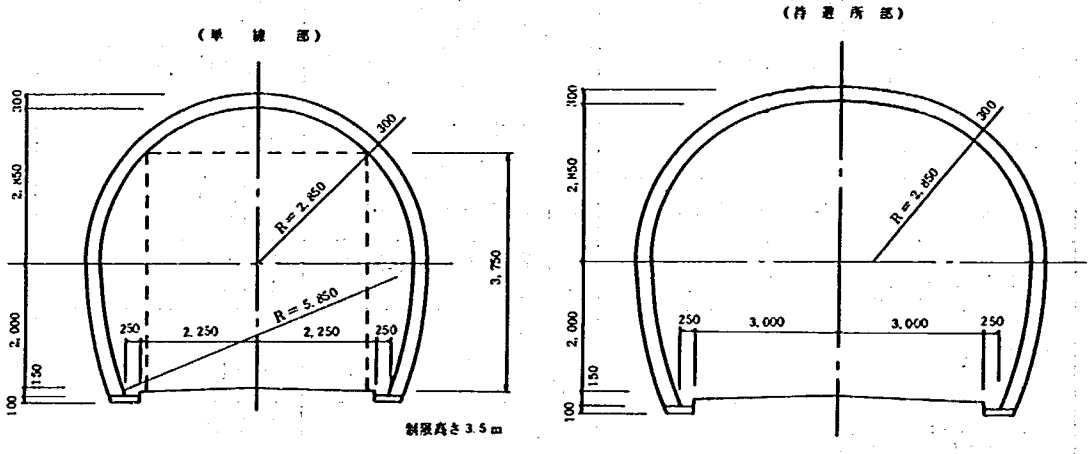
表－１　トンネルの取壊し改築例

トンネル名	改築の原因	改築方法	備考
郷　津（８号）	国鉄廃線トンネルの拡幅	旧トンネルを底設導坑として上半切拡げ	新設 S．49
関　（25号）	覆工コンクリートの変状	アーチコンクリートの打替えとインバートの新設	交通は迂回させた S．51
月山第一（112号）	〃	アーチ及び側壁コンクリートの打替え	新設 S．53
殿河内（54号）	建築限界の不足等	上半先進の在来工法	交通は迂回させた S．55
高倉，他（国鉄田沢湖線）	電化のため	上半先進又は側壁先進の在来工法	死線改築 S．54
相沢山，他（　〃　）	〃	上半先進で ロックボルト工及び 吹付けコンクリート工	〃 S．54
小野子（国鉄吾妻線），他	〃	在来工法	活線改築 S．42

本例では，適当な迂回路が無く交通（500台／12時間）を通しながらの施工が条件となっている。しかし，交通に対する安全の問題はもちろん，改築作業の能率向上のためにも一時的な通行止めを行うことが不可欠である。このため，交通量調査を行い，通行止めが可能な時刻および時間の検討を行う。特殊な架台をつくり，せん孔時シェルターをかけて通行させる場合でも，発破，ずり処理等で２～３時間の通行止めが必要であり，また，トラブル等で予告通りに通行再開できない場合の問題を考えると，昼間２～３時間ずつの通行止めによる作業は現実的



図－1　法皇トンネル一般図



図－2　法皇トンネル標準断面図

でない。できるだけ，夜間を選び6時間程度の通行止めを行うことが望ましい。

地質調査の記録が無いとのことであるが，トンネル建設当時の企業者および施工業者の担当者から当時の施工状況について聞きとりを行う（三波川変成帯，珪質片岩？）。拡幅部の位置

はその性格から設計より20m以上移動すべきではないと思われるので，現設計に固定して調査設計を進めるのが原則となろう。したがって，地質調査も，拡幅側の側壁部をS.L.の高さ付近まで幅1m程度にわたって取壊しを行うのが，ボーリングを行うより的確である。なお，待避所№3については地表に渓流があるので待避所両端で抜き掘り調査を行うのが望ましい。片理の走行傾斜を考慮して施工しやすい側に待避所の位置を変更することも検討の余地がある。

施工方法であるが，最近，吹付けコンクリートとロックボルトによって施工されたトンネルは力学的な挙動や耐久性，維持管理面において在来工法に比べて優れていることが明らかになりつつある。したがって，トンネル改築に当っても，まず吹付けコンクリートとロックボルトによる改築について検討するのがよい。本工法の適用について施工上の検討項目を表－2に示す。

表－2　改築工法の施工上の検討項目

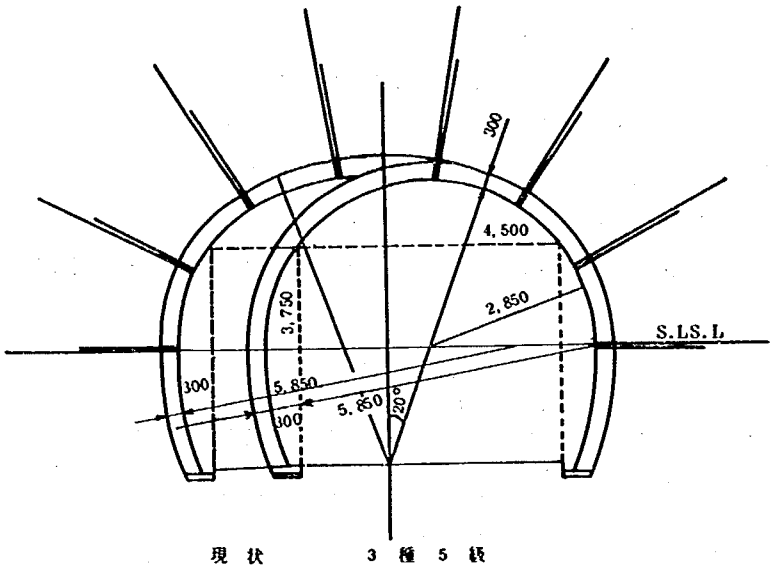
条件＼工法		在来工法	吹付けコンクリートとロックボルト
作業上必要な空間		覆工背面での施工が可能	広い施工空間が必要 吹付けコンクリート……吹付け面から3m程度必要 ロックボルト……ロックボルト長＋2～3m程度必要
地質	崩壊性地質	縫地工法で対処 場合により地盤改良	吹付けコンクリート，ロックボルトの施工性，切羽の自立性，地盤改良等について検討，在来工法より注意が必要
	湧水	地質状態によるが，水抜工法，注入工等が必要	吹付けコンクリート，ロックボルトの施工性の検討が必要であり，在来工法より補助工法の必要性が高い

湧水が多くて吹付けコンクリートが付着しないと判断されたときは，通常の山岳トンネル工法で設計・施工するものとするが，以下に，湧水が吹付けコンクリートの施工に影響がないと判断される場合として，吹付けコンクリートとロックボルト支保による改築工法の設計と施工計画について紹介する。

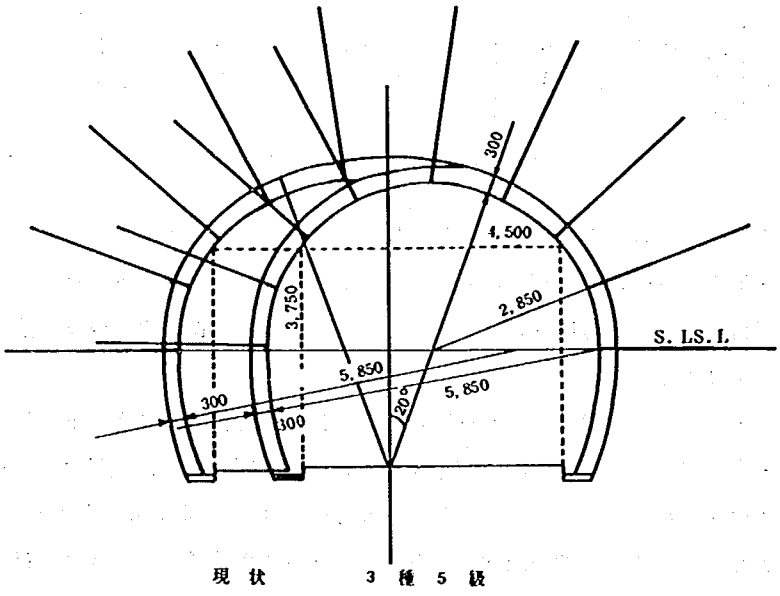
吹付けコンクリートの吹付け厚は岩質により5～10cmとし，ロックボルトは長さ2～3mのものを岩質によりアーチ部に8～10本打設する。岩盤が良好な場合は吹付けコンクリートのみでよい。覆工は現場打ちコンクリートとし，巻厚は標準断面と同じ30cmとする。

施工順序としては，まず交通を防護するシェルターを設置する。シェルターは容易に移動可能な構造とする。

次に，覆工背面に空洞あるいはゆるみがある場合は，裏込め注入により処置をする。これは



図－3　標準断面図（地質の良い場合）



図－4　標準断面図（地質の悪い場合）

空隙充填が主であり，又，あとで取壊すものであるから，注入材料としては高強度のものは不要であり，気泡モルタルとする。注入圧は最大２～３kg／cm以下とする。注入範囲は拡幅部の前後10ｍ程度までとする。

ロックボルトは，拡幅しない側については覆工内面より先行設置する。拡幅する側については，地質が良好な場合は覆工の取壊し及び掘削の後に打設する（図－３）。地質が不良な場合には前以って覆工内面からロックボルトを打設した後，覆工取壊し，掘削を行う。

掘削により断面内に残ったボルトは吹付けコンクリート施工後切断し，その後新たにボルトを打設する（図－４）。

発破を用いる場合は，できるだけスムーズブラスティング工法を採用し，必要な場合，制御発破を行う。

クラウン部の覆工で30cmの巻厚がとれていない場合には，その部分を取壊して打替える。

（トンネル研究室）

道－３８ 近接トンネルの施工と影響 (57)

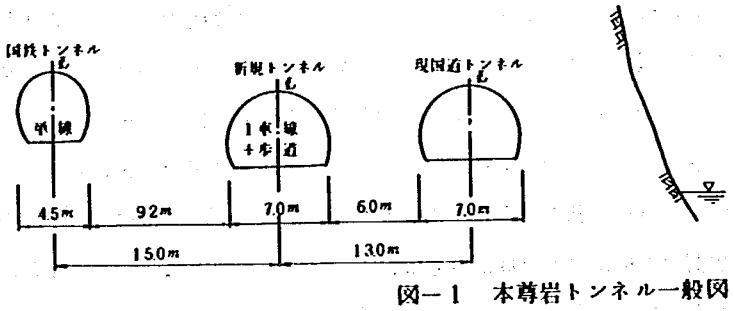
（質　問）

国道49号の新潟県津川町本尊岩地区は阿賀野川流域の急峻な地形を縫うように通過している。本地区の本尊岩トンネル（延長40ｍ）は幅員狭小のため改築を計画している。現道トンネルの拡幅工事は交通に対する安全確保が困難であるうえ交通規制を長期間にわたって実施する必要が生じるため，新規トンネル案により検討中である。しかし，新規トンネルは，既設の現道トンネルと国鉄トンネルの中間に位置するため，新規トンネルの施工に伴う既設トンネルへの影響が懸念されるので，下記事項について教示願いたい。

(1) 圧縮強度530~730kg/cm^2，弾性波速度V_p＝3.75km/secの流紋岩での発破工法による施工において，既設トンネルへの影響とその対策について

(2) 機械掘削工法が可能か，機種並びに掘進速度等について

(3) 機械掘削工法を採用した場合の既設トンネルへの影響度合について



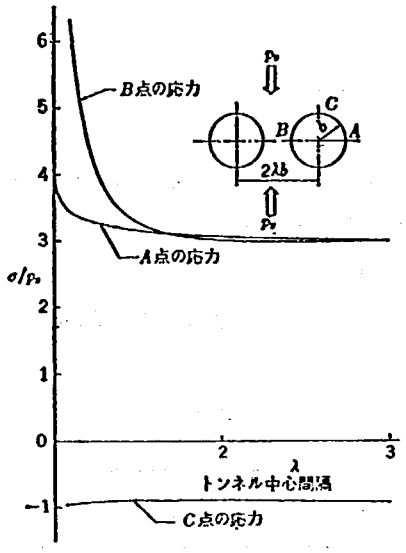
図－１　本尊岩トンネル一般図（横断図）

（新潟国道工事々務所）

（回　答）

(1) 近接してトンネルを計画する場合，それぞれのトンネルの掘削により生じる地山応力の影響

範囲に入らないようにするのが望ましく，このようにすれば各々を独立したトンネルとして考えることができる。完全弾性体に2つの円孔を設けた場合の円孔周辺の応力分布は図－2の通りであり，中心間隔が直径の2倍程度から影響がみられ，1.5倍程度以下になると応力が急激に増加し，相互の影響が強く現われることがわかる。このことから，双設トンネルの中心間隔は，地山が良好な場合においてはトンネル直径の2倍以上，通常は後述する発破による振動の影響をも考慮して3倍程度を採ることが多い。本トンネルの場合，ボーリング資料によるとキレツが多いものの岩質は比較的堅硬であり，湧水もほとんどないことから，地山の状態は比較的良いと判断され，図－1の程度の離隔を取っておけば，地山の安定上問題はないと考える。



図－2　2円孔周辺の応力分布
（側方応力0の場合）

発破による振動の大きさは振動速度（V：cm/s，kine）の単位で表わされ，装薬量（W：kg）と距離（D：m）の関数として次式により計算される。

$$V = K \cdot W^{n} \cdot D^{-s}$$

ここに，m，nは定数で$m = 2/3 \sim 3/4$，$n = 1.5 \sim 2.2$の値，Kは発破方法，使用火薬，伝播する地盤の性質，地形，その他により影響される定数で，ダイナマイトによる心抜きの場合で500～1000の値である。これら定数については，現場での試験発破により定めるのが望ましい。

発破振動の軽減対策としては，分割発破，分割点火による斉発薬量の制限，スラリー爆薬，制御発破用爆薬等の低爆速爆薬の利用，デカップリング等の装薬法の工夫などの方法があるが，岩石を破砕するための最小エネルギーは確保する必要があり軽減できる量には限度がある。

一方，健全な覆工コンクリートの振動による引張破壊の限界値は30kine(cm/sec)程度である。に5～6の安全率をみて5 kine 程度の振動速度により発破の施工管理を行っている場合が多い。しかし，本例のように老朽トンネルを対象とする場合には，覆工材料の劣化，覆工背面の地山のゆるみや空洞などにより安全度がさらに低下していることが考えられ，また，交通および列車を通しながらの施工である。このため，既設トンネルに対して必要により鋼支保工等の内巻による保全，補強の対策を講じておくことが望まれる。

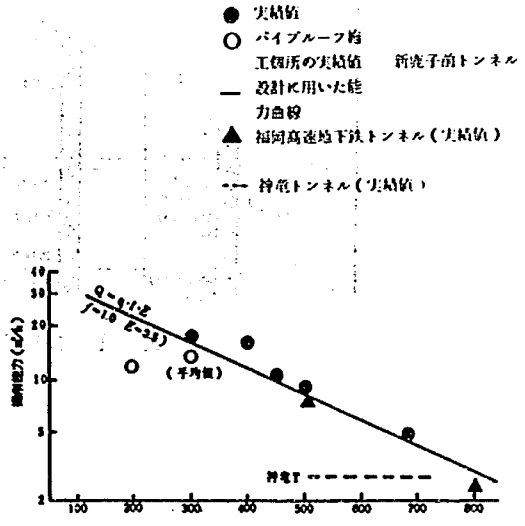
(2)　山岳トンネルにおける機械掘削工法としては，全断面を同時に掘削するT·B M（Tunnel

Boring Machine）と掘削断面形状が比較的自由に選択できるブーム式掘削機がある。この他，大型のブレーカーやスプリッターを利用する方法がある。本トンネルの場合，断面の形状や規模等の点からＴＢＭは適当でないと考えるので除外する。

ブーム式掘削機は，断面形状や地質の変化に対応しやすく，また汎用性が高いなどの特徴を有するが，一方，岩の強度に対する適応性が低いという難点がある。即ち，土砂，軟岩のような低強度の地山においては経済的な稼働が可能であるが，硬岩においては切削は可能としてもビットの消耗，切削反力の不足などの問題が多い。ブーム式掘削機の実績の大部分は一軸圧縮強度が 100 kg/cm² 以下の地山である。

従来のブーム式掘削機は200 kg/cm² 程度が限界とされていたが，最近では 1,000 kg/cm² を超える強度の岩盤も切削可能な大型の機種が開発されている。しかし，掘削能力（掘削量）の点では発破工法に及ばないようである。硬岩における掘削能力と岩の強度の関係の例を図－３に示す。こもとづく掘削能力と岩の強度の関係を図－３に示す。

コンクリートや舗装の破壊に使われるブレーカーをパワーショベル等のヘッドに搭載して掘削する方法は，一軸圧縮強度2,000 kg/cm² を超える岩盤においても適用可能な機種が開発されている。四国地建，舟戸ンネルにおける圧縮強度 600～900 kg/cm² の粘板岩での使用実績では，上半で 1m/日 程度の進行が得られている。



図－３　ブーム式掘削機の掘削能力

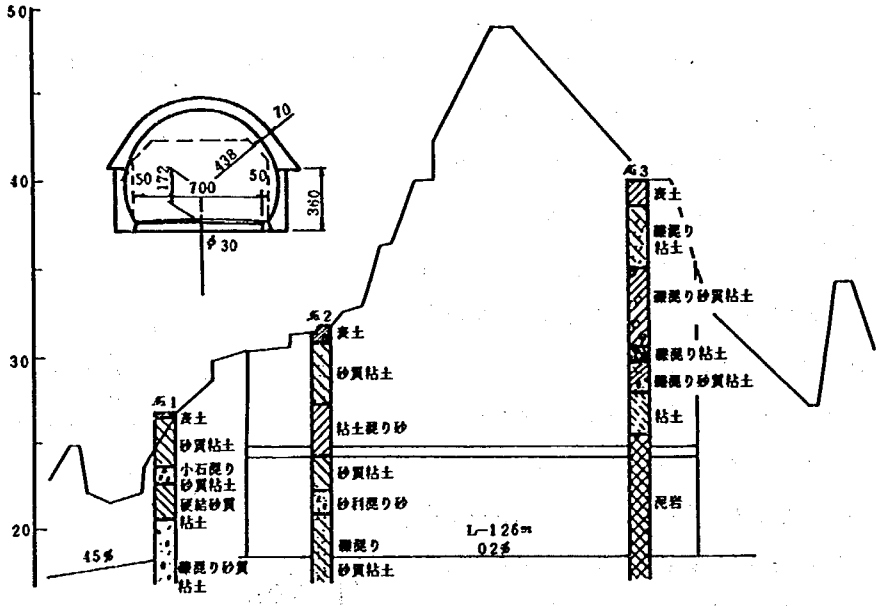
(3) 機械掘削工法により掘削する場合は，発破による方法に比べてトンネル周辺の地山をいためることが少ない。したがって，地山の安定上からみればむしろ有利であり，既設トンネルへの影響はより少ないといえる。また，振動による影響についても問題は少ない。

（トンネル研究室）

道－３９ トンネルの４車拡幅工事の施工法 (57)

（質　問）

国道８号吸坂トンネル（石川県加賀市，昭和37年10月完成，延長126ｍ)について，４車線拡幅を行う場合，土被りが薄い（最大約25m程度）ことなどから，現道トンネルに近接してトンネルを新設する案，及びオープンカットに切り替える案の両方が考えられる，よって，トンネルを新設する場合には両トンネルの間隔はどの程度まで近づけることができるか，及びオープンカット



図－１　段断面図及標準断面図

－ 127 －

に切替えて４車線を完成する場合の留意点について教示願いたい。

なお，当該区間の地質は，現道トンネル建設時の地質調査結果では図－１となっており，また，トンネル掘削時の記録では，西側坑口付近で一部頁岩が見られたが，他は地質調査結果と同様な礫混り粘土となっている。

掘削はすべて人力掘削で行われ，底設導坑先進アーチリング逆巻工法を採用し，覆工厚は全区間70cm（インバート有り）で施工，支保工は後光梁で間隔12ｍとしたが，施工途中偏圧のため松丸太にひび割れが生じた箇所もあったと報告されている。

（金沢工事々務所）

（回　答）

〔1〕 近接してトンネルを新設する場合の離隔

一般に，２本の近接したトンネルを建設する場合には，それぞれのトンネルによって地山に生ずる応力の影響が無視できる程度に離すことが基本であり，通常，発破の影響なども考慮してトンネル直径の３倍程度の離隔をもたせている。

当該箇所のような軟弱地山(と思われる場合)でも基本的な考え方は同じであるが，この場合には，トンネル掘削による周辺部の応力集中により降伏した領域（塑性域）が生じること，また，塑性域の外側に広い応力影響圏が生じる，といった特徴がある。さらに，近接した２本ののトンネルを設置する場合には，互いに干渉し合い，応力が増幅されるため，次の点には特に注意を要する。すなわち，

① ピラー部（両トンネルの側壁の間の地山）への著しい応力集中のため，この部分が塑性破壊し易いこと

② 新設トンネル掘削により既設トンネル覆工への土圧が増加すること

③ 既設トンネルの応力の影響により，新設トンネル掘削時には，周辺により広い塑性域が形成されるため，支保工へ大きな土圧がかかると予想されること

である。

これらの問題は，一本のトンネルを掘削したときに生ずる地山応力が解れば，十分な離隔をとって二本目のトンネルを掘削することで回避できるが，この地山応力を正確に求めることは実際の地山では非常に困難である。よって，どのようにして実用的な近似解を得るかということになるが，ここでは，幾つかの仮定のもとに求められた円形トンネル周辺の応力分布を紹介する。

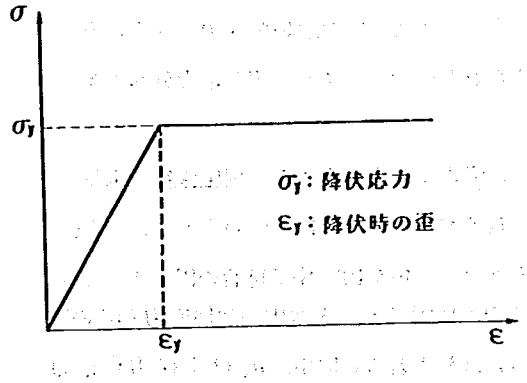
すなわち，地山を完全弾塑性体（図－２の応力－ひずみ関係を有する），側圧係数（水平土圧と鉛直土圧の比）を1.0，降伏条件は図－３で示されるMohr－Coulombの規準に従うと仮定し，支保工の抵抗がなく（内圧が０），地山の内部マサツ角が10°である場合の円形トンネル中心水平面での接線方向応力（σ_θ）は，地山の一軸圧縮強度（q_u）と地山の初期応力（p）の比（地山強度比）をパラメーターとして図－４のように計算される（図中，σ_rは半径方向応力である。この図より，地山強度比が２未満（２以上の場合は弾性体として挙動）の場合には，トンネル周辺に塑性域が発生し，地山強度比が小さくなるに従ってその範囲が拡がることがわかる。このほか，内部マサツ角及び内圧が異なるケースについても求めることができるが，共に，大きくなると塑性域が縮少するという傾向になる。

図－４で地山強度比を仮りに1.0とすれば，トンネル中心から半径の５倍程度離れれば応力はかなり小さくなるが，塑性域に対する配慮も必要であるので，併設トンネルを設ける場合の距離としては，少なくとも，トンネル直径の３倍程度以上は必要であろう。

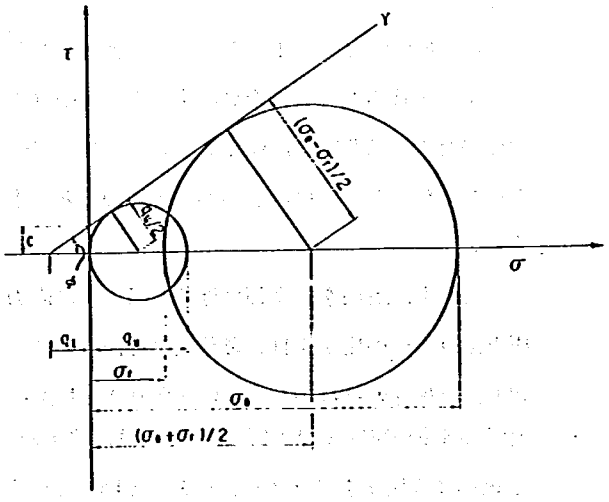
なお，これらよりさらに近接してトンネルを建設する場合には，地山の補強など十分な対策を行うか，あるいは，何らかの方法で安全性等を確保した上で施工することが必要ということになる。（実際例では，施工中，地中変位などを計測し，臨期応変に対処し安全性を確認しながら施工する，あるいは，これに有限要素法による解析を併用する，といった方法も用いられている。）

吸坂トンネルの地山は粘性土が卓越している模様であり，弾塑性体に近似できるのではないかと思われる。しかし，何分にも地山の性質を表わすデータが不足しており，今後，地山強度，単位体積重量，含水比等のデータを集めた上で，改めて地山応力等の検討を行う必要があろう。この際，現吸坂トンネルが完成後約20年を経ていることから，現在の地山応力をどう見積るかが問題になると思われるが，これは，地山の性質，トンネル覆工背面の状況等から，危険側にならないよう推定することになろう。

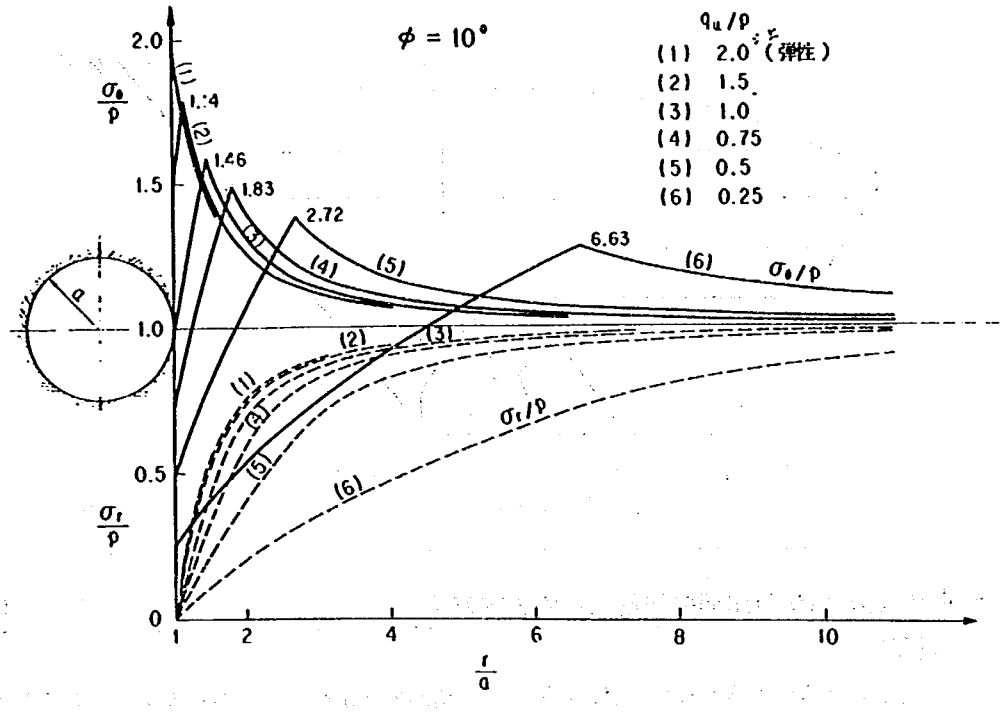
なお，現トンネルの覆工コンクリートへの土圧は，新トンネル掘削時に多かれ少なかれ増加



図－2　完全弾塑性体



図－3　地山の降伏条件



図－4　円形トンネル周辺の応力分布

することになるので，クラック等の状況を調査し，耐力に問題がないことを確認しておく必要がある。もし問題があれば，防護のための内巻などの検討を要する。いずれにしても，施工中には，内空の変状等の観測は必要であろう。

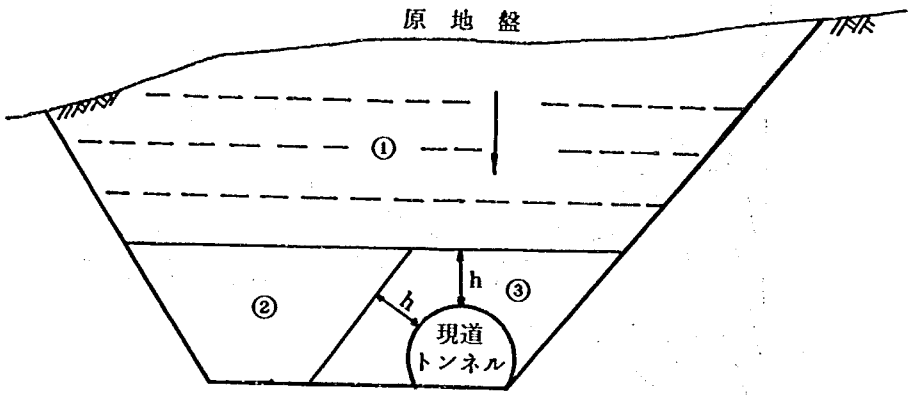
〔2〕 オープンカットに切替える場合

現道拡幅において，トンネルをオープンカットに切替えた例は少ないが，土被りの薄いトンネルでは，土地利用の変化，道路線形上の問題等から，オープンカットのほうが有利になる場合もあろう。この場合のトンネルサイドから見た留意点を以下に示す。

この場合，現道トンネルの安定を確保しながらの切土の方法が問題となる。すなわち，トンネルの偏圧が作用することのないよう順次切り下げていかなければならない。

施工手順の一例を図－5に示す。まず，地表面から概ね水平を保ちつつ，トンネルの保護土被りhのところまで順次切下げる（①）hの大きさは上部に載る施工機械の重量，トンネルの覆工の耐力にもよるが，3m以上は確保したほうがよいだろう。（トンネルの変状等に注意して行う。）

次に，トンネル側方を切下げて(②) 現道の切替えを行う。この際，トンネル側方の地山は，偏圧防止の意味で，少なくとも，図に示すように前述の保護土被りた程度は残すことが必要である。その後，トンネルを取壊し（③），完成形とすることになる。



図－5　オープンカットによるトンネル部の現道拡巾の施工（切土）の概略図

（トンネル研究室）

道－40　わだち堀れ路面の切削深さの決定方法　(55)

（質問）

大阪市では幹線道路のわだち堀れ対策として路面の切削を行っておりますが，わだち堀れ深さによっては，表層だけでなく基層さらには路盤にまでおよんでいる場合があり，路盤にまでわだち堀れがおよんでいる場合には打換工法も必要と考えられる。

そこで，「切削だけで良いのか，打換が必要か」という工法採択基準および切削を行う場合には「何cm切削すれば良いか」という判定基準があればお教え下さい。

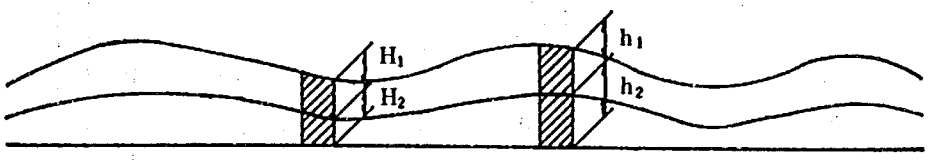
（大阪市土木部）

（回答）

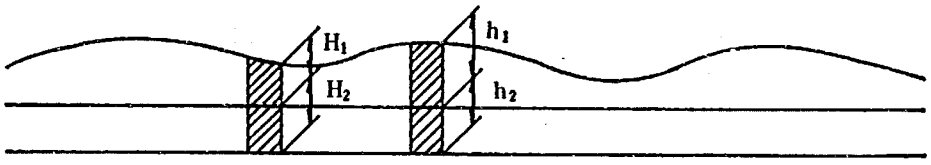
塑性流動を生じた路面の修繕として一般に切削＋オーバーレイが実施される。その際，切削深さ及びオーバーレイ厚さをどの程度にするかということは重要な問題であるといえるが，それらは互いに関連しており，さらにその箇所の他の要因とも関連すると考えられるので具体的な基準を定めることは難しいと思われる。

しかし，一般的には切削深さは塑性流動の影響が及んでいる深さまでするべきであると考えられる。そしてその深さを判断するためには，わだち部の凸部と凹部からコアーを採取し，各層の厚さを測定して流動している層の位置を確認するとともに（図－1参照），コアーを路面に平行な面で切断し，その空げき率を調べて行うとよいと考えられる。すなわち，アスファルト混合物がフラッシュやブリージングをおこした場合，空げき率は1％未満であり，それに温度膨張，試験誤差等を考慮すると3％程度が，塑性流動の影響をうけているか否かの目安になると考えられるからである。そして切削後のアスファルト混合物が粗粒度アスコンのように動

的安定度（DS）の高いものであればよいが，トペカや修正トペカのようにアスファルト量，細粒分の多い混合物であればそれらも切削することが望ましいと考えられる。



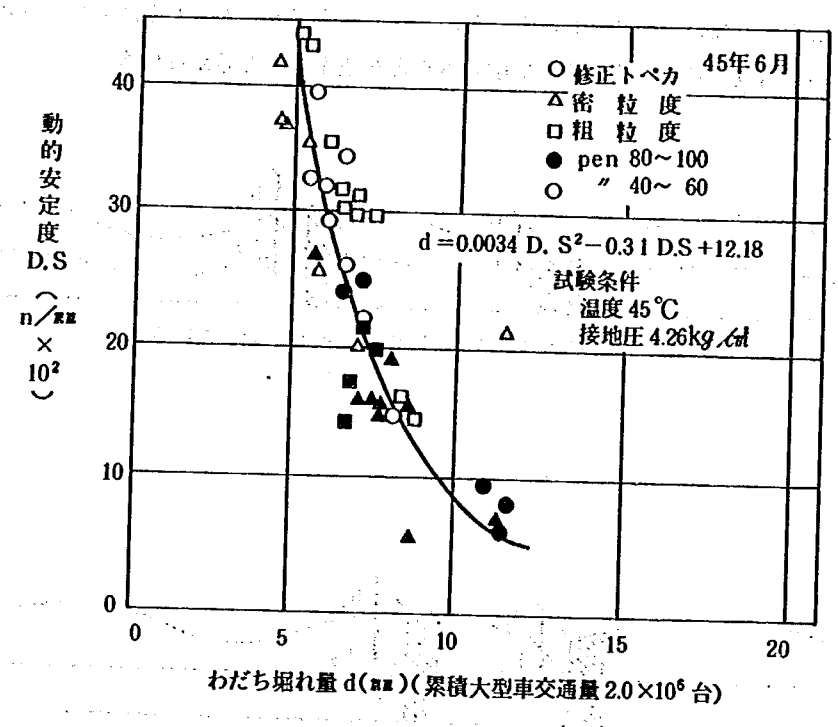
a）基層にも流動が及んでいる例（$H_1 < h_1$, $H_2 < h_2$）



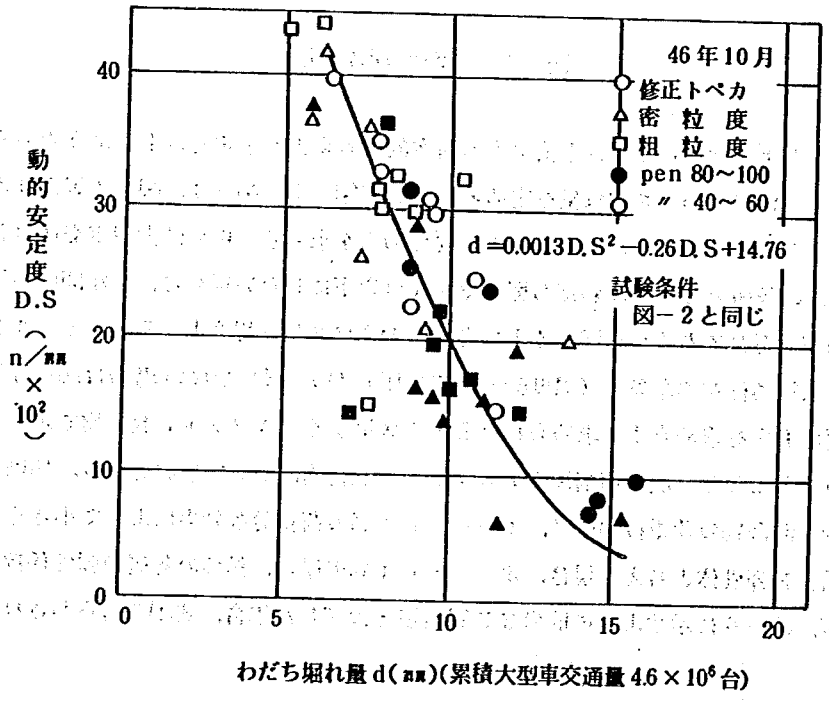
b）表層のみに流動が生じている例（$H_1 < h_1$, $H_2 \fallingdotseq h_2$）

図－1　流動の影響範囲

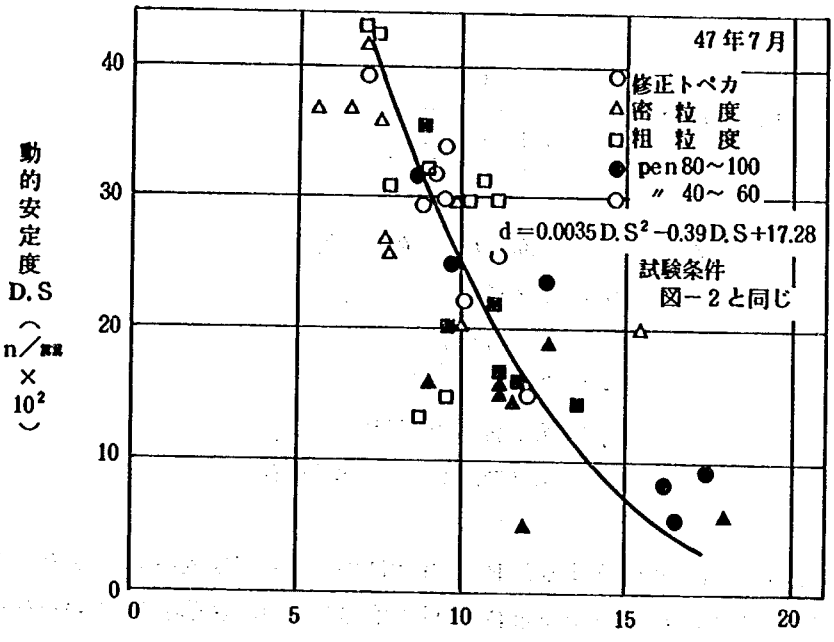
次に切削深さとオーバーレイ厚さを決定する基本的な考え方を示すと以下のようであると考えられる。まず修繕後のわだち掘れ量を定める。そして図－2，図－3，図－4等よりオーバーレイ後に表層となるアスファルト混合物に必要なDSを求める。例えば大型車交通量3,000台／日，1方向の箇所で5年後のわだち掘れ量を10㎜以下にしたい場合は，5年間の累積大型車交通量は約550万台であるから図－4より必要なDSは2,500程度となる。ホイールトラッキング試験の試験条件が標準条件（温度60℃，接地圧6.4kg／cm²）でない場合は図－5等を利用して，必要なDSを求め直す。求められたDSを満足するアスファルト混合物でオーバーレイすればよいことになる。次に切削後のアスファルト混合物について検討を行う。切削後の在来アスファルト混合物の荷重接地圧は，オーバーレイ層の荷重分散効果によって小さくなる。その程度は舗装を弾性体と考えた場合，オーバーレイ層の厚さ，舗装の各層の弾性係数等によって異なるが，図－6に示すように簡単な2層構造と仮定した場合，式(1)であらわされる。



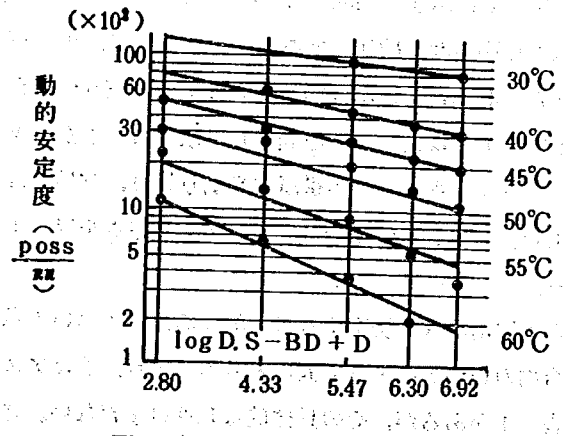
図－2　D. Sとわだち掘れ量の関係



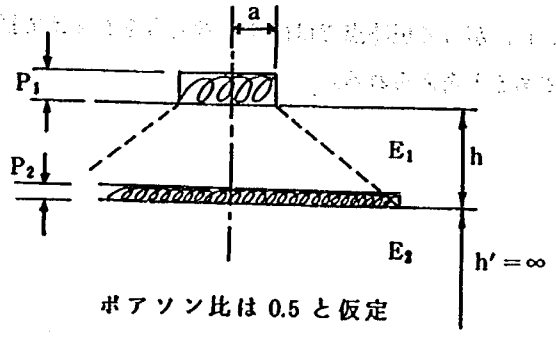
図－3　D. Sとわだち掘れ量の関係



図－4　D.Sとわだち堀れ量の関係



図－5　D.Sと接地圧の関係（菅原）



ポアソン比は 0.5 と仮定

図－6　2層構造のモデル図

$$P_2 = P_1 \cdot \frac{1}{\left\{1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right\}}$$

ここに　P_1：路面における荷重接地圧

P_2：第2層　〃

h　：第1層の厚さ

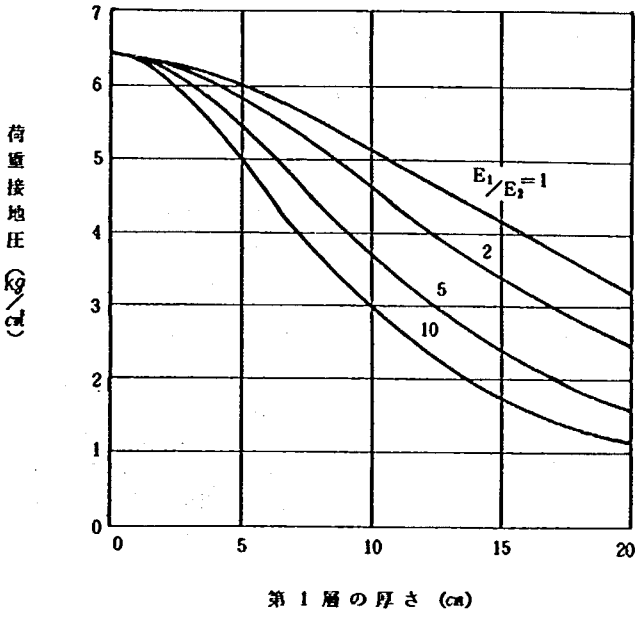
a　：荷重接地半径

E_1：第1層の弾性係数

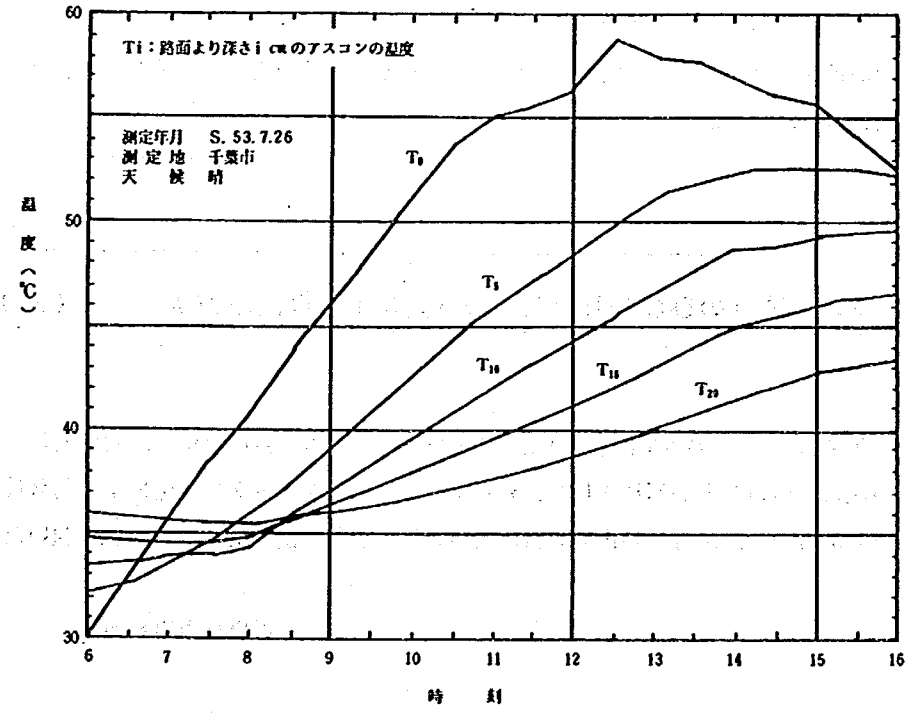
E_2：第2層以下の等値弾性係数

$P_1 = 6.4\,kg/cm^2$，$a = 20cm$ とすると P_2 と h の関係は E_1/E_2 をパラメータとして図－7のようにあらわされる。アスファルト混合物の弾性係数は一般に数万kg／cm²といわれており，高温時には低下するが E_1/E_2 は少くとも2程度以上はあると考えられる。よってオーバーレイ厚さが10cmであれば荷重接地圧は路面の70%程度になると予想される。アスファルト混合物の温度の経時変化の一部を図－8に示す。路面より10cmの深さにおいては路面温度が最も高い時でも，それより約10℃低く最高温度は約50℃である。したがって，オーバーレイ厚が10cmの場合，荷重接地圧 $6.4 \times 0.7 = 4.5\,kg/cm^2$ 温度50℃の条件下で2,500のDSが必要であると考えられるから，標準条件下でのDSは図－5等を利用して求めることができる。切削後のアスファルト混合物よりホイールトラッキング用の供試体を切り取り，試験を行って所定のDSを満足する事を確認すればよい。満足しない場合はオーバーレイ厚さを厚くするか，さらに切削する等の処置が必要となる。

