土木研究所資料第905号

一日土研集

（昭和47，48年版）

昭和49年2月

建設省土木研究所

一日土研集（昭和四十七年、四十八年版）建設省土木研究所

土木研究所資料第 905号

建設省土木研究所
49.5.15
図書室

序　　文

地方建設局が事業の実施上直面している調査計画，設計施工等の広汎な土木技術の諸問題について，現場技術者と土木研究所の研究者が一堂に会し，お互に話し合って問題を解決し，あるいは，土木研究所の研究成果を有効に現場に反映させるために現場と密接な連繋を保つ場の一つとして昭和３９年に四国地方建設局において一日土研が開催されて以来．昭和４８年１０月に東北地方建設局で開催された一日土研で１３回目を迎えました。

戦後のわが国の経済発展は著しいものがあった反面，われわれを取りまく環境に種々の新たな問題が生起し，又，中東戦争に端を発した世界的なエネルギー危機が省資源，省エネルギー政策への転換を余儀なくされるなど，経済社会の変化に対応し建設技術も新たな方策を探求しなければならないときにさしかかっているものと思われます。

このような意味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ものと思われます。

こゝに過去に開催された一日土研における資料をとりまとめておくことは大変有意義なことであることと思われます。

今回はそのうち昭和４７，４８年にそれぞれ近畿地方建設局および東北地方建設局で開催された一日土研の資料を当日の質疑応答，ならびにその後の研究の進歩等による内容の補充，修正を行ったうえすべてを集録し，一日土研集（昭和４７,４８年版）として発行する運びとなりました。この一日土研集が各位の業務上の参考になれば幸いです。

昭和４９年２月

建設省土木研究所長

長　尾　　満

ま　え　が　き

この一日土研集には近畿地方建設局（昭和４７年），東北地方建設局（昭和４８年）で開催された一日土研の質問，解答を全て集録した。

集録課題は，総目次に示すような分類により整理した。その分類の概要は次のとおりである。

河川部門は，河川，ダム，海岸，砂防，その他に分け，その中を調査計画，設計，施工，維持管理の順に，道路部門は，調査計画，交通公害及び交通安全，道路土工，舗装，トンネル，その他（雪寒地道路）に，共通部門は，土木材料，土工，基礎，橋梁，建設機械，施工，その他に，それぞれ分類整理した。また，集録課題は，河川，道路，共通の各部門の目次ならびに巻末の課題一覧表の両方から検索できるようにした。

なお，昭和３９年から昭和４８年までに開催された一日土研の開催状況と課題一覧表を巻末に掲載した。

開催状況の備考欄には．それぞれの一日土研要旨が掲載されている土木技術資料の巻号ならびに，河川，道路，共通各部門ごとの課題数を記してある。

課題一覧表における各課題の分類方法は上に述べた分類に編成し直したので過去の一日土研で作成した資料の課題分類に一致していない場合がある。

この一日土研集に集録されていない昭和４６年以前の課題に関する質問，解答の要旨は巻末の一日土研開催の状況の備考欄に示した土木技術資料を参照するか，又は，下記あてお問合せ下さい。

記

建設省土木研究所　企画課　企画調査係
東京都文京区本駒込２－２８－３２
TEL　０３(９４２)２１４１(代)
マイクロ　土研　EXT. ３１７. ３１８

目　　次

Ⅰ　河川部門 …… 4

1. 水質に関する問題点 …… 4
2. 河川工事，設計に関する問題点 …… 24
3. ダム，海岸に関する問題点 …… 47
4. 砂防に関する問題点 …… 88
5. その他 …… 92

Ⅱ　道路部門 …… 102

1. 交通公害，安全に関する問題点 …… 102
2. 舗装に関する問題点 …… 135
3. 一般土工に関する問題点 …… 181
4. トンネルに関する問題点 …… 199
5. その他 …… 218

Ⅲ　共通部門 …… 227

1. 土木材料に関する問題点 …… 227
2. 基礎に関する問題点 …… 231
3. 橋梁に関する問題点 …… 253
4. 建設機械，施工に関する問題点 …… 270
5. その他 …… 278

Ⅳ　参考資料 …… 282

1. 過去における開催状況一覧表 …… 282
2. 課題一覧表 …… 283

I. 河 川 部 門

河　川　部　門

1. 水質に関する問題点

1－1　水質試験について有機リンの分析にガスクロマトグラフ方式を採用することの可否… 4

1－2　重金属の分析における前処理の省力化に関する開発状況について …… 6

1－3　河川管理者に適した水質調査及び試験法，ならびにその指針作成 …… 10

1－4　ＢＯＤの意義・分析試験における問題点・数値利用上の問題点について…… 11

1－5　水中の溶存酸素量の過飽和現象の原因と分析上の注意点 …… 13

1－6　水域汚濁について …… 16

1－7　ＢＯＤにかわる水質汚濁指標としてのＴＯＤの開発及びその後の状況について …… 17

1－8　新汚濁指標について …… 18

1－9　濁水処理に使用する沈降促進剤を使用した場合の人体魚類等への影響について …… 24

2. 河川工事，設計に関する問題点

2－1　環境保全を考えた理想的河川改修のあり方 …… 24

2－2　河川構造物の設計指針について …… 25

2－3　酸性河川におけるコンクリート構造物の防蝕対策 …… 26

2－4　堤防一般の理念 …… 33

2－5　堤体浸透流による堤防の破壊機構について …… 35

2－6　護岸・根固めブロックのフィルター材の効果的な設計について …… 36

2－7　河積阻害が最小で河岸付近の減速効果が最大となる根固め水制について …… 38

2－8　水制工の施工個所の河床低下と水理機能の変化と対策 …… 39

2－9　津波影響時の波圧の公式について …… 39

2－10　粘土層掘削面の崩壊防止対策工法 …… 40

2－11　擁壁の安定計算における残留水圧のとり方について …… 42

2－12　排水機場のポンプ設備について …… 42

2－13　河川堰ゲートの防蝕について …… 44

3. ダム・海岸に関する問題点

3－1　波浪高決定の際の地形が複雑な貯水池の対岸距離について …… 47

3－2　ダム基礎岩盤の剪断について …… 48

3－3　せん断試験結果の設計値への適用について …… 50

3－4　フィルダムのコアー材としての同一土質における初期含水比が最大乾燥密度と最適含水比にあたえる影響について …… 52
3－5　ダムの洪水吐の設計について …… 54
3－6　フィルダム余水吐水路のトンネル部断面について …… 56
3－7　ゲート放流量計算式の流出係数について …… 60
3－8　テンダーゲート，高圧ラジアルゲートのセットの仕方について …… 62
3－9　コースタゲートの急降下装置について …… 63
3－10　ダムのコンジットパイプの腐蝕を防ぐ方法について …… 63
3－11　放流管塗装について塗料の種類及び施工法 …… 64
3－12　軟岩基礎グラウチングの調査，施工に参考になるマニュアル作成の動向 …… 68
3－13　ダム基礎岩盤のコンソリデーショングラウチングの効果測定 …… 68
3－14　ダム本体外部コンクリートの管理値として基準強度を示す場合の問題点及びダムコンクリート標準示方書の改正の動向について …… 69
3－15　ダム建設における給水設備の位置について …… 71
3－16　コンクリート部，フィル部の埋設計器設置における近年の傾向について …… 72
3－17　フィルダム工事における盛立材料の締固め機械開発上の留意点について …… 74
3－18　ダム堤体付近地すべりの土砂流出及び吸出防止対策 …… 75
3－19　離岸堤及養浜の設計指針 …… 76
3－20　消波異形ブロック据付けの乱積と層積の効果について …… 77
3－21　海岸崖部の侵食対策について …… 77
3－22　海岸砂洲における中小河川の河口閉塞対策 …… 78
3－23　海岸護岸ブロックの摩耗防止法について …… 82
3－24　養浜工設計での砂の供給量及び粒径・粒度選定及び海外の例について …… 83
4. 砂防に関する問題点
4－1　砂防ダムの調節量について …… 88
4－2　都市砂防での砂防ダムについて …… 88
4－3　流路工の流速について …… 90
4－4　砂防堰堤上流の土圧の考え方 …… 90
5. そ　の　他
5－1　揚水試験における透水係数の算定について …… 92

5－2　１００m前後の深さにある岩石層の地下水検層法 …… 93
5－3　流下土砂による埋没土量及波浪による堆積土砂量の調査方法 …… 95
5－4　各種大規模開発事業に伴う河川への流出量変化について …… 96
5－5　河川の流出解析マニュアルの作成 …… 98

I 河 川 部 門

1. 水質に関する問題点

1－1

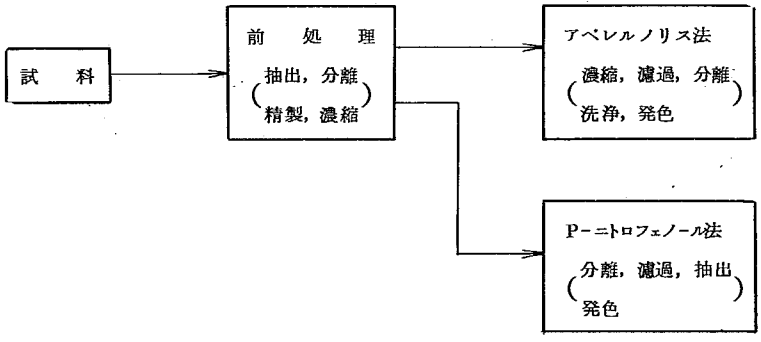
水質試験について有機リンの分析にガスクロマトグラフ方式を採用することの可否 （47．近畿）

（解 答）

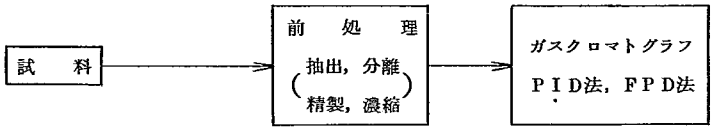
現在使用されている，農薬公定分析法，衛生試験法，工場排水試験方法などでは有機リン（パラチオン，メチルパラチオン，EPNなど）の分析法としてはガスクロマトグラフ法以外の方法が採用されており，したがって，「水質汚濁に係る環境基準」における有機リンの分析法もガスクロマトグラフ法を採用していない。しかし有機リンの分析を数多く行なっている農林省関係の試験研究機関では，農薬公定分析法があるにもかかわらず，ほとんどがガスクロマトグラフ法を採用しており，最近の報告に利用されている分析はほとんどすべてがガスクロマトグラフ法にて行なわれている事実がある。厚生省関係の試験研究機関での報告も前記農林省の場合とほゞ同様である。

既有の手法とガスクロマトグラフ法では分析の手順および手法について次のような相違がある。

○既存の方法（経企庁告示第18号）



○ガスクロマトグラフ法



上記のように試料の前処理の段階では細部に相違があるものの，手順の大筋は既存の方法でもガスクロマトグラフ法でも大差ない。しかし，前処理後の分析の段階では両者間に大きな差がある。ガスクロマトグラフ法ではガスクロマトグラフによって分析が行なわれるので，機器の性能，使用上の難易，精度などによって，得られる結果，分析の手間などは異なるものとなる。既存の方法では，人手によって作業が行なわれる面が極めて大きいので，分析作業従事者の経験，基礎知識，試料の取扱い方法などによって差異が生じてくる。一般に，その検出感度は各方法について次のようなものであるといわれている。

既存の方法

アベレルノリス法 ——————————————— 10^{-5} gr.

P－ニトロフェノール法 ---------- 10^{-3} gr.

ガスクロマトグラフ法 ---------- 10^{-9} gr.

しかし，その精度や再現性は分析の条件，分析者の熟練度などによって異なり，いちがいに断言するわけにはいかない。また分析に要する時間も上記と同じ理由によって方法別に論ずることはできない。ただ，ここでいえることは，既存の方法の場合には，パラチオン，メチルパラチオン，EPN，メチルジメトンなど，分析ごとに個々の操作を要し，これらのもの以外の有機リンの分析を行なうには新らたな分析法を必要とする。しかし，ガスクロマトグラフ法では一回の試料の注入によって種々の有機リンについて，異なるピークが生じてくる可能性があるので，その予期保持時間とそれぞれの標準物質のピークとを比較対象すれば，パラチオン，メチルパラチオン，EPN以外の有機リンの分析も行なうことができる点にある。ガスクロマトグラフ法を用いて有機リンの分析を行なうためには，PID（焔検出器）またはFPD（炎光光度検出器）付のガスクロマトグラフが適当である。最近ECD（電子捕獲器）付のガスクロ

マトグラフが多くの試験機関に納入されているが，ＥＣＤは有機水銀，有機塩素剤（ＤＴＴ，ＰＣＢなど）の分析に適したものであり，有機リンの分析の場合には感度が劣ることが知られている。

上記のように，既存の方法とガスクロマトグラフ法は，それぞれ一長一短があり，技術的にみた場合には優劣をつけがたい。河川の水質分析は環境基準の達成および維持のための水質監視を目的としたものであり，したがって，経企庁告示第１８号に示されている分析法を採用するのが望ましい。しかし，将来は，有機リンの各成分ごとの分析値が必要となってくるのは当然考えられるので，既存の方法を実施すると同時に，ガスクロマトグラフ法をも一部併用していき，同一資料についての比較のデータを収集すること，ガスクロマトグラフ法の習熟を行なっておくことが必要であろう。　　（水質研究室）

1－2

重金属の分析における前処理の省力化に関する開発状況について

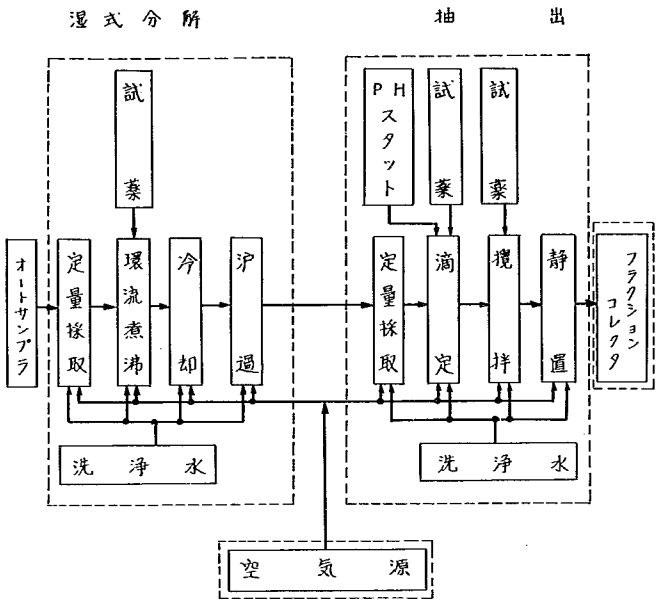
（４７．近畿）

（解　答）

重金属分析のための前処理装置の開発については，本省河川計画課が窓口となり，昭和４６年度建設技術研究補助金により「河川水質の自動分析装置の開発に関する研究」の一環として行なわれた。

この研究は重金属分析のための前処理装置の開発と，自動比色分析装置の開発を行なうものであり，その結果は「河川水質の自動分析装置の開発に関する研究報告書」（昭和４７年３月）に報告されている。

この後，本機構に若干の改良を加えたものが製品化され，市販されているが土木研究所では昭和４７年度市販第１号を購入し実用に供しているが，これと併行して使用上の問題点の解明，手分析との比較，耐久性，使用可能項目等についてユーザーの立場から改良点，検討を加えている。



図－1　分析系統ブロック図

重金属分析自動前処理装置

① 概　要

本装置は河川水および下水中の重金属をＪIS K-0102(1971)工場排水試験法にもとづき原子吸光光度法に準拠して定量する前処理操作を自動化する装置である。即ち河川水および下水中の有機物を酸添加煮沸により分解するとともに固形金属成分を溶解せしめる湿式分解および溶媒抽出を自動的に行なうものである。

② 構　成

本装置の構成は，次表の通りである。

番　号	品　　名	数量
1	オートサンプラー	1台
2	自動湿式分解装置	1台
3	自動抽出装置	1台
4	フラクションコレクター	1台
5	コンプレッサー	1台
6	付　属　品	1式

③ 分析系統ブロック図

図－1のとおりのブロックから構成される。

④ 仕　様

(I) オートサンプラー

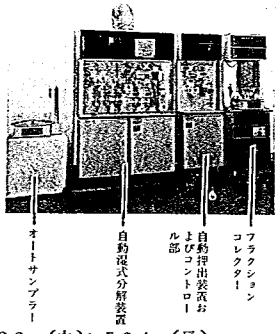
形　　式	ターンテーブル方式
搭載可能数	ビーカー12個（最大）
使用可能ビーカー	100mℓ, 200mℓ, 250mℓ, 300mℓ
手動回転	可　能
試料移送方式	
昇降式吸引ノズルより	
減圧の吸引	
寸　　法	410mm（径）× 205mm（高）
重　　量	8 Kg

(II) 自動湿式分解装置　1　台

化学処理法	100mℓの検水にHNO_3（CONC），H_2SO_4（1+1）10mℓ を加え，13分（または27分）加熱還流する。次にHN_4OH（CONC）約26mℓ（定量）を加え，中和し，水を加えて一定量とし冷却する。これをさらに冷却静置し上澄液をNo.50濾紙で吸引濾過する。
試料移送方式	加減圧式流体移送によるバッチ式

	試　料　量	１００㎖
	採水間隔	５　分
	処理速度	5分または１０分
	試料供給	オートサンプラによる自動供給
	洗　　浄	加圧された純水の散水による
	寸　　法	（自動湿式分解装置）
		1,120㎜(巾)×1,620㎜(高)×780㎜(奥行)
	電　　源	ＡＣ１００Ｖ　１５Ａ
(Ⅲ)	自動抽出装置	１　台
	試料移送方式	加減圧式流体移送によるバッチ式
	試　料　量	１００㎖
	採水間隔	５　分
	処理時間	１０分
	抽出方式	ＤＤＴＣ－酢酸－ｎ－ブチルによるミキサーセトラ形溶媒抽出
	抽出溶媒混合比	試料に対し１０：１
	試料供給	オートサンプラーによる自動供給
	抽出層分取	フラクションコレクターに自動分取
	対象成分	Cu，Zn，Pb，Cd
	洗　　浄	加圧された純水の散水による。
	再　現　性	標準偏差%にて２%以内
		（ただし，Cu，0.1 ppm 標準液 日立２０８形原子吸光光度計使用）
	抽出可能最大濃度	Cu にて５ppm
	寸　　法	（自動抽出装置およびコントロール部）
		５８０㎜(巾) × 1,620 ㎜(高) × 780 ㎜(奥行)
	電　　源	ＡＣ　１００Ｖ　８Ａ
(Ⅳ)	フラクションコレクター	１　台　（机は含まず）
	形　　式	ＨＳＣ－６０Ａ
	搭載可能数	試験管６０本（最大）

	手動回転	可能
	寸法	410㎜(径) ×205㎜(高)
	重量	8 ㎏
(V)	コンプレッサー	1 台
	形式	SP−5S$_3$
	タンク容積	16ℓ
	最高使用圧力	4㎏/㎠
	圧力開閉器式	
	寸法	530㎜(高)×228㎜(巾)×584㎜(長)
	重量	26㎏
	電源	AC100V 50/60HZ 0.2KW
(VI)	附属品	(主要内訳)
	ビーガー(200㎖)	15個
	試験管(15㎜×150㎜)	65本
		(フラクションコレクター用)
	チューブ	1 式
	接続コード	1 式



(下水道研究室)

1−3

河川管理者に適した水質調査及び試験法，ならびにその指針を作成してもらえないか。 (47．近畿)

(解答)

土木研究所においては，水質試験方法の標準化をはかる目的で分析方法の検討作業を実施しており，一応48年度末終了を目標として作業をすすめている。しかし，分析方法は新しい手法が数多く開発されつつあり，また分析機器も便利で精度が高くしかも省力化できるものが開発されてきている。この仕事は実をいえば無限に近く続くものであり，したがって中間報告的

に報告書を土木研究所資料として出し，御批判をいただきたいと考えている。第1回目の中間報告は本年度中に出すことを予定している。

この分析方法の標準化の仕事は，いくつかの試料についてこの方法で分析を行ない，その方法の問題点の解明，精度，再現性などを詳細に求めていくものであるため，非常に多くの人力と時間を必要とする。このため土木研究所としては，各技術事務所の協力が得られれば非常に幸いである。是非とも御検討願いたい。

水質調査方法の指針は本省河川計画課が出している水質調査方法が唯一のものであり，聞くところによると河川砂防技術基準でも水質調査法を含めて執筆するという話を聞いている。同様な指針は環境庁でも，自庁の水質調査を府県等に委託するときのために作成している。ユネスコのＩＨＤ(国際水文10年計画)ではＷＨＯ(世界保健機構)の協力を得て，水質調査法作成のための作業部会を設置している。この作業部会には，日本を始めとして，カナダ，ソ連，チェコスロバキア，西独，インド，チリから一名ずつ参加して水質試験法作成のための作業を行なっている。第1回目の会合はジュネーブのＷＨＯ本部で１９７１年９月に開催された。第2回目は１９７３年５月，第３回は１９７４年３月に開催され，国際的にオーソライズされた水質調査のためのガイドブックが出版される予定である。日本からは水質研究室長の柏谷が第1回目の会合に出席し，日本としては感潮河川の調査法，潮沼および感潮河川の予測方法を分担して執筆している。第2回目の会合が終了した時期には各国の分担執筆分も集まるし，それについての討議も行われるので，これを基にして水質調査方法の指針原案を作成するのが適当であるかもしれないと考える。

（水質研究室）

1－4

ＢＯＤの意義，分析試験における問題点，数値利用上の問題点について

（４７．近畿）

（主　旨）

水質汚濁の一般的指標として，環境基準では，一般５項目として，またなかでもＢＯＤは重視されるが，その意義および分析試験における問題点，また数値利用上の問題点について，お教え願いたい。

（解　答）

ＢＯＤは水中に存在する有機物が好気性微生物によって分解される際に，この好気性微生物の活動，呼吸によって消費される溶存酸素量である。通常の河川水中には好気性微生物は存在しているので，含有する有機物量が多いほど好気性微生物は増殖し溶存酸素を消費する。このため，溶存酸素消費量をもって有機物濃度の指標として表わすことができる。通常ＢＯＤは２０℃，５日間に消費された溶存酸素量をもって表わされる。ＢＯＤを文字通り解釈すれば，この２０℃が別の温度であってもまた５日間が別の日数であっても差支えないわけである。このようにしてＢＯＤを求めたときには，温度，日数について記載するのが通例であり，何も表示がない場合には，２０℃，５日間のＢＯＤであることが約束されている。

ＢＯＤ試験は実験室内にて行なわれるが，実際河川でも有機物が流入しそれが微生物によって酸化を受ける過程はほとんど同じである。しかし，実際河川でのＢＯＤの減少速度は実験室内のＢＯＤ試験によって測定された減少速度よりも極めて早いことが知られている。建設省技術研究会では実際河川でのＢＯＤ減少係数（ｋｒ）と実験室内でのＢＯＤ減少係数（k_1）――〔脱酸素係数と称している〕との関係を観測してきたが，一般には$k_r > k_1$であり，ｋｒがk_1の５０倍にも達している場合もあることが報告されている。

このＢＯＤの分析方法の問題点としては恒温保存する時間が長くかかること，また工場排水など好気性微生物がその水中に存在しない試料については殖種を必要とし分析操作が複雑になることである。後者の好気性微生物の存在しない試料としては，パルプ排水，各種化学工場排水などのほか，ＰＨの高いあるいは低い工場排水および河川水，さらに塩素などによって消毒された試料については殖種を行なわなければＢＯＤの測定は行ない得ない。また藻類の多い湖沼水などでは溶存酸素が過飽和に存在するので，そのままＢＯＤ試験をやると酸素がふらん瓶から逸散して大きな誤差を生ずるおそれがあるので，飽和溶存酸素濃度以下となっていることを確認して試験を行なわなければならない。また藻類を含む水のＢＯＤ試験を行なう際に光が部分的にも当ると，同化作用によって溶存酸素が生産されＢＯＤは実際よりも低く与えられることになるので注意が必要である。

ＢＯＤの分析方法はその水中の微生物を利用するものであり試料中に溶存酸素が含まれていると，試料瓶中で生物化学反応が起ってＢＯＤが低く与えられることになるので，運搬中は試料を１０℃以下（できれば４～５℃）で保存すると共に，採水後できるだけ早く試験を行なわなければならない。ＢＯＤは河川の環境基準の生活環境項目のなかでも最も主要なものであり，この数値を見ることにより環境基準の達成の状況を把握することができる。しかしＢＯＤの測

定値自体，少なくとも１０％の誤差を含むものであるため，それを念頭において数値の判読を行なう必要がある。また工場排水などのＢＯＤ結果について考察する場合には，その工場排水の種類によってはＢＯＤ試験が正常な状態にて行なえないものがあるので，前記のように殖種をしてＢＯＤを行なって得られた結果であるか，また必要な前処理を行なったものであるかを確認する必要がある。地建また府県に対する事業者からの申請書に添付しているＢＯＤ分析結果は，前記のような操作によって正常ならざるＢＯＤ値を提出しているものも過去には認められてきた。これは分析機関が公立，私立を問わず，現場の状況を知らずまた排水の状況を理解せずにＢＯＤ試験を行なったためである。河川管理を担当する人はＢＯＤについて分析方法を含めて理解し，申告されたＢＯＤ値が正しいものであるか否かの判断を願いたいと考えるものである。また河川の汚濁解析を行なう際のＢＯＤは第１段階のＢＯＤ（ＵＯＤともいう）を使用する。このＢＯＤは５日間のＢＯＤとは異なるので注意が必要である。第１段階のＢＯＤは水中に含まれる炭素化合物によって消費される溶存酸素量から求められる。通常は１日，３日，５日，７日間のそれぞれのＢＯＤを求め，これによりモーメント法によって第１段階ＢＯＤが計算される。（水質研究室）

１－５

水中の溶存酸素量の過飽和現象の原因と分析上の注意点　（４８．東北）

（主　旨）

純水中の飽和溶存酸素量は温度により一定値が示されているが，技術事務所で今年８月採水分析した河川水では，水温２４.５℃でＤＯ１１.２ ppm と高い値が分析され，同温の純水の飽和溶存酸素量は塩素イオンＯの場合でも８.２５ｐｐｍ であるので，過飽和現象と考えられる。こうした現象は何故起きるのか，また，当事務所ではウインクラーアジカナトリウム変法で分析しているが，分析上の問題点等があればご教示願いたい。

（解　答）

水中の溶存酸素の過飽和現象は，その水中に藻類が存在する場合に生ずる。この藻類は細胞内に葉緑素（クロロフィル）を有するもので，クロレラ，セデネスムスなどの緑藻類とミクロシステス，オシラトリアなどの藍藻類がこれに相当する。これらの藻類は光合成作用によって炭酸ガスと窒素（主として硝酸塩）とリン（オルトリン酸塩）とによって増殖を行なう。この

際に多量の酸素を放出する。この反応は次のように表わされている。

$$106CO_2 + 90H_2O + 16NO_3^- + PO_4^{-3} + \text{太陽エネルギー} \rightarrow C_{106}H_{180}O_{45}N_{16}P + 154\frac{1}{2}O_2 \quad \text{---------- (1)}$$

式(1)によれば，藻類の細胞の合成量 2,4 2 5gr.当り4,9 4 4gr.の酸素が放出されることになる。このように多量の酸素量は，水中における有機物（ＢＯＤ）の微生物の分解によって生じた溶存酸素量の不足を補うほか，さらに水中の溶存酸素を過飽和にする。過飽和になった溶存酸素は乱れの多い水中（風による水面の乱れ，急勾配河川での水の乱れなど）では脱酸素されて飽和に近づく。しかし，湖沼，貯水池や緩勾配河川では滞留時間も長く，しかも乱れによって脱酸素される機会も少ないので，水中の溶存酸素濃度は日中（とくに高温の晴天時）には飽和溶存酸素量の２倍以上にも達することがある。

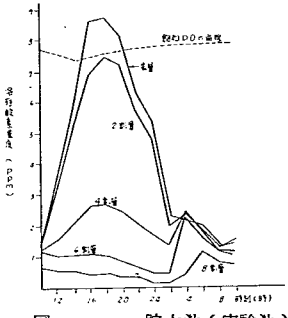
藻類の増殖には太陽エネルギーが必要なため，雨天，曇天の日中では増殖量は極めて少ないほか，夜間には増殖は全く行なわれない。日中，高温で，しかも晴天の場合には，昼間に多量に増殖された藻類が呼吸によって水中の溶存酸素を奪うことになるため，早朝には水中の溶存酸素が極端に減少し，場合によっては皆無となる場合も生ずる。このため，魚貝類などの水中生物を窒息死させる場合も生ずる。

このように，日中に溶存酸素が過飽和になる河川水，湖沼水などでは，夜間（とくに早朝）に溶存酸素がかなり低下することになり，一日の溶存酸素濃度の変化は極めて大きくなる。

また，日中における藻類の増殖は水の表面付近が最も行なわれやすく，水深が大になると極端に減少する。溶存酸素の増加も藻類細胞の光合成によるものであるから，これと同様である。

このため，表面付近（比較的浅い河川では水深方向にあまり変化はないかもしれないが一）で溶存酸素が過飽和となっても，深部では飽和濃度よりもかなり低下しているのが通例である。

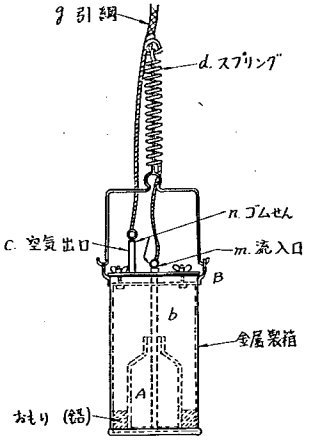
図－１は土木研究所が武雄工事事務所と共同で行なった河口堰設置による湛水区間の環境維持のための現場実験による日間の溶存酸素濃度変化の一例を示したものである。試験池の全水深は3.5 mで，表層，２割層，４割層６割層，８割層から２時間毎採水を行なった結果を図示したのが図－１である。このように，表面では日中には過飽和になるが，早朝には１ ppm まで低下している。２割層では日中は飽和に近づくが早朝には１ ppmまで低下している。そして４割層，６割層となるにしたがっ



図－１　貯水池（実験池）の溶存酸素変化の１例

て日中における溶存酸素の増加率は低下している。8割層では日中における溶存酸素の変化は全くない。4割層，6割層，8割層では早朝に溶存酸素が増加しているが，これは対流による上下水の混合に原因があるようである。

溶存酸素が過飽和の場合，あるいは過不足の場合の溶存酸素測定のための採水はとくに注意して行なわなければならない。これは，過飽和の場合には，試料水に乱れを与えると脱酸素されて減少するためであり，また，過不足の場合には空気と接触することにより，空気中から水中に酸素が導入されることによるためである。このため，特製の溶存酸素専用の採水瓶を使用するのが望まれる。図－2はその1例である。図－2においてAは共栓をはどこしたときに正確に容量がわかっている約200～250mlの酸素瓶，Bは径約4～5mmの銅管b，cをつけたときに，図のように取りはずしのできる板，採水器はらせん状ばねdで引綱gと結んである。試料採取のときはb，c管の上端は栓m，nを施して水中に入れ，引綱gが強く引くと，栓m，nがはずれ，b管から試料が酸素瓶中に入り，空気はc管より出る。気泡のでるのが止まった後，採水器を引きあげて，酸素瓶中の試料の溶存酸素の固定をすみやかに行なう。



図－2　　溶存酸素専用採水器1例

溶存酸素の分析は東北技術事務所ではウインクラーアジナトリウム変法で行なっているとのことであるが，これは現在測定に使用されているものの中では適切なものと考えられる。この方法では亜硝酸窒素による妨害は除かれるが，第1鉄イオン1ppm以上，亜硫酸塩その他の酸化，還元性物質を含む場合には妨害となるので問題があるかどうか，水質のチェックをやることをおすすめしたい。普通の河川水ならば大体において本法を使用しても問題はないはずである。第2鉄塩を多量に含む場合にも妨害となるが，この場合は弗化カリウムをアルカリ性ヨウ化カリウム・ナトリウムアザイド溶液の次に加えることによって妨害をおさえることができる。弗化カリウム（$KF \cdot 2H_2O$）40 gr.を蒸留水100mlにとかした溶液1mlは第2鉄イオン100mg～200mgの妨害を防ぐことが可能である。

（水質研究室）

1－6

水域汚濁について　（47．近畿）

（主　旨）

最近環境問題が大きな社会問題となりつつあるが，この内，特に海も含めた水域汚濁について土木研究所では現在どのような研究を行ない，今後どのように取扱って行くのか考え方をお聞きしたい。

（解　答）

土木研究所では昭和45年度より関東地建，本省河川局および都市局と共に東京湾水質汚濁調査を実施してきた。この調査での土研の分担は，海底に堆積するヘドロ中の成分の溶出量の調査（水質研究室），現状および将来の流況に対する不定流計算（海岸研究室），現状の水質汚濁解析ならびに将来の埋立計画および汚濁負荷量流入規制措置の各種ケースに対する水質汚濁解析（水質研究室）である。

この水質汚濁解析の手法としては，2次元の非定常の拡散方程式を数値的に解く方法が採用されている。この2次元の拡散方程式の基本式は次のように表わされる。

$$\frac{\alpha(HC)}{\alpha t}+\frac{\alpha(HV_x C)}{\alpha X}+\frac{\alpha(HV_y C)}{\alpha Y}=\frac{\alpha}{\alpha X}\left(HD_x\frac{\alpha C}{\alpha X}\right)$$

$$+\frac{\alpha}{\alpha Y}\left(HD_y\frac{\alpha C}{\alpha X}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(20.1)$$

ここに，V：流速，D：拡散係数，A：河積，H：水深，t：時間，X，Y：それぞれの距離の座標，C：濃度

この拡散方程式を差分法に直して解く方法は最近米国でもいくつかの論文に発表されているが，土木研究所でもできるだけ精度を上げることで研究が行なわれてきた。この方法の詳細は水質研究室の村上研究員が土木学会の海岸工学講演会で発表することになっているので，同論文集を参照いただきたい。

東京湾の水質汚濁解析はCOD，BOD，DOについて昭和47年度中に計算を終了する予

予定である。また最近東京湾横断道路計画が具体化し，このため道路局の依頼によって横断道路設置にともなう影響を知るための詳細な計算が実施されている。この計算は本年度は現況計算が主体となるが，来年度では東京湾の埋立て，流入汚濁負荷量の変化，人口島の形状寸法などの変化などについてさらに継続して行なわれることになろう。このほか，来年度以降として中国地建の依頼によって太田川，広島湾の水質汚濁計算を行なう予定になっている。将来の研究の方向としは，上記2次元の非定常拡散方程式数値解法を利用して，海域での窒素，リンなどの栄養塩類の将来予測計算について実施していく予定である。また現在の計算法は2次元であるが，大型電子計算機の開発にともなって膨大な計算も可能となることから，3次元の水質汚濁計算法についても研究を実施していく予定である。土木研究所では，海域を含めた水域の汚濁について今後さらに積極的に取りくんで行きたいと考えている。　　（水質研究室）

1－7

BODにかわる水質汚濁指標としてTODの開発が進められているようだがその後の状況について　　（47．近畿）

（解　答）

環境基準は河川についてBOD，湖沼および海域についてCODを1つの指標として示されている。しかし，BODは5日間を有するので水質監視の指標として不便であるという理由から，環境庁では中央公害対策審議会水質部会に諮問して新しい指標の研究に着手している。この場合，研究の候補にのぼったのはTOC（全有機性炭素）とTOD（全酸素要求量）である。しかし，環境庁は予算の制約から，このうちTODのみを選び，東京都および愛知県に委託してデータの収集に着手している。このデータ収集期間はどのくらいであるか不明であるが，データが或る程度集められた段階で，中央公害対策審議会水質部会の測定専門委員会が開催されて，専門委員会としての検討が開始されるものと考えられる。なお，当専門委員会には，水質研究会の村上研究員が委員として参加している。土木研究所でも来年度TOD分析装置を購入して，BOD，COD，TOC，TODの比較試験を実施する予定である。（今年度はBOD，COD，TOCについての比較試験の1部を実施する予定であるが，TODの購入は来年度となるので，TODを含めた比較試験は来年でないと行ない得ない。）

御承知のように，BODは，水中に含有する有機物などの被酸化物質が好気性微生物によっ

て生物化学的に酸化される際に消費される酸素量である。標準法では２０℃で５日間培養したときに消費される酸素で表示されている。また，ＣＯＤは有機物などの被酸化物質が酸化剤で酸化されるとき，消費された酸化剤の分子を構成する酸素の量をもって表示している。この酸化剤とは過マンガン酸カリウムと重クロム酸カリウムがある。また酸化条件にもアルカリ性での酸化，酸性での酸化，温度や酸化時間なども異なる方法がある。環境基準では過マンガン酸カリウムによる酸性法が採用されている。これに対してＴＯＣは水中に含まれている有機炭素の総量を表わし，通常は，無機炭素を追いだし，有機炭素のみとなった試料を高温で酸化して，発生する炭酸ガスの量からＴＯＣの濃度を知る方法が採用されている。　　ＴＯＣは有機炭素の総量であり，標準法のＢＯＤでも５日間２０℃で生物酸化が行なわれるのは炭素化合物のみであるので，或る種の水ではＴＯＣとＢＯＤとの間に相関関係が認められるかもしれない。というのは，通常，ＢＯＤ試験においては２０℃，５日間で炭素化合物の約７０％が酸化されるというのが通説なためである。いわゆるＴＯＣはＢＯＤでいう第１段階ＢＯＤに近いものということができよう。ＴＯＤは水中に含まれている被酸化物を高温で酸化したときに消費する酸素の量である。この方法では被酸化物を高温で燃焼させるときに消費する酸素量を測定することによって求められる。高温で酸化するので，被酸化物質のほとんど全部が酸化されると考えて差支えない。ＣＯＤの重クロム酸カリウム法では被酸化物質の約８０％が酸化されるといわれており，また過マンガン酸カリウム法では同じく約６０％が酸化されるといわれている。これに対して，ＴＯＤでは，ほとんど１００％が酸化されると考えられるから，数値としては非常に大きくなる。この試験法からみて，ＴＯＤはＣＯＤと近い方法とみられ，或る種の水ではＣＯＤで相関関係が認められるかもしれない。

以上は理屈のうえからみたBOC，COD，TOC，TODの関係である。環境庁ではＴＯＤについての試験を河川で実施しているが河川の環境基準はＢＯＤで定められているので，筆者個人の意見としては，ＴＯＣを用いて試験を行うべきでなかったかと考えるが，今の段階では，これら環境庁が実施している試験結果に注目したいと考える。また，前記のように土木研究所でもできる限り早く実験に着手したいと考えている。　　（水質研究室）

1－8

新汚濁指標について　　（48．東北）

（主　旨）

ＢＯＤおよびＣＯＤは，現在環境基準や排水基準の中心的指標となっており，自動測定化も

研究開発されているが，その測定にＢＯＤでは５日間，ＣＯＤでも１時間前後を要し，また，測定に高度の技術を必要とするため，自動測定には必ずしも適した指標とはいいがたい。

環境庁ではＴＯＤに着目して調査を進めつつあるときいているが，新しい指標として何を選ぶか影響するところが大きいし，土研としてのご意見を検討状況と合わせてお伺いしたい。

（解　答）

環境庁の正式答弁によると，本年度中に有機物の新しい指標として，ＴＯＣ（全有機炭素）かＴＯＤ（全酸素要求量）かのいずれかの選定を昭和４８年度中に行ない，昭和４９年度中に選定されたいずれか一方について測定上の問題点を解決し，昭和５０年度に一部実施，昭和５１年度に全面実施にふみ切るとのことである。この際，従来から使われてきたＢＯＤおよびＣＯＤを残すか，または廃止するかが議論になることであろう。

ＴＯＣまたはＴＯＤを採用した場合には測定は迅速になり，水質の監視も容易になるので歓迎すべきことであるが，これらの新指標を採用することによって問題がすべて解決とはなかなかいかないことである。

その一つは，従来の指標と新指標との間の相関性があまりないことである。水質調査では経年変化が重要である。毎年の汚濁の進行がどのようになってきたかを十分知っておかなければならない。新指標では過去のデータの蓄積がないため，ＴＯＣまたはＴＯＤとしての経年変化は全くわからない。従来の指標たるＢＯＤ，ＣＯＤを残すとしたら，測定項目数が増え，水質分析作業はさらに大変になる。

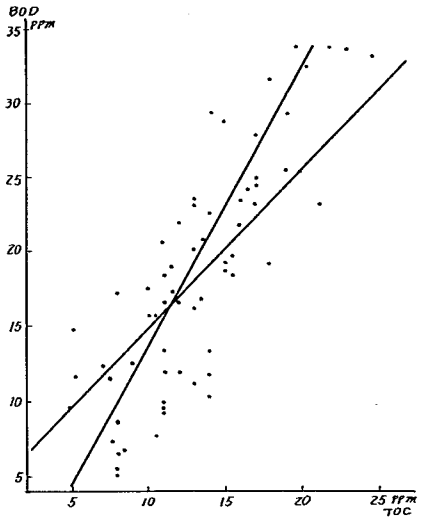
従来の指標と新指標との相関を求めるための調査は，土木研究所では主として今年度から始めているので，現在ではＢＯＤとＴＯＣ，過マンガン酸カリウムＣＯＤとＴＯＣとの相関を求めたデータしか持ち合わせていない。ＴＯＤについては本年度装置を購入して調査を開始している。この種の調査は東京都公害研究所が行なってきており，同研究所が作成した報告書「水質汚濁常時監視法」による河川水の場合のＴＯＣ－ＢＯＤ相関，過マンガン酸カリウムＣＯＤ－ＴＯＣ相関，重クロム酸カリウムＣＯＤ－ＴＯＣ相関，ＴＯＤ－ＢＯＤ相関，ＴＯＤ－過マンガン酸カリウムＣＯＤ相関を示すと，それぞれ図－１ないし図－５に示すとおりである。

図－１に示したＴＯＣとＢＯＤとの相関係数は 0.6 7，ＢＯＤに対するＴＯＣの回帰直線は，

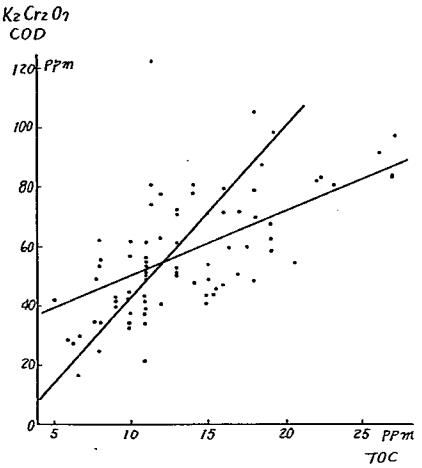
$$BOD = 1.04\,TOC + 4.2 \cdots\cdots (1)$$

で表わされる。ＴＯＣに対するＢＯＤの比は平均で 1.3 8である。

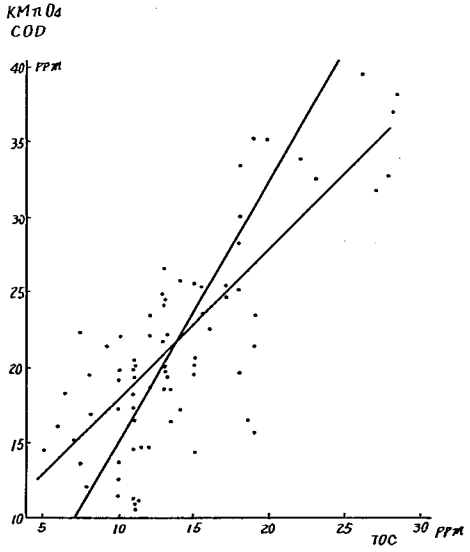
図－２に示した過マンガン酸カリウムＣＯＤとＴＯＣとの相関係数は 0.7 2，過マンガン酸



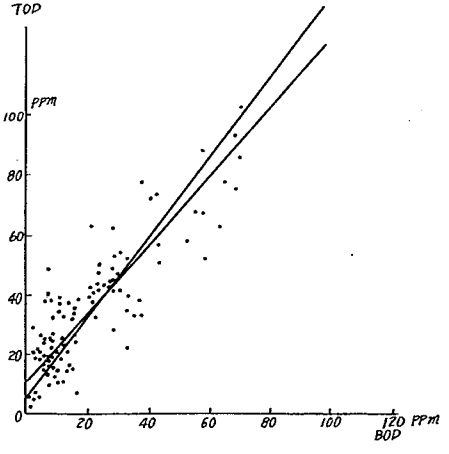
図－1　　ＴＯＣ－ＢＯＤ相関図



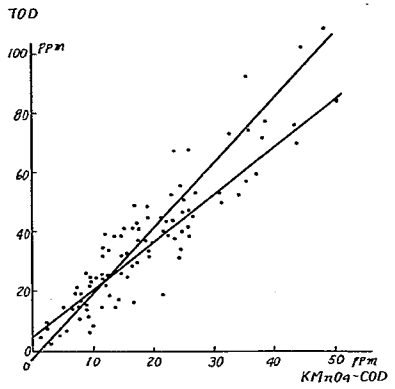
図－3　　$K_2Cr_2O_7$－ＣＯＤとＴＯＣ相関図
（野川，残堀川等）



図－2　　$KMnO_4$－ＣＯＤとＴＯＣ相関図
（野川，残堀川等）



図－4　　ＴＯＤとＢＯＤの相関図（都内河川）



図－5　　TODと$KMnO_4$－COD相関図（都内河川）

ガリウムCODに対するTOCの回帰直線は

$$COD_{Mn} = 1.72\,TOC - 1.9 \quad \cdots\cdots (2)$$

で表わされる。TOCに対する過マンガン酸ガリウムCODの比は平均で1.58である。

図－3に示した重クロム酸ガリウムCODとTOCとの相関係数は0.60，重クロム酸ガリウムCODに対するTOCの回帰直線は，

$$COD_{cr} = 6.17\,TOC + 23.7 \quad \cdots\cdots (3)$$

で表わされる。TOCに対する重クロム酸ガリウムCODの比は平均で4.29である。

図－4に示したBODとTODとの相関係数は0.86，BODに対するTODの回帰直線は，

$$BOD = 0.87\,TOD - 9.04 \quad \cdots\cdots (4)$$

で表わされる。

図－5に示した過マンガン酸ガリウムCODとTODとの相関係数は0.88，過マンガン酸ガリウムCODの回帰直線は，

$$COD_{Mn} = 0.58\,TOD + 1.85 \quad \cdots\cdots (5)$$

で表わされる。

このように，東京都公害研究所が出したデータによれば，TODの方が従来からの指標たるBOD，CODとの相関係数が高くなっている。

これはTOCが水中に含まれている有機炭素の量を表わしているのに対して，TODでは水

中に含まれている酸素消費物質による酸素要求量を表わしていたためである。従来の指標たるBOD，CODもTODと同様に酸素要求量を表わしたものであり，この点からもTODの方がBOD，CODに対する相関性が高くなるのは当然である。

しかし，TOD自身も従来の指標との相関係数について0.9以下である。これは次のような点に問題があるためといわれている。

TODでは白金などを触媒として，水中の酸素消費物質を燃焼させ，その時消費された酸素量を測定するが，この際，炭素化合物は炭酸ガスとなるため問題はない。しかし，硝酸イオン（NO_3^-）はNOガスに，亜硫酸イオン（NO_2^-）もNOガスになる。このため，NO_3，NO_2イオン中の酸素原子が他の酸素消費物質の酸化のために使用されることになってしまう。また，硫酸イオン（SO_4^{--}）もその一部が亜硫酸ガスになってしまい，残りの酸素原子は他の酸素消費物質の酸化のために消費されることになる。また，水中に塩分が含まれる場合，その塩分は塩素酸ナトリウム（NaClO）となってしまい，酸素消費物質でもない塩分までが酸素を消費してしまうことになる。このため，TODにより測定したものは何を示すのか明確ではなくなってしまっている。

TODの場合にもう一つ問題なのは，試料の保存ができかねることである。このためBODと同様に直ちに測定を行なわなければならない欠点がある。この点，TOCならば硫酸，硝酸などにより固定して，数日間試料を保存することも可能である。