以上，オーバーレイ厚さと切削深さを決定する基本的な考え方について示したが，図－5等の関係はアスファルト混合物の種類等によって異なるものであり，またアスファルト混合物のDSを高める方法として表－1があるが，その具体的な基準はまだない。さらにホイールトラッキング試験自体のバラつきもあり，前述の手順を適用するための必要な諸数値は現段階では検討中であるといえる。したがって現時点では前述の考え方をふまえて試験舗装等の実例を参考に判断するのが妥当であると考えられる。



図－7　荷重接地圧と第1層の厚さの関係



図－8　アスファルト混合物の温度の経時変化

表－1　DSに影響をおよぼす要因

D. S を高める要因としては次のようなものがあげられる。

要　因	大← D. S →小		
アスファルト量	少	多	OAC－0.3%が有効
アスファルト針入度	小	大	80／100 より 40／60 が有効
粒　度	粗	細	開粒度，粗粒，密粒，修トペの順で有効
粗骨材量	多	少	チッピングなどの処理が有効でチップは5号が良い
セメント・消石灰	多	少	フィラーの一定量使用 消石灰は25%以内で多い量
樹脂・ゴム	多	少	NR: SBR. EVA. EEA をアスファルトに一定率使用
骨材加熱温度	高	低	

参考文献

1）一日土研集（昭和49・50・51年版）　昭和52年２月

2）　〃　　（昭和52・53・54年版）　昭和55年２月

3）土木研究所資料第923号「アスファルト混合物の配合設計，材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究」　昭和49年３月

4）神崎，松浦他「アスファルト舗装の Rutting に関する基礎的研究―第１報」土木学会第24回年次講演概要，　昭和44年

（舗装研究室）

道－４１アスファルト舗装のひびわれ耐久性の判定基準及び試験方法　（55）

（質問）

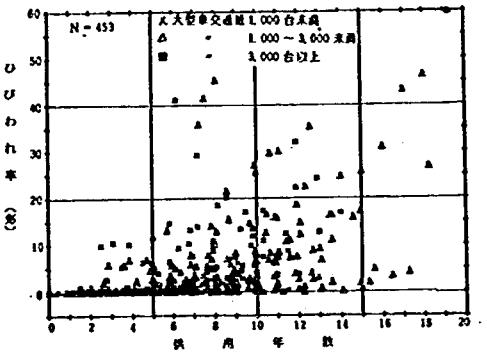
アスファルト舗装のわだち流動防止対策の試験舗装を行い，その調査結果から，動的安定度（DS）の大きい配合が良いことが解りました。その反面，一部でクラックの発生により耐久性の面で劣ることもあるので，両方の防止を兼ねた試験方法及び基準値があれば，御教示願いたい。

（近畿技術事務所）

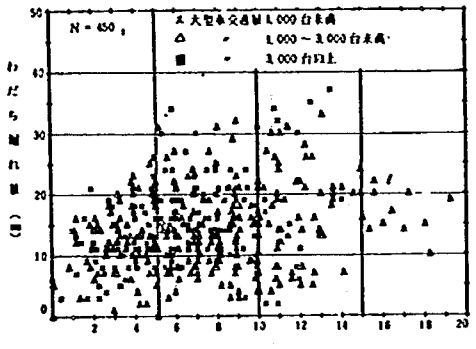
（回答）

路面維持調査結果によるひびわれ率とわだち堀れ量の経年変化を示すと図－1，図－2のとおりである。これより大型車交通量3,000台と1,000台の場合について，それらの経年変化をモデル化すると図－3のようになるものと考えられる。アスファルト舗装における供用予定期間は10年であるからそれらのある程度の進行はやむを得ないが，進行が早い場合あるいは一方の路面特性値の進行が他の一方に比べて早い場合には何らかの対策が必要となる。

現在のアスファルト舗装のCBR－T_A設計法は，S.42年に採用されたものであるが，当時の交通条件，舗装の破壊性状等から考えると，主に耐久性を考慮した設計法であると考えられる。したがって，ひびわれ率の増大に対してはT_Aを増すことで解決できるものと考えられる。



図－1　ひびわれ率の経年変化



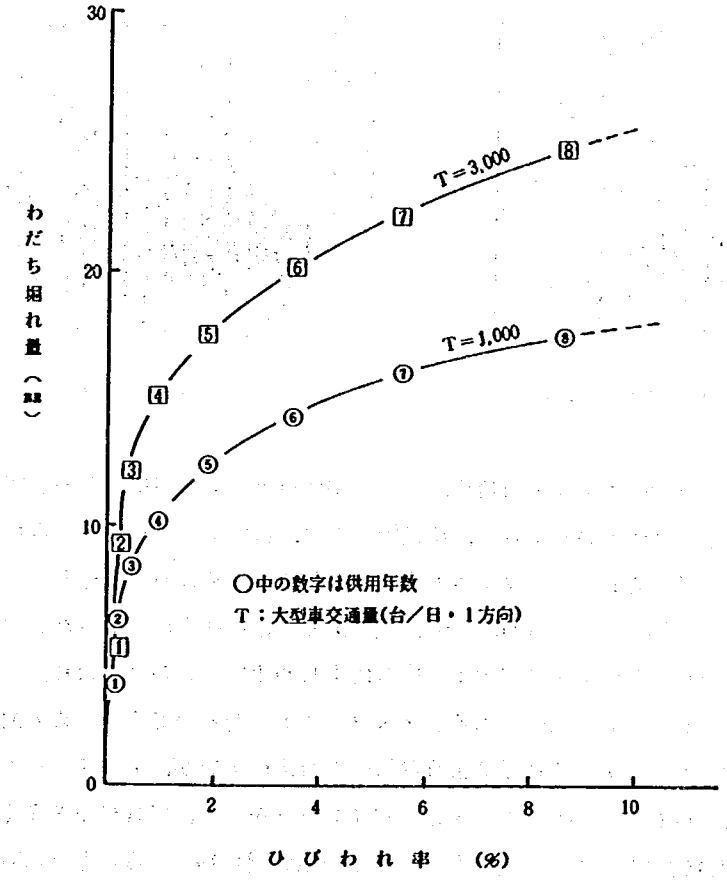
図－2　わだち堀れ量の経年変化

一方，近年，交通車輌の大型化・重量化に伴って塑性流動の進行が早い場合が問題となってきた。塑性流動は舗装全体というよりは，比較的上の層，特にアスファルト混合物の性状に起因する場合が多いと考えられ，アスファルト混合物の耐流動性を表わす指標としてホイールトラッキング試験による動的安定度（DS）が有効であることが明らかとなった。塑性流動は一般に高温時に大型車が比較的低速で通過する場合に生じやすいといわれており，同試験はそのような条件をシミュレートしたものである。アスファルト混合物のDSを高めて耐流動的にするには，前問（道－6）の表－1に示すような操作を行えばよいが，アスファルト量を少くし，アスファルトの針入度が低く60℃粘度の大きいバインダーを用い，粗骨材量を多くすること等はアスファルト混合物のたわみ性を低下させ，きめの粗い混合物とすることであり，表層用アスファルト混合物の耐久性に関しては，負の要因になるものと考えられる。すなわち，ひびわれは比較的低温域での曲げ強度，曲げ疲労抵抗性に起因すると考えられるので，粘着力のあるバインダーを用い，ある程度きめの細い混合物とする方が耐久的であると考えられるからである。

以上のように，あるアスファルト混合物に関してひびわれとわだちは相反する関係にあり，

それらの試験も温度，載荷方法等が異なると考えられるため両方のチェックを兼ねた試験方法は現在のところ考案し難いと思われる。また，ひびわれに関しては現在の CBR－T_A 設計法で対応が可残であると考えられるので，現行の設計法で舗装構成を定め，わだちに関してはホイールトラッキング試験を行って所定の DS が得られるようなアスファルト混合物を選定することが現状では最も妥当な方法であろうと思われる。その際 DS の設定にあたっては，図－3 等を参考に耐久性も考慮して行うべきであろう。

また，将来は所定の DS が得られた混合物について，ひびわれをチェックする意味で例えば繰りかえし曲げ試験等の導入が必要であろうと考えられるが，現状では検討の域を出ていないといえる。



図－3　ひびわれ率とわだち掘れ量の平均的な推移

参考文献

「舗装の維持修繕の計画に関する調査研究」 第33回建設省技術研究会，昭和54年度

（舗装研究室）

道－４２ オーバーレイにおける旧コンクリート版の等値換算係数 (55)

（質問）

コンクリート舗装上にオーバーレイ等によりアスファルト層がのっている場合の補修に際して T_A 計算を行う場合，コンクリート層の等値換算係数はコンクリート版のひびわれ度で決められているが，その根拠はいかなる考えによっているのか。

（大阪市土木部）

（回答）

オーバーレイによる修繕工事を行う場合，そのオーバーレイ厚の設計法として道路維持修繕要綱（昭和53年，日本道路協会）では，(1) CBR によるオーバーレイ厚の設計法と，(2) たわみ量によるオーバーレイ厚の設計法が示されている。そのうち，(1)の CBR による方法は，在来舗装をアスファルトコンクリート等値換算厚（T_{AO}）で評価し，その個所における路床上の CBR と交通量から必要な T_A との差をオーバーレイ厚とするもので，在来舗装の評価には表－1の換算係数が用いられている。(2)のたわみ量による方法は，在来舗装のベンケルマンビームによるたわみ量に応じて交通量区分毎に見合ったオーバーレイ厚を求めるものであるが，道路維持修繕要綱で示された表はアスファルト等の舗装にのみ適用されるものであり，コンクリート舗装におけるオーバーレイでは，(1)の方法でオーバーレイ厚の設計がなされるのが普通である。

質問の趣旨は，在来舗装がアスファルト舗装の場合はともかく，コンクリート舗装の場合，当初の設計思想と修繕の場合の設計思想が異っており，これを同一の設計法を適用するのは疑問であるということだと思います。

確かに道路舗装の修繕における設計法には，まだ完全に確立されたものはなく各国でも T_A（CBR）による方法，たわみ量による方法といろいろな方法が採られていますが，理論的にもすっきりした方法はまだないようです。T_A による方法は，舗装表面からの評価が中心となり舗装破壊の原因を考慮していないという点から不十分なものと考えられますが，舗装表面の破壊（ひびわれ）は交通と質と量に見合った舗装厚の不足が主原因と考えられますので，その点ではアスファルト舗装でもコンクリート舗装でも同じといえます。またコンクリート舗装では車輌の走行位置なども設計上の主要な要素となりますが，オーバーレイされた場合，走行位置による影響は相対的に小さくなりますので，在来コンクリート版の評価が適切になされれば舗装の不足厚を補強するという T_A による設計法を準用しても，大きな問題はないと考えられます。

なお，在来舗装の各層のアスファルトコンクリートへの等値換算の評価は，道路維持修繕要綱が出される以前は建設省技術研究会（第22回）で示されたもの（表－2）などが使われていましたが，これは舗装体内部の層の値が一定で，舗装破壊の状況に見合った評価がなされていない点に問題がありましたが，維持修繕要綱ではその点を改善し，舗装要綱における係数値や

過去の施工例，外国での例なども参考にして現在のようになったものです。なお，参考までに米国のAIにおける等値換算係数を表－3に示しました。

表－1　T_{A0}の計算に用いる換算係数[1)]

	在来舗装の構成材料	各層の状態	係数	摘要
表層・基層	加熱混合式アスファルトコンクリート	破損の状態が水準1で水準2の状態に進行するおそれのある場合	0.9	破損の状態が水準1に近い場合を最大値水準3に近い場合を最小値に考え，中間は破損の状況に応じて適当な係数を定める。
		破損の状態が水準2で水準3の状態に進行するおそれのある場合	0.85～0.6	
		破損の状態が水準3の場合	0.5	
上層路盤	加熱アスファルト安定処理		0.8 ～0.4	新設時と同程度の強度をもつと認められるものを最大値にとり，破損の状況に応じて係数を定める。
	セメント安定処理		0.55～0.3	
	石灰安定処理		0.45～0.25	
	水硬性粒度調整スラグ		0.55～0.3	
	粒度調整砕石		0.35～0.2	
下層路盤	切込砂利および切込砕石		0.25～0.15	
	セメント安定処理および石灰安定処理		0.25～0.15	
コンクリート版	セメントコンクリート	破損の状態が水準1または水準2の場合	0.9	
		破損の状態が水準3の場合	0.85～0.5	

（注）舗装破損の状態の基準

水準1：ほぼ完全な供用性を有しており，当面の維持修繕は不要であって日常の維持を行えばよいもの（おおむね，ひびわれ率が15%以下のもの）

水準2：ほぼ完全な供用性を有しているが，局部的な維持修繕が必要なもの（おおむね，ひびわれ率が15～35%のもの）

水準3：オーバーレイあるいはそれ以上の大規模な維持修繕が必要であるもの（おおむね，ひびわれ率が35%以上）

注　1）日本道路協会；「道路維持修繕要綱」，S.53

表－2　TAOの設計に用いる等値換算係数（a_0）[2)]

在来	舗装		係数
加熱混合式アスファルトコンクリート表層および基層	ひびわれ率（%）	1～4.9	0.9
		5～9.9	0.85
		10～14.9	0.75
		15～19.9	0.6
		20～24.9	0.55
		25以上	0.5
コンクリート舗装	ひびわれ度（cm／m²）	20未満	0.9
		20以上	0.7
アスファルト安定処理路盤			0.7
セメント安定処理路盤			0.55
粒調砕石路盤			0.35
切込み，砂利，砕石路盤			0.25

注　2）第22回建設省技術研究会報告

表－3　TAOを求めるための等値換算係数（a_0）[3)]

分類		材料	換算係数
I		すべての天然路床	0.0
II	(a)	改良した路床；ある程度シルトと粘度を含むがP1が10以下で，大部分粒状材料。改良した路床とは，天然路床土と舗装体の間の層をいう。	0.0 ～ 0.2
	(b)	石灰処理路床：P1が10以上の土を処理したもの。石灰処理路床とは，舗装体の下の土を石灰と水の堅くない，または半硬の混合物を機械的に締固めたものをいう。[3)]	
III	(a)	粒状路盤または基層；プラスチックな細粒分を若干含むが，相当粒度のよい堅い骨材で，CBR 20を下まわらない材料のもの。P16以下は上限値，P16以上は下限値を用いる。	0.2 ～ 0.3
	(b)	セメント処理路盤および基層；P1が10以下の土を処理したもの。セメント処理路盤とは，路床と基層の間の層で，砕いた土とポルトランドセメントと水の堅くないまたは半硬の混合物によるものをいう。セメント処理基層とは，路床・路盤を補強保護するための層で，砕いた土とポルトランドセメントと水の堅くないまたは半硬の混合物をいう。[3)]	
IV	(a)	粒状基層；骨材基層規格に合格する非塑性の粒状材料のもの。上部に用いる。	0.3 ～ 0.5
	(b)	アスファルト表層混合物；大きな，相当明らかなクラック。クラックに沿った欠損。また　わだち部が相当変形して安定性のよくないもの。	
	(c)	セメントコンクリート舗装；オーバーレイ施工に当たって，最大寸法60cm以下の小片に破壊しているもの。路盤あるときは上限値，版が路床上にあるときは下限値を用いる。	
	(d)	ソイルセメント基層；表面にリフレクションクラックが広く発達している。パンピングのあるもの。舗装が若干不安定と認められるもの。ソイルセメント基層とは，砕いた土とポルトランドセメントと水の混合物を機械的に締固め，養生してつくった堅い材料で，路床・路盤を補強保護するための層をいう。	
V	(a)	アスファルト表層と基層；かなりクラックはあるが，それに沿った欠損は認められないが僅少で，わだち部は若干変形しているが本質的には安定なもの。	0.5 ～ 0.7
	(b)	セメントコンクリート舗装；かなりクラック，平担性悪く，アンダーシールが効果的にできないもの。版片の寸法が0.8～3.3 mで，重いタイヤローラーで，路床によく落着いているもの。	
	(c)	ソイルセメント基層；リフレクションクラックの状態から，ひびわれがわずかと考えられ，表層が安定な状態のもの。	
VI	(a)	アスコン表層；わずかなヘアークラック，小さな所々のクラック，わだち部に変形がわずかに認められるが，安定なままであるもの。	0.7 ～ 0.9
	(b)	液体アスファルト混合物；全体的にひびわれなく，安定でフリージングを示さず，わだち部ではほとんど変形のないもの。	
	(c)	アスファルト安定処理基層；アスファルトコンクリート以外のもの。	
	(d)	セメントコンクリート舗装；安定で，アンダーシールしたもの，若干クラックはあるが版片0.8 m^2以下の片のないもの。	
VII	(a)	アスコン，含アスコン基層；全体的にクラックなく，わだち部に殆んど変形ないもの。	0.9 ～ 1.0
	(b)	セメントコンクリート舗装；安定で，アンダーシールしたもの，全体的にクラックのないもの。	
	(c)	セメントコンクリート基層；安定で，パンピングなく，アスファルト表層のリフレクションクラックの殆んどないもの。	

注1）　この換算係数は，オーバーレイの設計にのみ適用される。
注2）　アスコン基層，アスファルトマカダム基層，プラント混合物基層，アスファルト路上混合基層。
注3）　ソイルセメント安定処理委員会の定義に従ったもの。

3）原典，The Asphalt Institute: ASPHACT OVERLAYS AND PAVEMENT REHABILITATION, 1969 MS－17.

訳，三浦，オーバーレイの厚さの設計，施工技術　1973－6.

（舗装研究室）

道－43 リフレクションクラックの防止法　（55）

（質問）

当該路線は国道43号線で大型車，重量車の交通量が多く，既設コンクリート舗装版の修繕工事として，アスファルト合材のオーバーレイ（基層5㎝，表層5㎝，計10㎝）を行っている。この際，コンクリート舗装版の目地の個所で路面にクラックが発生するのを防止する為シート等を設置しているが，期待する効果が得られず，1年～1.5年で路面でクラックが発生しこれが帯状の溝となり振動騒音の発生源となっている。

これを維持工事で修復する事は，予算的にも工事の安全管理上からも問題があり，対策に苦慮しているので適切な工法を御教示願いたい。

（兵庫県国道工事事務所）

（回答）

コンクリート舗装版上にアスファルト混合物によるオーバーレイを実施した場合に施工後，比較的短期間に旧舗装の目地やひびわれのあった位置の直上にひびわれを生ずる事例が多くみられる。これを一般にリフレクションクラック（reflection crack）といっている。このリフレクションクラックはコンクリート舗装版のオーバーレイ以外にも，セメント安定処理路盤やホワイトベースの上のアスファルトコンクリート舗装でも見うけられる。

このリフレクションクラックを生ずる原因として，主に次の2つの理由が考えられる。

(1) コンクリート版の目地やクラックが交通車輌の通過時に上下方向に動き，上のアスファルトコンクリート層に大きな剪断力が働くこと。

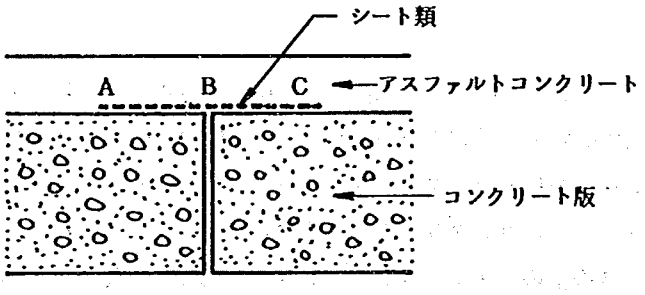
(2) 舗装体の温度変化に伴いコンクリート版が伸縮し，目地部やクラックの幅が変化し，このためコンクリート版を接着するアスファルトコンクリートに引張り力が働くこと。

従って，このリフレクションクラックはコンクリート版上のオーバーレイの場合，宿命的なもので，特にオーバーレイ厚が薄い場合には殆んど避けることができないが，施工法に注意を払うことによって，このリフレクションクラックの発生の頻度を小さくしたり，発生時期をできるだけ遅らせるようにしているのが実情である。

リフレクションクラックの原因として，(1)が主要なものになりそうな場合，即ち路盤内に空隙などがあって深さ方向の変化が大きい場合や，ポンピング現象などがみられる場合には，オ

ーバーレイ施工前にプローンアスファルトやセメントモルタルなどを注入してコンクリート版の下の空隙をなくし，路盤の支持力を一様にして版の変位を小さくすることが非常に大切になる。

また原因として，(2)の理由によるものに対しては従来，シート類を目地部やひびわれ部に敷いてオーバーレイすることが多くみられるが，この工法の機能としては次のような点と考えられる。即ち，コンクリート版の温度変化により版が収縮し，目地幅やひびわれ幅が大きくなると，図－1のB点のアスファルトコンクリートに引張り力が集中して働きひびわれが生じやすくなるが，シート類が目地やひびわれ上にあればコンクリート版とアスファルトコンクリートとはAC間で絶縁され，コンクリート版のB点の変位量はアスファルトコンクリートではAC間に分散され，アスファルトコンクリートの内部応力に変換される。この内部応力が吸収しきれないほど大きくなったときにのみ，AC間のどこかでひびわれが生じることになるが，シート類などで絶縁されていないときに比較していくらか安全側になる。しかし，版の変位量が大きいと吸収しきれないので，オーバーレイの実施にあたっては，個々の目地部等での変化量を少なくするような処置が必要とされる。即ち，目地部をよく清掃し，必要なら目地材を注入し，版の収縮が特定の目地に集中して現われることのないように配慮することが，リフレクションクラックの防止上重要なことになる。



図－1

（舗装研究室）

道－44 夏季の道路修繕工事におけるアスファルト舗装の交通開放時の温度管理

（質問）

道路舗装，夏期修繕工事において，交通開放の時間が早すぎると，わだち掘れが起る。舗装完了後アスファルト舗装版の温度は，わだち対策として管理されるべきである。ホイールトラッキング試験により，交通開放温度を管理することができないか，質問いたします。

1）交通開放時には，どの程度のDS値があればよいか。（接地圧 6.4 kg／cm²）

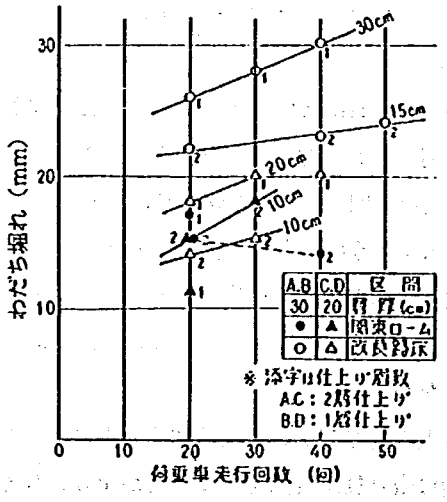
2）温度とDS値の関係より，舗装面温度X℃で，動的安定度DS値X回㎜より，交通開放時の値を決められないか。

上記のような問題が解明されると，ホイールトラッキング試験の結果に，交通開放時の舗装面温度で，試験データを取り管理出来るのではないかと考えられる。

（近畿技術事務所）

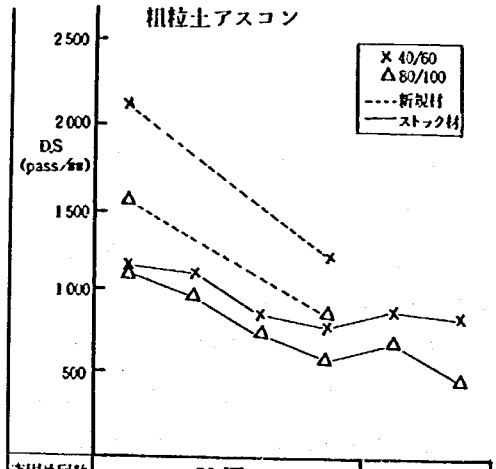
（回答）

急速施工を余儀なくされる幹線道路での夜間打換工事などで，交通開放時のアスコンの温度管理が重要になる。土研で過去に実施したシックリフト工法によるアスファルト安定処理路盤の施工実験では，路盤の転圧終了後，未だ混合物が十分冷えない状態（表面温度約60℃）荷重車（P＝5t）を走行させ，促進わだち掘れを起こして塑性変形量の検討を行った。わだち掘れ量は荷重車の走行回数毎に横断プロフィルによる波形から求めた。2層仕上げの場合の促進わだち試験は，2層目の表面で行ったものである。この結果，図－1の結果を得た。走行回数20回は，わだち掘れに先だって実施したたわみ量試験時のものである。これによれば，走行回数20回以降の直接の勾配から判断すると，わだち掘れの生じやすさは層厚による影響は小さいことがわかる。しかし，わだち掘れの絶対量は層厚に応じて大きくなり層厚30㎝の場合，仕上げ層数にかかわらずわだち掘れ量は20㎜以上と非常に高い。このような大きなわだち掘れが発生すると，表層・基層などの1層あるいは2層の施工では修正できないことが予想されるので，高温での車輌の走行は極力さけるべきであろう。しかし，高温であってでも塑性変形のおきにくい混合物（熱硬化性アスコンなど）を使用するなどの対策が採択できる場合は，わだち掘れは軽減できるものと予想される。

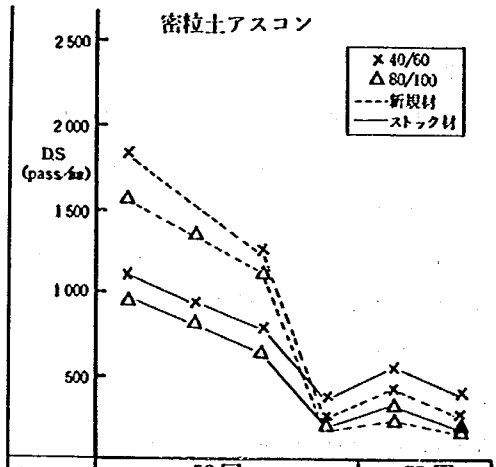


図－1　促進わだち掘れ試験によるわだち掘れ量

混合物の動的安定度（DS）は試験温度接地圧に影響される値であるので，正確な条件で評価すべきである。これらの関係は，土研資料1542号，2－10や図－2に示しているので参考にしていただきたい。これらによれば，温度が10℃高くなるとDSは1／7～1／10に低下する傾向にあり，60℃以上の温度ではDSの評価は適当でないといえる。



大固め回数		50回				75回	
測定温度		45℃			60℃		
接地圧		4.3㎏/㎠		5.5㎏/㎠			6.4㎏/㎠
トラバース有無		有	無				
時固め度(ストック材)	40/60	99.9	99.8	100.2	100.3	100.2	100.4
	80/100	100.1	100.0	100.2	100.9	99.3	99.5
時固め度(新規材)	40/60	100.4	—	—	100.5	—	—
	80/100	100.4	—	—	100.9	—	—



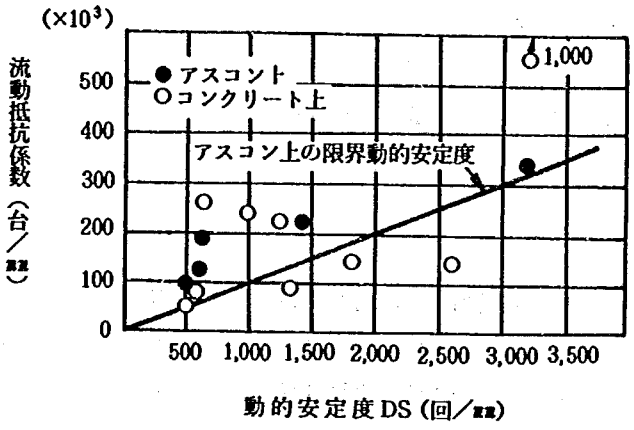
大固め回数		50回				75回	
測定温度		45℃			60℃		
接地圧		4.3㎏/㎠		5.5㎏/㎠			6.4㎏/㎠
トラバース有無		有	無				
時固め度(ストック材)	40/60	99.5	99.3	99.2	99.7	99.4	99.4
	80/100	99.8	99.6	99.2	99.5	99.2	99.2
時固め度(新規材)	40/60	100.0	100.3	99.8	100.2	99.4	99.5
	80/100	100.1	100.2	99.9	99.9	99.5	99.5

図－2　測定条件とDS

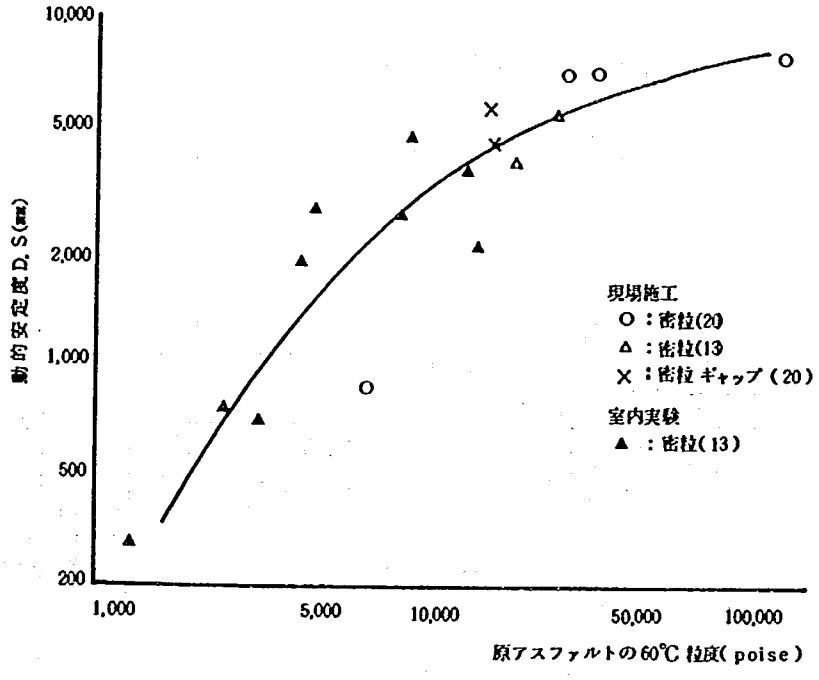
交通開放時にどの程度のDSがあればよいかについては，貴地建が昭和52年にDS＝840回／㎜の目標値を提案した時の図－3も参考になるといえる。これより，大型車交通量の水準によって差位はあるが，DSは1,000回／㎜（6.4㎏／㎠，60℃）以上が必要になろう。

DSはさらには，図－4に示すように混合物に使用するアスファルトの粘度によって異なる。これより，交通開放時の温度が路面温度60℃を目安とすることが一般的であるので，この時にDSが1,000回／㎜以上を保証するアスファルトの粘度は，4,000ポアズ以上のものを使用することも効果であることがうかがえる。

以上のことがらから60℃以上の高温でDSを議論することは，アスファルト混合物では合理的でないので，現場では可能な限り放冷時間をとることが重要となる。急激に舗装体の温度をさげる試行としてドライアイスを使用したものもある。



図－3　流動抵抗係数と動的安定度の関係



図－4　原アスファルトの60℃粘度とDSの関係

（舗装研究室）

道－45 駐車場と駅前広場のアスファルト舗装の構成　(55)

（質問）

「アスファルト舗装要綱」には，駐車場，駅前広場のアスファルト舗装構成について基準が

なく，実施の際困っていますので，

① 基準があれば，それをお示し下さい。

② 実施例をおしえて下さい。（適用条件を示して）

（兵庫県土木部）

（回答）

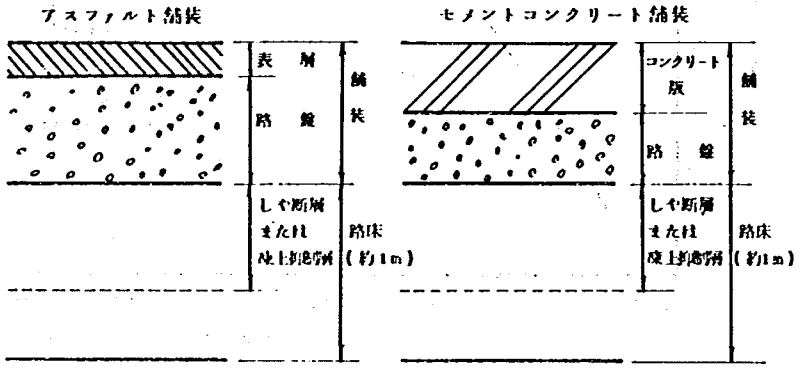
駐車場や施設に付随する構内道路，前庭まわり（構内広場）を対象とした構内舗装の設計基準には，営繕協会で発行している構内舗装設計標準（昭和53年度版）がある。さらに，駅前広場の舗装には，東京都建設局の道路工事設計基準（昭和54年度）などがある。

以下，これらの概要を紹介する。

構内舗装設計基準は，舗装の構造を図1のように定義し，舗装の設計は施設の区分，路床土の分類，気象条件および供用後の維持修繕などを考慮して行うことにしている。

構内舗装は図－1に示すように，路床土上に路盤，表層またはコンクリート版の順に構成される。

路面は水溜りが生じないよう路面こう配を確保しなければならない。



図－1　舗装の構成と各層の名称

(1) 施設の区分

官庁施設は次の2種類に区分する。

一般庁舎……単独庁舎，合同庁舎，研究所，その他（職業訓練所，コロニー，青年の家など）
特殊庁舎……陸運事務所，警察学校など

これは，構内交通量の調査結果から，大・中型車交通量は単独庁舎で約1台／日，合同庁舎で約3台／日，研究所で約5台／日，その他で約8台／日，特殊庁舎で約40台／日となり，大・中型車はほとんどが特殊庁舎に限定されることから，2種類にしたものである。

(2) 路床土の分類

道路舗装では，路床土の支持力特性が舗装の耐久性に影響を及ぼすので，構内舗装の場合も肉眼観察かまたは簡単な方法によって路床土の評価を行い，表1のような分類をすることにしている。

路床土は表－1のように土粒子の大きさによって砂質土，粘性土に大別し，粘性土については含水状態によってさらに2つに分類する。

表－1　路床土の分類

区　分	土粒子の大きさによる分類	含水状態による分類	特　　徴
Ⅰ	砂質土	少ない	大部分は，肉眼でそれとわかる砂の粒子で構成され，水はけはよい。手にとってにぎってもやがてくずれてしまう。 まさ土，シラス，山砂，火山砂，花崗土などがこれに属する。（含水比20%以下）
Ⅱ	粘性土	比較的少ない	砂分（4.760 μふるい通過率が50%以上）が少なく，細粒土（74 μふるい通過率50%以上）が多い。 手にとってにぎれば自由に変形させることができる。（含水比40～50%）
Ⅲ	粘性土	多い	塑性の大きい無機質または，有機質粘土。関東ローム，黒ボクなどはこの典型的なものである。 手にとってにぎった時，手に粘りつく。（含水比50%以上）

〔注1〕路床土は，肉眼による観察，手指による感触，簡単なふるい分け，などによって路床土の性質を判断し，分類することを原則とする。なお区分Ⅱであっても，含水比が少ない固結粘土等（岩盤状のもの）の場合は区分Ⅰにする。
〔注2〕路床土は，雨期または，凍結融解期をさけて路床面より下方30cm以上深い以置から採取したものを試料としなければならない。

(3) 舗装厚の設計

舗装厚は，施設区分と路床土の分類及び凍上による影響を考慮して図２～４を標準としている。これらは，官庁施設のおける大型車の交通量は一般庁舎の平均値が11台／日，特殊庁舎が29台／日となり，これをもとに一般庁舎の場合，大型車交通量を正規分布と仮定し，95%信頼区間の上限値が21台／日となる。また，特殊庁舎ではデータ数が少ないため上限値に近い60台／日を代表値と考え，これをもとに図５から求まる設計輪荷重に相当する T_A，H をアスファルト舗装要綱の構造設計式で検証して安全側であることを確認の上，決めたものである。

一般地域は，0.65 Dmax（最大凍結深さcm）の厚さが70cm未満となる地域，寒冷地域は70cm以上となる地域として区分している。一般地域の舗装は図２のものを標準としている。一般地域で５cmのアスファルト安定処理層を設ける構成をとりあげたのは，一般に多層構成のもの程施工性がよく，その結果，良好な平担性が得られやすく品質の均一性，たわみ性に富む理由からである。

さらに，一般地域であっても凍上の影響があると予想される場合は，凍上抑制層を設けることにしている。凍上抑制層の厚さを決めるために用いる0.65 Dmaxの65%は簡易舗装要綱と同様の取扱いにしたものである。

寒冷地域の舗装は，図３のものを標準としている。凍上抑制層はこの場合アスファルト舗装では50cm以上，セメントコンクリート舗装では40cm以上となる。構内舗装は，車輌の低速走行が多いこと，車線規制がないこと，わだち掘れが一定個所に集中しないなどの特色があるので，表層に用いるアスファルト混合物は，たわみ性に富むもので同時に自然環境による老化などに耐えるものをえらぶことにしている。一般には，フィニッシや敷均しが可能な場合は密粒度アスコン（13）を用いる。人力施工が多い場合は，細粒度アスコン（13）を用いる。冬期にタイヤチエンなどを使用する地域は，細粒度アスコン（13F）を用いる。セメントコンクリート舗装の版厚を15cmとしたのは，実態調査から多用されている厚さであること，施工面から使用骨材粒径の３倍以上が望ましいこと，コンクリート版の設計公式によって $(\sigma_c/\sigma_a)\times100=\frac{17.3}{45}\times100\fallingdotseq38.5\%$，直角隅角部の輪荷重応力による $\frac{\sigma_c}{\sigma_a}\times100=\frac{19.26}{45}\times100\fallingdotseq42.8\%$ といずれも50%以下で疲労に対して安全であり，同時に一回載荷による輪荷重も５t以下となるなどの理由によって決めている。

セメントコンクリート舗装の目地構造は，図３を標準としている。版の目地割は巾2.4~4.0 m，長さ3.0～6.0 m程度の長方形が一般的である。版の収縮に対して設ける横目地は打ち込み目地とし，施工上必要を生じる縦目地およびマンホールなどの周辺に設ける目地は，突合せ目地としている。

東京都建設局の道路工事設計基準（昭和54年度）では，駐停車場舗装は表２に示す交通量区分に従って，セメントコンクリート舗装にすることを原則にしている。この場合のコンクリート舗装の版厚，路盤厚さはセメントコンクリート舗装要綱と同様に決めている。しかし，最近

駅前駐停場の下部が地下駐車場として利用される場合が多いため，設計基準どおりのコンクリート版を設けることが出来にくい状況にある例がでてきている。このような場合の基準を探るために同局では試験舗装を実施しているので，その実施例を表－3に示した。

アスファルト舗装およびセメントコンクリート舗装の舗装厚の設計は，施設区分と路床土の分類別と，一般地域（凍結指数がおゝむね500未満の地域）と寒冷地域（一般地域以外）別に標準を定める。

(1) 一般地域の舗装厚および各厚の構成

一般地域の舗装厚および各層の構成は図－2を標準とする。

舗装面積が大きく路面の平たん性が特に要求される場合は，路盤の一部に厚さ5cmのアスファルト安定処理層を設ける断面とする。

路床土の分類がⅢ（粘質土で含水比が高い）の場合は厚さ15cmのしゃ断層を設けるものとする。

一般地域であっても凍上のおそれのある場合は，最大凍結深さの65%の値と図－2に示す舗装厚と比較し，その値が大きい場合には，その厚さの差だけ凍上を起こしにくい材料で路床土を置換える。この部分を凍上抑制層と称する。

凍上抑制層の最小厚さは15cmとする。

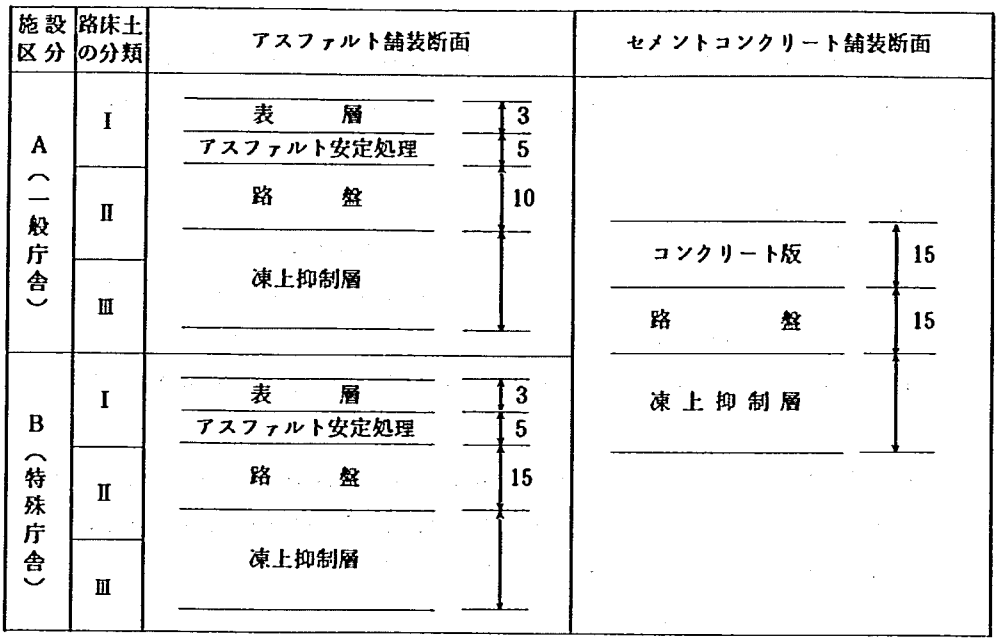
施設区分	路床土の分類	アスファルト舗装断面		セメントコンクリート舗装断面
		標準断面	特に平たん性を要求される場合	
A（一般庁舎）	Ⅰ	表層 5 路盤 15	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 10	
	Ⅱ			
	Ⅲ	表層 5 路盤 25	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 15	コンクリート版 15 路盤 15
B（特殊庁舎）	Ⅰ			
	Ⅱ	表層 5 路盤 35	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 25	
	Ⅲ			

図－2　一般地域の舗装断面

(2) 寒冷地域の舗装厚さおよび各層の構成

寒冷地域の舗装厚さおよび各層の構成は，図－3のものを標準とする。

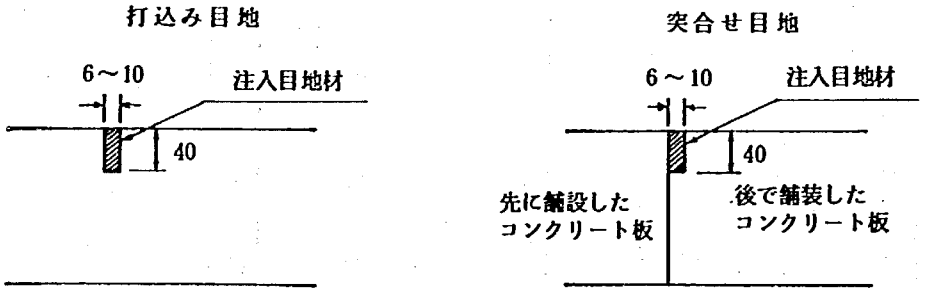
舗装厚と凍上抑制層を加えた値は最大凍結深さの65%を確保しなければならない。



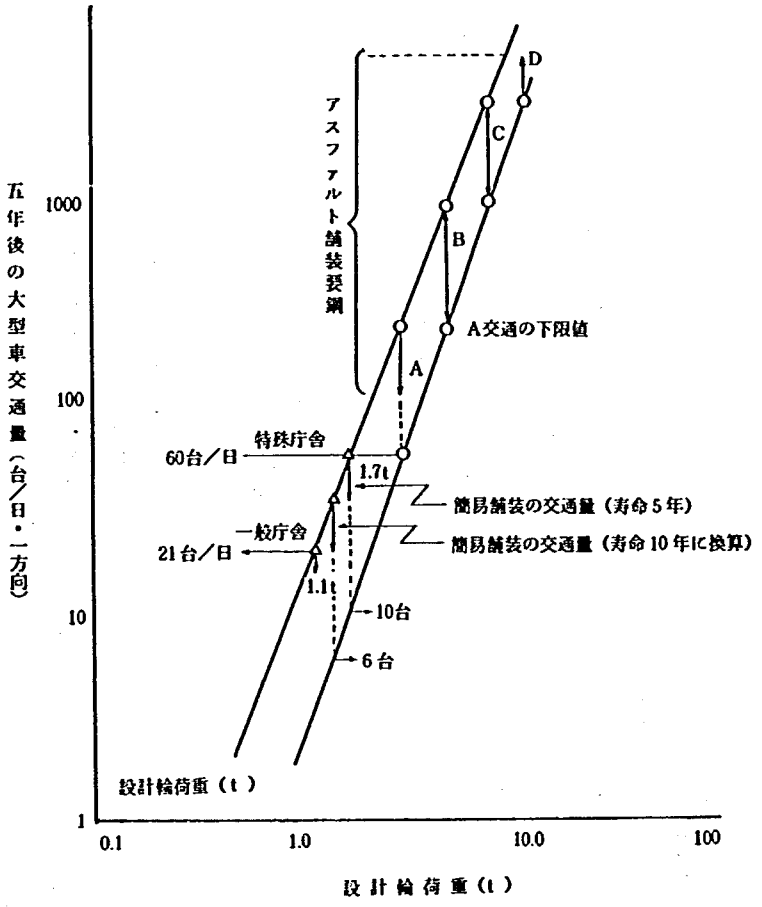
図－3　寒冷地域の舗装断面（単位cm）

(3) セメントコンクリート舗装の目地構造

セメントコンクリート版の横目地には打込み目地を用いる。縦目地および構造物の附近には突合せ目地を用いる。これらの目地構造は図－4のものを標準とする。



図－4　目地の構造（単位mm）



図－5　輪荷重と大型車交通量の関係

表－2　適用交通量区分

種　　別		交通量区分
本線車線から分離したバス停留場		B
駐車場	大型車用	B
	普通車用	A
トラックターミナル等の大型特殊車用駐停車場		D

表－3　バス停部分の試験舗装の例

施工年月	施工場所	施工規模	舗装構造	結果の考察
53. 3	早稲田通り 高田馬場駅～早大 （路線内バス停留所）	3×40m／ケ所 ×7ケ所	C交通 CBR 3％ 表層5cm　ゴム入りアスコン 樹脂入り　〃 シノパール 細②	・側方への盛り上りなし，下方への沈下，たわみの面からも構造の影響あり。 ・構造全体で対処することが必要，通常の設計法では不十分。 ・表層材による差も明らか。
54. 3	明治通り 伊勢丹前 （　〃　）	4×25m／ケ所 ×2ケ所	切削，カバー I型　半剛性5cm II〃　〃　10cm	・半剛性舗装による急速施工は可能か，どうか疑問が残った。このためゲル化の問題を解決する必要がうかがえた。
54. 11	都土木技術研究所 戸田橋分室構内	3×3m／ケ所 ×6ケ所	5 A：半 ㋛　B：半 ㊥　C：半 ㋛　D：半 ㊥　E：半 普　F：改アス　4 A：半 ㋛　B：半 ㊥　C：〃 〃　D：〃 〃　E：改アス　F：〃　6	・ゲル化の改善方法を検討するため安定剤の利用。　良好 ・各構造の力学性を検討。
55. 3	新宿駅西口 バスターミナル	7×70m／ケ所 ×4ケ所	半剛性舗装　3社 SFRC 舗装	・基準化のために各社のちがいを検討。 ・施工上の問題。 ・耐久性 ⟷ コスト