TOCの利点は．すべての有機炭素系有機物がほとんど１００％近く検出される一方，知られている妨害物質はほとんどないことである。種々の有機薬品についてそのTOCを測定した場合についても，理論値とほとんど同じ値が得られている。しかし，前記のように従来からの指標たるBOD，CODとその考え方が異なるため，BOD，CODとの相関性はTODよりも悪くなっている点が問題である。ただ，考え方を変えて，河川などにおける汚濁の原因はそのほとんどが炭素化合物によるものだとし，その原因物質である有機炭素を新しく測定していくとした場合には，TOCは理想的な指標なわけである。この点TODは炭素化合物による酸素消費量のほかに窒素化合物，硫酸イオンあるいはリン酸塩，塩分などの影響が現われて，酸素要求量を測定したにしては相関係数も0.9以下であるという結果がでており，河川の汚濁指標として理想的なものとはいいきれない面がある。

聞くところによると，環境庁は新指標としてTODに決めたいとの考えをもっているようであるが，このような難点を如何にして解決するか，とくに海域，感潮河川での指標としてTODは問題が多いので，この点を如何にして解決して，基準を定めるか注目されるところである。

（水質研究室）

1－9

濁水処理に使用する沈降促進剤を使用した場合の人体魚類等への影響について　（47．近畿）

（解　答）

濁水処理の沈降促進剤には高分子の有機凝集剤が使用され，これらは大別して，カチオン系（陽イオン），アニオン系（陰イオン），ノンイオン系に分けられる。しかし，その成分は各社が秘密にしており，それぞれ商品名にて販売しているので，その内容についてはほとんど知られていない。このため，わが国ばかりでなく，米国でも商品名をもって示しているのが実情である。

これらの高分子凝集剤はかなり毒性は認められるものから，ほとんど毒性のないものまでさまざまである。飲料水への影響については，米国の厚生教育省がその調査結果をまとめている。それによると，飲料水への恕限量はダウケミカル社が製造しているポリアクリルアミド系のセパランNP10では1ppmといわれており，その他のものでは25ppm～1ppmという結果が与えられている。

魚類に対する影響はヒメダカを用いた実験ではアコーフロック30を5000ppm加えた水中でも影響はなかった。しかし，サンポリ601を用いたTLm 24および48時間の実験では1ppmでは影響はなかったが2ppmでは大きな影響が認められた。これらの毒性はパラチオンに類似している。……などの報告がある。このように高分子凝集剤ではその種類によって人体および魚類への影響が大きく異なるものであるが，その種類が非常に多いため，十分調査が行なわれているとはいえない段階である。　（水質研究室）

2. 河川工事，設計に関する問題点

2－1

環境保全を考えた理想的な河川改修のあり方　（48．東北）

（解　答）

むずかしい質問であるが，テーマを都市河川におきかえて（これは，将来，都市近傍を流れる河川は，都市河川になるのだということを前提にするという意味であるか），考えを述べよう。ただし，私見も多いので，あくまで今後へのヒントとして読んでいただきたい。

まず都市河川の効用の歴史的な変遷からとき起すべきであろうが，紙数の関係もあるので割愛し，第３の機能といわれる親水機能についてどんな河川を都市住民に提供すべきかを考えてみよう。すなわち，都市環境機能を増進するもの，公園，緑地，遊歩道，サイクリング道，遊園地などの中で，都市河川はどんな特性をもって環境向上に資すべきかである。その意味で強調されなければならないことは，第１に河川は都市内に残る数少ない自然のうちの１つであること，第２は水面，水の流れというものは自然のなかでもっとも自然らしい自然であるということ（ひいては，緑地（自然）の中で最も良質な緑地（自然）といえよう），またその水に付随した生態系の存在も大きなメリットなのであり，そして最後に都市河川の場合，手近かにそれがあるということも忘れてはなるまい。四六時中住居付近にいる主婦，小学生，子供，老人にとって，すぐ近くに自然を有する必要性，生活の中の潤おいの価値をわれわれは十分に認識しなければならないであろう。とくに将来をになう子等に，子ぶなおいしかの川を無縁にさせて，なにが先人ということにもなろう。

では，話をもどして，住民に喜ばれるものを，住民の欲するものを，そして将来とも手もどりのないものを計画するにはどうあればよいか。いろいろな考え方があろうと思うが，私は，やはり地域の総合化ではないかと思う。たとえば，２０万都市とそばを流れる一級河川という場を想定した場合，一級可川の中の高水敷の上だけで勝負しようとしても，なかなか正しい良いものはできないのではないかということである。やはり２０万都市市内の遊びの環境がどうなのか，市内河川がほんとうに愛される川として機能しているかを十分把握することが第一であり，あらゆる情報を整理検討しての計画立案が必要なのではないだろうか。事実，われわれの河川治水計画がともすると線の計画であったのであり，また，実際それで事は足りた。面の計

画は内水程度であった。最近の流域総合水質保全計画は，いわば地域計画，面の計画なのであるが，内容的にはまだまだ数字の遊びのきらいはみられる。やはり，地域の排水計画，水質保全計画，環境計画それぞれのあるべき姿を把握し，はっきりその直轄河川の果すべき役割を確認しての計画でなければなるまい。というふうに言葉の上では容易にいえるのであるが，これは具体的には相当むずかしいことであろう。しかし，市内に運動施設がない，だからスポーツ広場にしよう，はいささか短絡にすぎよう。現在，その都市の中の自然の状況，市内河川の現況を知り，そして今後の都市の発展で失われていくものを見越し，また，住民にとって必要なものを十分調査して，スポーツ公園か小川のある高水敷にすべきか，ブッシュのままの高水敷とするかを決めるべきなのではあるまいか。これは当然，地域の計画につながっていく話であり，土地利用計画にも関係のある話であるが，ひとたびそれらの位置づけ，例えば高水敷の利用について自信をもてば堂々と市内からそこへの接近手段（バス，道路，駐車場，自転車道等）についても意見を述べていくべきなのであり，それがわれわれの計画を実あるものにすると思うのである。災害避難路および帯としての河川の役割も，今後検討されねばなるまい。

どう調べていくかについては触れなかったが，これも非常にむずかしいので，十分検討して事を進めていただきたいものである。

1つだけ触れておきたいのは，アンケートによる住民の意識調査である。この方法は非常に直接的で有効な方法であり，多いに利用されなければならないのであるが，問題なのは，市民や住民に正しく（ちょっと語弊があるが……）解答するだけの情報が現在十分与えられているかということである。その他いろいろな歪みも考えられるので，日頃からわれわれのもっている情報をP・Rするということを別途考えてもらいたいと痛感している。

答になっているかと心配であるが，「河川技術者は河の中から飛び出すべきだ」ということばがある。こんなことではないかと思いながら書いた。いくらかでも参考になれば幸いである。

（追　記）親水機能の評価について触れなかったが，一口にいって，現在不可能であり，これに対する答は試みていただいて，反応を待って評価するより仕方がないと思っている。

（都市河川研究室）

2－2

河川構造物の設計指針について　（47．近畿）

（解　答）

現在河川砂防技術基準の改訂が本省を中心に企画されており，土木研究所もこれに参加して

いるので近い将来これの改訂版が発刊されることとなろう。今回の改訂では，構造物の設計についてできるだけ具体的な設計条件や設計法を明示することを重点としているので現場技術者のよい手引きになると思われる。

（河川研究室）

2－3

酸性河川におけるコンクリート構造物の防蝕対策　（48．東北）

（主　旨）

北上川水系赤川における酸性汚濁は旧松尾鉱山坑廃水が原因となっているが，この相当部分は上流赤川の水が伏没して鉱床に触れていることが判明している。従って，これを遮断することによって汚濁のかなりの部分が改善される。

この防止対策として，当該伏没影響区間の河川を水密構造の三面張水路に改良する保全水路計画がたてられた。

しかし，この保全水路の設計・施工に当って，まず常流水は実測結果より　ＰＨ４～２（下流部ほど低い）の強酸性であること，施工箇所は標高1,000m～1,400m の高所に位置し，冬期はきびしい気象条件であること。また，水路縦断勾配は１：１０～１：４０の急勾配で，洪水時は相当の土石流が考えられ，水路面の摩耗衝撃の影響が大きいことが問題点としてあげられる。

(1) 当面，保全水路はコンクリート構造とすることが最適と考えられるが，これらの諸条件を満足させるためにはセメントの種類，コンクリート配合を如何に選定することが望ましいか。

(2) 特に耐酸，耐摩耗工法としてのレジンコンクリート（ポリマー，合成樹脂，モルタル，コンクリート）適用性についての意見，適用上の問題点について。

（解　答）

(1) コンクリートの耐酸性について，一般に次のように言える。（参照：土木技術資料Vol 14，№8　昭和４７年，昭和４８年度建設省技術研究会論文集（自由課題））

ⅰ）酸の濃度によって，コンクリートの侵食速度は大きく変わる。ＰＨ４以上では酸の影響は殆んどないといえるが，ＰＨ４以下，特に２以下で著しく侵食される。

ⅱ）酸は一般に溶出作用によりコンクリートを侵食するが，硫酸の場合のこの溶出作用のほか，反応生成物による膨脹作用によりトラックが発生し，腐食を促進する。

iii) セメントの種類によるコンクリートの耐酸性は必らずしも大きな差異はないが，強いて言えば普通セメントより混合セメント（高炉，フライアッシュ）中庸熱ポルトランドセメントがやや耐酸性に優れている。

実際のコンクリートの耐久性は上述の酸の作用以外に気象作用（凍結融解）あるいは水理的な物理作用（流水のほか土砂流などによる摩耗あるいは衝撃）の影響を大きく受ける。

したがって，酸性河川におけるコンクリート構造物の防食対策は，河川の酸の種類および濃度などの腐食性環境ならびにこれらの自然条件に応じて異なってくる。

個々のケースに応じて異るので，一概にその対策を論ずることはできないが，一般論として，およそ次のようにいえる。

① PH 4以上の酸性河川では酸の作用としては特に重視しなくてもよく，一般に十分に密実なコンクリートを打設すれば良いが，水理的作用による溶出作用あるいは土砂流などによる損傷の著しい所ではPH 4以上であっても酸はこれらの作用を助長するので，何らかの対策を要する。

これらの作用に対するコンクリートの耐久性と品質については後述(2)のとおりである。何らかの積極的な対策を講ずるとすれば，③と同様に考えるべきである。

② PH 4～3では，何らかの対策を考慮する必要があるが，特に溶出作用，摩損作用などがおだやかで，コンクリートの品質がその他の条件により損なわれることがないところでは．混合セメントあるいは中庸熱セメントを用い，十分に密実なコンクリートを腐食シロを見込んで打設すれば十分であろう。しかし，その他の原因による侵食作用が著しければ③と同様に考えるべきである。

③ PH 3以下では防食処理による積極的な防食対策を講ずる必要がある。そのための防食材料の代表例を次表に示す。

これらのうちどの材料を用いるべきかは，それぞれの特徴に応じて個々に選択すべきであるが，これらの多くは実際の環境条件でどれ程の耐久性を有するか，実用的な性能についてはなお不明な点も多いので，個々の環境条件下で事前に十分その性能を検討し，施工上の問題点を明らかにしておく必要がある。（化学研究室）

(2)

i）土砂砂礫などの混った流水によるコンクリートの水路の損傷はかなり認められるところであり，流速が10m/s程度の余水吐トンネルで4ケ年に8cm程度の摩耗が認められた例もある。このような摩耗の軽減方法については海岸に関して述べたとおりで，強度の大き

いコンクリートを施工することである。

また，強度の大きいコンクリートを施工することは，耐酸あるいは耐凍結融解の面からもきわめて有効である。

このほか，コンクリート面に実施する表面処理材料としては表のようなものをあげることができる。

ii）レジンコンクリートの適用

現在，レジンコンクリートも含めて，土木分野におけるプラスチックの利用状況は表－2に示すとおりであって，まだかなり限られた範囲にあることがわかる。

プラスチックの活用は，1）加工性　2）軽量，高強度　3）耐久性　4）接着性　5）界面活性性能　などの点で一般に優れたものがあるが，土木工事現場での施工を考えると製品を活用する場合を除いてまだ施工困難な面が多く，大気中においても耐候性が明らかでない。また，現場施工の報告も行なわれていない。

参考文献

コンクリートジャーナル　Vol.11 No. 4 昭48.

プラスチックコンクリート特集号

（コンクリート研究室）

表2　土木分野におけるプラスチックの利用形態と特徴

利用形態			材料	特徴
大分類	中分類	小分類		
乾式利用	1. 管類	集排水管，上下水道管，電線管，ホース，その他	軟・硬質ＰＶＣ，ポリエチレン，アクリル，ゴム引布，ビニル加工布，ポリプロピレン，ネオプレン，ＦＲＰ，レジンコンクリート	軽量，耐食性，高強度，タワミ性，成形性，加工性
	2. 板類	平板，並板，止水板，目地板遮水板	軟・硬質ＰＶＣ，ポリエチレン，アクリル，ネオプレン，ポリエステル	軽量，高強度．タワミ性，耐食性，防水性，加工性
	3. シート，キャンバス，ロープ	防水シート．遮水膜，養生シート，路盤紙，ロープ	ポリエチレン，ＰＶＣ，ポリプロピレン，合成ゴム，ポリエステル，ナイロン	軽量，高強度，タワミ性，耐食性，通水性（織布，キャンバス）止水性，成形，加工性
	4. ガスケット	伸縮目地材，チューブ	ブチルゴム，アスファルト含侵ポリウレタンフォーム．ポリエチレン，ナイロン，ネオプレン	タワミ性，耐久性，成形性
	5. 支承材，クッション	シュー，パット，クッション	合成ゴム，ナイロン，テフロン	タワミ性，高強度，耐久性
	6. レジンコンクリート	セグメント，マンホール，大口径管，パイル，舗道板，電柱	ポリエステル，エポキシ，フラン	高強度，速硬性，軽量
	7. ＦＲＰ，サンドイッチパネル，その他	軌条用品．道路安全施設タンク類，型枠	ポリエステル	軽量，高強度，耐食性，接着性電気絶縁性，成形性，加工性
	1. 表面被覆工法	1.1 薄層舗装，カラー舗装，すべり止め舗装	カラーアスファルト，エポキシアスファルト，タールエポキシ，合成ゴム，ポリマーセメント，エポキシ，ポリエステル，ウレタン	耐摩耗性，耐食性．接着性，着色性

湿式利用		1.2防水，気密被覆，防食被覆（塗料）	ポリマーセメント，樹脂ペースト，樹脂モルタル，ポリマーエマルジョン	防水性，気密性，接着性，タワミ性，耐食性
		1.3強化被覆	レジンコンクリート	耐摩耗性，高強度，接着性
	2. 接着工法	2.1打ち継ぎ	エポキシ，水エマルジョン．ポリマーセメントモルタル	接着性，高強度
		2.2接着合成（合成桁，ブロック工法，セグメント）	エポキシ	接着性，高強度
		2.3接着補強	エポキシ	接着性，高強度
		2.4非構造用接着	表１１参照	接着性
	3. 充てん工法	3.1シーリング，コーキング	アスファルト，ゴムアスファルト，ポリウレタン，ポリマーセメントモルタル	接着性，タワミ性，耐候性
		3.2補修，補強	エポキシ，ポリマーセメントペースト，樹脂モルタル	接着性
		3.3含浸，注入（地盤改良）	MMA，PVA，尿素 フェノール，ポリウレタン	接着性，速硬性， 液状→ 硬化性
	4. 複合化	4.1セメントコンクリート用混和剤	ゴムラテックス，樹脂エマルジョン，歴青質エマルジョン，混合ディスパージョン，水溶性樹脂	防水性，接着性，タワミ性 耐摩耗性
		4.2レジンコンクリート	ポリエステル，エポキシ，フラン， ポリウレタン	高強度，接着性，速硬性
		4.3ＦＲＰ	ポリエステル，ＰＶＣ	接着性，高強度，速硬性 軽量
		4.4凝集剤，減水剤	メラミンホルムアルデヒド重縮合物ナトリウム塩	界面活性能

コンクリート面用耐酸処理材料の例

種	類	組成，施工方法など	特徴	備考
アスファルト系	① アスモル	ブローンアスファルト，石粉，砂など（やき）コテ仕上 （2cm厚）	従来から床処理．耐酸処理に用いられているが．施工に手間がかかる。	
	② マット	ピアノ線のアミ入りアイコンでフレーンなどでつれる （5cm厚）	護岸工事などで用いられるが，透水性が劣る。	
	③ パネル	ブローン系A_6，ゴム粉，コルフ粉，タルク，砂，石綿などを固めたもの （1.3～1.5cm厚）コンクリート面乾燥してプライマー塗布した上にはりつける	タメ池，水路（処理施設などの）に用いられている。施工が容易で耐候性が良。耐衝撃性，耐摩耗性に難点。なお，ゴムアスファルトの利用，センイ補強などによる改善が期待できるが，現状は試験的なものしかない。 ①，②，③とも高温の酸性水には不向。（－30℃まで）	約2000/m²
タールエポキシ樹脂系	④ 塗料，ライニング	エポキシ樹脂 タール 2液重合型 〔例〕 第1層 60μ（24時間～7日） 第2層120μ（ 〃 ） 第3層120μ（ 〃 ） コンクリート面乾燥し，アルカリ度はPH10以下が好ましい	耐水性，耐薬品性に秀れ，各種鋼構物の防錆用として広く用いられ，また，コンクリート構内面の耐酸処理．耐薬品処理にも用いられている。 土石流などによるはげしい摩耗条件下でどれ程の耐久性を有するかは．膜が薄いだけに疑問。 センイによる補強も考えられるが，施工が困難	約1300/m²

エポキシ樹脂系	⑤ 塗料，ライニング	エポキシ樹脂，２液重合型 〔例〕 第１層　６０μ（２４時間～７日） 第２層<パテ>（１２時間～３日） 第３層１００μ（２４時間～７日） 第４層１００μ（　〃　） コンクリート面の処理は④と同じ	耐水性，耐薬品性に極めて優れ，化学工場プラント，各種水槽，薬品タンクなどに広く用いられている。 耐摩耗性は優れていると思われるが，耐衝撃性の点が疑問。（特に低温は）	約 3300〜6600/m² センイ補強すると 5000〜9000/m²
	⑥ レジンモルタル	エポキシ樹脂，砂 コテ仕上げ　3.0～6.0 cm厚	耐水性，耐薬品性，接着性，耐摩耗性などに優れ，最も耐久的と期待される（凍結融解にも？）施工法に難点。なお，品質上非常に幅があり，物によっては低温時の耐衝撃性に疑問。	30cm厚で 約 9000/m²
ポリエステル樹脂系	⑦ レジンモルタル	ポリエステル樹脂，砂 コテ仕上げ　3.0～6.0 cm厚	同　上	30 cm厚で 約 8000/m²
合成ゴム	⑧ ゴムシート	ブチルゴム加硫シート 0.75～2.0 cm厚 接着剤で接着 コンクリート面が湿潤であっても接着可。（コンクリートの硬化養生期間中に施工できる）	耐薬品性，防水性に優れ，化学薬品用タンクライニングに用いられている。 低温時の耐衝撃性にも優れていると考えられるが，土石流などに対する耐摩耗性について疑問	

2－4

土木研究所における越水可能堤防の研究成果を踏まえて，三面張堤特殊堤等も含めた，堤防一般の新たな理念を伺いたい。　（47．近畿）

（解　答）

先年，中部地建木曾川上流工事事務所管内の河川敷で実施した越流実験は新潟県加治川の災害を直接の契機として着手したものであった。加治川の災害は同一箇所の堤防が2年続けての出水によって破堤したため起ったので，築造間もない新堤や改修の間に合わない堤防を応急的に補強する工法を見出す目的で実験を実施した。したがって補強方法も簡易な工法であって，土羽土の下に布を敷いたり，のり面をソイルセメントで処理し，洪水中の多少の越水には耐え得るような堤防補強工法を考案することを目的とした。このような簡易な補強工法は堤防補強の恒久対策として採用することには問題があるが，堤防補強の着眼点として越水に耐え得る堤防を目標とすることは妥当な方向と思われる。すなわち戦後，直轄河川堤防に生じた災害記録を調べてみると表に示すように表破堤原因の大半は越流によるもので，他の原因は少ないことがわかった。このことから越水しても壊れない堤防を作れば破堤による災害を大幅に減少させることができると思われる。堤体が壊れなければ洪水のピーク付近で多少の越水があっても被害は極めて軽微ですむものと考えられる。

さて，いままでは堤防の補強工法に関連して述べてきたが堤防の安全性はどのように考えるべきかについて少しふれてみる。

河川改修のため，毎年多額の投資が続けられているため，はん濫防禦の効果は近年顕著である。堤防を補強し強化すれば治水効果は上ってくる。

河川堤防のような防災構造物は，人命を守ることや民生安定という金額に変え難い機能をも合せ持っているので，単に経済的立場からのみ堤防補強効果を論じることはできないが，原則的には経済的効果を考慮に入れ，河川改修を進めていくべきであろうと思われる。このことについてもう少し詳しく述べてみる。

堤防に限らずある構造物を作る場合その構造物が有する適当な安全率の水準がある。この安全度は構造物の重要さ．地質，土質条件，施工技術などによって決まり，安全度を大きくとると経費が大幅に増加する。

一般には構造物に対する投資はその経済効果を考えて決めるべきで，経済効果と経費の差が

最大になるようにする考え方もある。

この考え方によると構造物を造るときの経費Aと破壊によってもたらされる費用すなわち破壊によって生ずる損失と復旧費との和が最少になるようにすることになる。

すなわち

$$A + P_F \cdot C_F \rightarrow \min$$

ここに，A：初期経費，C_F：破壊によって必要とする経費　P_F：破壊確率である。

このP_Fは安全度に対応したものである。

問題を河川堤防にしぼって考えると，図のような説明ができる。図中の実験はある時点における堤防の建設に要する費用と経済効果を示したものとみなす。

しかし河川沿岸の開発が急激に進み，はん濫区域の中に存在する国民の資産がふくれ上っているので，破壊によってもたらされる損害も急増している。また流域開発により流出率が増加し，水害の起こり易い条件も作られている。

資産の増加はC_Fの増加になり，水害の起こりやすい条件はP_Fの増加になってくる。この状態を図中に併記すると点線のようになってくる。すなわちP_F，C_Fを示す曲線は年々上方に移動し，またAを示す曲線は洪水流量の増加によって左側に移行してきている。

したがって，過去において経済的に妥当な水準で作られていた堤防も現在では最適な安全性を示す位置からはずれてきている。この位置まで安全性をあげようと思えば堤防の補強を行なってAを示す点線に沿って右方に引きあげていくことになる。ここで述べた説明は具体性を欠いているが堤防の置かれている環境と安全性の関係をある程度説明しているものと考えられる。河川のはん濫区域内に存在する国富の急激な増加と流域の開発による流出量の増大は治水，防災のための堤防などの防災構造物の重要性をますます高めている。最悪な条件下においても破堤しない堤防の建設を目標とした努力は今後もますます必要と思われる。

（土質研究室）

破堤原因	越　流	洗　堀	漏水のり面崩壊	その他	計
箇所数	231	32	15	5	283
百分率(%)	82	11	5	2	100

表　破堤原因の比率

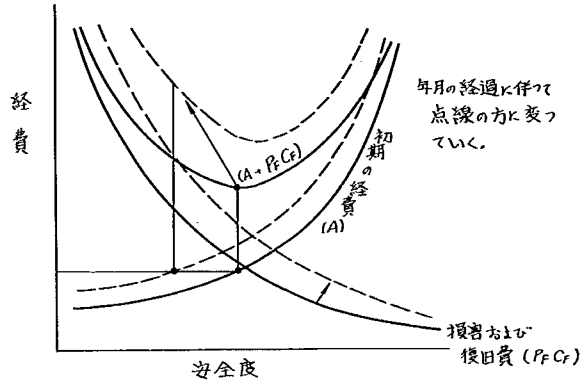


図　妥当投資の考え方

2－5

堤体浸透流による堤防の破壊機構について　（48．東北）

（主　旨）

堤防が洪水に遭遇して，堤頂を越水することなしに破堤にいたる原因として，堤体からの浸透流を考えた場合，

表法面の破壊機構

裏法浸出面の破壊機構

浸透流の流線集束の機構

について，堤防湛水および流水実験の結果等に基づく説明をききたい。

（解　答）

堤体浸透流による堤防の破壊機構は，降雨，降水時の水位ならびに洪水継続時間などの外的条件のほかに，堤体の条件，すなわち断面形状，土質，締固め，築堤完了後の経過日数，護岸などの防護策の有無などによって異なる。

また洪水時には一般に出水前にはかなりの豪雨があるのが普通であるから，堤体は降雨と水位上昇による両方の浸透流の影響を受けることになる。

大型模型の盛土に人工降雨を加えた実験によると，堤体への降雨の浸透は，まず表面の飽和度が上がり，次第に内部に進行していくが，堤体内部の中心部の飽和度は容易に上昇しない。

降雨量が多くなると，のり尻部の飽和度が高まり，この部分にまず初めに自由水面が生じる。そして，この自由水面は次第に高くなるが，盛土中央部には上部からの水が容易に到達しないので中央が低くのり尻が高い２つの山をもつ自由水面が生ずる。この時点に達すると，降雨の浸透によって堤体の重量も増し，すべりを起させようとする力が増加する一方，含水比の増加によって土の剪断抵抗も小さくなる。特にのり尻部では飽和度が１００％に達し，浸透流の影響も加わってこの部分に小さなすべりが生じ始める。そして，この小さなのりすべりが次第に上部のり面に達し，大きな崩壊を誘発する。のりすべりを生じたのり尻部をみると，浸透流の流出によって泥寧化し，塑性流動を起こしている場合が多い。

また，湛水による堤体浸透流の実験によると，その破壊機構は川表からの浸透流が裏のりから流出すると，まず，のり尻部の一部が崩れだし，降雨実験の場合と同様に次第に大きなすべりに進む，いわゆる進行性の破壊を呈することが多い。すべりが生じ始めると裏のり尻部の斜面の一部が破壊することによって浸透経路長が短かくなり，すべりはますます助長され，大きな崩壊に至ることがある。

前に述べたことは比較的均一な堤防の破壊機構について述べたもので，堤防は必ずしも均一なものでなく，透水係数の大きな層または水みちなどが存在する場合がある。この場合浸透水は透水係数の大きい層ならびに水みちのある箇所に集中し，その裏のりの流出面付近ならびにのり尻を洗掘し，この洗掘によってますます漏水量は多くなり，洗掘がさらに助長され，のりすべりを誘発することがある。

表のり面の崩壊は河川の水位が急降下したときの堤体内の浸透水によってひきおこされるもので，その破壊機構も裏のりの場合と同様にのり尻部がのりすべりをおこし，次第に大きなのりすべりに進む，いわゆる進行性の破壊を呈するものが多いといえる。

（土質研究室）

2－6

護岸・根固めブロックのフィルター材の効果的な設計について

（４７．近畿）

（解　答　１）

根固めブロックの用い方としては大別して２種類あるように思われる。その１つは水制，あるいは出し類の如くに間隔を設けて水制域を形成し流速減少効果をねらう方法であり，他の１つは護岸前面にベタに河床を保護する形で設けるものである。

前者の方法では異形ブロックを積みあげてある程度の高さがないと効果がなく，乱積をしている場合が多い。この場合先端部は流速の集中があるためにどうしても沈下や移動を生じやすいが，これの対策としては，1）充分重量のあるものを用いる，2）ワイヤーやチェイン等で連結し移動を防ぐ，3）周囲に捨石として局部洗掘を防ぐ，等が考えられる。特に捨石は効果が期待できる。

後者の方法では，護岸前面の河床高が維持されることが重要であるから沈下に対して特に注意が必要となる。ブロックに水の力が加わらないように，上面が平滑になるような，例えば十字ブロック等の採用が望ましい。フィルター材については，その地点の河床材料に応じて考える必要がある。砂のように粒径が細かければステラシート，エンビロンロック（東洋化学㈱）ＰＰＦシート（太洋興業㈱）サンスイ砂防板（山水産業㈱）などの吸出し防止材を敷き，その上に砂，切込砂利を敷いてブロックを並べ，間詰めを行えばよい。しかし，このようにしてもブロックの前縁は流心部の河床低下に伴って低下するのを防ぐことができないので沈下することを予想してブロックの施工巾をみておく必要がある。また，このことを防止するために，あらかじめ施工高を低くしておくこともよいが，その場合には護岸の法長が長くなり，床掘りに費用が嵩むので工費の比較検討が必要となる。

河床材料が砂利や礫などであれば，吸出し防止剤は不用と思われる。その場合，ブロックの間詰めにはできるだけ粒径の大きい礫を用いることと，施工後に間詰めが移動流失している箇所の点検補修が必要である。

（河川研究室）

（解　答　2）

護岸根固めの裏込材料についての質問と考えられる。護岸を施工するのり面では一般に十分な締め固めが行なえないので安定性の高い砂利，砕石，栗石など安定性の高い材料を護岸裏面に使用する。水圧，波圧，浮遊物の衝撃力などに対して，また浸透水の作用に対して護岸が安全であるためには護岸裏面が丈夫なことは是非とも必要なことである。安定性の高い粗粒の材料を使用するのが望ましいが，比較的粒径の揃った粗粒材料には問題がある。堤防の護岸では当然，水位の昇降に応じて護岸裏面にも浸透流が発生する。護岸裏込めが粗粒の径の揃った材料であると空隙が大きく，堤体内に生じる浸透流が堤体土の細粒子を空隙内へ移動させる恐れがある。細粒子の移動は粘着力の小さい砂質土系の堤体土の場合，顕著である。このような現象が起きると護岸裏面に空洞が生じ，護岸の陥没あるいは破壊の原因となる。堤体土の移動を防止するため粗粒の材料を用いるとき裏込めをフィルター材料で保護する必要が生じることもある。しかしフィルター層を分離して作るのではなく，たとえば裏込栗石を用いるときは空隙

が生じないよう目つぶしをし，裏込全体をフィルターとしての働きを持たすようにする方がよいと考えられる。したがって裏込材料としては粒度配合のよい砂利まじり粒砂などがよいと考えられる。

堤体の細粒土の流出防止には護岸裏面に高分子材料の布あるいはフェルトなどを敷き，その上に裏込め材料をまき出したり，あるいはその上に直接ブロックを敷き並べることもある。このような材料でも施工を十分に行なえば効果は期待できよう。護岸裏面の裏込めの不要論もあるが，護岸のスラグあるいはブロックの基礎として強度が大きく安定性の高い層の存在することは望ましいと考えられ，堤体が砂礫などの材料から構成されている場合を除き，締り易い，水に対して安定性の高い材料による裏込めは必要と考えられる。またいわゆる吸出しによる堤体破壊を防止する上から，裏込めがフィルター層としての機能を持たすようにすべきである。

（土質研究室）

2－7

河積阻害が最小で河岸付近の減速効果が最大となる根固め水制の方法について

（48．東北）

（主　旨）

急流河川では水制や根固めに巨大なブロックや枠が投げ込まれている。もちろん，これによって河岸は保護されているわけであるが，河積を著しく阻害していることも事実である。アーマリングなどを考えて河積阻害が最少で，河岸付近の減速効果が最大となる根固め水制の方法はいかなるものがあるか。

（解　答）

急流河川では，その掃流力が極めて大きいために，護岸の根固め工などでは限界掃流力の大きい大型ブロック類を用いることはその安全性の点から止むを得ないことである。

河積を阻害しないためには，河床面に凸出部のない十字ブロックなどを用いればよいが，その場合には流速減少効果が小さいために急流河川の水衝部などでは護岸に当る流勢が強く危険となる。従ってそのような場合には，異形ブロックや枠類などの水制工法を併用することが必要となる。

急流河川では，堤防や護岸などの安全性を第一として水制や根固め工を考えるべきで，河積阻害が問題となるならば，河床の掘削や引堤などの対策も検討する必要があろう。

（河川研究室）

2－8

水制工の施工個所の河床低下と水理機能の変化と対策　（48．東北）

（主　旨）

長い間の経験によって作られた水制の付近に河床低下が生じると，当初の水理学的な働きが徐々に変化すると考えられる。このことについて2次元的，3次元的にみて，どういう変化があると考えられるか。もし，当初の働きをそのまま保持させようとすれば（間隔を小さくするとか，長さを伸ばすとか，etc.）どのような方法があるかご教示願いたい。

（解　答）

河床低下に伴って水制工自体にも被害を生じ，水はね機能や流速減少効果の機能低下がみられる。すなわち，杭出し水制では先端部の杭が抜け出したり，破壊して水制長が短かくなる。石積みなどの不透過水制では，先端部での局所洗掘が増大し，積み石が先端から流失したり，水制域での土砂堆積効果が減少する。また，ブロック積みの水制では天端度が低下し，護岸付近の流速が増大する。

河床低下が軽微であれば，流失した水制先端部の補修や杭の打ち直し，ブロックの積み増しなどによってその機能が維持できるが，河床低下が甚しく護岸の基礎が浮き上っている場合には，水制工のみによる補強は困難となり，護岸の根継ぎや根固めブロック類の増強が必要となる。

一般に河床低下によって水路の横断形状は単断面から複断面に，複断面から複々断面にと変化し，これらの疎通能力の点からは河道の安全性が増すことになるので，新しい低水路河道の計画と考えて護岸や水制工などを検討することも必要である。

（河川研究室）

2－9

河川構築物が津波の影響を受ける場合，波圧を求める適正な公式があったら教示願いたい。　（48．東北）

（解　答）

津波による波圧については，実験的な検討が行なわれているが，直立壁に作用する波圧については次のものがほゞ妥当な値を与える。

$$\frac{Pm}{\rho g}=\frac{v^2}{g}$$

ここでP_m：単位面積当りの衝撃力の最大値，ρ：海水の密度，g：重力の加速度，v：津波の先端の流速，これをm，ton 単位で表わせば

$$P=0.1\,v^2$$

となる。

$$\frac{Pm}{\rho C}=\frac{1}{2}\frac{C^2}{gh}$$

ここでC：津波の波速，h：津波の波高

$C\approx v$であり，$v^2\fallingdotseq\sqrt{2gh}$ であれば両式は一致する。

複雑な形状をしているものについては，実験的に検討することが必要であろう。

（海岸研究室）

2－10

粘土層掘削面の崩壊防止対策工法 （48．東北）

（主 旨）

粘土層を掘削した場合は，時間の経過とともに粘土が吸水膨張を行ない，支持力強度を失って剪断破壊を起こすといわれているが，これについての崩壊と防止対策工法の実例についてご教示願いたい。

（解 答）

粘土層の掘削による斜面および地盤の崩壊は，質問事項にも述べられているように掘削による粘土地盤の剪断強度の低下が主な原因であると考えられるが，それをさらに詳しく述べると次のようになる。

一般に地盤を掘削すると，排水により掘削部ならびにその周辺の地下水位は低下する。地下水位だけを考えると，水位の低下は安定性の向上につながる。しかし粘土地盤のように透水性の低い地盤では，掘削時の掘削による地下水位の低下は掘削部の近傍に限られるために，掘削時には近傍の地下水位の低下により掘削部の安定性が保たれることがある。しかしながら，時間の経過にともない水圧の違いによって周辺部から水位の低下している掘削部へと土の中の水の移動が始まる。この水の移動の速度は粘土の透水係数に関係するが，水の移動により掘削部

近傍の水圧が上昇をはじめ，いままで安定であった掘削部近傍の地盤も間隙水圧の上昇によって剪断抵抗が減少し，時間とともに安定性が失なわれていくことがある。さらに，掘削による上載荷重の軽減も地盤の剪断抵抗を減少させる要因の1つでもある。

また，最近の外国の研究によると，粘土地盤の剪断強度は掘削中ならびに掘削後も時間の経過とともに減少し，２０～３０年後にはピークの剪断強度の６０％に落ちた例があることなどが示されている。一般にわれわれが安定性を考える際には，土のピークの剪断強度をもって安定計算を行ない，安定性について検討を加えることが多いが，これらの研究によると粘土地盤の掘削による崩壊には進行性破壊による崩壊があることおよび崩壊時のヒズミが相当大きいことなどの理由から，長期のヒズミを大きくした剪断試験による土の残留強度をもって斜面の安定解析を行なう必要のあることがのべられている。現在，土質研究室においても残留強度を測定する試験機を製作しており，今度この方面の研究も進めることにしている。

対策工法としては，崩壊の原因から考えて次のものがあげられる。

(1) 間隙水圧の上昇をおさえる。

(2) 粘土地盤の強化をはかる。

(3) 構造物などでおさえる。

(4) 掘削斜面の勾配をゆるくする。

ここで(1)の方法は，地盤が粘土であることからその効果はあまり期待できないと考えられる。また(2)の粘土地盤の強化は，崩壊を防止するうえに最も効果のある対策工法であると考えられるが，地盤を掘削するため通常のサンドドレーンなどの軟弱地盤対策工法ではその効果を十分あげることはできないと考えられる。したがって，盛土などの荷重による圧密促進の効果による地盤強化法でなく，ケミコパイル（荒川左岸で実施）および日本ではあまり例がないが，外国で実施されたことのある電気浸透工法ならびに真空工法などが地盤強化のための工法としては好ましいと考えられる。

(3)の構造物による方法は，地下鉄や粘土地盤を掘削して構造物を作る場合には好ましい方法として考えられるが，河川の場合のように掘削の目的のみにコストの高い構造物を作ることはあまり得策でないと考えられる。また，クイや矢板による方法も考えられるが，クイや矢板の場合，粘土地盤の強度および軟弱層の厚さなどが関係するが，一般の軟弱な層の厚い地盤では，クイや矢板のすべりをおさえる効果はあまり期待できないと考えられる。

(4)の掘削斜面の勾配をゆるくする方法は，用地が確保できれば土質調査ならびに土質試験の結果から，地盤強度および地下水位を求め，安定解析から安定な斜面勾配を決定することがで

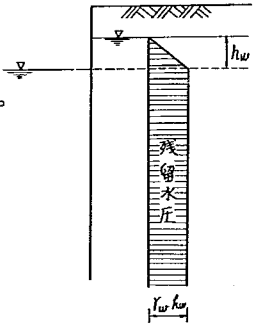
きるので，もっとも確実で効果の期待できる工法であると考えられる。

（土質研究室）

2－11

擁壁の安定計算における残留水のとり方について　（47．近畿）

（解　答）



潮汐の干満によって水面と構造物背後の水位の間に差異が生ずる。残留水位とは水面がL，W，Lにあるときの背後水位をいう。残留水位の大きさ h_w は壁体の排水の良否，潮位差などによって異なるから，付近の類似の構造物について調査して定めることが望ましい。

壁体の目地，継手，裏込めおよび基礎割石などによって透水が容易である場合は，考慮する必要がないが，背面土が粘性土の場合やとくに排水不良な壁体の場合は考慮する必要があり，通常 h は前面潮位差の 1/3 ～ 2/3 をとる。港湾構造物設計基準によると，重力式けい船岸については，残留水位はL，W，L上潮差の1/3，鋼，板壁については 2/3 を標準としている。

（施工研究室）

2－12

排水機場のポンプ設備について　（47．近畿）

（主　旨）

図1.2のような排水機場において，ポンプ揚水すると集水管からの流入量が少く継続運転ができない。この原因は何か，又解消方法はどうか御教示願いたい。

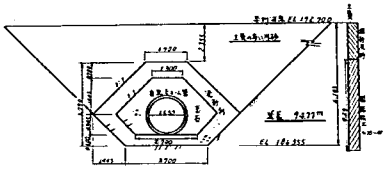
諸元，ポンプ能力0.15㎥/sec 1台，常時2台で0.3㎥/sec 取水の計画，有孔ヒューム管径 $\frac{1,650mm}{2.43m}$ ／1本　有孔面積（ダ円）　0.26158㎡／1本／243m 布設延長は 947.7m

参考：上記問題について，次の実験を行なった。

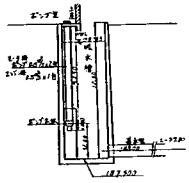
実験1　吸水槽を満水にして逆に集水管へ吐き出し目づまりの取り除きを行なった（導水管近くでの吹き出しが多かった）。

実験2　揚水テストによる集水能力を測定した。

（解　答）



図－1　　集水埋渠断面



図－2　　揚水施設断面

河床中の暗渠からの集水量は

$$Q=\frac{2\pi KL\{H+a-(P_0/w)\}}{\ell_n(4a/d)}$$

で計算できる。

ここに

K：透水係数

L：暗渠の長さ

H：水　深

a：河床面から暗渠中心までの深さ

P_0：暗渠内の圧力

d：暗渠内径

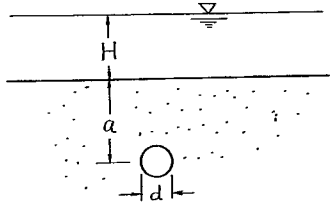
いま，$L=95\,m$，$H=0.5\,m$，$a=4.7\,m$，$d=1.65\,m$　で$P_0=0$

と考えてよいから透水係数に応じて集水量を計算すると

$K=10^{-1}\,cm/sec$　のとき　$Q=1.3\,m^3/sec$

$K=10^{-2}\,cm/sec$　のとき　$Q=0.13\,m^3/sec$

$K=10^{-3}\,cm/sec$　のとき　$Q=0.013\,m^3/sec$



となる。

この式は深い透水層中の集水暗渠に適用されるもので，暗渠全周から集水されるものとしている。したがってこの問題のように透水層が浅く，不透水層の上で集水する場合には，暗渠内への水の流入の様子はこれと異なるので，別の式により計算すべきであるが，現在のところその式は示されていない。しかし上式により計算される流量より小さくなることはたしかである。

さてこの問題の場合の河床の平均透水係数がどの程度であるか推定ができないが，中砂で$K=10^{-2}\,cm/sec$と考えて上式で計算しても計画集水量に達しないことになる。砂は粒径によって，$K=10^{-3}\,cm/sec$ 程度の透水係数になることは十分考えられるし，実際の集水状況から

みて，上式は海大な集水量を計算しているとみられるので，結局これについては，計画集水量の計算にあたって，透水係数および暗渠設置条件の検討が適切でなかったことが推定される。

（土質研究室）

2－13

河川堰ゲートの防食について　（47．近畿）

（主　旨）

2－13(1)

河川堰ゲートのスキンプレートは通常ステンレス系鋼板が使用されているが，海水の遡上するところでは，塩分による孔食が発生する。スキンプレートに使用する鋼材の最適なものとしてどんなものがあるか。

2－13(2)

河口堰ゲートの扉体内外の塗装について最適の塗料種類，塗り重ね回数，塗装方法及び塗装間隔等について知りたい。

（解　答）

2－13(1)

従来のＪＩＳに規定されている一般のステンレス鋼は，海水に接する環境においては孔食を生ずることが知られている。最近，耐海水性のステンレス鋼が開発されてきており，47年5月に改訂されたＪＩＳにおいては，この種のステンレス鋼の規格（ＳＵＳ　329ＪＩ）が新たにもうけられた。この規格に属するものとして，NAR・F（日本ステンレス），NIKR-4（日本金属工学），NAS-45M（日本冶金工業）などがあり，従来のものより耐孔食性が秀れている。しかし，ゲートのような長期の寿命を要する構造物に用いた場合，十分な耐食性をもっているかというと，大いに疑問であり，溶接性，加工性等にも問題がある。従って，現段階では海水と接するような場所でのスキンプレート用として適当な材料があるとはいえない。

（コンクリート研究室）

2－13(2)

扉体内外の塗装に関しては，現状では最も適当なものとして，次のような塗装系が1案として考えられる。

河口堰ゲートの塗装（案）

ⅰ）内　面

第1層　厚塗り型無機質ジンクリッチペイント　　60～70μ（エアレス）

第2層　タールエポキシ　刷　毛
第3層　〃　エアレス　　300～400μ
第4層　〃　エアレス

第1層を厚塗り型有機質ジンクリッチペイントでおきかえることもできる。

無機でも有機でもジンクリッチペイントは金属亜鉛含有率の低いものの方が良い。

流電陽極式電気防食を併用する。

ⅱ）外　面

没水する機会が多く美観を必要としない場合は内面に準ずる。

太陽の直射を受ける部分や美観を必要とする部分があれば更に，ビニール系またはエポキシ系の上塗りを2回塗装する。但し，ビニール系にしてもエポキシ系にしてもタールエポキシとの付着性に多少難点がある。また，にじみにより上塗塗膜が黒ずんでくる欠点もある。

外部電源方式電気防食を併用する。

無機ジンク～タールエポキシの塗装間隔　　3日以上3ヵ月以内

タールエポキシ～タールエポキシの塗装間隔　　1日以上7日以内

（参　考）

オランダのハーリングフリートゲート（世界一の規模を持つ防潮水門）の防食仕様（BBCC調査団報告より）

規　模　　海側，河川側の2門1組で合計34門のスルースゲートを有する。

スルースゲートは巾80m，高さ11.5m，重量635ton

水門は巾56.5m，海側の高さ8.5m，陸側の高さ10.5m

可割部分の重量　　425ton

塗　装

A　水門外面　1. 素地調整　クリットブラスト

2. エポキシジンクリッチペイント　　1回50μエアレス

3. エポキシアルミプライマー　　1回30μ　〃

4. タールエポキシ（黒）　　3回　220μ　〃

合計　300μ　〃

実測値　350～500μ

B　水門内面　1. グリットブラスト

2. エポキシジンクリッチペイット　1回　40μ　刷毛

3. エポキシアルミプライマー　1回　20μ　〃

4. タールエポキシ（褐色）　1回

5. 〃　（黒）　1回　} 300μ〃

C　補修塗り　1. グリットブラスト（接合部）

2. Bの仕様と同じ

（接合部）電気防食

・外面は外部電源方式

内面はアルミニウム合金陽極

（内面の20%が無塗装の場合には10年間防食可能な設計）

（化学研究室）

3. ダム・海岸に関する問題点

3－1

波浪高決定の際の地形が複雑な貯水池の対岸距離について（48．東北）

（主　旨）

貯水池における波浪高は，地形，風速等より決められるものであるが，地形が複雑な場合波浪の原因となる貯水池上の風の吹送距離の採用のしかたが問題となる。当ダムでは次のように有効湖面等価変換により有効対岸距離を求めているが，今後新しいダムを設計する場合にこの方法を採用してよろしいか教示されたい。

貯水池の地形から，湖上面で最大の直線距離を与えるのは，A－A′線であるが，この線はダムに接しない。しかし，A－A′方向に発生した風波がB－B′方向に屈折することにより，前記有効対岸距離1,300mの距離で発生する風波と同じまで減水するかどうか，また風向についても谷沿いにA－B′方向に流れるものと予想される。したがって，最大対岸距離をA－B′線上にする方が適当であろう。A－B方向の曲線とした場合には，Savill の方法はそのまま適用できないから，貯水池の有効部を等価的矩形に変換すると，

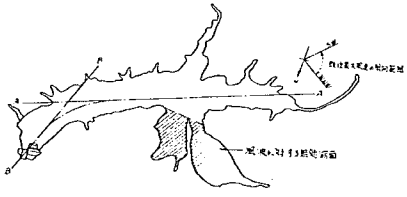
$$B=\frac{A}{L}$$

ここに

B：貯水池の変換幅

A：有効貯水池面積　4,543,000 m^2

L：最大対岸距離　A－B′　6,750 m



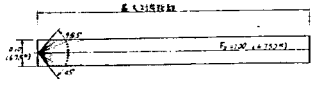
図－1　御所ダム有効対岸距離計算

$$B=\frac{4,543,000}{6,750}=673 \fallingdotseq 675\ m$$

$$\Sigma(\cos\alpha) = 16.902$$

$$\Sigma(x_1\cos\alpha) = 4,104$$

$$\frac{\Sigma(x_1\cos\alpha)}{\Sigma(\cos\alpha)}=\frac{4,104}{16.902}=0.255$$



有効対岸距離は，$F = 6.750 \times 0.255 = 1,721 = 1,800\,m$

したがって当ダムの有効対岸距離は1,800 mとする。

以上，貯水池の地形からみて，ダムの位置が少しずれることにより最大対岸距離が大きく増加するような場合の有効湖面等価変換法に，Savill の法を適用させ，有効対岸距離を求めたものである。

（解 答）

ここで述べられているのは，波の発生する水面が屈曲している場合の推算法，特に吹送距離のとり方であるが，屈曲していても，波は各方向のエネルギーを持っているために，影になっている部分にも進む。したがって屈曲の割合が小さければここで示したように直線とみなしてよいであろう。

（海岸研究室）

3－2

ダム基礎岩盤の剪断について （47. 近畿）

（主 旨）

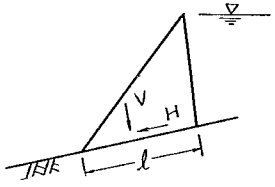
基礎岩盤の種類が同一でなく，2種類以上ある場合（各岩盤の実験値あり）及び基礎面が水平でなく傾斜している場合どの様にこれを取扱ったらよいか伺いたい。

（解 答）

ダムサイトに異種の岩盤が存在している場合は工学的な岩級区分を行ない，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べきで，極端に力学特性の異なる岩盤が存在すると，ダム提体の安定性に悪影響を及ぼすので基本的にはこのような場所を基礎とするのは避けるべきである。サイトの都合で力学特性が異なる岩盤が存在する場合は従来のように提体に作用する外力の合力を求めせん断マサツ安全率の式を適用するのが困難なので，提体と基礎の応力を算定し，各々の解析点における局部的なすべり安全率（以下，点安全率と称す）を求め，それらを総合して基礎のせん断に対する抵抗性を判断するのが良い。

ダムの基礎面が水平面に対し傾斜する場合の安定性の検討は基礎面が水平の場合に準ずるが，下流落ちに傾斜するのは安定性が低下する恐れがあるので避けるべきである。条件によっては下流落ちの基礎面を設けることがあるが，この場合は次のような方法で安定性を検討する必要

がある。



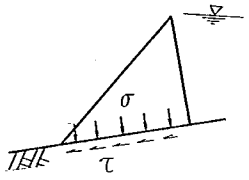
○ せん断マサツ安全率

$$N=\frac{\tau_0 \ell + fV}{H}$$

H, V：外力の合力の成分

τ_0, f：岩盤の純せん断強さおよびマサツ係数

ℓ　：基礎面の長さ

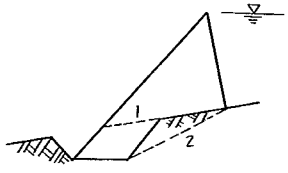


○ 点安全率

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

τ, σ：すべり面に対する応力の成分

すべり面の例



1. 堤体の一部をプラグと考えた場合のすべり面

2. 仮想の複合すべり面

また，基礎の岩盤の強度に方向性がある場合は特に強度の低下する方向のすべりに対する安全性の検討が必要になる。

（ダム構造研究室）

3－3

せん断試験結果の設計値への適用について　（48・東北）

（主　旨）

フィルダムの安定計算に用いる材料特性はあらかじめ試験によって求めることになる。また，ダム基盤の現地せん断試験及び提体材料等の試験方法は大型化の傾向にある。この試験結果を設計値にとり入れる場合の妥当性について教示されたい。（当御所ダムの例を示した。）

1　材　料（ロック材）

項　目	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (t/m²)
1分/m転圧	43	2.02
設計値	40	0

2. ダム基盤（泥流堆積層）

項　目	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (t/m²)
ブロックせん断	30	20
設　計　値	30	15

（解　答）

(1)　基礎岩盤の現地せん断試験結果を設計値として使用する方法について

一般にフィルダムの設計で基礎岩盤のせん断強度が問題になる例は殆んどないが，コンクリートダムの設計に際しては基礎岩盤のせん断強度は最も重要な値である。せん断強度を求める試験法は種々の試みがあるにもかかわらず不明な点が多い。最近は60cm×60cmのコンクリートブロックの付着面でのせん断強さを測定するブロックシェアテストが標準的な方法として行なわれている。

この方法で最も注意しなければならないのは，試験地点の岩級区分である。各岩級別のせん断強度を求め，それを所定の安全度をとるための設計に反映させるが，設計上はこの取扱い影響が最も大きい。求められたせん断強度が各岩級の代表値として妥当であるか否かが問題になる。一般にブロックシェアテストを行なった後で岩級区分の見直しをする例が多い。

個々の試験に当っては直応力の大きさが問題になる。一般に直応力を小さくとるとブロックに曲げがかかりやすくなってデータのばらつきが大きく，直応力の大きい領域で試験すればよい結果が得られやすいので，ダムからの応力と比較にならないほど高い直応力下で試験する例が見られるが，やはり実際に起る応力値を対象として試験すべきだろう。

試験を行なうとき卓越した割れ目に沿ってすべり破壊があると弱い結果となるが，ダムの基礎岩盤全体を見ても同様な筈で，マスとしての強度はシーム，節理，断層等の影響を強く受け

ると考えられる。ところがその影響の程度を数値的に取扱うことは現在の技術レベルでは至難のことで，設計専門技術者の判断に頼っているのが現状である。なお非常に明瞭な断層等ではこれを堅岩と同じ作用をするように処理してダムをのせることが行なわれる。

フィルダムの場合もダム全体の基礎のすべり破壊をHenny式で検討する場合はコンクリートダムと同じ条件となる。また基礎を含めた堤体の法面の安定を考える場合は，一般にフィルダムの基礎は堤体材料と同等以上の強度を持つまで取除くので，基礎を含んだ破壊が問題になる例は少ないが，何らかの理由でやむを得ず残す場合には，ダム設計基準の標準的な円弧すべり面法による検討の他，ウエッジ法，複合すべり面法等による検討が必要である。

以上，非常に抽象的な表現しかできなかったが，質問事項の具体例の泥流堆積層の設計値の妥当性については，試験値が泥流堆積層の代表値であるか否かが問題になる。試験地点の状況，試験点数，試験時の直応力の大きさ，破壊状況，値のばらつきの程度，試験値が平均値か安全側の値かなどにより，設計値の決め方が異なる。

(2) 堤体材料の大型せん断試験結果を設計値として使用する方法について

フィルダムの堤体材料のせん断強度を求める試験法としては大型一面せん断試験と大型三軸圧縮試験が用いられている。この他平面歪試験や単純せん断試験があり，理論的にはより合理的と思われるが，実際の試験方法に問題があり研究の域を出ない。

材料のせん断強度は摩擦抵抗とダイレタンシーにより支配され，これらに影響を与える材料の要因としては，密度（間隙比），粒度分析，粒形，表面の粗滑，最大粒径，含水状態，硬さ等があげられ，また試験側の要因として試験方法，試験面の大きさ，試験時の状態，直応力の大きさ，せん断速度等があげられる。これらの要因がせん断強度に与える影響については，これまでの経験から定性的には明らかになっているが，定量的に要因を分析するまでに至っていない。

設計値を求める試験を行なう際に第一に問題になるのが試験方法である。現在用いられている試験法としては前述したように大型一面せん断試験と大型三軸圧縮試験があげられる。一面せん断試験にも種々方法があり，上部可動型と下部可動型，垂直応力の掛け方の違いなどがあり，統一された試験法はなく，各現場で種々に創意工夫がなされている。個々の試験法の得失はこれまで種々の文献に発表されているので省略させてもらうが，用いた試験法により得られる結果が異なっているのが現状である。従って現段階では一つの試験法により得られた結果をそのまま設計値とすることには無理がある。将来，フィルダムの破壊機構が明らかになり，合理的な解析方法が確立され，破壊機構に合った試験方法が確立された時点では試験結果を設計

値とする事が可能であろうが，現状で考えられる最善は，種々の試験法によりせん断強度を求め，それらを総合的に勘案して設計値を決めることだろう。しかしながら現実には経済的にも時間的にも一個のダムの設計を行なうために全部の試験法を試みるのは無理である。従って現実的な方法としては一つの試験法によりせん断強度を求め，その値を基に他ダムの試験値と設計値，せん断強度に影響する材料の要因を総合的に判断して設計値を決定する事であろう。

この他にも試験結果から設計値を求める際に考慮しなければならない問題として材料の耐久性がある。岩種によっては，特に風化の早い岩あるいは凍結融解を受けやすい岩があり，この種の岩を材料とする場合は盛立て位置によっては設計値を決める際に割引いて考えるか，あるいにその他の方法により配慮しなければならない。

質問事項の具体例の御所ダムロック材の試験値と設計値については，試験法はコンクリートブロック荷重による上部可動型の大型一面せん断試験機を用いており，得られる結果はばらつきが大きく，やや低めに出る傾向があり，設計値としてはこれまでの実績の設計値と比べ平均値がやゝ低めにあると思われる。せん断強度に影響する材料要因を考えるとやゝ安全側の値かとも思われるが，比重が軽いこと，凍結融解に弱いことを考慮すると，LWL以上のリップラップ材を厚くすることを条件としてはゞ妥当な値と思われる。

（ダム構造研究室）

（フィルダム研究室）

3－4

フィルダムのコアー材としての同一土質における初期含水比が最大乾燥密度と最適含水比に与える影響について （48．東北）

（主　旨）

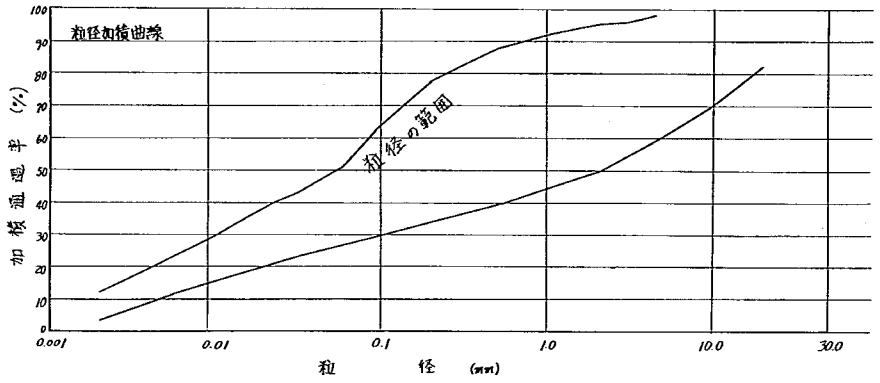
御所ダムフィル堤体の材料である，松森山コアー材料の竪坑（T－8）の試験値を例にあげ質問事項とする。

松森山のコアー材料は凝灰岩が茶黄色に変化し，風化の進んだものは，シルト質粘度を含んだ風化軟岩となっている。

松森山コアー材の一般的性質

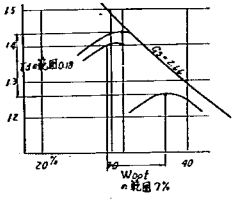
自然含水比	25～45%	最適含水比	27～37%
比　　重	2.65～2.77	液性限界	55～65
最大乾燥密度	1.26～1.48 g/cm³	塑性　〃	25～35

竪坑（Ｔ－８）の試験値



粒径加積曲線（竪坑（Ｔ－８），深度２ｍ～１０ｍ）

番号	初期含水比（自然）	最適含水比	最大乾燥密度
1	27.2	31.2	1,439
2	31.4	34.7	1,318
3	31.7	33.0	1,343
4	32.3	29.8	1,412
5	33.2	32.2	1,387
6	34.8	34.8	1,305
7	35.7	33.7	1,342
8	36.4	35.4	1,298
9	39.7	36.7	1,260



突固め試験（竪坑（Ｔ－８），深度２ｍ～１０ｍ）

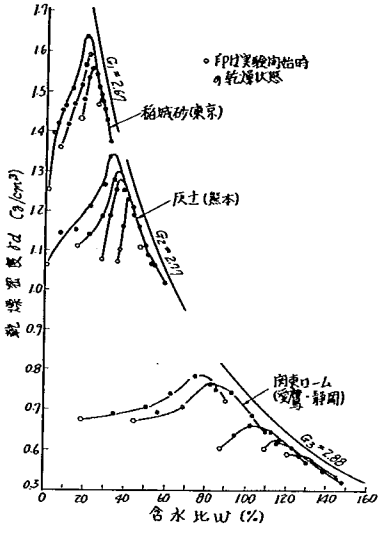
（解　答）

突固め試験用試料を準備する場合，自然含水比の試料を用いる非乾燥法と採取した試料を空気乾燥して規定のフルイを通過させやすくなるまで乾かす乾燥法の２方法がＪＩＳに規定され

ている。

土質の多くは，両方法で準備した試料で得た締固め試験結果はほゞ同じであるが，日本に多くみられる特殊土である火山灰質粘性土や凝灰質細砂などについては，図－1に示すようにこれら両準備方法の相違が大幅に結果に影響することが認められている。

以上のことから，土質によっては，実験開始時の含水比が突固め試験結果に影響を与えることがあるので，コア材料について非乾燥法と乾燥法の両準備方法で得た試料について締固め試験を行ない，両結果を比較するのが望ましい。



図－1　実験開始時の材料，乾燥状態が締固め結果に及ぼす影響

両方法で得た締固め試験結果が異る場合は，自然含水状態を基準の状態と考え施工可能と判定される含水比を考慮して非乾燥法を採用すべきであろう。この場合，試料を繰返し使用すると，毎回新鮮な試料について所定の含水比に調整したものを使用する非繰返し法と異なった結果を与えるので実際との対比において非繰返し法を採用すべきである。

また，乾燥，非乾燥の差がほとんどないときでも土粒子が砕けやすい土についても非繰返し法をとるべきである。

なお，試験法の詳細については「土質試験法（第1回改訂版）第4編第1章締固め試験」を参照されたい。

（土質研究室）

3－5

ダムの洪水吐の設計について　（47．近畿）

（主　旨）

1）ダムの洪水吐の設計にあたり，下流基準地点の通過洪水をどのように考えるべきか。

例えば，Aダムサイト 1/100，流量2000㎥/S，下流B地点1/100のAダムサイト通過洪水3000㎥/Sの時ダムの余水吐は，

イ）2000×1.2＝2,400，　ロ）max（2,000×1.2，3,000）＝3,000，

ハ）max（2,000，3,000）×1.2＝3,600 のいずれとすべきか。

2）　1）に関連して上流に治水ダム群がある場合やそのダムが大きな治水容量を有している場合に構造基準を改める考えはないか。

（解　答）

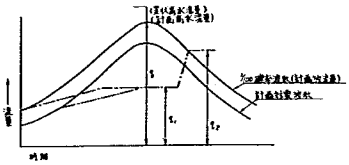
1）質問の主旨がよくわからないが，ダム洪水吐の放流能力はダム設計基準，構造基準には，「設計洪水流量を安全に処理し，かつ，異常洪水流量をも放流しうるものとする」とあり，ここでいう設計洪水流量とは，ダム地点での流量でコンクリートダムでは1/100の確率，または既往最大流量のいずれか大きい方を基にして定め，また，フィルダムではこの20%増という値を採用している。さらに異常洪水流量は設計洪水流量の20%増程度とされているが，土木研究所では，ダム水理研究室で，とりまとめた「全国ダム地点，流域面積—比流量図」のCreager 曲線上の値をコンクリートダムの異常洪水流量の上限値とし，フィルダムではこの値を下限値と考えている。

なお，河川改修計画の基本となる下流基準地点の計画高水流量に対するダム地点の計画高水流量は斉合性を保たなければならない。

ダム地点直下の計画高水流量は，ダムの計画最大放流量であるので常用洪水吐の放流能力としては原則として計画最大放流量でよいわけであるがしかし，補助ダム等で確率1/100より低い計画高水流量を採用して計画されたダムにおいては1/100確率洪水流量に対し規定の調節をした後の放流量をも安全に放流できるのが望ましい。なお，計画高水流量が1/100 確率のダムであっても，将来堆砂による貯水容量の減少，洪水調節方式の変更に対して多少の余裕を見込む（20%程度）のが望ましい。

2）この主旨は上流に洪水調節ダムがある場合，放流可能設備に対応する異常洪水流量に対しては調節容量を認めてはどうかとの主旨と思うが，放流可能設備はダムの安全に関するものであり，異常洪水時には上流ダムにおいても調節不能になるものと思われるので，調節効果を考慮しないのが妥当である。

（篠崎試験所）



洪水調節計画図

q ： 計画高水流量

$q \times 1.2$ ： 異常高水流量

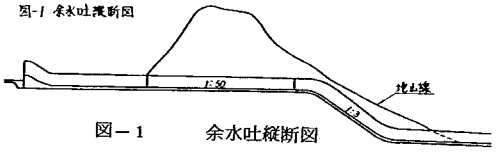
q_1 ： 計画放流量

q_2 ： 1／100確率波形に対して規定の調節をした後の流量

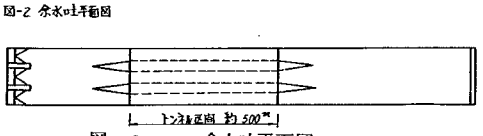
3－6

フィルダム余水吐水路のトンネル部断面について （48．東北）

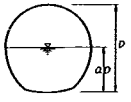
（主 旨）



図－1 余水吐縦断図



図－2 余水吐平面図



図－3 トンネル断面

図－1，2に示すとおり，余水吐水路部分の一部がトンネルになる場合，余水吐の設計流量が大（異常洪水流量Q＝2,520㎥/sec）であり，又，水路勾配が1/50程度であることからトンネル断面については，図－3に示すaの値をどの程度にすべきか，又，フィルダムの余水吐であること，トンネルとなることの条件から，トンネルの予備を必要とするかどうか。

（解 答）

流入部が流量制御断面となる余水吐の導流部をトンネル式とする場合には，トンネル内の流れが常に“自由水面を有する流れ”となるように設計される。

この場合，“自由水面を有する流れ”の概念は，水理計算において自由水面の存在を意味するものであって，実際の流れが常に自由水面をもって流下することを意味するものではない。

これは，トンネル内の流れが空気混入流となるためで，流水中の空気量の濃度は連続的に変化し，水面の位置はもはや明確ではなく，トンネル内には空気と水の混合した流れが満管流状態で流下するからである。

空気混入流が満管流状態を呈して流下する場合，流水中に占める空気量の割合が少ないと，流れはあたかも真の満管流であるかのような性状を示し設計条件に一致しなくなる。したがって実際のトンネル内の流れが常に自由水面を有する流れの概念に適合した流れとして安定するためには，空気混入流の空気量の割合を常にある限度以上に保つことが必要であり，トンネル断面積は，水流だけではなく，空気混入流に対しても十分なものであることが必要になる。

しかしながら，現在の水理学の知識では空気混入流の特性をシミレートする適切な方法がまだ開発されておらず，設計計算で流れを空気混入流として直接取扱うことができない。このために，現行の設計法では，トンネル内の流れは水流のみであると仮定して水面形を求め，トンネル断面はこの結果に対してある割合以上に空間が残るように選定される。この選定基準として，一般に最大流量流下時の水流の流積 A_w はトンネルの断面積 A_0 の 3／4 程度以下にすべきであるとされている。

そこで，具体例として米国開拓局（U.S.B.R）の水理模型実験資料を中心に既設の直入（正面）越流型トンネル余水吐の設計諸元をまとめてみると，別表に示すとおりである。

これら設計諸元により，トンネル断面の設定基準を比較するために，設計流量 Q，トンネルの内径 D，緩勾配余水吐トンネル始端までの総落差（H＋W）を用いて，無次元量 $Q/D^2\sqrt{g(H+W)}$ を求めてみると別表のようである。

なお，この無次元量は，落差（H＋W）の位置での流速を，流速係数 Cv を用いて $V=Cv\sqrt{2g(H+W)}$ と表わすものとすれば

$$\frac{Q}{D^2\sqrt{g(H+W)}}=\frac{A_w\,Cv\sqrt{2g(H+W)}}{\frac{4}{\pi}A_0\sqrt{g(H+W)}}=\frac{\sqrt{2}}{4}\cdot\pi Cv\cdot\frac{A_w}{A_0}$$

と変形でき，$Cv\approx 0.9$ の場合には，$\frac{\sqrt{2}}{4}\pi Cv\approx 1.0$ となるから，

$$\frac{Q}{D^2\sqrt{g(H+W)}}\approx\frac{A_w}{A_0}$$

と考えてよい。

この結果は，同表に示すようにすべて 0.60～0.79 の範囲にある。

したがって，トンネル余水吐の計画段階ではこの範囲を一つの目安として，トンネル内径を概算しておけば十分であろうと思われる。

つぎに余水吐導流部がトンネル式となる場合の余裕については，次の２点を考えておく必要がある。１つは，トンネルが強度的に安定した構造物であるとしても，トンネル内面は流水によって摩耗あるいは洗掘され，将来必ず補修が必要になることである。したがって，補修のためにトンネルの使用が不可能になった時点でもダムの安全が確保できるように配慮しておくことが必要である。第２は，トンネルの洪水通水能力には限界があって，これを越える流量を導流できない点である。したがって，トンネルの能力が余水吐全体の洪水処理能力の低下の要因とならないよう配慮しなければならない。

以上の２点について十分な配慮をすれば，トンネル余水吐の難点は解消しうるものと考えてよく，他の形式の導流部と同様な取扱いが可能になる。

参 考 資 料

1）安芸：フィルタイプダムの余水吐，ダム日本 No.３１６ 昭和４６年２月

2）日本大ダム会議 ダムの計画と設計 （米国内務省開拓局）

3）Davis & Sorensen ; Handbook of Applied Hydraulics（第３版）
McGraw - Hill 1969

（篠崎試験所）

付 表　直入越流型トンネル余水吐の実例

項目 / ダム	設計流量 m^3/s (CFS)	最大越流水深 m (Ft)	径間，m (Ft)× 門数	ゲート高 式高 m (Ft)	上流勾配 度	下流勾配 1：n n	曲管半径 m (Ft)	下流トンネル長 m	下流トンネル径，m (Ft)	総落差 m	無次元量 (1),(2),(3)	備考
Flaming Gorge	816 (28,800)	11.58 (38.0)	5.11×2 (16.75)	ローラー 10.36 (34)	55	0.01	61.0 (200)	66	5.49 (18)	133.1	1 0.749 2 2.18 3 12.0	総落差は水面から曲管終端までの値
Yanhee	3,000	17.10	11.0×2	テンター 17.40	50	0.0025	106.0	200	11.30	122.0	1 0.679 2 1.15 3 17.7	無次元量 (1) $\frac{Q}{D^2\sqrt{g(H+W)}}$
Palisades	1,371 (48,400)	15.54 (51.0)	6.10×2 (20.0)	テンター 15.24 (50)	48.2	0.0191	42.0 (138)	553	8.53 (28)	69.8	1 0.720 2 1.66 3 64.8	(2) $\frac{H+W}{R}$
Blue Mesa	946 (33,400)	9.60 (31.5)	7.62×2 (25.0)	テンター 10.21 (33.5)	55	0.0339	51.2 (168)	307	6.40 (21)	101.3	1 0.733 2 1.98 3 15.8	(3) $\frac{L}{D}$
Yellowtail	2,605 (92,000)	20.42 (67.0)	7.62×2 (25.0)	テンター 19.63 (64.4)	55	0.04	88.4 (290)	313	9.75 (32)	147.8	1 0.720 2 1.67 3 32.1	Q：設計流量 D：下流トンネル径 g：重力加速度 H＋W：総落差 R：曲管半径 L：下流トンネル長
Wu-shen	1,869 (66,000)	15.24 (50.0)	8.08×2 (26.5)	テンター 15.24 (50)	45	0.01	76.2 (250)	106	8.23 (27)	125.5	1 0.787 2 1.65 3 12.9	
Glen Canyon	3,908 (138,000)	19.20 (63.0)	12.19×2 (40.0)	テンター 16.00 (52.5)	55	0.0035	106.7 (350)	330	12.50 (41)	174.8	1 0.604 2 1.64 3 26.4	
奈川渡	1,500	12.50	8.5×2	ローラー 12.80	50	0.0051	47.2	210	8.00	141.0	1 0.630 2 2.99 3 26.3	

3－7

ゲート放流量計算式の流出係数について　（48．東北）

（主　旨）

放流量計算式

$$Q = C_e \cdot b \left\{ H^{3/2} - (H-P)^{3/2} \right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$Q' = C_e \cdot b H^{3/2} \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

Q ： ゲート放流量　　b ： ゲート中

Q′： 越　流　　H ： ダム水位

c ： 流出係数　　P ： ゲート開度

当所において(1)式，(2)式とも流出係数は２の値で計算しているが，(2)式の場合の流出係数は２の値より小さくなると思うが如何か。でしょうか。またその値をどのくらいにすればよいか教示願いたい。

（解　答）

オリフィスあるいは越流頂の放流量計算式としては　一般に次の２式が用いられる。

自由越流状態　　$Q = C_0 H^{3/2} \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$

ゲート半開放流状態　　$Q = C b \left\{ H^{3/2} - (H-P)^{3/2} \right\} \cdots\cdots\cdots (2)$

ここに，Q：放流量（m^3/s），C：流量係数，b：径間幅（m），H：堤頂を基準面とする貯水池の水深（m），P：ゲート開き（m）であり，Pは堤頂とゲート下流との標高差と考えてよい。

この(1)および(2)式の流量係数の推定法については，従来より数多くの実験的あるいは理論的研究がなされており，推定式もいろいろと提案されている。

石淵ダム洪水吐の越流面曲線は，堤頂を原点として水平下流方向にx軸を，鉛直下向き方向にy軸をとるものとして，常用洪水吐については$x^2 = 80\,y$，非常用余水吐については$x^2 = 256\,y$と設定されており，自由越流時の流量係数は放物線越流頂に対する推定法を用いねばならない。

放物線越流頂の流量係数の推定法としては，かつては岩崎の方法が唯一の実用的方法として利用されてきたが，土木研究所はさらに一般的な流量係数推定公式を導き，放物線越流頂を有

する１４ダムの余水吐実験資料に適用して良好な結果を得ているので，ここではこの土研の方法を紹介する。

土研で開発された放物線越流頂の流量係数推定式は，次の３式で表わされる。

$$C_0 = 1.704\left(1+1.296KH\right)^{1/2} \quad \cdots\cdots (3)$$

$$C = C_0\left\{1-2.828Mr\left(KH\right)^{1.5}\right\} \quad \cdots\cdots (4)$$

$$Mr = 0.0490\left\{1/(Kb)\right\}^{0.50} \quad (n=1,\ \text{あるいは}\ n\geqq 2\ \text{かつ}\ b'/s'\geqq 0.80$$

$$= 0.049\left\{1/(Kb)\right\}^{0.50}\left\{\frac{1}{n}+1.465\frac{n-1}{n}\left(\frac{b'}{s'}\right)^{1.7}\right\}$$

$$(n\geqq 2\ \text{かつ}\ b'/s'<0.80\ \text{に対して}) \quad \cdots\cdots (5)$$

ここに，C_0：２次元放物線越流頂の流量係数，K：放物線越流頂，$y=Kx^2$ のK値，C：橋脚の幅（m），s′：放物線の原点から橋脚先端までの水平距離（m），n：径間数である。

また，bおよびHはいずれも(1)および(2)式と同様な値である。

越流頂の形状よりb′，s′およびKを求め，nとともに(5)式に代入してMr を求めれば，(3)および(4)式を用いて任意の水深に対する流量係数を推定できる。

常用洪水吐については，$x^2=80y$　すなわち　K＝1／80　であるから

$$C_0 = 1.704\left(1+0.0162H\right)^{1/2}$$

となり，H＝１０mで$C_0=1.84$，H＝１３mで$C_0=1.87$であって，実際の流量係数は(4)式により橋脚，橋台の影響を受けてさらに減少するから，C＝2.0よりはるかに小さくなることが予想される。

非常用余水吐については，$x^2=25.6y$すなわちK＝1／25.6であり，

$$C_0=1.704\left(1+0.0506H\right)^{1/2}$$

となるから，H＝６mで$C_0=1.95$となり，非常用洪水吐の場合と同様に流量係数はC＝2.0より小さくなる。

なお，常用洪水吐については，越流頂が扁平であるための流量係数の減少のほかに，越流頂と下流水路との落差が少ないことの影響も考慮する必要があるが，この影響は前者に比して十分小さく無視できる。

ゲート半開時の放流量は(2)式を用いて計算され，この流量係数の特性についても数多くの検討がなされているが，結論として，自由越流時の流量係数のような大幅な変化は示さず，自由越流からゲート半開放流に移行する遷移状態を除きC＝2.0としても十分な推定精度が期待できる。

参 考 資 料

1）藤本：越流型余水吐の水理機能に関する研究(3)── 非標準型越流頂の流量係数について──
土木研究所報告第１３２号，昭和４３年５月

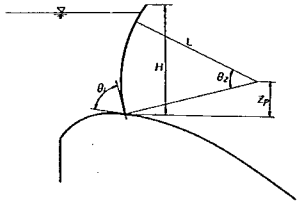
2）藤本：越流頂の流量係数，土木技術資料第１０巻第２号　昭和４３年２月

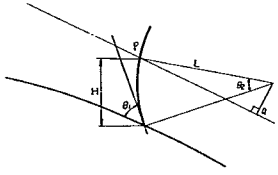
3）水理公式集（昭和４６年度改訂版）土木学会

（篠崎試験所）

3－8

テンダーゲート，高圧ラジアルゲートのセットの仕方について θ_1，θ_2，L，H，ゲート巾B等の諸元の決め方について　（４７．近畿）





（解 答）

テンダーゲート

H　：常時満水位またはサーチャジー水位に若干の余裕（５０cm程度）を見込む。

L／H　：1.0～1.2

Z_P　：0.4～0.6　但しゲートピンの位置は設計洪水流量を放流する場合，水面から少くとも1.5m以上の余裕，異常洪水量を放流する場合において越流水脈に接しないようにする。

B／H　：0.5～2.0

B　：ダムの型式，水叩の巾，放流管との配置を考慮して決定する。

θ　：水密から３０℃以上が望ましい。

クレスト天端に立てた垂線にスキンプレートが接する様にする。

高圧ラジアルゲート

L/H ： 1.6程度とする。

ピンはPQより1.5以上離す。

θ ：圧着方式の場合，止水ゴムの構造によっては30℃以下でもよい。

（篠崎試験所）

3－9

コースタゲートの急降下装置について （47．近畿）

（主 旨）

最近のコースタゲートは流水遮断が可能として設計されているものが多い，またコースタゲートに急降下装置をつけたものもある。この場合流水遮断時の振動を急降下によって逃げることの効果の有無について御意見を伺いたい。

（解 答）

放水管の主ゲートが故障した場合，コースタゲートによって放水管を緊急遮断することが考えられる。主ゲートが全開でコースタゲートを操作する場合は放水管に対してあまり問題はないが，主ゲートが半開でコースタゲートを操作する場合，貯水位，空気孔の有無および主ゲートと非常用ゲートとの開度によって放水管内に負圧を生じたり，水脈が主ゲートをたたく状態など，起振力を受ける危険な領域がある。従って急降下装置をつけることによって，この危険領域を短時間で逃げる効果はあると思われる。

しかし，高水頭で，かつ同時操作する場合の流水遮断は非常に危険であるので，現在，流水遮断としては，貯水位は最低水位，操作方法としては主ゲート全開で行うことを考えている。

（篠崎試験所）

3－10

ダムのコンジットパイプの腐蝕を防ぐ方法について （47．近畿）

（主 旨）

天ケ瀬ダムのコンジットパイプはSS41板厚19㎜（余裕2㎜）で，吐出口の管のみ腐食を考慮してステンレスクラッド（厚16㎜）を使用している。最近調査した所，SS41部分

はかなり腐触されており（場所によっては1～2㎜），腐蝕防止のため塗装を検討しているが流速20m/S以上の箇所で充分耐える塗装ができるか疑問である。何かよい対策があれば教えていただきたい。

（解　答）

建設省が建設するダムでは，ほとんどすべてコンジットを設ける。その設計法は確立されておらず，ダムコンクリートの境界における施工事のグラウト注入圧力，または完成後の間隙水圧のいずれかの外圧を受ける管として断面寸法の決定が行なわれることが多い。腐蝕および摩耗に対しては，水門鉄管技術基準第87条解説を準用して2㎜以上の余裕厚を上記設計板厚に追加する。

最近になって，我国で最初にコンジットを設けた田瀬ダム等でパイプの腐蝕が問題になっているので河川局開発課と土木研究所の間にもたれているダム技術検討会で実態調査を行なうことになった。

腐蝕防止対策としては，管の底部または腐蝕摩耗の影響の大きい部分に対してあて板（耐酸性鋼材）を行う方法と管の内面に耐酸材料を塗装又は，ライニングする方法が考えられるが，前者は経済的にも，施工上からも非常に困難と思われる。塗装については，タールエポキシ系の塗料が，又ライニングには，コールタールエナメルが，電力系の水圧鉄管に広く用いられ効果をあげているがこれらは，管内流速が比較的遅い場合で，高速流の流れるコンジットでの実績は少ない。したがって効果および耐久性については，未知であるので，現地で試験塗装を行ない調査するのが望ましい。

なお，今後実施するダムでは水質，使用頻度等を充分考慮の上，余裕厚を決定すべきで場合によっては管路全体にわたり耐酸性鋼材の使用をも考慮すべきである。

（篠崎試験所）

3－11

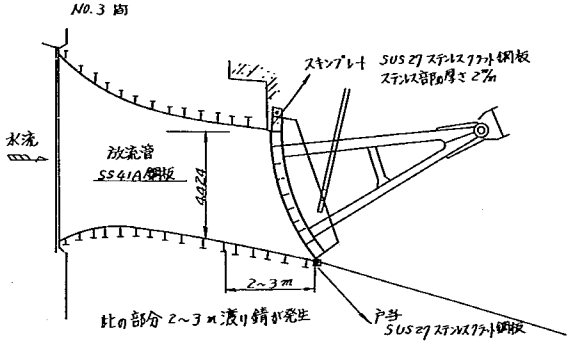
放流管塗装について塗料の種類及び施工方法について　（48．東北）

（主　旨）

本ダムは洪水調整用として高速水流を受けるコンジット放流管（呑口寸法6.397×6.750㎜，吐口寸法4.424×4.500㎜，管長7,546）（SS41鋼板厚19㎜）3条を有する多目的ダムで，ダム完成後約3年を経過した現在，下部戸当り部より上流側約2～3mの範囲に亘り径3～10

mm，深さ１～３mm程度の腐蝕孔が発生し，この腐蝕防止対策が急がれる。しかし，放流管内は漏水及び結露等による湿度が高く，乾燥及び素地調整等の施工に困難な面が多く，又塗料の種類についても多種多様であって選定が困難な状態である。よって耐久性のある塗料及び施工法について教示願いたい。

なお，現在使用中の塗料は，エポキシ樹脂塗料（ビチュラック３回塗，塗膜厚３００～３５０μ兎田化学工業㈱製）である事を申し添える。



放　流　管　詳　細　図

（解　答）

コンジットパイプの内面は，かなりの腐蝕を示しており，早急に対策を講じる必要があるということであるが，既設のコンジットパイプの内面は，塗装を含めた防蝕処理の施工条件としては最悪であり，現在までにそれらの施工例がすくなく，参考となる資料がすくないもの，施工条件があまりにも悪く，かつ．常時没水，高流速，土砂や流木による摩耗衝撃など，使用条件が苛酷なため，材料の面からも適当なものはなく，たとえ施工しても成功はおぼつかないと考えられたためであろう。

コンジットパイプのように流速の点では厳しくないが，条件的に近似したものに水力発電所の水圧鉄管がある。水圧鉄管の内面は，従来より塗装による防蝕方法が広く採用されており，新設，既設を問わず塗装に関する資料はかなりあるが，やはり施工条件および使用条件が厳しいため，これぞといえる塗装材料はごく最近まで見出せなかったようである。しかし，近年になって水圧鉄管内の塗装に適した材料として，コールタールエポキシ樹脂塗料が開発されるにおよび，かなり状況が変ってきており，現在では，この種の資料が最も信頼できるものとして

用いられている。

参考までに，水圧鉄管内面に採用されている標準的な塗装仕様（塗り替え）を示せばつぎのようである。

ブラスト方法により素地調整して超厚膜型タールエポキシを４００～５００μに塗装する。（塗装回数は１回で仕上げる）。ただし，低温時（１０℃以下）には乾燥が悪いので，低温乾燥性の良いタールウレタンを用いる（被塗面が湿潤な場合はタールウレタンは発泡するので不可）。

水圧鉄管の場合は流速はせいぜい数m程度であり，コンジットパイプの場合より1けた近く小さいが，施工条件および使用条件は近似しており，水圧鉄管に採用できる塗装仕様ならば，コンジットパイプの場合でも成功する可能性があるのではないかと考え，天ケ瀬ダムにおける試験塗装に採用している。天ケ瀬ダムで採用した塗装仕様を表－１に示す。

なお，これらの塗装系においても，塗装時の施工条件および養生の条件は一般の塗装と何ら変ることはない。即ち，漏水の防止あるいは排水により内部を乾燥した状態に保つこと，素地調整の程度を良くし素地調整後すみやかに塗装すること，被塗面および外気の温度は１０℃以上で，被塗面に結露を生じない湿度であること，作業者の安全および塗膜の乾燥に必要な換気ができること，などは必要な条件である。しかし，完全に漏水を防止して乾燥状態に保てない場合や，施工時期によっては被塗面の結露条件下で，あるいは低温時でも施工しなければならないなどの事態も大いにあり得る。そのような場合には，以前は施工できなかったが，最近では，性能的にはかなり低下することはさけられないが，施工のできる塗料が開発されている。（表－２参照）

ただし，ここで注意したいことは，水圧鉄管の場合は１回の塗装で４００～５００μ（乾燥膜厚）になるような施工方法がとられているということであるが，孔食により鋼材表面の凹凸が甚だしいことが多いので，特に施工条件に制約がない限り，塗装技術が未熟なときの危険性を考慮し，さらに塗膜の均一性を確保する意味でも，塗装は２回以上にわけておこなう方が無難と考える。天ケ瀬ダムにおいては，塗り替え後，試験的に内部に注水し，特に点さび発生の著しい箇所を補修してから，昭和４８年４月１１日に放流を開始した。その後８月末に塗膜調査をおこなうまでの４ケ月半は３門を交互に使用して条件を平均化している。調査の結果は呑口部の水中またはそれに準じた湿潤状態下で水中硬化型エポキシを用いて施工した部分に部分的なはくりが認められた（負圧による影響が塗料材質上の欠かんによるかあるいは施工が悪かったためか不明）ほか，タールエポキシ，タールウレタン，エポキシジンクリッチペイントを

それぞれ塗装した部分にも若干の点さびやふくれが認められているということであるが，どの塗装系がどう悪いかは不明である。しかし．点さびなどの塗膜欠かんは，放流開始直前の注水時にすでに生じていたもので，塗装の施工がより適切であればさけられたものと考えられる。

天ケ瀬ダムにおける塗膜調査は，近畿技術事務所（材料試験課）でおこなっている。

表－1　概略仕様（天ケ瀬）

呑口	本体	ステスレスの1部を含む	吐口（止水ゴム近くの普通鋼とステンレス間の腐蝕部）
タールウレタン	タールウレタン	同左	水中硬化エポキシまたはエポキシパテ
タールエポキシ	タールエポキシ	同左	
水中硬化エポキシ*	エポキシジンクリッチペイント	同左	
エポキシジンクリッチペイント			

塗装方法：タールウレタン（はけ……呑口，それ以外はエアレス1回または2回　膜厚400μ目標
タールエポキシ（エアレス1回または2回）
エポキシジンクリッチペイント（エアレス2回）膜厚50μ～75μ目標
水中硬化エポキシ（コテ塗り1回）　膜厚3㎜目標

素地調整：サンドブラスト（程度はエポキシジンクリッチペイント適用箇所
Sa 2.5以上　その他はSa 2以上）

＊　水中または水濡れ箇所に使用

表－2　使用可能な塗料の概略的性質

種類	施工方法	施工環境（被塗面の状態など）			
		水中	湿潤	乾燥	温度
タールエポキシ	圧送式エアスプレー，エアスプレー　はけ塗り	不可	可（湿潤面用）	優	10℃以上
タールウレタン	同上	〃	不可	優	0℃以上
水中硬化エポキシ*	コテ塗り	可	良	優	10℃以上

塗装可能膜厚：タールエポキシ　100～500μ／1回（エアレス）
タールウレタン　〃　〃（エアレス）
水中硬化エポキシ　銘柄によるが通常3～5㎜

＊　湿潤度が小さければ適用可能である。

（化学研究室）

3－12

軟岩（軟弱地盤を含む）基礎グラウチングの調査，施工に参考になるマニュアル作成の動向　（48. 東北）

（主　旨）

現段階では軟岩（軟弱地盤を含む）グラウトの調査施工計画のための資料は少なく，従って問題点も多いはずと思われる。当事務所においてもフィル提体基盤であるｍｆ層の透水及びグラウト問題は大きな課題である。現在ｍｆ層を主体とした透水試験を実施中であるが，計画にあたっては土木研究所の助言をうけながら策定したが，注意しなければならない諸点として，例えば

1. ボーリング時の送水量と圧力
2. パッカーセットの方法と種類
3. ビットの種類
4. 浮上り測定の方法　　等いろいろある。

今後グラウト試験を計画実施する予定であるが，更には他のダムにおいても，同じ道程を踏むことが想像できる。

以上のことを考えるとき，計画の指針となるものが，早期に作成されることが望まれる。

作成の行動があるとすれば，早期に利用したいので，中間的な（案）としてでも可及的早期にお願いしたい。

（解　答）

最近いわゆる軟岩の上にダムを築造しようという要求が強くなってきている。

この軟岩の止水の問題については，現場の混乱が多いので，この種の基礎をもつダムについて調査した結果により指針として軟岩のグラウチング（土木研究所資料第８２８号昭和４８年３月）がまとめられたばかりである。まだ現場数も少ない上に基礎岩盤の地質条件が，著しく異なるので細部についてはふれられていないが，これまでに議論された問題点の大部分は不完全ながら網羅されていると考えられるので参照の上新しい事実があれば御教示願いたい。

（ダム構造研究室）

3－13

ダム基礎岩盤のコンソリデーショングラウチングの効果判定　（48. 東北）

（主　旨）

1. コンソリデーショングラウチングの効果は一般に透水テスト及び注入量によって判定しているようだが，透水テストによる効果の判定は浸透流のでい減状態を把握できても，岩盤の変形性の改良，強度の増大といった岩盤の耐荷力についてのデータ"を与えてはくれないのではないか。
2. 効果の判定には他に，岩盤の耐荷力について，静弾性係数の測定，弾性波の伝播速度の測定によった例があるようだが，効果判定法について教示されたい。

（解　答）

ダム着岩面付近はもともと地表に近いため風化を受けているが，さらに掘削の影響を最も強く受けてゆるんでいることが多い。しかし，この部分は貯水池の水が漏洩するのに最も近い経路にあたるため止水は十分に行なわれなければならない。その方法としてはグラウチングが一般的であるが岩盤のかぶりが小さいため注入に対しても最も効果のある高圧力下の注入ができないので，多数の短い孔でこまかいピッチに注入するコンソリデーショングラウチングが行なわれる。このようなことが行なわれても上記と同様の理由でルジオンテストがしにくいので，その効果を判定することはむずかしい。このことはグラウチング施工指針（土木学会）にもあげてあるが現状では過大な注入圧力を用いないという条件を厳守して施工したときのセメント注入量で専門技術者が判定するのが実用的でかつ最も優れている。

（ダム構造研究室）

3－14

ダム本体外部コンクリートの管理値として基準強度を示す場合の問題点及びダムコンクリート標準示方書の改正の動向について　（48. 東北）

（主　旨）

高さ50m程度のグラビティーダムに限定して考慮してよいが，外部コンクリートの示方配合試験を実施する際，基準強度は目安程度に一応決めるが，実際にはW／C，ウォーカブルの点から配合を決定している。

つまり基準強度は構造部としては強度的に何ら問題にならないし，今までのダム実例から参酌して一応決めているのが実態であり，理由がはっきりしていない。

又施工品質管理面でも実際要求すべきものはW／C，ウォーカブルな面であり，あえて強度を

要求しなくても良いのであるが，コンクリートの持つ品質特性としての強度管理からW／C，ウオーカブル等を間接的に見ようとしているものと考えている。

そこで，①示方配合試験の際の基準強度は必要か，

②施工品質管理において強度管理を行なうべきか，

③必要な場合どの点から決めるべきか，又基準強度を示す場合の問題点について教示されたい。

またセメント量について，示方書には単位セメント量を内部コンクリートでは１６０Kg程度，外部コンクリートでは２２０Kg程度と規定されているが，多すぎると思われる。

従来のダムコンクリートは，使用骨材等の問題は別として，セメント量を１６０Kg，２２０Kgを使用して来た事例が多く，やはり示方書にしばられてきた感が強い。

当ダムでは，試験の結果１５５Kgと２００Kg（F／F＋C＝２０％）の計画であるが，示方書改正の動きについて又内容的にどうなのか教示されたい。

（解　答）

A）配合強度はダムの設計基準強度および現場における品質管理の程度を考えて定めなければならない（示方書２８条）　一般にはアーチダムおよび特定の大ダムで所要強度が大きいだけで中程度以下のダムでは基準強度をもととして決定されることはない。

B）示方書改訂第３１条で（水セメント比）内部コンクリートの最小セメントは１４０Kg程度とし，また外部コンクリートについては単位水量を所要水セメント比から決めることにして明示しないよう変更することにしている。

C）品質管理はダムコンクリートでは打ちなおしができないので工事中の材料，機器，作業等を厳重に管理することにしているが，各現場によってまちまちになることを防ぎ，かつ構造物の信頼度を高めるため９１日強度（改訂第８１条）で品質検査をすることにしている。

D）次にダムコンクリート標準示方書改定の主な議論をあげる。

- 粗骨材比重が2.5以下のものの取り扱いを入れる。
- 単位セメント量を減らす（内部で１４０Kg程度）
- 水セメント比の標準値を５％づつあげる（気象作用がはげしいとき６０％，はげしくないとき６５％，水密性６０％）
- レデーミクストコンクリートについてふれる。
- 振動締固めをくわしくする。

○パイプクーリングをくわしくする。

○品質検査は９１日圧縮強度で行なう。

（ダム構造研究室）

3－15

ダム建設における給水設備の位置について　（47. 近畿）

（主　旨）

ダム建設における給水設備の位置について，コンクリート混合用水等の給水設備は，一般に一次湛水，洪水時の水位上昇等を考えてダムの下流側に設けられる。しかし，ダムの下流側ではダム工事等において，コンクリートのグリンカット等清掃濁水が混入することが考えられるので，少なくともコンクリートの混合用水だけは上流など濁水が混入しない場所から給水すべきとの意見もあるが，そこまで混合用水に注意しなければならないものか，御意見を伺いたい。

（解答１）

コンクリートの練りまぜ用水について，細かい規制は定められていないが，有害物を多量に含む水を用いると凝結が遅れたり，早くなったりあるいはコンクリートの強度低下を生ずることにもなる。このような現象を生ずる不純物の種類としては油，酸，塩あるいは有機物など多種類にのぼる，それぞれについての許容濃度を検討した資料などもあるが凝結時間および強度に実用上異常がなければ使用できると考えてよい。

濁水など水に含まれている有害物の量を簡単に確めるには水を蒸発乾燥して残留分の量を求める。この残留分が２ｇ／ℓ以下で出れば，一般的に支障なく使用できる。

（コンクリート研究室）

（解答２）

仮設備に含まれる給水設備（一次ポンプ，二次ポンプ，高水槽及送配水管）は仮設備全体の計画の中で，最も適当な計画にすべきで，ダム地点の上流で揚水される場合もあり，下流でされる場合もある。

上流に一次，二次ポンプを設置している場合に湛水を開始しても，一般的には工事の大半は終っており工事用に使われる水量は，最盛期に比べ数分の一に減じているので仮設ポンプによって高水槽にポンプアップするのはさほど困難ではない。　（ダム構造研究室）

3－16

コンクリート部，フィル部の埋設計器設置における近年の傾向について　（48. 東北）

（主　旨）

御所ダムも昭和49年度からコンクリート打設に入るため，埋設計器類について種々検討中であるが，この計器設置における近年の傾向について御教示されたい。

又，当ダムはコンクリートとフィルの複合ダムでもあり，各部に対し，それぞれ測定器を埋設するようになるが，複合ダムとしての特別な埋設計器（接合部に対して）があればご教示願いたい。