（舗装研究室）

道－４６再生合材を使用したアスファルト合材　(55)

(質問)

近年建設廃材の捨場確保の困難性及省資源の観点から再生合材を使用したアスファルト合材による舗装修繕を実施しているところでありますが，品質管理及び施工管理等の面で未解決の点があり，これ等の管理基準について今後の方向及び現状についてお伺いします。

(大阪国道工事事務所)

(回答)

日本道路協会の舗装材再生利用分科会（分科会長　藤井治芳）では，舗装廃材の再生利用の現況をとりまとめているが，これによれば以下のことが明らかにされている。

(1) 再生材は，路盤材と加熱アスファルト混合物への利用が多い。

(2) 再生路盤材は，アスファルトコンクリート廃材・セメントコンクリート廃材および路盤廃材等の組合せ，またはこれらの再生骨材に新規材料（切込砕石，砂，水砕スラグ等）を補足して利用している。

(3) 再生加熱アスコンは不特定発生源のアスファルトコンクリート廃材を使用する例が多い。

(4) 再生骨材の生産方式は実績の$\frac{2}{3}$が機械破砕，残りは熱解砕（温湯またなスチームを利用）によるものである。

(5) 再生混合物は，再生骨材の使用率，品質などから次の４種類に大別できる。

	再生骨材使用率(%)	品質		
		粒度	混合物	アスファルト
A	100	非調整	特記仕様書で指示	若干の新アスファルトや軟化剤を併用する場合もある。一般には添加せず。
B	70～100	新材の添加によって調整	アスファルト舗装要綱に準じる。	軟化剤，新アスファルトを添加して使用する。
C	30～ 70	〃	アスファルト舗装要綱の基準を適用	針入度を新しい合材の値に近ずけるように軟化剤等で調整。
D	30 以下	〃		非調整

以下に舗装構成各層への適用の現況を示す。

1. 表　層

再生アスコンをアスファルト舗装の表層に適用する例は，基層や路盤への適用より多いことが明らかである。

対象とする舗装は，軽交通道路や簡易舗装の表層に多く利用され，高級舗装への利用は少ない。

再生混合物は，Ａ・Ｂ・Ｃタイプのものが使用されているが，表層のみの舗装（軽舗装）

には実績の60%近くは，Aタイプのものが使用されている。混合物の種類は，再生骨材の配合率によって調整されている。

混合物の品質は，Aタイプ以外はアスファルト舗装要綱に準じたものが得られている。また，これらの混合物は大部分がドラムミキシング方式によって生産されたものが使用されている。

2. 基　層

再生アスコンをアスファルト舗装の基層に適用する例は，実績では約10%強の利用率である。

再生混合物の使用はAタイプのものは少なく，BとCタイプが約$\frac{4}{5}$の割合で，中でもBタイプが多く使用されている。

再生加熱アスコンは，表層の場合と同様にドラムミキシング方式で生産されたものが主体であるが，高熱骨材方式の例もある。

3. 路　盤

舗装廃材は，常温で再生されるものは粒状路盤材，安定処理路盤材および路床うめもどし材に利用されている。一方，加熱再生されたものは，アスファルト安定処理路盤に利用されている。

再生加熱アスコンを路盤に利用する例は，実績では約20%の割合で認められている。この場合の混合物は，Bタイプのものが主に使用されている。

再生アスコンの配合設計の手順および施工方法の現況の主なものを，表1～2および図1にそれぞれ示す。

表1　配合設計の手順の1例

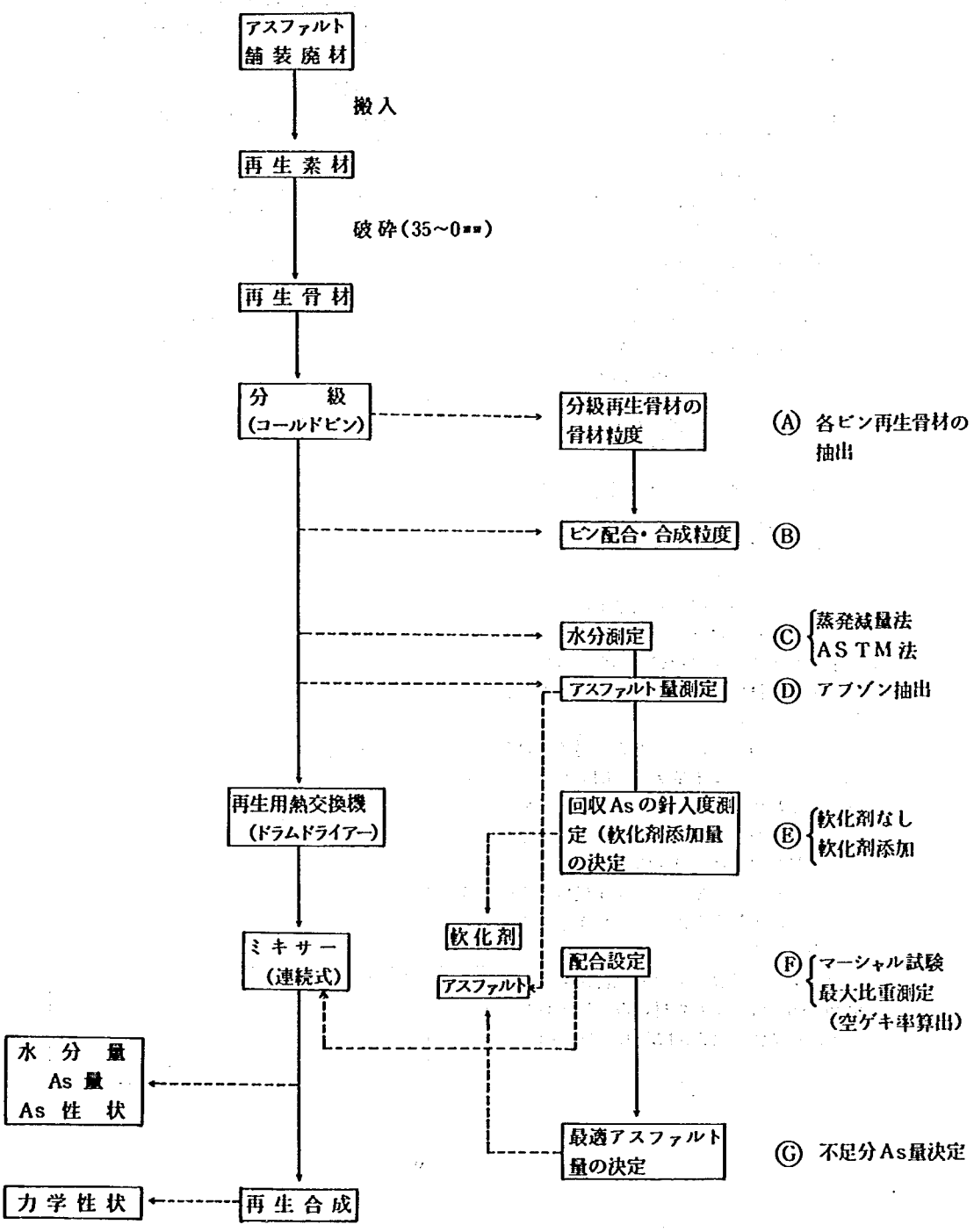
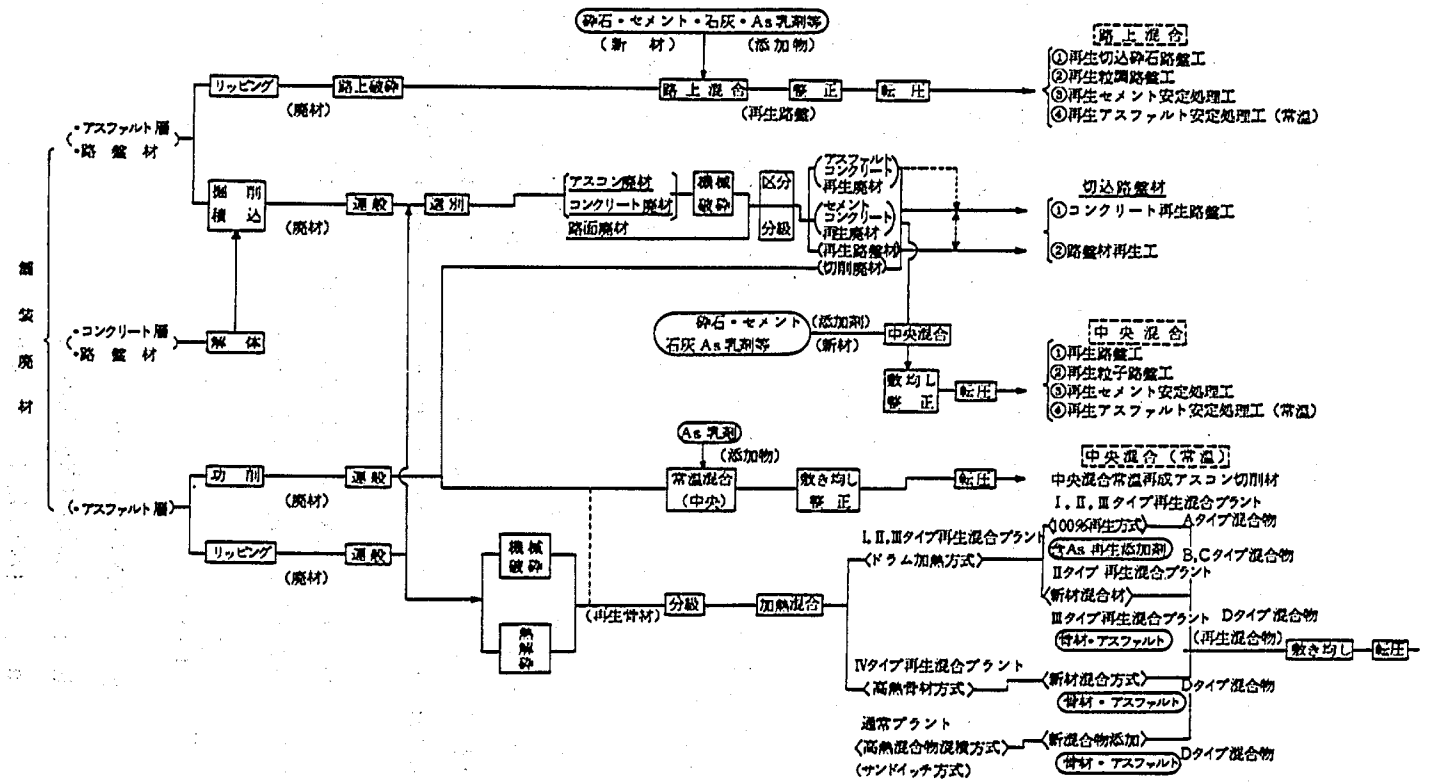


表2　配合設計例

(A) 再生混合物より回収したAsの針入度を一定の基準以上とする場合	(B) 再生骨材添加率一定の場合
① 新As旧AsのPenより算術計算で所定のPenになるよう，若干の余裕をもたせて，再生骨材添加率（R%）を定める。 $R \leq \frac{At(\alpha \cdot Pn - Pc)}{Ao(Pn - Pr) \cdot \alpha} \times 100$ R：再生骨材使用率（%） Pc: 再生アスコンの回収アスファルトの針入度の目標下限値 Pr: 再生骨材中の回収アスファルト（旧アスファルト）の針入度 Pn: 新アスファルトの針入度 Ao: 再生骨材中の旧アスファルト量（%） Ar: 再生アスコン中の旧アスファルト量（%） $Ar = \frac{R \cdot Ao}{100}$ At: 再生アスコンの予測合計最適アスファルト量（%） α：新アスファルトの針入度，再生アスコン中の新・旧アスファルトの比率及びプラント特性により定まる係数。 弊社では0.9～0.85を用いている。	① 所定の再生骨材添加率と再生骨材抽出粒度及び新材粒度から骨材合成粒度を求める。 再生アスコンの回収アスファルトの針入度の予測値（$\acute{P}c$）は次の式で求める。 $\acute{P}c = \frac{R \cdot Ao \cdot \alpha}{100 \cdot At}(Pr - Pn) + Pn \cdot \alpha$ （記号はA)と同様）
② ①より求まる再生骨材添加率と再生骨材抽出粒度，及び新材粒度により骨材合成粒度及び各骨材配合率を求める。	
③ 合成粒度の確認が終ったら，再生骨材添加率と抽出旧アスファルト量より，旧アスファルト量を求め，それに新アスファルト量を加えて合計アスファルト量が求まるので，予測される最適アスファルト量を中心に，0.5%づつずらせて前後5点のアスファルト量でマーシャル試験を行い，最適アスファルト量を求める。これより新アスファルト量を求める。	② 同　左
④ マーシャル試験における理論密度は，新材は各材料の比重，再生骨材は混合物の真空法による最大比重試験法（ASTM D－204）の値を用いる。	③ 同　左



図－1　再生舗装施工方法の分類例

道－４７ 低盛土における舗装厚の決定 (46)

(質問)

低盛土における舗装厚設計にあたり多層構造弾性解析法をもって試行したが，これらについての留意点および追跡調査方法について

(高知工事事務所)

(回答)

舗装を弾性体とみなして各層のひずみ，応力，たわみ等を求め，舗装厚を決定する方法は種種の方法が試みられているが，確立された方法はないのが現状である。したがって過去に行われた工事より各種の条件が似ている成功例を参考にして設計を行う方法を用いることになると思われる。

このような場合，設計の妥当性の検証のために，および今後の資料と資するために各層の強度特性等を測定することが多い。よってそのような場合の必要な測定等について述べると以下のとおりである。

まず，強度特性として各層を舗設するごとに平板載荷試験およびベンケルマンたわみ量試験（５トン荷重）を行うことが必要であると考えられる。測定点数は多いほど良いわけであるが，統計的および試験の難易等から考えるとK値は５ケ所程度以上，たわみ量は20点程度以上とするとよいであろう。

また強度特性に関係が深いと考えられる締固め度，厚さ，さらに粒状層については施工時の含水比を測定しておく必要があると思われる。セメントあるいは石灰による安定処理層に対しては一軸圧縮試験用供試体を作成し，所定日数の強度だけでなく１ケ月後，３ケ月後等の長期養生後の強度も求めておくと最終強度が予想でき，層の弾性係数を確認する場合に有用であると考えられる。

このようにして測定した結果より各層の弾性係数を求める方法については，一般に地盤を１層と考えた場合K値と弾性係数の関係は式(1)で表わされる。

$$K_{30} = \frac{E}{1.18\,a} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに　K_{30} : 支持力係数（kg／cm³）

E : 弾性係数（kg／cm²）

a : 平板の半径（＝ 15 cm）

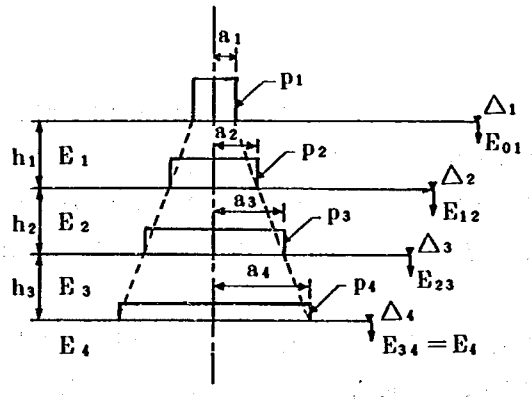
したがって図－１において最下層の弾性係数 E_4 は式(1)より求められる。次に第３層が舗設された場合 E_{23} は同様に求められる。さらに E_4 と E_{23} より E_3 を求めるが，これにはブージ

ネスクの弾性理論にバーバーの等置法の仮定を利用した方法すなわち式(2)を利用する。

$$\frac{1}{E_{23}} = \frac{1}{E_3} + \left(\frac{1}{E_4} - \frac{1}{E_3}\right) \frac{1}{\left\{1 + \left(\frac{h_3}{a_3}\right)^2 \left(\frac{E_3}{E_4}\right)^{\frac{2}{3}}\right\}^{\frac{1}{2}}} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

式(2)より第3層の弾性係数E_3が求まる。そしてK値よりE_{12}を求め，式(2)を利用してE_{23}とE_{12}よりE_2を求めるという手順をくり返すことによって各層のEが求められることになる。

またベンケルマンたわみ量より舗装の各層の弾性係数を求める方法は，図－1において第4層上面でのたわみ量とE_4の関係は式(3)で表わされる。



図－1　多層構造計算の説明図
（例として4層の場合を示した）

$$W_4 = \frac{1.5\, P_4\, a_4}{E_4} \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

ここに　W_4 ： ベンケルマンたわみ量（cm）
P_4 ： 荷重強度（＝5.5 kg／cm²）
a_4 ： 載荷半径（＝17 cm）

同様に第3層上面のたわみ量よりE_{23}を求め，式(2)を利用してE_2を求めるという手順をくり返せばよい。

このようにして求めた舗装の各層の弾性係数を利用して舗装後の表層上のたわみ量を再計算し，場合によっては施工中に舗装構成を一部変更することも必要であると考えられる。また舗装完了後は定期的に路面たわみ量測定を行い，それが当初想定した限界たわみ量以下であることを確認することも必要である。

参考文献

1）竹下，桃井，「軟弱地質上の舗装に関する一考察」，道路，昭和40年5月

（舗装研究室）

道－４８ 舗装設計及びすべり止め舗装 （56）

（質問）

1. 凍結指数のない地方での凍結深さによる舗装厚設計について（実測による凍上抑制層のとり方）

2. すべり止舗装として開粒度アスコン使用の場合，舗装構成の取り方について

（徳島県土木部道路建設課）

（回答）

1. 凍上についての基本的な考え方は道路排水工指針（日本道路協会発行）に詳述されているので，以下にその考え方について紹介する。

凍上は，土質，温度および地中水の三条件が同時に満たされたときに起こる。したがって，これらのうち一つ以上を除去または改善することによって凍上を防止または抑制することができる。

舗装設計においては，そのうち土質の改善すなわち凍上性の土を凍上を起しにくい材料と置き換える方法を採用するのが一般的である。よってその置換深さを求める手順について述べると次のようである。

まず凍結深さはメチレンブルー凍結深度計を利用するかあるいは調査孔を掘って求める。そして，図－１に示すように換算凍結深さ D_e を求める。

換算最大凍結深さとは現地の地盤が凍上を起こしにくい均一な粒状材料からなると仮定して，現地で実測した最大凍結深さから換算した凍結深さを言い，つぎの簡略式を用いて求めてよい。

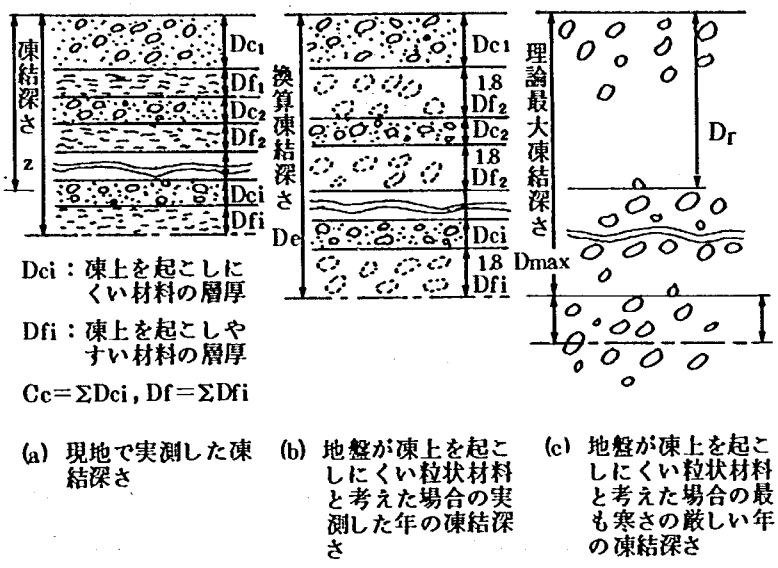
$$D_e = D_c + 1.8\ D_f \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに D_e ：換算最大凍結深さ（cm）

D_c ：実測した凍結深さ内の凍上を起こしにくい粒状材料からなる土層の総厚（cm）

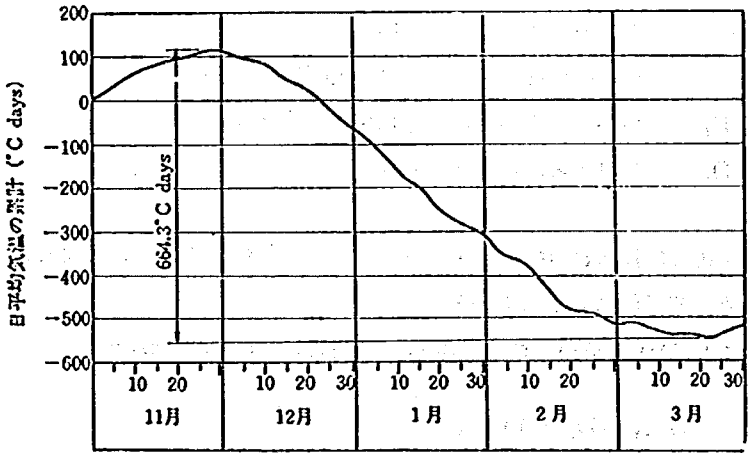
D_f ：実測した凍結深さ内の凍上を起こしやすい細粒材料からなる土層の総厚（cm）

D_c と D_f の和は凍結深さに等しく，それぞれの厚さは土層調査の結果などを利用して決定する。これらの関係を図示したのが図－１である。



図－1　理論最大凍結深さ

また凍結指数は図－2あるいは表－1のように求める。



図－2　日平均気温から求めた凍結指数

表－1　月平均気温から求めた凍結指数

月	月平均気温	日数	月平均気温×日数	累　　計
12	－6.3	31	－195.3	195.3
1	－8.3	31	－257.3	452.6
2	－6.4	28	－179.2	631.8
3	－0.2	31	－　6.2	638.0
凍結指数　638℃・days				

最近10年間の最大凍結指数は一般にはアスファルト舗装要綱の付録－2を利用するが，比較的温暖な地方において局部的に凍結が予想されるような場合には付録－2は利用できない。このような場合には式(2)において便宜的に $E_e = F_{max}$ と考えてもよいと考えられる。気候がややきびしいと考えられる場合には付録－2等より考えてほぼ同じ条件の F_{max} を使用すれば十分であろう。

$$D_{max} = D_e \sqrt{\frac{F_{max}}{F_e}} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，D_{max} ： 理論最大凍結深さ（cm）

F_{max} ： 現地の最近10年間の最大凍結指数（℃・days）

F_e ： 現地の調査した年の凍結指数（℃・days）

D_e ： 換算最大凍結深さ（cm）

さらに換算したあとの凍結深さの80％が凍上を起しにくい材料で占められるように置換深さを決めればよいことが経験的にわかっている。

よって置換深さを D_r 路床部分の凍結深さを D_s とすれば，式(1)と同様に

$$D_{max} = D_r + 1.8\, D_s$$

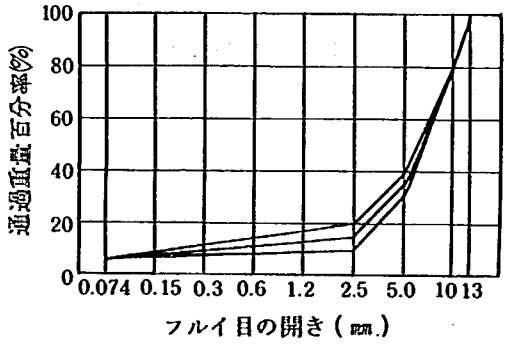
また $\dfrac{D_s}{D_r} = \dfrac{20}{80}$

両式から　$D_r = 0.7\, D_{max}$

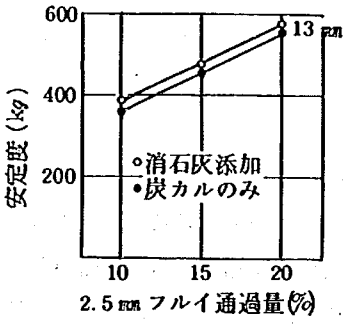
すなわち置換深さは理論最大凍結深さの70％をとればよい。

なお，凍結指数が要綱等に掲載されていない地方では，仮に凍結したとしてもその深さは舗装厚以下と考えられまするので，一概には考慮する必要はないと思われる。

2. 開粒度アスコンはアスファルト舗装要綱にも記されているように粒度的には 2.5 mm ふるい通過量が 15～30％と少なくて 13～5 mm の砕石が多く，アスファルト量は 3.5～5.5％と少ないアスコンである。したがってマーシャル安定度はあまり大きくなく，図－3および図－4に示すように400 kg程度以上であると考えられ，フィラーに消石灰を添加すると安定度が増加することが知られている。空げき率は図－5に示すように10％程度はあるものと考えられる。



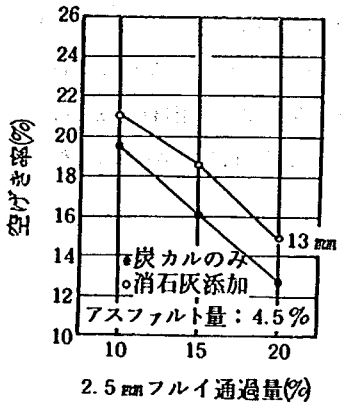
図－3　混合物の粒度



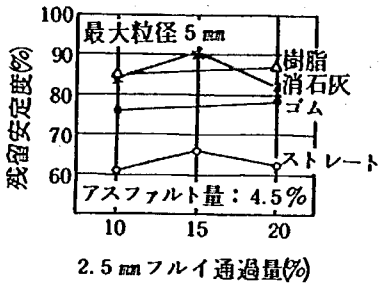
図－4　2.5 mm フルイ通過量と安定度の関係

このように開粒度アスコンはアスファルト量を少なくして骨材を多く表面に露出し，しかもマクロな凹凸もつけられており，降水もはやく処理されるのですべり止め舗装として用いられている。しかし路面の摩耗，飛散等が著しい，降水が開粒度アスコン層の下層の表層上部にまで浸透滞留し，はく離の進行がはやい等の欠点も指摘されている。そこで骨材はスリヘリ減量の小さいものを用いる，骨材の把握力を増し耐久性のある混合物とするためゴム入りアスファルトを用いる等の対策も必要となろう。はく離に対しては図－6に示すように消石灰を用いると有効であることが知られている。アスファルト量はマーシャル安定度試験によって決定できないので経験的な値を用いるが，通常は4.5％として良いようである。さらに開粒度アスコンの下の層には密粒度アスコンのような水密性のある混合物を用いる必要がある。

一般に開粒度アスコン層は 3 cm 程度の厚さで施工されるが，摩耗，飛散，はくり等によって舗装の他の部分より早期に破壊することが考えられるのでT_Aには含めるべきではないと考えられる。



図－5　粒度と空げき率の関係



図－6　残留安定度

参考文献

1）アスファルト舗装要綱，日本道路協会

2）道路排水工指針，日本道路協会

3）椙田慈，「スベリ止め舗装」，舗装，昭和43年9月

4）透水性舗装研究委員会，「透水性舗装に関する研究（上）（中）（下）」，道路建設，昭和51年7月～9月

5）市原薫，「すべり止め舗装の考え方」，土木技術資料，昭和47年6月

6）佐々木，細谷，近藤，「開粒度アスコンのはく離とその対策」，舗装，昭和50年9月

（舗装研究室）

道－49わだち掘れ対策　(56)

（質問）

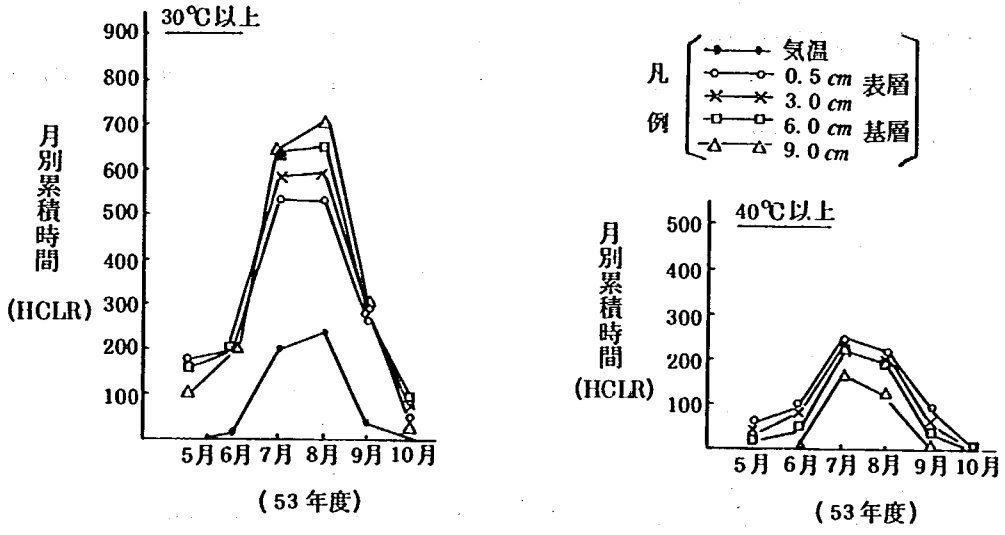
1. オーバレイ舗装のわだち掘れ対策について

コンクリート舗装版上に，オーバレイ（基層及びレベリング層5 cm，表層4 cm）を施工した試験道路においてわだち掘れの増大する時期は，毎年7，8月の夏期に集中しており他の期間はほとんど増加していない。

舗装体温度が30℃以上の各月の累計時間をみると，舗装面から－6 cmでは，7月 650

時間，８月６６０時間であり－0.5 cm ではそれぞれ550時間程度となっている。また舗装体温度が40℃以上では，累積時間は７月（250時間）が最高で路面に近い程累積時間が長い（下図のとおり），したがって夏期には，ほとんどの時間舗装体は高温のままであると言える。また舗装体温度が30℃ の場合は基層部の方が高温状態が持続し，40℃の場合は表層部の方が高温状態の持続時間が長い結果となっている。

わだち掘れ対策として表層混合物に主眼をおいていたが，今回の温度測定結果から基礎についても検討する必要があると考えます。これらに対する対応策についてお伺いしたい。



牟礼試験舗装体温度累積時間

（四国技術事務所）

2. 重交通道路（D交通）２車線道路のわだち掘れ対策について

(1) 改質アスファルト使用の場合の動的安定度（DS）又は変形率を特記仕様書で規定したいので実績があれば御教示願いたい。

(2) タックコートについて

建設省においてはタックコートを舗装要綱に示されている 0.4～0.8 kg／m² の中央値（0.6 kg／m²）で散布しているが，最近の著書等では 0.15kg／m² の散布が良い結果が得られているので散布量について御教示願いたい。

(3) アスファルト量について

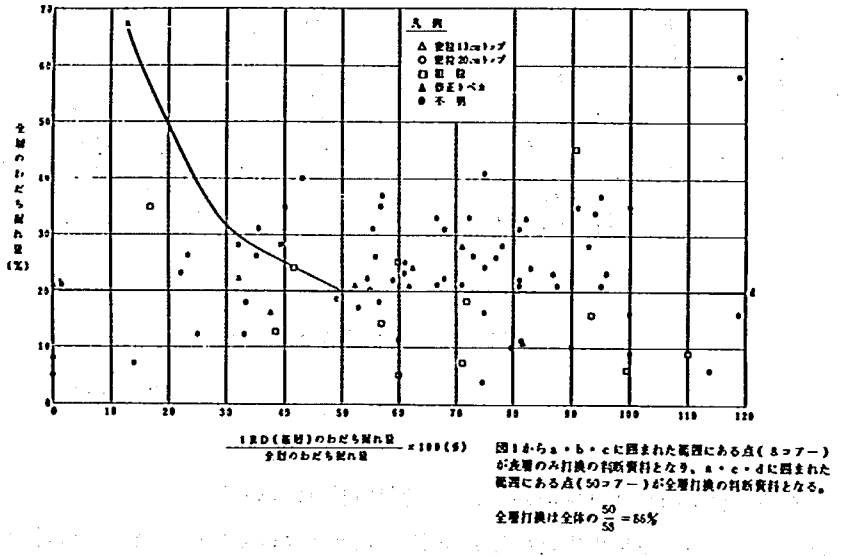
重交通に対するアスファルト量（表層，基層）について室内マーシャル試験で求められる最適アスファルト量の－1.0％のものが重交通に対して安定しているという著書もあるが資料があれば御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

首都高速道路公団の55年度の調査によれば，東京管内の舗装面積（約200万m²）のうち約27％が打換え補修を行っており，補修原因の90％近くがわだち掘れであるという調査結果を報告している。さらに7号線をケーススタディにした調査では，打換え補修を行った箇所のうち短期間（1～2年以内）に再びわだち掘れが発生した箇所は約35％近く認められ，その原因が表層のみを打換えたことによるものが多い結果を示している。

同公団では補修が必要であるか否かの判定基準を表層のわだち掘れ量が20mm 以上とし，このうち表層だけの打換えは，基層のわだち掘れが10mm未満，基層まで打換えを行うものは基層のわだち掘れが10mm以上という暫定基準を設けている。実際に補修箇所のコアー をとり表層と基層のわだち掘れ量の影響を調査すると，図－1に示すように基層の圧密変形によるわだち掘れの寄与率が極めて高いことが判る。



図－1　表層と基層のわだち掘れの寄与率（首都高速）

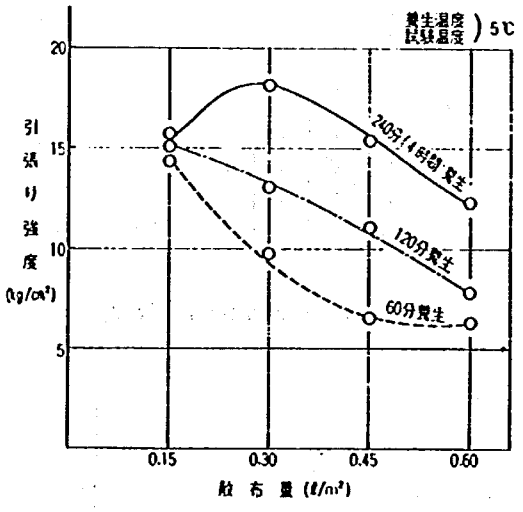
このような意味から，重交通道路におけるコンクリート舗装のオーバーレイ工事では，わだち掘れ対策は表層はもとより基層に対しても耐流動対策を行なうことが効果的であると思われる。

参考文献

1）首都高速道路協会：高架橋等の舗装に関する調査研究（54年度）報告書

2. アスファルト舗装の耐流動対策は混合物の動的安定度（DS）を確認して，その値が一定水準以上のものを使用することが良いと思われる。この場合舗装要綱ではＤＳの目標値としては1500（回／mm）としている。この値は52年度当時に入手できたアスファルト混合物（以下アスコン）の流動に関する資料（ＴＲＲＬの暫定値：ＲＤ＜11.7×10^{-2} mm／min，北村ら：ＲＤ＜3×10^{-2}～6×10^{-2} mm／min，福士ら：ＲＤ＜2×10^{-2} mm／min，土木研究所：ＤＳ＞2500回／min（45℃，4.3 kg／m^2）等）を参考にＲＤ＜3×10^{-2} mm／min 相当の値として決められた背景がある。しかし，最近の研究では，例えば清原らの研究によれば，Ｃ交通での５ｔ換算累積輪数（N_5）がN_5＝700×10^4 台通過時におけるわだち掘れの限界を30 mmとし，その時までの供用年数を３～５年とすれば，ＤＳは1800～2800回／mm，（ＲＤ＝2.3×10^{-2}～1.5×10^2 mm／ｍｉｎ）が必要であるとしている。

さらに，セミブローンアスファルトを使用したわだち掘れに関する試験舗装の調査結果では，ＤＳ＝1500～4000回／mm（ＲＤ＝2.8×10^{-2}～1.1×10^{-2} mm／ｍｉｎ）程度が良好であると報告している。これらのことを考慮すれば改質アスファルトを使用した混合物のRDの目標値は2.0×10^{-2} mm／min が推定できるので一つの目安になるものと思われる。



図－2　散布量と引張り強度の関係

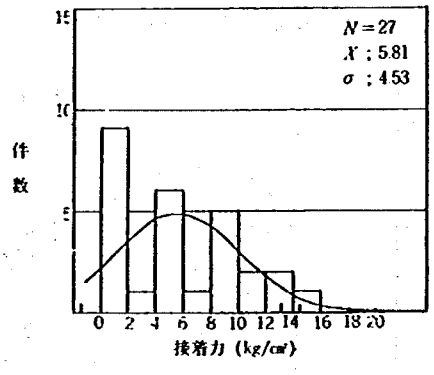
3. タックコート散布量が0.15 ℓ／m^2 程度が良好であるという報文は，荒木らの研究を指しているものと思われる。ここでは低温時の引張試験から図－２の結果を報告している。これによれば，短時間の養生で引張強度が安定しているのは 0.15 ℓ／m^2 散布の時である。しかし引張り強度が大きいのは0.3 ℓ／m^2 の時であることがわかる。一方，土木研究所が行った実橋における鋼床版舗装のコアーによる引抜き試験結果（気温５～10℃）では図－３の関係を得ている。

ここで(B)はタックコートを施した部分からはがれたケースであり，これらの平均の接着力は4.3 kg／cm² である。この値はタックコートの平均値的な最小接着強度といえる。

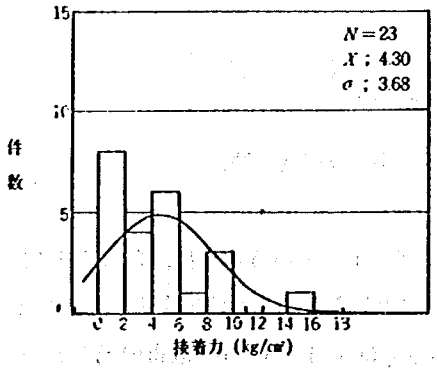
(C)は舗装とデッキプレート間ならびに舗装の上・下層間の接着力がアスコンの引張強度を上まわって舗装が破断したものである。(C)と(A)および(B)の正規分布曲線がクロスする部分の接着力は8.0～9.0 kg／cm² であり，この程度の接着力がタックコート部分にあれば舗装の上下層がはがれるケースが少ないものと推定できる。

さらに(C)グループに属するものを舗装の供用年数との関係でみると図－4の結果になり，供用年数とともにアスコンの引張強度も低下する傾向がうかがえる。

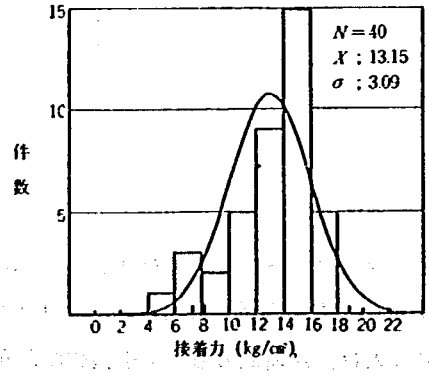
タックコートの接着強度はアスコンの引張強度を上まわる必要はないので，回帰直線の下限を施工直後の時期にもどすと14～15 kg／cm² が推定できる。タックコートの接着強度がこの程度あれば，タックコート層が原因で舗装が破壊にいたるケースは極めて小さいと思われる。図－3，図－4の結果と図－2は試験方法に差があるものの近似した値であるので，塗布量は0.15 ℓ／m² で良いものと思われるが，下層にくるアスコンは鋼板のように平滑でなく，微



(A) 接着層からはがれたもの



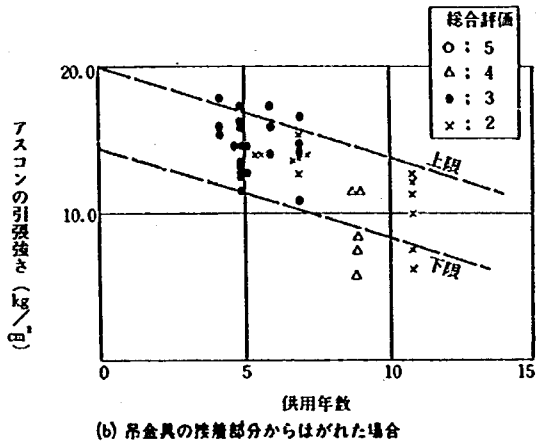
(B) アスコン層の中央部分または表層と下層の境界ではがれたもの



(C) 吊金具の接着部分からはがれたもの

図－3 接着力のヒストグラム(単位kg／cm²)

視的な凹凸があるので散布面の均一性と接着強度の大きいことを考慮すれば 0.3 ℓ/m² ～ 0.4 ℓ/m² がより望ましいと思われる。



図－4　供用年数とアスコンの引張強さの関係

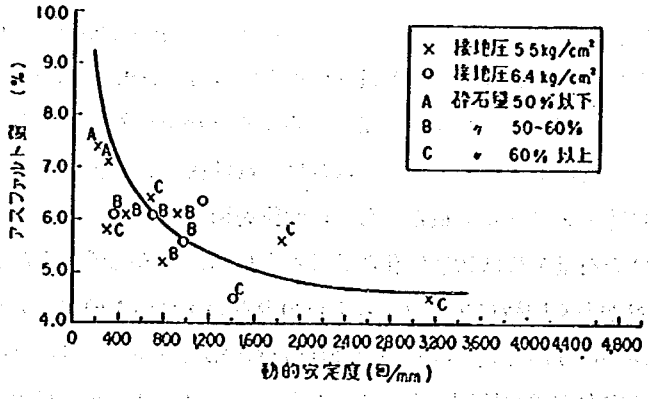
4. アスファルト舗装要綱に示された9種類の混合物についてマーシャル性状とホイールトラッキング試験を行い表－1の結果を得た。アスファルト量の共通範囲は全て1.0～1.2 %であった。この値をもとにDSとアスファルト量（OAC）の関係を求めると図－5の関係になる。これによればDSへの効果はアスファルト量を減らすことが支配的であるが，実用上はアスファルト量を減らしたことによるマイナス面（耐ひびわれ性状）を考慮してアスファルト量を決める必要がある。設計アスファルト量と砕石量の関係を図－6に示した。アスファルト量を1.0 %変化させることは砕石量をほぼ10%変化させることに対応する関係がうかがえる。DSの大きいものは，砕石量が多く同時にアスファルト量の少ない配合のものに認められる。しかし，⑥のように砕石量が50%近くありながらDSの低いものがあるので，DSへの効果はやはり，アスファルト量の決定が重要な原因であることがわかる。アスファルト量の共通範囲は最大1.2 %である（図－7参照）ことから，共通範囲の中央値（OAC）から最大限ドライ側にアスファルト量を変えても（OAC－0.6）%までしか変えられず，（OAC－1.0）%は要綱以外の判断になると思われます。

一方，室内配合と現場配合を比較すると，プラントにおける練り上がり効果が異なることから，一般に前者は後者より（－0.2～－0.3）%ドライ側になるので，このことを考慮すれば約1.0 %シフトさせることはまったく無いこととは言えない。しかしながら，アスファルト量を極端に減らすことはアスコンのひびわれ破壊（曲げ破断歪が小さくなる）の危惧があるので，