（解　答）

(1) ダムの測定対象とする現象の区分

ダムの測定を行うに当って，漏水，たわみ，ひずみなど各種の事項に対して測定が行なわれているが，ダムの挙動の管理という面から見て分類すると，

(a) 総合現象……たわみ，全漏水量，浸潤面の測定

(b) 局部現象……ひずみ，応力，間隙水圧，温度，土圧，個々の排水孔の漏水量

に分けることができる。前者はダム全体の現象を捕えているので，ダムの安全性を管理する場合に，総合現象のみをみていれば，ダムが安定した正常な状態にあるか否か容易に判断し得る。しかし，異常があった場合に，その原因と対策を検討する場合に不向である。後者は個々の部分の現象を捕えているので，異常があった場合に，その原因と対策を検討するには有効であるが，全体の安全性とは無関係な計器の設置箇所の近傍の施工不良の影響を拾うなど，局部的な現象を拾うので，この測定結果からダムの全体の現象特性，安全性を捕えることはできない。

以上は一般論であるが，総合現象の測定をダムをいくつかの部分にわけ，設置する箇所を増せば，ダムに異常があった場合の原因と対策を検討することも可能である。

(2) 測定計器から見た区分

コンクリートダムのたわみの測定はプラムライン，フィルダムのたわみの測定は視準測量，水準測量，三角測量により行われている。この他漏水量，揚圧力の測定などはいずれも測定器が故障した場合に補修可能な計器を用いている。一方，ひずみ，応力，土圧，間隙水圧など埋設計器による測定は，計器の補修は不可能である。埋設計器については，その耐久性についてかなり工夫されているが，その寿命が無限大の計器はない。このような観点から

(a) 補修可能な計器による測定……たわみ，漏水量，揚圧力，浸潤面の測定

(b) 補修可能な計器による測定……埋設計器による測定

に分けられ，ダムの安全管理は補修可能な計器による測定を主力とし，補修不可能な計器による測定は補助手段とし，少くとも設置後5年程度で測定目的が達せられ，終了し得るようにすべきである。

一方，ダムの測定のように，長期にわたり測定を行う場合にはかなりの温度変化を受けるが，計器によっては温度補正が必要となり，この補正量が大きいときには測定値が不正確となる。この観点から分類すると，

(a) 温度補正の不必要な測定……たわみ，漏水量，揚圧力，浸潤面の測定

(b) 温度補正の必要な測定……埋設計器による測定

となるが，できるだけ温度補正の不必要な計器による測定が望ましい。

(3) 測定計画

以上から測定計画を立てるに当っては，総合現象を中心に，補修可能で温度補正の不必要な計器による測定を主力にすべきである。すなわち，主力となる測定は

たわみ……コンクリートダムではプラムライン，フィルダムでは視準測量，水準測量，

漏水量，揚圧力など，

などで，埋設計器による測定は補助手段とすべきである。

(4) 埋設計器

しかし，測定計画によっては，埋設計器を使わざるを得ない。この場合，従来はCarlson型計器が用いられていたが，切替スイッチの接触抵抗，リード線の温度変化の影響を強く受けるので測定値が不安定となる。これを改良すべく，最近ひずみゲージ型計器と，差動トランス型計器が開発され，使用されている。これらはCarlson型計器に比してかなり測定値は安定している。ひずみゲージ型計器は温度補正量も小さいので，コンクリートダムにも用いられているが，差動トランス型計器は温度補正量も大きいので，温度変化の大きいコンクリートダムにはほとんど用いられず，専らフィルダムに用いられている。

ひずみゲージ型計器……コンクリートダム

フィルダム

差動トランス型計器……フィルダム

なおこれらの計器は温度が測定できないので，別に温度計が必要である。

(5) コンクリート・フィル接合部の測定

接合部における測定項目はコンクリート・フィル堤体両者の相対的変位量（ずれ）が中心である。変位量は堤軸，上下流，鉛直の三方向で測定し，完成後の長期的な記録をとる静的なものと地震時にのみ記録する動的なものと二種設置することが望ましい。測定計器を四十四田ダム式に堤頂近くのコンクリート部に設置すれば，計器の修理は可能である。信頼できる記録がとれるかどうかは設置後の管理によることが多い。　　（ダム部長）

3－17

フィルダム工事における盛立材料の締固め機械開発上の留意点について　　（48. 東北）

（主　旨）

① 堤体を構成する盛立材料は，各地域によって種類，粒度分布等現場条件が異なり，締固め機械については，省力化，施工スピードアップ等を考えた機械の開発が望まれているが，種々問題点が多いと考えられる。

② フィルタイプダムの盛立，特にロック（ランダム）部での締固め機械としては，ある程度広範囲な作業性を望みたいところであるが，現状では専用的なものがなく，汎用機械に頼っている実状でもある。今後の傾向としてどのような機種，機構のものが開発されるべきであるか，建設機械開発調査の一課題として調査計画しているところであり，これらについて土研としての見解，ご意見をご教示願いたい。

（解　答）

ロックは，土に比べると均一な粒径の材料といえ，締固めによって密度を上げることは困難なものである。以下は推定であるが，現在，現場に搬入されたロックはブルドーザによって所定の位置に押し込まれている。この過程でロックは適当な孔の中に落ち込み，そのため移動に対する抵抗が増え，ブルドーザの押す力に抵抗しその場所に落ち着き安定な状態になる。この機構を意識して利用することにより締固めの作業が有効になってくると思う。

ロックを強制的に下の方に押し込んで締固めるには，振動や衝撃力を使うしかないと思うが，これとてエネルギーを岩中に伝えるためにそれなりの工夫がいるが，発振源自体が相当の重量を持つことは本質的な要求であり，必然的に巨大な機械となる。これでは，製作，稼働上難しいことが起るのではないか。

コアは道路盛土の締固め規模の範囲で簡単に締固めができているようであるから，ランダムの締固めの最適機械はコアの締固めには必ずしも好ましいものとはならないのではないか。普通ロックの施工スピードはコアの間隙水圧の発生等を考えた施工スピードに支配されるなどの問題があるから，それらを締固め機械の施工能力の決定条件にしなければならないはずである。

（施工研究室）

3－18

ダム提体付近地すべりの土砂流出及び吸出し防止対策　（48. 東北）

（主　旨）

ダム堤体附近地すべり箇所に施工した既設コンクリート法覆工沈下の原因と思われる部分の土砂流出及び吸出し防止対策に対する効果的且つ経済的工法を御指示願いたい。

（解　答）

質問の法覆工は丁度地すべり斜面の末端部に位置し，地すべり自身は幅約１００m，奥行約１００mに及ぶ広大なもので，地下水排除工，抑止杭工等を行なっているが，未だ完全に安定化したとはいい難い状況にあるのではないかと推量される。この為，本法覆工の部分の斜面は地すべり力によって圧縮，隆起し，斜面自体に変状が生ずる為，法覆工と地山の間にすき間を生じ，このすき間を地表水が流下する為に土砂が流出するものと推定される。又，此の法覆工の浮上り現象は，法覆工と地盤との間の摩擦抵抗力の減少ともなり，従って局部的に大きな応力がかかり法覆工自身がすべる事も考えられる。

この対策としては，法覆工が法枠工ならば各ブロックに，鋼杭（古レール等でも良い）を地表面下２～３mまで打込んで，これとブロックを連結して，各ブロック毎の安定をはかると共に法面に密に小段を設け（２～３ブロックに１段ずつ位），小段排水によって，地山を流下する地表水の量をコントロールする事が考えられる。

本法覆工は，湛水面附近の崩壊を防止して，地すべり斜面の現在の安定度を保つべく計画されたものであるから湛水面附近では十分その効果を発揮しているものと判断されるので，法覆工を除去して，地山を露出させることはよろしくない。

尚，現場写真等により，その変状の模様をお知らせ頂ければ，更に適切な御指導も可能であろうと思う。

又，湛水面付近の水面上下運動による土砂吹い出しについては，水面降下時への付近での湧出水の流速を弱める為，蛇龍，フトン龍等で覆う事が考えられないであろうか。

（地すべり研究室）

3－19

離岸堤及養浜の設計指針　（47．近畿）

（主　旨）

離岸堤及養浜の設計において従来模型実験現地調査等により決定していたが統一的な設計指針を御教示願いたい。

（解　答）

離岸堤で養浜は海岸侵食の防止や海浜の造成に用いられる方法であるがまだ明確な指針はなく現地調査等の検討が必要であるが，ここでは基本的な考え方について述べる。

海岸侵食の防止や海岸造成のための方法を検討する場合にはまず対象とする海岸における漂砂の状態を明らかにする必要がある。すなわち沿岸漂砂がいちじるしいか，それとも海岸に直角方向の漂砂が主であるかを調べる必要がある。次に対象とする領域内での土砂の流入，流出量を調べて土砂の収支を推定し，目的とする海浜を維持するための工法についての検討を行なう。沿岸漂砂が卓越しており，沿岸方向の漂砂量に増減があるために侵食を生じているのであれば突提や離岸堤による沿岸漂砂の阻止を行なえばよい。また岸から沖への移動が著しければ離岸堤や養浜による対策が行なわれる。

離岸堤は汀線から離れて，沖側に海岸に平行に設けられる構造物である。波は離岸堤によって減衰し，回折を生ずる。これにともなって漂砂も離岸堤の背後に向う。沿岸漂砂を阻止する目的で設けられる場合にはどの程度阻止するかということによってその汀線からの距離が決定される。砕波点附近より沖側であれば漂砂はほとんど阻止されるが，汀線に近ければその阻止の割合は小さい。沿岸漂砂の阻止によって離岸堤の背後と上手側には堆積するが，その下手側には侵食を生ずる。この侵食が許容出来るかどうかの検討が必要である。

沖への移動を防止したり，海浜を造成するために設ける場合には離岸堤の背後の堆積およびその両側に生ずる侵食の量によって位置が決定される。汀線の近くに造れば堆積量も小さいが侵食

も小さく，砕波点附近に造れば堆積も大きいが，侵食も大きくなる。この侵食は養浜などによって防ぐことができる。このような目的の場合には離岸堤は間隔を明けた島堤方式がよい。離岸堤の長さや高さ等については下記の文献が参考になる。

養浜に関しては対象とする海岸の土砂の供給が少なかったり，海浜を造成するために行なわれるものであってその目的に応じて補給すべき土砂の量が決定される。養浜を行なう断面に関しては，安定な海浜を造るということ，が目的である限り来襲波の特性や砂の粒径に応じた形状を考える必要がある。定性的には在来の底質の粒径より大きい砂で養浜すれば海底勾配はきつくなり，小さい粒径の場合にはゆるくなる。また沿岸漂砂がある場合には，これを阻止する構造物も合せて造る必要がある。

参考文献

豊島　修　「離岸堤の設計指針について」　第１８回海岸工学講演会論文集，土木学会１９７１

（海岸研究室）

３－２０

消波異形ブロック据付けは乱積と層積と工費が異なるので問題が多いが効果はどのようか。御教示願いたい　（４７．近畿）

（解　答）

消波工はその機能である消波効果を発揮すると同時に構造物としても安定でなければならない。消波効果は空隙の割合とその配置によって決定され，安定性はブロックの重量と積み方によっている。これらはそれぞれのブロックによって特性があり乱積み，層積みともに同じ消波効果と安定性が得られるというわけではない。どのような積み方がよいかは各ブロックによってほぼ決っておりそれぞれに適したものを選ぶ必要がある。

（海岸研究室）

３－２１

海岸崖部の侵蝕対策について ― 護岸工法及びその事例 ―（４８．東北）

（主　旨）

福島県の海岸は崖と崖の間に砂浜があるという地形が一般的なパターンとして成り立っている。砂浜部についてはコンクリート護岸等で侵蝕防止を図っているが，崖部については年間２～３ｍ

が侵蝕されているにもかかわらず，何らその対策がなされていない。崖部が侵蝕されれば地形的に突堤的な役割を果しているものが侵蝕を受ければ連鎖的に砂浜部も侵蝕を受ける結果となると思われるので，これが対策上浜は如何にすべきか，又事例があるか。

（解　答）

泥岸などの軟かい岩質の場合には，崖の基部が波にたたかれて，侵蝕され，上部にまでその影響のおよぶ場合がある。このような例としては千葉県の屏風ケ浦，大東岬，兵庫県の東播海岸，秋田県の海岸などがあり，いずれも護岸またはブロックによって侵蝕を防いでおり，その効果はかなりあがっている。屏風ケ浦ではブロックによって，年間平均1 mの侵蝕を0.3 mに減らしている。また，東播海岸では護岸によって侵蝕を防いでいる。波による基部の侵蝕ばかりでなく，雨蝕についても対策を考える必要があろう。

（海岸研究室）

3－22

海岸砂洲における中小河川の河口閉塞対策について　（48. 東北）

（主　旨）

中小河川の河口が海岸砂州にある場合，海岸の砂の堆積によりしばしば河口閉塞を起こし，河川のはんらんを招いていることがあるのでこれの対策について。

（解　答）

近年の著しい環境変化によって，河口閉塞に伴う水理問題は，質において多岐，量においてはなはだしい増加をみせている。とくに中小の河口において深刻の度合いが大きいようである。現実にブルドーザー等による河口砂洲中の人工誘導水路を設けることによって，出水時の砂洲崩壊を助け，あるいは平水時の水位上昇をふせぎ，かろうじて重大災害をまぬがれている河口は，中小河川においてはもとより，大河川においても少なくない。このような処理対策は，とくに定量的判断を経験に頼ることが多く，また人工要素が強いので，当面の有力な処理対策ではあっても，本来の姿とは考えられていない。数多い基礎研究や応用研究にも拘わらず，いまだ河口問題は体系づけが十分とは考えられず，現地河口計画上，その処理対策に対する基本的な考え方が固まっているようには見えない。ここでは実務上の立場から現地資料を通覧して得られた問題点を

とりまとめ，基礎的な実験および二・三の模型実験により河口現象の考察を行なって，中小河口の処理設計指針に対する第一次的な基本的事項について二・三の検討を試みる。

1. 閉塞河口の分類と河口現象の尺度

処理工を検討する場合に，それに都合のよい閉塞河口の分類が必要である。一般に，河口地形により，偏流型，直流型および遮蔽型，あるいは水理量により，河川流型，波動流型および潮流型などの分類がある。[(1)] この2つの分類には相互の関連が認められる。実際の処理工はこのような分類に伴う河口現象をふまえたうえ，処理目的と問題点，河川の規模および投資効率などを考慮して決められる。

漂砂海岸における河口現象は，一般に河と海の現象に大別され，それらは非線型現象として把握される。川としての現象は河川のスケール，たとえば流量とか川幅などが代表尺度であり，それによる相似仮定が承認される。一方，海側の現象は漂砂に代表され，たとえば海底勾配と来襲波，あるいは沿岸砂州が発達している場合には，汀線から沿岸砂州（卓越砕波点付近）までの距離などがこの場合の重要尺度となる。沿岸砂州は一般に変化が激しく，漂砂の運動，離岸流および向岸流との関係も考えられる。このような海側の現象と河川現象との相関も否定できないが，一般に相似の関係は成り立たない。したがって，前述の河口分類とは別に河口現象には海側の代表スケールを考慮した量による分類も必要であると考えられる。たとえば，同じような漂砂海岸における河口で，河川スケールによって相似的な処理工を設けても同様な河口現象は期待できない。

河口現象には以上のような尺度のほかに，時間的尺度も重要である。河口現象には，分，時間，日，週，月，季節，年，およびさらに長期の現象が認められる。砂州崩壊は分～時間単位，波による砂州変動は日～週単位，潮位変動に基づく現象は時間，日および月単位，および出水や荒天に基づく現象は季節単位などとすることができるであろう。いったん大きな侵蝕を受けるとなかなか元の状態に戻りにくいものであり，この場合には数年のオーダーで現象を考えなければならない。一般に河口部に入射する波は地形の影響をかなり受け，履歴現象が問題となるが，利根川のように平常時の入退潮量が1,000t／sもある河口では出水や荒天時の影響は比較的短時間に消える。処理工の目的・問題点および河口の状況に応じていろいろな時間尺度が必要となる。

2. 河口処理工の現状における問題点

平常時の河口閉塞による弊害に対しては，十分な問題意識があるが，出水時の問題に関しては場所によっては不十分である。河口砂州の発達している河川で計画の河口水位が砂州規模を考慮して決められている場合が非常に少いことはその一端を物語るものといえる。また，河口部にお

ける計画河床口も処理工との関連において検討されなければならない。中小の河口で平均海面から－1 mの平均河床高（出水中水位ピーク時 ── 計画河床高）を維持することは予想されるほど容易なことではない。処理工に関する情報交換は十分とはいえず，試験導流堤の思想で模様ながめを行ないつつ施工している例が多い。十分長い導流堤の実施例は少なく，長いものでも沿岸砂州の活発に変動しているあたりまで延長されたものは散見される。一般に，現地調査，影響要素の分析，および二次的影響などに関する調査が十分でない河口が多いが，現地における河口調査はそう簡単なものではなく，現象も複雑であるから，一般に現地資料の少ない中小河口を対象として極く初歩的な設計上の基本的事項を検討しておくことも必要であろう。

3. 最近の河口処理工に関する検討

河口二次元砂州の平衡形状に関する実験結果[2]は，久慈川における砂州発達現地試験の結果とほゞ連続の傾向にあり（未発表），基礎的実験に対する一つの判断材料が得られた。河口部の移動床模型実験では，現地と相似になる海床勾配を得ることは容易ではないが，破波点を一致させることを第一の目標に実施している。河口部の両端付近は特に密度流効果があって，通常の純水の実験では流れの相似は得られず，波による砂州の伸延状況は完全には相似にならない。しかし，波の入射状況は河口前面の複雑な海床の状態に応じて見事な対応を示し（摩擦の効果は無理），河口付近の砂の動きを知るうえに，模型実験はその威力を発揮している。この結果河口部の両端付近の現象，河水の流れ方，波の入射状況など，かなり局部的な三次元性の強い現象に注目すべきことがわかった。

4. 河口処理工設計上の基本的な問題点

十分な検討を行なった結果ではないが，ある程度現地の処理工設計上に問題とされてよいことを次に列挙する。

(1) 十分な調査研究を実施したものは別であるが，一般にこらない単純なものが望ましく，将来の手なおしの容易なものとすべきである。

(2) 河口幅が汀線から砕波点までの距離のスケールに比して小さい場合に，汀線まで延長された越波と飛砂を許さない不透過性の強い堤状構造物は，ほとんどすべての河口である程度の成功を収めている。それにより，河口開口位置の変動範囲を限定し，河口砂州高を周辺の砂州高より低くする効果は大きい。汀線方向に漂砂の移動のあまりない安定した遠浅の海岸では入射波は汀線にほとんど直角である。出水時の河川からの排出土砂は河道延長上の両側一帯，および沖合い前面に堆積することが多い。このような場合に，入射波は沖合いの浅瀬により減衰し，さらに両側の堆砂の離岸堤効果により，河口開口部が維持される面もあると考

えられる。（これについては現在実験中である。）

(3) 比較的大きい河川で，沿岸砂州付近まで両側の導流堤が計画されることがあるが，これは中途半端なことが多い。砕波点付近は海床変化の激しいところであり，両岸延長は河道延長を意味し，川からの排出土砂の沈積や海岸変化をも懸念しておかなければならない。もしも漂砂の移動に卓越方向があれば，その方向の導流堤を短かくしておくことにより，洪水流をわん曲させて，河川からの排出土砂を漂砂の補給源とすることも一法であろう。

(4) 将来の改修の余地を残しておく点からは，導流堤問題は広く，かつ折り曲げるべきではないが，流量の小さい場合に波の入射があれば河口砂州は発達するものと考えなければならない。[2] このような観点から波の入射を遮蔽するために導流堤の先端部をゆるく曲げることは得策といえる。出水時のための根固は必要である。

(5) 導流堤水路側において波の当る場所には消波工が必要である。

(6) 河道は必ずしも汀線と直角にする必要はない。一方が岩のような場合には導流堤は一方のみでよい。河道内の交互砂州に留意して流れの蛇行特性を積極的に活用すべきである。[3][4]

(7) 河道をある程度以上に掘削すると回復速度は遅くなる。

(8) 低水路導流堤には問題が多い。

(9) 波の入射を完全にとめると河川からの土砂が沈降しやすい。ブロックを破壊する程度のわずかな波の入射は望ましい。

(10) 導流堤を汀線と斜めに長く出すには十分な理由が必要である。

(11) 二次的悪影響に留意する。

以上，途中の段階を省略して結論のみ列挙したが，河口現象には影響要素が多く，あまり断定的なことがいえる段階にはない。異常現象や思わぬ履歴作用も考えられる。十分な調査と場合によっては実験が必要である。河口処理工は大きな構造物であり高価なものであるから，一層十分な研究と現地試験のうえその基準は作成されなければならない。しかし，不明な点は多くても時の要請にはその時の水準で答えるしかない。今後もさらに全国的な規模で調査検討し，基礎的な解析と合わせて，より合理的な基準の作成につとめるつもりである。

(参考文献)

(1) 須賀：水工シリーズ１９７２ (2) 須賀・松村・末吉・年講１９７２ (3) 須賀・高橋：年講１９７２ (4) 須賀：土木技術資料１９７２

(河川研究室)

3－23

海岸護岸ブロックの摩耗防止法について　（48. 東北）

（主　旨）

砂利の多い海岸の消波ブロックは数年で摩耗し，その機能を果さなくなるので，粗石，コンクリートのようなブロックとした場合等摩耗防止の方法について

（解　答）

コンクリートの摩耗防止の観点から述べるとつぎのとおりとなる。

コンクリートの摩耗は，コンクリート表面に平行に作用するすりみがきの要素と直角に作用する突き砂の要素からなり，使用される構造物の種類あるいは環境によって両者の割合は異なってくる。

摩耗は，一般に表面に近いモルタル部分に急激におこり，その後の進行は前述のようにかなり異なるが，砂礫を含んだ波が打寄せる海岸では，やがて粗骨材が露出した状態となり，ついで粗骨材が脱落することになる。したがって，弱点となるモルタル部分を強化することが最も有効な手段であって，コンクリートの水セメント比を小さくすること（W／C：５５％以下，できれば４５％以下）と養生を十分に行なうことが大切である。水セメント比とすりへり減量との関係をしめすと図のとおりである。

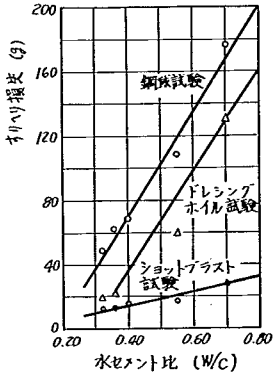


図　すりへり損失と水セメント比

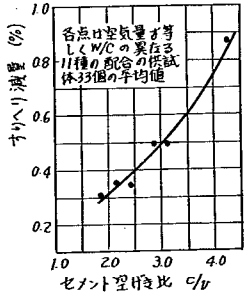


図　すりへり減量とセメント空げき比

注　c／v＝2.5 は通常用いられているコンクリートではW／C は 60～70％である。

また，新しい構想として，ガラスせんいで補強したレンジモルタルを捨型枠として用いた例(黒部海岸)もある。

(コンクリート研究室)

3－24

養浜工設計での砂の供給量及粒径，粒度選定及び海外の例について (48. 東北)

(主　旨)

昭和49～53年の新海岸5ケ年計画において，新たに養浜工が認められるようになった。そこで我が県は，いわき市四倉地内にある波立海岸において，初めての養浜工を計画した。波立海岸はいわき七浜の一つであり，昔から海水浴ばかりでなく，景勝地としても，年中観光客がたえない。

しかし，ここ数年海岸の侵食がひどく，海浜巾が以前は50m程であったが，現在ではわずかに砂地があるという程度であり，全く海浜はなくなる一方である。それらの対策として，離岸堤によるトンボロ効果による海浜回復も計画はしているが，地区により必らずしも，きれいな砂ばかりとはいい切れないところもある。

そこで，このような景勝注の海岸には，やはり"白砂青松"というように，きれいな砂を海岸一面にわたり，うわのせの形で敷きつめれば，この上ない環境整備と海岸保全の一石二鳥である。

このような構想で養浜工を計画したわけであるが，地形的に砂が余っている所がなかったり，運搬経費がばく大であったり，砂質の山がなかったりする所では，人工的に作成できないものであろうかと考えた。

すでに海外では，人工砂による養浜により，砂礫の海岸を美しい海岸にした例もあるようなので，それらを参考に我国でも，例があるかどうか，効果はどうであったか等を，ご教示願いたい。

(解　答)

養浜工計画の際の砂の供給量などは，海岸の保全や利用の基本的な計画がどのようなものであるかによって異なってくる。また当然，養浜工が適したものであるという検討も必要となってくる。したがって基本的には，海岸のあるべき姿を考えに入れながら設計を行なわなければならない。以下には基本的な考え方と，福島県の海岸に適用する場合の問題点について，簡単に述べる。

1. 目的の明確化

養浜工を設計する場合においては，まずどのような目的で養浜を行なうかを明確にしておかなければならない。一般には，海岸侵食や高浜を防止したり，また海浜を海水浴場として利用する場合などに養浜が行なわれる。目的に合うように構造物の諸元を決定する。すなわち，高波の防止であれば，養浜を行なっていくらの砂浜の幅を維持すれば，越波やうちあげを防止できるかということを検討しておく。また，海水浴場などに利用する場合には，その海水浴場を利用する利用人数に対応して必要とする海水浴場の大きさを決定しておく。海岸侵食対策であれば，侵食量がどの程度であるか，またそれをどの程度養浜によって補うかなどの検討が必要である。これらの計画は，費用とも関連しているために一応の設計を行ない，工費を積算し，その結果変更しなければならない場合も当然生ずると考えられる。

2. 自 然 条 件

設計の際の外力条件となるのは，波高，周期の年間の頻度分布，波向の頻度分布である。波高については，設計波高を決定しておかなければならない。波向についても主方向がどちらであり，また季節的な変化があるかなどの検討を必要とする。福島県の海岸では，夏期は台風によって発生する南からの波が，また冬期は低気圧によって発生する北からの波が支配的であろう。これらの値は漂砂，すなわち養浜の安定性を大きく支配している。

次に地形を調べなければならない。平面地形とともに，海底の勾配，汀線付近の勾配がいくらかなどの資料を必要とする。また海岸を構成している砂の粒径や粒度分布を汀線や砕波帯，その沖側などで調べる必要がある。これは養浜砂の粒径の選定に対して必要となってくる。海底の全部が砂でない場合には，どの部分で岩が出ているかということは，構造物の配置計画において考慮する必要がある。また海岸に流入している河川があればその状況，流出土砂量の大小などが計画に際して必要となる

3. 侵食原因の解明（漂砂現象の解明）

養浜を計画する場合には，その海岸における漂砂の状況を明確にしておく。一般には定性的な結果しか得られない場合もあるが，定量的な資料があれば，設計に際しての信頼性は向上する。まずどのような漂砂が支配的かを明らかにする。すなわち，沿岸方向に動いているのか，または海岸線に直角に動いているかを知る必要がある。これは深浅測量の結果，航空写真，過去の被災状況などを調べることによって明らかにする。また対象とする海岸に供給される砂の量と，出ていく砂の量はいくらで，その差はどの程度かということは，養浜の補給砂量を決めるために必要になる。またこれについては，現状ばかりでなく将来の予測も必要である。

4. 対策工法の検討

海岸侵食は漂砂のつり合いがくずれるために生ずる現象である。したがってその対策としても，ある程度侵食させて安定化する方法，侵食量に対応する量だけ補給する方法，何らかの構造物によって砂の移動を止める方法などが考えられる。養浜はこのうちの補給して安定化するものに対応している。各方法を背後地の重要性や海浜の利用状況に対応して組合せて，対策を検討する。工法の選定の概略の基準としては，沿岸方向に漂砂量が変化するために侵食が生じている場合には，突堤または離岸堤を，海岸に直角方向に砂が動く場合には，離岸堤や潜堤を設けることによって漂砂を安定化させることができる。また侵食される量だけ砂を補給する方法をとれば，毎年不足量だけ補給することが必要となる。一時的に補給することであれば，その砂は波によって移動するために，他の工法と組合せた対策がとられなければ安定にはならない。各工法の選択は効果と費用によって決定される。

5. 養 浜 工

単に砂を海岸に補給するのみでは，砂は動いてしまうために，毎年継続的に補給するか，何らかの構造物によって安定化する必要がある。アメリカで行なわれているのは，サンドポンプなどによる継続的な砂の補給が養浜の中心になっている。

福島県の海岸においても，単に砂を一時的補給するだけでは侵食対策としても不十分であり，他の工法と組合せることが必要になる。

補給量は，継続的に供給するのであれば，侵食される砂の量に見合う量でよい。他の構造物と組合せて，海浜の安定を図るには，初期の必要とする海浜形状を形成するのに必要な量と，もし損失を生ずるようであれば，その量を補給する。

程度については，一般的には粒径が小さければ，波によって平衡に達する海底の勾配は緩く，粒径が大きければ勾配はきつくなる。したがって大きな粒径のものを使用するのが有利である。海岸線付近に砂を補給すれば，海底勾配がきつくなければ，以前の地形にはすりつかない。勾配と粒径の関係は，対象とする海岸の付近の粒径と地形を調べることによって知ることができる。したがって利用可能な粒径について，それが安定した場合にどのような形状になるかを予測すると，必要な補給量が求まる。

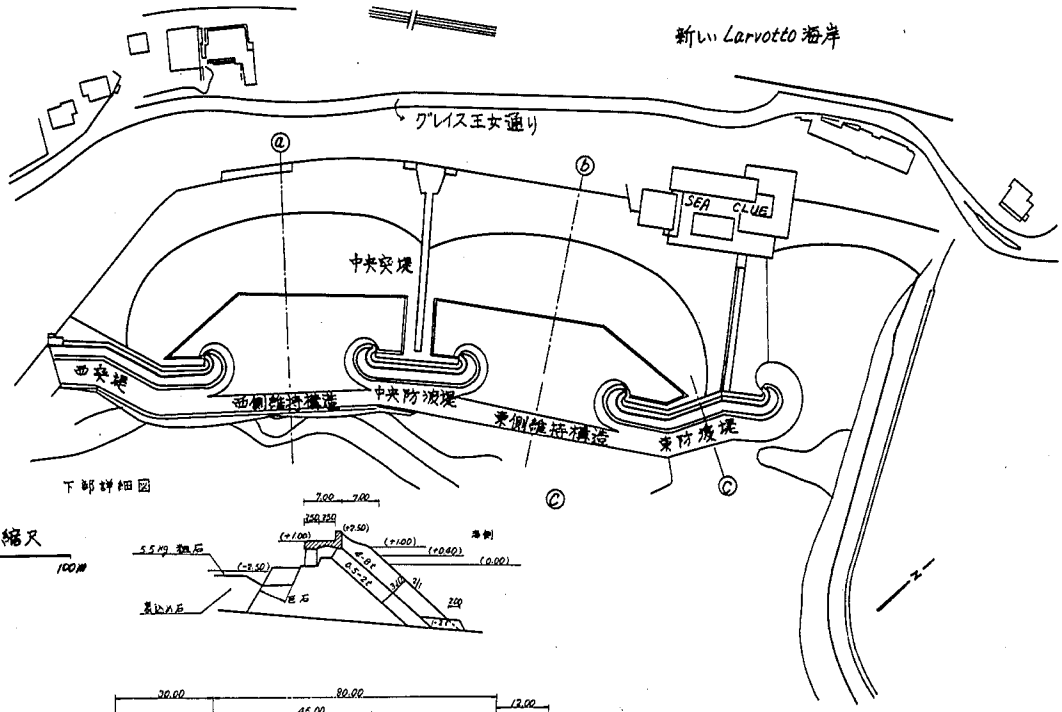
砂の種類については，人工砂でも，自然砂でも差異はない。ただし海浜を海水浴場に利用する場合では，砂の色がきれいで白色のものがよく，黒色のものは適さない。また砕石を利用するとかどがあるために，はだしで踏んだ時に痛く感じる場合には，波によってかどを丸くすることが岩質によってはできる。施工を冬期に行なって，波を作用させ，夏期に利用するなどの対策が必

要になる。

養浜と組合せて使用する構造物としては，突堤，離岸堤，潜堤がある。どのような構造物と組合わせるかは，地形や海浜利用などによって異なる。波立海岸で計画するのならば，沖合にある岩を利用して，離岸堤または突堤をつくり，安定化すればよいであろう。粒径の大きいものを投入して動きづらくすることもできるが，現地の平均粒径が大きいために，あまり大きなものを入れると海水浴場としての利用価値が失なかれる恐れがあろう。

海岸における人工砂を利用した例としては，モナコのものがあるが，これは養浜ばかりでなく図に示すように離岸堤と突堤，および人工海浜ののり止めのための護岸を組合せた構造になっており，単に人工砂を利用しているためによい結果が得られたのではなく，総合的な検討の結果と考えられる。また日本でも網代海岸で人工砂を利用したものがあるが，利用した砂が火山岩によるもので色が黒く，きたない感じを与えている。また離岸堤などによって砂の移動をおさえると，当然海岸に捨てられたゴミなどもたまりやすくなるために，これらについての対策も考えておく必要がある。

（海岸研究室）


新しいLarvotto海岸
グレイス王女通り
ⓐ
ⓑ
ⓒ
SEA CLUB
中央突堤
西突堤
西側離岸構造
中央防波堤
東側離岸構造
東防波堤
下部詳細図
平面図縮尺
0 10 20 30 40 50 100M
N
7.00 7.00
2.50 2.50
(+2.50)
(+1.00)
(+1.00)
(+0.40)
(0.00)
(-2.50)
5.5t内 捨石
海側
1:1.5
1:2
2:1
2:1
捨石
基礎石
-2.50
30.00
80.00
12.00
45.00
+2.50
(+0.40)
(-2.00)
5.5t内 捨石
(000)
(-2.50)
基込め石
基込め石
4.5t
3:1
0.5~2t
-2.5
75.00
捨石

4　砂防に関する問題点

4－1

砂防ダムの調節量について　　(47. 近畿)

(主　旨)

砂防ダムの調節量はダム堆砂面全面に対する洪水勾配と低水勾配とによって考えているが実際上としては低水路巾（水通し巾）のみにだけ適応できるのではないか。

(解　答)

低水路巾に関係するという意見は全く正しい。ゆえに砂防ダムは出来るかぎり広く水通し巾をとるようにした方がよい。

(砂防研究室)

4－2

都市砂防での砂防ダムについて　　(47. 近畿)

(主　旨)

都市砂防での砂防ダムは水質保全のうえで役立てることは出来ないか又調査方法はどうすれば良いか。

(解　答)

都市砂防での砂防ダムを水質保全のうえで役立てることは次のような条件の場合に可能ではなかろうかと考えられる。

イ）ダム上流に適当な貯水面積を有し，有機性浮遊物の沈殿，堆積を行ない得る場合，

ロ）上流から流れ込んでくる水が年間を通じて，あるいは季節的に溶存酸素が不足している場合，

ハ）比較的流量が少なくて，玉石，転石等を包み込んで流れるような場合，

イ）については水中に含まれる有機性沈殿物を除去するのが目的であり，これは河川に小型のダムを設けてその上流にて浮遊物を沈殿させ除去するのと同じ方法である。この調査は京浜工事事務所が多摩川において行なっている。ただ貯留した浮遊物を除去する方法が考慮できるか，あ

るいは降雨による増水時に，沈殿堆積したヘドロがフラッシュされて下流に押し流されても影響のない場合に効果がある。後者の場合には海域まで押し流されても，海域での水質汚濁の問題が発生されるならば，この方法は前者の如くヘドロを除去することが可能な場合しか採用できないであろう。本法によってどの程度の効果があるかを知るためには，貯水池流入前後の水質を２４時間にわたって定間隔に採水し，ＢＯＤ，ＣＯＤ．ＳＳなど沈殿によって減少する可能性のある物質を流量と共に測定するのがよい。

ロ）については，ダムからの落下によって溶存酸素の不足を解消するのが目的である。堰からの落下によって溶存酸素がどの程度回復するかは，土木研究所でも実験装置によって調査している。

$$R = 10^{-CH} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，Ｒ：堰からの落下による溶存酸素不足量減少率

Ｈ：堰からの落下高，Ｃ：堰による再ばっ気係数

このＣは水温によって影響を受ける係数であり，その温度補正は室内実験から次のように与えられれている。

$$C_T = C_{20}\,(1{,}016)^{T-20} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，C_T：Ｔ℃における堰の再ばっ気係数

C_{20}：２０℃における堰の再ばっ気係数

この再ばっ気による効果も，ダムの上下流における溶存酸素を流量，水温と共に測定することにより知ることができる。

ハ）は下水処理上の放水戸床法と同じように，転石，玉石等を水膜にて包むことにより，これらの転石等に生物膜等が発生して水中に含まれるＢＯＤを除去すると共に，水中の溶存酸素の不足を回復する目的を有するものである。このため転石，玉石，砂利などによって上流部が埋没しているような砂防ダムの場合に効果が期待できると考えられる。土砂が多い場合は，大気中の酸素の導入が地表面以外には十分に行なわれない可能性があるので，その効果は減少する。この調査もイ）の場合に準じた調査方法によって行なうことができる。

（水質研究室）

4－3

流路工の流速について　（47. 近畿）

（主　旨）

流路工の流速について，一定勾配のみの場合と一定勾配で途中に落差工のあるものとの相異

（解　答）

一定勾配のみの流速をV_0，途中に落差工のあるものゝ流速をVとすると

$$V = V_0 \sqrt{1 - \frac{a \cdot d}{\ell}}$$

こゝにℓ：流路工延長(m)　　d：落差工高さ(m)　　a：落差工個数

よって，1,000mの流路工に　1mの落差工を　10個作つた場合は

$$V = V_0 \sqrt{1 - \frac{10}{1000}} = V_0 \sqrt{0.99} = 0.995 \cdot V_0 \fallingdotseq V_0$$

流速は変化しない。

（砂防研究室）

4－4

砂防堰堤上流の土圧の考え方　（47. 近畿）

（主　旨）

砂防堰堤の嵩上の場合，既堆砂分を土圧とみなして設計してよろしいか。

（解　答）

嵩上で，堆砂部をその基礎に利用する場合にボーリングとそれを利用した支持力調査を行なうことが多く，それらの結果から，或る深さ以下は土圧がかかるだけと考えたくなることはあろう。然し，堆砂部の圧力を土圧のみで考えるのは土砂の堆積が水中で行われ，受けた圧力，経過した時期からみて妥当とは考えられない。精度の高い計算を行なうならばやはり静水圧と土圧とを考

慮すべきであろう。ただし，土圧力は水圧力に比して比較的小さく，二次的に考えられるから，簡単な公式が用いられる。土圧係数も堆砂土の性質に応じて，乾燥状態の内部摩擦角から計算すればよい。

（砂防研究室）

5　そ　の　他

5－1

揚水試験場における透水係数の算定　（47. 近畿）

（主　旨）

地盤の透水係数を正確に把握するには，現地で揚水井の周囲に十文字に観測井を配置して，揚水試験を行なうのが良いとされており，算定公式としてティーム，ヤコブ，タイマの式がよく知られている。ところが，各公式間にバラツキが非常に大きく又同一公式でも各観測井のとり方によってかなりのバラツキが出る。これら公式通用上の限度と注意点について教示願いたい。

（解　答）

非定常状態での揚水試験は次に示すような仮定のもとで解析がなされている。すなわち

1）帯水層は無限の広がりを有し，等方均質である。

2）透水量係数T（透水係数Kと透水層厚さDの積）
および貯留係数Sは時間と位置には無関係に一定である。

3）降雨などによる地下水のかん養はない。

4）井戸半径は無限小である。

5）とくに自由地下水の場合には透水層厚さに比べて地下水低下量はじゅうぶん小さく，これを無視する。

したがつて上記の条件に比較的適合した現地で揚水試験を行ない，解析すれば問題にのべられているような各方式による結果の違いは少ないと考えられる。一般にそれらの結果の差は10～20％程度におさまるといわれている。(1), (2)

観測井は一般に揚水井の近傍では間隔を狭くとり，揚水井から離れるに従つてあらくとる。また，帯水層が深い被圧地下水では間隔を狭くとるのがふつうである。普通，観測井の位置はr＝1m，3m，5m，10m，20m，30m，50m程度のものが考えられている。

ここで，揚水試験で問題となることは問題で指摘されているように各観測井によって水位（または水圧）がきわめて複雑な変化を示し，解析法に該当する観測値をどれをとるかによって値が異なってくることである。この原因としては次のようなものが挙げられる。

Ⅰ）自然状態における地下水の流動が激しい地点での揚水試験の場合

Ⅱ）試験地近傍に水理条件（河川，池などの存在）がある場合

Ⅲ）揚水試験を行なう地点の地層が複雑な成層をなしている場合

Ⅳ）揚水流量を過大にした場合

Ⅴ）揚水井が目づまりを起した場合

Ⅵ）降雨などの気象条件が加わる場合

この他，揚水井の径および同一帯水層であっても水平方向に層状をなしていると，この層状構造が地下水位変動の伝幅速度，および大きさに影響を与えるため貯留係数Sが異なってくるという報告があり，Sの算定方法および物理的な意味の解釈に不明瞭な点も多い。したがって揚水試験を行なう際には，現地の地形，地層，および土質をあらかじめ十分調査し，前に述べたようなものについて考慮したうえで，試験を行なう必要がある。そして，観測井の水位の測定結果に異常が認められる場合には，土質調査法および水理公式集などの文献を参考にして補正する必要がある。また，観測値の中でも，外的条件の影響の少ないデータを利用して解析を行なうことも必要である。貯留係数Sの値について参考としてのべると，被圧地下水帯の場合，10^{-2}～$^{-7}$ の範囲にあり，自由地下水帯の場合には0.3～10^{-3}の範囲にあるといわれている。

(1) 山本荘毅「揚水試験と井戸管理」 昭晃堂 P．106 1962

(2) 鈴木音彦，横谷英夫「現場揚水試験の解析法について」 鹿島建設技術所年報・第17号 P99～P106

（土質研究室）

5－2

100m前後の深さにある岩石層の地下水検層法 （48. 東北）

（主 旨）

旧松尾鉱山の坑内水は，鉱体付近の変質帯から補給される地下水が硫化鉄鉱の酸化によって二次的に汚染されてPH値1.0～1.6（排出量20㎥／分前後）と極度に酸性化されて，北上川の汚濁の原因となっている。

その対策として，地下水が坑道に入る前に遮断するかまたは抜水するかなど，換水と悪水を分離する方法が考えられる。そのために地下水が坑道内に浸透する前の坑道周辺部における地質構造，特に透水層についての調査を実施する必要がある。

調査は試錐および，その試錐孔を利用した原位置試験ないしは地下水位の観測によって岩石層の地

下水分布と流動状況を知る必要がある。地下水は地表から６０～１００mの付近にあると推定されるが，このような深い岩石層の地下水についての検層，抜水量の試算などに有効な調査方法にはどのようなものがあるか知りたい。

（解　答）

地下水調査は透水層（滞水層）の空間的広がりの調査と透水性の調査からなる。

1）透水層の空間的広がりの調査

地質踏査，ボーリング，物理検層，地下水検層，電気探査，弾性波探査などがあるが，本件のように，深い硬石のキレツ性岩盤の場合にはボーリングおよび物理検層しか考えられない。ボーリングは予想される透水層の範囲内にできるだけ多く行ない，コアの観察，地下水位の測定，物理検層等に用いる。

① 地下水位の分布

地下水位は動水勾配に従って傾斜しているはずなので，マクロ的な調査に適するが，地下水の流れが多層であったり透水層が凹凸していると判別し難い。この方法による場合にはボーリング孔数を多くすることと，地下水位を頻繁に測定することである（毎日掘削を開始する直前に測定する）。

② 物理検層

本件の場合は地下水が強度の電解質なので，電気検層や塩水を用いた地下水検層は不可能であり，密度検層と温度検層が考えられる。ただし，温度検層は地下水の流動がはげしい場合には困難である。また，トレーサー法は採水が困難であり，速度検層は精度的に問題がある。地下水の流動があまり大きくなければＲＩを用いた希釈度法もあるが，取扱いが非常に難かしい。いずれにしても決定的な調査法はないので，可能性のある調査法をできるだけ多く組み合わせ，総合的に判断しなければならない。

2）透水層の透水性の調査

透水層が深いので揚水試験は行なえない。また，採水が困難なのでトレーサー法も不可能である。可能性ある方法としては，ボーリング孔での注水試験とＪＦＴである。しかし透水層の構造が複雑なことと，パッカーを十分効かせることができないことから，精度はあまり期待できない。

3）抜水量の試算

抜水量は，集水区域（影響範囲），水頭，透水係数等から集水暗きょの式を用いて概算でき

る。ただし，計算に用いるデータが不正確なことと，式そのものの条件が理想化されたものなので，概算値はかなりの幅をもったものとなろう。

（地質研究室）

5－3

流下土砂による埋設土量及び波浪による堆積土砂量の調査方法（47. 近畿）

（主　旨）

九頭竜川河口部において流下土砂による埋設土量及び波浪による堆積土砂量の調査方法として現在は深浅測量によって算出しているが，他に如何なる方法があるか。（年間の維持土量を算出するための基礎資料に供したいため）

（解　答）

河川の流下土砂を推定する方法としては計算により流送土砂量を求める方法がよく用いられる。河口部を対象とするならば，河口より上流5Km位までの間の縦横断測量結果を用い，過去10年間位の流量資料から計算流量を10種類程度に分類し不等流計算と流砂量計算（掃流砂には土研公式，浮流砂にはLaursen公式やEinstein公式）を行って各断面での流砂量を求める。これに各流量の継続時間を乗じて年間の総流砂量を求める。この値は断面位置によって変化するので，縦断的に全体の傾向をみて流出土砂を判断する。

この計算法では，河口水位のとり方，流砂量公式の選定によって結果が異るので注意する必要がある。特に河口砂州が発達し閉塞や，せき上げのある河川では，流量と河口水位（河川内水位）との関係を把握することが必要である。

流砂量公式については，「大規模浚渫による堆積量調査」
（第22回，第23回建設省技術研究会報告，河川部問指定課題，河床の変動に関する研究参照）によってその精度をチェックして用いるとかなりよい結果が期待できる。また砂利，礫河川では粒径別の計算を行うことが必要である。流砂量は縦断河床勾配の急変点で変化し，この部分に堆積を生ずる傾向を持つから計算結果をチエックするのによい。

参考のために土研で計算した神通川の例を図－1，2に示す。図－1は河床縦断図であり，図－2は前記の方法によって求めた年平均の流砂量分布図である。

（河川研究室）

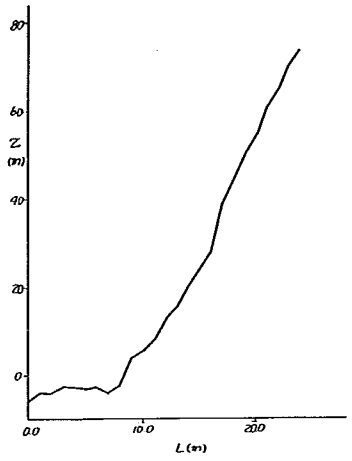


図１　　神通川最低河床高

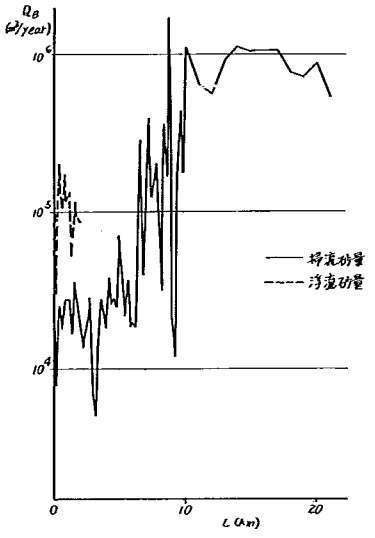


図２　　神通川年平均流砂量縦断分布図

5－4

各種大規模開発事業に伴う河川への流出量変化について　　(48. 東北)

(主　旨)

ゴルフ場，宅地造成，開拓パイロット事業等のための主として山林の伐採，表土剝ぎ，切土，盛土等を実施する場合，各施工段階における（土砂の混入も考慮して）河川への流出量を検討するため細分化した流出係数を御教示願いたい。

(解　答)

現象的には，流域の都市化に伴なう流出特性の変化の説明をもってかえよう。まず降雨損失機構については，排水施設に継続された屋根，道路等の不浸透域からは，降雨のほとんど１００％が流出する。浸透域については，開発前の林間の表層の腐植土をふくめた土壌と，開発後人間等がふみかためた土地とでは浸透能を大きく異にする。都市域では平均して，１～２㎜／１０分

（１０分間雨量強度）以上の降雨分は流出するというＤａｔａがある。それ故洪水を対象とした有効降雨に相当の差が生ずる。(1)

次に排水施設（とくに下水道）が完備されると，流入時間，流下時間すなわち洪水到達時間が減少する。これはまず同じ降雨をとってもピーク流量は大きくなり，また計画降雨強度の増大につながる。

最後に流域内の動的貯留量（一時的な貯留）も，粗度，凹凸の減少により，減少して，わずかな貯流量で大きな流出量が発生するようになる。例えばこれは，平滑な斜面と同勾配の草の繁茂して凹凸のある斜面で下流端で同じ流量を生むような状態を想像していただければわかる。後者の水深が１㎝多ければ，流域相当１０㎜のダムのようなものに相当する。またこれは総合貯留関数 $S=40q^{0.5}$ をみてもわかる。ｑ＝２５㎜／ｈｒの流出がおこるために２００㎜の貯留が必要なのである。

以上，開発により流出への影響は，有効雨量の増大，流下時間の減少，流域貯留量の減少として理解されよう。さて，量的にこれらを評価するには，まだまだ今後の研究に待つところが多いが，簡便法としては，いわゆる合理式のピーク流出係数（＝f）を開発前0.6，開発後0.9，計画降雨強度算出に非常な到達時間については，開発前２０～３０分の流入時間＋Kravenまたはルチハの式（流下時間），開発後５～１５分＋Σ（最遠径路の各下水管長／各下水管満管時流速）の式による方法がある。

これによって下流部河川の改修計画立案は一応可能となるが，一般には必ずしも下流部がf＝0.6でも改修済ということは少なく，f＝0.1さえも流過しえないことがままある。もちろんこれらは国または地方公共団体の責務であるが，その年次計画は財政難を反映して必ずしも早急に達成されるものではない。そこで，それらの事情を勘案して案出されたものに開発地区下流部にダムを作って，開発による流出増を一時的に貯留する洪水調節池方式がある。これには，現在，暫定調節池（開発者負担）と恒久調節池（一部国庫負担）の二者があり，前者は下流改修をまって撤去されるもの，後者は河川管理施設となる。これらについては日本河川協会が住宅公団の依頼を受けて，有識経験者による技術基準案を作成し，前者は発行済，後者は現在校正中で秋には報告が出るはずであるので，詳しくはこれらを参照されたい。ここでは簡単に概要に触れると，前者は，超過確率3年洪水（開発後）を現在下流疎通能力に，また３０年洪水（開発前）にそれぞれおとす機能をもつ調節池であることを規定しており，当然タイプも穴あき貯水池となる。後者は５０年能力を現在疎通能力におとすことを規定している。また対象洪水についても多少の程度の差をつけている。（省略）。また調節池であるので当然ハイドログラフが必要となるが，これ

に対する簡便法としては，総流出率がピーク流出係数に一致するとする方法を規定している。また後者に対しては，市街地での流出解析法（修正RRL法）もハイドロ計算法として採用されている。

以上は大規模住宅開発を念頭においたものであるが，ゴルフ場，別荘地等については，その排水施設の整備計画とにらみあわせて決定すべきであろう。なお芝地の損失，貯留機構については，今秋，土木研究所で屋外実験による検討が計画されている。

（都市河川研究室）

補　足

質問の主旨に完全に答えていないので，補足すると

	ピーク流出係数	総流出率
開発前	0.6	0.6～0.8
山林の伐採	0.7	0.7～0.9
表土剝ぎ	0.9～1.1	1.0
切土		
盛土		
開発後	0.9	0.9

実用的な意味で上表を挙げるが，これらの数値は計画上の値という意味で1～2割の完全率をみてあることを御了承いただきたい。また表中，開発前の総流出率は，洪水時という意味で相当長期で考えればもう少し大きくなると思われる。

5－5

河川の流出解析マニュアルの作成を土木研究所において作成されたい　（48. 東北）

（主　旨）

河川により，地形，地質，河状および気象条件等が異なるという問題はあるが，最近直轄河川だけをみても，全国で数多くの河川が流量解析を終えている筈であり，これらを整備し，土木研究所の意見等を付してまとめてほしい。

（解　答）

現在行なわれている流量解析は種々の手法の開発によってかなり合理的になってきているが，まだモデル作成の段階，計画降雨設定の段階，流量配分の段階等で完全に定式化されていない部分もあり，流域の状況等も考慮した経験的な判断が含まれているのが実情である。これらの問題点については技術研究会等で検討が進められているが，決定的な方式を定めるまでには至っておらず，ご要望の「流出解析マニュアル」を作ることには無理がある。しかし現在改訂作業が行なわれている「河川砂防技術基準」は日常の業務処理の実態を中心にしてできるだけ具体的に記述する方針と聞いているので，ある程度ご要望に沿えるかもしれない。

（水文研究室）

Ⅱ. 道 路 部 門

道　路　部　門

1. 交通公害，安全に関する問題点

1－1　交通公害対策としての道路構造の検討について……102

1－2　交通騒音，振動に関する環境基準等について……105

1－3　走行騒音と路面の摩擦係数について……110

1－4　交通騒音の防止設備について……111

1－5　道路交通騒音防止対策について……113

1－6　振動公害について……114

1－7　大気汚染について……121

1－8　日照権を考慮した高架の高さと側道幅員について……121

1－9　交通事故と道路構造との関連……122

2. 舗装に関する問題点

2－1　設計輪荷重について……135

2－2　軟弱な路床上にAS舗装を施工する場合の設計法について……136

2－3　アスファルトの抽出試験について……141

2－4　アスファルト抽出試験の評価について……142

2－5　最適アスファルト量検討のための締固め回数……143

2－6　アスファルト舗装における上層路盤工の締固め度の測定方法について……146

2－7　ゴム入りアスファルトのゴム量確認方法……149

2－8　アスファルトP．I（針入度指数）とアスファルトコンクリート及び老化の関係について……153

2－9　アスファルト舗装の摩耗層としてのガラス類の利用について……157

2－10　アスファルト舗装の表面流動の防止方法について……158

2－11　橋面のアスファルト舗装の方法……162

2－12　コンクリート舗装における舗装版と路盤間との空洞について……162

2－13　舗装の打換に関する調査方法及び工法の採択基準……163

2－14　簡易舗装の維持について……164

2－15　舗装補修のあり方について……165

2－16　舗装面の破損防止工法と破損箇所の処理方法……171

2－17　舗装の穴埋めについて…… 175
2－18　コンクリート舗装のオーバーレイの施工法…… 176
2－19　舗装のすべり止めとニッケルスラグについて…… 178
3. 一般土工に関する問題点
3－1　石灰安定処理工法について…… 181
3－2　法面保護のモルタル吹付工，あるいはコンクリート吹付工について…… 183
3－3　モルタル吹付工の耐用年数について…… 185
3－4　切取法面の処理について…… 187
3－5　積雪寒冷地における切土法面について…… 188
3－6　極度の透水層における道路改良の実施工法について…… 193
3－7　おぼれ谷部における盛土の耐震設計…… 194
4. トンネルに関する問題点
4－1　トンネル断面の標準化について…… 199
4－2　トンネル施工でインバートを必要とする設定基準の明確化…… 200
4－3　トンネル掘削の機械化の現況と方向について…… 200
4－4　トンネル掘削に伴う間隙填充の必要性…… 202
4－5　トンネル覆工コンクリートの脱型強度について…… 203
4－6　トンネルの明り巻（開削トンネル）について…… 203
4－7　トンネル換気について…… 204
4－8　排気ガス規制基準に伴なうトンネルの換気設計法について…… 206
4－9　半地下式トンネルの換気について…… 207
4－10　トンネルの機械換気開始の時期決定の判断基準…… 208
4－11　トンネル換気装置から発生する騒音防止対策…… 216
4－12　トンネル周辺の発破による影響…… 217
5. そ　の　他
5－1　道路構造令の改正点としての横断勾配について…… 218
5－2　塗装による腐食防止について…… 220
5－3　豪雪地帯の除雪工法…… 222
5－4　ロードヒーティングについて…… 223

Ⅱ 道 路 部 門

1 交通公害，安全に関する問題点

1－1

交通公害対策としての道路構造の検討について （47. 近畿）

（主 旨）

近年道路建設に際し，自動車の騒音，排気ガス等が原因で，地元住民からの反対が多く，難行しているのが実情であるが，これの対策として道路構造の検討が必要と考えられるが，効果的な方法を御教示願いたい。

（解 答）

公害対策として必要な道路構造のうち，特に道路交通騒音に対する対策の考え方について述べる。

(1) 道路交通騒音の中央値の推定

道路交通騒音の推定には，いろいろなモデルが用いられているが，その主なものを挙げれば，つぎのとおりである。

① 経験式：実測騒音レベルとそのときの交通条件により経験的な式を導いたもの。

② 線音源モデル：音源である自動車を，単位長さ当り一様な音響出力を有するとみなして式を導いたもの。

③ 等間隔モデル：音響出力の一定な自動車が1列等間隔で走行するとみなして式を導いたもの。

④ シミュレーション・モデル：自動車の車種および走行分布がランダムであるとみなして式を導いたもの。

これらの式のうち，一列等間隔モデルを用いると，騒音レベルの中央値（LM）は，次式で求められる。

$$LM = PWL - 33 + 10\log_{10}\frac{N}{V} - 10\log_{10}\ell \quad (dB(A)) \cdots\cdots (1)$$

ただし，$\ell_d > \frac{1}{4}$

(1)式において，PWLは等間隔モデルで想定した一台の自動車のパワーレベルであるが，各

種の車種が混在している場合，全車種を平均したパワーレベルとして，

$$PW\overline{L} = 0.2V + 84 + 10\log_{10}(a_1 + 2a_2 + 10a_3) \quad (dB(A)) \cdots\cdots(2)$$

を用いる。ここで，a_1，a_2，a_3 は乗用車類，小型貨物車類，大型車類の混入率で，$a_1 + a_2 + a_3 = 1.00$ である。

また，

V＝平均走行速度（Km／hr）

N＝交通量（台／h）

δ＝音源から受音点までの距離（m）

d＝車頭間隔（m）

である。

(2) 距離減衰

(1)式によれば，音減からの距離が2倍となれば，約3dB（A），10倍となれば10 dB（A）だけ，L_Mは減衰することになる。

(3) 遮音塀の設置

道路および沿道条件が適合するところでは，遮音塀を設置することによって，減音効果を期待することができる。塀が長く連っている場合，およその減衰値は次式で求まる。

$$\triangle LT = 10\log_{10}(0.2 + N) + 9 \quad (dB) \cdots\cdots(3)$$

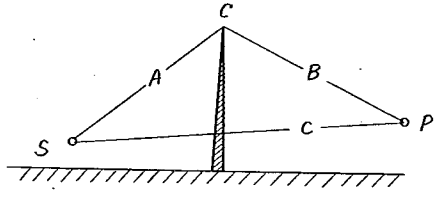
(3)式において

△LT＝地面反射および複数音源による影響を修正した後の塀設置による減衰値

$N = \frac{2\delta}{\lambda}$

δ ＝（A＋B）－C （m） （図－1参照）

λ ＝波長（m）＝音速（m／sec）／周波数（Hz）



図－1

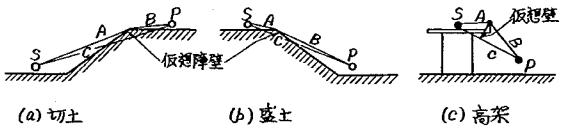
(4) 盛土，切土，高架等の構造の採用

地形条件および沿道条件が適合している場合には，盛土，切土，高架等の構造を採用することが考えられる。これらの構造による遮音効果は，図－2のように仮想障壁があると考えて計算できる。この場合，のり面あるいは地面の吸音性によって計算値を補正することが必要である場合もある。

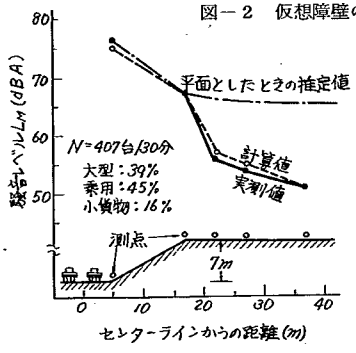
切土道路における一例を示すと，図－3のとおりであり，この場合には実測値と計算値とは，良く合っているといえよう。

(5) 掘削，トンネル構造の採用

(4)と同じように，地形および沿道条件が許すときは，これらの構造を採用すると，かなりの減音効果が期待できる。掘割構造については，現在，模型実験を行なっており，この結果から，実験に用いた形状に対応する範囲についての概略計算法をとりまとめ中である。



図－2　仮想障壁の考え方



図－3　切土道路の実測例

(交通環境研究室)

1－2

交通騒音・振動に関する環境基準等について　（48. 東北）

（主　旨）

1. 新設される道路の計画については，車輌の交通容量が設計の基本となっているが，これは環境基準を考慮していない交通容量であり，環境基準に対しての設計基準交通容量は，輸送能力の限界をかなり下廻ると考えられる。

しかも，開発が進行している現時点では，道路の計画に対する地域住民の公害意識も強く，交通規制や沿岸設備の改善に充分適応する計画が，必要であるが，今後の環境基準に適合する設計交通容量の限界指針を設ける事が必要と考えられるが如何か。

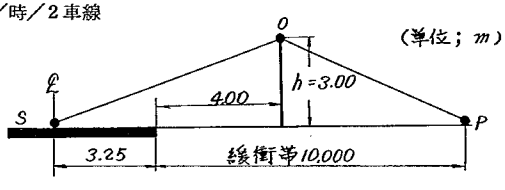
2. 交通振動については，明確な規制基準がない現状ではあるが，一方では，その身体的不快感覚，物的損傷（建造物が主体）に対する判断が国内的にも統一されようとしている。したがって交通振動の評価に対し，騒音規制および環境基準なみにある公的な基準規制の値を試案されるよう希望する。

（解　答）

1. 騒音に対して環境基準に適合する設計交通容量の限界指針を設けることが必要と考えられるというご意見であるが，このような考え方の限界指針を設けることは，非常に困難であると思う。

例を第3種第2級の道路について検討すると，以下のとおりである。

- 道路の区分：第3種第2級
- 地域の地形：平地部
- 車　線　数：2車線
- 設計交通容量：1,110台／時／2車線
- 設計速度：60Km／h
- 大型車混入率：15％
- 幅員構成



今，塀のない場合，１０mの緩衝帯の端の点Pの騒音レベルの中央値をL_Mとすると，

$$L_M = PwL - 33 + 10\log_{10}\frac{N}{V} - 10\log_{10}\frac{1}{r}$$

$$PwL = 0.2V + 84 + 10\log_{10}(a_1 + 2a_2 + 10a_3)$$

$$= 0.2 \times 60 + 84 + 10\log_{10}(0.85 + 10 \times 0.15)$$

$$= 100$$

$$L_M = 100 - 33 + 10\log_{10}\frac{1.1}{60}10 - 10\log_{10}(13.25)$$

$$= 100 - 33 + 13 - 11 = 69\text{ホン（A）}$$

この結果，「騒音に係る環境基準」の「Ａ地域のうち２車線を有する道路に面する地域」の昼間の基準値５５ホン（A）と比べると１４ホン（A）超過することになる。

したがって，５５ホン（A）に適合する設計交通容量を求める，つまり，１４ホン（A）下げるためには他の道路および交通条件が変りないとすれば，Nを１／２５～１／５としなければならない。

そこで，図のように，緩衝帯の中に高さ３mの遮音塀を建てると，その減音効果は約１５ホン（A）となる。

ただし，この場合，塀の減音効果は塀の両端から廻り込む音は無視できるものという前提で求めている。

（交通環境研究室）

2　環境白書（昭和４７年）にも指摘されているように，現在，交通振動に対する測器や測定法には統一されたものがなく，その結果，各自治体で施工されている規制方法（公害防止条令）には不統一が見られる。付表－１に主要都府県での規制の現況を示すが，神奈川，愛知，大阪，兵庫の各府県では基準単位を振動速度（㎜／sec）で表示し，また，新潟県および東京都では，加速度実効値のデジベル（db ）を採用している。更に後者では基準値が異なるなど，適用に際しては注意が必要となると共に，結果の比較には困難を伴う。

これらの規制では，道路交通，鉄道，建設工事に発生源を有する振動は適用範囲外となっており，純粋に交通振動を対象とした基準は未だ法制化されるに至っていない。

以上に見られるように，多くの問題を残しながらも早急に実施に踏み切らざるを得なかった背景には，工場振動等についての住民からの苦情の解決に迫られたことがあろうが，このような各府県による規制単位，測定器，測定方法の不統一は関係方面への混乱を招く原因となろう。

人体が振動を受ける際の感覚に与える主要な因子としては，振動方向，周波数，暴露時間などが挙げられよう。そして，通常の交通振動では，構造物の損傷は稀れであるとすると，この人体感覚が，自動車騒音などと合併して，いわゆる振動公害を形成する。したがって人体感覚を如何に安式化するかが，交通振動の規制基準作成に際しての最も重要な問題の一つとなる。

さて，この問題についての研究は古くは，Reiher，Meisterなどにより実施され，また，ドイツではＶＤＩ (Verein Dentschc Industric，Association of Germen Engineers)により基準化がなされている。更に，１９７０年には，国際標準化機構(ISO)が，付図－１に示す体感曲線を提案し，国際的な安定化を試みている。図の横軸は周波数，縦軸は振動加速度レベル（ＶＡＬ）を表わし，次式で定義される。ＶＡＬ（ｄＢ）＝２０ $\log_{10}\frac{a_1}{a_0}$　a_0：基準加速度（１gal），a：測定加速度。

この提案に対しては国内でも現在検討が進められており，紆余曲折はあろうが，この考えが基準に取り入れられることゝ思われる。

なお，交通振動を改善する方法に関しての研究も各機関で実施されているが，結論は得られていない。参考までに，経済協力開発機構道路研究計画研究グループＴ６の最終報告書に述べられた改善対策を紹介しておこう。

― 道路の構造体に振動が生じないよう路面を改良すること。

― 自動車のサスペンション機構を適切なものとし，路面の凹凸により生ずる振動を減衰せしめ得るようにすること。

― 振動の極限地域では重車輛の通行量を減少すること。

― 建物を交通振動から絶縁する方法を開発すること。

以上，交通振動に関する対策の現況報告とする。

(参考文献)

・東京都公害局：東京都公害防止条令にもとづく振動規制の概要，昭４７.４

・Burt，M.E：Roads and the environment. TRRL Report LR４１８

・Whiffin，A.C. and Leonard，D.R.：A survey of traffic － induced vibrations . RRL Report LR４１８

・OECD, Paris：Effects of traffic and roads on the environment in urban areas. July，１９７３

・ISO：TC108／WG7（Secr－19）36，July，1970．

（構造研究室）

付表１－１　主要府県振動基準比較表

府県名 / 時間帯 / 項目		神奈川県			愛知県			大阪府			兵庫県			新潟県		京都府
		前8時～後6時	前6～8時 後6～11時	後11時～前6時	前8時～後7時	前6～8時 後7～10時	後10時～前6時	前8時～後6時	前6～8時 後6～9時	後9時～前6時	前8時～後6時	前6～8時 後6～10時	後10時～前6時	昼	夜	
地域区分	住居専用	0.3	0.1	0.1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.1	0.3	0	0	前8～後6 10	後6～前8 5	振動基準設定なし
	住居	0.6	0.3	0.1	0.6	0.3	0.3	0.5	0.3	0.3	0.5	0.3	0			
	商業・準工業	0.9	0.6	0.2	0.9	0.6	0.3	1.0	1.0	0.5	0.9	0.6	0	前8～後6 15	後8～前8 10	
	工業	1.2	0.9	0.3	1.2	0.9	0.6	1.5	1.5	0.7	1.2	1.2	0.6			
	工業専用	1.2	1.2	0.9	1.5	1.2	0.9									
	その他	0.6	0.3	0.1	0.7	0.5	0.3									
測定条件	地域区分	建築基準法による用途地域			左と同じ			左と同じ			第1～4種（騒音規制法に同じ）			左と同じ		
	測定位置	工場敷地境界線上			〃			〃			左と同じ			〃		
	測定方法	5～100Hzの振動計上下，水平のうち最大値			上下水平のうち最大値			〃			〃			上下動の最大値		
	特別基準							〃								

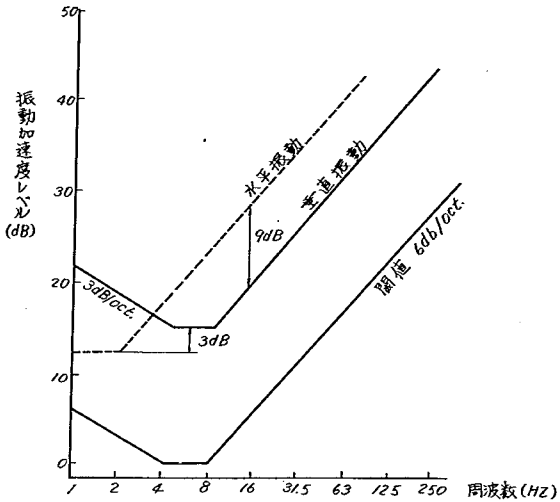
単位　新潟dB　神奈川・愛知・大阪・兵庫 ㎜／sec　　昭和47年1月現在

付表１－２　工場の振動規制基準（東京都）

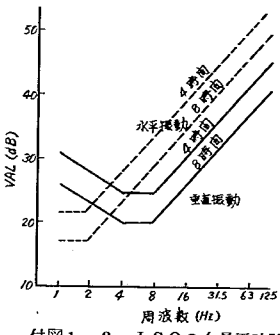
区域の区分	時間の区分	工場の敷地と隣地との境界線における振動の大きさ	
		鉛直方向の振動	水平方向の振動
第1種区域（住居地域及び無指定地域であって第2種区域に該当する区域を除く区域）	午前8時から午後7時まで	65dB	75dB
	午後7時から翌日午前8時まで	60dB	70dB
第2種区域（商業地域，準工業地域及び工業地域（工業専用地区を除く）並びにこれらに接する地先及び水面）	午前8時から午後8時まで	70dB	80dB
	午後8時から翌日午前8時まで	65dB	75dB

ただし，この基準は国又は地方公共団体その他の公共団体が工場を集団立地させるため造成した用地内に設置されている工場については適用しない。

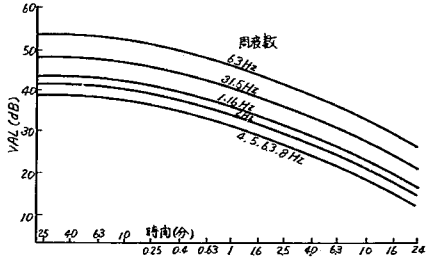
（注）指定作業場，その他についてはこの工場振動規制基準値と同一である。



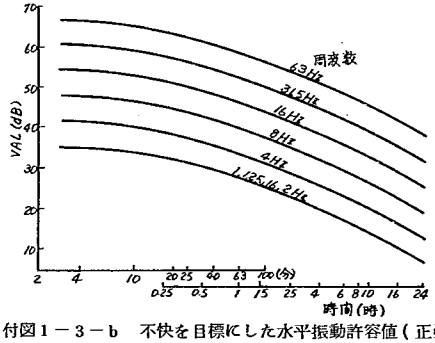
付図１－１　ＩＳＯの閾値と等感曲線



付図１－２　ＩＳＯの（暴露時間とレベル関係），（４時間，８時間，暴露のみを示した），（不快レベル）



付図１－３－ａ　不快を目標にした垂直振動許容値（正弦振動）



付図１－３－ｂ　不快を目標にした水平振動許容値（正弦振動）

1－3

走行騒音と路面の摩擦係数について　（47. 近畿）

（主　旨）

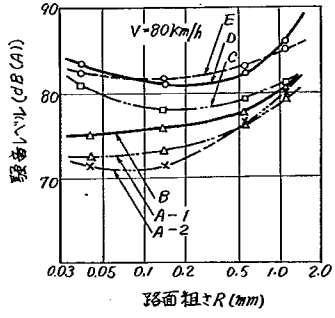
自動車の走行騒音は，路面の摩擦係数と正比例すると考えられるが，自動車走行上の危険性を限度とするまで舗装面の摩擦係数を減少させるには，アスファルトコンクリートの配合を如何にすれば良いか御教示願いたい。

（解　答）

自動車の走行騒音が，道路の路面性状と密接な関係があることはご質問のとおりである。しかし，これらの関係については，定量的な資料が少なく，タイヤと路面との間の騒音発生の機構については，現状では必ずしも充分に明らかにされていない。

当研究室がこれまでに調査研究した結果の概要を述べれば，次のとおりである。

図－1は，車速80Km／hにおける車外の通過騒音レベルと路面粗さとの関係を示したものであり，図における車種は，表－1のとおりである。



図－1　車種別路面粗さと車外騒音

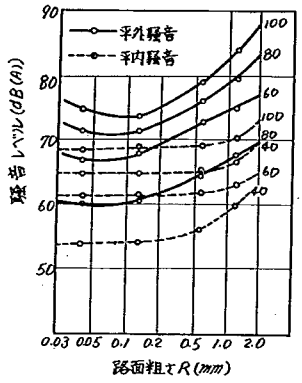
表－1　被測定車両

No	記号	車　両　型　式	エンジン	タイヤ
1	A－1	普通乗用車(セダン)	2800cc ガソリン	リブ型
2	A－2	同　上	同　上	スムーストレッド
3	B	小型乗用車(セダン)	2000cc ガソリン	扁平リブ型
4	C	中型車(20人乗マイクロバス)	1900cc ガソリン	リブ型
5	D	大型車(7トントラック)	ディーゼル	高速タイヤ
6	E	大型車(50人乗乗合バス)	同　上	同　上

図－2は，A－2車について車速を変化させた場合の，路面粗さと騒音レベルの関係を示したものである。

以上から，中，大型車は路面粗さRに対して極小値を有し，乗用車ではRに対してほぼ直線的な変化を示すが，タイヤトレッドがスムースすなわち摩耗して平滑化してくると，中，大型車と同様に極小値を有するようになる。

表－２は，舗装種とそのRによる増加分の概略値を示したものである。

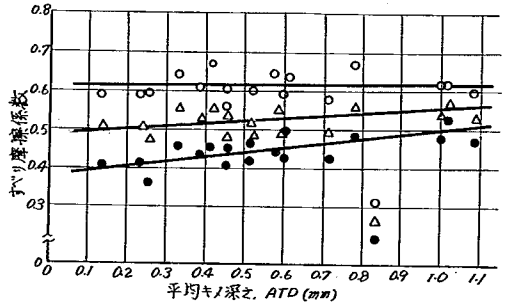


図－２　乗用車Ａ－２の速度別騒音レベル

表－２　舗装種と補正値

粗さの指数R	該　当　路　面	補正値ΔPWLr
0.05以下	シリカサンドアスファルト デッキシール	＋３
0.05～0.4	密粒式アスコン ギャップ式の密なもの	０
0.4～0.7	ギャップ式アスコン セメントコンクリート	＋２
0.7～1.0	ギャップ式の粗なもの すりへったグース	＋４
1.0～1.3	グースアスファルト 浅い模様付	＋６
1.3以上	模　様　付 横　溝　付	＋８

路面の粗さと路面の摩擦係数との間の関係については，図－３が参照となろう。



図－３　平均キメ深さ（ＡＴＤ）とすべり摩擦係数の関係

（交通環境研究室）

１－４

交通騒音の防止設備について　（４７．近畿）

（主　旨）

(1)　自動車騒音防止壁の設計指針について教示願いたい。

(2) 交通騒音防止のための遮音壁として，最近吸音板の開発が盛んであるが，その適応方法等について御教示願いたい。

(3) 最近交通公害が非常に問題になっているが，そのうち特に騒音について，その対策を迫られている。防音設備の構造あるいはその効果等について研究の成果等をお教え願いたい，又平面道路上に標脚を有する，いわゆる二重構造の道路では，その相乗効果がどのように現われるかについても何らかの研究成果があればお教え願いたい。

（解　答）

(1) 遮音塀の計画

次に述べる手順①～③により防音施設を必要とするか否かを決める。施設が必要であると判断された場合は，④のような手段が考えられる。塀と減音量の目安は⑤を参考とすればよい。

① 許容騒音レベル（L_1）を定める（騒音規制法，環境基準）。

② 騒音レベルの実態（L_2）を調査する。

a）既設道路の場合

騒音計による測定を行ない得られた中央値をL_2とする。

b）新設道路の場合

前出（質問1.1の(1)式）または，次式で求める。

$$L_M = PWL - 55 + 20 \log_{10} \frac{N}{V} \quad (dB(A))$$

ただし，$l/d < 1/10$

③ 必要減音量

$$L_3 = L_2 - L_1$$

④ 減音の手段

前出（質問1.1）の解答を参照とされたい。

(2) 遮音塀の材料，工法等

遮音塀の材料については，各種の材質，構造のものが，製作されているが，これらの有効性，経済性，耐久性等については，今後，調査研究を進める計画である。

（交通環境研究室）

1－5

道路交通騒音防止対策について　（48. 東北）

（主　旨）

道路交通騒音の防止対策については，総合的に解決していかなければならないと思うが，当面病院，学校等を対象として騒音防止施設を設置する必要があると思うので，対策の一方法である遮音壁について共の構造設計について具体的に御教示願いたい。できれば，構造設計基準の作成をお願いしたい。又，その他の対策法についても御教示願いたい。

（解　答）

1. 遮音塀の防音効果については，塀が長く連っている場合

$$\triangle L_T = 10 \log_{10} (0.2 + \frac{2\delta}{\lambda}) + 9 \quad \text{ホン（A）}$$

で求めることができる。

ここで，

δ＝音の行路差（m）

λ＝波長（m）＝音速（m／sec）／周波数（Hz）

2. 遮音塀の構造設計基準については，現在，現場実験を終えて，その資料を整理中であり，近く基準（案）の検討に着手する予定である。

3. その他の対策法については，

(1) 道路の構造を盛土，切土，高架，堀割等にすること。

(2) 緩衝地帯をとること。

などがある。

1については

土木研究所資料第７０７号：遮音塀に関する基礎的研究，昭和４６年１２月

道路１９７２年９月号：遮音塀の防音効果

3については

土木学会誌１９７３年８月号：道路交通騒音の防止技術等を参考とされたい。

（交通環境研究室）

1－6

振動公害について　　（47. 近畿）

（主　旨）

高速道路における通過交通の振動公害が問題となっているが，上部構造形式，橋脚構造形式，基礎構造形式の選択により振動公害を減少させることが可能であるか。

なお，振動の測定方法，振動の許容等の基準があれば御教示いただきたい。

（解答１）

〔公害振動の測定法，人体感覚，基準について〕

現在，交通による振動公害の基準は設けられていないが，最近ＩＳＯで検討されているＶＡＬ（振動加速度レベル）による測定が提唱されている。

最近，日本音響学会において，人体振動特性を考慮した振動レベル計規格が定められた。

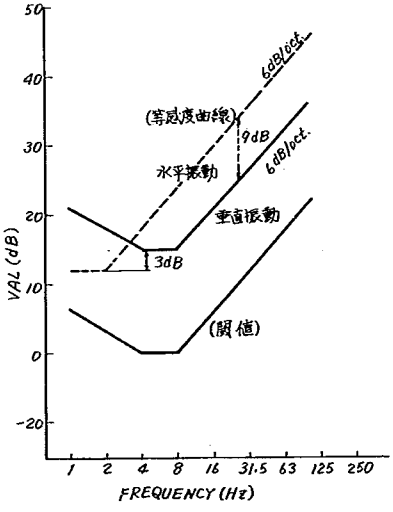
振動レベルの表示は，次のとおりである。

$$VAL = 20 \log_{10} \frac{A}{Aref}$$

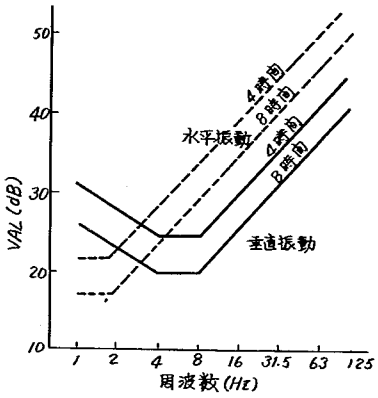
Ａ　＝測定加速度値（gal）

Ａref＝1 gal

ＩＳＯは，振動感覚について，図－２に示す感覚曲線を提案している。また，暴露時間と情緒反応との関係は，図－２のようである。



図－１　ＩＳＯの閾値と感度曲線



図－２　ＩＳＯの（露時間とレベルの関係），（４時間，８時間，暴露のみを示した），（不快レベル）

また，東京都における公害振動の規制基準値（案）は，下表のとおりである。

表３　東京都における公害振動の規制基準値（案）

垂直振動 時間区分	昼　　間		夜　　間	
区域の区分	時　　間	振動レベル	時　　間	振動レベル
第１種区域	午前８時～午後７時	６５　ｄＢ	午後７時～翌午前８時	６０　ｄＢ
第２種区域	午前８時～午後８時	７０　ｄＢ	午後８時～翌午前８時	６５　ｄＢ

備考・第１種区域は騒音に関する区域区分の第１種，第２種区域に該当する。

・第２種　〃　　第３種，第４種　〃

・水平振動は各欄に１０ｄＢを加えた値とする。

・工場等の敷地境界における地盤上の数値に適用する。

（交通環境研究室）

（解答２）

1. 振動障害軽減化の対策工法

道路の高架部に限らず平坦地および盛土部では地盤が軟質な場合に通過交通による振動障害がしばしば起きている。このような場合には，道路施設の面からの対策として地盤を改良し，

路床と舗装（表層と路盤）を要綱に従って十分の剛さを保つように図ることが挙げられよう。また，高架部においても同様に構造物の剛さを増すことが防振につながると云えよう。

また，路面は平滑さを保ち，道路を横断してギヤップが出ないように図るべきであろう。さらに，交通管制によって，重車輛は除行するよう規制する措置などが，原理的には考えられる。

上述の施設および交通に対する可能な対策ならびに，措置を実施してもなおかつ，沿道に障害が生じる場合には，つぎの対策が考えられる。

(1) 道路施設と沿道の建物等の間に必要な距離を保つ。

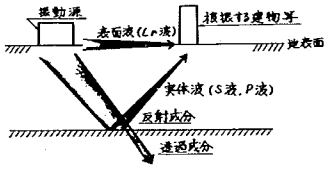
(2) 道路施設と沿道の建物等の間に必要な深さの溝を設ける。

(3) 道路施設と沿道の建物等の間の地中に壁を設ける。

(4) 沿道の建物等の基礎と構造を改善する。

上記の対策を導き出すメカニズムはつぎのとおりである。

基本的なメカニズムは，下図は示すように振動源から出た振動が，地盤中を波動として伝わり，建物の基礎に入り，建物を振動させる。地盤中を伝わる波動は，地表面附近に生じる表面波（L_r波）と地盤内全域を伝わる実体波（S波，P波）とからなり，いずれも振動源から遠ざかるにつれて振幅は減少していく。



対策(1)は，波動の振幅が距離とともに減少する性質を利用するものである。

対策(2)は，波動の伝播を断ち切って，建物側に伝わる波動をすくなくしようとする。

対策(3)は，振動源と建物の間に重量も剛性も大きい物体を地中に埋めて，その物体の振動源側の面で波動を反射させて，建物側への透過をすくなくしようとする。

対策(4)は，伝播してくる波動の周期成分と建物の固有周期が十分異なるように建物の基礎と構造を改善する。

御質問の主旨は振動源の振幅減少の対策工法を求めるものであろうと思うが，上述の被振建物の対策工法の(4)と同様な考え方で処理しうると考えられる。また振動源の高架橋と被振建物の関係は相互に地盤を介してダイナミックダンパー（干渉減衰器）の機能をもたせるよう図るべきであろう。地盤を介した二つの構造物間の相互干渉の実測結果に対する解釈の一例としては，文献(5)を参考にするとよい。

2. 振動障害の測定法

振動障害の測定は，単に物理現象を補捉すれば済むものではなく，第1に，基準・条例などの規定に明示されている地点での振動の振幅を測るものであり，第2に，振動源と被振建物の間の地盤および建物などの振動を測るものであると云えよう。

もし，振動が基準・条例などの規制を超えている場合，あるいは，通念上の免責限度または，人体に対する忍限度を超えていると判断される場合には，前述の振動のメカニズムを具体的な数値で捉えることができるような振動諸元を測定すると共に，地盤と構造物の諸元を確定しておき，最適な対策工法を選ぶための検討の資料とする。主な測定等の項目はつぎのとおりである。

(1) 振動源の振幅と周期

(2) 表面波の振幅，周期，波長，振幅の減衰性

(3) 実体波の振幅，周期，波長，振幅の減衰法

(4) 振動源と被振建物間の位置関係

(5) 構造物の剛性と重量

(6) 地盤の局度，密度，剛さ

3. 振動障害に関する基準等

振動障害の規制規準については，東京都，神奈川県，愛知県，大阪府，兵庫県，新潟県などの地方庁が条例によって定めている。条例のない地方でも，自から免責限度があると考えられ，その規準は，上述の地方庁の条例に準拠することになろうし，また，条例に違反しないとしても，精密機械の使用者などが先住権を盾に異義を唱える場合には，不良品の発生確率と振動振幅の関係などから，免責限度を割り出していくことができよう。

人体に対する忍限度については，ＩＳＯ（国際標準機構）の規格およびそれを漸化した日本音響学会の推奨値などが参考になるであろう。

振動障害の基準等の関連では文献2)，6）を参考にするとよい。

4. 問　題　点

構造物相互の密接度，地盤の条件などによっては，構造物に対する工法のみでは措置の万全を期することが困難な場合であると考えられ，また対策工法も条件の変化あるいは，推算の誤りなどから予期しない事柄を惹起するおそれがある。したがって，場合に応じて十分に事前の検討を進め，地形・地質的なモデルによる実験または解析などを行なうことが推奨される。

最も確実性のある対策は，振動源と被振建物の間に必要とする距離を与えることであるが，

関連する法規・慣行の中で，最も確実性のある対策を講じる努力が求められよう。

(参　　考　　文　　献)

1）表局地盤における振動伝播の実測　昭和４４年９月
土木研究所資料　第５３５号　建設省土木研究所振動研究室

2）試験調査打合せ会資料　(道路交通公害関係)
昭和４５年１０月２８日　土木研究所千葉支所

3）交通公害に関する試験調査
昭和４６年４月　建設省土木研究所

4）建設省九州地方建設局で開催された一日土研
昭和４７年２月　土木技術資料　Vol. １４，№2（２９～３０頁）

5）関門橋橋脚振動実験報告書　昭和４６年１月
土木研究所資料　第６３３号　建設省土木研究所振動研究室

6）畠山直隆：振動の人体感覚とその評価
昭和４６年度講習会テキスト「騒音・振動公害」（７５～８７頁）
昭和４７年３月　土木学会関西支部

(振動研究室)

(解答３)

交通振動公害を軽減するための対策を考える上での問題点を整理すると，図－１のようになると考えられる。

構造研究室は，走行車輌による動的荷重と上部構造の影響について述べることにする。(地盤の振動伝播，振動の測定法，振動公害の基準については，それぞれ振動研究室，交通環境研究室の解答を参照)

自動車が走行することにより，路面には振動外力が作用する。これに影響する因子として，路面の凹凸，エンジンの振動，不平衡質量などが挙げられるが，路面の凹凸の影響が最も大きいと言われている。図－２，図－３に路面の凹凸と路面に加わる荷重の一例を示す。これより，路面の凹凸によって路面に加わる振動外力は５Ｈｚ以下の比較的低い振動数領域に主成分があることがわかる。また，高架橋の伸縮継手部に多く見られる段差を車輌が通過する際に，橋には衝撃的な高い振動領域の荷重が加わる。構造研究室が荒川大橋において実交通流による橋の振動を測定

走行車輌による動的荷重

↓

上部構造の振動特性

↓

支承部の振動特性

↓

橋脚および基礎の構造形式

↓

基礎から地盤への振動伝達

↓

地盤の振動伝播

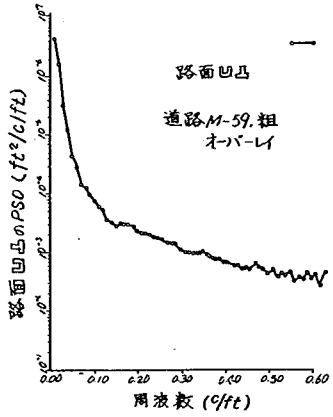
↓

建物の振動特性

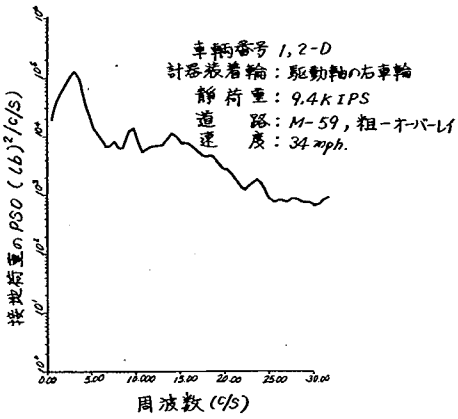
↓

人体感覚基準による判定

図－1　交通振動公害対策の問題点



図－2　Road profile power spectral density.

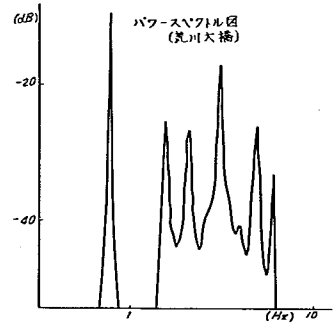


図－3　Pavement load power spectral density.