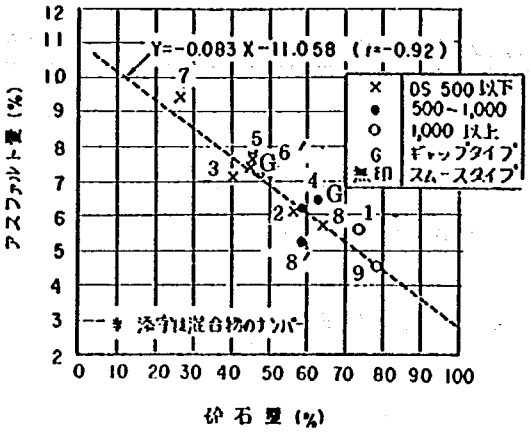
表－1　マーシャル試験及びホイールトラッキング試験結果一覧表

混合物の種類		細粒度アスコン ①		密粒度アスコン (13) ②		密粒度アスコン (13) ②'		細粒度アスコン (13) ③		密粒度ギャップアスコン (13) ④		細粒度ギャップアスコン (20F) ④'		密粒度アスコン (13F) ⑤		細粒度ギャップアスコン (13F) ⑥		細粒度アスコン (13F) ⑦		密粒度ギャップアスコン (13F) ⑧		開粒度アスコン (13) ⑨	
砕石量 (%)		73.5		57.0		58.0		41.0		63.0		45.5		58.5		46.0		27.0		64.0		78.0	
モルタル分 (%) (2.5mmフルイ通過量)		27.4		42.4		42.5		57.7		37.4		55.0		42.3		55.1		72.3		37.6		22.3	
骨材粒度		下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計	下位	定度	配合	合計
フルイ通過量 (%)	20mm	97.5		98.5		97.5		98.7		100		100		100		100		100		100		100		100		100		100		100		100		100	
	13	80.0		79.5		82.5		82.6		97.5		98.2		97.5		98.6		97.5		96.9		87.5		87.3		97.5		98.3		97.5		98.5		97.5		99.3		97.5		97.5		96.2	
	5	45.0		45.5		55.0		54.9		65.0		64.9		72.5		72.8		45.0		45.2		65.0		64.8		65.0		65.6		70.0		70.3		85		84.8		55		54.4		34.0		33.8	
	2.5	27.5		27.4		42.5		42.4		42.5		42.5		57.5		57.7		37.5		37.4		56.0		56.0		42.5		42.3		56.0		55.1		72.5		72.3		37.5		37.6		22.5		22.3	
	0.6	17.0		17.8		23.5		26.6		23.5		26.0		32.5		34.2		30.0		31.0		47.5		46.1		23.5		27.1		47.5		45.7		52.5		52.8		32.5		32.9		14		14.4	
	0.3	10.5		11.4		15.5		15.9		15.5		15.5		19.5		19.3		22.5		21.2		32.5		32.7		16.5		19.1		32.5		32.5		32.5		34.3		30.0		25.5		9.5		9.5	
	0.15	8.0		6.0		11.0		8.1		11.0		8.0		14.0		9.5		10.0		8.5		17.5		15.0		14.0		13.8		17.5		14.9		22.5		15.5		17.5		14.4		7		5.5	
	0.074	4.5		4.7		6.0		6.2		6.0		6.1		7.0		7.1		6.0		6.3		11.5		11.5		11.5		11.7		11.5		11.5		11.5		11.7		11.5		11.8		4.5		7.0	
混合物の性状	突固め回数	50		75		50		75		50		75		50		75		50		50		50		75		50		50		50		50		50		50		50		50		50		75	
	バインダー量 (%)	5.6		5.6		6.1		6.0		6.1		6.0		7.1		6.4		6.1		7.4		7.4		7.6		9.4		5.8		4.5		4.3	
	密度 (g/cm³)	2.340		2.355		2.345		2.355		2.345		2.355		2.327		2.319		2.340		2.325		2.384		2.290		2.244		2.361		2.245		2.260	
	空ゲキ率 (%)	4.6		4.0		3.7		3.6		3.7		3.4		4.0		4.6		4.2		4.0		3.5		4.0		3.7		4.1		10.5		9.6	
	骨材間隙率 (%)	17.3		16.8		17.6		17.3		17.6		17.1		19.8		13.9		18.8		24.5		15.5		20.9		24.1		17.5		19.8		19.3	
	飽和度 (%)	74.0		76.0		77.0		80		78		80		80		76		77		80.5		78		80		84		75		49		49	
	安定度 (kg)	890		965		1020		1150		1050		1220		980		1020		1040		1150		1080		1010		540*		1170		620		720	
	フロー値 (1/100cm)	26		27.5		30		29.0		24		24		26.5		27		24		34		32		35		38		30		27		23	
	S/F (kg×cm×10⁻³)	34		36		34		40		44		51		37		38		43		34		34		29		14		39		23		32	
ホイールトラッキング試験	密度 (g/cm³)	2.536		2.356		2.3686		2.367		2.359		2.353		2.311		2.342		2.343		2.322		2.398		2.299		2.262		2.366		2.262		2.274	
	締固め度 (%)	100.7		100.2		101.0		100.5		100.6		99.9		100.4		100.9		100.1		100.9		100.6		100.2		100.8		100.8		100.8		100.7	
	DS (回/mm)	1337		975		468		372		919		709		316		692		1155		210		800		*485		*557		302		3150		1417	

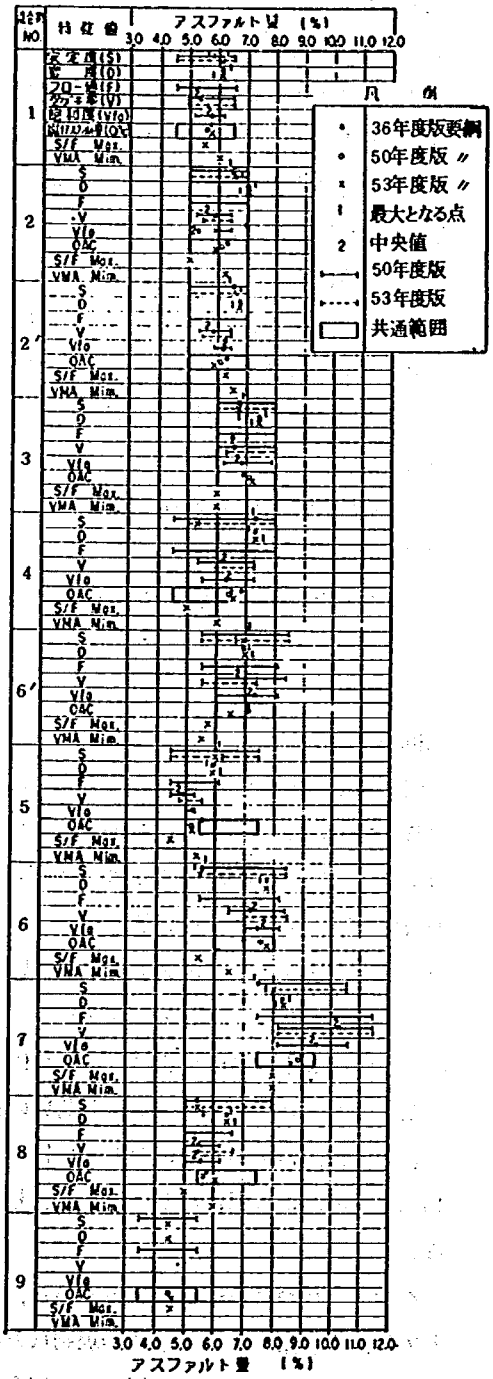
*45℃の結果



図－5　DSとアスファルト量の関係



図—6　砕石量とアスファルト量の関係



図—7　設計アスファルト量のちがい

要綱では最大限，OAC－0.5％という判断を示しているので，この考え方に従っていただきたい。

参考文献

1）首都高速道路協会：高架橋等の舗装に関する調査研究報告（54年度）

2）清原ほか　：市街地重交通路線の耐流動を考慮した舗装補修の試験工事，第13回日本道路会議論文集

3）多田宏行　：セミブローンアスファルトを用いた試験舗装
道路　1980－8

4）荒木ほか　：タックコートの養生および散布方法に関する2,3の検討
道路建設　No 401，1981－6

5）南雲ほか　：鋼床版舗装の実態調査結果　舗装 Vol. 10, No 10　1975

6）小島ほか　：アスファルト混合物の動的安定度とマーシャル特性
土木技術資料 Vol 19，No10 (1977)

（舗装研究室）

道－５０セミブローンアスファルトを使用したアスファルト合材　(56)

(質問)

1. 合材の粒度及びアスファルト量について
   (イ) コンクリート舗装版上における修繕工事の基礎及び表層の粒度及び示方アスファルト量
   (ロ) アスファルト舗装版上における修繕工事の表層の粒度及びアスファルト量
2. (1)における合材のマーシャル試験の基準値
3. (1)における合材に使用するセミブローンアスファルトの規格
4. 施工時における注意事項
   (イ) 温度管理（アスファルト温度，混合温度，初転圧温度）
   (ロ) 施工継目（ホットジョイント　or　コールドジョイント，ジョイント施工方法）
   (ハ) タックコートに使用する材料
   (ニ) 転圧機種
   (ホ) 現場密度（施工例の実体）
   (ヘ) その他の注意事項
5. コンクリート舗装版上に施工された事例

（松山工事事務所）

(回答)

重交通道路のわだち掘れ対策には，アスファルト混合物の材料の選択，配合設計，施工法の改善など種々な注意が必要であるが，このうちバインダーの一つとして最近話題になっているものにセミブローンアスファルトがある。質問はセミブローンアスファルトを用いる場合の合材粒度，アスファルト量，セミブローンアスファルトの規格，及び施工時における注意事項などセミブローンアスファルトを用いる場合についての幅広い質問となっている。

そこでまずセミブローンアスファルトについてこれまでに得られた試験舗装の調査結果を中心に全体的な注意事項を述べ，次に具体的な質問事項について回答する。

1. セミブローンアスファルト開発の背景

表－１は，わが国の国道の路面性状の実態の一例である。
40㎜以上のわだち掘れが７％以上もあり，全体の50％以上が20㎜以上のわだち掘れとなっている。

このようなわだち掘れが発生すると，水はねや走行安全上の問題となるわけで，この対策としては，まず第１に過載車輌の規制などの交通対策が大切である。次に舗装の対応策としては，材料の選択，アスファルト混合物の配合設計法の改善などが考えられる。

とくにバインダーの改質という面に注目すると，昭和53年６月に改定となったアスファルト舗装要綱には，ゴム入りアスファルトなどと並んで，セミブローンアスファルトが採り

入れられている。

これは，アスファルトに特殊な材料を添加せずに，アスファルトそのものの品質を改良することによって，流動・わだち掘れを防ぐことができないかということで，日本アスファルト協会のアスファルト舗装技術委員会（委員長　多田宏行氏）ならびに建設省の建設技術研究補助金事業としてアス協内に設置された建設技術研究特別委員会（委員長　昆布谷竹郎）が中心になって実施した研究の成果が生かされたものとなっている。

この委員会の活動によって表－２に示しているようなセミブローンアスファルトの規格が要綱の中に採り入れられるに至ったものである。

ここでＡＣはアスファルトセメントの略をＡＣといっているわけである。

表－２では従来の規格に変って60℃粘度，動粘度，粘度比などが新しい項目となっている。特に，60℃粘度は舗装の流動現象を評価するのに最も適切であるということから選ばれたものである。

表－１　わが国の路面性状の実態

（単位：0.1km）

わだち掘れ量(mm) ／ ひびわれ率(%)	0	1－5	6－10	11－15	16－20	21－25	26－30	31－35	36－40	41－45	46－50	51－55	56－60	61mm以上	合計 延長	合計 延長率	合計 累計
0	0	29	547	876	729	630	524	457	298	145	69	24	9	8	4,335	38.8%	38.8%
0.1－5	0	35	502	933	837	664	504	413	313	154	67	24	11	9	4,461	40.1%	78.9%
5.1－10	0	13	118	150	140	145	98	79	54	24	13	4	2	2	857	7.7%	86.5%
10.1－15	0	4	57	84	74	58	42	39	28	21	9	5	5	3	429	3.8%	90.4%
15.1－20	0	4	38	48	49	36	40	38	15	15	4	2	1	2	295	2.6%	93.0%
20.1－25	0	2	16	23	33	29	26	26	26	2	2	3	1	2	201	1.8%	94.8%
25.1－30	0	2	25	23	21	21	25	17	16	9	5	0	0	0	154	1.5%	96.3%
30.1－35	0	0	7	17	14	19	13	12	7	6	7	2	2	1	107	1.0%	97.2%
35.1－40	0	0	1	9	7	11	17	10	17	6	5	2	0	1	86	0.8%	98.0%
40.1－45	0	0	3	9	11	4	7	13	6	5	2	0	1	0	61	0.5%	98.5%
45.1－50	0	1	6	5	1	14	5	8	4	2	2	1	0	1	50	0.4%	99.0%
50.1－55	0	0	2	1	4	5	5	9	6	1	1	0	0	0	34	0.3%	99.3%
55.1－60	0	0	1	2	4	2	6	3	4	1	1	0	0	0	24	0.2%	99.5%
60.1%以上	0	0	3	4	7	8	7	13	8	3	2	1	0	0	56	0.5%	100.0%
合　計	0	90	1,336	2,194	1,931	1,636	1,319	1,137	810	414	194	68	32	29	11,180	100.0%	
	0%	0.8%	11.9%	19.6%	17.3%	16.6%	11.8%	10.2%	7.2%	3.7%	1.7%	0.3%	0.3%	0.3%	100.0%		
累　計	0%	0.8%	12.7%	32.3%	49.6%	64.2%	76.0%	86.2%	93.4%	97.1%	98.8%	99.2%	99.7%	100.0%			

出典　第34回建設省道路技術研究会

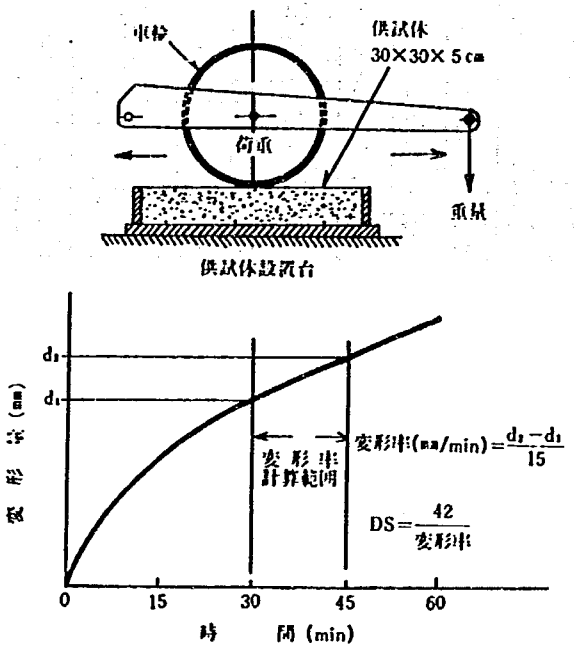
表－2　セミブローンアスファルトの規格

セミブローンアスファルトは均質で水分を含まず，180℃まで加熱してもあわ立たないものであって，次の規定に適合しなければならない。	
項目 ＼ 種類	AC－140
粘度（60℃）poise①	14,000±4,000
動粘度（180℃）cSt②	200以下
薄膜加熱重量変化 %	0.6以下
針入度（25℃，100g，5秒）	40以上
三塩化エタン可溶分 %	99.0以上
引火点 ℃	260以上
比重（25℃／25℃）	1,000以上
粘度比 60℃（薄膜加熱後／加熱前）	6以下

〔注〕① 60℃の粘度は減圧毛管式粘度計で測定する。試験方法は日本アスファルト協会試験法規格JAA－001（石油アスファルト絶対粘度試験方法）による。
② 動粘度は毛管粘度計を用いて測定する。140℃，160℃の測定値も明示しなければならない。他の測定器によって測定して動粘度を算出した場合は，測定器の形式と換算式を示さなければならない。

2.　セミブローンアスファルトの規格

次に60℃粘度の規格14,000ポアズというのは次のような検討を経て決められたものである。この値を出すについては室内実験として図－1の水浸ホイールトラッキング試験を行っている。



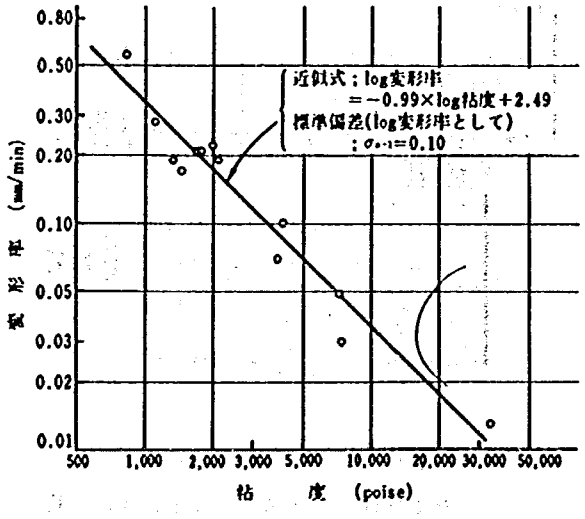
図－1　ホイールトラッキング試験要領

図－１上図の車輌が通過する位置の供試体上に生じる変形量を時間とともに記録すると，図－１下図の曲線が得られる。そこで供試体の変形度合を所定時間内の変形量で表わし，下図に示す式のとおりの変形率で表わす。現在のアスファルト 舗装要綱の試験法では試験開始後45分から60分までの15分間を変形率の計算基準にとっているが，この研究の時は要綱改訂前であったので，30分から45分までをとっている。また，動的安定度ＤＳの値は下図にある式から求められる。

そこでまず，いろいろな粘度のアスファルトによる密粒度アスコンの供試体を作り，その水浸ホイールトラッキング試験を 60℃で行った。こうした実験で得られた変形率を，その試験条件におけるアスファルト粘度で整理してみると図－２のようになり，試験時のアスファルト粘度と変形率の間には良い相関関係の得られることがわかった。

以上の試験結果と諸外国の中でわだち掘れの少ない国が用いている混合物値などを参考にして，変形率の目標を 0.023 として，60℃粘度の値を 14,000ポアズとしたものである。また，±4,000 ポアズはセミブローンアスファルトを製造するための最少限必要な管理幅である。

なお後述するように，52年，53年の試験結果から新たに 10,000 ポアーズ程度の品質のものを作成し，56年度に試験することとしている。



図－２　任意温度におけるアスファルト粘度と密粒度混合物の水浸ＷＴ試験変形率の相関関係

次に規格の中で特徴的なのは粘度比であるが，これは次のようにして決めた。

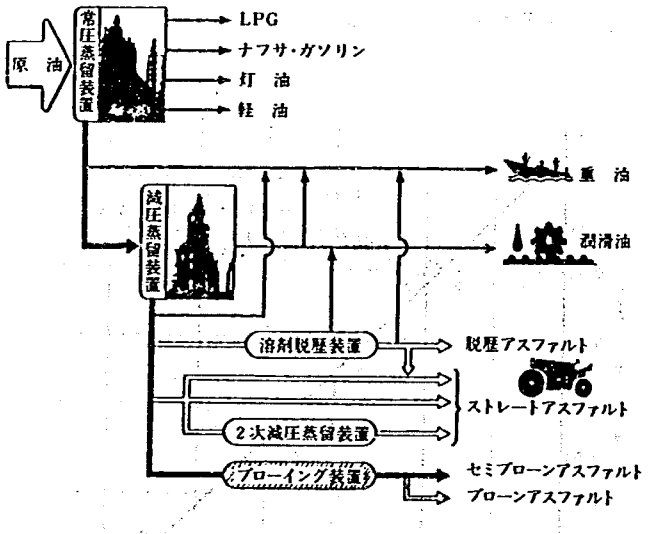
粘度比とは，加熱前のアスファルトの60℃粘度に対する，薄膜加熱後アスファルトの60℃粘度の比率をいうもので，この数値が大きいということは加熱によってアスファルトの粘度変化

が大きいことを意味する。アスファルトの60℃粘度が大きくなると，この粘度比も大きくなる傾向にある。あまり粘度比が大きくなると，混合時や加熱混合物の運搬時にアスファルトが硬くなって，舗装が割れ易くなるということになる。試験施工の結果やアメリカの規格などを参考にして6倍以下と定めたものである。

3. セミブローンアスファルトの製造

一般にストレートアスファルトは，基本的には原油中にもともと含まれているアスファルト分を常圧，減圧蒸留という操作により濃縮して製造するものである。

順序としては，図－3に示すとおり，原油をまず常圧蒸留にかけ，ＬＰＧ・ガソリン・灯油・軽油を製造するが，このあと常圧残油は，まだアスファルト分の濃度が低いため，軟かすぎてアスファルトとしては使えないので，これをさらに減圧蒸留にかけて規格に合った製品とすることもある。なお，この他，比較的軟かい減圧残油を溶剤脱れきして固いアスファルトを分離し，これと減圧残油とを混合して規格に合格するものとしたものをも含めて，ストレートアスファルトと総称している。

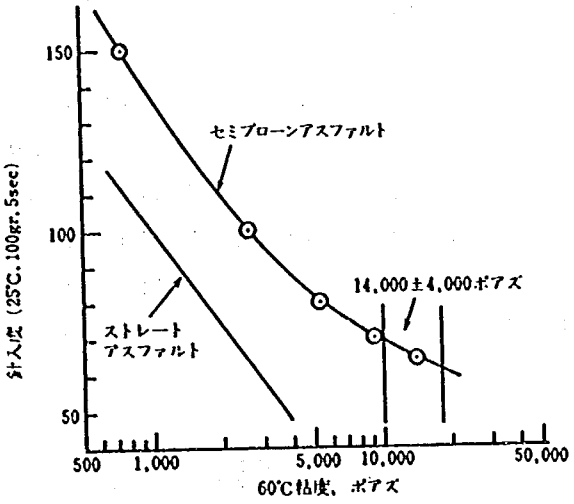


図－3 ストレートアスファルトと
セミブローンアスファルトの生産工程

図－4に，蒸留操作での軽質分の除去に伴なうアスファルトの針入度の変化と，それに対応する60℃粘度の変化を示したが，これを見ると，ストレートアスファルトの場合，針入度の変化と60℃粘度の対数の関係が直線関係にあることがわかる。

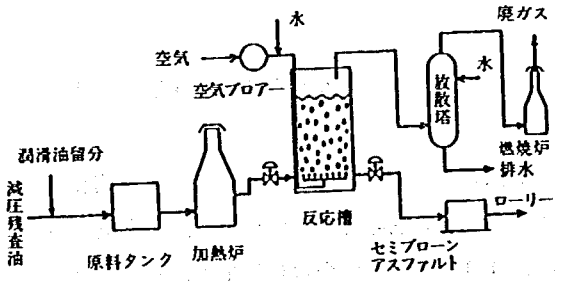
次にセミブローンアスファルトは，軟かい原料を高温下で酸素と反応させることにより，元々含まれているアスファルト分に加え，新たにアスファルト成分を作り出して，適当な固さに

するものである。アスファルト分の濃縮だけによるストレートアスファルトの製造法とはかなり異なる。



図－4　針入度と60℃粘度の関係

セミブローンアスファルトの製造方法を図－5によって説明すると，減圧残油もしくは，これに少量の潤滑油留分を加えた原料油を加熱炉で250～300℃に加熱し,これを反応槽に移し，空気を吹込みながら，数時間反応させて製造する。



図－5　回分式ブローイング装置系統図

反応によるアスファルト成分の割合を極端に高めたものが，防水工事などに使われる，いわゆるブローンアスファルトであるが，セミブローンは，ストレートアスファルト本来の特性を残しながら，かつ，粘度を高め，流動に強い特性を付与するため，ブローンに比べ反応より生成するアスファルトの比率を比較的低く押えて製造している。

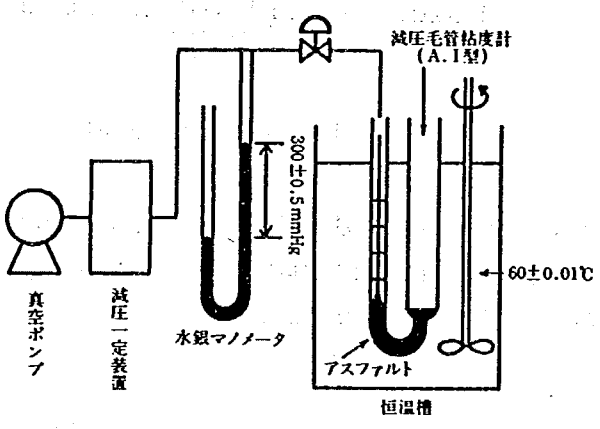
セミブローイングの進行に伴なう針入度と60℃粘度の関係は図－5に示すとおりで，ストア

スと比較するとセミブローンの特長が良く判ると思われる。すなわち，セミブローンは同一針入度での60℃粘度がストレートに比べて高いこと，セミブローイングの進行，つまり針入度の低下に伴ない，その差がますます拡がる傾向があることなどである。

4. 60℃粘度の測定

前述のようにセミブローンアスファルトは60℃における粘度が重要な特長となっているが，その測定は減圧毛管粘度計で測定することになっている。その測定法は次のように行う。

図−6が減圧毛管粘度計の概念図である。はじめに60℃の恒温槽に減圧毛管粘度計を浸漬し，試料アスファルトを図のように入れる。試料温度が完全に60℃になったところで，左側の真空ポンプを作動し，減圧一定装置で管内を一定の真空度に保ちながら毛管粘度計の中のアスファルトを引っ張り上げる。毛管内の一定の距離を引張り上げるに要する時間からアスファルトの粘度を求めることができる。



図−6　60℃粘度測定装置（JAA−001）

なお，後述するように昭和52年，53年の試験結果をふまえて昭和56年度には，全国11ケ所においてセミブローンアスファルトの試験舗装が計画され，現在実施されつつある現状である。この試験舗装では新たに１０,０００ポアズ程度の性状のセミブローンアスファルトが試験されることとなっているが試験に先立ち，粘度の試験法について共通試験を実施した。この試験にあたって前述の日本アスファルト協会制度のＪＡＡ−１による試験法では，資料の採取や準備など細部の規定が明らかでない点があり，土木研究所では試験法の原案をまとめつつあるが，その試験法原案に則って試験を実施したものである。

試験結果を表−３に示すが，土木研究所原案の試験法によると試験機関が異なっても精度のよい値が得られることがわかる。

表－3　セミブローンアスファルトの60℃ 粘度共通試験結果　　（56 年 8 月実施11機関）

試験項目 / 試験機関	原アスファルトの60℃ 粘度			薄膜加熱後の 60℃粘 度			薄膜加熱後の質量変化率 (%)	粘度比	備　　考
	$\bar{P}$	σ_n	V	$\bar{P}$	σ_n	V			
1	9,810	182.39	1.86	33,600	576.26	1.72	−0.10	3.43	
2	9300	179.88	1.93	32,500	235.70	0.73	−0.08	3.49	
3	9,740	33.00	0.34	27,300	169.97	0.58	−0.13	3.01	
4	9,530	196.19	2.06	31,800	163.30	0.51	−0.038	3.34	
5	10,500	47.14	0.45	23,800	216.02	0.91	−0.14	2.27	
6	9,960	353.68	3.55	32,700	974.11	2.98	−0.08	3.28	
7	9,790	20.00	0.20	34,700	326.60	0.94	−0.02	3.54	粘度管2本
8	10,300	70.71	0.69	47,300	100.00	0.21	−0.06	4.59	粘度管2本
9	9,580	102.09	1.07	30,000	1102.52	3.68	−0.004	3.13	
10	*1) 10,400	400.00	3.85	*2) 26,400	° 250.00	° 0.95	−0.086	2.54	*1) 粘度管2本 *2) 粘度管1本の2回平均
11	9,190	118.60	1.29	*3) 32,400	646.57	2.00	−0.05	3.53	*3) 粘度管2本
全平均	9,830	154.88	1.57	32,200	432.82	1.38	−0.072	3.29	
標準偏差	411.72	−	−	5674.52	−	−	−0.041	0.57	
変動係数	4.19	−	−	17.62	−	−	−56.94	17.33	
max	10,500	400.00	3.85	47,300	1102.52	3.68	−0.14	4.59	
mim	9,190	20.00	0.20	23,800	100.00	0.21	−0.004	2.27	

5. セミブローンアスファルトの性状

52年，53年に全国約90工区においてセミブローンアスファルトを用いた試験舗装を実施したが，そのうち53年度に実施したセミブローンアスファルトの性状を表－4に示す。
比較のためにストレートアスファルトの値も同時に測定しているので参考にされたい。これらによるとストレートアスファルトと比較して60℃粘度がほぼ4倍（40／60の場合と比較）の値になっていることがわかる。

表－4　セミブローン，ストレートアスファルトの性状

項目＼種類	セミブローン(1) アスファルト (AC－140)	ストレートアスファルト(2)		
		40～60	60～80	80～100
粘度（60℃）poise	13,800±2,100	（3,110）	（2,430）	（1,290）
動粘度（140℃）cSt	（500～1,110）	（366～717）	（137～506）	（111～424）
（160℃）〃	（177～393）	（148～296）	（55～241）	（60～214）
（180℃）〃	（75～165）	（69～140）	（27～102）	（24～126）
薄膜加熱重量変化 %	0.29減～0.21増	0.11減～0.12増	0.23減～0.13増	0.30減～0.12増
針入度（25℃，100g，5秒）	49±6	45～57	60～80	80～99
三塩化エタン可溶分 %	99.4～99.9	99.7～99.9	99.0以上～99.9	99.0以上～99.9
比重（25℃／25℃）	1.012～1.031	1.0293～1.0398	1.019～1.0409	1.0130～1.0381
粘度比（薄膜加熱後／加熱前）	3.9±0.6	（1.9）	（2.2）	（1.2）
軟化点 ℃	（54～60）	49.0～53.5	45.0～52.5	44.0～48.5
伸度（15℃） cm	（46）	100以上	100以上	100以上

注(1)：53年度試験舗装使用製品の性状範囲
注(2)：54年度市販アスファルトの性状範囲（アスファルト誌，№124より）
（　）内は道路協会規格外項目

6. 試験舗装

セミブローンアスファルトを用いて52年，53年に全国20箇所，約90工区の試験舗装を実施した。試験舗装の個所選定に当っては目的が充分達せられることが大切であり，次の点を考慮して選定した。

① 交通条件は大型車交通量が，CまたはD交通区分であること。

② 道路条件は，曲線および縦断勾配がきつくない所，具体的には，直路であり勾配が7％以下がよい。

③ 1区間の延長は，使用アスファルトの受け入れ条件等を考慮して，100m以上。これは，幅(W)＝7.0m，施工厚さ5cmと仮定して，アスファルトタンクに受けたときに残存アスファルトととのコンタミによる粘度低下を防ぐ意味から，最少の受け入れ量として5～6t以上必要となるので，設計アスファルト量を5.5％で計算すると，ℓ＝130m程度となることから1区間の延長は100m／工区以上とした。

④ 修繕工事の場合は，既設舗装の舗装構成，材料が明らかであり，しかも，施工前の路面わたみ量を調べること。

⑤ 改築工事の場合は，ＣＢＲ，ＴＡ，舗装構成，配合や，施工直後のたわみ量も明らかにすること。

以上の条件をもとに実施した試験舗装個所の一覧表を表－５に示す。

53年度は，10機関で37工区，53年度は９機関で53工区，合計19機関，90工区にに及んでいる。ここで１工区とは，試験舗装にとり上げる要因のアスファルト量，混合物の粒度，表層と基層の適用個所などが変れば，これを１工区としている。

なお，アスファルトの欄にＡＣ－80とあるのは，60℃粘度が8,000ポアズ相当の検討も必要であろうということで採りあげたものである。60℃粘度は8,000±2,000ポアズで，他の規格項目はＡＣ－140と同じである。

アスファルト混合物の種類は，密粒(20)，密粒Ｇ，粗粒が中心で，アスファルト量はＯＡＣによるものが主体となっているが，なかには，ＯＡＣより一律0.3，0.4，0.5％マイナスとしたもの，あるいは共通範囲の下限値にしているものなどがある。

表－5　試験舗装個所一覧表

年度	工事事務所名		要因 アスファルト	要因 混合物	要因 アスファルト量	区間数	修繕工法	メーカー	備考
52	大宮国道		AC－140	密粒(20) 粗粒(20)	OAC	2	オーバーレイ	富士興山	ア
	相武国道		AC－140	密粒(20) 粗密(20)	OAC	2	(改築)	shell	ア
	川崎国道	辰巳	AC－80	密粒(20)	OAC	2	オーバーレイ	shell	ア
		有明	AC－80	密粒(20)	OAC	2			
	横浜国道		AC－80 AC－140 ストアス	密粒(20)	OAC	5 [交差点部2 単路部1]	オーバーレイ	shell	コ
	名古屋国道		AC－140	密粒(20) 粗粒(20) 粗粒G(25) 粗粒(25)	OAC	8 [交差点部4 単路部4]	オーバーレイ	shell	ア
	大阪国道		AC－140	密粒(13)	共通範囲の下限値	1	オーバーレイ(高架部)	大協	＊
	兵庫国道		AC－140	密粒(13)	共通範囲の下限値	1	オーバーレイ	丸善	ア
	神奈川県藤沢土木		AC－140(製造方法が異なるもの2種)	密粒G(20) 粗粒(20)	OAC	2	オーバーレイ	日石・三菱	ア
	東京都鴻安		AC－140	密粒(13)	OAC	1	打換え	日石	ア
53	川崎国道		AC－80 AC－140 ストアス40～60	密粒(20) 粗密(20)	OAC±0.3	11	(改築)	富士興山	ア
	滋賀国道		AC－140 AC－80 ストアス60～80	密粒(13) 密粒(13)	OAC OAC±0.4	18	オーバーレイ	日石	ア
	岡山国道		AC－140 ストアス60～80 ゴムアス	密粒(20) 密粒G(13) 粗粒(20)	OAC±0.3 共通範囲の下限	11	オーバーレイ	三菱	ア
	香川工事		AC－80 アトアス60～80	密粒(13) 粗粒(20)	OAC	8	(改築)	三菱	ア
	首都高速		AC－140 AC－80	粗粒G(20) 密粒下限(20)	VMAの最小点	5	オーバーレイ(高架部)	日石	コ
	名古屋高速	寺部南部	AC－140	密粒(13) 粗粒(20)	OAC	1	(改築) (高架部)	shell	コ
		要町	AC－140	密粒(20) 粗粒(20)	OAC	2	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県舗装補修事務所		AC－140	密粒(20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県君津土木	三田	AC－140	密粒(20) 粗粒(20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
		福岡	AC－140	密粒(20) 粗粒(20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県長南土木		AC－140	密粒(20)	OAC	2	オーバーレイ	日石	ア
	大阪府岸和田土木	岸和田	AC－140	密粒(20)	OAC	1	オーバーレイ	日石	ア
		岸和田	AC－140	密粒(20)	OAC	1	オーバーレイ		
		貝塚	AC－140	密粒(20) 2層	OAC	1	オーバーレイ	日石	ア

合計90工区

＊1　混合物　密粒(20)：密粒度アスコン，骨材最大粒径20㎜
粗粒：粗粒度アスコン
密粒G：密粒度ギャップアスコン

＊2　アスファルト量　共通範囲の中央値で決めているものは単にOACと記している。

(ア)：アスファルト上のオーバーレイ
(コ)：コンクリート上のオーバーレイ

＊鋼床版

備考に示したように一般的にはアスファルト舗装のオーバーレイが多く，コンクリート舗装のオーバーレイは1個所となっている。アスファルト舗装とコンクリート舗装の違いによってオーバーレイの混合物の種類を特に変えてその違いを見たいというところにはない。どちらの場合も粒度は表層に密粒(20)，基層には粗粒(20)が一般的で，表層に密粒ギャップや，粗粒ギャップを用いた例もある。セミブローンアスファルトを用いた混合物では若干のアスファルト量の変化によって，表面性状がかなり異なったものとなることから，これらの変化に対して比較的安定している密粒アスコンが適しているものと考えられる。また，支持力が低い所に用いた例では早期にひびわれが発生した例があるので，セミブローンアスファルトを用いる場には特に路盤条件が良い所が望ましいものと考えられる。また，できるだけセミブローン層の厚さを厚くした方がよいように思われる。

なお，試験にはＡＣ－140以外にＡＣ－80を比較のため用いている。

7. 試験舗装の結果

これらの試験舗装の調査結果は次のとおりとなっている。

セミブローン適用の主目的が，耐流動性の高い表層材の開発にあるわけなので，まず耐流動について，わだち掘れと大型車累積交通量の関係について整理したのが図－7である。

一般に交差点部では，静止や制動荷重によって，単路部に比べわだち掘れが大きくなる。ストアスと比較するために直技（23回)の結果を図中に点線で示してある。100万台，300万台時において，図に示したようにセミブローンはストアスの1/2程度のわだち掘れであることが判る。

次に，道路維持修繕要綱に示されている式によって，舗装のサービス指数ＰＳＩ（Present Serviceability Index)を計算し，累積大型車交通量(N)との関係を調べたのが，図－8である。

実線で示すＡＣ－80，ＡＣ－140を用いた個所のＰＳＩの推移は，破線で示すストアスライン（第34回建設省直轄技術研究会データ）より良い傾向が認められる。

表面処理が必要となるＰＳＩの水準は3とされているが，この水準に達するNの値を直技のラインとの差で求めると，$N=300\times10^4 \sim 400\times10^4$の差になる。この値はD交通区分道路での下限値である大型車交通量，3,000台／日･方向の交通量で計算すると，3～4年舗装のサービス性が改善されると推定される。

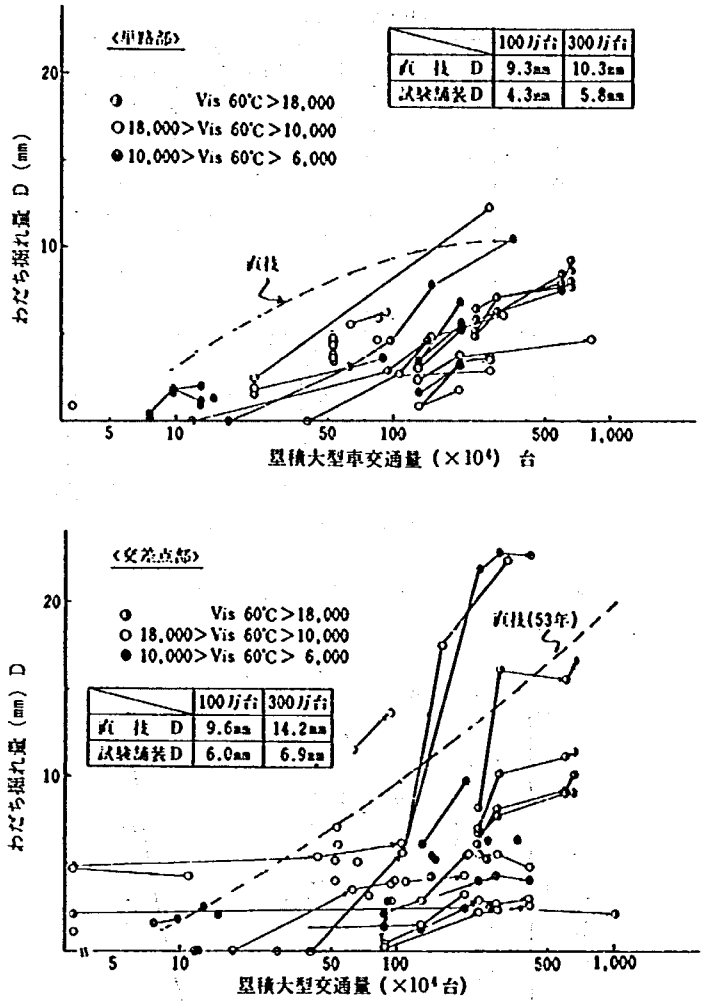
しかし，80%包絡線からはずれた位置で，極端に悪い例もあることを見逃してはいけないと思われる。このように悪い個所は，アスファルトの60℃粘度，および粘度比が規格からはずれたものを使用した個所に限定されている。このようなことから，規格に合格したセミブローンアスファルトを使用することが極めて重要である。

図－9は舗装，切取り供試体またはプラント製造混合物による供試体のホィールトラッキング動的安定度（ＤＳ）と原アスファルトの60℃粘度との関係を示したもので，一見してバラ

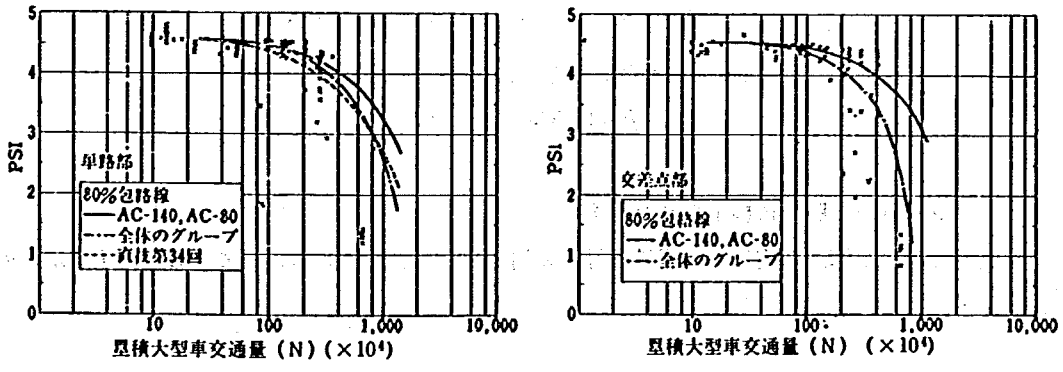
ツキが見られるが，この関係は室内実験でのアスファルト60℃粘度とホイールトラッキングＤＳとの関係とほぼ一致しており，60℃粘度の妥当性がある程度確認できた。この図のバラツキが大きいのは，種々の混合物が混っているためでありちなみに密粒アスコンのＯＡＣだけに限定してみると，かなり相関が良いことがわかる。なお，図には示してないが，ＤＳの大きさと路面のわだち掘れ量との関係を調べてみると，ＤＳ＜1,500回／mm のレベルでは，わだち掘れが大きくなる傾向があり，アスファルト舗装要綱のＤＳ目標値1,500回/mmの妥当性が確認された結果となっている。

図－10は，傾向的に見ると，ＤＳがおおきいほどひびわれ率が大きくなっている。ただし，横軸右側にあるひびわれ率０％の２～３の点は首都高速の例であり，コンクリート床版上のように，基盤が堅固な場合にはＤＳが大きくても問題はないようである。ＤＳ＝8,000回/mm付近にあるひびわれ率の大きい点は，粘度規格の上限を外れた場合の例であるが，これを考慮しても，ひびわれ防止を考えた場合は，概略的にＤＳ＝4,000回／mm 程度ではないか，したがって，わだち掘れ防止とひびわれ防止の両方を考慮した場合，セミブローンに限定して言えることは，ＤＳは1,500～4,000回／mm 程度が適当ではないかと考えられる。

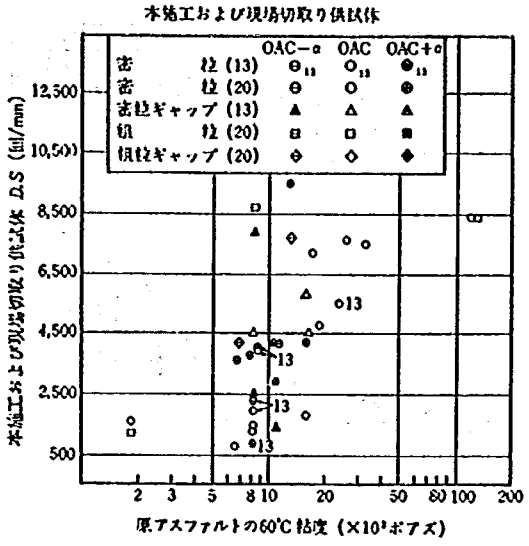
試験舗装では各種混合物とそれに対するアスファルト量を変化させたものが幾つか実施されているが，そのうち，表層用としての密粒と密粒ギャップについてみると，密粒ギャップは確かに耐流動性に優れた混合物であるが，締り易い混合物であるため，一般的に密粒よりアスファルト量が少なくなり，アスファルト量の変動に対して敏感な混合物であると言える。とくに，ＯＡＣのマイナス側になったとき，ひびわれに対してかなり厳しい条件になるようで，密粒よりもひびわれが多く見られている。このようなことを考慮すると，セミブローンアスファルトを用いる場合は，密粒度がよいと考えられる。ただし，コンクリート床版上の場合はギャップタイプでも大丈夫であると思われる。



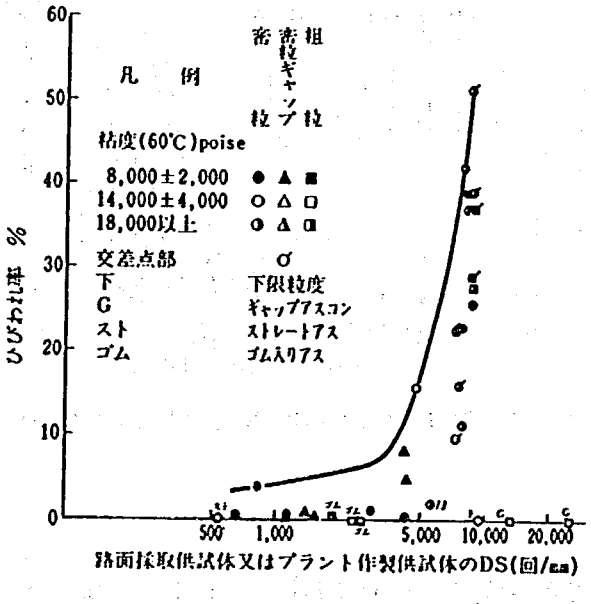
図－7　累積大型車交通量(N)とわだち掘れ量(D)の関係



図－8　累積大型車交通量(N)と供用性（ＰＳＩ）の関係



図－9　原アスの60℃粘度と混合物の動的安定度



図－10　動的安定度とひびわれ率の関係
（累積大型車交通量300万台レベル）

8. コンクリート版上に施工された事例

表－6は横浜国道が実施した国道16号線の例で，コンクリート舗装上に2層で施工したものである。

表－6　コンクリート舗装のオーバレイの例

工事事務所名	横浜国道	路線名	国道16号	施工年月日	52.12.6～7　52.12.14～15
工区		神奈川県綾瀬町小園，上川井舗装修繕工事			
アスファルトの種類性状	メーカー	シェル石油			
	種類（AC針入度級）	AC－80	AC－140		
	原アス 粘度（60℃）ポアズ	－	26,170		
	原アス 針入度（25℃）	54	49		
	原アス 軟化点（R&B）℃	59.0	62.5		
	原アス TFO後粘度（60℃）ポアズ	179,900	－		
	原アス 粘度比				
	原アス 伸度（15℃）				
	回収（コーン）アス 調査年月日				
	回収（コーン）アス 粘度（60℃）ポアズ	336,700	340,200		
	回収（コーン）アス 原アスとの粘度比	(－)	13.0		
	回収（コーン）アス 針入度（25℃）	34	34		
	回収（コーン）アス 軟化点（R&B）℃	74.5	74.5		
	回収（コーン）アス 伸度（15℃）	3.2	3.2		
混合物の種類性状	種類（表層・基層ごとの種類）	密粒度（20）	密粒度（20）		
	粒度 2.5mm通過量%	42.5	42.5		
	粒度 0.6 〃	24.0	24.0		
	粒度 0.074 〃	6.0	6.0		
	骨材の種類 粗骨材				
	骨材の種類 細骨材・混合のときは比率	S/SC = 1.6	S/SL = 1.6		
	室内試験 アス量の範囲 %	5.2～5.85	5.5～6.2		
	室内試験 設計アス量の決め方	中央値	中央値		
	室内試験 OAC %	5.6	5.85		
	室内試験 S.F. S/F	S/F＝55	S/F＝56		
	室内試験 空げき率 %	3.3	4.2		
	室内試験 VMA %	16.4	16.8		
	室内試験 DS 回/mm	－	－		
	本施工品質管理 基準密度	2.364	2.361		
	本施工品質管理 空げき率 %	3.4	3.2		
	本施工品質管理 S.F. S/F	S＝1442 S/F＝43.9	S＝1599 S/F＝49.2		
	本施工品質管理 DS 回/mm	－	－		
	本施工品質管理 アス量 %	5.62	5.86		
	本施工品質管理 粒度 2.5mm 通過量%	42.1	41.9		
	本施工品質管理 粒度 0.6 〃	22.7	23.7		
	本施工品質管理 粒度 0.074 〃	5.8	5.9		
	現場切取試体 特固め度 %	99.1	99.2		
	現場切取試体 空げき率 %	4.5	4.3		
	現場切取試体 DS 回/mm	7241	7636		
	現場切取試体 アス量 %	5.61	5.86		
	現場切取試体 粒度 2.5mm %	43.2	42.9		
	現場切取試体 粒度 0.6 %	23.6	22.3		
	現場切取試体 粒度 0.074 %	5.9	5.7		