した結果を図－4に示す。

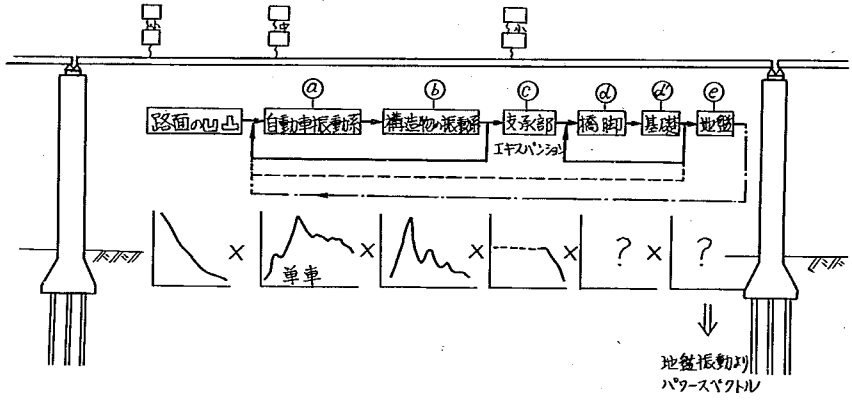
以上より，路面の凹凸，伸縮継手部の段差などの改善は，路面に加わる動的荷重を減少させる効果が期待できる。

また，動的荷重は，自動車の重量および速度の影響を受けるので，重量制限，速度制限が守られるような措置を取ることが重要である。



図－4

さらに上記のような振動数特性を持つ動的荷重が加わることを考慮して，構造物の振動特性による増幅効果，減衰効果を考えなければならない。これをモデル化して示したのが図－5である。



図－5　走行車輌による地盤振動に関するモデル

具体的な振動特性はそれぞれの構造物，諸条件によって変ってくると考えられるが，支承部の構造をゴムを敷いたり，ダンパーを取りつけるなどして，高い振動数の振動を遮断したり，構造物の固有振動数，変位倍率など動特性などを検討して共振を避けるなどの配慮が重要になろう。

（構造研究室）

1－7

大気汚染について　（48. 東北）

（主　旨）

大気汚染調査は現状は実態の把握が目的であるが，更に一歩進んで道路管理上から，その規制値等がオーバーしたとき，具体的にどのような対策を考えるべきか（例えば，交通規制等）その基本的な考えについて御教示願いたい。

（解　答）

大気汚染について，現在，環境基準が設定されているのは，二酸化いおう，一酸化炭素，浮遊粒子状物質，二酸化窒素，光化学オキシダントである。

また，大気汚染防止法施行令第１１条で定められているのは，いおう酸化物，浮遊粒子状物質，一酸化炭素，二酸化窒素，オキシダントである。

このうち，特に一酸化炭素は自動車から排出されるものが大部分であり，定常走行に比べて，アイドリングあるいは加減速時における排出割合が大きいので，道路構造上は平面交差点はできるだけ立体交差とすることが望ましい。

また，地形上，汚染質が拡散しにくい地点についても，交通容量的には直ちに立体化の必要がなくても，平面交差はできるだけ除去することが望ましい。

（交通環境研究室）

1－8

日照権を考慮した高架の高さと側道幅員について　（47. 近畿）

（主　旨）

道路，或は鉄道の立体高架化に際し，近年沿道住民から日照権問題が提起されているが，これの対策として高架の高さと側道幅員との関係を規定する考えがないか，御教示願いたい。

（解　答）

必要な日照時間の確保を図るため，高架の高さと側道幅員との関係をどのように規定するかは，各種の調査研究が必要であるが，そのような調査は，現在のところ当研究室では行なっていない。

（交通環境研究室）

1－9

交通事故と道路構造との関連　（48. 東北）

（主　旨）

現在，交通事故の発生と交通騒音等，道路公害について大きな社会問題となつているが，運転手のモラルの向上，自動車の構造改良とともに，道路構造の見なおしの必要に迫まられている。

交通事故の現況と道路構造の関連について高速国道等での研究が進んでいると聞いているが，(1)曲線半径，(2)縦断勾配，(3)舗装構造，(4)交差点処理等について交通事故との因果関係について明確にし対策を実施する必要がある。ついては，現在までの研究の紹介と現地における統計処理の手法と現地診断のポイント等についてお聞きしたい。

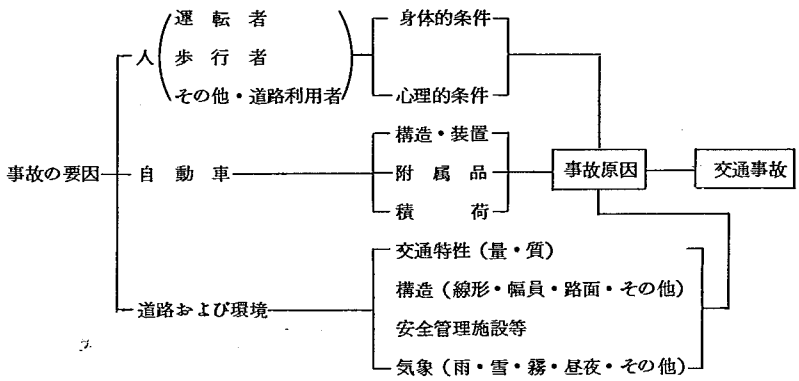
（解　答）

道路交通事故の要因は，（図－1）のとおり大別すれば，運転者等道路利用者に係わるもの，自動車の車輌構造に係わるもの，および道路構造，交通環境に係わるものの3種類に分類される。

そして，交通事故は，一般にこれらの要因が組合さり，ある時点（箇所）で何らかが刺激「引き金」となつて事故の発生を見ている。とくに道路要素が関連すると思われる事故は，ほとんどの場合他の要因との組合せにより事故に至つている。これは事故多発地点においても，現実に大多数の自動車が無事走行している中で，ごく少数の車のみが事故を起していることからも明らかであろう。

しかし，現存道路の一定区間を見た場合，事故発生箇所の分布が一応せず，特定地点に集中している傾向がある場合には，道路の構造等の道路要素がどのように当該交通事故との係わり合いを有するかを十分検討することが事故防止又は事故被害の軽減上からも重要なことである。

道路および環境要素として考えられる道路構造のうち，ここではとくに，道路の線形および路面のすべり易さと交通事故との関係についての最近の調査研究状況の紹介を中心に説明する。



図－1　交通事故の要因

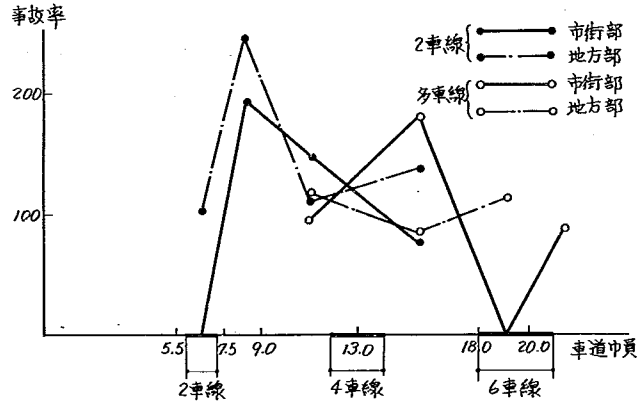
1. 一般道路の場合

(1) 一般単路部

昭和44年の広島県内国道2号での交通事故のデータシートによるミクロな解析の結果は次のとおり。

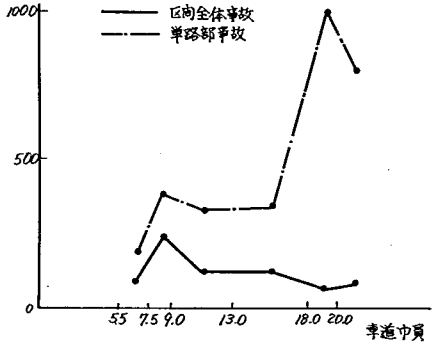
a）車道幅員と事故率

車対車，車単独の交通事故（交差点を含む）は，（図－2）に示すとおり，道路幅員7.5 m～9 mを2車線として運用した場合に事故率に一つの山が見られる。



図－2　車道幅員別事故発生状況(1)

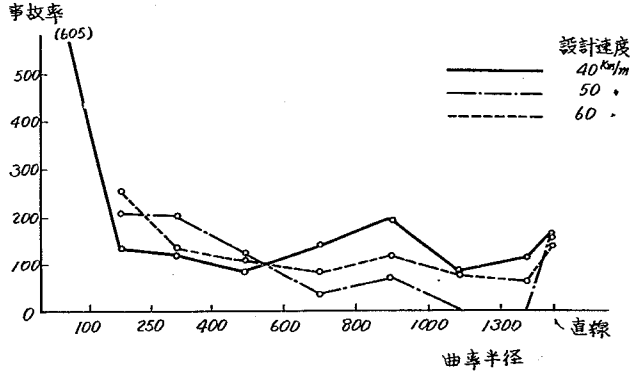
また，交差点付近を除くと（図－３）のとおりである。



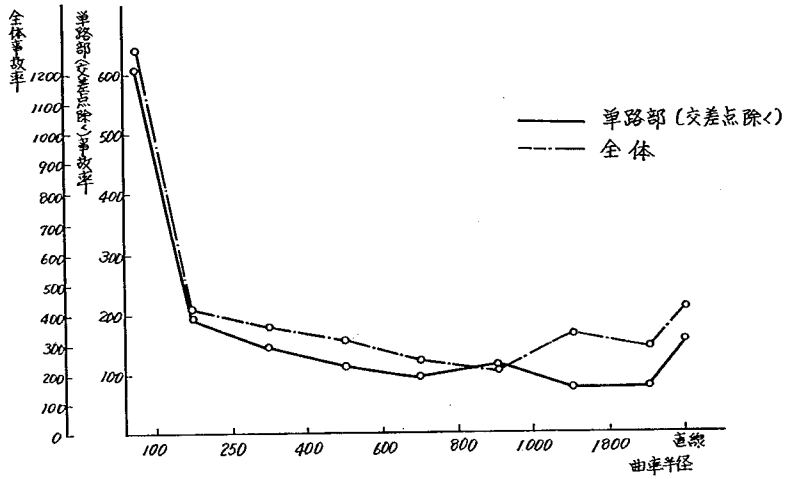
図－３　車道幅員別事故発生状況(2)

b）曲率半径と事故率

車両事故と曲率半径との関係は，（図－４）および（図－５）で，曲率半径が小さいほど事故率が高くなり，２５０m以下では安全対策に配慮がとくに必要となると考えられる。



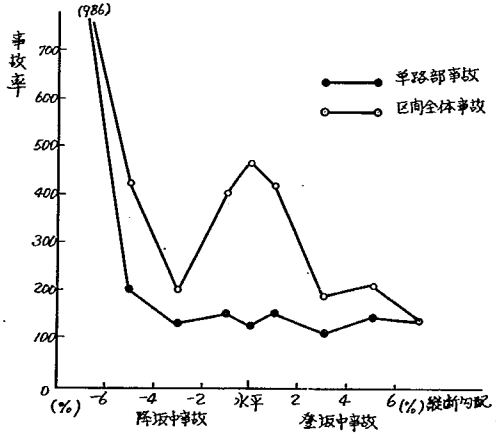
図－４　曲率半径別事故発生状況(1)



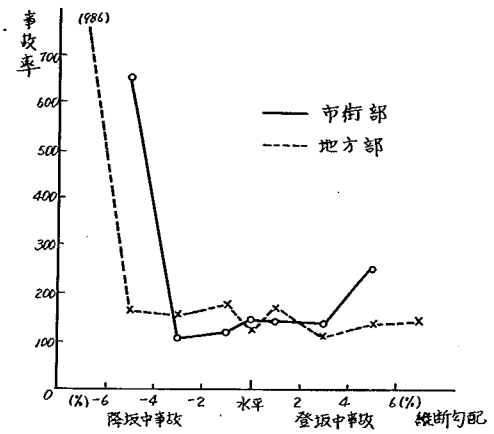
図－5　曲率半径別事故発生状況(2)

c）縦断勾配と事故率

縦断勾配と事故率との関係は，第1当事者の進行位置の縦断勾配により分類すると，（図－6）となり，これを市街部と地方部に分ければ，（図－7）である。



図－6　縦断勾配別事故発生状況(1)



図－7　縦断勾配別事故発生状況(2)

これによると，降坂中の方が事故が発生しやすいことが明らかとなるが，道路構造令の縦断勾配に関する規定で車輌の登坂能力のみから決められているのは，若干の問題を残すように考えられる。また，市街部では4％を越える勾配では，地方部に比して事故率が著しく高くなっている。

d）中央分離および歩道の設置と事故率

（表－1）および（表－2）は，それぞれ中央分離帯および歩道の有無で事故率がどのように異るかを対比したものである。

中央分離帯については，地方部では事故率の減少が認められるが，市街部では逆の傾向にある。また歩道の設値は単路部においてその効果が認められる。しかしこれらは車線数，道路幅員等さらにきめの細い検討が必要である。

(2)　交差点

交差点は交通流が互いに横断し，交差し，方向を転じて分合流する複雑な運動を行なう場合であり，従って，交通事故の発生する機会も多いので，一般には単路部と切りはなして事故分析を行なうことが望ましい。

交差点の交通事故に関する総合的な調査として，昭和44年中の全国約1000箇所の交差点について行なった交通工学会の研究があるが，そのうち，主な結果を示す。

a）変形交差点の事故率

地形，道路線形等のため，変形している交差点においては，事故率が高い。

b）交差点の大きさと事故率

交差点の大きさ（規模）は全体的に交通事故の発生件数に正の相関性があるが，事故率（全流入交通量４０万台／日当り）で表わせば相関性は認められない。

出合頭事故のみは事故率と交差点の大きさの間に負の相関がある。

表－１　中央分離帯の有無別事故発生状況

			有		無	
			件数	事故率	件数	事故率
市街部	区間延長（Km）		13.1		30.0	
	走行台キロ（億台キロ）		2.355		2868	
	車対車	交差点等	1158	492	1137	396
		単路等	208	88	228	79
		全体	1366	580	1365	475
	車単独		51	22	68	24
	計		1417	602	1433	499
地方部	区間延長（Km）		3.3		10.11	
	走行台キロ（億台キロ）		0.4467		7.1043	
	車対車	交差点等	64	143	1392	196
		単路等	12	27	548	77
		全体	76	170	1940	273
	車単独		6	13	26	26
	計		82	183	2126	299

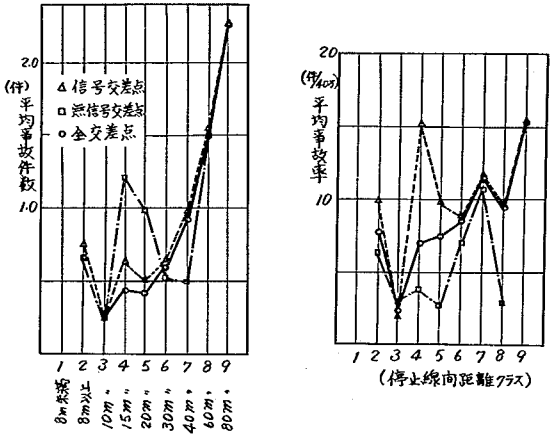
表－２　歩道の有無別事故発生状況

		有		無	
		件数	事故率	件数	事故率
市街部	区間延長（Km）	24.2		18.9	
	人台キロ（千人台キロ）	2222.5		1239.4	
	単路等	35	16	44	36
	交差点等	177	80	70	56
	全体	212	96	114	92
地方部	区間延長（Km）	13.2		91.2	
	人台キロ（千人台キロ）	377.5		539.0	
	単路等	14	37	58	108
	交差点等	17	45	58	108
	全体	31	82	116	216

（注）人・台キロ＝Σ（走行者交通量×車両交通量×区間延長）

c）追突事故と停止線間距離

4枝平面交差において停止線間距離の和と事故件数および平均事故率との関係は（図－8）のとおりで，追突事故は流入路別に解析すると交差点の長さが大きい程事故率も高くなる傾向にある。また，信号の有無にかかわらず，停止線間距離が10～15mの場合が最も事故率が低い。



図－8　追突事故と停止線間距離

次に，交通工学会が昭和45～47年度に東京都の代表的な交差点11箇所について流入部のすべり止舗装を中心とする事故対策効果についての調査は次のとおり。

この対策の前後各1年の事故は（表－3）で，事故の発生件数は事前のそれに比し48％に減っている。また，路面湿潤時の事故件数は対策前の16％となりすべり止め効果の大きいことがわかる。

表－3　調査対象交差点（11カ所）における事故発生総括

	改良前1年間（45.4～46.3）				改良後1年間（46.4～47.3）			
	①路面乾燥時	②路面湿潤時	①+②計	②／（①+②）湿潤時事故率	路面乾燥時	路面湿潤時	計	湿潤時事故率
交差点流入部	232	145	377	0.39	158	23	181	0.13
交差点内	158	40	198	0.20	137	33	170	0.20
計	390	185	575	0.32	295	56	351	0.16

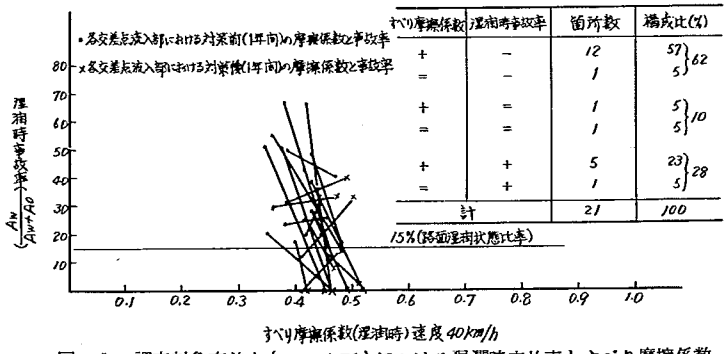
d）湿潤事故率とすべり摩擦係数

交差点流入部における湿潤事故率とすべり摩擦係数との関係は（図－９）で，すべり止め舗装を行なつて湿潤事故率が下がつたのは全体の交差点の６２％である。

このうち，１年間２０件以上の事故が発生した交差点について示すと（図－１０）で，すべり止め舗装を行なったことにより，約９０％の交差点流入部で湿潤事故率が低下している。

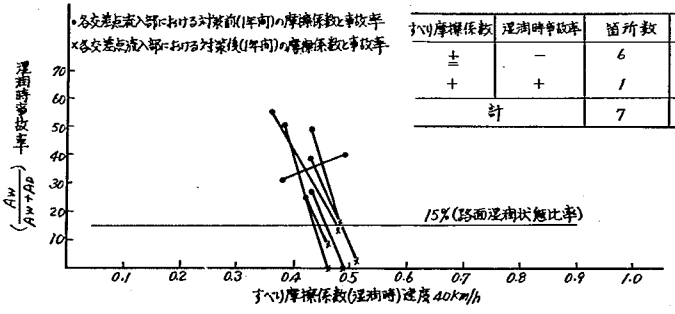
これは，路面のすべりやすさが事故の大きな要因となっていた事故が対策をほどこしたことにより減少したことを示している。また，すべり摩擦係数が高いほど湿潤事故率が小さいことも実証している。

なお，（図－１１）は西ドイツの幹線道路における湿潤事故率とすべり摩擦係数との関係を示している。



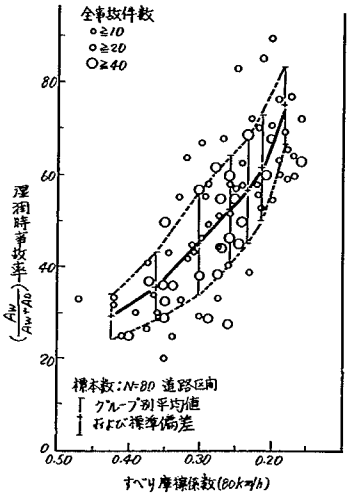
すべり摩擦係数	湿潤時事故率	箇所数	構成比(%)
+	−	12	57 } 62
=	−	1	5
+	=	1	5 } 10
=	=	1	5
+	+	5	23 } 28
=	+	1	5
計		21	100

図－９　調査対象交差点（１１カ所）における湿潤時事故率とすべり摩擦係数（湿潤時）との関係



すべり摩擦係数	湿潤時事故率	箇所数	構成比(%)
±	−	6	86
+	+	1	14
計		7	100

図－１０　年間２０件以上の人身事故が発生していた交差点における湿潤時事故率とすべり摩擦係数（湿潤時）との関係



図－１１　ドイツの幹線道路における湿潤時事故率とすべり摩擦係数との関係

2. 高速道路の場合

東名・名神高速道路について道路公団が行なった調査は次のとおりである。

(1) 道路線形と交通事故

a）曲率半径と事故率

円曲線の半径と交通事故率との関係を示せば（図－１２）のようで，半径１０００m以下の曲線部では半径が小さい程，事故率は高くなっており，５００m以下ではその傾向がとくに著しい。

また，クロソイドのパラメーターと事故率との関係を示したものが（図－１３）である。

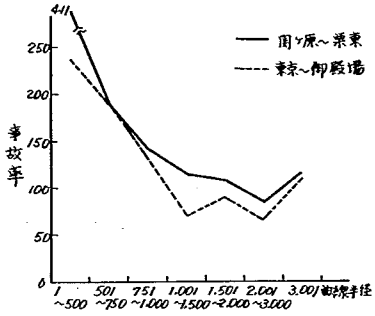
パラメーターが２５０m以下の区間で事故が著しく高い。また７５０m以上では定性的な傾向は読みとれない。

b）縦断勾配と事故率

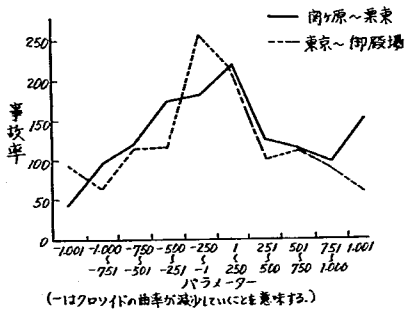
縦断勾配と事故率との関係は（図－１４）で，事故の発生は急な下り勾配で極端に高くとくに下り４％以上の区間では急増している。

c）平面線形と縦断線形の組合せ

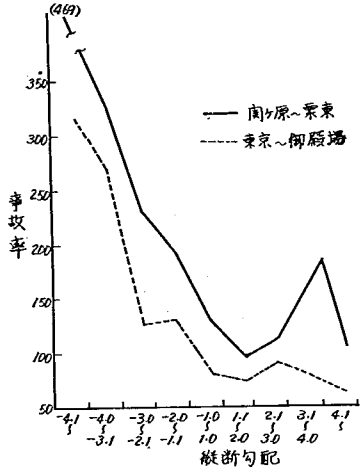
（表－４）は線形条件別の事故発生数を示したものであるが，左カーブより右カーブの区間の事故の方が多く，特に右カーブの下り勾配の事故が多い傾向である。



図－１２　円曲線の半径と事故率



図－１３　クロソイドパラメーターと事故率



図－１４　縦断勾配と事故率

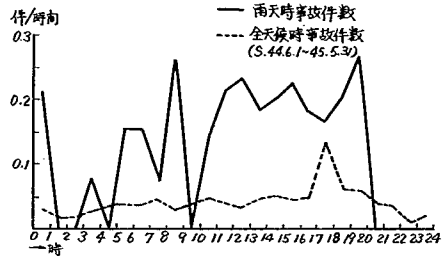
表－４　東名高速線形別単位距離当り事故発生件数

平面	右カーブ		左カーブ		直線		
縦断	上り勾配	下り勾配	上り勾配	下り勾配	上り勾配	下り勾配	全線
事故件数(件／年)	456	654	419	522	61	87	2.199
距離	119.9	116.3	116.3	119.9	14.8	14.8	502.0
件／km／年	3.80	5.62	3.60	4.35	4.12	5.88	4.38

(2) 気象と交通事故

全天候時と降雨時の単位時間当りの時間帯別事故の発生状況を示したのが（図－１５）である。

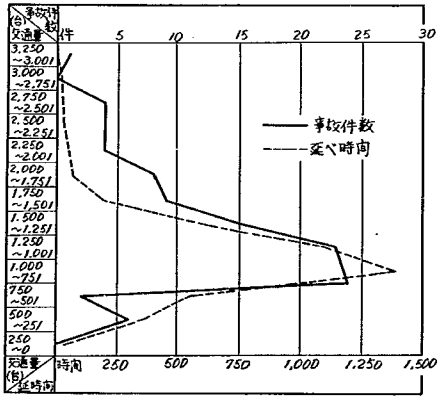
全天候時にはほぼ0.０４件／時程度と一定しているが，雨天時の事故は時間により変動が激しく，昼間は全天候時の同時刻のそれに比し４～５倍程度となっている。



図－１５　大井松田～御殿場間降雨時間別事故件数

(3) 交通量と交通事故

時間交通量とその時の事故件数との関係を示したのが（図－１６）で，交通量延べ時間曲線と事故曲線を比較すると，交通量の比較的少ない１０００台／時ぐらいまでは，ほぼ交通量に比例して事故の発生件数が増加し，１７５０台／時以上では交通量の増加割合より事故発生の割合の方が大きい。



図－１６　京都南Ｉ．Ｃ～茨木Ｉ．Ｃ間交通量延べ時間曲線と事故曲線

3. 交通事故解析手法について

交通事故は前述のとおり，極めて複雑・多様な要因を有しているため，その資料の収集，解析についても現在のところ，まだこれといって決定的な方法が確立されていない。多くは，前記したように，その中から少数の要因を取り出し，その相関を検討している段階である。しかし，多くの要因多重相関を同時に試ても，その結果具体的な対策に結びつきにくいきらいがある。

しかし，一般には，それらの要因の特性を十分検討するにはデータ量，質の不足している場合が多いことが，この種の研究の悩みである。それだけに，体系づけて収集されたデータをより多く収集することが，是非必要である。

そして，とくに一般道路の事故解析に当ってはデータ収集当初から次の事項に留意する必要がある。

(1) 地点的に発生する事故と区間的に発生する事故を分類して解析する。

(2) 交差点と単路部を分類して解析する。

(3) 人体車両・車両相互・車両単独の事故原因が異質である場合が多いので，これを分類して解析を試る。

(4) 道路構造の組合せに応じた分類を行なう。

なお，統計解析手法の開発に待つところが大きいことは言をまたない。

4. 現地診断のポイント

(1) 事故の発生状況について十分把握する。

(事故類形，発生時刻，天候，被害状況，過去の当該地点付近の発生状況)

(2) 事故付近の道路要素，交通条件，沿道状況等について把握する。

(道路幅員構成，線形，視距，舗装種類，施工時期路面乾湿状態，交通量，沿道利用状態，道路等の被害状況)

(3) 上記の記録を整理保存する。

(4) 対策は出来れば総合的なものとし，事後その効果を確認すること。

5. 参考資料

交通安全事業実務必携　P．158～P．244　　全国加除法令出版

交差点交通事故分析　　片倉正彦

平面交差点の計画設計　　交通工学研究所

交通安全施設効果調査（その6）　　交通工学研究所

交通事故と道路要因との関係について　４８年度　建設省技術研究会

道路要素を原因とする交通事故の解析　高速道路と自動車　１９７３.８

都市間高速道路の事故と問題点　高速道路と自動車　１９７３.８

なお，交差点の改良例集を近く土木研究所資料としてまとめる予定である

（交通安全研究室）

2　舗装に関する問題点

2－1

設計輪荷重について　（47. 近畿）

（主　旨）

設計輪荷重について，道路運送車輌の保安基準の中で軸荷重１０ｔ輪荷重５ｔ以下となっているが現在重車輌が非常に多い。この規制がむづかしいならば，これをゆるめ，
H＝１６ｔ,w＝８ｔぐらいとし道路設計にも８～１０ｔ換算輪数で設計する方向に向かないものか。

（解　答）

舗装の構成は周知のように大型車交通量によってきまる交通量区分に応じたHとTAとを満足するように決められる。このときの大型車の軸重あるいは輪荷重は保安基準に規定する輪荷重のものばかりとは限らず，輪荷重６ｔ，７ｔあるいは１０ｔを越えるものもわずかな％ではあるが含まれている。そのような輪荷重分布は要綱の基礎となった昭和４０年前後の一般国道における走行車両重量調査によってみられた平均的なものであるといってよい。

従って，輪荷重分布がその時代と大きく相違するときには交通量区分と舗装構成との関連について再検討を加えなければならないが，現要綱においても，特に大型車交通量が多い場合や重い輪荷重の多い場合には付録の方法を参照して設計することが述べられている。

付録の方法では，輪荷重分布は最終的には設計荷重に換算され，５ｔ輪荷重換算輪数とは，その過程で用いられるに過ぎない。また，仮りに換算輪数を設計に用いる場合においても，荷重と輪数との間に付録に示す関係（舗装に与える車の破壊作用は輪荷重の４乗に比例）が仮定されているから，標準輪荷重をどれだけにするかは議論の対象になりにくい。

いずれにしても車両重量の規制と同時に輪荷重分布の把握が必要であって，現在全国の４０地点ほどで観測が続けられている車両重量調査の結果が今後に利用されて行くことになろう。

（舗装研究室）

2－2

軟弱な路床上にAs舗装を施工する場合の設計法について　（47. 近畿）

（解　答）

路床上の設計ＣＢＲが2未満の場合の舗装構造は，アスファルト舗装要綱によれば，次のような方法によって検討することとしている。

(1) 良質材料を約1 mの厚さに盛上げあるいは踏込みして新たな路床を作る。

(2) 遮断層の上に厚さ１５～２０cmの捨コンクリートまたはセメント安定処理層を設け，この上に厚さ３０～６０cmに材料を積重ねる。

(3) 上層路盤あるいは基層上で一時交通に開放し，沈下を待って後，舗装を完成させる。

(4) 置きかえ厚を薄くして，施工後の維持修繕に十分配慮する。

これまでの施工例によれば，捨てコンクリート層などを設ける場合の構造を弾性計算により検討し，更に過去の断面例を参考として設計を行なっている。

弾性計算例からも推測されるように，また施行例からうかがわれるように，置き換え厚を薄くする。すなわち舗装厚を薄くするためには，捨てコンクリート，セメント安定処理，スラグなどの弾性係数の高い，かたい材料を豊富に投入するのが有効である。このような場合弾性計算の利用は繁雑であり，またきまった方法もないので，所要のＴＡを満足するように断面を検討するのが簡単である。しかし，材料の等値換算係数の決め方は，弾性係数の場合同様，推測の域を出ない。

アスファルト舗装要綱の付録に示された計算式を用いて設計ＣＢＲが2以下の割合について計算したＨとＴＡを表－1に示す。また，一般国道で，設計ＣＢＲが2未満の場合の採用断面例を図－1に示す。すべてのスラグとセメント安定処理の等値換算係数を0.55としたときのＴＡと実測たわみ量との関係は図－2に示す実線のようである。

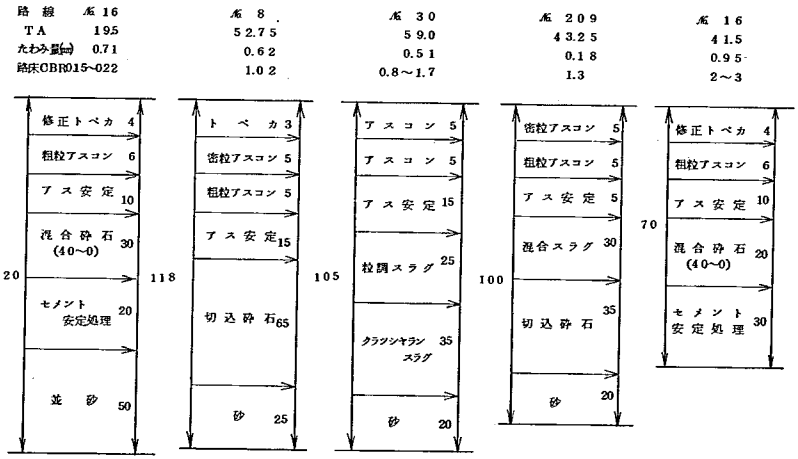
破線は路床のＣＢＲが様々な場合についての平均線であり，○や△は関東ローム（CBR=3～5）路床上の試験舗装の結果である。図－1の断面では，ＴＡはやゝ過大評価ではあろうが，Ｃ，Ｄ交通の範囲にあり，たわみ量もほゞ十分な大きさである。昭和４７年に道路局地方道課が中心になって軟弱路床（CBR<2）上舗装の実態を調査したがその結果を以下に示す。

舗装要綱の解説（道路昭４３－２）には図－3の断面例が示されている。コンクリート版の等値換算係数をＡＡＳＨＯ道路試験から推測した1.2で計算したＴＡはＡ，Ｂ，Ｃ，Ｄ交通の場合それぞれについて，おおよそ３０，４５，６０，７５であり，表－1の値が満足されている。た

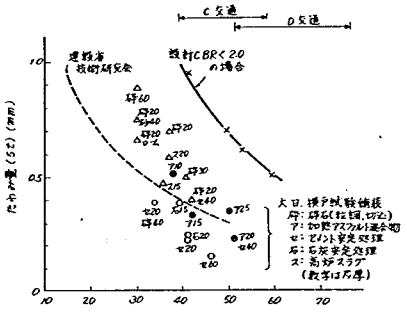
だしここに示した考えは極めて便宜的なものであり，今後の検討が必要である。堤防兼用道路舗装の場合の透水性を考慮した材料の選定に関しては土質研究室からの回答がある。

表－1　設計ＣＢＲが2以下の場合に必要な合計厚とTA

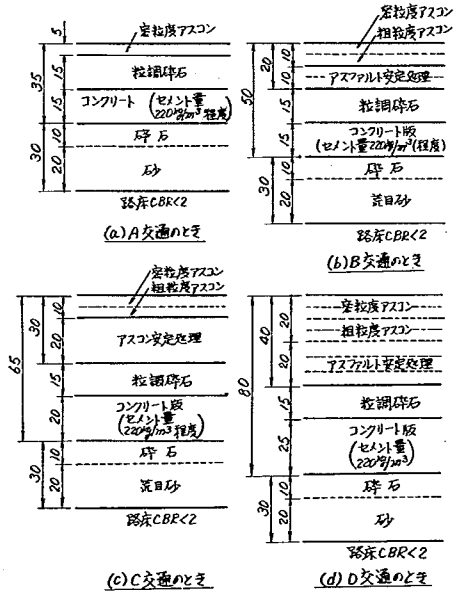
設計 CBR	(cm)	交通区分 A	B	C	D
2.0	H	62	74	90	105
	TA	21	29	39	51
1.5	H	71	87	105	123
	TA	22	31	42	54
1.0	H	91	112	135	158
	TA	25	35	47	61
0.5	H	137	169	204	239
	TA	31	43	58	76



図－1　舗装断面構成例と実測たわみ量



図－2　TAと路面たわみ量との関係



図－3　サンドイッチ工法の例(cm)

付　録

軟弱路床上舗装の実態調査

建設省道路局地方道課　成田保三
建設省土木研究所　南雲貞夫
建設省土木研究所　小島逸平
建設省土木研究所　坪内昭雄

調査結果

調査は全体で４４９件にのぼり，このうち路床上の設計ＣＢＲが２％未満の軟弱路床上舗装としての条件を満たしたものは２８５件（６３５％）であった。

(1) 施工状況

路床上の土質は粗粒土より細粒土が多く，中でもレキ質粘土，砂質粘土，シルト質粘土の頻度が高い。また，軟弱路床上舗装のうち地盤改良を行なったものは１２１（42.5％）であった。この意味で，軟弱路床上の舗装に対しては地盤改良の頻度が高いことが指摘される。地盤改良を工法別にみると，置換工法が９０件（74.4％）と最も多く，次いでFe 石灰安定処理，盛土パイル工法の順で改良工法が採用されている。置換工法に使用される材料は，山砂30件（33.3％），良質土（ＣＢＲ10％以上）１６件（17.8％）の頻度が高く，これらの材料で置換材料の半数以上を示している。この他ズリ，シラスなど地域材料の使用例が目立つ。置換の平均施工厚は山砂で68.6cm，良質土で70.0 cm，ズリ90.9cm，切込砕石74.3 cmである。安定処理としてのFe 石灰処理は，平均20.7 cmの処理が行なわれている。

(2) 交通区分別による舗装構成

地盤改良を行なっていない軟弱路床上舗装に類別されたもの１６２件をもとに，交通区分別に舗装構成を整理した。以下にA交通区分とC交通区分の舗装構成を紹介する。

(2)－１　A 交 通

遮断層の施工は２０％近く認められ，その平均施工厚は２０cmである。下層路盤には切込砕石の使用が最も多く，次いでクラッシャーラン，切込砂利の順である。またこれらの平均施工厚は42.3，18.8，33.4 cmである。しかしいずれもバラツキ（$\sqrt{V}$）が１０以上であることから，施工厚の断定は無理である。上層路盤としては粒調砕石，アスファルト安定処理が多く，全体の半数以上を占めている。それぞれの施工厚は13.1±4 cm，8.5±3 cmである。この他粒調砕石，アスファルト安定処理など，単一材料で路盤を構築するものの他にこれらの組合せ路盤がある。

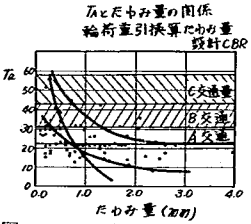
基層は粗粒度アスコンを平均5.3 cm厚で施工されている。アスファルト量は5.3％の配合

である。

表層は密粒アスコン修正トベカの使用が多く，それぞれ平均5.0 cm，4.8 cmの施工厚である。アスファルト量は前者が6.1 %，後者が7.3 %である。舗装構成全体のT_Aは19.5～35.2 cmであり，アスファルト舗装要綱の設計値をほぼ満足しているものと思われる。

(2)－2　C 交 通

しゃ断層を設けた工事例はわずか2件（8.3%）であり，大部分の工事はしゃ断層無しの舗装であることが認められた。下層路盤材料としては，やはり切込砕石，クラッシャーランの使用が多く，平均施工厚はそれぞれ22.2 cm，



図－1　T_Aとたわみ量の関係

39.4 cmで，T_Aとしては6～14程度を期待していることがうかがえる。上層路盤としては単一材料によるものより，2～3種類の材料の組合せ路盤が多く，特に粒調砕石＋アスファルト安定処理，セメント安定処理＋粒調砕石＋アスファルト安定処理による施工例が多く，両者の合計頻度は60%近くに達している。期待するT_Aも14～26と，A，B交通区分に比べ高いことが特徴である。基層は厚さ9.1 cm A_S 量5%の粗粒度アスコンの施工となっている。

表層は密粒アスコン，修正トベカの施工が多く，それぞれの平均厚，A_S量は5 cm，6 %　4.2 cm，7.6 %である。

舗装構成全体のT_Aは24～54で，T_A不足

交通区分	基礎構成路盤別	使用材料名	件数	幅度(%)	施工厚 max.	施工厚 min.	バインダー量の実施 X	バインダー量の実施 /V	T_A
A交通 n=78	しゃ断層	砂	15	19.2	30.0	15.0	20.4	5.16	
	下層路盤	切込砕石	36	46.2	80.0	10.0	42.3	17.08	10.6
		クラッシャーラン	12	15.4	45.0	10.0	18.8	11.39	4.7
		切込砂利	9	11.5	65.0	10.0	33.4	16.42	8.4
		スラグ	2	2.6	35.0	35.0	35.0		19.3
	上層路盤	粒調砕石	32	41.0	25.0	7.0	13.1	4.08	4.6
		アスファルト安定処理	10	12.8	18.0	5.0	8.5	4.06	5.6
					20.0	6.0	14.0	7.12	
		粒調砕石＋As安定	4	5.1	12.0	5.0	18.5	4.14	4.9
		切込砕石	5	6.4	25.0	6.0	18.2	9.41	4.6
	基層	粗粒度アスコン (As量)	20	25.6	9.0 6.0	4.0 4.5	5.3 5.3	1.41 0.35	5.3
	表層	密粒度アスコン (As量)	45	57.6	5.0 6.5	4.0 5.8	5.0 6.1	0.15 0.17	5.0
		修正トベカ (As量)	33	42.4	5.0 8.0	4.0 7.0	4.8 7.3	0.39 0.39	4.9
B交通 n=54	しゃ断層	砂	18	33.3	50.0	15.0	23.9	9.48	
	下層路盤	切込砕石	24	44.4	95.0	10.0	37.2	20.61	9.3
		切込砂利	6	11.1	50.0	25.0	39.2	10.21	9.8
		クラッシャーラン	6	11.1	44.0	10.0	21.0	12.84	5.3
		スラグ＋切込砕石	2	3.7	15.0	10.0	12.5	3.55	
		その他 砕石＋セメント安定コンクリート	3	5.6	20.0	15.0	15.0 18.3	2.88	
	上層路盤	粒調砕石	12	22.2	25.0	8.0	13.5	5.90	4.8
					15.0	5.0	11.9	3.21	4.2 } 10.2
		粒調＋As安定	11	20.4	15.0	5.0	9.2	2.64	6.0 }
		As安定	11	20.4	30.0	5.0	10.5	6.88	6.8
		スラグ	2	3.7	15.0	10.0	12.5	3.53	6.9
		その他 セメント安定＋粒調＋As安定	3	5.6	15.0	4.0	5.8	2.13	5.8
	基層	粗粒度アスコン (As量)	36	66.7	6.0	4.7	5.2	0.29	
	表層	密粒度アスコン (As量)	39	72.2	5.0 7.5	5.0 5.0	5.0 6.1	0.34	5.0
		修正トベカ (As量)	11	20.4	5.0 9.0	3.0 6.0	4.6 7.5	0.68 0.82	4.6
C交通 n=24	しゃ断層	砂	2	8.3	30.0	20.0	25.0	7.07	
	下層路盤	切込砕石	13	54.2	41.0	10.0	22.2	9.95	5.6
		切込砂利	1	4.1			45.0		11.3
		クラッシャーラン	5	20.8	80.0	24.0	39.4	24.24	9.9
		スラグ	1	4.1			25.0		13.8
	上層路盤	粒調砕石	2	8.3	15.0	10.0	12.5	3.53	4.4
		粒調＋As安定	10	41.7	60.0 15.0	5.0 10.0	16.2 11.6	16.93 21.3	5.7 } 13.3 7.6 }
		セメント安定＋粒調＋As安定	4	16.7	18.0 20.0 20.0	15.0 13.0 13.0	17.3 14.8 17.6	1.50 3.50 3.55	26.0
		スラグ	2	8.3	30.0	25.0	27.5	3.53	15.2
		その他 As安定セメント＋粒調	6						
	基層	粗粒度アスコン (As量)	24	10.0	20.0 6.0	5.0 4.0	0.1 5.1	5.03 0.43	9.1
	表層	密粒度アスコン (As量)	17	70.5	6.5	5.7	5.0 6.0	0.20	5.0
		修正トベカ (As量)	7	29.2	5.0 8.0	4.0 7.0	4.2 7.6	0.37 0.58	4.2
D交通 n=6	下層路盤	切込砕石	3	50.0			40.0		10.0
		スラグ	2	33.0	55.0	45.0	50.0	7.07	27.5
	上層路盤	粒調＋As安定	3	50.0			20.0 30.0		7.0 } 16.5 19.5 }
		その他 As安定	1	16.6			15.0		9.8
		瀝青＋As安定	1	16.6			55.2		
		スラグ	1	16.6			15.0		8.3
	基層	粗粒アスコン (As量)	6	100	15.0 5.5	5.0 4.7	10.9 5.2	3.76 0.27	10.9
	表層	密粒アスコン (As量)	6	100	6.30	5.9	5.0 6.0	0.15	5.0

表－1　交通区分別による舗装構造

の舗装が目立つ。

(2)－3　T_A とたわみ量の関係

T_A とたわみ量（５ｔ換算たわみ量）との関係から図１の結果を得た。これより路面たわみ量が大きく，T_A 不足の舗装が多い実態が認められる。　（舗装研究室）

2－3

アスファルト抽出試験について　（47. 近畿）

（主　旨）

(イ) アスファルト抽出試験の抽出液中のフイラーの摘出をしない場合，誤差を込みにしたアスファルト量の算出方法について

(ロ) アスファルト舗装版の切取りコアーをそのまま抽出，ふるい分け試験した場合，粒径加積曲線をどのように評価すればよいか。

（解　答）

アスファルト舗装における品質管理や検査において，アスファルト混合物の抽出試験が重要な項目の一つであるが，試験所要時間が長いことや，試験精度に関して種々問題が提起されている。(イ)の問題は主として遠心分離器による場合と思われるが，この方法の場合，抽出液中のフイラーの検定は加圧ろ過法かまたは焼却法によって行なうことが規定とされている。しかし，フイラーの検定には人手と時間を要し，なんらかの簡素化・迅速化が必要である。

ご照会の方法は，遠心分離の際摘出するフイラー量をあらかじめ検定しておき，その検定量によってアスファルト量，骨材粒度を求める計算の際補正するものと解されるが，フイラー量の異なる混合物や試験員など異なる場合は，その都度前述の検定をしなければならない。

しかしながら，この方法は，やはり精度の点に問題があるので，施工管理上急を要する場合のみに限定すべきであると考える。

特に検査や試験施工など，高い精度が要求される場合は，ソックスレー法に抽出試験をお勧めしたい。

(ロ)は，アスファルト舗装体から切取ったコアの抽出試験によって骨材粒度を求めるとき，切断された骨材粒が粒度にどの程度影響するかという問題である。確かにコアの場合試料のなかに切断された骨材粒が含まれ，（特に粗粒部分で細粒部分では問題ない）粗位部分のフルイ通過率は若

干大きくなるが，その補正値については明らかにされていない。切断粒のみを取除いたり，あるいはコアの径を大きくすれば，切断の影響は少なくなるが，一般には試料重料は限られており，（1Kg）　サンプリングが必要になるなど，誤差要因となるわけで，（切断粒を取除くことはアスファルト量にも）コア全体を試料とするこれまでの方法が現時点では無難であろう。

（舗装研究室）

2－4

アスファルト抽出試験の評価について　（48. 東北）

（主　旨）

東北地建では，アスファルトの抽出試験はソックスレー法に規定して，管理，監督，検査を行っているが，現在かなり精度の良い遠心分離器があることから，一連の比較試験を行った。この結果から判断すると，ソックスレー法に比較して十分な抽出精度と考えており，今後，抽出方法としてソックスレー法と併せて，この機種による遠心分離法を採用する方向で進めているが，本遠心分離と成果に対する評価並びにご意見を伺いたい。また，全国的な傾向として，アスファルト抽出試験についても承りたい。

また，これらの方法以外に適当な方法があればご教示願いたい。

（解　答）

アスファルト抽出試験法の精度の比較を行なった結果では，同一混合物（フイラー3.4％，アスファルト4.8％）の１０個のサンプルについて求めたアスファルト量の標準偏差は，遠心分離法0.5，振とう法0.2，加熱法（ソックスレーに同じ）0.2，焼却法0.3であった。ただし，遠心分離法に加圧ろ過を併用するときは0.3に改善される。

どの試験法をとるかは，単に精度だけの問題ではなく，装置のコストや試験に要する時間なども考慮に入れなければならない。品質管理試験として利用して短時間に結果を出したいときは，ソックスレーよりも遠心分離を採るのが一般であり，検査のためには少々時間はかかっても比較的簡便なソックスレーが適当であろう。

遠心分離，ソックスレーにもいくつかの問題点はある。遠心分離ではフィルターリングと蓋との接触面から流出するフイラー分によって誤差が生じ，そこで全ろ液を加圧する方法を併用しているが，操作が面倒であり，溶剤との接触時間もながい。ソックスレーでは時間がかかることの

ほか，濾紙の品質にバラツキが大きいことであろう。

これらのほかにいくつかの試みはあるが，代るべきものはいまのところない。わが国では一般的ではないが，イギリスをはじめとするヨーロッパ諸国で利用している振とう法は，装置は高価になっても簡便で試験時間も短く，そのまま導入しても利用価値があるように思われる。

文　献：松野　三朗　　アスファルト混合物の抽出試験法　　土木技術資料 Vol. 2, No. 5
昭35－5

（舗装研究室）

2－5

最適アスファスト量検討のための締固め回数　　（48. 東　北）

（主　旨）

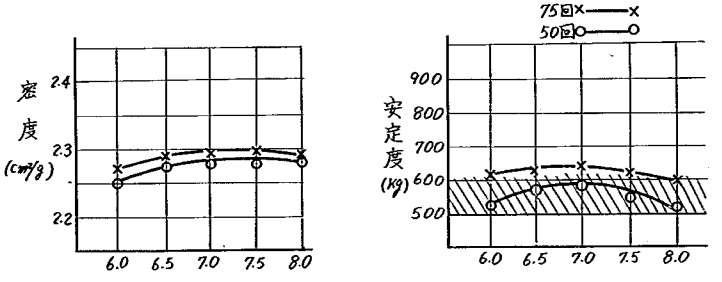
マーシャル試験はアスファルト量6.0～8.0％の範囲を0.5％間隔で5点行った結果を下図に示したが，本工事のマーシャル性状の規格・施工法および混合性等を考慮して基準アスファルト量を7.5％（５０回）とした。しかし有効空隙から検討すると，マーシャル供試体の突固め回数が５０回×２の場合，有効空隙は普通のアスファルトコンクリートで最低1.5％は必要であり，2～4％を考えるのが一般的であるといっている。（Sonderegger氏）

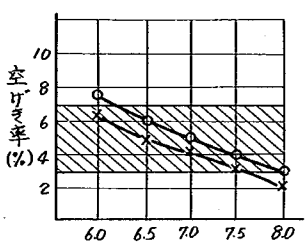
今回の試験結果から（図）中央アスファルト量7.5％として有効空隙を計算すれば1.8％となって満足するが，2～4％には満たない。

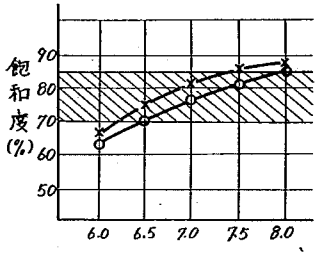
７５回の場合は7.0～7.2％として有効空隙は2.1％となる。

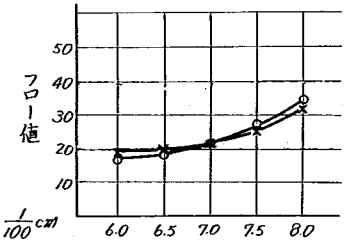
現在，オーバーレイする場合，転圧終了後1時間程度で交通開放する（施工時の気象条件にもよるが）場合は７５回で試験をし，アスファルト量を検討した方がよいと考える。

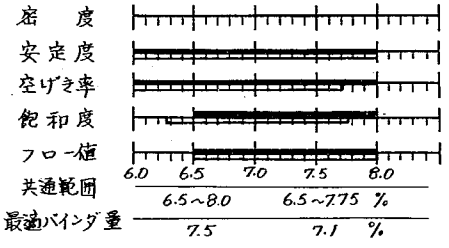
マーシャル安定試験







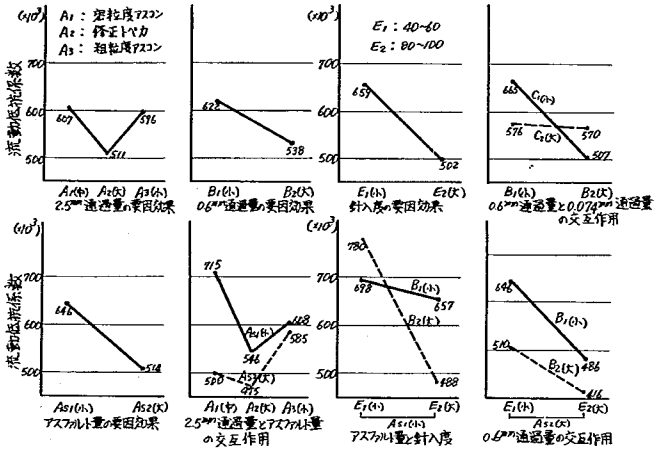




（解　答）

主として表層のアスファルト混合物の塑性流動は最近の重交通道路において各地で問題にされており，道路協会を中心に配合設計などの手法の再検討が行なわれようとしている。塑性流動の原因には，重車両がきまったわだち跡を通ること，舗設後時間をおかずに重交通にさらされること，材料の選定に問題があることなどが列挙されるが，昭和４２年改訂のアスファルト舗装要綱で交通条件に無関係に突固め回数を５０回のみに改めたことも原因のひとつに指摘されている。

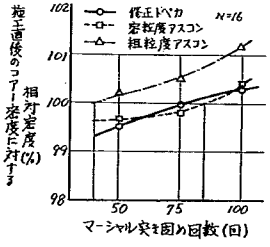
昭和４２年にアスファルト混合物の材料と配合を検討する目的で行なわれた幕張試験舗装の調査結果の一部を図－１に示す。きわめて常識的な結論であるが，表層のわだち掘れは，混合物中の粗骨材量，0.6㎜フルイ通過量，アスファルト量，アスファルトの針入度などの影響が顕著で，アスファルト量を平均0.5％減らす効果は，アスファルトの針入度４０～６０のものを用いた場合にほぼ相当することがわかる。



図－1　総体流動抵抗係数（Afr）の要因効果図（第1車線）

塑性流動を防止するためには，アスファルト量を減らすことがひとつの方法であるが，７５回を採用すれば，アスファルト量は0.3％前後減ずるので，アスファルト量を減らす妥当な手段として検討すべきである。

なお，幕張試験舗装での施工直後のコア密度とマーシャル密度を図－２，表－１で比較した。この場合についていえば，７５回を採用する方がより合理的であろうと考える。



図－２　コア密度とマーシャル密度との関係

表－1　施工直後および供用２ケ年のコアーの密度と等しいマーシャル突き固め回数

混合物の種類	施工直後のコアー密度と等しい回数	供用２ケ年のコアー密度と等しい回数
密粒度アスコン	８５	１５０以上
修正トベカ	７５	１５０以上
粗粒度アスコン	４０	１５０以上
平　均	６７	１５０以上

（幕張試験舗装関連資料）

（舗装研究室）

2－6

アスファルト舗装における上層路盤工の締固め度の測定方法　（47．近畿）

（主　旨）

アスファルト舗装工事等において，上層路盤工として粒度調整を採用し，現場施工を行なった場合のこの上層路盤工の締固め度の測定方法としては，現場において簡単に行なう方法として如何なる方法が最も適切か，もし平板載荷試験を採用して推定することは間違いかどうか。