供用性			52.12～53.1			53.6			53.10			54.10		
			交AC-80	交AC-140	舗AC-140	交AC-80	交AC-80	舗AC-140	交AC-80	交AC-140	舗AC-140	交AC-80	交AC-140	舗AC-140
	調査年月日													
	わだち掘れmm	最大												
	わだち掘れmm	最小												
	わだち掘れmm	$\bar{x}$ $\sqrt{V}$	0	0	0	3.2	2.8	2.9	5.4	4.2	4.6	6.3	5.2	6.0
	縦断凹凸 mm わだち部σ		1.25	2.05	0.80	1.44	2.34	1.01	1.31	2.33	1.05	1.20	2.32	1.18
	縦断凹凸 mm 非わだち部σ		1.25	1.95	0.88	1.22	2.41	1.01	1.41	2.21	1.06	1.31	2.32	1.07
	ひびわれ率%／調査区間面積㎡											9.7	22.9	11.2
	たわみ量mm／路面温度 ℃		0.24	0.28	0.17							0.55	0.42	0.24

舗装構成条件		
	新設，打換，オーバレイの区別	打換及びオーバーレイ
	切土盛土の別，横面（コンクリート鋼床版）	
	路床 CBR	
	構成断面図	密粒度（20）AC－80 密粒度（20）AC－140 5cm 粗粒度（20）ストアス 5 セメントコンクリート舗装 20 マカダム 10 10 砕石 30 30

道路環境		
	交通量 大型交通量 台/日・方向	上り：7448 下り：7616
	交通量 車線数（片側）	乙車線
	施工場所 交差点単路部の別	交差点
	施工場所 日間，日陰の別	
	平面線形（直線，曲線の別）	直線部
	縦断勾配 %	

備考		
	調査年月日 全体的な目視の特徴（主なひびわれが出ている位置，ジョイント開きの有無）	
	施工条件（Hot Joint，Cold Joint等）	

（注）アスファルトの種類性状の項はケットルから採取して，アスファルトについての試験値である。

9. セミブローンアスファルト使用上の手引き

これまでに述べてきたセミブローンアスファルトの試験結果から使用上の注意は次の手引きにまとめられている。この手引きはアスファルト協会の試験舗装調査分科会（分科会長，飯島尚）によってまとめられたものである。内容は質問の解答になっていると思われるので一括して掲げることとする。

（参考）

昭和５６年度セミブローンアスファルト舗装工事の手引

第１章　総　　則

この手引は，重交通道路におけるアスファルト舗装の耐流動対策を図ることを目的として，セミブローンアスファルトを用いて舗装工事を実施するための技術的事項を示したものである。

したがって，計画，実施に当っては，十分その目的を徹底させるよう，以下の項目について留意しなければならない。

第１条　適用の範囲

この手引は，セミブローンアスファルトを用いる舗装工事に適用する。ここに明記されていない事項については，アスファルト舗装要綱，アスファルト舗装工事共通仕様書(1)の他，各機関で定める土木工事共通仕様書によるものとする。

第２章　セミブローンアスファルト

第２条　セミブローンアスファルト

セミブローンアスファルトは，６０℃粘度を高めるために，ストレートアスファルトにブローイング操作を加えて製造したものである。

これを用いて製造した混合物は，高温時の変形抵抗が高くなるものである。

第３条　セミブローンアスファルトの品質

セミブローンアスファルトは，表－１に示す規格に適合するものでなければならない。

なお，アスファルト舗装要綱の規格では，６０℃粘度は１4,000±4,000，粘度比は６以下となっているが，５６年度の試験工事では，表－１の規定を用いるものとする。

表－１　セミブローンアスファルトの品質

セミブローンアスファルトは均質で水分を含まず，180℃まで加熱してもあわ立たないものであって，次の規定に適合しなければならない。

項　　目	規　　定
粘　　度　(60℃) poise ①	10,000±2,000
動　粘　度　(180℃) cSt ②	200以下
薄膜加熱重量変化　%	0.6以下
針　入　度　(25℃，100g，5秒)	40以上
三塩化エタン可溶分　%	99.0以上
引　火　点　℃	260以上
比　　重　(25℃/25℃)	1.000以上
粘　度　比　60℃ (薄膜加熱後／加熱前)	5以下

(注) ①60℃の粘度は減圧毛管式粘度計で測定する．試験方法は日本アスファルト協会試験法規格 JAA-001（石油アスファルト絶対粘度試験方法）による。
②動粘度は毛管粘度計を用いて測定する。140℃，160℃ の測定値も明示しなければならない。他の測定器によって測定して動粘度を算出した場合は，測定器の形式と換算式を示さなければならない。

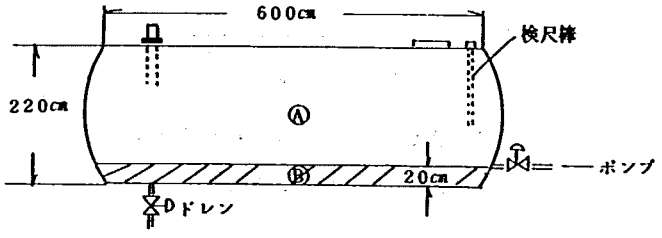
第 4 条　アスファルトの貯蔵

セミブローンアスファルトをアスファルトタンク内に貯蔵する場合，他のアスファルトが残存しないようにしなければならない。

貯蔵時の品質の変化を防ぐために，貯蔵期間は通常１週間以内とする。また，加熱温度は１８０℃以下とする。

（注－１）

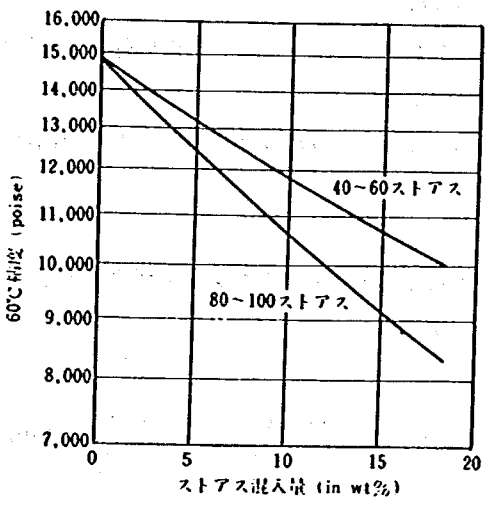
アスファルトを受け入れるアスファルトタンクの代表例として，容量２０トンの横型タンクの形状を図－１に示す。



図－１　アスファルトタンクの一例

図－１において，タンク残油を吸引ポンプで完全に除去した場合においても，ドレンからの排除を行なわなければ，タンクに残存するアスファルト量（Ⓑ部容積）は約１トンとなり，セミブローンアスファルトをタンク容量一杯（２０－１＝１９トン）受け入れたとすると，セミブローンアスファルトへの混入量は最大５％となる。

セミブローンアスファルトにストレートアスファルトが混入した場合の６０℃粘度の低下の一例を図－２に示す。このように他のアスファルトがタンクに残存する場合，その量によってはセミブローンアスファルトの規定を満足しないことも起りうるので，他のアスファルトが残存しないように心掛けることが肝要である。



図－2　ＡＣ－１４０へのアスファルト混入による６０℃粘度低下

（注－２）

やむをえず他のアスファルトがタンク内に残存する場合は，残存するアスファルトの種類及び残存量を確認し，報告するものとする。

（注－３）

貯蔵期間が１週間を超えるような場合には，オイルヒーターの温度を低温にして，タンク内のアスファルトの熱劣化を防ぐような処置をとらなければならない。

貯蔵日数，温度履歴は報告するものとする。

第５条　アスファルトの品質の確認

混合物の製造時には，アスファルトタンク内のアスファルトを採取し，品質の確認を行うものとする。品質の確認は，アスファルトタンクからサンプリングした試料１kgをアスファルトを納入したメーカーに送付し，第３条表－１の項目について試験を行い報告するものとする。

第３章　混合物の製造

第６条　混合物の種類

セミブローンアスファルトを用いる混合物は，アスファルト舗装要綱５－２に示されている②密粒度アスファルトコンクリート（20，13）および①粗粒度アスファルトコンクリートを原則とする。

（注－１）

④密粒度ギャップアスファルトコンクリートは，密粒度アスファルトコンクリートに比

較して，アスファルト量の絶対量が少なく，アスファルト量の変動により混合物の性状も変化しやすい。また，追跡調査の結果においても供用性の低下が早くなる傾向にあるので，使用しない方が望ましい。

第７条　配合設計

配合設計は，アスファルト舗装要綱５－３により，骨材粒度範囲の中央を目標にマーシャル試験を行い，アスファルト量は，マーシャル基準値を満足するアスファルト量の共通範囲の中央値とする。また，設計アスファルト量でホイールトラッキング試験を行い，D.S.を確認するものとする。

D.S.の目標値は，1,500～4,000回/mm とするが，目標値を下廻る場合は，アスファルト舗装要綱７－３－１に従い，骨材粒度について検討するものとする。

第８条　現場配合

舗設に先立って，室内試験で決定した配合の設計アスファルト量および，その前後の設計アスファルト量±0.3％にアスファルト量を変化させて，混合物を実際に製造する混合所で試験練りし，その混合物についてマーシャル試験およびホイールトラッキング試験を行う。

その結果をもとにして，現場配合を決定するが，室内とプラントでは練り上り状態が異なるので，現場配合のアスファルト量は，室内試験の設計アスファルト量における空げき率となるように決定する。

プラントでは，ホイールトラッキング試験を実施するに当って，温度管理，材料の計量，締固めは正確に行わなければならない。

第９条　混合温度

混合温度は，セミブローンアスファルトの動粘度が150～300cSt（セイボルトフロール度75～150秒）を示す温度範囲のなかから選び，混合物を加熱しすぎないように温度管理には十分注意しなければならない。

また，混合物排出時に，トラック上で温度を測定し，報告することとする。

(注－1)

セミブローンアスファルトの規格では，180℃粘度を220cSt以下と規定しているので，アスファルト舗装要綱に示されている混合温度の上限185℃を上廻ることはないが，通常のストレートアスファルトよりも混合温度は，おおむね15～20℃高くなる。

混合時間は，通常のストレートアスファルトの場合と同様に決定してよいものとする。ただし，特殊な骨材を使用するような時は，別途指示に従わなければならない。

第10条　運搬

混合物の運搬に当っては，十分な保温処置をほどこして運搬するものとする。長時間にわたる運搬や現場においての待ち時間が長くなる場合，混合物の温度低下などによる性状変化がおこることがあるので，注意する必要がある。

したがって，運搬に先立って舗設現場の位置，施工条件，施工能力などについて，現場と十分な打合せを行う必要がある。

第４章　舗　　設

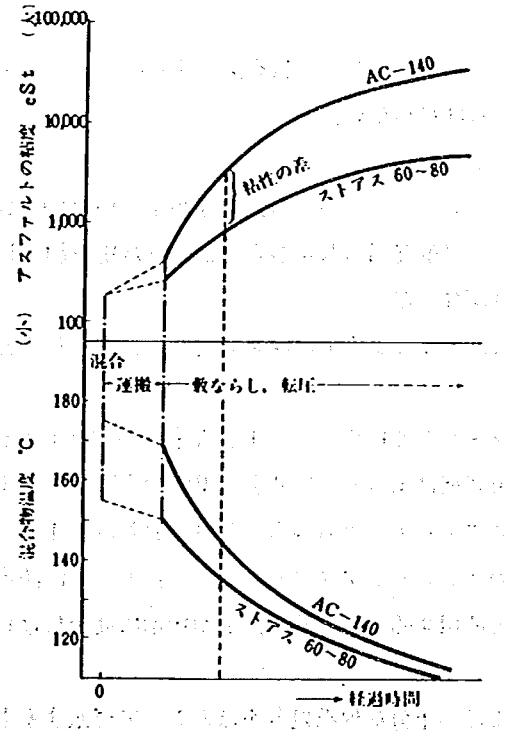
第１１条　舗　　設

舗設に当っては，通常のストレートアスファルトよりも高い温度が必要となるので，転圧作業温度の管理には特に注意し，速やかに締固めを行わなければならない。

（注－１）

５３年度のセミブローンアスファルトの試験施工の管理データによると，初期転圧の温度は１５０～１６５℃ の範囲で行なわれており，この場合の締固め度は９６.７～９９.９％の範囲にあり，アスファルト舗装要綱の品質管理の合格判定値を満足している。このように，通常のストレートアスファルトを用いた混合物の初期転圧が１１０～１４０℃で行なわれることを考慮すると，かなり高い温度で舗設することが必要となる。

また，図－３に経過時間による混合物の温度変化とアスファルト粘度の関係の概念図を示したが，高温で施工するものほど温度が低下する割合が大きいので，速やかな敷均し，転圧を行なわれなければならない。



図－３　経過時間による混合物温度変化と
アスファルト粘度の関係（概念図）

（注－2）

転圧は，10tマカダムローラ，15tタイヤローラなどでよいが，冬期の施工では，重量を大きくしたりまたは三軸ローラの使用が望ましい。

転圧機械の仕様や転圧回数は報告するものとする。

第12条　継　　目

継目は，ホットジョイントとすることが望ましい。

コールドジョイントの場合は，タックコートをほどこし，さらに加熱しながら十分締固め，密着させるようにしなければならない。

第5章　交通開放

交通開放は，舗装表面の温度が60℃以下で行なうことを原則とする。なお，交通開放時の舗装表面温度を測定するものとする。

第6章　品質管理および検査

第14条　品質管理

本工事における品質管理は，一般のアスファルト舗装工事に準じ，アスファルト舗装要綱の方法に従って行なうものとする。

第15条　検　　査

本工事における検査は，各機関が定める検査方法によるものとする。

第7章　調　　査

第16条　試験試料

次の項目について，試験試料の作製および採取を行うものとする。

(1) ホイールトラッキング試験

工事中間段階において，ミキサーから排出された直後の混合物について，ホイールトラッキング試験試料を3個作製する。なお，試験は工事と並行して行なう。

(2) セミブローンアスファルト

混合物製造時に，アスファルトタンクより保存用試料を約15kg1缶を採取し，建設省土木研究所舗装研究室に送付する。

(3) コア

品質管理用のコアのほかに，回収アスファルトの性状を調査するために舗設後のコア3個を採取し，日本アスファルト協会へ送付する。

第17条　アンケート調査

アンケート調査は，配合設計，施工などを通して，通常のストレートアスファルト舗装と比較して，セミブローンアスファルトの差異を観察，評価するものである。

調査は，付表－1に示すように(1)配合設計時，(2)プラント混合物，(3)舗装現場，(4)舗設後の4段階について行なうものとする。評価は同一人によって全般を通して行なうことが望ま

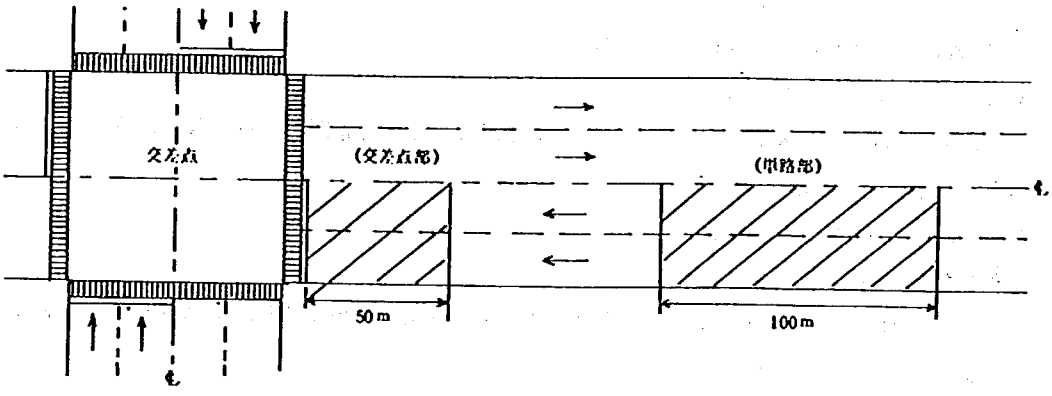
しいが，困難な場合には各段階を担当する技術者が行なうこととする。

第18条　路　面　観　察

舗装の施工が完了後，路面の観察評価を付表－2の記録表の項目について行なうものとする。

第19条　路　面　調　査

路面調査は，以下に示す要領に従って行なうものとする。



図－4　調査対象区間

(1)　調査区間の設定

路面調査は交差点部と単路部に分けて行うことを原則とする。

交差点部は車両停止線を起点とする交差点手前５０m区間とし，また単路部は１００m を調査区間とする。

(2)　標識の設置

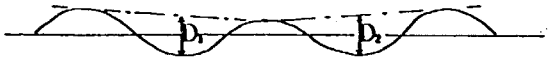
調査対象区間（図－4）は，起点，終点，および調査位置が識別できるように，起点，終点および測定位置毎に，監督職員の指示に従い鋲を用いて標示すること。

(3)　調査項目および方法

舗装後の路面について，縦横断凹凸量，ひびわれ率およびたわみ量の測定を行なう。

①　横断凹凸量調査

交差点部は起点より，１０m間隔で計６個所について，また単路部は２０m間隔で計６個所について，各々横断凹凸量を図－5に示すように測定し，区間最大，最小，平均と$\sqrt{V}$を求める。



図－5　わだち掘れの測定

② ひびわれ率調査

調査対象全区間について行う。

全区間について，縦断1／200，横断1／20のスケッチのひびわれ状況図を作成し，ひびわれ率を求める。但し，ひびわれ率はひびわれ発生個所の面積（線状クラックは幅30cmとして算出）を全調査面積で除して求める。

③ たわみ量調査

ベンケルマンビームによるたわみ量の測定は，交差点部においては1車線当り6測点，単路部については1車線当り10測点とする。

横断上の測点位置は，外側線より内側80cmのところで，多車線道路の場合には，緩速・高速車線から，ちどりに選択して，それぞれ6または10測点を測定すればよい。

なお，たわみ量測定時の気温，路面温度についても測定する。

④ 縦断凹凸量調査

わだち位置について1車線あたり2測線について測定を行う。

(4) 追跡調査項目と頻度

追跡調査は，表－2に示す項目および頻度で行なうものとする。

表－2　追跡調査項目と頻度

項　目	方　法	年度注-1)					
		直後	9月*	1カ年	2カ年	3カ年	4カ年
たわみ量	ベンケルマンビームによる復元たわみ量輪荷重5t	○			○		○
ひびわれ率	発生位置対応スケッチ			○	○	○	○
縦断凹凸	3mプロフィルメータによりσ値を求める	○	○	○	○	○	○
横断凹凸	横断プロフィルメータによるわだち掘れ量（最大，最小，平均）	○	○	○	○	○	○
密　度	コア採取による（φ100）	○			○		○
路面観察注-2)	評価員による路面観察			○	○	○	○
大型車交通量注-3)	四季観測データによる	○				○	
アスファルトコア	コア採取　φ＝10cm	○					○

注－1）最初の1年は3月，9月。2年目以降は9月に定期観測。
注－2）アスファルト舗装表面の観察記録表によって行う。
注－3）交通情勢調査のデータによる（3年に1回）
＊夏期に流動があったあとの時期（9月）

(5) 調査データの整理

調査データの整理は，本文表－6に従って行なうものとする。

(注－1)

修繕工事においては，既設舗装の舗装構成，材料，たわみ量およびひびわれ，わだち掘れ量等の路面性状について，事前にデータを整理しておく必要がある。

(注－2)

ストレートアスファルトを用いる区間についても，第19条に示すように調査区間を設定し，セミブローンアスファルトと同様な調査を行なうものとする。

(舗装研究室)

道－51 舗装修繕 (56)

(質 問)

1. 全面フラッシュ箇所に対する舗装修繕について，雪害等が特に少い箇所で，アスファルト抽出量が6～8％(t 10cm程度)の場合3cm全面切削して，5cmの開粒度アスコン(アスファルト量4～5％)でオーバレイしたいのだが御意見をお伺いしたい。
2. オーバレイに合わせてコンクリート舗装版の縦横及びクラック目地を同時施工する場合填充材はブローンアスファルトでの施工は妥当か御意見をお伺いしたい。
3. コンクリート舗装版に於けるアスファルト注入工法で施工性，経済性，効果の持続性等により注入孔のピッチ及び注入圧との最適相関値はないものですか，例えば3㎡に1箇所程度と密にして，多数孔で支持し注入圧力を極力下げたいのだが御意見をお伺いしたい。

(徳島工事事務所)

(回 答)

1. アスファルト舗装がブリージングやフラッシュを生じる主な原因としては

(イ) 骨材粒子の間隙として保持する必要がある3～5％の空隙率が極端に小さい。

(ロ) 不適当な粒度による骨材のかみ合せ抵抗の不足。

(ハ) アスファルト量が多過ぎたり，軟質であることによるアスファルトコンクリートのコンシステンシーの低下。

等が指摘される。したがって，このような個所の舗装を修繕する場合には，これらの原因を個々にクリヤする必要があると思われる。

提案の，3cm切削，開粒度アスコンによる5cmのオーバーレイ工法では，下層に流動しやすい層が残っているといえる。このように切削されずに残る層の流動抵抗性を現地で改善

強化する方法の1つとして，例えば4号砕石を約15kg/cm程度圧入して不安定な層を強化する工法などがあり，このような処置を行った後にオーバーレイを行う方が効果的であると思われる。

2. 一般には目地の補修にはこれまでの試験調査から，加熱施工式の高弾性目地材（ゴムなどが添加されたアスファルト系目地材など）が良好なので，これらの採択が良いものと思われる。 質問の場合にはブローンアスファルトを施工される予定であるが，ブローンアスファルトは一般には注入材料として使われ，目地材として使用すると夏期に流れ出ることがある。

しかし，同時にオーバーレイを行なうことになっているようなのでこの心配はないものと考えられる。なお，補修工法の細部は維持修繕要綱を参考にしていただきたい。

3. サブシーリングの効果的な施工管理手法については，貴地建の牟礼試験舗装における調査結果が参考になるものと思われる。これによれば，削孔の数と注入厚さ（注入量をコンクリート版の面積で除した値）の関係として表－1の結果を報告している。平均厚さが厚く，バ

表－1　削孔数と注入厚さの傾向

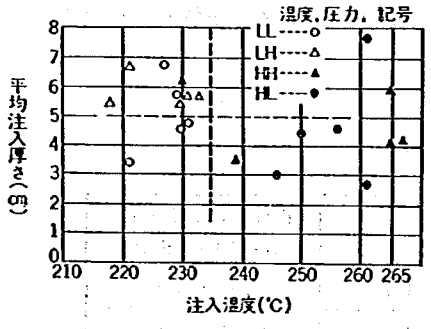
削孔数	注入圧力（kg/cm）	実施Co版の枚数	平均注入厚さ（mm）	各Coの版下の注入厚さの範囲(mm)
1 m²／1個所	5	2	4.7	4.6～4.8
	7	2	4.9	4.2～5.6
2 m²／1個所	5	4	4.6	2.7～6.8
	7	4	4.6	3.5～5.4
4 m²／1個所	5	4	4.9	3.0～7.0
	7	4	6.1	5.6～6.7

ラツキが小さい施工条件は，注入圧7kg/cmで4 m²に1個所の削孔であることがわかる。

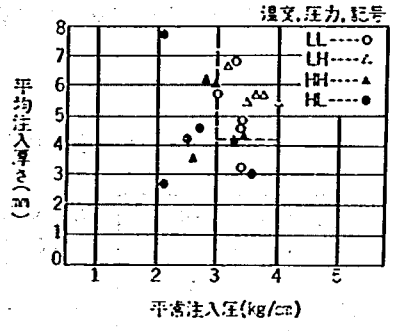
この他，注入材の注入温が高いもの（230℃以上）(H)と附いもの（230℃未満）(L)，および注入圧力が7kg/cm(H)と5kg/cm(L)の組合せによる注入厚さの調査から，表－2，図－1～2の関係が示されている。これより，注入温度は230℃で，注入圧7kg/cmが良好であることがわかるので，これらの条件を参考にされると良いと思われる。

表－2　各注入条件における注入厚さの標準偏差と変動係数

注入条件 / 項目	注入温度230℃未満		注入温度230℃以上	
	注入圧力 5kg/cm²	注入圧力 7kg/cm²	注入圧力 5kg/cm²	注入圧力 7kg/cm²
標準偏差 (mm)	1.36	0.59	1.99	1.19
変動係数 (%)	26.0	11.2	44.8	24.4
備　　考	標準偏差，変動係数は注入温度，注入圧力の同一条件のCo版の注入厚さの標準偏差を求めたもの。			



図－1　ブローンアスファルトの注入温度と注入厚さの傾向



図－2　平常注入圧と注入厚さの傾向

参考文献

1）山之口ほか：わだち掘れ補修方法の一提案（第13回日本道路会議論文集）

2）蒔田実：コンクリート舗装用目地材料の特徴と供用性，舗装 vol 10. №7　1975

3）水田ほか：ブローンアスファルトによる既設コンクリート舗装サブシーリングの試験施工　舗装 vol 13. №4　1978

（舗装研究室）

道－５２ 舗装への路面切削材の再生利用 (56)

(質 問)

近年産業廃棄物である，切削材の有効利用として都道府県において，農道等に再使用されている事をきき及んでいるが，一般国道に於いても考えなくてはならない時期にきていると思われる。ついては諸基準，配合設計例がないものかどうか，又，再利用における施工後，わだち掘れ，流動性が追跡調査等でどうなっているか。

(香川工事事務所)

(回 答)

路面の切削によって発生する舗装廃材の利用方法には，現在のところおおよそ次の３つのタイプがある。

イ）切削材をそのまま埋立や盛土路体内に使用する。

ロ）乳剤等を加えて歩道舗装等に使用する。

ハ）プラントにおいて新規混合物に混ぜて，加熱アスファルトとして再生利用する。

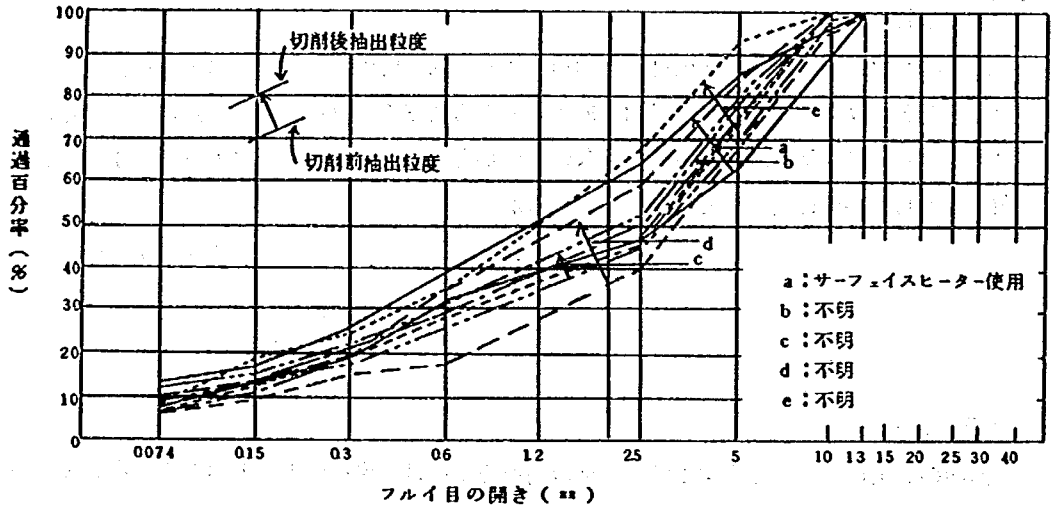
これらはいずれも統一的な基準にもとずいて利用されているものではなく，いずれも試行錯誤的なものである。

イ）は利用実態としては多いものと予想されるが，資料はあまりないのが現状である。利用上の問題としては，切削による細粒化があり，（図－１参照）特に 2.5 ㎜通過分のバラツキが大きいので，締固め特性に難点があり，所定のＣＢＲ値等が必要となる路盤材への利用には限界があり，埋立て材への利用が多いものである。

ロ）は常温で再生利用する一手法として，簡易な混合装置を利用して現地で切削材と乳剤を添加混合したものを，歩道舗装等に利用するものであり，九州地建等で試行されている。

ハ）は既往のアスファルトプラントに簡単な解砕装置を設け，切削材のかたまりをほぐし，コールドホッパーにストックし，ホットエレベーターのドライヤーシュート口下方に送り，ここで加熱された新規骨材に一定量添加混合し，再生加熱アスファルト混合物として利用するものである。混合物の品質管理としては，抽出骨材の粒度，アスファルト量やアスコンのマーシャル性状をチェックして利用されている。実施例の詳細は文献１を参考にしていただきたい。

その他，切削材を含めた再生加熱アスファルト混合物の利用に関する技術指針（案）は昭和57年３月を目途に協会で検討中である。



図－1　切削による抽出粒度の変化[2]（例）

参考文献

1. 舗装廃材再生利用に関する現報告書　昭和56年9月　日本道路協会

（舗装研究室）

道－53 コンクリート舗装版のそりと温度　(56)

（質　問）

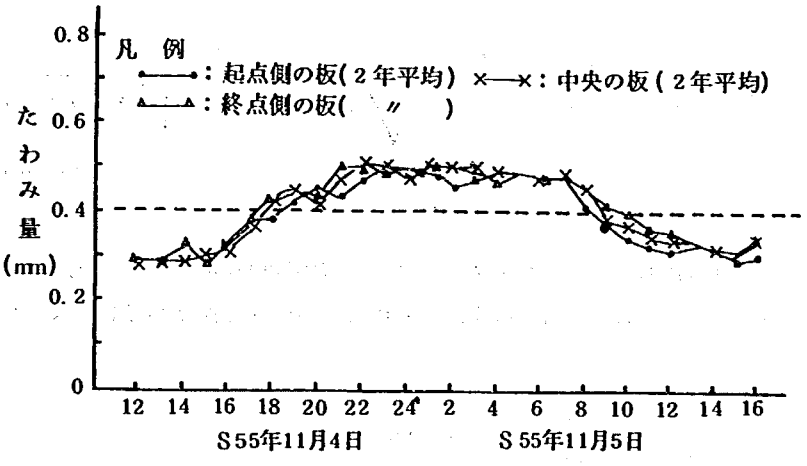
コンクリート舗装版の修繕工法の一つとして，現在，プローンアスファルトによるサブシーリングが行われており，その注入状況の管理はベンケルマンビームによるたわみ量で行われている。しかし，たわみ量は，コンクリート版上下面の温度差によって生ずるそりの影響により測定時間帯が異なれば，その値は大きく変化（例：0.2～1.0㎜）するため信頼性に欠ける。例えば，現在の基準として注入後のたわみ量が0.4㎜以上の場合，再注入を行っているが，午前10時から15時の間に測定すると「ＯＫ」となっても，早朝や夜間に測定すると「ＮＯ」となる場合が生ずる。

そこで，現在四国技術事務所ではコンクリート版の温度変化とたわみ量の関係について調査

し，コンクリート版にそりが生じていない状態に補正する方法，あるいはそりが生じていない時間帯に測定すること等について検討しているが，補正する場合は誤差が問題であり，そりを生じていない時間帯は交通ラッシュ時に相当するなどの問題がある。

したがって，たわみ量測定における有効な解決方法，あるいは，たわみ量以外で注入状況を管理する適切な方法があれば紹介されたい。

（四国技術事務所）



たわみ量の経時変化（牟礼町・11号）

（回　答）

維持修繕に当ってコンクリート版へのアスファルト注入の管理をベンケルマンビームのたわみ量を利用して行うということであるが，御承知のようにコンクリート版の動きは温度の日変化，年変化によって種々に異なり，さらに版の載荷位置によっても沈下量が大きく異なるので一率に補正係数を定めることは大変困難である。

まず温度変化のある場合のコンクリート版のそり量を考えてみると次のようになる。

図－１において目地間隔をＬ（cm），版厚をｈ（cm），版表面温度と９時における版表面温度の差をθ_1（℃），版底面温度と９時における版底面温度の差をθ_2（℃），自由にそった場合の半径をＲ（cm），版中央のそりをΔＲ（cm），コンクリートの温度膨張係数をα（一般には9×10^{-6}／℃）とすると次の三つの式が成り立つ。

$$\frac{R-h}{R}=\frac{\frac{L}{2}(1+\alpha\theta_2)}{\frac{L}{2}(1+\alpha\theta_1)} \quad \cdots\cdots\cdots\

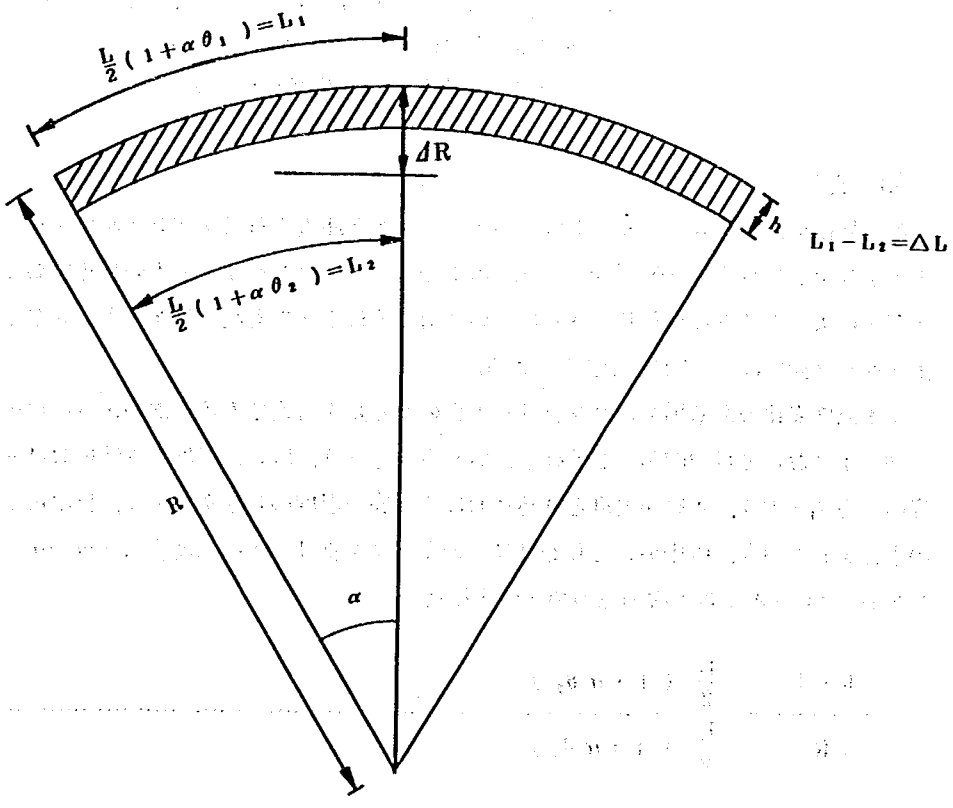
$$\cos\alpha = \frac{h}{\sqrt{h^2 + \alpha^2 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot (\theta_1 - \theta_2)^2}} \quad \cdots\cdots ②$$

$$\Delta R = R - \cos\alpha \quad \cdots\cdots ③$$

①～③からΔRを解くと

$$\Delta R = \frac{1 + 2\theta_1}{\alpha(\theta_1 - \theta_2)} \times \left\{ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 \times \left(\frac{L}{h}\right)^2 \times (\theta_1 - \theta_2)^2}} \right\} \cdot h \quad \cdots\cdots ④$$

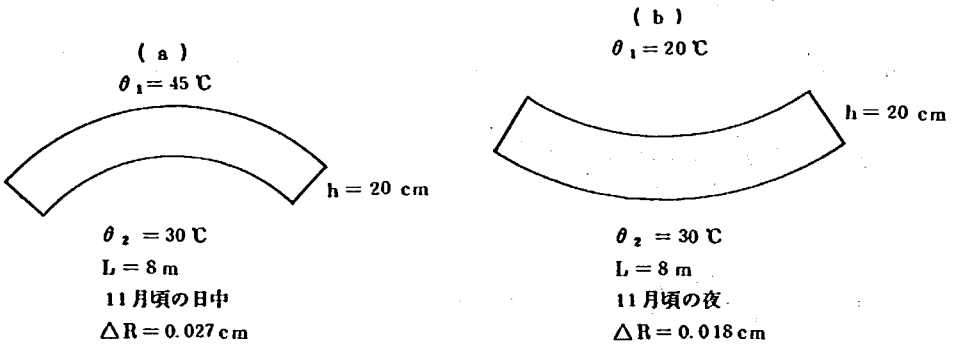
ここで，9時における温度を基準としたのは次の理由による。つまり，コンクリート版上下両面の温度差からそり－位置曲線を求めるには上下両面の温度が等しくなった時を基準として



図－1　コンクリート版のそり

計算すべきであるが，これまでの経験から朝８～９時付近にほぼ上下面の温度が等しくなる。質問の場合にも，朝９時頃を境にして日中と夜半のそり量が変化していることが観測されている。

④式を用いて図のようなケースを想定して⊿Ｒを計算してみるとそれぞれ0.027cm，0.018cmとなる。但し路盤の影響から厳密には(b)の場合は計算のようにはならない。



図－２　コンクリートのそり状態

しかし，実際の版は端部にスリップバーが入っていることや版重量の拘束からこのように理想的にはそらない。つまり，そりが拘束されて⊿Ｒよりはるかに小さな値⊿Ｒ′が観測されることになる。⊿Ｒ′／⊿Ｒをそり拘束係数といい，版の長さや版厚によって異なり，しかも前回の(a)の状態と(b)の状態では異なった値となる。10ｍ以内の版長の場合，⊿Ｒ′／⊿Ｒの値は0.5～1.0の値となることが実験的に確かめられている。計算では９時を境にして日中では0.027mm，夜半では0.018mm程度の振幅となっている。また全振幅ではほぼ0.045mmとなる。しかし，実際に観測されているたわみは日中がほぼ0.3mmであり，夜半が0.5mmである。ベンケルマン試験によるたわみの振幅の中心を0.4mmと考えると±０となるのは９時頃（および夕方６時頃）となり，それぞれ0.4mmから±0.1mmの温度，振幅となっている。また日中のたわみ量と夜のたわみ量の大きさは計算値と正負がちょうど逆の関係になっていることがわかる。温度によるたわみ量の大きさはほぼ計算値の $\frac{0.25\text{mm}}{0.5\text{mm}}=0.5$ であることから，前述のそり拘束はほぼ50％であると考えることができよう。しかし，正負が逆になっていることは単にそり拘束からだけでは説明がつかない。

この原因はベルケンマンビーム試験における載荷重の位置と，ベルケンマンの脚の位置に原

因があるものと考えられる。まず最初に荷重による変形であるが，Westergard によればコンクリート版中央部に載荷した場合の直下のたわみは⑤式によって与えられる。さらに直下より ℓ（剛比半径）の距離では 0.54 Δi，2ℓ の距離では 0.254 Δi のたわみ量となることが明らかにされている。

$$\Delta i = \frac{P}{8 K \ell^2} \quad \cdots\cdots ⑤$$

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{F h^3}{12 (1-\mu^2) K}} \quad \cdots\cdots ⑥$$

今 h = 20cm，μ = 0.25，E = 300,000 kg/cm²，K = 7，P = 5 ton を考えると，

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{300,000 \times 20^3}{12 (1-0.25^2) \times 7}} = 74 cm$$

$$\Delta i = \frac{5,000}{8 \times 7 \times 74^2} = 0.016 (cm)$$

ℓ = 77cm の位置では 0.54 Δi = 0.008cm，2ℓ = 150cm の位置では 0.004cm のたわみ量となる。ベンケルマンビームの試験ではタイヤは両輪あり，この影響を考えると，たわみ量は，

（測定輪直下）（他の輪 ℓ = 約 1.5 m）

$\Delta i = 1\Delta i + 2\Delta i = 0.016 + 0.004 = 0.02 cm$

つまり図－2のような温度，勾配のときに載荷試験を実施すれば理論的なたわみ量は次のとおりとなり図に表わせば図－3のように模式的に表わすことができる。

(a) $\Delta R - \Delta i = 0.027 - 0.02 = 0.007$

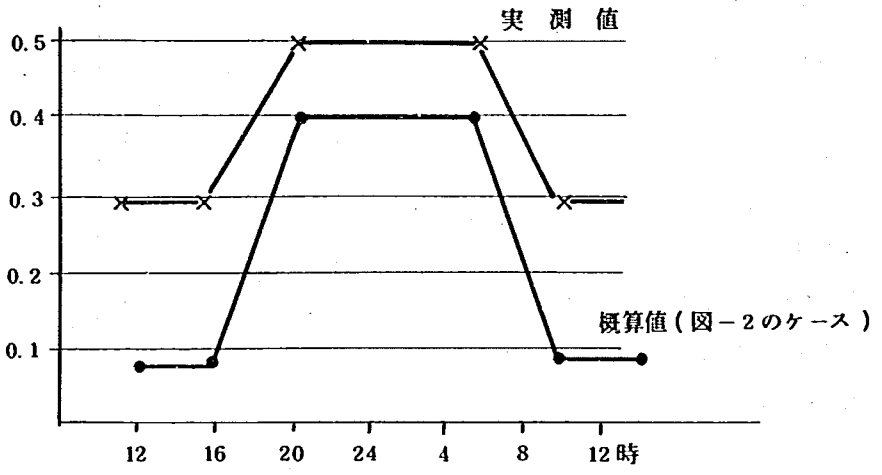
(b) $\Delta R + \Delta i = 0.018 + 0.02 = 0.038$

h，K値　E値が推定であるから計算結果はあくまで推定の域を出ない。しかし，図－3にも示したように傾向的には実測値を現わしていると判断してよい。

つまりK値やE，μ，温度条件などの諸条件が正しく把握されれば，たわみ量の補正あるいは計算は基本的には可能であるということができる。

しかし，すべての条件を正しく把握することは事実上困難ですので，維持修繕にあたってはより実際的な管理方法の開発が望まれます。四国技術で実施した注入工法の調査結果では注入温度と注入圧力（7 kg/cm²）による管理が実用的であり，たわみの管理は補助的な位置付けとしてはいかがか。

なお，コンクリート版のたわみ量をベンケルマンビームを用いて測定するときには，脚の位



図－3 （たわみ量）

置を隣の版におくか，2台のベンケルマンを用いて補正するなどの工夫が必要です。

（舗装研究室）

道－54 再生アスファルト混合物の等値換算係数 (57)

（質 問）

路上再生処理工法において，既設路面を加熱し，かき起し，整形した合材の等値換算係数の値をどの様に考えれば良いか，について今後修繕工事における設計の参考としたいため，教示願いたい。