（解　答）

路盤，路床の締固め度を判定する手法としては，現場密度を直接測定する方法と平板載荷試験，たわみ量測定などから間接的に求める方法がある。後者の場合は支持力あるいは，たわみ量と締固め度との相関が，どの程度明確であるかが重要である。

締固めが進むに従って，平板載荷による支持力係数が増すことは明らかである。材料，層厚，下層の支持力によってその大きさは異なるから，同一材料，同一層厚で下層の支持力も同じである場合に限り，基準の締固め度の時のK値を基準にして締固め度を判定できる。

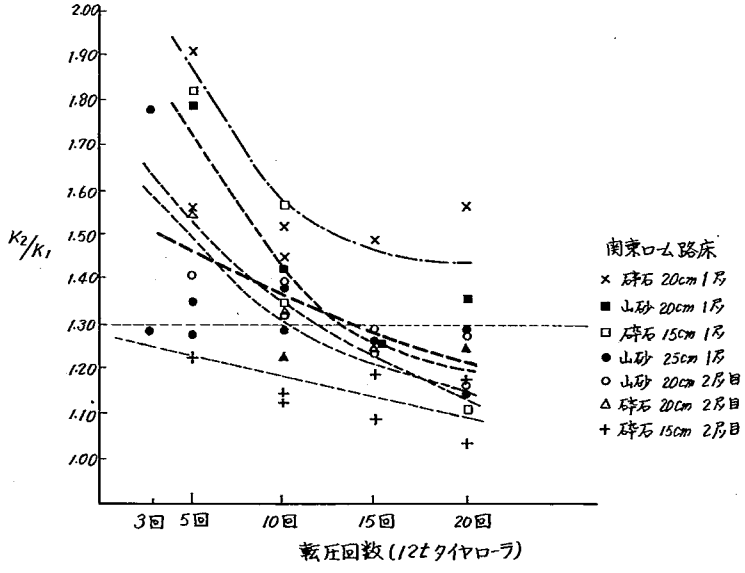
例えばＣＢＲが１０の路床上に３０cmの切込砕石の路盤を置く場合，この条件の路盤を基準締固め度まで転圧した時の支持力ＫＲを事前に知っておけば，この条件に一致した路盤はＫＲになるまで転圧すればよい。

しかし平板載荷試験では，締固められる材料，層厚，下層の支持力などによって基準となる支持力が異るのが欠点である。この点をいくらか補った手法が，くり返し載荷平板試験である。こ

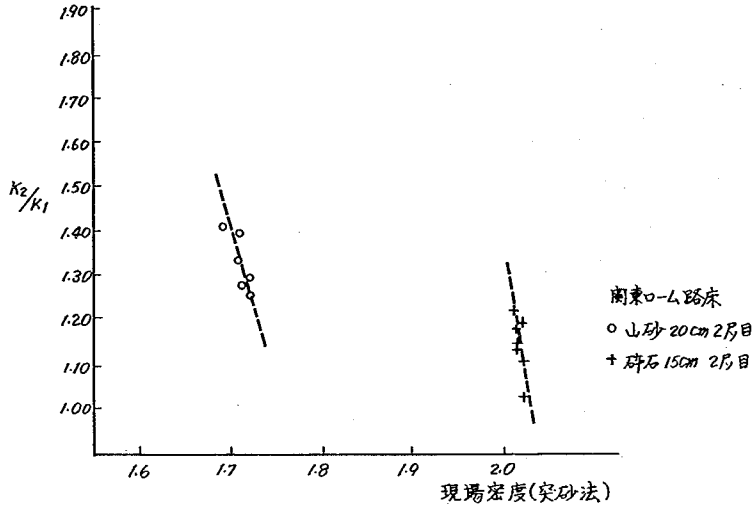
の試験法は平板試験において荷重を最初にかけた時のK値をK_1，二回目に載荷した時の値をK_2とし，締固めが進むに従って，K_1とK_2の違いが少なくなることを利用して(K_2/K_1)をもって締固め度を判定するものである。

図1は(K_2/K_1)値と，タイヤローラによる転圧回数との関係を示す。転圧回数が増すに従って締固めが進み(K_2/K_1)が低下していく過程が見られる。この手法にしても，材料，その他によるばらつきが相当あり，締固め度の管理試験として採用するには不十分であろうが，K_2/K_1＝1.30を一応の目安とすることができそうである。(図2，図3参照)

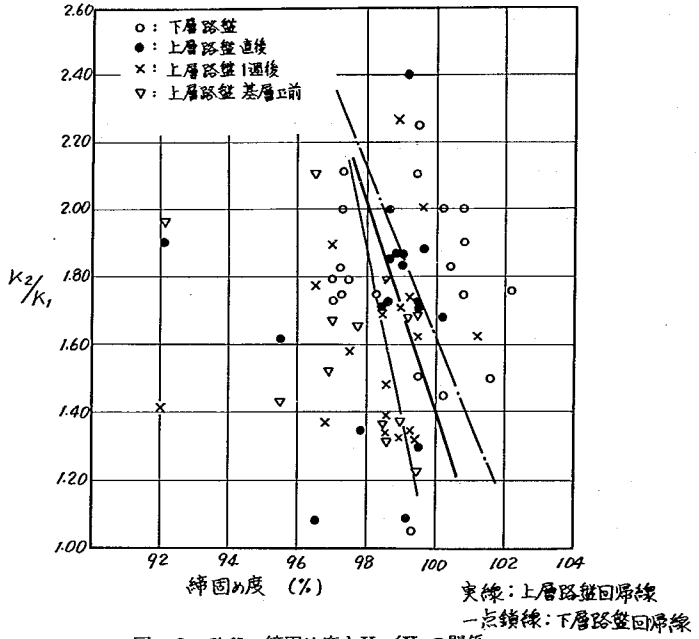
たわみ量によって締固め度を管理することも可能であるが，平板載荷試験法と同じ問題を含むばかりでなく，締固め度との相関にもかなりのばらつきがある。一種のたわみ量測定試験であるが，実用性の高い手法にブルーフローリング試験がある。この試験法はすでに道路公団などでは一部採用されているが，重いタイヤローラで数回転圧し，監督員数名によってたわみの大きさを視察によって判定する。この手法は締固め不十分の箇所の発見に役立つと同時に転圧不足の箇所の仕上げ転圧として有効である。



図－1　転圧回数とK_2/K_1の関係



図－2　現場密度とK_2/K_1の関係



図－3　路盤の締固め度とK_2/K_1の関係

ブルーフローリングによる手法は，試験法としても手軽で実用的であるが，視察による判定であるため，監督員が十分に試験法に慣れると共に適確な判断力を持つ必要がある。

次に現場密度を直接測定する手法にはＪＩＳに規定されている方法，アスファルト舗装要綱に示す突砂法，ＡＡＳＨＯの方法，バルーン法などがあるが，一般に用いられるのはＪＩＳ法，突砂法である。これらの試験法の相互の比較については道路公団，東京都などで行なわれており，その結果では突砂法が最もよい結果を示すようである。

以上，締固め度を判定する手法を一通り述べてきたが，現在の段階では結論として，アスファルト舗装要綱に示す突砂法による現場密度で管理するのが最もよいと思われる。また工事が大きい場合はブルーフローリング試験を補助的に採用するのもよいであろう。平板載荷試験による管理の方法は個々の現場では利用することができても，一般的に取り上げることはむずかしいのが現状である。なお最近開発された手法として，動的たわみ測定法がある。いまだ研究中であるが非常に有望である。他にＲＩ法などもあるが，広く実用化されるに至っていない。

参考文献

1. 日本道路公団試験所報告　名神高速道路篇（昭３９）
2. 第１０道路会議一般論文集　３６９（昭４６）

（舗装研究室）

2－7

ゴム入りアスファルトのゴム量確認方法　（48. 東北）

（主　旨）

アスファルト舗装のすべり止め等の目的でゴム入りアスファルト，或いはゴム添加アスファルトを採用した場合，ゴムの混入量を確認する方法について，化学的試験等適当な方法があれば，お教え願いたい。

（解　答）

ゴム入りアスファルトには通常３～５％のゴムが混合溶解されている。アスファルト中のゴム分の量は，その後のアスファルトの物性に大きな影響を与えたので，使用に先だって，その量的な把握が必要となる。

ゴム分の定量試験としては，ゴム入りアスファルトのレオロジー（Rhreology)的変化を測定して定量する物理的手法のものと，アスファルトに混合溶解されたゴム分が分子中にもつ不飽

和結合が塩化よう素（Icℓ）とか，いおう（S）と定量的に反応する性質を利用して定量する化学的手法との大別して2通りの試験法が提案されている。

物理的手法として利用されている試験法には，ベンソン（Benson）が提案したタフネス（toughness），テナシテイ（tenacity）試験があるが，定量試験として利用するためには，ゴムをブレンドするストレートアスファルトの品質別，ゴムの種類別に検定しておく必要がある。一方化学的手法としては，2，3のものがあるが，分析化学の要素が入り簡単に試験を行ないにくい面がある。従って簡単で正確にゴム分の定量を行なう方法はまだ決っていないのが現状である。

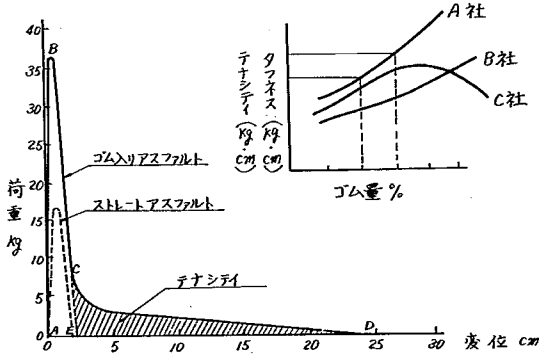
（参　考）

その1．タフネスとテナシティの試験

アスファルトにゴム分を混合溶解した場合に，期待される効果のおもなものは，凝集力および付着力の改善，弾性および衝撃抵抗の改善などである。

このような粘弾性的な物性の改善効果をはかる方法として，ベンソン（Benson）が提案しているタフネス（toughness），テナシティ（tenacity）試験がある。これは，一定の温度および速度で引き抜くとき半球にかかる荷重を縦軸に，変位を横軸に記録する試験方法である。

この試験方法によれば，最初金属半球が試料から引き抜かれる時の荷重が高い山の形（大きい力）で現われ，次にアスファルトが細く伸ばされるにつれて，力は急激に減少する。この力の減少速さの差，および曲線のすその引き方は試料の性質によって種々異なっている。

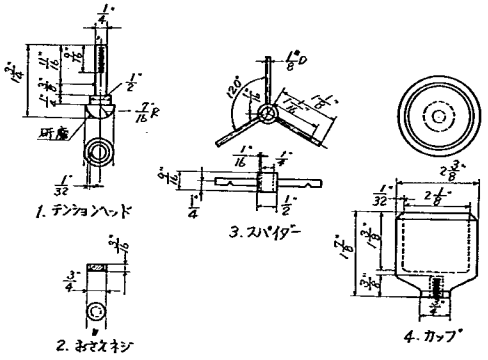


図－1　ゴム入りアスファルトの荷重―変位曲線（タフネスとテナシティの測定）

注1．タフネスは曲線ABCDAでかこまれた部分の面積で表わされる。
注2．GE線はBC線の切線と，横軸との交点で求める。

高い山の部分の面積は，アスファルトが半球を把握しているための抵抗性に対応するもので，これを把握力（タフネス）と呼び，すその部分の面積は大きな変形に対するアスファルト試料の抵抗性，すなわち粘結性に対応するもので，これを粘結力（テナシティ）と呼んでいる。いずれの力もKg・cmの単位で表わされる。ゴム入りアスファルトおよびストレートアスファルトにおける試験結果の相違を図１に示す。

試験に使用するテンションヘッド（tension head）および容器はそれぞれ図２に示す寸法のものであること。



図－２　タフネス・テナシティ試験器

(a) 試料を約822℃（180℉）程度に加熱する。軟化点より少し高い温度になったら，注意深く試料をかくはんし，気ほう，不溶融アスファルトをのぞく。

(b) 約５０ｇの溶融した試料をカップにそそぎこむ。

次にこれにテンションヘッドを正確に0.95cm（３／８インチ）までおしこむ。なお，この際，気ほうなどは絶対に入らないようにすること。

(c) (b)の試験体を固定した状態で６０～９０分間空冷する。

(d) 空冷後，２５℃の水槽中に６０～９０分間放置する。

(e) その後ただちに試験機にセットして試験を実施する。

試験機は，引張り速度が５０cm／minの能力をもつもので，かつ，この時の荷重―変位曲線を記録できるものであること。試験時の室温は２５℃±１degであることが望ましい。

(注) Roads and Streets April 1955によれば，試料容器は針入度測定用容器

を用い，これに36 g の試料を秤取して，あらかじめ別途に針入度測定を実施し，針入度（25 ℃）が75以下のアスファルトについては，引張り速度は30 cm/min とする提案がある。

その2　よう素価測定法

ゴム分子はアセトンにほとんど溶解しないこと，およびゴムの不飽和結合がよう素（I）と定量的に反応することを利用した定量試験である。

(a) ゴム入りアスファルトを10 g 秤り取りこれを試料とする。試料を容量500 ml のビーカーに移し，これに70 ml のベンゾールを加えて完全に溶解させる。

(b) (a)で得たゴム入りアスファルトのベンゾール液に120 ml のアセトンをゆっくりかくはんしながら加え，さらにこの溶液を15分程度かくはんする。

(c) アスファルト分が溶解している溶液を傾斜法によって分離する。

(d) アセトン不溶遊離分は再度塩化メチレンに溶解させる。

(e) (d)の溶液は蒸留によって溶媒を除き，100 ℃で乾燥する。この時の乾燥は2時間以内で完了させること。

(f) 約0.3 g（重量は正確に秤量すること）のアセトン不溶遊離試料を60 ml の二硫化炭素（CS_2）と20 ml の四塩化炭素（CCl_4）の混液に溶解させる。次に20 ml のウィイス液（Wijs）（約1／5Nのよう素溶液）を加える。

(g) 混合液は20 ℃の暗室に20分間放置する。

(h) (g)の操作完了後，よう化カリ（KI）の5％溶液50 ml を加えて十分振とうする。その後，過剰のよう素を1／10Nのチオ硫酸ナトリウム溶液（$Na_2S_2O_3$）で逆滴定を行なう。

よう素価の値は次の式でもとめる。

$$\text{よう素価}=\frac{\text{チオ硫酸ナトリウム液の滴定量}\ (ml)\times 0.0127\ (g)}{\text{アセトン不溶遊離試料}\ (g)}$$

アセトン不溶ゴム分（もとの試料中のゴム分）は次の式でもとめる。

$$\text{ゴム分の量}=\frac{\text{よう素価}-E}{374-E}\times 100k\ (\%)$$

ここに　E：試料のアセトン不溶分をのぞいた部分のよう素価

（正確な測定がされない場合は一般に42の値を用いる）

k：アセトン不溶分の全量（g）

註　よう素の定量については，JIS K 3341－1957脂肪酸5.2　よう素価が参考になる。

その3　固有粘度測定による方法

(a)　アセトン不溶解分にベンゼンを加えて5%溶液とする。

(b)　(a)の溶液の粘度をオストワルド粘度計で測定する。測定温度は 25℃とする。固有粘度 ζSPは次の式でもとめる。

$$\zeta SP = \frac{\text{溶液の粘度}}{\text{溶媒の粘度}} - 1$$

(c)　ゴム分の量は次の式でもとめる。

$$\text{ゴム量} = (\zeta SP - C)\, dk$$

ここに　C：アスファルト系材料では一定の値　C＝0.35

d：ゴムでは一定の値　d＝3.25

k：アセトン不溶解分の量　(%)

文　献

(1)　日本規格協会：JIS Z 8803-1965・粘度測定方法解説

(2)　松野三朗，南雲貞夫，三浦裕二，山之口浩：アスファルト舗装に関する試験法，建設図書

(3)　日本規格協会：JIS K 2426-1970 舗装タール試験方法

(4)　同　上

(5)　大北熊一，井上幸彦：ゴム・接着剤　日刊工業新聞社

(6)　New Concepts for Rubberized Asphalt Roads and Streets, April, (1955)

(7)　Estimation of Rubber in Asphalt, Anal. Chem. 26 (1954)

(8)　RRL, Specification for Manufacture and Use of Rubberzied Bitminous Road Materials and Binders Road Note 36

(舗装研究室)

2－8

アスファルトP.I（針入度指数）とアスファルトコンクリート及び老化の関係について

(47. 近畿)

(解　答　1)

針入度指数(P.I)は針入度と軟化点とによってアスファルトの温度－粘度関係を管理する意

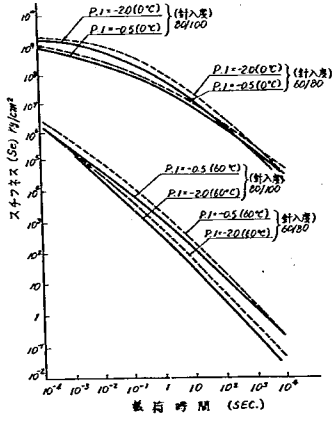
味をもっている。もし針入度だけを規定し，軟化点について規定がなければ，ある針入度(25℃)を通る温度—針入度直線はいくつもあって，温度—粘度関係は一定せず，実際に舗装工事に使用する場合はもちろん供用後も良い影響を与えないことになる。

さらにアスファルトは温度や載荷時間によって弾性的なものから粘性的なものに変化する性質をもっており，載荷時間ならびに温度を変えて測定することにより，この両領域におけるアスファルトの性状ひいてはアスファルトの感温性を知ることができる。

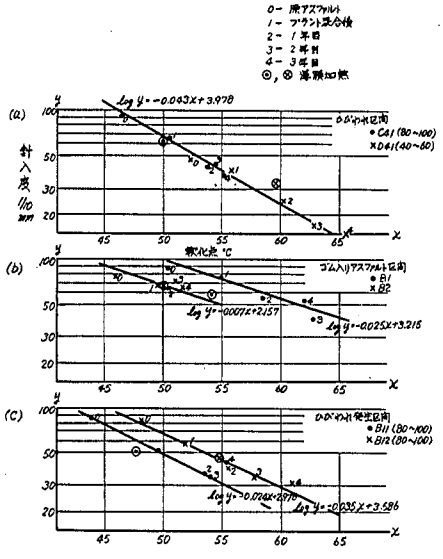
図1にP．I の異なるアスファルトのいろいろな載荷時間でのステイフネス（引張応力と引張歪の比）の変化の状態を示す。これよりP．I が－0.5のアスファルトは，低温では弾性的であって脆くなく，高温ではP．I が－2.0のものより固いことがわかる。舗装はアスファルトの粘性的な性質を利用して施工し，弾性的な性質を利用して混合物の安定性を得ているわけであるから，アスファルトのスティフネスは適当な範囲のもの（10^2～10^3程度）が必要となる。

このような関係を更に発展させて，アスファルト舗装の構造解析を理論的に行なおうとする場合，任意の温度，載荷条件，配合におけるアスファルト混合物の弾性係数の推定にP.Iを利用する試みがある。

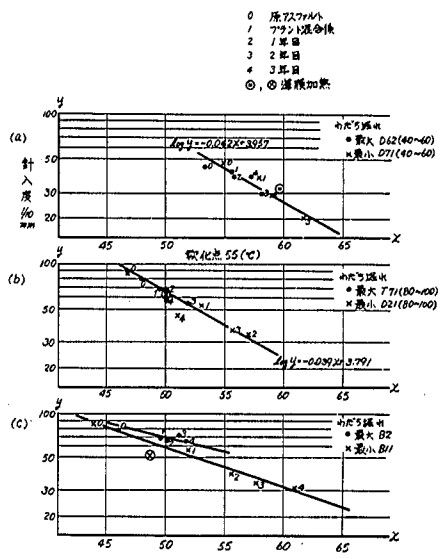
P.Iとアスファルトの老化性に関しては，暴露試験舗装の供用3年目までのコアーよりアブソン法で回収したアスファルトの針入度と軟化点の変化を調査した結果がある。（図2，3参照）



図—1　アスファルトのスチフネス



図－2　回収アスファルトの針入度と軟化点の経時変化
（ひびわれ発生区間）



図－3　回収アスファルトの針入度と軟化点の経時変化
（わだち掘れ区間）

これより回収アスファルトの針入度は，原アスファルトに対して平均５０％の残留率を示し，老化が進んでいることがわかる。しかし，針入度と軟化点との関係はlog針入度＝AT+Kの直線に収束している様子が認められる。この意味でアスファルトのP.Iはアスファルトの特性をそのままに示すことのできる特性値であり，舗装の供用後においては，あまり変化しないものと思われる。

図中で薄膜加熱試験による値がこの直線より多少ひらきのあることがわかるが，これはアスファルトの加熱老化が極めてシビアな条件（1/8″膜厚のアスファルトを163℃，５時間加熱）であることによると思われる。その他試験舗装の調査結果よりアスファルトの老化という点で認められた特徴を列挙すれば次のとおりである。

(1) アスファルトの老化はプラントでの加熱混合時のものが一番著しく（針入度で２０％程度低下）その後の供用時に受ける劣化は原アスファルトのP.I曲線が下降する方向で進行する。

(2) 混合物の空隙率はアスファルトの老化を促進する要因であり，空隙率の高い混合物のアスファルトは針入度残留率がより小さくなる傾向にある。

(3) 針入度残留率が５０％を低下すると，舗装には，ひびわれ等の破壊が生じやすい。

参考文献

1. シエル石油KK　技報　S36．4
2. 土木研究所資材　№734　幕張試験舗装におけるアスファルトの性状の経年変化に関する報告書
3. 土木技術資料　Vol.14，№1　幕張試験舗装におけるアスファルトの性状の経年変化

（舗装研究室）

（解　答　２）

アスファルト舗装体中のアスファルトは時間の経過にともなって，硬化し脆くなることが知られており，これを一般に老化といっている。老化はi)軽質物の揮発あるいは骨材への吸着，ii)熱光などの作用による化学成分の酸化，重合，縮合，分離などが原因となって進行し，老化にともなってアスファルテンの増加，オイルおよびレジン分の減少を生じ，針入度は低下し，軟化点が上昇することが知られている。しかし，老化にともなうP.Iの変化については必らずしも十分には知られていない。参考までに土研関係の調査結果から，その例をひろってみれば，プラントにおける加熱前後のアスファルテンの性質の変化（土木技術資料Vol.12，№10 918−1970)では，針入度の減少，軟化点の上昇は著しいが，P.Iの変化は殆んどない。また，実際の道路にお

けるアスファルトの性質の経年的な変化の調査（土木研究所資料№734－1972）では，中間的な報告ではあるが，舗設後次第に針入度は低下し，軟化点は上昇する傾向にあるが，P.Iについては必らずしも明確な変化があるとは認め難い。これらの結果だけで，確定的なことは云えないが，通常の老化条件のものとでは，針入度，軟化点は変化してもP.Iは殆んど変化しないと考えてさしつかえないと思われる。（化学研究室）

2－9

アスファルト舗装の摩耗層としてのガラス類の利用について　（47. 近畿）

（主　旨）

公害規制の厳しい現在，廃品として捨てられているガラス類を利用し，アスファルト舗装の摩耗層として利用出来ないか。（現在実験検討中であるが，これに関する適当な資料があれば御教示願いたい）

（解　答）

実施例　その1

ガラス破砕物（最大粒径5㎜）を用いてディックシール用混合物を造り，標準粒度のものとマーシャル試験値で比較を行なった。

(1) ガラス破砕物を用いたディックシールは通常のものに比較して，マーシャル安定度は約50％程度低く，特に水浸による残留安定度（水浸中に崩壊して測定不能となる）が劣る。

(2) 安定度／フロー値は，ガラスを用いた場合12.3で，通常の砕石を用いた場合の35.3とかなりの差が認められ，混合物の流動特性に劣る。

(3) 石紛の代わりに消石灰を2％添加することにより，安定度は20％程度上昇し，さらに残留安定度の水浸による崩壊がなくなり，改良される。

(4) 安定度，S／F値が劣るので，舗装への利用には制約があると思われる。さらに主骨材かガラスであって危険を伴なうので表層に用いるのは疑問である。

(5) ガラス破砕物に微粒子が含まれると，プラントでの混合時にドライヤー及びミキサー投入時に飛散し，危険であるので，使用に際しては粗骨材（2.5㎜以上）として用いることが必要である。

実施例　その2

ガラス破砕物を用いた混合物は，夜間にライトの反射で白く浮き上がるので，横断歩道など

交通安全対策面への利用を提案した。

この場合も，バインダーにアスファルトを用いれば，強度特性が劣るので，樹脂系のものを用いるなどの改善策が必要である。（舗装研究室）

2－10

アスファルト舗装の表面流動の防止方法についてどのような管理をすれば防げるか，御教示願いたい。（47. 近畿）

（解　答）

アスファルト舗装のわだち掘れや波などの流動現象は，主として表層アスファルト混合物（以下混合物という）の安定性に関する問題である。この流動の原因には，交通，自然環境，舗装構造ならびに材料条件など，様々なものが挙げられるが，最近の交通により舗装に加わる荷重条件はきわめて厳しくなっており，特に自動車が低速走行する登坂車線や，停止頻度の高い交差点付近では現行の配合基準による混合物では，これに十分に抵抗できなくなってきたと考えられる。

当所では，昭和４２年度に表－１に示すような因子を採り上げて表層用アスファルト混合物の試験舗装（幕張）を実施し，耐流動混合物の検討を行なっており，これまでに図－２に示すような結果が得られている。なお，流動抵抗係数は図－３に示す累計大型車交通量と，わだち掘れ量との関係より求めたもので，型性変形領域における単位わだち掘れ量に対する，大型車の通過回数として表わしたものである。

これによると，表層に用いる混合物の材料や配合に関して，わだち掘れに影響を及ぼす要因は，アスファルトの針入度，2.5㎜フルイ通過率（混合物の種類）およびアスファルト量であり，これらの主効果と0.6，0.074㎜フルイ通過率，骨材の種類などとの交互作用が明らかに有意である。

これらの結果から流動防止対策として，次のようなことが考えられる。

1) 従来，表層用混合物としては，舗装表面のきめがよく見える細かい粒度のもの（最大粒径13㎜の密粒度アスコンや修正トペカなど）が好んで用いられる傾向にあったが，流動抵抗性を改善するためには，出る限り粗い粒度のものにすることが有効である。（2.5㎜フルイ通過率を小さくすること，例えば組粒度アスコンや１３㎜以下の開粒度アスコン）

2) アスファルトは針入度８０～１００のものが通常用いられるが，４０～６０のような硬いアスファルトがよい。４０～６０のものを使用した場合，施工性に懸念をもたれるかもしれないが，

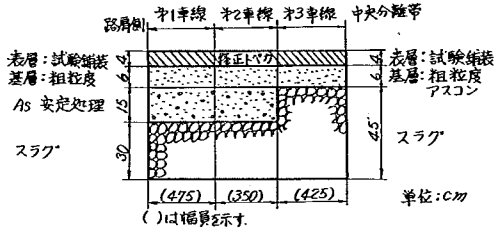
特に問題はない。なお，本試験舗装では取上げていないが，フィラーの一部（2～3%）に消石灰を用いることも同様の効果が期待されるものと考える。

3) 当然のことながら，アスファルト量は少ない方が流動抵抗は大きい。

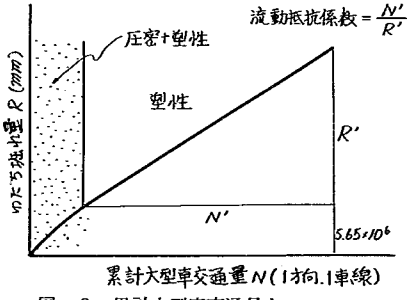
混合物の配合設計では供試体の突固め回数は現在 50 に規定されているが，表－2 に示すように，重交通道路では十分とはいえない。従ってこのようなところでは，旧アスファルト舗装要綱の重交通区分における突固め回数の 75 が適当と考えられる。75回に改めれば設計アスファルト量は若干減少する。

このほか，図－2 に示すように，アスファルト量や，アスファルトの針入度と細粒部分の骨材粒度（0.6 mm，0.074 mm）などの関係についても条件の組合せから対策が考えられるが，なお検討の必要がある。

流動を生じた舗装の修繕においても，これらのことを考慮した混合物を用いて，薄層でカバーすることが有用とされるが，この場合，既設舗装の流動した原因が何であるかを十分に調査し，路盤の支持力の不足や，混合物のはく離などの原因によって，舗装全体が流動しているものであれば当然所要の厚さにわたって，打換えることが必要となろう。



図－1　舗装断面（暮張）



図－3　累計大型車交通量と
わだち掘れ量の関係

表－1　因子と水準とその組合せ（幕張）

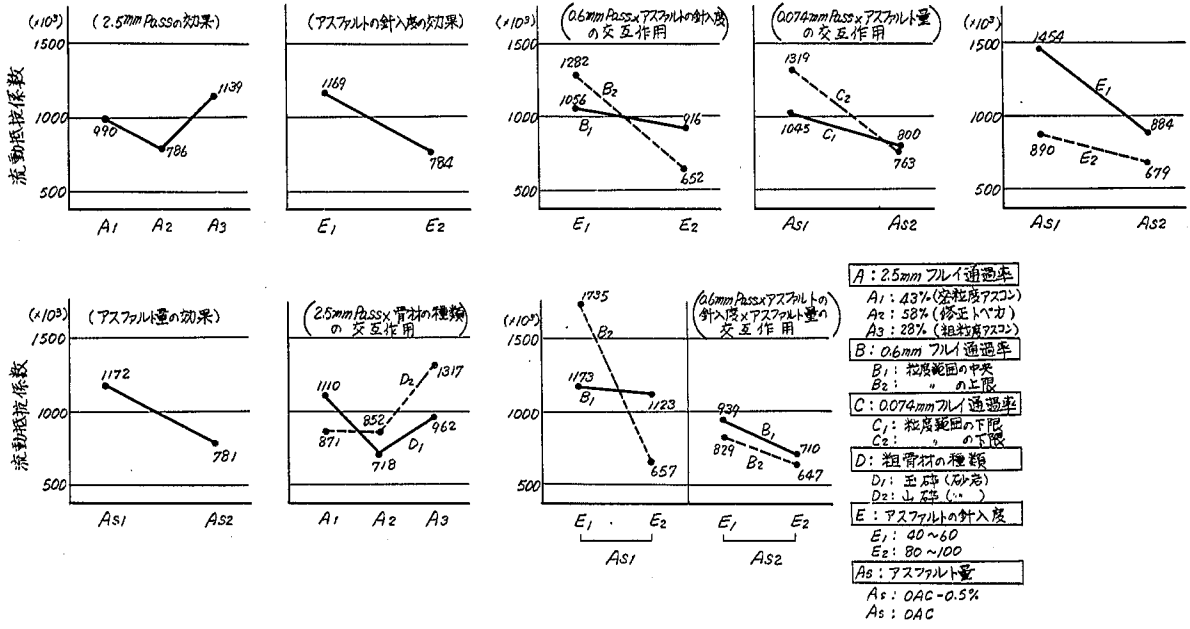
No	因子 / 混合物の種類	2.5mm Pass	0.6mm Pass	0.074mm Pass	粗骨材	アスファルト	アスファルト量*
1	密粒度	43	23	4	玉砕	40～60	5.3 5.8
2	密粒度	43	23	4	砂岩	80～100	4.6 5.1
3	密粒度	43	23	10	玉砕	80～100	4.4 4.9
4	密粒度	43	23	10	砂岩	40～60	4.3 4.8
5	密粒度	43	34	4	玉砕	80～100	6.5 7.0
6	密粒度	43	34	4	砂岩	40～60	6.2 6.7
7	密粒度	43	34	10	玉砕	40～60	5.5 6.0
8	密粒度	43	34	10	砂岩	80～100	5.0 5.5
9	修正トペカ	58	33	5	玉砕	80～100	6.0 6.5
10	修正トペカ	58	33	5	砂岩	40～60	5.5 6.0
11	修正トペカ	58	33	11	玉砕	40～60	4.5 5.0
12	修正トペカ	58	33	11	砂岩	80～100	4.3 4.8
13	修正トペカ	58	48	5	玉砕	40～60	8.3 8.8
14	修正トペカ	58	48	5	砂岩	80～100	7.5 8.0
15	修正トペカ	58	48	11	玉砕	80～100	6.8 7.3
16	修正トペカ	58	48	11	砂岩	40～60	6.1 6.6
17	粗粒度	28	16	2	玉砕	80～100	5.7 6.2
18	粗粒度	28	16	2	砂岩	40～60	4.7 5.2
19	粗粒度	28	16	8	玉砕	40～60	5.5 6.0
20	粗粒度	28	16	8	砂岩	80～100	3.8 4.3
21	粗粒度	28	23	2	玉砕	40～60	6.0 6.5
22	粗粒度	28	23	2	砂岩	80～100	5.5 6.0
23	粗粒度	28	23	8	玉砕	80～100	5.5 6.0
24	粗粒度	28	23	8	砂岩	40～60	4.6 5.1

注）* 上段は最適－0.5%、下段は最適

表－2　施工直後および供用2カ年のコアーの密度と等しい各室内試験の締固め回数

（幕張試験舗装）

締固め方法	施工直後のコアー密度と等しい回数			供用2ヵ年のコアー密度と等しい回数		
	マーシャル試験（突固め回数）	ニーディング試験（締固め回数）	ジャイレトリー試験（締固め回数）	マーシャル試験（突固め回数）	ニーディング試験（締固め試験）	ジャイレトリー試験（締固め回数）
密粒度アスコン	70	70	10	(150)	(150以上)	40
修正トペカ	70	40	10	(150以上)	100	25
粗粒度アスコン	40	100	25	(150以上)	(150以上)	80
平均	60	70	15	(150以上)	(150以上)	48



図－2　アスファルト舗装のわだち掘れの要因（幕張試験舗装 第1車線）

（舗装班発表）

2－11

橋面のアスファルト舗装の方法　（48. 東北）

（主　旨）

橋面舗装をＡＳ舗装で計画する場合，通常トペカ厚５㎝で計画されているものが多く，施工の段階で転圧作業に難点があること，又，下が鋼性体のため繰返荷重により殆んどの橋面舗装がコルゲーションをおこしている。橋面舗装の方法を教示願いたい。

（解　答）

橋面舗装については，アスファルト舗装要綱に簡単な記述があって，コンクリート床版の不陸の影響を考慮して，厚さは５～８㎝が望ましいとしている。通常８０㎜を越えることは少なく，２層仕上げとすれば不陸整正の基層４０㎜，表層３５㎜の合計７５㎜の設計例がある。鋼床版の場合には基層４０㎜にグースアスファルトを用いるのが通常のようである。コンクリート床版の場合には，表面仕上げが平坦に行なわれてさえおれば，密粒度，修正トペカなどによる一層仕上げも不可能ではない。

トペカのような細粒の混合物はできるだけ薄層の方が転圧も容易で，後の流動のおそれも少ない。やむを得ず耐摩耗トペカを用いようとする場合は，必要があれば不陸整正層として粗粒度の４㎝を予め舗装し，トペカを厚３㎝程度に舗設する構成が考えられる。　（舗装研究室）

2－12

コンクリート舗装における舗装版と路盤間との空洞について　（47. 近畿）

（主　旨）

供用されているコンクリート舗装において，舗装版と路盤間との空洞（深さ，面積）を調査する方法，特に構造物の前後個所は早期に空洞の有無を御教示願いたい。

（解　答）

コンクリート版と路盤との間に空洞が生ずれば，表面に車が載ったときのたわみは当然大きくなり，顕著な場合には肉眼によっても認められる。

過去に行なわれた調査（第１４回建設省技術研究会）では車輪から１５㎝離した位置にダイヤ

ルゲージを設置して測定したヒビワレ部分のたわみ量によって，修繕工法の採択基準を得た。それによれば，アンダーシールやオーバレーを要するコンクリート舗装では，5 t輪荷重によるたわみ量は0.5～0.7㎜で，0.7㎜をこえるときは打換えを要するとしている。また，平板載荷により目地部のたわみ量を実測した例（大津国道工事事務所）では，グラウト前のたわみ量（荷重量不明，おそらく5 t程度か）は0.2～1.0㎜以上で0.5㎜前後にばらついているが，グラウトにより，1～2個所を除いて，ほとんど0.5㎜以下に減じている。

これらのことから，橋梁取付部の踏掛版などのような剛性支持のない一般の舗装版であれば，目地やヒビワレ部でのたわみ量を経済的にはかることにより，空洞発生の有無を調べることができる。しかし，空洞の深さや面積などを定量的にとらえることは，ほとんど不可能である。また，重交通道路におけるベンケルマンたわみ量調査は困難であって，わが国では実績にとぼしいが，自動ベンケルマンあるいはダイナフレクトなどを用いる比較的交通の支障にならない方法を採用しなければならないであろう。

（舗装研究室）

2－13

舗装の打換に関する調査方法及び工法の採択基準　（48. 東北）

（主　旨）

軟弱地盤の低盛土道路（市街地も含む）に於て，オーバーレイ修繕工事等の場合，舗装版のクラックの状況，或いは交通荷重の振動状況から打換が必要と思われる場合，局部打換にすべきか一定区間打換にすべきか，判断に迷うことがある。これに対する調査方法及び工法の採択基準等について御教示願いたい。

（解　答）

コンクリート舗装の修繕に関する一般論は次のとおりである。

(1) コンクリート版のヒビワレ度と凹凸量とによってオーバーレイか，または打換えかのおおよその判断ができる。

(2) 詳細調査が可能な場合は表－1にもとづいて修繕工法の採択ができる。

(3) 在来舗装の構成，材料などについての資料が入手できない場合は，オーガボーリング（50～100m間隔）などによって新たに調査し，確認しなければならない。

質問の個所ではタワミ量測定が行なわれているので，その延長方向の分布図から，ボーリングの位置や打換え区間の延長のおゝよその見当がつけられる。

打換えを採択した場合，地下水面は原則的に路床面以下になければならないので，水位の低下が困難な場合は路面のかさ上げ，または良質材料による路床の置換えが必要となろう。いずれにしても設計CBRは1.0以下であるから路床面以下約1mの置換えは必要である。

置換えのための掘削が困難な場合は，総厚をできるだけ減ずるために，路盤のセメント安定処理層を厚くし，主としてその締固めのためのワーキングテーブルとして捨てコンクリート層を打設するなどの構成が考えられるが，それらの厚さ決定のための明確な手法はない。

表－1　詳細調査にもとづく処置方法の適用範囲（コンクリート舗装）

（日本道路協会）

タンク別 / 処置 / 状況	A	B	C
	日常の維持修繕	オーバーレイ	オーバーレイ又は打換
設計条件(長さ)	充分	不充分	不充分
ヒビワレ度(cm/m²)	5未満	5～20	20以上
クラックの進行状況(mm)	非進行	進行	進行
クラック口の開きの大きさ(mm)	1.0未満	1.0～5.0	5.0以上
沈下量(mm)	0.5未満	0.5～0.9	0.9以上
摩耗量(mm)	5未満	5～15	15以上
段差(mm)	5.5未満	5.0～10.0	10.0以上

（舗装研究室）

2－14

簡易舗装の維持について　（47. 近畿）

（主　旨）

簡易舗装で施工された現場で竣功後周辺が宅地化され，ダンプ，トラックが通ることが予知された場合，これを維持するための適当なる処置について

（解　答）

簡易舗装要綱（日本道路協会）が適用される道路の条件に，自動車交通量が少なく，かつ重車

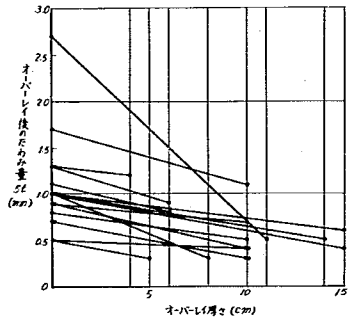
輛が少ない道路であることという一項があり，具体的には全交通量で1,000台／日，２方向 以下を目標としている。昭和 41年の実態調査によれば，全交通量は200～2,000台／12時間，２方向，大型車交通量は20～1,000台／12時間，２方向,に分布しているが，後者の中央値はほぼ100～200台／12時間，２方向（50～100台／12時間，１方向)である。

改訂要綱では，５t輪荷重で測定した路面でのベンケルマンたわみ量は1.5～2.0㎜ を一応の目標値としている。経年的なひびわれ調査の結果から推測すれば，５年後にかなりの修繕（パッチングやシールコートを全面に）を行なうことにした場合，簡易舗装に走行を許される大型車は100～150台／日，１方向以下であることが望ましい。これよりも大きな交通を通すときには，維持修繕の頻度について十分な配慮が必要となる。

(1) 将来の大型車交通量を予測する。

(2) アスファルト舗装要綱の該当する交通量区分に必要なTAを満足するようにオーバレーを施工する。

(3) 簡便法としては，ベンケルマンたわみ量を測定し，A，B交通では0.6～1.2㎜，C，D交通では0.3～0.6㎜ 以下であれば，その後の維持修繕にまかせる。過大なときは５～20㎝ 厚のオーバレーを施工する。オーバーレイ厚を決める標準的な方法は確立されていないが，アスファルトコンクリート層厚 10㎝の場合，おおまかにたわみ量は½になると考えてよい。なお，昭和 48年度の建設省技術研究会での調査結果ではアスファルトコンクリート厚のたわみ量減少に及ぼす効果は図－1のとおりであった。



図－1　オーバーレイ厚とたわみの減少量

（舗装研究室）

2－15

舗装補修のあり方について　（48. 東北）

（主　旨）

舗装新設後，耐用年数までの各年度における破損率と補修金額についての実験データーか，調査データーがあれば資料をいただきたい。

（解　答）

過去に行なわれたアスファルト舗装の供用性の調査は昭和40年前後に建設省技術研究会で行なったものと地方道課を中心に簡易舗装に関して行なったものがある。舗装の破壊状況は，主として路面のひびわれ率で表わし，ひびわれ率に及ぼす様々な要因の影響を検討した。その結果，供用年数と交通量をこみにした累積交通量，路面たわみ量，表層や路盤の工種などの影響が認められた。路面たわみ量の水準ごとに累積交通量とひびわれ率との関係を示したものが図－1である。図中の曲線はプロットされた点のおおよそ90％の点を包絡するものであるが，もし，10～20％きざみにこのような曲線がえられれば，補修計画を樹てるうえで参考となろう。国道に関しては，供用年数ごとのひびわれ率区分とその割合いは表－1のようである。また，ひびわれ率と修繕工法との対応は図－2とするのが現在の一般的な考え方である。

道路局地方道課では，この種の問題点に関連した資料の収集を行なっているが，愛媛県の例では地方的な条件を考慮した調査の結果，図－3に示す曲線を得ており，これより今後の簡易舗装維持修繕の方向を考察した結果，施工後4年経過後に現場条件によって3～5㎝厚のオーバレイを全面に施工し，高級舗装と同等以上の耐用年数を期待しようとしている。

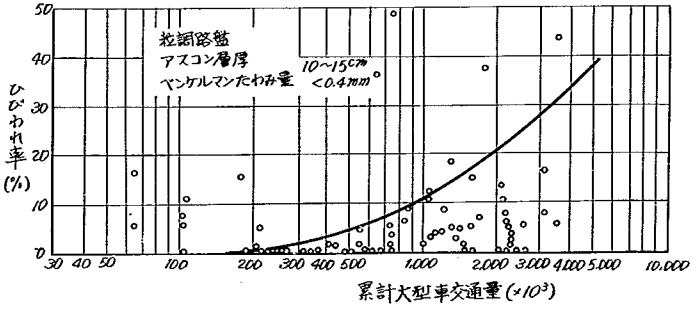
表－1　供用年数とひびわれ率の関係

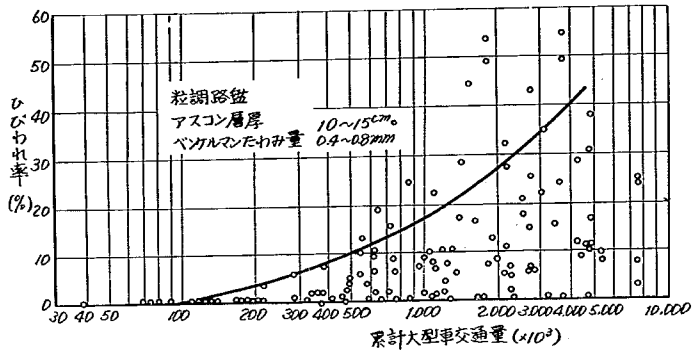
供用年数	ひびわれ率(%)	個数	割　合(%)	ひびわれ率(%)	個数	割　合(%)
0～2	0～5	71	94.6	10未満	73	87.3
	5～10	2	2.7			
	10～20	2	2.7	10以上	2	2.7
	20以上	0				
	計	75	100	計	75	100
2～3	0～5	36	73.5	10未満	44	89.8
	5～10	8	16.3			
	10～20	3	6.1	10以上	5	10.2
	20以上	2	4.1			
	計	49	100	計	49	100
3～4	0～5	16	50.0	10未満	22	68.7
	5～10	6	18.7			
	10～20	6	18.7	10以上	10	31.3
	20以上	4	12.6			
	計	32	100	計	32	100

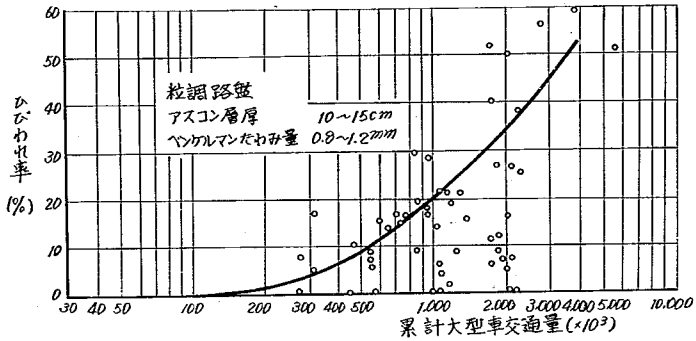
供用年数	ひびわれ率 (%)	個数	割　合 (%)	ひびわれ率 (%)	個数	割　合 (%)
4～5	0～ 5	40	63.5	10未満	47	74.6
	5～10	7	11.1			
	10～20	10	15.9	10以上	16	25.4
	20以上	6	9.5			
	計	63	100	計	63	100
5～6	0～ 5	21	51.2	10未満	27	65.8
	5～10	6	14.6			
	10～20	7	17.1	10以上	14	34.2
	20以上	7	17.1			
	計	41	100	計	41	100
6～7	0～ 5	3	11.5	10未満	11	42.3
	5～10	8	30.8			
	10～20	9	34.6	10以上	15	57.7
	20以上	6	23.1			
	計	26	100	計	26	100
7以上	0～ 5	0		10未満	2	40
	5～10	2	40.0			
	10～20	2	40.0	10以上	3	60
	20以上	1	20.0			
	計	5	100	計	5	100

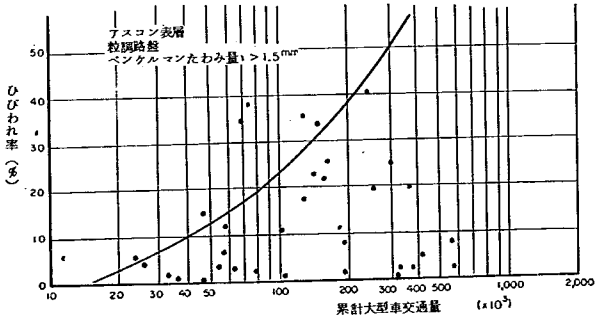
図－1　国道および簡易舗装におけるひびわれの発生状況

(1)　国道の場合

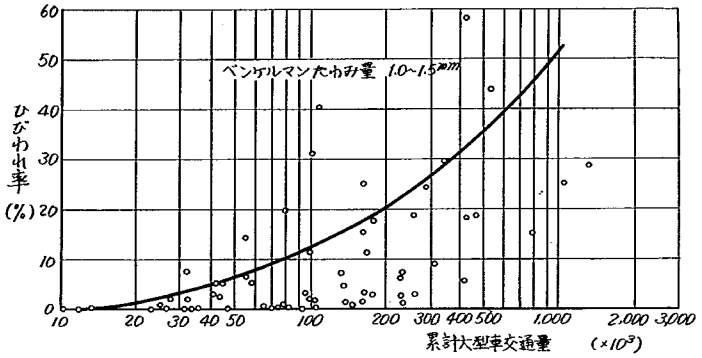


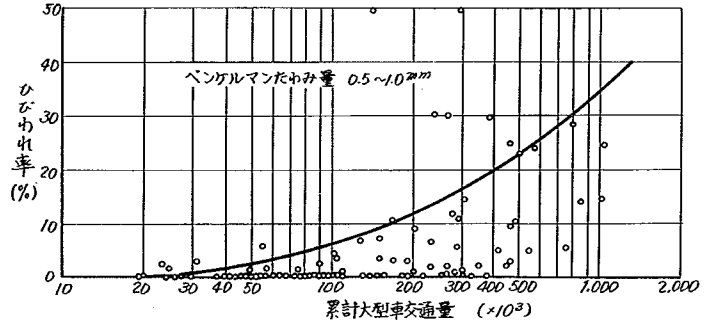

粒調路盤
アスコン層厚 10~15cm。
ベンケルマンたわみ量 0.4~0.8mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)