新潟国道工事々務所

（回 答）

路上表層再生工法を適用する理由は，ＴＲＲの資料によれば次の4つに代表されるとしている。

1) わだち堀れやへこみによる表層の修繕

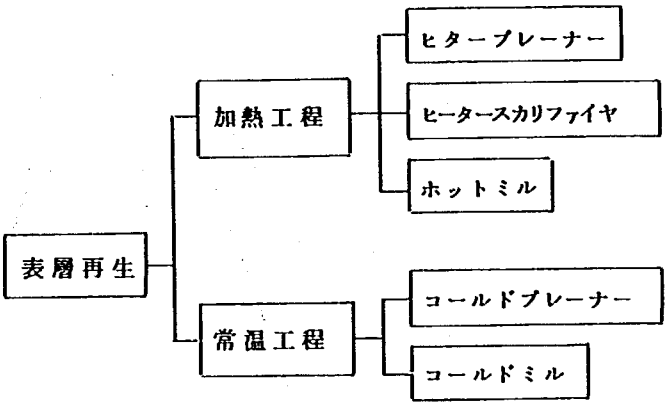
2) すりへった表層の修繕

3) 1)および2)による路面性状の再生

4) オーバーレイを行う場合のリフレクションクラックの防止

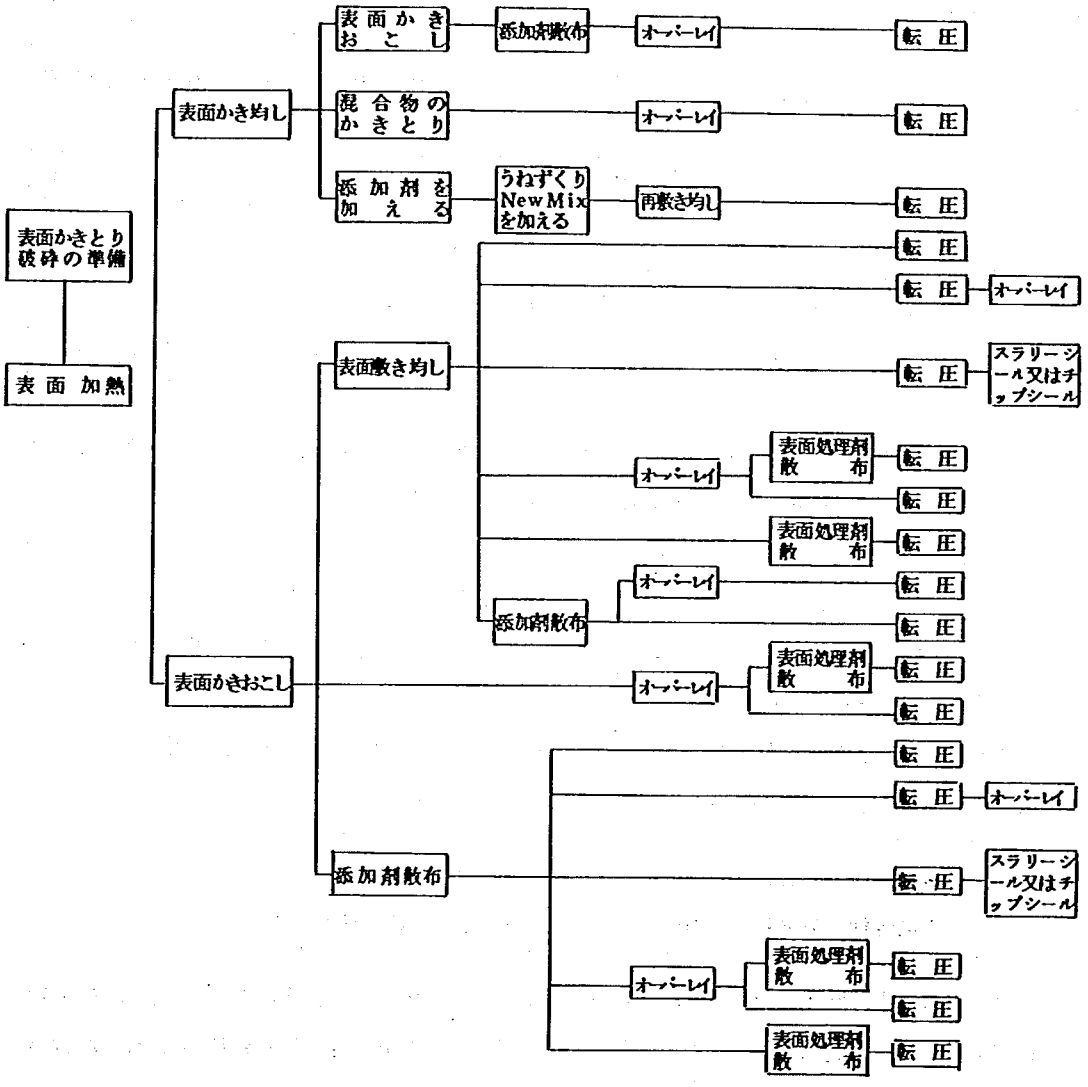
ここでは，表層再生の方法を施工方法によって，加熱方式と常温（非加熱）方式に大別し，さらに使用機械によって図－1のような分類を行っている。それぞれの機械の特徴は次のとおりで

ある。(イ)ヒータープレーナは表層を加熱し，加熱された混合物層を所定の深さまで切削するもの。(ロ)加熱スカリファイヤとは表層を加熱し，加熱混合物層に刃に荷重のかかったバネによって，所定の深さまで切りほぐすもの。(ハ)加熱ミラーとは表層を加熱し，これに円柱形の形状を備えた刃を有する回転盤によって所定の深さまで切りほぐすもの。



図－1　表層再生の工程

(ニ)常温プレーナ及びミラーは，表層の切りほぐしを常温で行うものである。また，施工実績の多い加熱による路上表層再生工法は，かき起し後の施工工程によって図－2に示す種々の方法が行われている。さらに，再生添加剤の品質規格は表－1の規定を満足するものを使用することにしている。このようなことから，表層再生工法の取り扱いは主として表層の修繕工法としてとらえられており，構造的な評価はあまりなされていないことがわかる。



図－2　熱を用いた表面再生の工程

表－1　加熱再生のための再生添加剤の暫定規格

試験項目	ASTM	RA5		RA25		RA75		RA250		RA500	
		最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大
60℃粘度 cst	D 2790 D 2171	200	800	1000	4000	5000	10000	15000	35000	40000	60000
引火点(coc)℃	D 92	205	—	218	—	232	—	232	—	232	—
飽和成分 wt%		—	30	—	30	—	30	—	30	—	30
回転薄膜加熱後	D 2872										
粘度比		—	3	—	3	—	3	—	3	—	3
重量変化%	D 2872	—	4	—	3	—	2	—	2	—	2
比重	D 70 D 1298	報告		報告		報告		報告		報告	

一方，我国では，日本道路公団において路上表層再生工法による舗装の検討がなされている。ここでは，過去3カ年間の研究結果から次のような結論を得ている。

1) ひびわれ部分のアスファルトは劣化の度合が著しく，この劣化したアスファルトを含んだ廃材を再生すると，新材に比べ混合物の特性が相当低下したものになる。

2) わだち掘れが発生している箇所のアスファルトは，ほとんど劣化しておらず，再生混合物の特性も新材に比べて遜色がない。

このようなことから，表層再生工法の選定基準(案)を定め，アスファルトの物理性状に着目して次のような判定を行った後に同工法を採用することにしている。

100%再生の限界 …… 軟化点54℃，針入度50
上部新材(新材混合)の限界 …… 軟化点60℃，針入度30

この場合でも，路上表層再生工法は修繕工法(すりへり区間の補給整正とみなし，ひびわれ率の高いところには適用しない)の一環として取り扱われており，等値換算係数の評価は定めないことにしている。

以上の関係でみられるように，現状では路上表層再生工法による舗装は構造的な評価(等値換算係数の評価)を行って適用するよりもむしろ，表層のリフレッシング工法として，取り扱う方が良いものと判断される。しかしながら，建設省では昭和57年度から3ヶ年間，「舗装廃材の再生利用に関する調査研究」を技術研究会の指定課題としてとりあげ，路上表層再生工法による試験舗装を全国8箇所で約18,000 m^2の規模で実施し，構造的な検討も合わせてとりまとめることとしているので，評価はこれらの結果に期待するところが多いといえよう。

参考文献

1) R. A Jimenez : " State of the ART of Surface Recycling " TRR 780. (1980)

2) 日本道路公団試験所技術資料第504号
「舗装廃材のリサイクリング」(昭和56年7月)

(舗装研究室)

道－55 ポットホール等局部的な路面の補修方法 (57)

(質　問)

冬期間の路面補修では，常時プラントが稼働していないため，常温合材を使用せざるをえないが，施工条件が悪く，十分な補修ができない。一方，加熱合材による処理は，合材量も少く，気温も低いことから合材の温度管理が難しく，施工時にガスバーナー等で加熱して小型転圧機により転圧を行っているのが実態で，常温合材同様施工条件がよくないため十分な補修ができない状況にある。

ポットホール等の局部的な補修は冬期間や降雨時等の条件下でも実施する必要のあることが多く，苦慮しているが，簡単かつ経済的で耐久性のある常温合材(小運搬可能又は袋詰め等)による処理工法がないか教示願いたい。

(富山工事々務所)

(回　答)

常温合材による補修は，加熱合材に比べ施工性がすぐれているものの耐久性という点では劣り，あくまで応急処理という位置付けとなるのであろう。しかし質問要旨のような2～3日で合材が飛散するという状態は避けるべきである。

常温合材により補修する場合，応急処理とはいえ以下の項目に注意して施工する。

1) 破損した部分のまわりの遊離したものや動いているものは取除き，十分に清掃する。

2) 孔部を十分乾燥させる。

3) 合材が安定するためには，水分の蒸発，溶剤の揮発が必要であるため，合材を敷きならした後に空気にさらしたり，出来る限り締固めに十分時間をかける。

ポットホールの補修は，最終的には孔の周りと底を丈夫な材質に達するまで堀り起こして，新しい路盤材料を補充しランマーなどで充分締固め，乾燥，プライムコート又はタックコートを行い，加熱合材によりパッチングするとよい。できれば始めから加熱合材でしっかり補修するのが望ましいが，時間的な制約等で出来ない場合は，上記応急処理を行い，補修位置，量を把握し

て計画的に加熱合材による再補修を行う。

なお，交通条件等のきびしい箇所での応急処理に際しては，樹脂を混入した常温合材等，品質の良いものを使用して，上記注意事項に留意して施工する。

（舗装研究室）

道－５６　道路陥没箇所の事前調査法　(57)

（質　問）

道路の維持管理上，陥没危険箇所を事前に発見対処する事は極めて重要な事である。当事務所管内の国道８号において昭和55年３月糸魚川バイパス，同年７月藤崎海岸に陥没が発生，幸い大事には至らなかったが，今後道路陥没により大事故の発生が誘発される可能性は充分にあり重大な問題である。

従来，この種の調査は路面の状態を定期的に肉眼で観察して，クラックの状況，沈下程度などを判断し，危険箇所の抽出，同所でのボーリング等による確認，補修という工程で行われてきたが突発的な陥没については全く無力である。

したがって，これら陥没調査を簡単，迅速，正確に行う方法はないか，教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

路面の陥没事故は，発生のタイミングによっては大事故につながる可能性があり，それを事前に調査し，発見することは道路交通の安全確保のためには欠くことができないものである。結論から先に述べると，現在それらの危険箇所を前もって確実に発見するには，ボーリングを行うしかないと思われる。しかしその方法にも次のような問題点がある。

1）路面を破壊しなければならない。

2）比較的，費用と人手を要する作業である。

3）ボーリング箇所の選定には，不断の観察と経験が必要であり，危険箇所を見落とす可能性がある。それを防ぐにはボーリング間隔を密にする必要があるが，これは費用の増大を招く。

したがって，非破壊で簡単迅速に，しかも確実に危険箇所を察知する装置の開発が望まれるところである。そこで，現在，道路舗装の非破壊試験法で用いられている装置の開発状況について触れると表－１のとおりとなる。

まず，路面下に空洞や路床のゆるみが生じている場合には支持力が低下するため，たわみ量が大きくなると考えられる。たわみ量を測定する装置には，ベンケルマンビーム，ダイナフレクトラクロアなどがある。

ベンケルマンビームは，たわみ量測定に古くから使われており，その方法については舗装要綱を参考にされたい。なおベンケルマンビームは比較的簡単な道具で，たわみ量を測定できる点がすぐれているが，人手がかかり，作業が煩雑であるためやや迅速性には欠けているといえる。

ダイナフレクトはアメリカで開発され，日本では当所や運輸省港湾技術研究所で研究が行われている。測定原理は，路面に降ろした載荷輪を通じて，偏心した円板を回転によって発生させた荷重をかけ，路面の動的応答を加速度計で測定するものである。測定は自動化されており，安全

表－1　陥没危険箇所調査法のまとめ

区別		方法	長所	短所
破壊法		ボーリング	確実である	路面を傷付ける 人手，費用がかかる
非破壊法	たわみ量による方法	ベンケルマンビーム	装置が安い 広く知られている	実績がない 人手，費用がかかる 作業が煩雑で遅い
		ダイナフレクト	測定が簡単で迅速 人手が少なくてよい	実績がない
		ラクロア	測定が簡単で迅速 人手が少なくてよい	実績がない
	物理探査	弾性波探査	地質調査で実績がある	舗装に利用するほどの精度がない
		電気探査	地質調査で実績がある	舗装に利用するほどの精度がない 鉄に弱い
		磁気探査	地下埋蔵物調査で実績がある	地下構造調査には向かない 鉄に弱い
		路面温度による探査	装置が簡単 取扱いが楽で故障が少ない 測定が迅速	天候に影響される 実績が少ない

員を除くと一人でも操作が可能である。また測定の作業自体も簡単であり速度も早いが，機械価格が高価であることが欠点といえる。

ラクロアはフランスで開発され，日本では建設省九州地方建設局九州技術事務所で研究が行われている。この機械は，ベンケルマンビームによるたわみ量測定を自動化したものであり，ほぼ

一定の間隔でたわみ量の測定ができる。測定作業は，安全員を除くと運転手と測定機の操作員の2名で迅速に行うことができる。

さて，これらのたわみ量によって，質問のような危険箇所を探す方法について今までその目的でたわみ量測定を行ったという実績がない。したがってこれらの機械を用いて調整を行った場合には，危険箇所とそうでない箇所がどのような違った挙動を示すか，前もって危険箇所とそうでない箇所の両方について測定を行い，キャリブレーションをしておく必要がある。

地中の構造を非破壊で調査するために，地質学の分野では古くから物理探査が行われている。物理探査には弾性波探査，電気探査，磁気探査などがあり，これらの方法を舗装の路面下の調査に応用することが考えられる。

弾性波探査は，地中に弾性波を送り，層の材質の違いによって伝達速度が違うことを利用し，地下の層構造を探る方法である。測定には電磁波や超音波が用いられている。

電気探査は，地層の材質の違いによって比抵抗が変わる性質を利用する方法で，地中に電気を流し測定点間の抵抗値を測定することにより，層構造を探る方法である。この方法は電気を利用するため，鉄筋などが埋設されているような場合には測定の障害となる。

磁気探査は，地表より地下に磁気を送り，地中の物質によって励起される磁気を測定することで地中の状況を探査するものである。この方法は，主に地中の鉱脈や不発弾等の埋蔵物の探査に用いられている。

物理探査はいずれも地質や地下水調査のために開発された探査法であり，少なくとも1層数m程度を想定している。したがって舗装の層構造の調査への利用はまだ開発段階であり，10cmオーダーの精度は得られていないのが現状である。したがってこれらの物理探査によって危険箇所を発見するには困難があるものと考えられる。

建設省北陸地方建設局高田工事事務所において研究開発している調査方法は大変ユニークな調査方法であると考えられる。この測定装置は，舗装を構成する材料の熱応答特性の違いに着目して危険箇所を探ろうとするもので，一般に路面下に空洞やゆるみが発生すると，その部分には水がたまりやすくなる。水は舗装に用いられる材料に比べると比熱が大きいため，暖まりにくく冷めにくい性質がある。したがってそれらの危険箇所では他の場所と温度分布が異なっている。そこで路面の温度を測定し危険箇所を探ろうとするものである。

この方法の特長は，測定機が赤外線温度計，アンプ，記録といった市販品の組合せで構成されており，特殊な機器を用いないので取扱いが楽で故障も少ない，という特長がある。また車に取付けて測定するので，作業が迅速であることも特長であろう。今後も装置の改良を進め，データを蓄積することにより新しい非破壊試験法としての応用が期待できると思われる。

（舗装研究室）

道－５７ ケーソンの鉛直地盤反力係数 (55)

（質問）

現設計では土研の自動設計で設計したが，鉛直地盤反力係数（k_V）の取り方が従来の指針と異なった考え方の k_V は k_H の５／３倍（橋軸方向と橋軸直角方向で k_H の値が異る場合は大きい方を取る）と，聞いている。これについて，今回の示方書の改訂に伴いプログラムの改訂をするかどうか。どの様に運用すべきか。

（指針　自動設計（プログラム）　示方書の関連）

（和歌山工事事務所）

（回答）

ケーソンの根入れ地盤に対する鉛直方向地盤反力係数（k_V）と水平方向地盤反力係数（k_H）の比については，従来から設計基準にふれられてはおらず，指針等と異った考え方をしている訳ではない。

自動設計プログラムの設計アルゴリズムについては，ケーソン自動設計委員会（吉田，浅間委員長，建設省，公団，国鉄，その他の学識者で委員を構成）で審査しており，ケーソン根入れ地盤の鉛直方向の強さが水平方向の強さより小さいというのは，地盤の構成上妥当性を欠くのではないかという理由から，プログラム開発当時国鉄で用いられていた(現在は用いられていない) $k_V/k_H = 5/3$ なる下限値を設定していたものである。

しかし，この比は理論的に説明できるものではないため，示方書改訂に伴なって改良したプログラムにおいては，設計者（プログラム利用者）が判断するものとして，この比を入力できるようにした。

また k_V，k_H を直接入力する方式も開発時から考慮しているが，この場合には k_V/k_H の比は関係ないようにしてあり，できる限りこの入力方式とされたい。

なお，k_V/k_H の比を指定しない場合は，計算式による k_V，k_H をそのまま用いるが，k_V に対して k_H がかなり大きくなる場合も想定されるので，上記２方式のいずれかによる利用の方がよい。

技術的判断の参考として，昭和55年度道路橋に関する地区講習会（道路橋示方書Ⅳ下部構造編）講義要旨（P34～37）がある。そこでは，①三層地盤，②一層地盤，③①に対して k_{H3} だけ変化させる，④①に対して $k_V \geq k_{H3}$ とみなし，k_V を割増しする等の比較計算例の考察の後，次のように締めくくられている。

“今のところ地盤反力係数の取扱いについては，決定的な方法はなく，実際の運用にあたっては，計算される変形係数や地盤反力係数については弾力性をもたせるのが望ましいといえる。本来ケーソン基礎は，水平力や曲げモーメントなどの外力による転倒モーメントに対し，前面地盤と底面地盤とが協同して抵抗を分担するものであるから，ケーソンの形状寸法や前面およ

び底面地盤の支持力が反映されるように，k_H，k_V を設定する必要があり，設計者の総合的な判断が要求されるものである。

（システム課）

道－５８ 洞門等の防災施設の設計基準について （55）

（質問）

洞門等の防災施設の設計については，現在，現地の状況によりそれぞれに設計されているが，設計の基準化について現在の状況あるいは計画をお教え願いたい。

（福井工事々務所）

（回答）

道路の異常気象時における落石等の危険防止については，防災対策事業等による施設対策，交通規制等の道路交通管理対策等の施策を建設省で進めてきた。しかし，たび重なる災害により，更に道路防災等に係る施策を総合的かつ適切に推進するため，昭和53～54年度において

(1) 落石等の道路防災施設に関する技術基準の作成

(2) 施設の状況に対応した道路交通管理手法のあり方

(3) 道路災害等に係る紛争処理についての指針の策定

を目的とする「道路防災等に係る総合的施策の推進のための調査」を道路局で実施することとした。このうち，(1)，(2)については，日本道路協会が委託を受け，道路防災施設調査特別委員会が設置され，検討が進められた。なお，本調査を進めるにあたって本調査の重要性にかんがみ，協会内に常設されている土工委員会の「雪および落石等の防護施設小委員会」の活動と並行して調査，研究を進めることとした。本調査のとりまとめは，下記の項目について行われた。

(1) 落石崩土の概念，発生運動等

(2) 落石等の調査における着眼点，航空写真，現地踏査による調査手法，危険度判定等

(3) 落石対策の基本的考え方，工種の選定方法等

(4) 落石予防工および防護工の設計の基準的考え方

(5) 施設の維持管理，落石検知システム等

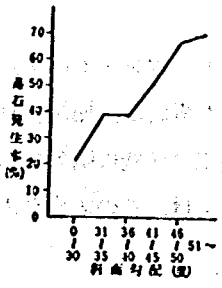
また，本調査を進めるにあたって，日本道路公団より委託を受けた高速道路調査会の「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書」（昭和49年２月）および日本国有鉄道施設局でまとめられた「落石対策の手引」（改訂版）（昭和53年３月）等各方面の調査研究の成果を参考としている。

本調査は，昭和55年３月道路防災施設調査報告書（日本道路協会，道路防災施設調査特別委員会）としてとりまとめられたが，洞門等の防災施設の設計についても基準化の方向でとりまとめられている。報告書の内容の概要を目次により示すが，内容の詳細については，報告書を見ていただきたい。

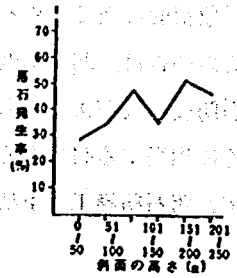
第1章　調査の概要
第2章　落石，崩土一般
第3章　調査
第4章　落石対策の計画
第5章　落石予防工の設計
　5－1　落石予防工の設計一般
　5－2　根固工
　5－3　排出工
　5－4　吹き付工
　5－5　張　工
　5－6　わく工
　5－7　ロックボット工およびアンカー工
　5－8　編柵工
　5－9　浮石，転石の除去工および整理工
　5－10　その他
第6章　落石防護工の設計
　6－1　設計一般
　6－2　荷　重
　6－3　落石防止網
　6－4　落石防止柵
　6－5　コンクリート製落石防止壁
　6－6　落石覆工
　6－7　落石防止土堤および溝
第7章　維持管理

なお，本報告書をもとに，なるだけ早い機会に落石便覧といった形でとりまとめられる方向にある。土木研究所では，本報告書をとりまとめるにあたって，落石の実態調査とそれにもとづく危険度判定および落石防護施設の被害の実態調査と結果の設計への適用について作業を行った。

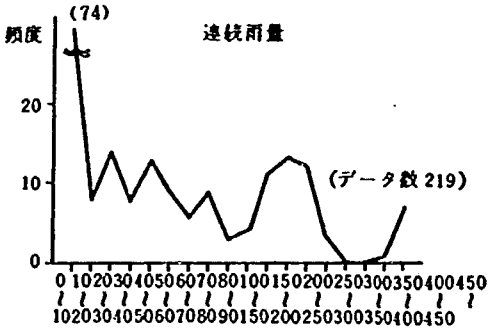
落石の実態は，2,329斜面を対象に落石の素因（地形，地質）と誘因について調査したが，次の図は，その結果の一例である。



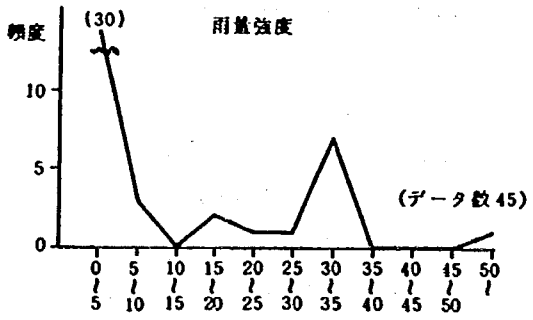
図－1　斜面縦断勾配（平均傾斜）



図－2　斜面の高さ



図－3　連続雨量



図－4　雨量強度

落石の危険度判定の手順については，

(1) ルート全体に対する調査

地形，地質等の素因と降雨等の誘因に関して，当該ルートの地域特性を把握する。

(2) 現地踏査による危険度判定

(i) ルート全体に対する調査結果の確認

(ii) ルート沿いに，斜面および沢を区分けし，各々に対して危険度を主に現地踏査により判定する。この際の調査対象項目は，

地形（斜面高，勾配，オーバーハング）

地質，土質（斜面の地盤，表土）

誘因（背後地の集水面積，湧水，降雨量，地震）

危険頻度（落石の頻度，落石による過去の被害の程度）

その他（樹木，斜面の異常，変状，斜面安定工の異常変状，斜面に対する有害行為）

(3) 特に詳細な調査を行う時の危険度判定

(i) 現地踏査による危険度判定調査結果の確認

(ii) 大縮尺の地形図の作成と，これを用いた詳細な工学的地質図の作成

(iii) 現地精査時の危険判定

対象斜面の過去の落石等の履歴の調査

近隣の落石発生箇所の調査

斜面の素因の工学的性質の把握

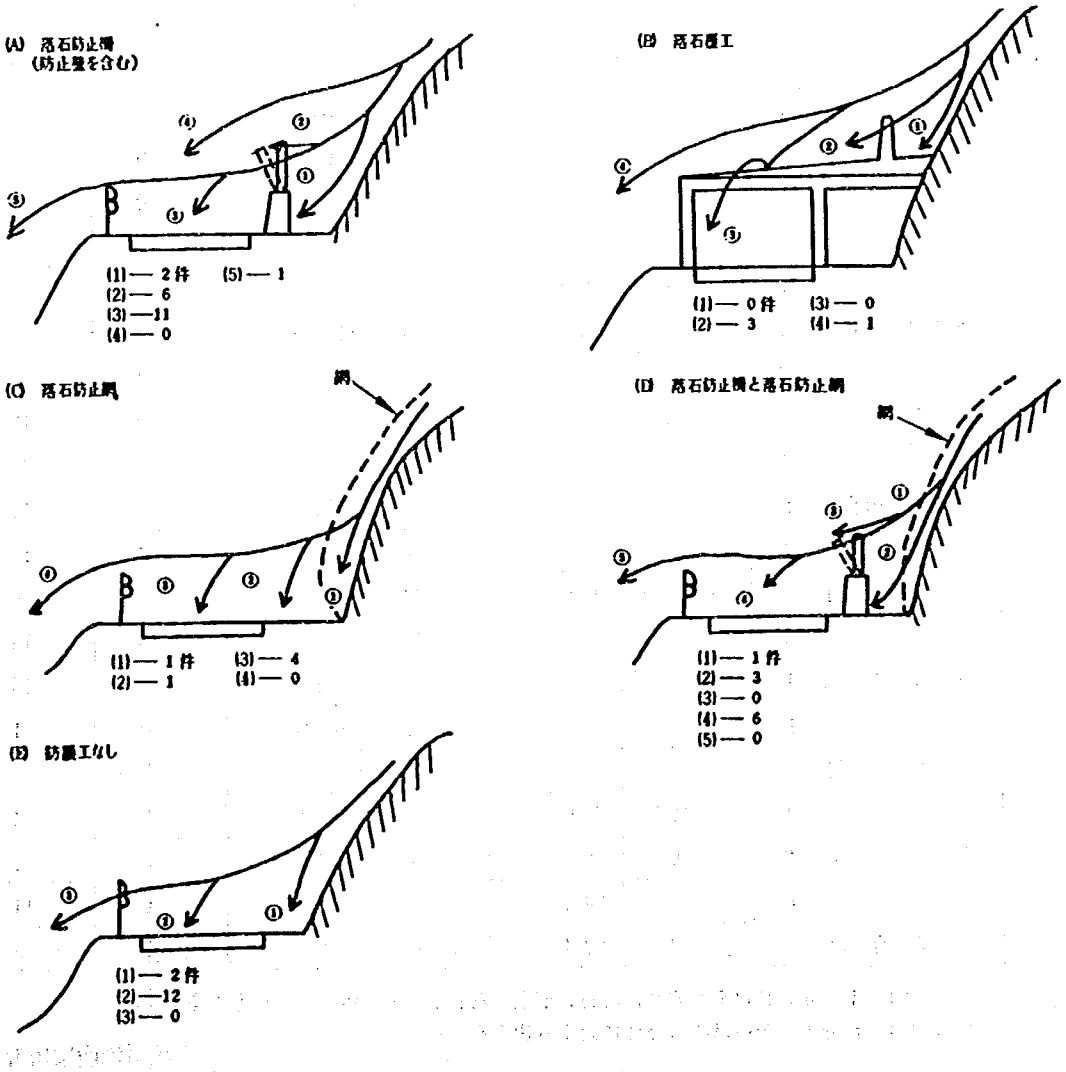
落石の要因を対象斜面に当てはめる

落石防護工の被害の実態調査は，98の地点において行った。その結果の一例を次に示す。

表－1によれば，落石防護施設があっても落石等の災害を防げなかった事例が，施設ありの調査対象地点の64%近くに相当する44件あることが示されており，防護工の機能に限界があることが分る。したがって，落石防護工や予防工などの施設の計画に当っては，このような工種

のもつ機能限界に考慮を払うとともに，施設計画に際しては，単独の工種のみによるよりも幾つかの工種を組合せた方が有利な場合が多いことを留意すべきである。

なお，土本研究所においては，道路事業調査による研究として，落石対策に関して急傾斜地崩壊研究室，動土質研究室，橋梁研究室が協力して，調査・設計等の調査研究を進めている。



図—5　落石の到達程度

表－1　落石，崩土等の到達程度

		施設で止ったもの		路面に到達したもの		道路を飛び越えたもの	合　計
	※ Ⅰ	8 件	40.0%※※	11 件	55.0%※※	1 件	20 件
防止柵	Ⅱ	0		11	91.7	1	12
	Ⅲ	2	40.0	3	60.0	0	5
小計		＜10＞		＜25＞		＜2＞	＜37＞
覆工	Ⅰ	3	75	0	0	1	4
	Ⅱ	0	0	0	0	0	0
	Ⅲ	2	100	0		0	2
小計		＜ 5＞		＜ 0＞		＜1＞	＜ 6＞
防止網	Ⅰ	1	16.7	5	83.3	0	6
	Ⅱ	0	0	3	100.0	0	3
	Ⅲ	0	0	1	100.0	0	1
小計		＜ 1＞		＜ 9＞		＜0＞	＜10＞
防止柵と防止網	Ⅰ	4	40.0	6	60.0	0	10
	Ⅱ	0	0	4	100.0	0	4
	Ⅲ	2	100.0	0	0	0	2
小計		＜ 6＞		＜10＞		＜0＞	＜16＞
施設ありの合計	Ⅰ	16	40.0	22	55.0	2	40
	Ⅱ	0	0	18	94.7	1	19
	Ⅲ	6	60.0	4	40.0	0	10
小計		＜22＞	31.9	＜44＞	63.8	＜3＞	＜69＞
施設なし	Ⅰ	—		14	100.0	0	14
	Ⅱ	—		12	85.7	2	14
	Ⅲ	—		1	100.0	0	1
小計		—		＜27＞		＜2＞	＜29＞
合計	Ⅰ	16	29.6	36	66.7	2	54
	Ⅱ	0	0	30	90.9	3	33
	Ⅲ	6	54.5	5	45.5	0	11
総合計		＜22＞	22.4	＜71＞	72.4	＜5＞	＜98＞

※　注）　Ⅰ，Ⅱ，Ⅲはそれぞれ，落石，崩土，落石崩土の一緒になったものを示す。

※※ 注）　百分率の上段は横の合計に対する比率を表わす。

（急傾斜地崩壊研究室
動土質研究室
橋梁研究室）

道－５９　落石の運動形態　（56）

（質　問）

四国地方は，地形，地質や気象等の関係から落石が生ずることが多い。

落石から道路交通や道路施設を守ることは，きわめて重要である。しかし落石の運動形態を十分な精度をもって予測することは困難である。

昭和55年度に香川県牟礼町内で実大斜面における落石運動形態に関する実験を行われたが，その結果についてお伺いしたい。

（四国技術事務所）

（回　答）

1. 研究の経緯

異常気象時の道路交通規制の最近の動向によれば，予測される危険内容の約半数が「落石」であり，質問内容に指摘されるように道路利用者や道路施設を落石から守ることの重要性が一段と高まっていると考えられる。

これは，従来は「落石現象」があっても「落石災害」にまで至ることが少なかったものが，近年山間部等の道路の整備延長が長くなったこと，交通量が増大したこと，あるいは道路建設後の時間の経過と共に，斜面の風化が進行したことなどの原因のためと考えられるが，最も重要なことは厳しい自然条件の中であっても道路交通を確保すべき社会経済的要請が急速に増大してきていることと，管理に対する世間の期待が増大してきていることであろうと考えられる。

このような情勢を背景にして，昭和48年９月，日本道路公団の委託により高速道路調査会が実施した現地実験や，その他の資料をまとめて同会から昭和49年２月に「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書」[1]が出されている。また，このデータやその他の研究成果をもとに日本国有鉄道の委託により日本鉄道施設協会が「落石対策の手引き」[2]を昭和53年３月に刊行している。

さらに，道路協会では建設省の委託により，昭和53，54年の両年度にわたり道路防災施設調査特別委員会を設け，小委員会において落石発生の危険度予測ならびに落石災害の防止技術に関する検討を行なって，昭和55年３月に「道路防災施設報告書」[3]をとりまとめている。また，この報告書をもとに「落石便覧（仮称）」のとりまとめ作業が現在実施されている。

これらの検討を通じて，落石災害の防止に関する現在の技術的情報は，委員会報告書に一

応とりまとめられてはいるものの，落石防護施設の設計方法を合理化するに足る十分な資料が整っていないことも明らかとなっている。特に，斜面内に想定される落石発生源を対象に施設対策を構じようとする場合に，斜面を滑落あるいは転落する落石の運動形態を十分な精度をもって予測することは現在では困難な技術レベルにある。

このため，施設設計に当ってとられている現在の設計思想は大略次のように要約できよう。

施設に持ち込まれる落石の運動エネルギー又は衝撃力は，施設から落石の発生源までの高さ，すなわち位置のエネルギーに斜面状態による低減を行なって求める。斜面状態による低減は経験に基いて斜面勾配や被覆状態によって異なるものと考える。

斜面内で跳躍する落石の跳躍高さは，既往の実験等に基き，斜面に垂直な距離にして2 m を越えないと考える。

一方で，これまでに生じた落石災害の最近の実態を把握するために行なった調査結果[4)5)]によれば被災の形態は次の3つのものに大別できる。

1) 防護施設の高さは十分であるが，落石エネルギーに耐えられなくて降伏したもの。
2) 防護施設の高さが足りないために，これを飛び越えて路面に落石が到達したもの。
3) 防護施設の道路延長方向の設置長さが足りないため，或いは隣接する2つの施設間のわずかな間隙から路面に落石が到達したもの。

このような被害形態から，落石防護施設の設置に当っては，落石エネルギーを適確に予測し，適正な規模の施設を適正な位置に配置すべきであることが知れる。

このためには次のような諸点が解明される必要がある。

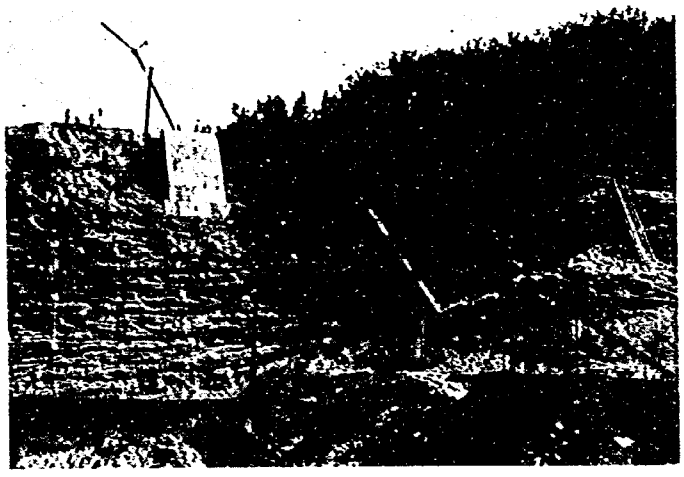
1) 設計対象とする落石を明確に想定する方法を確立すること。
2) 斜面状態を考慮した落石の運動形態を合理的に想定すること。
3) 施設に作用する落石エネルギー或いは衝撃力を適確に想定すること。
4) 想定外力に対して十分な耐力を持つ施設種類を選定すること。
5) 想定外力に対して十分な耐力を持った施設規模の設定法を合理化すること。
6) 施設の適用限界を明らかにし，落石の運動形態を考慮した組合せや，設置基準を明らかにすること。

これらの問題点のうち，2）に関連して，落石の跳躍量と石の重量，形状，速度，斜面の状態等の関係を求めること，ならびに落石の運動をシミュレートする方法を開発することを目的として，野外実験を実施することとなった。

2. 実験の方法

現実の斜面は複雑であり，また落石の形状，寸法，材質も多種のものがあって落石の運動形態を解析的に予測することは非常に難かしい。このため，相似則を考慮することなく実大の実験斜面における観測データから，運動形態を予測する経験則をより合理化することを目的として実験が計画された。

実験の実施に当っては，当四国地建道路部，ならびに四国技術事務所の多大な協力によって高松市近効の土取場跡地の人工斜面が選定され，標識の設置，斜面や落石の硬度測定等の準備作業を四国技術事務所が担当し，実験によって得られたデータ解析を土研が担当する形の協同作業のもとに実験が行われた。



写真－1　実験斜面全景

実験斜面は風化花崗岩から成っていて斜面勾配は約60°，斜面長は約35ｍである。写真－1に示すように斜面には微妙なくぼみが存在するがほぼ一様な勾配を持っており，また表土はない。

この風化花崗岩の斜面にくらべて，より固く，かつ均質な斜面状態における落石の挙動を把握するため，コンクリートを打設した人工斜面を実験斜面に設けた。コンクリートの人工斜面の勾配は60°の部分と30°の部分とから構成されていて，斜面勾配による影響も把握できるよう計画している。

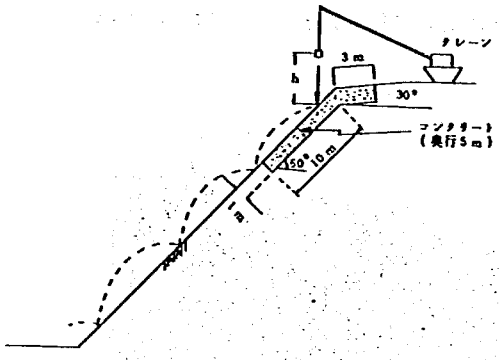
落下させる石は花崗岩で，板状ならびに塊状の2種類の形状のものを用意した。それぞれの形状毎に石の大きさは最大径で，30㎝，50㎝，70㎝の3種類のものが準備された。

実験は表－1ならびに図－1に示すような4種類に区分して実施している。

表－1　実験の種類

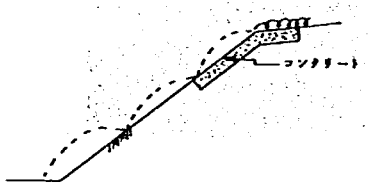
基礎実験	実験　1	落石の運動エネルギーに関する実験
	〃　2	〃　回転エネルギー　〃
	〃　3	〃　入　射　角　〃
総合実験	〃　4	実際の斜面における落石の運動形態に関する実験

〔実験１〕 落石の運動エネルギーに関する実験



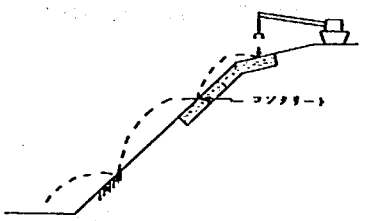
図－1a

〔実験２〕 落石の回転エネルギーに関する実験



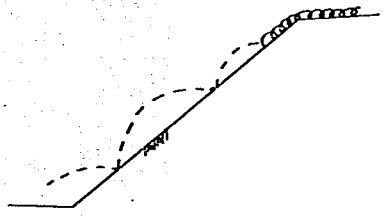
図－1b

〔実験３〕 落石の入射角に関する実験



図－1c

〔実験４〕 総 合 実 験



図－1d

図－1　実験の種類

実験－1では落石の落下高さhを変えてコンクリート上に石を落下させ，斜面に衝突する時の落石の速度が跳躍量に及ぼす影響を調べた。

実験－2では30°のコンクリート斜面から人の手により回転を与えて落下させ，回転エネルギーが跳躍量に及ぼす影響について調べた。

実験－3では石が衝突するコンクリート斜面の勾配を30°の部分とし，実験－1と比較して斜面への入射角が及ぼす影響について調べた。

実験－4では自然斜面において静かに石を落下させ，斜面内での跳躍量を調べた。

実験－1～3のコンクリート斜面での実験が116ケース，自然斜面での実験－4が96ケース，合計212ケースで，その内訳は表－2のようになっている。

落石の跳躍量，運動形態の追跡は斜面内に設けた4カ所の観測地点から16㎜撮影機を用いて行なっている。

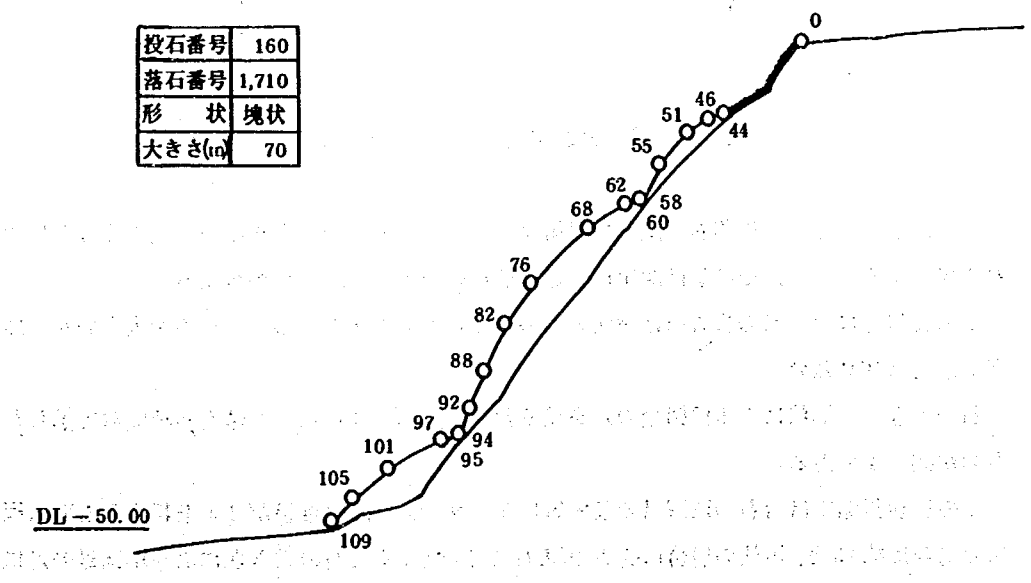
表－2　実験のケース数

実験の種類	投石線	投石の高さ(m)	板状			塊状			計
			30cm	50cm	70cm	30cm	50cm	70cm	
1	I	3	—	—	5	—	—	5	10
		6	—	—	5	—	—	5	10
		9	5	5	5	5	5	5	30
2	I	0	5	5	5	5	5	5	30
3	I	9	6	6	6	6	6	6	36
4	II	0	13	13	13	13	13	13	78
		3	2	1	—	—	—	—	3
	III	0	2	2	2	2	2	2	12
	IV	0	2	1	—	—	—	—	3
計			35	33	41	31	31	41	212

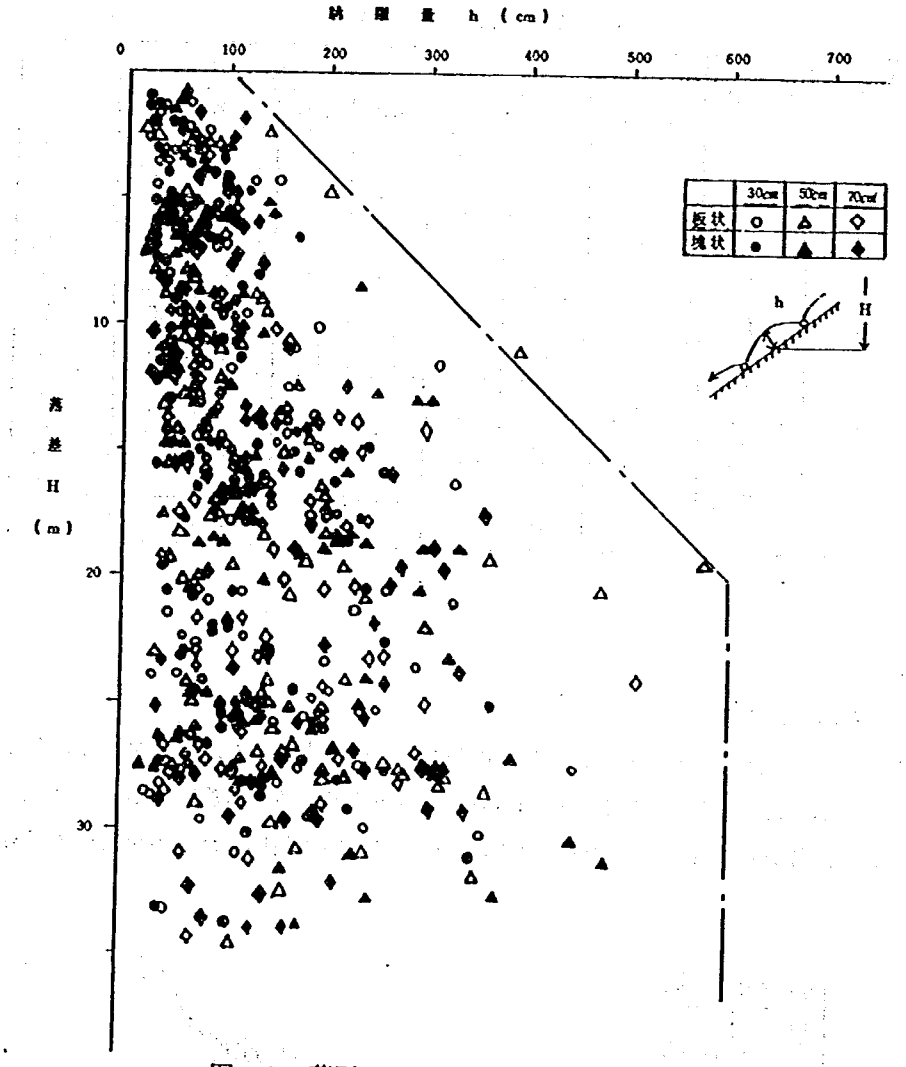
3.　実験結果

3－1　落石の跳躍量

1つの石が斜面を落下するとき，数回にわたって跳躍することがあるが，これらの各々の跳躍の軌跡を図－2のように16mmフイルムから読みとり，各々の跳躍量の最大値と，落下運動の開始位置からの落差との関係を全てのケースについて整理したものが図－3である。



図－2　落石の跳躍



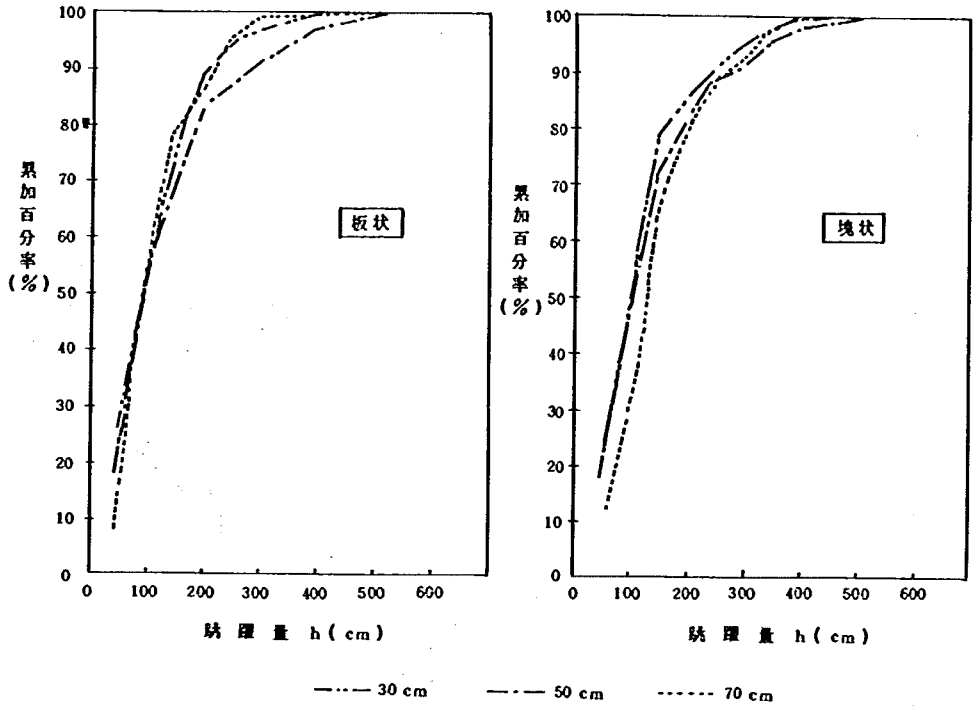
図－3　落石の跳躍量と落下高さの関係

この図から判るように落石の跳躍量は落差，すなわち位置のエネルギーが大きくなるにつれて増大するものの，その値は次第に一定の値に収束する傾向がうかがえる。

この実験では跳躍量の最大値は塊状のものにくらべて板状のものの方がやや大きいが，顕著な差とは認め難い。

石の大きさ，形状による跳躍量の差を見るために，図－3に示した値を累積度数で示したものが図－4である。

この実験斜面では落石の跳躍量の最大値は5.7 mであり，跳躍量が2 mを超えるものは板状の場合に約15％，塊状の場合に約20％となっている。また石の大きさによる跳躍量の差には顕著な相異は認め難い。



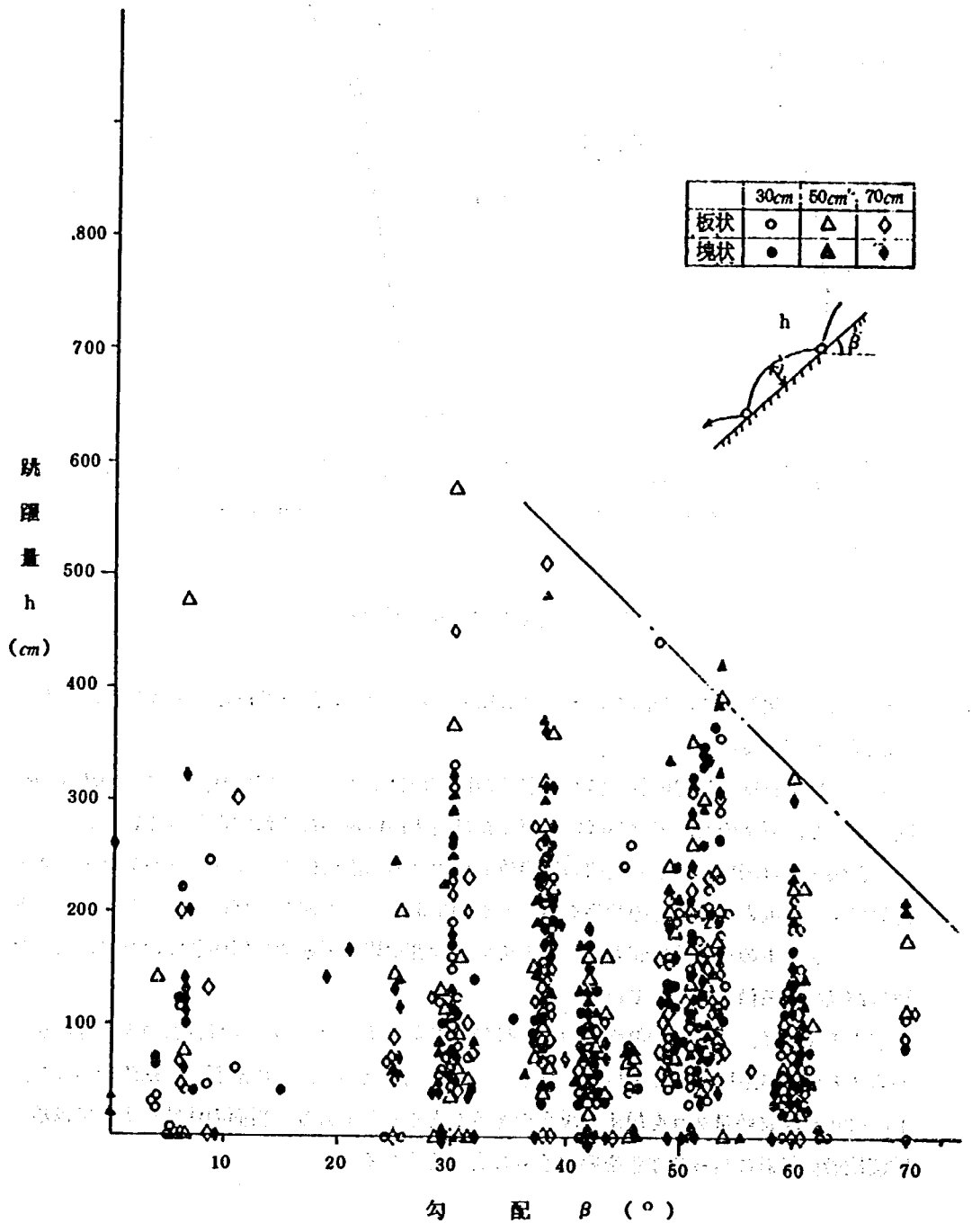
図－4　跳躍量の累積度数分布

次に各々の跳躍の直前の落石の衝突位置における斜面の勾配と跳躍量の関係を整理したものが図－5である。

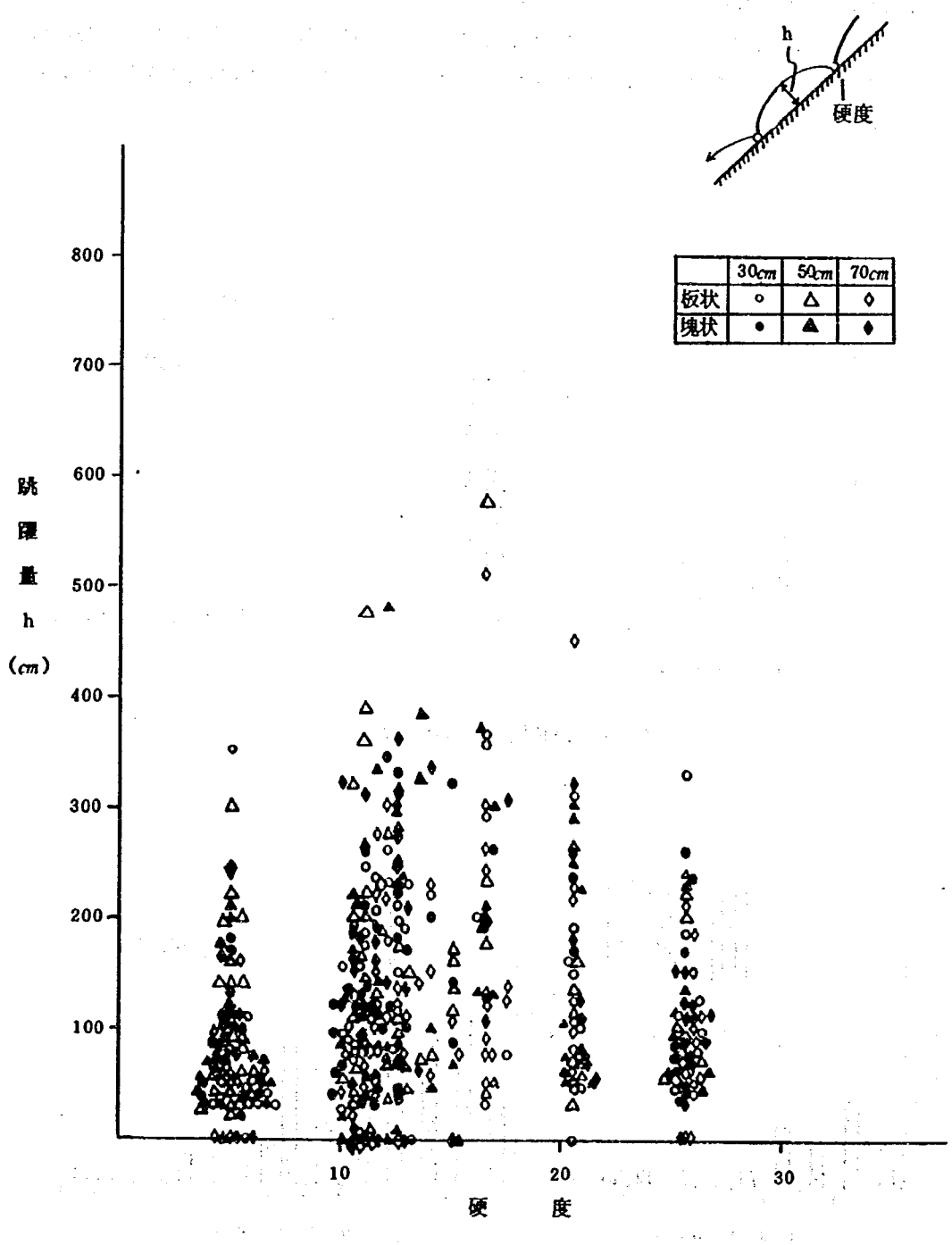
図－5によれば，勾配の急な斜面ほどその跳躍量は小さくなっており，約30°で最大の跳躍量となり，以下の勾配では横ばい状態または若干跳躍量が減る傾向となっている。

また図－6は同様に跳躍の直前の衝突位置における斜面近傍のシュミットハンマーテスト結果による硬度と跳躍量との関係を示したものである。斜面硬度の指標としてのシュミットハンマーテストの適用性に問題は残るものの風化花崗岩の斜面では斜面硬度の減少と共に跳躍量が減少する傾向を示している。

以上のように，この実験斜面においては斜面を落下する落石の跳躍量は石の大きさにかかわらず80～85%程度が2m以下となることが判明したが，同時に落石の跳躍運動のうち，15～20%は跳躍量2mを超える場合のあることを示しており，斜面の状態によっては落石防護施設の設計に当って注意を要するものと考えられる。


30cm
50cm²
70cm
板状
塊状
h
β
跳躍量 h (cm)
800
700
600
500
400
300
200
100
10
20
30
40
50
60
70
勾 配 β (°)

図—5 斜面勾配と跳躍量

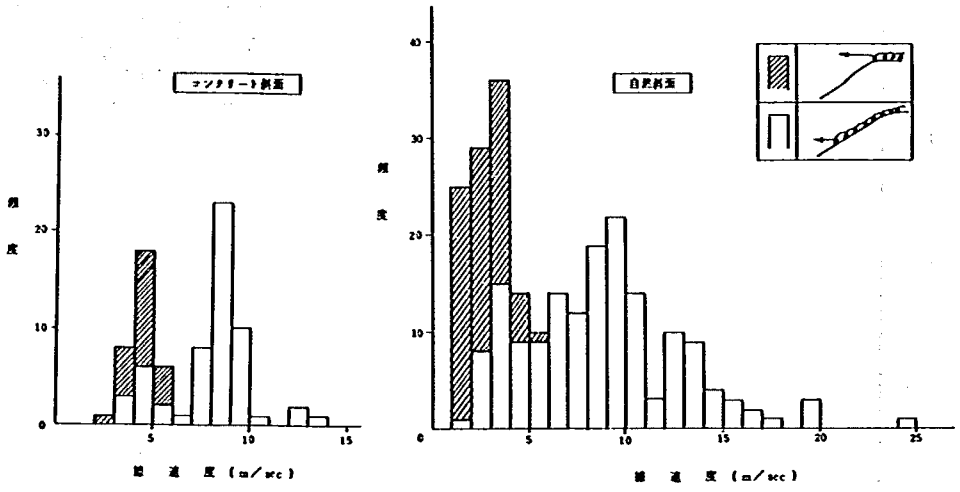

h
硬度
30cm
50cm
70cm
板状
塊状
800
700
600
500
400
300
200
100
跳躍量
h
(cm)
10
20
30
硬　度

図－6　斜面硬度と跳躍量

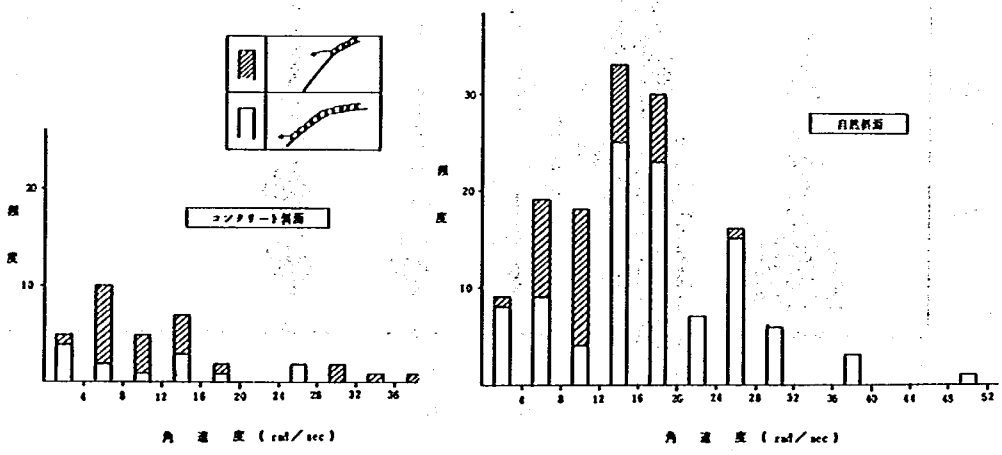
3－2　落石運動のシュミレーション

落石が斜面を転落していくとき，転落の線速度あるいは回転の角速度がある値を超えると落石の運動形態は転落から飛跳運動に変る。

図－7は転り運動をしていた落石が跳躍を開始した時点における線速度の頻度分布を示したものであり，図－8は同様に跳躍を開始した時点の回転の角速度の頻度分布を示したものである。



図－7　跳躍開始時の線速度分布

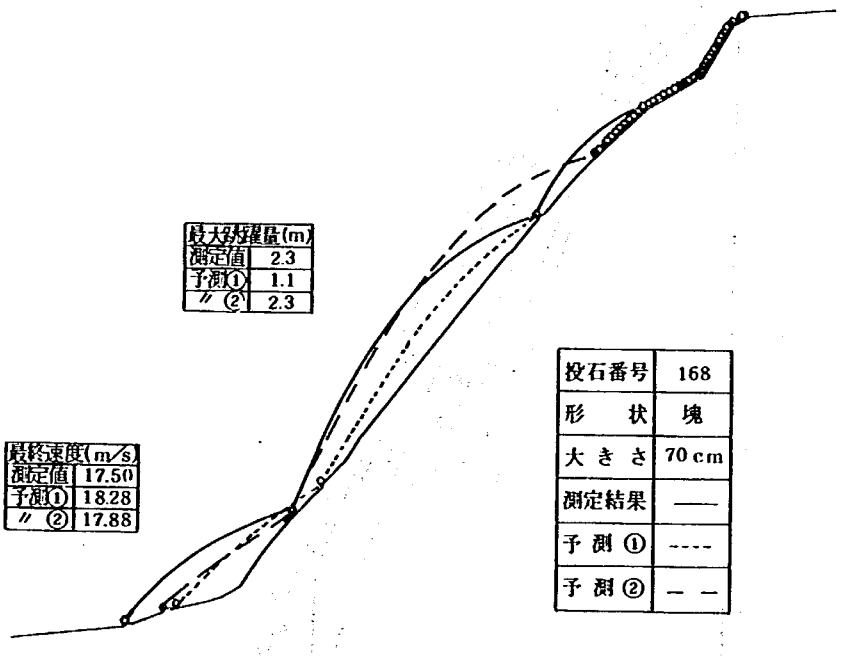


図－8　跳躍開始時の角速度分布

図－7によれば，跳躍を開始する線速度のピークは3～5 m／secと，8～10 m／sec の2つの値の領域において表れている。ところが落石の運動軌跡をもとに跳躍開始をした斜面状況を調べてみると3～5 m／secにピークを有するものの大部分は斜面勾配の変化点で跳躍を開始していることが判明した。したがって一様な勾配が連続している場合の跳躍開始の線速度8～10 m／secというピーク値の方が，転がり運動から飛跳運動に変る限界速度として一般性があるものと考えられる。

同様に図－8から，飛跳運動を開始する限界の角速度は12～20 rad／secであることが判明した。

これらの値の下限値8 m／sec，12 rad／secという値を用いて，剛体球が斜面を落下すると仮定して導いた落石の運動方程式から，落石の軌跡を試算した結果の一例を示すと図－9のようである。



図－9　落石運動のシミュレーション結果

図－9において予測①と記されているものは，落石が跳躍を開始して最初に斜面に衝突した時点以降について計算を行なったものであり，予測②と記されているものは投石開始時点からの計算結果である。

図－9によると運動の軌跡は若干異なっているが最終速度はかなりよく一致している。予測①の跳躍量と実測の跳躍量が余り一致していないが，この原因は石が斜面に衝突する地点

の斜面の凹凸を適確にシミュレートできていないことによるものと考えられる。

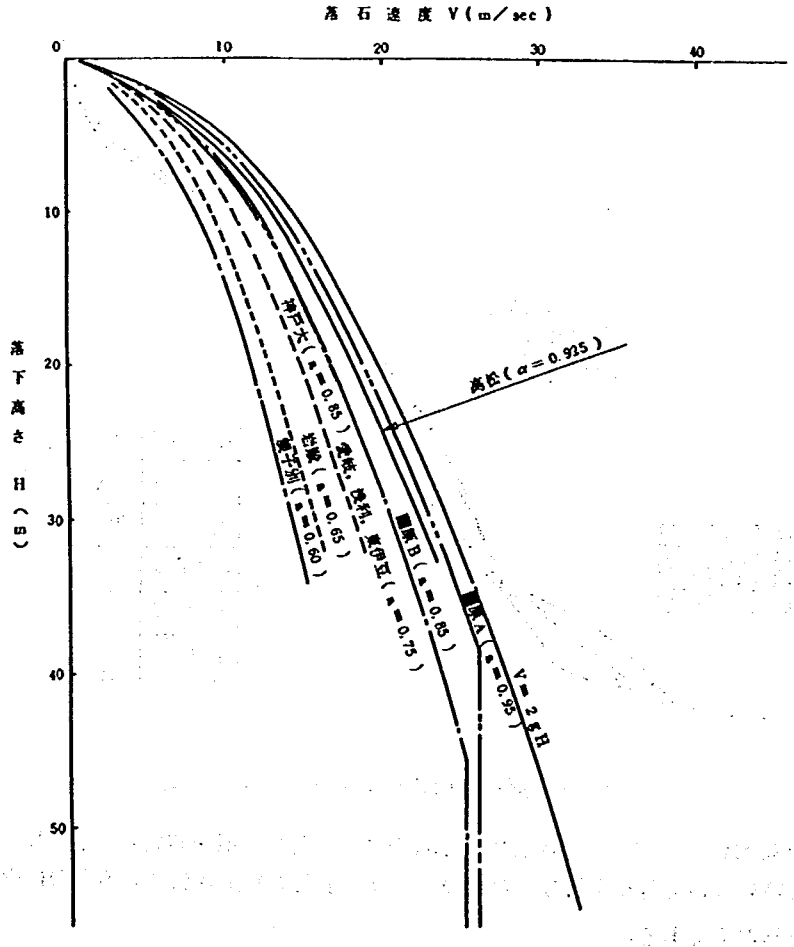
3－3　落石の運動エネルギー

測定された落石速度は落石の形状や大きさによる差はほとんどみられず，自由落下速度に対する比（残存係数）の上限値は0.9～0.95程度であった。

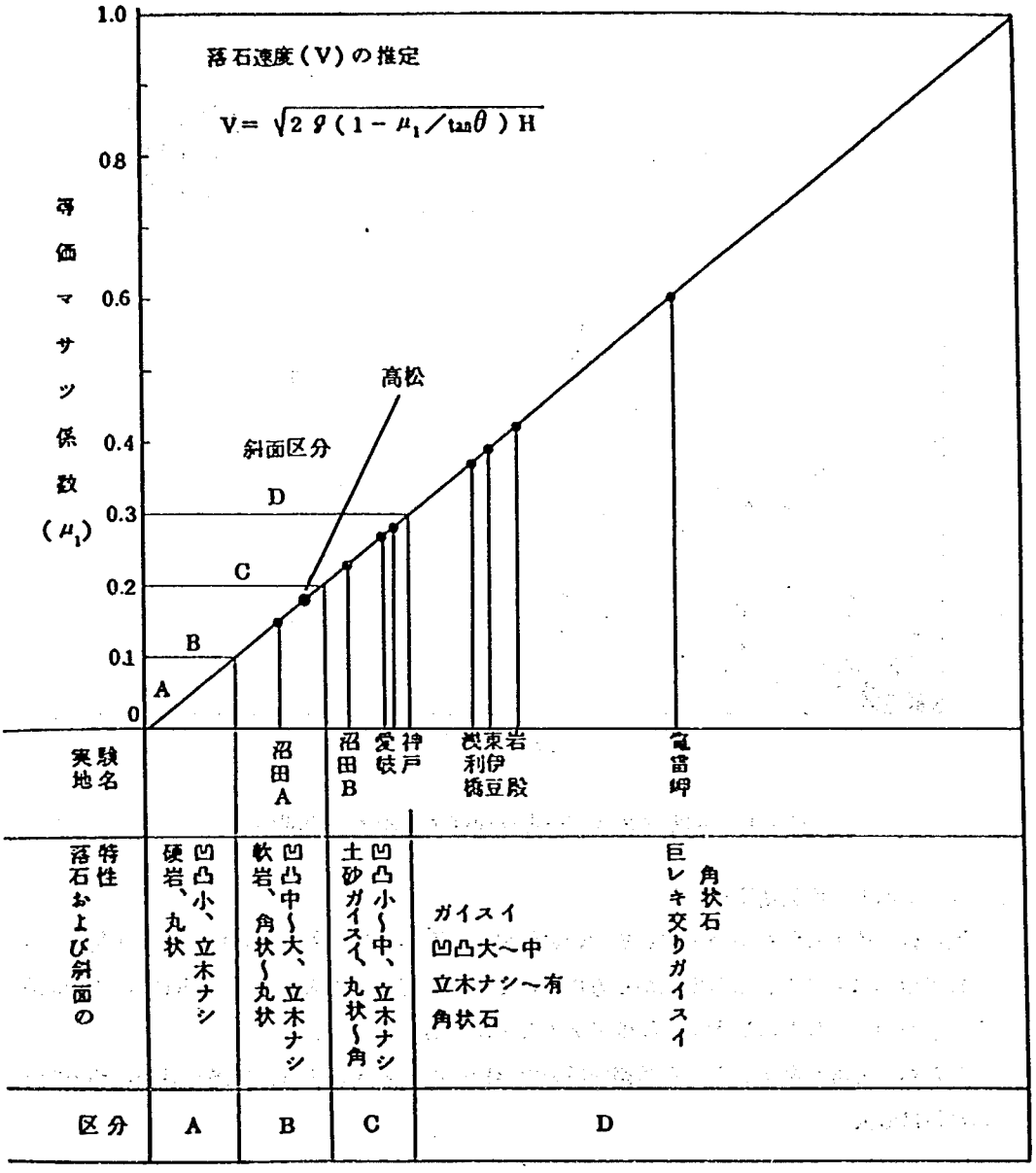
この残存係数の上限値を既往の実験結果りと比較したものが図－11である。また，等価摩擦係数の形で斜面分類との関係を示す既往の実験値と比較したものが図－12である。

次にこの実験斜面において観測された回転エネルギーと線速度エネルギーの関係を整理したものを示すと図－13のようになる。

この図に示されるように，回転エネルギーは線速度エネルギーの0.02～0.2倍の範囲にあり，大部分は0.1倍と考えてよいことが判る。

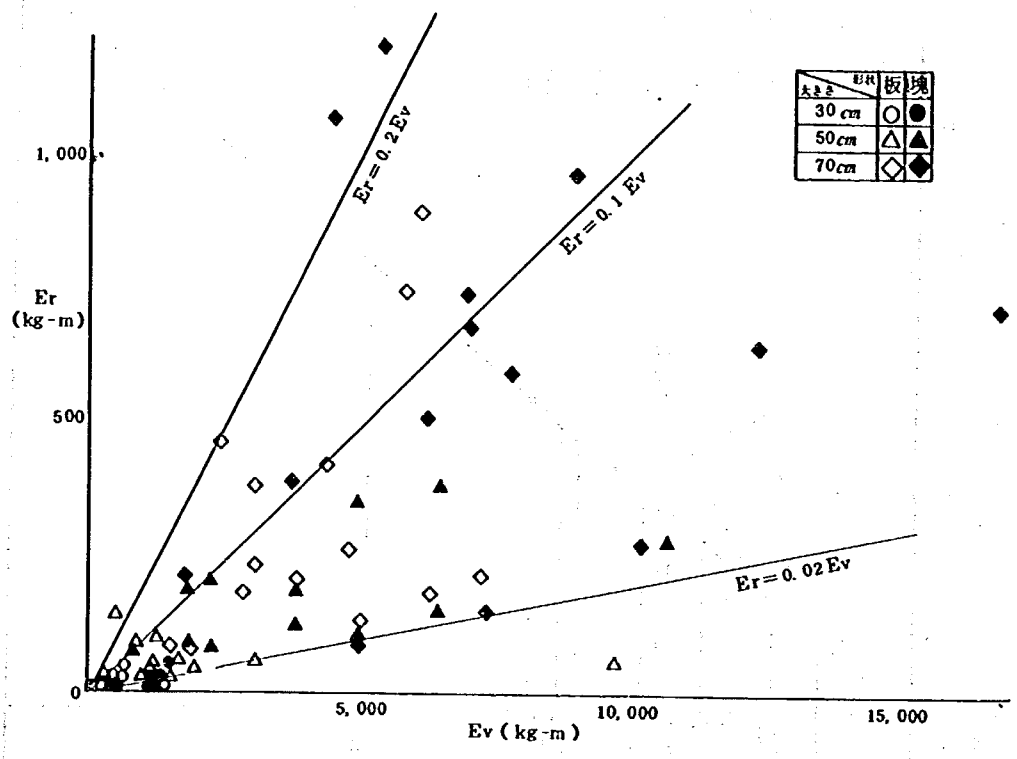


図－10　残存係数αの上限値の比較
（高速道路調査会；落石防護施設の設置に関する調査研究報告書より）



図－11　斜面分類と等価摩擦係数

（高速道路調査会；落石防護施設の設置に関する調査研究報告書より）



図－12　回転エネルギーと線速度エネルギーの関係

3－4　落石の平面的落下軌跡

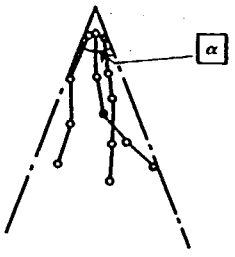
投石後，落下した石が静止するまでの軌跡の水平面への投影軌跡の包絡線のなす角度を図－13のように定義し，落石の拡がり方について整理してみると図－14が得られる。この図から，落石の拡がり方は最大 45° 程度であることが判る。

したがって落石発生源と落石防護施設の水平距離をSとするとき，防護施設の道路方向での延長は最大

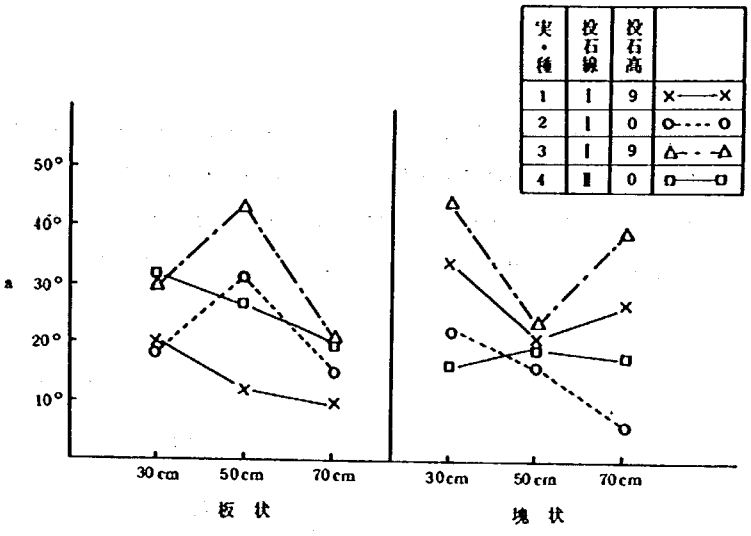
$$L = 2 \cdot S \cdot \tan 22.5^\circ$$

$$\fallingdotseq 0.8 \cdot S \qquad \cdots\cdots (11)$$

だけ必要であることを示している。



図－13　落石の拡がり



図－14　落石の形状と拡がり（平場まで）

参考文献

1）高速道路調査会：落石防護工の設置に関する調査研究報告書，昭和49年

2）日本国有鉄道施設局土木課：落石対策の手引き，昭和53年

3）日本道路協会：道路防災施設調査報告書，昭和55年

4）佐々木康，谷口栄一，舟見清己：落石防護工の被害に関する実態調査（第1報），土木研究所資料第1572号，昭和55年

5）佐々木康，谷口栄一，舟見清己：落石防護工の被害に関する実態調査，土木技術資料 vol 23－8，昭和56年

（動土質研究室）

道－60　ブロックとコンクリートの複合擁壁の設計法　(56)

（質　問）

1）ブロック積擁壁とコンクリート擁壁を組合せた複合擁壁の設計の考え方を教えていただきたい。

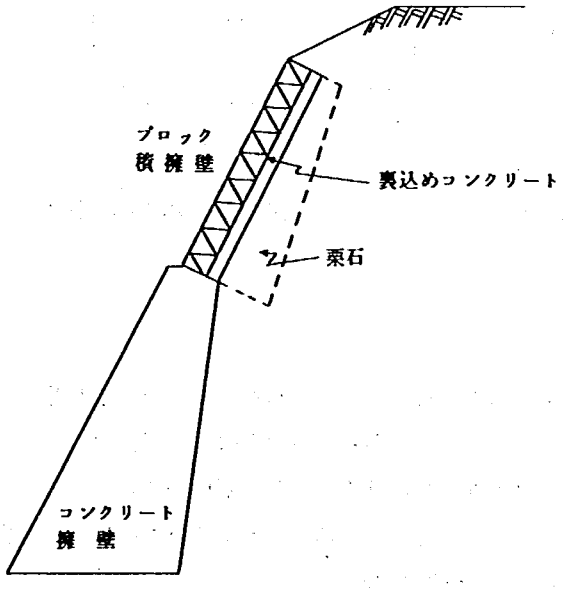
2）また，ブロック積擁壁の安定計算を行う際に，裏込め栗石を擁壁の一部として考慮に入れ

られるかどうかを伺う。

（徳島県土木部道路建設課）

（回　答）

1）道路盛土などにおいては，盛土高，用地幅，経済性などを考慮してブロック積擁壁とコンクリート擁壁を組合せて用いる場合があり，その一般的な断面は図－1に示すようなものである。このような複合擁壁の特徴は，コンクリート擁壁の上に直接ブロック積擁壁が設置される点である。以下，その設計の考え方について略述する。



図－1　複合擁壁

ここでは構造形式の異なる二種類の擁壁を扱うため，個別にその安定性を検討することになるが，ブロック積擁壁に関しては特殊な条件下にない限り建設省制定土木構造物標準設計に従えばよい。すなわち，直高，前面勾配，裏込め土の種類が設計条件として与えられれば，控長，裏込めコンクリート厚さなどの設計諸元を求めることができる。

次に，コンクリート擁壁に関しては「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に述べられているように，次の①～⑤について検討する必要がある。

① 滑動に対する安定

② 転倒に対する安定

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

④ 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定

⑤ 地震時における安定

周知のように，一般的な設計条件に対してはこれらの項目を検討した結果として標準設計が準備されているが，図－1に示すような断面の場合，次の理由から標準設計をそのまま適用することが困難である。

a) ブロック積擁壁を用いるために背面盛土の勾配がきつく，標準設計の集録範囲を逸脱すること。

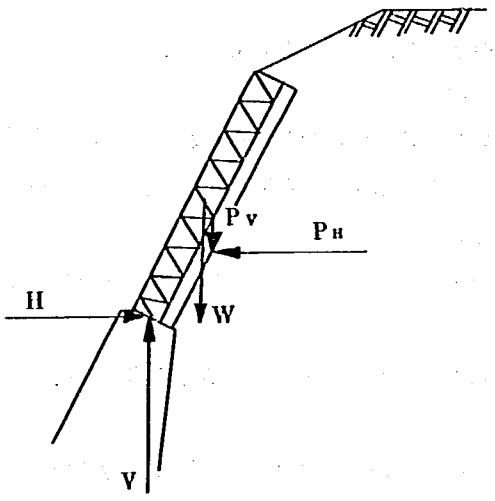
b) ブロック積擁壁からコンクリート擁壁に直接作用する荷重を考慮しなければならないこと。

したがって，複合擁壁のうちのコンクリート擁壁の部分については個々の設計条件に応じた安定計算を行う必要があり，基本的には上記①～⑤について「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に従って検討を行えばよい。ただし，その場合に外力の算定に若干の注意が必要なので，以下にこの点について触れておく。

コンクリート擁壁に作用する土圧の計算法には種々のものがあり，標準設計ではテルツァギー図表，クーロン公式，試行くさび法が使われている。テルツァギー図表を用いる場合には，背面盛土の勾配及び壁高と盛土高の比を与えれば土圧係数を求めることができる。しかしながら，この図表には背面盛土の勾配が1：1.5までしか示されておらず，ブロック積擁壁のように1：0.3～1：0.6の急勾配をもつ場合には適用できない。背面盛土が急勾配になれば，それに応じて土圧係数が大きくなることは容易に想像されるが，これを定量的に把握した例はこれまでにないので，現在，施工研究室では各種実験により基礎資料を収集しつつある段階である。

また，背面盛土ののり勾配が裏込め土の内部摩擦角よりも大きいとクーロン公式を適用することもできないので，図－1のような例の場合には試行くさび法により土圧を計算するのがよい。その具体的方法については専門書にゆずるが，この方法では擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合にくさびが必要以上に大きくなり，土圧を過大に計算してしまう可能性があるので，その場合には折線あるいは放物線状のすべり線を仮定する方法も検討する必要がある。

コンクリート擁壁の安定計算の上で，土圧の他に考慮しなければならない外力はブロック積擁壁から直接受ける荷重である。すなわち，ブロック積擁壁が土圧に抵抗するのに必要な反力がコンクリート擁壁の天端に作用することを考慮する必要がある。この力を無視すると，転倒，滑動などに対して危険側の設計になるので注意を要する。この力の算定については，図－2に示すようにブロック積擁壁に作用する土圧（P_H，P_V）及びブロックの自重（W）につり合う力（H，V）として求めるのが基本となろう。ただし，ブロック積擁壁のようにコンクリート擁壁に比べて剛性の小さい擁壁に作用する土圧については十分に解明されてい



図－2　擁壁に作用する外力

ないので，現時点においてはコンクリート製もたれ擁壁の土圧算定法を準用せざるを得ないと思われる。

2）ブロック積擁壁の裏面には盛土側から浸透する雨水を外面に排出し，水圧による擁壁背後の圧力増大を防ぐ目的で透水性の良い材料が入れられることが多い。裏込め材として栗石が用いられるケースは多いが，土圧に抵抗する力を栗石に期待するのは栗石の本来の目的ではないと思われる。栗石は普通の土に比べれば大きなせん断抵抗を期待できることからブロック積擁壁の安定性に対して安全側に機能するものと考えられるが，これを定量的に扱うことは材料や施工状況に関係する問題なので，十分な信頼性をもって算定するのが困難な現状にある。したがって，質問にあるような安定計算（ブロックの自重と土圧を考慮したモーメントのつり合い）を行う際には栗石を擁壁の一部とはみなさずに安全側の設計を行っておく方が無難であろう。

（施工研究室）

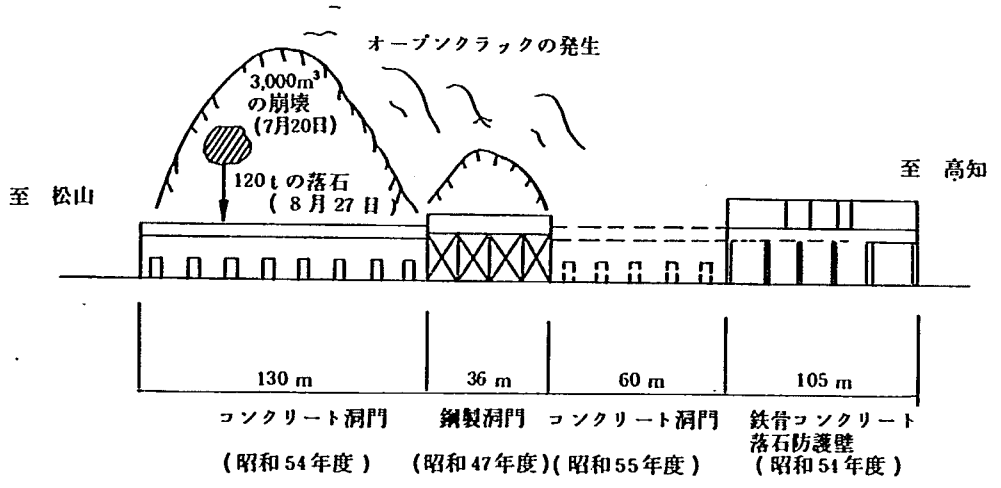
道－６１　鋼製洞門の補強工法について　（56）

（質　問）

当該洞門の位置する愛媛県柳谷村は，年間3000㎜を超える降水量があり，地形地質も急峻で脆弱なことから，落石，斜面崩壊等の災害が従来より多発しており，交通規制区間の指定を受けている。このため防災上の観点から昭和48年度に衝撃力80t（推定）の落石荷重を対象とした鋼製洞門（L：36m）が建設された。そして引きつづき，昭和53年度より当該洞門に接続して松山側にL：130mのRC洞門を施工中（落石80t＋崩土の設計荷重，落石換算荷重210

t）であったが，昭和54年7月，8月の2回にわたり大規模な斜面崩壊があり，（第34回建設省技術研究会講演概要共通部門），同一断面で鉄筋量を増すことにより落石換算荷重510 tに増強された。さらに昭和55年度にも高知側にL＝60 mのRC洞門が同じ設計条件で完成した。このため，鋼製洞門の強度が両側のＲＣ洞門より劣ることとなり，湧水による腐食が著しいこと，背後の斜面に崩壊の危険性のあること等もあって，早急に補強する必要が生じてきた。

そこで，(1)鋼板溶接による補強　(2)主構増設による補強　(3)鋼板溶接と主構溶接による補強　(4)コンクリートまきたてによる補強　(5)ＲＣ洞門の新設の５ケースの補強工法について検討したところ，あくまでも補強という観点から他の工法に比べ経済的で工期の短いこと，施工時の通行制限は片側のみでよいこと等から，(1)案が有力とされた。しかしながら，(1)案は現場溶接を主体とした補強であるため，溶接の信頼性や母材に悪影響を及ぼすことも考えられる（洞門の屋根にはクッション材として２ｍ厚の真砂土が載荷されている）ので，本工法を採用する場合にあっては，その留意事項及び施工事例についてもあわせてご教示願いたい。



（松山工事事務所）

（回　答）

図面その他の資料がないため，一般論として概略を述べることにする。

洞門工については，特に設計荷重に不確定な面が多いため，設計荷重を越えた荷重が作用した場合にも急激な破壊を生じないような，ねばりの大きい構造にすることが望ましい。

このようなことから，まず補強工法として考えられるのは，ブレーシングの補強である。ブ

レーシングを補強することにより，座屈長が小さくなり，荷重分配効果もあがるため，耐荷力，ねばりはかなり向上すると思われる。

一方，現場溶接により鋼板を重ね合わせる工法については，構造糸の弱点となる柱基部の十分な補強が可能であるかどうかについて疑問がある。したがって，この場合でも基部はコンクリートを巻く等の対策が必要であると考えられ，また新旧鋼板の応力状態を十分詳細に解析する必要がある。さらに，全面的にコンクリートをまき，ＳＲＣ構造とすることも考えられよう。

溶接の施工については，部材が主として圧縮材であり，またくり返し応力をひんぱんに受ける部材でもないため，特にきびしい品質を要求されるわけではないが，溶接姿勢に無理があると考えられるので，工場溶接と同等の溶接を行うことが必要である。

（橋梁研究室）

道－６２　車両の地下埋設物に対する影響等　(57)

（質　問）

金沢市内の国道には，ガス，水道，電々等の占用物件が埋設されているが，特に雨水幹線（φ1200mm）が車道路面下に設置されている。

市内の舗装修繕計画で，路面の盤下げに伴い雨水幹線の土被りが不足する箇所の他，今後φ2400mmの雨水幹線の設置計画がある。この計画では平均土被り６mの箇所はシールド方式で，2.5～3.0ｍと比較的少ない土被り箇所では開削工法で実施する予定である。そこで，地下埋設物の埋設位置を決定する場合

(1)　車両荷重等の考え方

(2)　地震時における考え方

等教示願いたい。　（金沢工事事務所）

（回　答）

道路の地下に下水管（雨水管）を埋設する場合，その平面的位置および埋設深さについては「道路法施行令」第12条に次のように規定されている。

i）歩道に埋設すること。ただし，歩道に適当な場所がなく，かつ公益上やむを得ない事情があると認められるときは，車道に埋設することができる。

ii）下水道管の本管の埋設深さは，３m以上とすること。工事実施上やむを得ないときでも，１m以上とすること。

上記以外に埋設管の設置位置を決定する場合，原則として以下に示すことを考慮しなければならない。

i）地下埋設管の破損や埋戻し不良は，舗装の構造に大きな影響を及ぼすものであり，また埋設管の維持管理のための再度掘削は，道路交通の大きな障害となる。したがって，地下埋設管は舗装構造に影響を及ぼさない位置に，また道路交通への障害を少なくするような位置に埋設する。

ii）地下に埋設されている他の構造物との間隔は，埋設管の検査，修理，取替作業等の施工上の理由から0.3m以上離す。また，建築物の基礎，地下街，トンネル等からは，保安上必要な水平距離をとる。

iii）盛土や切土の斜面に埋設するときは，斜面のすべりに対して安全な位置を選ぶ。

iv）凍結深さを考慮して埋設管を設置する。

v）常に車両のわだちの直下になりやすい位置は避け，地表の車両荷重によって管が破損しない深さとする。

管の埋設位置を決定する場合，上記のv）に示した車両荷重の影響等を検討しておく必要があ

る。以下に，埋設管に作用する車両荷重の考え方及び地震時の考え方などを示す。

1. 車両荷重等による埋設管への影響

地表面の車両荷重によって埋設管に作用する応力を計算する方法には各種のものがあるが，実用上以下に述べる方法を用いて計算しても差支えない。

この方法は，基本的に地表面の車両荷重が地中のある角度の範囲内に等分布するという考え方をもとにしている。この考え方を取り入れている計算式としては，道路土工指針，下水道協会算定式，石油パイプライン技術基準などが挙げられる。

道路土工 — 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針における車両荷重の計算式を以下に示す。

$$Q_l = \frac{2P(1+i)}{2.75(l+2H\tan\theta_l)} Bc \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで　Q_l ： 埋設管1m当りに作用する車両荷重（ t/m ）

P ： 自動車後輪荷重(t)，「鋼道路橋設計示方書」に定められているT－20荷重を用いるのが一般的であり，8 t をとる。

H ： 土かぶり厚(m)

θ ： 荷重分散角(°)，舗装の有無，締固めの程度によって異なるが，30°～45°の値をとる。

一般には分散角を45°とみなす。

i ： 衝撃係数　表－1による。

Bc ： 管の外径(m)

l ： 車輪接地長さ(m)，0.2m

(1)式は次のような仮定のもとに導かれている。

i）自動車は管軸に直角に無限台数並列して，管の直上に後輪がのっている。

ii）車両荷重は地中のある範囲内に等分布するが，その範囲は自動車の前後方向（管軸方向）には一定の分散角の内部とし，自動車の側方については無限台数の車が隣接しているため車両占有幅の内部とする。

上記の仮定を図示すると図－1のようになる。すなわち(1)式は2個の後輪荷重が2.75m×（$l+2H\tan\theta$）の面積に等分布しているとして導いたものである。

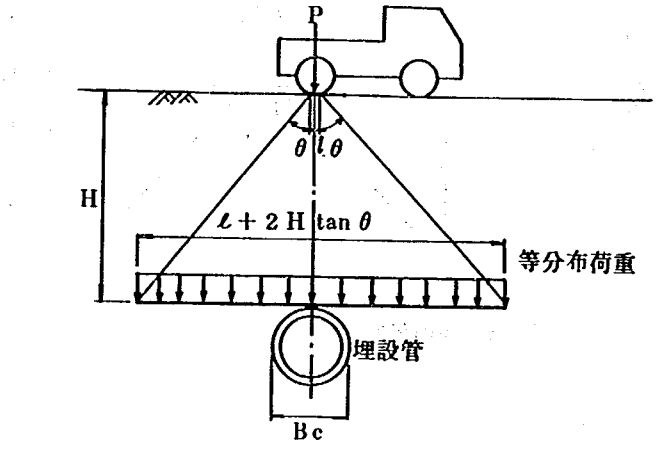
石油パイプライン技術基準の車両荷重の計算式は(1)式と同様であるが，下水道協会の算定式は土かぶり厚Hによって計算方法を以下に示すように区別している。

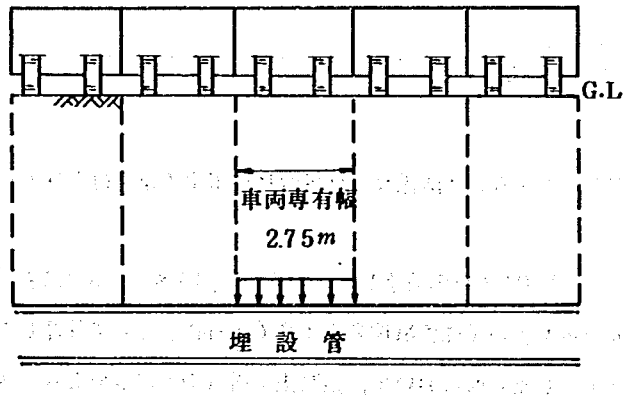
i）$0.6m \geqq H \geqq 0.3m$の場合

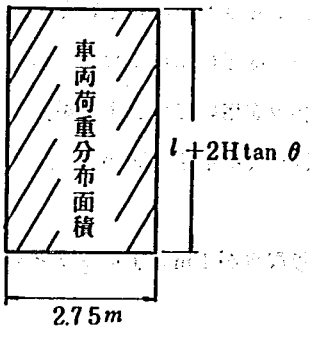
土かぶりが$0.6m \geqq H \geqq 0.3m$の範囲の浅いときには，2個の輪荷重が重複することがないため，(2)式で車両荷重を計算する。　（図－2参照）

表－1　衝撃係数

土かぶり厚さ(m)	衝撃係数(i)
H＜1.5m	0.5
1.5≦H＜6.5	0.65−0.1H
6.5≦H	0







図－1　車両荷重の影響

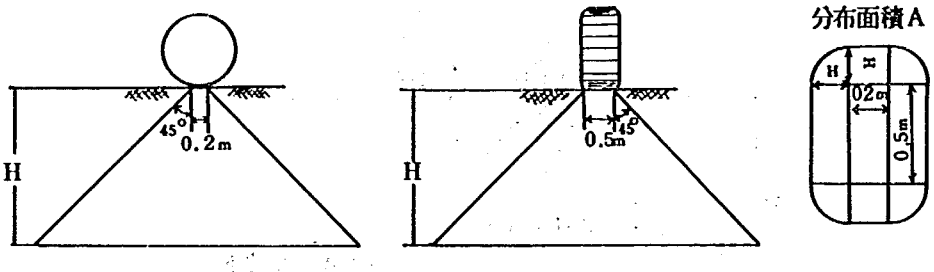
$$q_l = \frac{P(1+i)}{A} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここで q_l ： 埋設管に作用する車両荷重（t/m²）

A ： 車両荷重分布面積（m²）

図－2より $A = 0.1 + 1.4 + 3.14H^2$

i ： 衝撃係数 0.3



図－2　車両荷重分布面積

ii） $0.3 \geqq H \geqq 0.6$ mの場合

道路土工指針と同様の考え方で(3)式を用いて計算する。

$$q_l = \frac{2p(1+i)}{2.75(l+2H\tan 45°)} \quad \cdots\cdots (3)$$

iii） $H \geqq 3.0$ mの場合

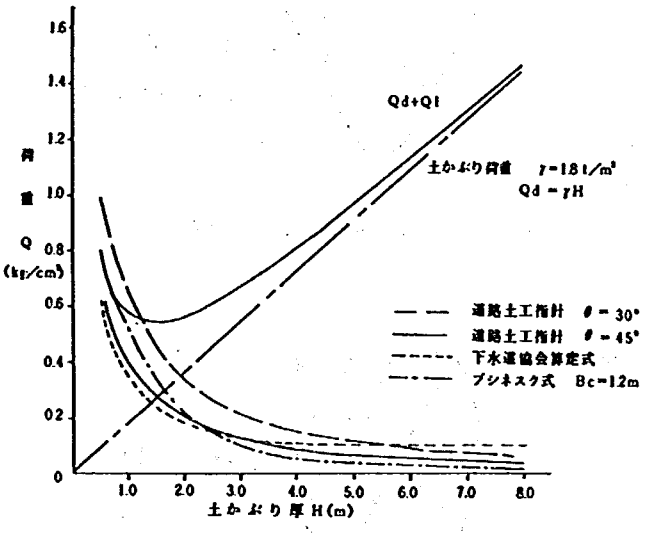
この場合は，土かぶり厚の大きさに関係なく埋設管に作用する車両荷重は q_l 1.0（t/m²）とする。

以上に述べた計算式を用いて計算した車両荷重と土かぶり厚との関係を図－3に示す。図中には埋設管に作用する土かぶり荷重を土の単位体積重量を1.8（t/m³）として計算した値と車両荷重を加えたものを合わせて示した。図において，道路土工指針や下水道協会算定式などによる車両荷重の大きさを比較すると，あまり差はないといえる。

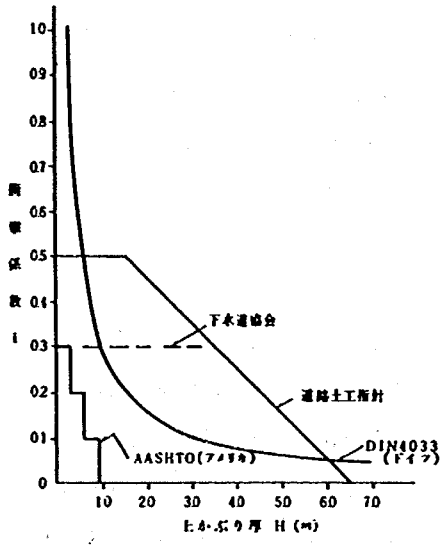
次に衝撃による付加荷重について簡単にふれておく。車両等の衝撃による付加荷重を決めるには表－1に示したような衝撃係数を用いて計算するが，この衝撃係数の値は種々のものが提案されている。代表的なものを図－4に示す。図から，道路土工指針の衝撃係数は安全側であることがわかる。

交通振動に関しては，管の埋設深さが1m以上になるとその影響がほとんど少なくなると考えてよい。

今回のようにシールド工法を用いる場合には，路面の不同沈下や土の流動による他の埋設管への



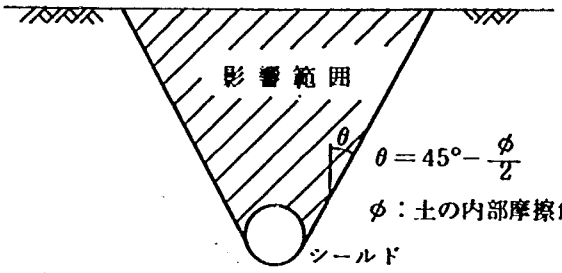
図－3　土かぶり厚と車両荷重の関係



図－4　衝　撃　係　数

影響も問題となる。したがって，シールドが地下構造物や地下鉄，地下埋設物あるいは既設構造物の基礎などに接近する場合には，これらの構造物の設計条件や現況を十分調査して，これらに偏圧や沈下および振動等の悪い影響を与えないよう，上下や左右方向に必要な間隔をとらなければならない。シールド掘削による地盤の不同沈下の影響範囲は概略として図－5のように $45^\circ-\frac{\phi}{2}$ に分散すると考えてよい。

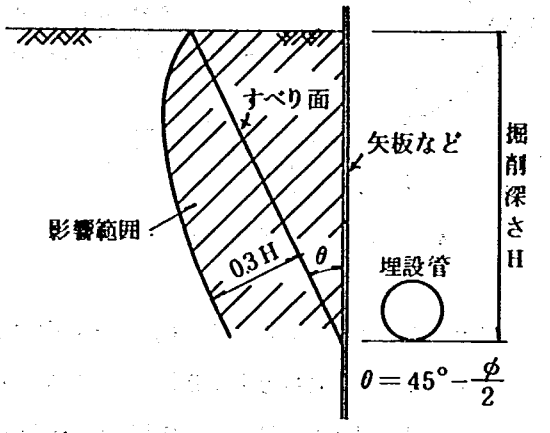
また，開削工法で管を埋設する場合も土留矢板等の変形による近傍の埋設管への影響を考慮しなければならない。この場合の影響範囲については図－6に示した部分になることが模型実験で確かめられている。



図－5　シールド掘削による影響範囲

2. 地震時における考え方

地下埋設管路の地震時の被害としては，ゆるい飽和砂地盤の流動化に伴う浮き上がり，地盤急変部での継手破損，マンホール等への取り付け部付近の折損などが主なものであり，管体が地盤の動きに追随できなかった場合に発生している。したがって既往地震被害例では，上下水道，ガス等の地下埋設管被害箇所と地盤条件，構造条件との相関性が高くなっている。地震時の地下埋設管相互の影響については，被害を大きくするような現象は特に見られない。



図－6　開削工法による影響範囲

地下埋設管の被害が道路交通に及ぼす影響としては，新潟地震に見られたようなゆるい飽和砂地盤の流動化に伴う地下埋設管路の浮き上がりの他，ガス管路からのガス漏洩のための交通止（宮城県沖地震），上水道管破損による浸水，路盤の洗掘（宮城県沖地震），下水道管破損による雨水流化の悪化に伴う浸水等，副次的に発生する影響にも大きいものがある。しかし，地下埋設管が圧壊し，管体の被害が直接路面の陥没に結びつくような事態はほとんど発生しないと考えてよい。

埋設管路の耐震設計に関して具体的基準が規定されているのは，現状のところ石油パイプラインのみである。現在，関東地建等で共同溝の耐震基準を策定中であるが，一般の管路に対する耐震基準はなく特別の場合の他は耐震計算を行う必要はない。

（土質研究室
　耐震研究室）

道－６３　侵食を受けた海岸擁壁（重力式）の補強方法　(57)

（質　問）

一般国道８号のうち青海町から市振間は，日本の屋根である北アルプスが海に没するところで，山地が急崖をなして海に面している。国道はこの急崖斜面を切り開き築造されている。

道路は，海岸侵食が直接道路崩壊に結びつくことから，海岸沿いに擁壁を設け道路法面の侵食防止が図られている。これら海岸擁壁は，20年ほど前より逐次建設されてきたものであるが，地形的に直接波浪の影響を受ける場所では，フーチング及び躯体立ち上がり部分の侵食が著しく，構造上危険な状態にあることから，早急に何らかの対策が必要となっている。

既存擁壁（重力擁壁）の補強方法，使用材料，また，今後新設する場合の耐侵食構造等について教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

1. 海岸コンクリート構造物の破損の種類と原因

海岸における護岸，防波用コンクリート構造物の損傷の事例はコンクリートのひびわれ，目地の開き，コンクリートのすり減り，ブロックのはらみ，ずれ出し等様々なものがあり，その原因は基礎工の不良，コンクリートの品質不良，目地構造の不良，鉄筋のかぶり不足による鉄筋の腐食等，設計施工上の問題に起因する場合や，予想を超えた高波，砂礫混りの波浪，地震による異常荷重や津波，構造物上への過大な荷重や船舶の衝突，凍結融解等の厳しい気象作用等，不測の原因によることも少なくない。

質問の対象となっている親不知地域におけるコンクリート製護岸擁壁は，岩礁地帯で海に接し，冬期には激しい波に洗われる場所にあり，圧縮強度300kg／cm²という強度の大きいコンクリートを用いているにもかかわらず，部分的な損傷でなく長い区間にわたり，波浪を受ける部分でコンクリートのすり減り，断面の欠損を生じている。したがってその損傷の原因は質問者も推定されているとおり，砂礫混りの激しい波浪によるコンクリートの摩耗であると考えられ，それに対処出来るような補修対策が必要である。

2. 補修対策

現地の波浪条件を考えた場合，使用したコンクリートと同じコンクリートを用いて断面を修復したところで，また損傷を生ずる可能性が大きい。なぜならば，コンクリートの配合で最も厳しい気象条件の場合（海水で洗われる部分で凍結融解がしばしばくり返される所）で断面の厚さが普通の部分の水セメント比は50%以下とされている。[1] また，水セメント比とコンクリートの圧縮強度との関係を示す式で代表的なものに$\sigma_{28} = -70 + 235C/W$[2]という式があ

る。この式で水セメント比を安全を見て48%としてσ_{28}を求めると420kg／cm²程度となる。このコンクリートをレミコンとして購入する場合，割増係数を1.2程度にとって配合強度を定めているものとして，設計基準強度350kg／cm²程度のものを指定しないと耐久性を満足する水セメント比のコンクリートが納入されないからである。

しかしながら最大寸法が40mmのレミコンの品質規格には圧縮強度が300kg／cm²のものまでしかないので，すり減りを少なくするために高強度のコンクリートを用いるといっても実用的には困難が伴うのである。

最も実用的な方法としてはコンクリートで腹付けを行ない断面を増厚することであると考えられる。構造物完成後約20年を経過しているとのことであるが現在の最大浸食深さ程度の厚さを旧断面に加えるとすれば，今後また摩耗を受けるとしても，現状になるまで，さらに40年かかることになる。

なお，断面を設計断面よりも増したくない，コンクリートが摩耗を受けている様を曝しておきたくない等の理由から，さらに耐摩耗的な材料を用いたいということであれば，工費は増すが，コンクリートの表面に硬質石材を張るのも効果はあると考えられる。なぜならばコンクリートの圧縮強度は，せいぜい300～450kg／cm²であるのに対して硬質の石材であれば，1,000kg／cm²～2,000kg／cm²の圧縮強度を有しているからである。

さらに，今後の工法の確立のために試験施工が行なえるのであれば，使用してみたい材料としては，減水剤を用いた高強度コンクリート，鋼繊維コンクリート，真空コンクリート，ポリマーコンクリート等がある。これらはいずれも特殊な材料であるので使用に際しては当所あるいは北陸技術事務所等に問合せていただきたい。

最後に，コンクリートを腹付けして補修を行なう場合の手順，参考事項等について以下に述べる。

1) コンクリート表面の目荒し：

旧コンクリートの劣化部分を取り除き，平滑な部分はチッピングを行なう。

2) アンカーボルト設置：

2～3本／m²の割でアンカーボルト孔をせん孔し，型枠固定用アンカーボルトを埋め込む。

3) 清　　掃：

圧力水又は空気で旧コンクリート表面上のごみ，コンクリート粉等を取除く。

4) 型枠セット：

旧コンクリートとのすき間は10cm以上あける。

5) コンクリート打込み：

コンクリートは強度300kg／cm²以上，W/C　45～50%，スランプ8cm程度，AEコンクリートとする。骨材はすり減り減量25%以下の骨材を使用する。コンクリートが十分行き

わたるよう十分に締固めを行なう。

6）養　生：

旧コンクリートに打継いでいるので，若材令で乾燥させると乾燥収縮ひびわれが入り易い

脱型後はただちに湿潤養生を行なう。

新設の構造物の耐食対策としては断面を大きくしておくことが最も確実な方法と思われるが，特に激しく侵食されそうな部分に対してはさらに石張り等を併用するのもよいと思われる。

参考文献

1）土木学会：コンクリート標準示方書

2）セメント協会：コンクリート専門委員会報告，F19

（コンクリート研究室）

道－６４　波浪災害防止のための消波工の沈下と越波量の関係　（57）

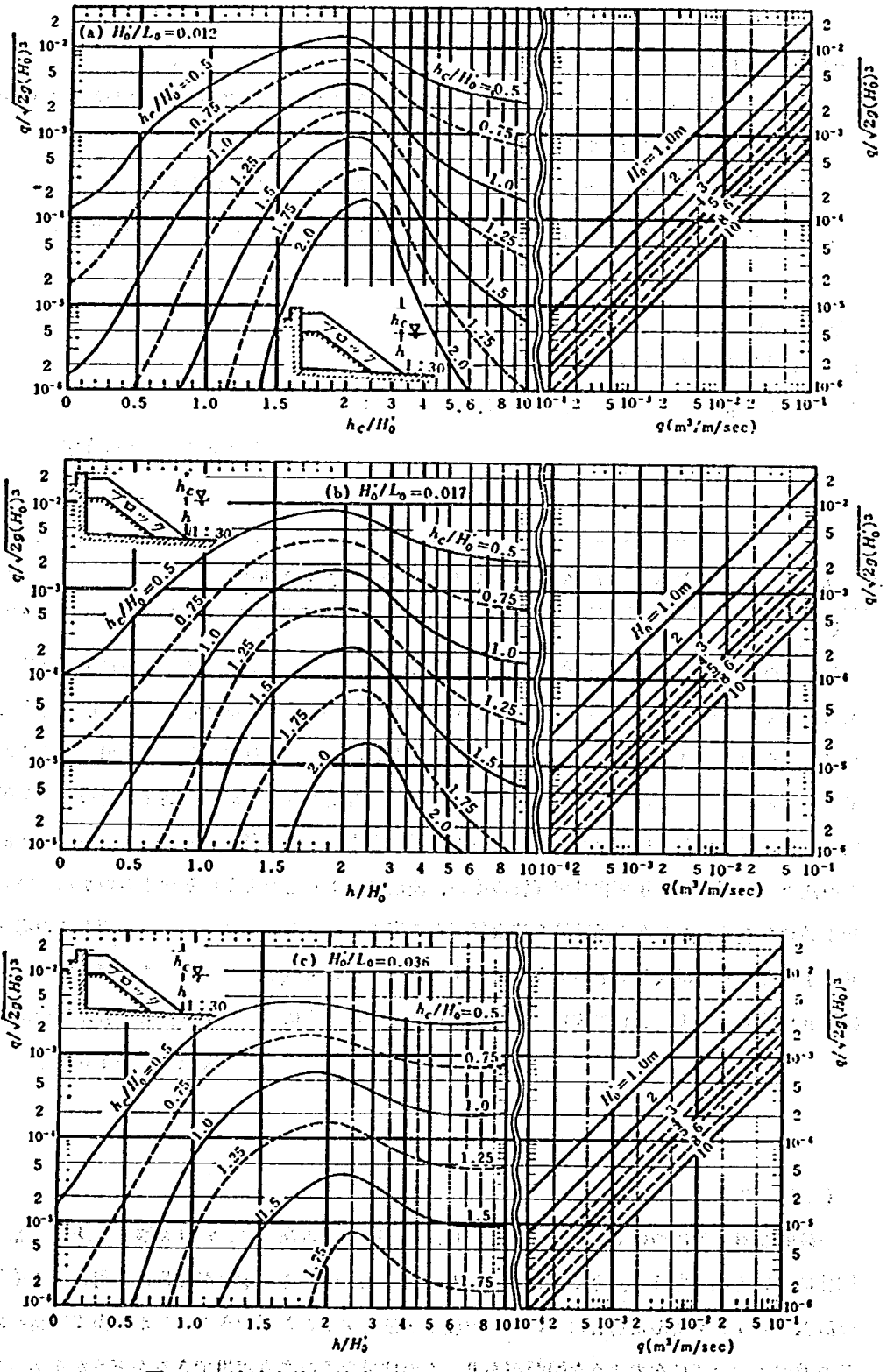
（質　問）

一般国道８号のうち，上越市茶屋ヶ原ー糸魚川市寺島間においては，路上越波による特殊通行規制区間（５箇所，延長15.5km）に指定されている。この規制区間を解除するための対策工の検討を当事務所では，昭和55年，56年の２箇年で実施したが，その対策として，消波工の設置が望ましいと判断されたところが数地区ある。しかし，消波工の水面からの高さと越波量の関係に関する資料がないために，設置すべき消波工の断面を決めるのが難かしい状態にある。また消波工の沈下の形態及び経年変化量が底質の違い，波浪等によりどのように変化するのかについても知る必要がある。このため道路等を波浪災害から守るための消波工について，水面からの高さが変化するとともに越波量がどのように変化するのかについて教示願いたい。また消波工の沈下の経年変化量について，底質の違い，波浪などによりどのように変るのかも併せて教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

一般的な消波工について来襲波の波高，H.，波長L.堤脚水深hに，堤防天端高h.と越波量qの関係については文献１），2)に示されており，その例を図－１に示すが先端に２層，２列（下層）の消波ブロックを積んだ場合については越波量を推定することができる。しかし海岸道路の越波量の推定については次のような問題があり，この結果をそのまま適用できるかどうかをあらかじめ検討する必要がある。



図－1　波浪条件と越波量の関係（海底こう配 1/30 ）

一般に堤防や護岸の高さは許容越波量をもとに決めるが，海岸道路の場合には護岸天端高は道路の線形から決まっており，高さを変えることができない。したがって高さが不足している場合に消波工の天端幅を広くして対応するが，この場合の設計資料はあまりなく，個々に検討する必要がある。

図－1は越波がかなりある場合の資料であるが，道路として護岸の近くを利用する場合には許容量をかなり小さくとらなければならず，このような場合に適用できるかどうかを検討しなければならない。必要によってはある程度の誤差を見込まなければならない。またこれらの結果は，

消波工の規模が小さく，のり先に数個ならべるような場合には適用できず別途検討する必要がある。

消波工についての検討は個々の海岸について水理模型実験を用いて行なわれており，それらの結果を適用すれば推定できる場合もあるので，対象海岸の断面を類型化し，対応する実験結果等を探すこともできよう。なお当所では由比バイパス，別大国道，浅虫バイパス等の資料があるので波浪条件，海浜形状，構造物の諸元等が適合すればこれらの結果を用いることができる。

適当な資料がない場合や越波量が少ない場合にはブロックの種類，大きさ，積み方，護岸の形状等によって越波量が相当変化するために水理模型実験による検討を行なうのが望ましいと考えられる。

消波工の沈下についてはある程度の規模があり，海岸が侵食されていなければあまり問題はない。しかし侵食海岸の場合には，消波工は侵食を防止するよりはむしろ助長する可能性を有し，他の侵食対策工がなければ消波工前面の海岸が侵食され，これに伴ない消波工も沈下する。したがって沈下の状況はその海岸の海浜変形がどうなっているかによって異なり，単に底質や波浪条件からは決まらない。

特殊通行規制区間のうちで特に糸魚川市の区間については海岸侵食が生じており，侵食対策を併用しなければ消波工の沈下は続くと考えられる。海岸侵食の原因は，姫川の流出土砂が糸魚川港西防波堤の建設によって阻止されたために供給土砂が減少したことにある。また一部には防波堤による回折波の影響も考えられる。来襲波は土砂を輸送する能力を有しているために，供給土砂の減少に対応する土砂量を海岸から運びだし，海岸が侵食される。したがって侵食対策工が行なわれない場合には，沿岸漂砂が減少するまで，すなわち消波工前面で砕波しなくなるようになるまで海底は侵食される。このような状況になれば消波工の沈下は停止すると考えられる。具体的なこの深さについては，波高や周期の頻度分布，海底形状によって変化する。深浅測量の資料をもとにある固定点の水深変動を調べ，その変動が小さくなる水深が，この深さに対応すると考え推定することができる。

一方，消波工前面の水深が深くなれば同じ規模の消波工の場合には越波量が増加するために，許容越波量以下とするためには消波工の規模を大きくする必要がある。

なお海浜が安定している場合には消波工の沈下があっても一時的で安定化するため，必要に応じて補修等を行なえばよい。

越波を防止するには消波工は効果的であるが，しぶきについてはむしろ発生しやすくなるためにあらかじめ対応を考えておく必要もあろう。

（参考文献）

1）合田良実：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，昭和52年

2）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準，同解説，昭和54年

（海岸研究室）

道－６５ 流雪溝における雪量と水量との関係 (57)

（質　問）

現在，除・排雪の面的整備計画の一環として，流雪溝に関する検討を行っている。そこで，流雪溝に関する研究の現状と問題点および雪量と水量との関係等について教示願いたい。

（高田工事事務所）

（回　答）

1）調査研究の現状と問題点

流雪溝に関する調査研究は，昭和の初期頃から鉄道を対象に実施されたのが最初であり，道路に関しては，昭和30年頃から検討され，昭和40年頃には機械除雪あるいは人力によって雪を投入した場合の流雪溝効果に関する現地実験が実施され，さらにその後は，実物大の模型による基礎実験が行われ，概略的な流雪能力に関する解析が行われてきた。しかし，流雪溝の効果は，投入する雪質，量，流雪溝の形状，幅，勾配等によって大きく左右されることから，現状では流雪溝の設計基準が十分設定できるものとなっていない。このため，流雪溝の有効的かつ経済的な設計基準を作成するためには，上記項目の組合せ等による流雪効果に関する調査研究が今後必要となっている。

2）流雪溝の水量を求める一般式

現在，流雪溝の水量を求める式は，経験等によって求めた次式が一般に使用されている。

$$Q = K(1 - r_s)B \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで，Q：流水量（m^3/sec）

K：水路（流末）の状況による係数

水路が良好適正な場合K=1.0

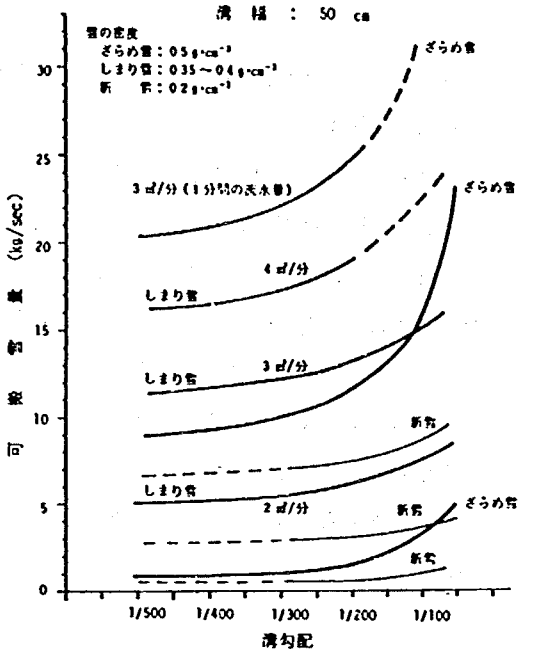
勾配がゆるく水路の条件が悪い場合K＝1.5

B： 雪塊の体積（m³）

γ_s： 雪の単位重量（t/m³）

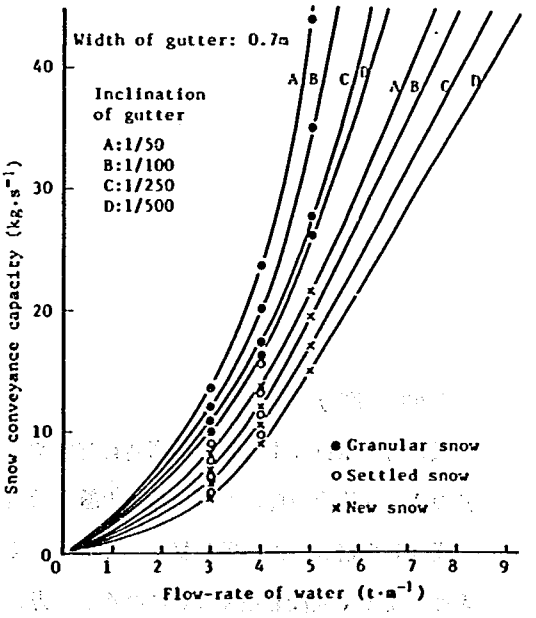
つまり，この式は投入する雪塊の体積および密度と水路状況を考慮した係数(K)によって求めようとするものである。しかし，このK（係数）値は漠然としていて，かなりの経験者でないと判断しにくいものとなっている。このようなことから，流雪溝の水量と勾配および雪質等を考慮した基礎的な実験が実施（方法等は文献—⑤参照）されているので，その結果の一例を図－1，2に紹介した。これは少水量のものであり，今後の現地検証が必要であるが，(1)式によって計画水量を求めようとする場合，これも参考とされたい。

なお，現在設置されている流雪溝の幅は一般に人力による場合40 cm 以上，機械による場合100～150 cm が採用され，流雪溝の勾配は一般に1/500以上であることが好ましいとされている。また，流雪溝の水量は一般に人力による場合0.05～0.1 m³／sec，機械による場合0.1～0.3 m³／secが採用されている。



○パラメーターは水量（ℓ/分）です。
○この曲線は最大投雪量を示し、この曲線より以上の投雪量のとき、"つまり"が生じる。
○実験に使用した流雪溝は長さ40 mで、上流20 mの結果であり、投雪域は2 mである。

図－1 可搬雪量と溝勾配（実験用流雪溝）



図－2 可搬雪量と流水量（実験用流雪溝）

（参考文献）

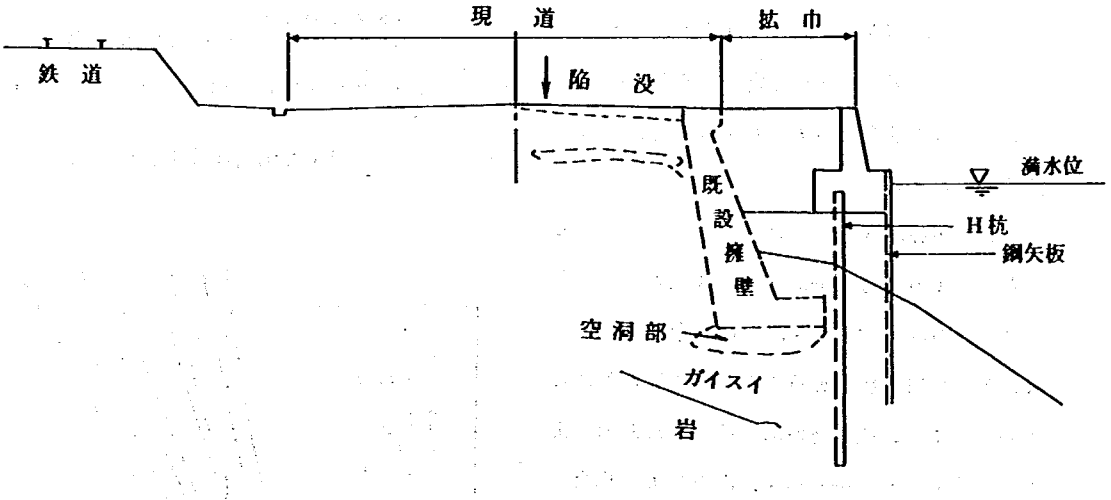
① 新防雪工学ハンドブック，1977 日本建設機械化協会
② 古川 厳：流雪溝の発祥と将来，雪氷8巻2号（1946）
③ 古川 厳：流雪溝効果論 日本積雪連合資料 No 67（1961）
④ 田中康之，小林俊市：流雪溝の流雪能力について，雪害実験所研究報（1967）
⑤ 東浦将夫：流雪溝の運用と問題点，昭和55年度除雪研究会資料（建設省）（1981）

（新潟試験所）

道－６６　擁壁背面及びフーチング下面の空洞の確認方法と対策工法について　(57)

（質　問）

一般国道49号，新潟県東蒲原郡津川町揚川地先の国道は一級河川「阿賀野川」に沿って走り，片側が山，片側はダム湛水池という地形条件を受け，出水の都度ダム放流により（水位下降7m）川側擁壁が吸い出しを受け危険であることから通行規制区間になっており，防災対策として川側擁壁の補強等を実施しているところであるが，防災事業区間約6kmにある既設の川側擁壁の吸い出し現象（空洞の有無）を確認する方法として試掘（手掘り，ボーリング等）しているが延長的にも箇所数が多く全延長を知るためには（5～10mピッチでデータが欲しい）予算上等の制約もあり他の方法を模索しているところである。又，ボーリング等で既設擁壁フーチング下に空胴部が発見できても水深下4～5mの位置での注入，地盤改良工法についても模索中でありこの点についても教示願いたい。



（新潟国道工事事務所）

（回　答）

減水時の水位降下に伴い，構造物背面や基礎部分の裏込土砂が前面へ吸い出される現象は，本件のような場合の他，海岸や河川の護岸構造物などにおいてもしばしば見られる。吸い出し現象が繰返し継続し，吸い出し量が多くなってくると，裏込土中に空洞が生じ，これが発達すると地表面の沈下や陥没を招くことになる。一方，このような空洞は地表の床版下や地中に生ずるので，特にその影響が地表にあらわれない限り，一見して空洞が存在しているかどうかを知ることは極

めて困難である。現実には路面の沈下変状や陥没，また構造物の打継目やクラックからの漏水・土砂の流出の痕跡などが発見されて始めて空洞の存在が示唆される。しかしながら地表に影響があらわれるほどになった時には，空洞の大きさもかなり発達しているので，修復工にもかなりの手間を要することになる。従って，空洞が発達する前にこれを早期に発見して有効な対策を施すのが望ましいわけである。ところで，有効な対策工を考えるに際して，空洞そのものの実態を適確に把握することが必要となるが，現実には空洞の位置・分布・大きさ・ひろがり・連続性等は実際に開削してみなければわからない。これでは大変であるので通常はボーリング等を行って確認する方法が行われるが，調査に際しての位置・間隔等の問題がある。最近の物理探査技術の応用も考えられるが，地表近くに大きな空洞があるような場合を除き，まだ実用的とは言えない段階である。

また空洞の形態として必らずしもはっきりとした空間となっておらず土がゆるんだ状態で見かけ上は閉塞している場合も考えられる。

今のところ空洞の確認方法としては，開削やボーリング等を除いては，一般的には有効な方法がない。しかしながら空洞の確認方法やそれに応じた修復・対策工は，個々の現場状況によって工夫さるべきであり，ここではその際に参考となる方法や対策を以下に述べる。

(1) 空洞の確認方法

(i) 予備調査

既往の例や空洞の明らかな現場における開削により，空洞の存在状態の基本パターンをつかむ。また地形・地質，地盤条件・地下水・打継目・クラック等の状態から空洞のありそうな箇所の推定を行う。

(ii) 第一次調査

非破壊的に地表より簡便に空洞の存在を調べる方法としては物理探査法の活用が考えられる。元来この方法は規模の大きな地層や境界面の変化をとらえる場合などに活用されており，エネルギー減衰の大きい地中でのこまかな地層変化等の測定にはそのままでは限界がある。一応考えられる方法を次に挙げるが，この中で空洞の有無を検出できれば，(iii)のボーリング等の本調査との拘き合わせで効果的な方法となる。

- ○弾性波による境界面の位置，層密度の検出
- ○音波による境界面の位置の検出
- ○電磁波による境界面の位置の検出
- ○電気抵抗測定による含水量，地下水位置の検知
- ○ラジオアイソトープによる地表面下浅層地盤の密度・含水量の検知

○貫入試験（動的コーン，スウェーデン式サウンディング等）による地層の硬軟の検知

○打撃による振動性状の検知（加速度計等）

この中でも電磁波反射法は，最近開発されたもので，実績はまだ少ないが，原理的には空洞検出には将来有望な手段であると考えられる。しかしながらこの方式も空洞位置が深い場合には電磁派エネルギーの減衰の問題があり，また途中に異種の障害物，特に鉄筋等があればその影響を受けたりする問題があり，なお先端技術の動員による新方式の開発と共に今後の研究に期待する面が多い。

(iii) 第二次調査

(i)や(ii)の調査を受けて，空洞の具体的確認には試掘（手掘り，ボーリング等）を実施し，抜き取ったコアの観察や検尺を行う。またボーリング孔を利用してボアホールカメラによる空洞状態の検査，ラジオアイソトープ利用による密度・含水量検層，貫入試験の実施等も有効な方法と考えられる。ボーリングの位置や間隔などは，空洞の拡がりや連続性が総合的に把握できるように決める必要があり，このことは適切な対策工を施すうえで重要となる。

(2) 対策工法

まず空洞化し陥没した部分の修復は，床版や舗装面を剝ぎ取り，当該部分を埋め戻したり，裏込不良部分の良質材への置換が最も確実な工法であろう。置換する場合は吸い出し抵抗力のある裏込材の選定，フィルター材の選定を行う必要がある。また裏込内への山側からの地下水の流入がある場合は空洞化を促進する恐れがあるので盲排水工等を設けることも検討するのがよい。次に吸い出しの原因となるクラックや打継目の開きの部分など吸い出し孔の発見とその補修充填も，その原因を断つ上で重要である。

床版等を剝ぐことが経済的に不利な場合や，空洞が深部にある場合は注入工法が考えられるが，注入工法を用いる場合は空洞の大きさ・拡がり・連続性等の情報が適確でないと十分な成功はなかなか収めにくい。空洞があまり大きくないと考えられる場合は，セメントと水ガラスを用いたLW工法（薬液注入工法の一つ）が考えられる。この際，二重管により先ず瞬結型の注入で空洞の大部分を充填しておき，次のステップで少し長めのゲル化時間（3～5分程度）の注入で空隙の残りを充填するのがよいと思われる。ある程度大きな空洞がある場合はセメントミルクやポンプで圧送可能であれば少し硬練りのセルタルによるのが確実と思われる。注入工法を用いる場合はいずれにしても注入量と注入圧力の管理は大切である。特に注入圧については構造物や地表面あるいは前面地盤への変状等の影響を与えないような限界圧力の見積りをしておく必要がある。

基礎フーチング部分に洗掘や空洞化の恐れのある場合は修復後に前面に根固め工を行う必要がある。さらに修復された既設擁壁の吸い出しを防ぐ手段として質問の図のように既設擁壁の前面に鋼矢板を深くかつ幅広く打ち込み，間を土砂で充填する方法も有効であろう。

（参考文献）

1）建設省「海岸堤防・護岸の安定性に関する研究」第35回建設省技術研究会・河川部門指定課題論文集，昭和56年11月，pp. 405-415

2）原・坂山・栗田「電磁波反射法による地下探査」物理探査学会　昭和57年春季講演会講演予稿集，昭和57年5月，pp.91-92

（施工研究室）

道－67　函渠の設計方法　(57)

（質　問）

富山市今泉交差点内において，都市中小河川冷川の改修事業があり幅4m×長さ45mの函渠を設計することになったが，この函渠は河川側条件により交差点内で屈曲する構造となり，また，目地間隔は約20m程度となった。

そこで次の内容について教示願いたい。

1）標準設計では，目地間隔　15m未満の函渠については記載されており，それ以上は別途設計を要するとなっているが，20m程度なら標準設計の準用もしくは，簡略的な変更で対処できないか。

2）函渠のマクラ梁部の主鉄筋は，函渠方向か直角方向か明記されておらず，設計時に混乱が起きている。本来どちらの方向を採るべきか。

3）本函渠は交差点内に位置するが，このような交差点内の函渠スラブの設計法は，特に主鉄筋は函渠直角方向か道路方向か，どちらを採る方が優利であり妥当であるか。

（富山工事事務所）

（回　答）

(1)について

ボックスカルバートの標準設計の利用にあたっては，個々の場合について縦方向（道路中心線に対して直角方向）の検討を行うことが原則である。これは縦方向の設計要因，たとえば，ボックスカルバートの長さ，盛土の形状，地盤の特性などが千差万別であり，縦方向については標準化することが難しいことによるものである。

ただし，横方向の設計における主鉄筋に見合うだけの配力鉄筋（縦方向鉄筋となり，横方向主鉄筋の径が22mm以上の場合はD16mm，それ以外はD13mmを30cm間隔に配筋）は配筋し

てある。これらの鉄筋量で一般的に安全となるのが，地盤条件が良く直接基礎でかつボックスカルバートの長さが15mより短かい場合で，これは標準設計図に何んら手を加えることなく利用できる条件を示している。これに対して各々の現場条件に対して縦方向の検討を行い，標準設計で考慮している配力鉄筋で不足する結果が生じた場合においては，底版のみの配力鉄筋を修正すれば良く，このような処理によって図集の利用範囲が拡大されることになる。

このように，そのまま利用できる条件と一部修正することによって利用できる条件とがある。

なお，縦方向の検討方法や修正して利用する場合などについては，標準設計の解説や利用の手引き書に記載してあるので参考とされたい。

(2)について

継手部の杭の目的は，不等沈下に対する段落ち防止と水平変位に対する食違いの防止であるが，主目的は前者であることを考えるとボックスカルバートの縦方向が主鉄筋と思われる。しかし，想定した通りの変位が生ずるとは限らず，むしろ複雑な変状が想定される。

したがって，杭の鉄筋としては，底版の鉄筋量（縦横の合計量）を縦方向，横方向に等分して配筋しておけばよいと思われる。

(3)について

ボックスカルバートを道路軸線に対して斜めに設置しても，何重の方向は特に考慮してない。これはその方向を考慮しても，それが支配する要因とならないことによるもので，当所でも共同溝を例として検討したことがある。したがって，この現場におけるボックスカルバートも通常の設計方法で良いと思われる。

（システム課）

道－６８ 各施設により異なる設計震度の統一化の方向 (55)

（質問）

昭和55年度より道路橋示方書Ⅴ耐震設計編が施行され，従前の指針による設計震度に比し，当公団高架道路のように沖積層に立地する場合は，大目の震度を用いることとなってきた。他施設（地下鉄，私鉄）等との一体施工の構造物においては，道路側の設計震度と他施設の設計震度がかなり差があり問題となることも多い。また，国鉄新幹線建設に用いられる設計震度に比しても道路側が大きく，見方によれば過大震度ではの感もある。他施設を含めて総プロにおける新耐震設計法の開発を拡張したような総合的な調整が必要なのではないか。

（阪神高速道路公団）

（回答）

昭和55年５月に出された「道路橋示方書Ｖ耐震設計編」では，応答を考慮した修正震度法を適用すべき橋梁として，耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15ｍをこえるものと規定されている。従来の道路橋耐震設計指針では25ｍをこえるものに応答を考慮した修正震度法を適用することにしていたが，今回の示方書では，基礎地盤が軟弱な場合など，基礎地盤の変形の影響が無視できない場合には，その影響を考慮して固有周期を算出するものと改められたため，耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが25ｍ以下であっても，固有周期が0.5秒以上と算出される橋がみられるようになった。このため適用範囲を15ｍをこえるものとし，適用範囲を広げた。このような改正を行なったのは，耐震設計における設計荷重を，できる限り実際の地震応答を正しく表現したものにしようとの趣旨からである。

しかしながら，他の事業者のなかには応答を考慮した修正震度法を採用していないところもあり，質問にあるように道路と他の事業を合併して実施する場合に，両者の間で設計荷重に不一致がおこる場合がありうる。

他の事業者の耐震設計法をみてみると，国鉄では従来建造物設計標準に基づき，震度法によって耐震設計を行ってきた。しかし道路橋示方書の応答を考慮した修正震度法と同様の趣旨から，昭和54年９月に発行された耐震設計指針（案）解説（建設局，新幹線建設局，施設局，構造物設計事務所）では，固有周期が0.3秒以上のものについては修正震度法を用いることとし，実際の設計でもこの分類に従って設計が行われている。設計震度は次式によって求める。

$$K_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$$

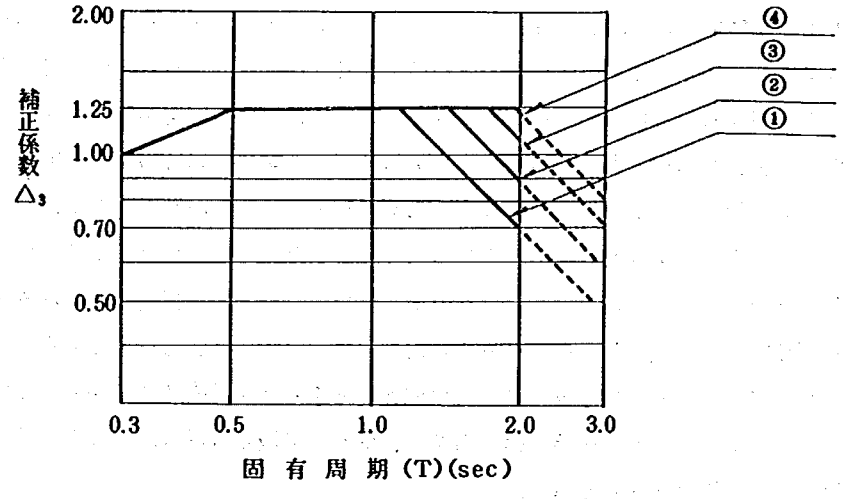
Δ_1：地域別係数

Δ_2：地盤別係数

Δ_3：応答特性に応じた補正係数

K_0：標準設計水平震度（＝0.2）

Δ_3は図１に示すような値をとるので，固有周期0.3～0.625秒の間では道路橋の場合より若干設計震度が大きくなる。



図－1　国鉄の指針における補正係数$\triangle_3$の値

東京都交通局においても，今後の設計は上記の耐震設計指針（案）解説を準用していくとのことである。

帝都高速度交通営団，大阪市高速鉄道建設本部では，まだ耐震設計指針（案）解説を準用していない。従って修正震度法の考え方も採り入れられていない。

このように，個別に見ると設計震度のとり方に若干差が生ずる場合もあるので，合併施工の場合等では，ケースバイケースで設計震度を決める必要があるものと考えられる。しかしながら設計震度は，各事業者がそれぞれ独自の設計条件，設計の効率，経済性等を考慮して決めるものであるから，一概にどの基準が最も正しいということは決め難い。よって土木研究所としては，建設省所管施設以外の施設まで含めた統一的な耐震設計法を作成する計画はない。しかし今後，できうる限りの耐震設計法の統一化を図っていくことの必要性については同意できる。

（耐震研究室）

一日土研集

土木研究所資料第1951号
昭和58年3月（1983）
企画部企画課

キイワード　一日土研

要旨　近畿地方建設局（S.55），四国地方建設局（S.56），北陸地方建設局（S.57）で開催された一日土研の回答集を集録したものである。

郵便はがき

〒113-□□

40円切手をはって下さい

東京都文京区本駒込二―二八―三三

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1951号　　部
（一日土研集　昭和55．56．57年版）

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印