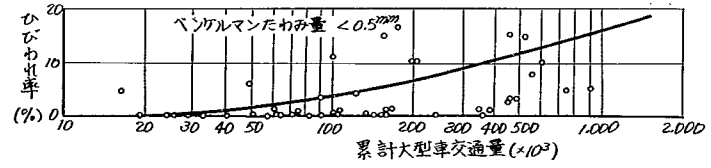

粒調路盤
アスコン層厚 10~15cm
ベンケルマンたわみ量 0.8~1.2mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)

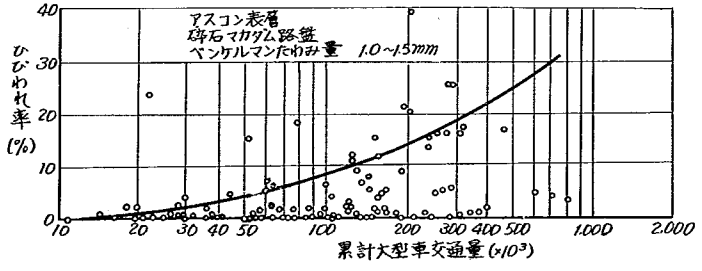

アスコン表層
粒調路盤
ベンケルマンたわみ量 > 1.5mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)

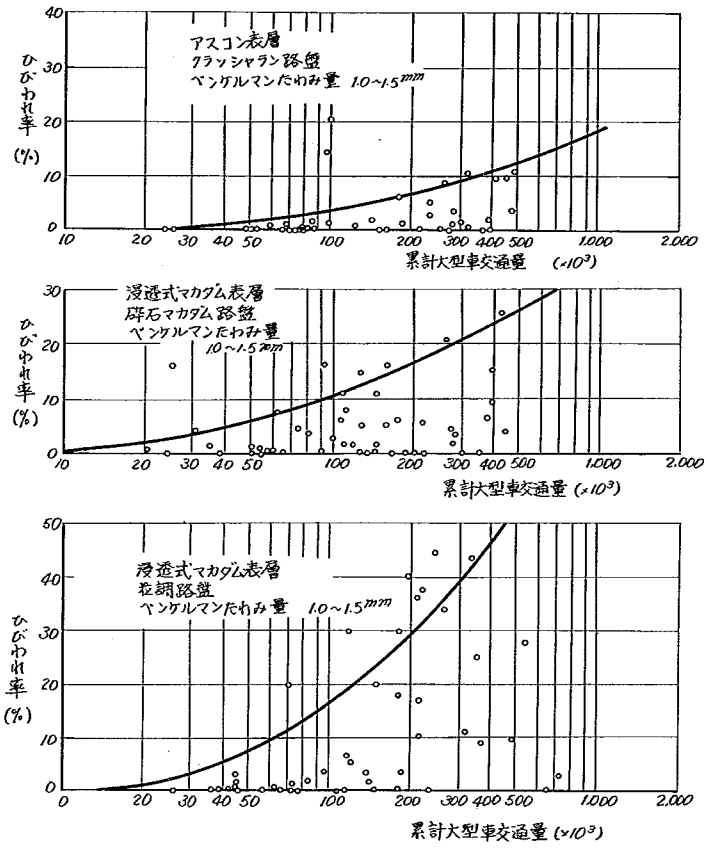
(2) 簡易舗装の場合

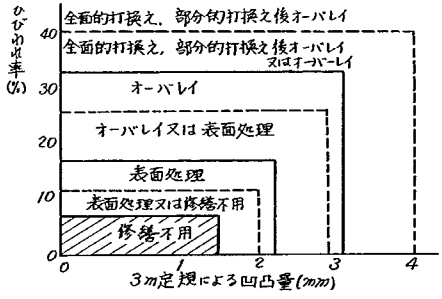

ベンケルマンたわみ量 1.0~1.5mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)


ベンケルマンたわみ量 0.5~1.0mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)


ベンケルマンたわみ量 <0.5mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)

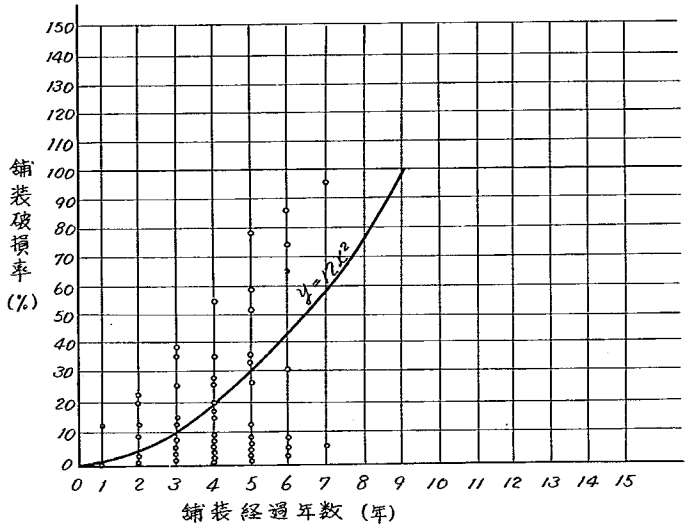

アスコン表層
砕石マカダム路盤
ベンケルマンたわみ量 1.0~1.5mm
ひびわれ率 (%)
累計大型車交通量 (×10³)





図－2　アスファルト舗装の修繕工法選択基準

（日本道路協会：道路の維持修繕に関する技術基準(案) 昭和45年3月）



備考1. 本調査資料は，昭和39年度より施工された特殊改良関連事業のアスファルト簡易舗装より，各年度ごとに1工事当りの調査対象延長300m を選定し，施工翌年度より毎年調査したものである。

2. 本調査箇所は，施工経過年数5年で1箇所当り平均2回のシールコートによる補修を行なっている。（愛媛県）

図－3 舗 装 破 損 曲 線

（舗装研究室）

2－16

舗装面の破損防止工法と破損箇所の処理方法 （48. 東北）

（主 旨）

重車輛と交通量の増大等により，舗装面に轍，流動の現象が多く発生しているが，これらを防

止する舗装タイプ及び発生した箇所の処理方法を御教示願いたい。

（解　答）

幕張試験舗装の観測結果からもわかるように，塑性流動を起しにくい混合物とは次のようなものである。

(1) 粗骨材量が多い。（2.5㎜フルイ通過量が少ない。）

(2) アスファルト量が少ない。

(3) アスファルトの針入度が低い。（アスファルトがかたい。）

(4) 0.6㎜フルイ，0.074フルイ各通過量があまり多くない。

最近，ゴムや合成樹脂類あるいは，石綿（アスベスト）などを少量添加して流動抵抗を高めようとする試みがある。実際路面でのそれらの効果は十分わかっていないが，室内ホイールトラッキング試験で比較した1例（表－1）では，粗骨材量を増す効果は特殊な材料を用いる効果以上に期待できることがうかがわれる。

なお，ホイールトラッキング試験によって実際路面での流動性をある程度予測しうることが認められており，図－1に示すように動的安定度（D. S）が2,000～3,000回／㎜ 以上であれば，重交通道路でも高い流動抵抗を示すことが予想される。

しかし，混合物としては流動抵抗の高い粗粒度アスコンも施工直後の締固め度が低く，初期（累積大型車交通量100,000～200,000台）のわだち掘れ量を大きくする原因になっている。初期わだち掘れ量の全体に占める割合いは大きく，これを低くするためには，十分な締固めを行なうことが肝要である。OECDの塑性流動に関する研究集会での結論のひとつに，施工時の締固めを十分にすべきであるとする意見が取り上げられようとしていることを見ても締固めの重要さがうなづけよう。

当面の方策としては次のことが考えられる。

(1) 密粒度または粗粒度の混合物で，比較的粗骨材量が多く，0.6㎜，0.074㎜フルイ各通過量のあまり大きくないものを採用する。

(2) アスファルトは40～60または60～80を用いる。

(3) マーシャル試験で75回の締固めをとる。

(4) 施工時の締固め度を100%とする。

流動を生じた個所には上述のような流動抵抗の高い混合物でオーバーレイを施こす。流動の徴候が見えて，ただちに開粒アスコンを3㎝厚程度に舗設して予防的な効果が期待できるといわれる。

薄層のオーバーレイによって，応力条件，温度条件がかなり緩和されることによるものと思われる。隆起の甚しい場合には適当なブレーナ類で不陸をあらかじめ整正しておくのが望ましいであろう。

タイヤチェーンによる摩耗が予測される箇所では，混合物の選定は別途考慮しなければならない。

表－1　各種添加剤などの効果

因子	割合	混合物	効果の程度
2.5㎜Pass 58%に対して	43%	密粒度	○
〃	28%	粗粒度	*
0.6㎜Pass 28%に対して	18%	密粒度	○
0.074㎜Pass 8%に対して	4%	密粒度	○
クィラー中に占めるセメント，消石灰量	25%	密粒度	△
〃	50%	〃	△
〃	70%	〃	△
アスファルト量 OACに対して	−0.3%	密粒度	*
〃	−0.6%	〃	**
〃	−0.3%	粗粒度	*
〃	−0.6%	〃	**
ローデックス量 ストレートに対して	25%	密粒度	◇
〃	33%	〃	*
ガムファルト量 ストレートに対して	33%	密粒度	○
樹脂量，ストレートに対して	20%	密粒度	*
〃	33%	〃	**
骨材の温度 160℃に対して	190℃	密粒度	△
〃	220℃	〃	◇

因子	割合	混合物	効果の程度
チッピング量 5号砕石	6.1 Kg/m²	修正トペカ	○
〃	9.1 Kg/m²	〃	△
〃	12.2 Kg/m²	〃	△
〃	6.1 Kg/m²	密粒度	*
〃	9.1 Kg/m²	〃	**
〃	12.2 Kg/m²	〃	**
チッピング量 6号砕石	4.8 Kg/m²	修正トペカ	△
〃	7.1 Kg/m²	〃	◇
〃	9.4 Kg/m²	〃	◇
〃	4.8 Kg/m²	密粒度	△
〃	7.1 Kg/m²	〃	◇
〃	9.4 Kg/m²	〃	◇
バインダーの針入度80～100に対して	40～60	密粒度	*

効果の程度

D．S

○　0～200　　*　1000以上

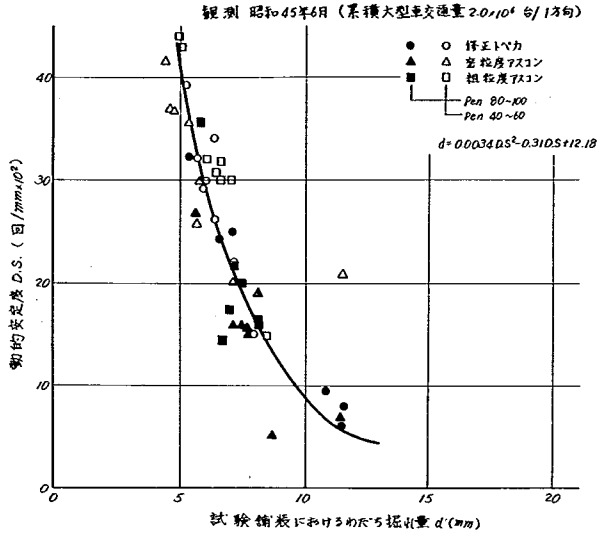
△　200～500　　**　さらに増すもの

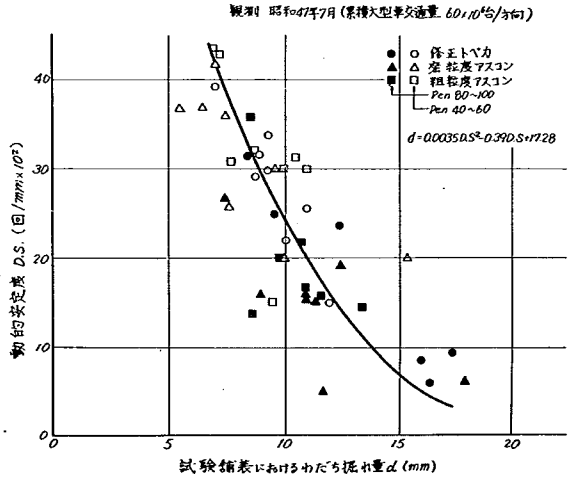
◇　500～1000

註1. 各種混合物の粒度はアスファルト舗装要綱粒度範囲の中央である。

2. OAC（最適アスファルト量）はマーシャル試験によって求めたもの。

3. バインダーの針入度は80～100に対してである。





図－1　動的安定度と実際のわだち掘れ量との相関

（舗装研究室）

2－17

舗装の穴埋めについて　（47. 近畿）

（主　旨）

高架道路において舗装が部分的に破損した場合の舗装穴埋めの材料及び施工法について，御教示願いたい。

（解　答）

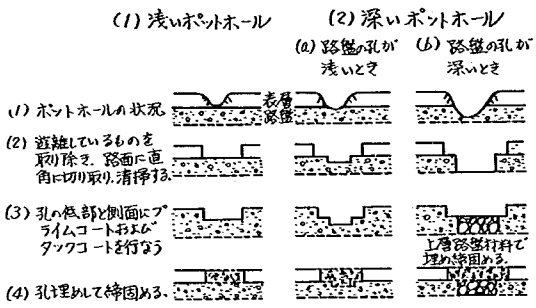
アスファルト舗装路面に発生するポットホールは，アスファルト混合物の締固め不足や，アスファルト量の不足など配合の欠陥，はく離現象あるいは油の作用などが原因していると考えられ，従って補修方法もその発生原因によって大きく異なってくる。小部分的な締固めの不足や油によってカットバックされたことが原因となる場合は，同種の混合物によって図－1に示すような打換えでよいと思われるが，広い範囲にわたってアスファルト量や締固めが不足している場合あるいは混合物がはく離している場合などでは，小部分の打換えは当面の対策としては必要であろうが，長期間にわたって供用性を保つための抜本的対策とはならない。

要は発生原因が何であるかを確めることが重要で，例えば前述のアスファルト混合物が広範囲にわたって著しくはく離して安定性が損なわれたために発生したポットホール（この場合は点々と現われる）の処置は，はく離防止対策を考えたかなりの厚さのオーバーレイ，あるいは嵩上げが不可能な場合は全面打換えとしなければなるまい。

最近，舗装材料として合成樹脂系材料の利用がかなり試みられているが，これらも補修用材料として検討してみてよい時期であろう。いずれにしても路面補修方法については，これといった決め手のないのが現状で，個々のケースごとに調査研究を行ない，資料を集積することが必要である。

図－1の注

加熱混合物によるパッチングは，混合物の温度が下がると在来舗装との付着が悪くなったり十分な密度が得られなくなる。とくに小面積のパッチングや気温の下ったときには，混合物の温度が下がりやすいので，保温箱などを用いて保温しておくと混合物を適当な温度で用いることができるので都合がよい。



図－1　ポットホールの処置（簡易舗装要綱）

（舗装研究室）

2－18

コンクリート舗装のオーバーレイの施工法　（48. 東北）

（主　旨）

一般国道 13号栗子国道で温水ロードヒーテングを施工した場合，上記工法を実施したが，クラックが多く発生した原因は施工時期，材料，配合，施工方法等考えられるが，下記の点について質問したい。

1. 舗装目地の構造及び仕置について
2. 新設舗装を打設する際，在来，コンクリート舗装面の処理（打継ぎ目）をどうするか。
   （タックコート処理〔密着すべきか，又は縁を切るか〕）
3. 鉄網の挿入位置について

（解　答）

高速道路調査会：コンクリート舗装の施工に関する検討報告書昭和 46年2月より抜粋したものを次頁に示す。

コンクリートによるコンクリート舗装のオーバーレイは意外に多い。

コンクリートによるオーバーレイの一般的な方法をCEMBUREAU(ヨーロッパ セメント協会)のレポート(1969)から抜き書きすると次のようである。

アメリカの30年の経験，ベルギーの10年の経験，スイスの3ケ所の経験などによる成功例を要約すると次の3つの何れかがよい。

a) 旧コンクリート版の上に絶縁層をおいて，目地間隔10～12 mの鉄筋コンクリート版を打つ。

b) 旧コンクリート版の上に絶縁層をおいて，目地間隔6 mの無筋コンクリート版を打つ。

c) 旧コンクリート版の上に接着剤を塗って目地間隔6 m以下の鉄筋コンクリート版を打つ。

打ち換えの場合の工費を100とするとa，b，c，各工法の工費は通常78，71および61くらいの割合である。

接着剤を使う場合，新らしいコンクリート版の厚さは15㎝以上とし，次式で求める。

$$hr = \sqrt{h^{1.87} - ch'^{2}}$$

hr ：オーバーレイ厚さ(㎝)

h ：新設の場合の必要厚さ(㎝)

h′ ：現在の版厚(㎝)

c ：係数　1　　現在非常に良好

0.75　隅が欠けたり一部にひびわれがある場合

0.50　ひびわれの程度が中間的な場合

0.35　亀甲状ひびわれがはいっている場合

目地間隔は旧コンクリートを考えてきめる。たとえば旧10 mを新5 mとする。新らしい目地はスリップバーを使う。旧い膨張目地をめくら目地にしてもよい。縦目地はタイバーを使う。施工は旧コンクリートを清掃し，必要に応じてアンダーシールしたのち，できるだけ固練りのコンクリート(普通の舗装用に同じ)を十分に締固めてから十分に養生する。

絶縁層をおく場合，コンクリート版の厚さは最小15㎝とし

$$hr = \sqrt{h^{2} - ch'^{2}}$$

絶縁層は常温施工式サンドアスファルトか2～8㎜のタールマカダムとする(結合材は4.5～5.5％)

その他アスファルト中間層4㎝とした例，あるいは米国では2.5㎝～4㎝程度の中間層を置い

て成功している例がある。

旧コンクリート版は必要に応じて，アンダーシールするだけでよい。

なお，このレポートによると部分的な沈下，スパイクタイヤによるわだち掘れ，薬剤による損傷などに対しては，つまり1cm以上5～6cm以下のオーバーレイに対しては，接着剤を使ったオーバーレイがよいとしている。

必要に応じてアンダーシール，目地の手直し，

旧コンクリート版表面の清掃，

よい接着剤（2cm以下のときセメントペースト，2cm以上のときモルタル）

よい配合 (例1. 2mm以下の砂1500Kg/m³ セメント400Kg/m³ w/c＝0.35～0.40
例2. 8～4mm 1150Kg/m³ 4～2mm 525Kg/m³ セメント500Kg/m³ w/c＝035～0.40)

コンクリート温度10～20℃

供用開始 72時間後

このCEMBUREAUのオーバーレイ厚計算式はアメリカ航空宇宙局の提案を修正したもののようである。なお，鉄網等は新設の舗装の場合と同じとする。

スイスではプレストレストコンクリート（ポストテンショニング）でオーバーレイした区間が5ケ所あるとのことである。ドイツの連続舗装より徹底しており，場合によっては案外有利かもしれない。

（舗装研究室）

2－19

舗装のすべり止めと，ニッケルスラグについて （47. 近畿）

（主 旨）

道路舗装の滑り止めに使用するニッケルスラグの最適使用量並に施工後の経済効果，タイヤの摩耗状況について

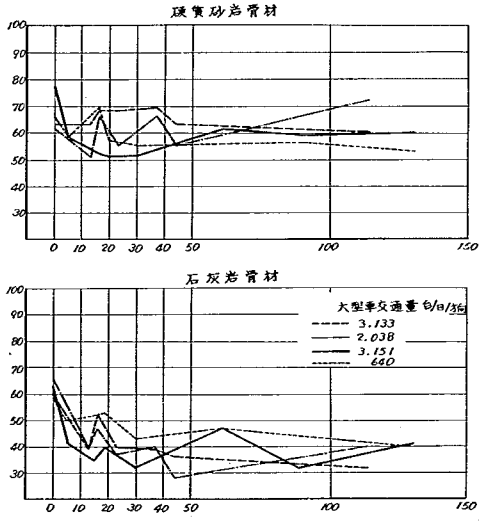
（解 答）

高いすべり抵抗性を得ようとするすべり止め舗装では，路面にできるだけ多くの骨材を露出させ

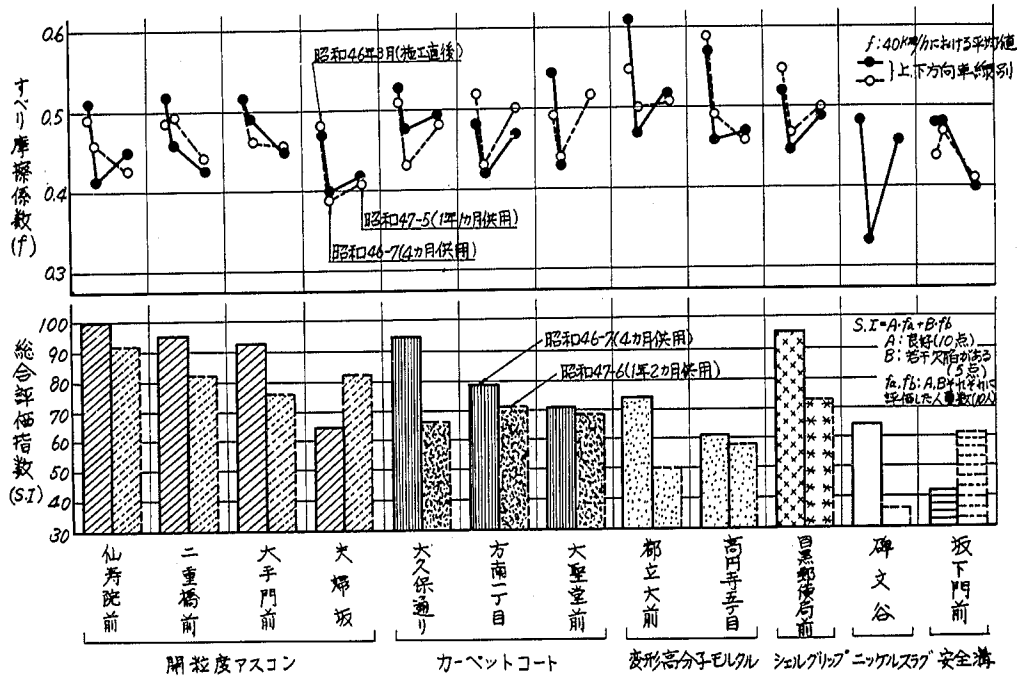
かつ粗い肌目となるように配合が行なわれている。使用される骨材は一般に，硬くて，微細な突起やくぼみをもつ硬質砂岩の類であるが，すべり抵抗の持続性，すなわち骨材の摩耗抵抗が優れていることが要求される。当所において現在各種骨材の耐摩耗性について実用路面での試験を行なっているが，図－1に示すように，硬質砂岩に比べて石灰岩骨材の耐摩耗性が著しく劣ることが，改めて確認された。

ニッケルスラグをすべり止め舗装に用いるときの最適使用量や，経済効果については，回答するに十分な資料がない。この材料は民間で開発されたもので，開粒度アスコンのように粗い路面によってすべり抵抗をもたせようとするものではない。ニッケルスラグは微細な結晶粒の集合体であり，これを用いたアスファルト混合物ではポーラスで，サンドペーパー状の路面が得られ，その持続性が期待できることを意図としたものと考えられる。

参考までに東京都で行なわれた結果を示すと図－2のとおりである。
すべり摩擦係数は開粒度アスコンとほぼ同程度のようであるが，アスファルトの設定や施工管理はかなり慎重に行なわなければならないようである。



図－1　実際路面での骨材の摩耗状



図－2　各工種のすべり摩擦係数と総合評価指数（交通工学研究会）

（舗装研究室）

3. 一般土工に関する問題点

3－1

石灰安定処理工法について　（47. 近畿）

（主　旨）

石灰安定処理工法を使用した箇所があれば，その選んだ理由と現場における土の選定について

（解　答）

1. 地 盤 改 良

路床土の設計ＣＢＲが２％以下の場合には，良質な盛土材料を１m盛上げて新しい路床部をつくるか，路床にあたる部分を約１m少なくともＣＢＲ３％以上の材料で置換える方法が一般に採用されている。しかし，改良工事などでは舗装の高さが既に決まっており，置換工法にしても良質の材料の入手困難な場合などには，現地の路床部の掘削を極力少なくして，乱すことなく改良する工法が検討される。このような改良方法には，ドレーンやコンパクション工法などがあるが，いずれも砂を大量に必要とし工費も高くなり，さらに工期的な難点がある。

一方，生石灰パイル工法による改良は，パイルによる圧密効果，消化吸水による含水比低下，複合地盤による支持力増加などの効果があり，また材料の入手容易，施工性の確保から数多く使用されてきている。北海道開発局などでは，生石灰パイル工法によって沈下量を10cm以下におさえる工事実績を示して，この工法が採用されている。

表-1　石灰安定処理適用土の範囲表

地区別	試　験	個　数	平均値	最大値	最小値	範　囲
		n	x	x_{max}	x_{min}	R
関東	PL％	9	91.55	143.0	15.6	127.4
	PI ％	9	42.16	60.0	22.0	38.0
	自然含水比　％	8	78.01	130.0	24.0	106.0
	比重　g/cm³	3	2.686	2.690	2.678	0.012
	砂分　％	9	32.14	73.8	1.8	72.0
	シルト分　％	9	32.99	83.7	7.5	76.2
	粘土分　％	9	22.92	74.5	2.5	72.0
関西	LL　％	25	29.34	40.0	25.5	14.5
	PI　％	25	9.48	16.0	5.5	10.5
	比重　g/cm³	25	1.860	2.020	1.650	0.370
	一軸強度 kg/cm²	25	6.06	12.0	1.5	10.5
	10mm通過量　％	25	78.20	100.0	40.0	60.0
	2mm通過量　％	25	54.36	98.0	18.0	80.0
	0.074mm通過量　％	25	16.16	39.0	5.0	34.0
九州	LL　％	18	49.10	94.1	22.1	72.0
	PI　％	17	17.54	47.5	3.6	43.9
	自然含水比　％	20	32.54	104.5	9.5	95.0
	比重　g/cm³	15	2.508	2.737	1.384	1.353
	砂分　％	19	50.17	82.0	7.7	74.3
	シルト分　％	20	28.84	65.9	3.0	62.9
	粘土分　％	20	20.53	58.0	1.5	56.5

注）土粒子の粒径区分：砂分（2.0～0.074mm）
シルト分（0.074～0.005mm）
粘土分（0.005mm以下）

2. 路　　床

路床土を石灰安定処理する理由には，含水比の低下による施工性の確保，現地材料の有効利用による支持力の向上などを期待できることが挙げられる。

石灰安定処理の利用の実態調査より，安定処理の対象とする土の範囲は表－1のようである。

これより関東地区は，粘土含有量の平均が22.9％の表土より約30cm 程度までのアロフェン粘土が主成分の層の改良に適用されている。次に関西地区の適用土は関東地区と異なりP.Iの低い塑性の小さい普通の無機質粘土や砂利質粘土が改良されている。

石灰安定処理による安定処理効果は，設計ＣＢＲの向上に応じてＴＡや舗装合計厚を薄くするように構造設計へのくみこみがなされている。関東地区を例にとると現場発生土に消石灰５～10％添加してＣＢＲが2.7～8.2％までの改良効果を得ている。

3. 下 層 路 盤

修正ＣＢＲが２０％以下の下層路盤材（たとえばズリ石灰など）の安定処理に例があるように，現地材料の有効利用というメリットで石灰安定処理が採用され等値換算係数も０.２０～０.３０を期待している。下層路盤安定処理の実績では，横戸試験舗装で2.0㎜，0.074㎜フルイ通過量がそれぞれ99.4％，12.4％の粒度の山砂に対して消石灰（工業用１号）６％の配合でＣＢＲは４７～５４を得ており，供用後の路面のたわみ量は切込砕石の区間よりも小さく，支持力効果の顕著なことを示している。また西広島試験舗装ではマサ土に消石灰４％の配合でＣＢＲ40～42％をこえたが，経済的にもきわめて有利であることが認められている。

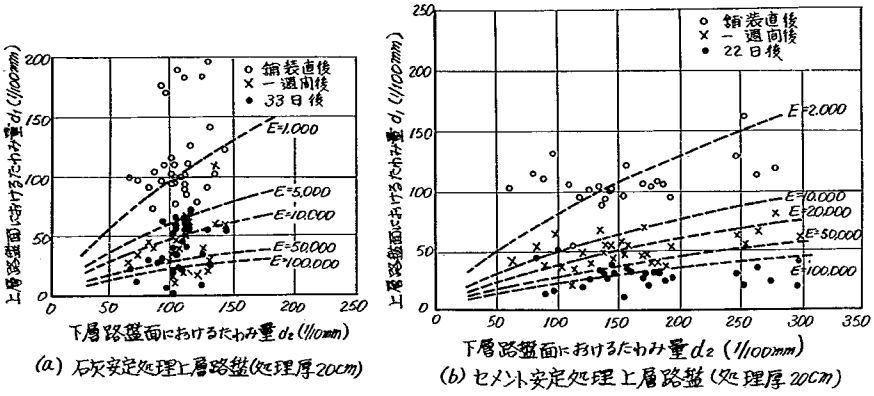
4. 上 層 路 盤

簡易舗装要綱には，石灰安定処理工法が新たに取入れられた。消石灰の配合は９日養生１日水浸での一軸圧縮強度ｑｕ ＝ 7㎏/㎠に相当する量を目標とする。骨材にはセメント安定処理などよりやや塑性の高いものを用いP.I ＝ ６～１８を標準としている。

一般国道での実績としては，大日試験舗装の調査（図－３参照）でみるように，石灰安定処理砕石路盤はセメント安定処理路盤に匹敵する支持力効果が期待できる。特に変形係数は舗設１週間後で5.0×10^4～10^5㎏/㎠ 程度に収束する様子がうかがえる。ただし経済性の面では，石灰がまだ高価であることや目標とする強度（支持力効果）を得るために，舗装後 10日間程度の養生日数を与える方が効果的であること，スモーキングを起こすなどの理由によりセメント安定処理と比較した場合，工法の採用には制約があると思われる。

構造設計へのくみこみとしては，等値換算係数 0.05 の採用が提案されているが，適用路盤材の粒度が要綱の標準粒度であり，１軸強度の７日で15㎏/㎠以上，28日で40～50㎏/㎠程度を期待

できる場合とされており，今後の調査が必要である。



図－3　各種安定処理路盤の支持力特性図

参考文献

1. 土木技術資料　Vol. 13, No 1　石灰安定処理の利用の実態
2. 札幌新道建設事務所報告　1972.1　札幌新道２工区地盤改良について
3. 土と基礎　20-6(172)　試験舗装にとりあげた路盤工種とその効果

(舗装研究室)

3－2

法面保護のモルタル吹付工，コンクリート吹付工について　(47. 近畿)

(主　旨)

品質管理は示方配合に対するセメント使用量，水セメント比等の実施配合の確認のみについて実施されているが，モルタル或はコンクリートの圧縮強度管理の必要の有無及び又必要とするならば，その目標強度はいか程か，メッシュ入りモルタル吹付の適切厚さはいか程か，また，メッシュ入りモルタル吹付（t＝7～8cm)とメッシュ入りコンクリート吹付（t＝10cm)の特質比較について。以上３点に関して御教示いただきたい。

（解　答）

法面保護のためのモルタル吹付またはコンクリート吹付は法面に湧水がなく，さし当り崩壊の危険性はないが，風化しやすい岩，風化して剝離崩壊するおそれのある岩などに用いられている。

このような立場から，モルタルおよびコンクリートの品質は強度から定まるものでなく，耐久性あるいは水密性，ないしは施工性といった観点から定めることが適当と考えられ，実状では，モルタルの場合，水セメント比45～50％，単位セメント量 420 kg 程度のものが，コンクリートの場合，水セメント比40～45％，単位セメント量350Kg程度のものが用られている。

法面保護のために用いられる吹付工法は，比較的歴史も浅く，まだこれに用いるモルタル，コンクリートの適切な品質についても十分な根拠が得られているわけではないが，昨年度の第 25 回建設省技術研究会における“のり面の効果ならびに選択基準に関する研究”における調査結果によれば，吹付工の問題点は，吹付厚さ地盤との付着の程度と湧水処理の適否であって，施工管理の重点もしたがってこゝに置くべきであると考える。

モルタルあるいはコンクリートの品質管理もまた大切ではあるが，強度試験は環境条件を一定にしなければ，品質変動にはそれの影響をも含んだものが出てくるので，相当の準備と技術者を必要とすることになり，全体の効果を考えると，現段階では，なるべく簡便な方法によるのがよいだろう。このような吹付工法はショットクリートと呼ばれ，法面保護工以外には，損傷 劣化したコンクリートの補修，トンネル，水路などのライニングなどにも用いられており強度を確認する必要のある場合には試験パネル（7.5 cm程度のもの)をつくり，これに吹きつけて，後コアーを採取することによっても行なわれている。

モルタルの吹付厚さは，鋼材の腐食防止あるいは透水などのことを考慮すると 7～ 10cmは必要と考える。前述の調査報告でも 3～5 cm程度の薄いものは，ほとんど破損していることが述べられている。吹付厚さは，のり面の地山の状況や，気象条件を考慮して定めるが，寒冷地や気象条況の悪い地域では10 cm 以上の厚さが必要である。

モルタル吹付工は比較的薄い場合に，コンクリート吹付工は少くとも 10 cm 以上の場合に用いられている。モルタルは乾燥収縮などによるひびわれの発生し易いのが欠点であり，コンクリートはリバウンドの量がモルタルに比較して大きくなることが問題となろう。

参考資料

(1) 道路のり面保護工の実態調査　　桑原，久楽
道路　昭和 47年8月

(2) モルタルおよびコンクリート吹付けによる川面保護工の設計基準例　　吉井ほか1名

月刊建設　昭和46年12月

(3) 吹付けコンクリートの問題点　　村田

コンクリートジャーナル　昭和44年11月

(4) ショットコンクリート施工指針

コンクリートジャーナル　昭和40年　8月

(コンクリート研究室)

3－3

モルタル吹付工の耐用年数について　(48. 東北)

(主　旨)

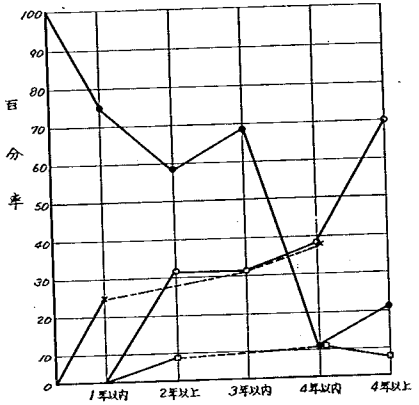
青森県では，防除事業で，モルタル吹付工も厚さ10cmで施工しているが，土質，気象，施工厚等にもよるが完成後，3～5年で，現場は補修を要する箇所が多い。もし，モルタル吹付工の耐用年数がこの程度なものか，良い資料があれば教えて頂きたい。

(解　答)

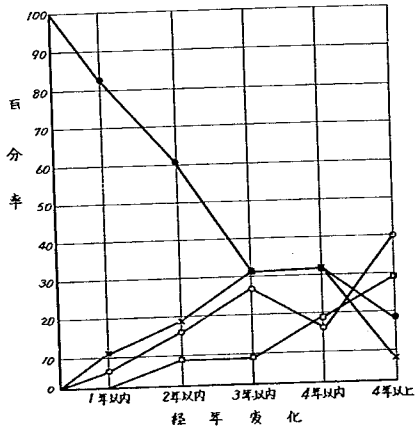
昭和44～46年度に実施した直轄技術研究会指定課題「法面工の効果並びに選定基準に関する研究」において，全国の国道の法面について調査した結果(図参照)によると，モルタル吹付工は施工後1～3年の間にクラックが入ったり，モルタルが変色するかパラパラと剝げ落ちるものが多く見られるようになり，3年以上経過すると崩壊の危険性が極めて高くなり，4年以上経過したもので施工当時と余り変化のないものは約20%となっている。この調査の対象となった法面は昭和30年代に施工されたものが多く，従って吹付厚も3～5cmと薄く，鉄網も入ってない箇所が多い。従って風化剝離現象も多く見られると思われ，特に寒冷地においては凍結融解により剝離現象が著しい。最近ではモルタル吹付の場合5～10cm，コンクリート吹付では10～20cmが標準(いずれも鉄網入)であり，特にモルタル吹付の5cmは温暖地で岩の状態が良い時のみ適用するようになっており，青森県などの寒冷地では10cm以上の吹付厚を要するものと思われる。しかし，吹付厚が厚くなった場合の調査結果がないので，正確なことは判らないが，吹付厚が厚くなった場合でも数年経過するとクラックが入ったり，剝離する恐れが十分考えられるので，維持管理には十分気を付けるべきである。また冬季に施工を行なうとモルタルが凍結して十分な強度を発揮できなくなり，また施工時には骨材や水の加熱など施工管理上問題があるので，

モルタル吹付工の安定性と経年変化（北海道，東北，北陸地建のみ）

●——● 施工時と余り変化の認められないもの
×——× クラックもしくは草木の生えているもの
○——○ モルタルが変色しているが，パラパラ崩壊しつつあるもの
□——□ 過去に崩壊の危険性があると認められるもの



●——● 施工時と余り変化の認められないもの
×——× クラックもしくは草木の生えているもの
○——○ モルタルが変色しているが，パラパラ崩壊しつつあるもの
□——□ 過去に崩壊の危険性があると認められるもの



できるだけ夏季に施工すべきである。

さらに，マサ土などの風化土や，湧水のある岩に施工して失敗している例も多く，モルタル吹付工，コンクリート吹付工の適用については岩の状態について十分検討したうえで行う必要がある。

（地質研究室）

3－4

切取法面の処理について　（48. 東北）

（主　旨）

当事務所管内の112号・月山道路は地質が悪く切取法面の崩落が多く，法面保護工を必要とするが，当地区は国立公園内であるため自然保護の関係上，極力コンクリート構造は排し，緑化をはからねばならないので，このような場合の対策工法について御指導願いたい。又集中豪雨による法面崩壊に対する法枠等の処理工法の研究の実状について，おたずねしたい。

（解　答）

のり面工を施工する主な目的は，風化，浸食の防止ならびに凍上崩落の抑制であり，コンクリート張工，現場打コンクリートわく工，のり面アンカーのようなのり表層部の崩落防止に使われるのり面工を除くと，他ののり面工はすべりや土圧に対してほとんど抵抗できない。したがって，土質，地質の悪いのり面の崩落を防ぐには，のり面の安定性について十分検討する必要がある。そのためには，十分な土質調査ならびに地質調査を行ない，安定計算の可能なものについて有効応力法に基づく円弧すべりの計算を行なって安定について検討を加えたり，また安定計算が困難な場合には，過去の実例（例えば同一条件地域における施工例，崩壊事例）について十分検討する必要がある。その結果にもとづいて，のり勾配ならびにのり面工を決定する。特に，同一条件の地域で崩壊した例のある場合には，崩壊時の勾配より思い切ってゆるくすることが望ましい。

このようにして，のり面を安定に保つための勾配が決定されたならば，のり面工は山岳道路でしかも国立公園内であることから，質問事項にものべられているような植生工が最も適当であると考えられる。山岳道路で，しかも土質も悪いところが多いことから，のり面内の排水には特に留意する必要がある。排水施設が不備であったために崩壊した例も多いので，排水工の設計，施工は入念に行なう必要がある。寒冷地の植生工については，「積雪寒冷地における切土法面について」（日本道路公団）のところでのべたので省略する。

わき水のある切土のり面，長大のり面あるいは植生を行なっても表面が崩落するおそれのあるのり面には，コンクリートわく工が一般に用いられる。こののり枠を含めた集中豪雨によるのり面崩壊に対する処理工法の研究は，建設省技術研究会で実施したのり面工の実態調査以外は，現在のところ実施していない。

実態調査の結果によると，コンクリート枠工などののり面工の安定性は比較的のり面の安定性の高いところに使われる植生工およびモルタル吹付工に比べて悪くなっている。これはコンクリート枠工が湧水のある個所や土質，地質の悪い個所に使用されることが多いためで，これらのことを考え合せると，コンクリート枠工などによる工法もそれなりに効果があがっているといえる。しかし，コンクリート枠工の壊われた個所をみると，コンクリート枠工の場合，法面の状態に応じて枠内を植生，石詰め，コンクリートにしたりするが，その選定が悪かったり，また枠がしっかりしていなかったために，くずれたと思われる例がいくつかある。したがって，土質，地質条件の悪い個所にコンクリート枠を施工する際には，現場打ちのしっかりしたコンクリート枠工にすべきであると考えられる。

なお今後，降雨実験などにより，集中豪雨による法面崩壊に対する処理工法の研究を進めたいと考えている。（土質研究室）

3－5

積雪寒冷地における切土法面について　（48. 東北）

（主　旨）

東北縦貫道，盛岡～青森間に沿って既設切土法面を調査した結果，下記の問題点が判明したので，これに関連した一般的な動向を御教示願いたい。

〔1〕凍結融解による法面後退量が大きい。これは土質にもよるが，一冬で数cmを越えるものもある。

〔2〕植生による法面保護だけでは，数年以上の長期にわたる法面安定に疑問が残る。

〔3〕モルタルの吹付け，コンクリート吹付け，ロックネット，落石防止柵，張コンクリートなどはその適用について問題がある。なかでも，モルタル吹付け，ロックネットについては適用及び評価を明確にすべきである。

〔4〕法面保護は草本と木本との混播をベースにすることが必要であると思われ，その手法を開発する必要がある。

〔5〕凍上に弱い土質に法枠工を適用すると，工費が多額になるので，法勾配を緩くすることで，これを解消できるかどうか検討する必要がある。

（解　答）

日本道路協会より「のり面工と斜面安定工指針」として切土のり面に関する指針が昭和47年9月に発行され，のり面工の選定，設計，施工の面で多いに役立っている。指針には寒冷地におけるのり面は凍結，融解の影響を受けやすいので，現地の条件に合ったのり面の選択ならびに設計施工を行なう必要のあることはのべられているが，質問事項にのべられているような積雪寒冷地ののり面のみを対象とした適正のり勾配と土質の関係については示されていない。

そこで積雪寒冷地における地山の土質と適正のり勾配の関係およびのり面工の選定方法についての1例を示したものが，参考資料－1である。これは建設省技術研究会で作製した「のり面工選定基準(案)」(昭和46年11月)の一部を抜すいしたものである。

次に，積雪寒冷地ののり面工の適用についてのべると次のようになる。

北海道における過去の斜面の被害調査によると，全斜面の被害の70％程度が春先の融雪期に生じていることが報告されている。したがって，斜面内部の水の移動を明らかにし，これを適切に処理することが寒冷地ののり面では重要であるとされている。

1. 植　生　工

植生工は工費が安く，維持が比較的容易で，かつ自然美も損わない，たわみ性がよいなどの理由から寒冷地においても広く使われている工法である。しかし，施工する際には耐寒性の強い草種を選ぶとともに，播種した年の生育停止時期までに雪や雨水などによって斜面が損傷を受けない程度までに繁茂できる時期を選ばなければならない。また，芝草の生育基盤である斜面の土質が，水とくに融雪水などによって軟弱化し，崩壊することのないように措置する必要がある。特にのり面内の排水に留意しなければならない。

寒冷地における植生を施こしたのり面の排水および安定に留意し，施工した例をあげると，(1)のり先にふとん籠を積みあげ，のり面全体ののり勾配をゆるくし，ふとん籠でのり尻の崩壊を防ぐとともに，斜面内からの浸透水を速やかに排除できるようにしたもの，(2)のり面からの浸透水がある場所およびおこりやすい場所で，しかも凍結深さの大きい地域ののり面に2段に蛇籠を積みあげたもの，(3)粗朶枠工と植生工の併用によるもの，(4)凍上によって植生面が浮き上り，はく落するのを防ぐために金網で芝草を押さえたもの，(5)融雪期ののり面内の排水のための盲暗渠と帯梢柵で生育地盤を安定させ，植生工を施こしたものなどがあり，現地ののり面

の条件にあった対策工法を施こせば，寒冷地ののり面であっても植生工で十分安定を保つことができると考えられる。

2. モルタル吹付およびコンクリート吹付工

吹付工は一般に寒冷地においては凍結膨張や凍上などの被害を受けやすいので，湧水のあるのり面や凍上を受けやすいのり面に使用することは避けるべきである。したがって，湧水がなく，凍上の恐れもなく，しかも他に適切なのり面工が見当らない場合に採用するのが望ましい。この場合，寒冷地の吹付工の吹付厚は10cm以上とし，鉄網などで補強する必要がある。

質問に述べられている吹付工の評価については現在の明確な解答は得られていない。しかし，モルタル吹付に関する評価については議論する必要性のあることが認識されてきており，近い将来には何らかの結論が出されるものと考えられる。

3. 網工および落石防止柵工

網工は硬岩の切り放しのり面で，しかも落石の恐れのある個所，植生工を行なった軟岩またはレキまじり土砂の切土のり面で，雨水の洗掘などによってレキ岩片の落下が予想される個所に用いられる。

落石防止柵工は，地震または集中豪雨などにより万一落石があった場合に，落石防止網のみでは交通に危険を及ぼすと思われる個所または道路隣接地から転石などの落下が予想される個所に用いられる。

寒冷地では，凍結融解によって落石を起こしやすく，小落石が間断なく続くことがあるので，網工と落石防護柵を併用して，網工で落下速度を減殺させ，落石が防護柵を越えるのを防ぐ工法が望ましいと考えられる。また防護柵の背面のポケットはできるだけ広くとることが望ましい。

次に，植樹工についてのべる。土工指針によると，植樹工は張芝，植生工だけでは崩壊のおそれのあるのり面に植生工と併用して使われる。しかし，植生工だけでは崩壊のおそれのあるのり面の場合，一般には植樹工によらず構造物によるのり面工と，植生工とを併用したのり面工が採用されているのが現状である。この原因としては，植樹するため苗木が手に入りにくいこと，植樹が大きくなるまでの手入れ，ならびに期間が長いこと，その効果が必ずしも明確にされていないなどの理由があげられる。したがって，これらの点がある程度解決されれば採用してもよい工法であると考えられる。

次にのり勾配をゆるくするという問題であるが，用地に問題がなければ，のり勾配をゆるくし植生工のところでのべたような点に留意して施工すればのり面を安定に保つことができると考えられる。

参考資料－1

冬期特に寒冷地においては凍結融解によるのり面の崩壊が生ずる。この崩壊の原因は既往の調査によると，その大半が融雪水の地下浸透流が浸出したためと考えられている。

道路の改良工事は降雪，凍結期前（前年）に施工されるために，施工中に切土のり面の湧水状況や地形および地質の状態のみで凍結個所を想定して保護工を施工するので，翌年度の春に起る凍害対策は充分でないことがある。

1）調　査

凍害によりのり面崩壊の対策を行なうには，地形・地質状態により，融雪期におけるのり面の浸透水，地下水などの湧水箇所を把握しておく必要がある。

2）対策工法の選定

凍結融解期に起る地山の含水比増加に伴なう，せん断抵抗力の低下と，湧水（融雪，浸透水）浸出による崩壊を阻止するため，次の点に留意する。

ⅰ）のり面内部の高含水比化防止の排水工法（暗渠など）

ⅱ）融雪水などの表面水排水とのり面保護

ⅲ）のり面工（枠工など）自体の凍上防止

具体的な対策工法，選定要領は次のとおりである。

ⅰ）のり面内への浸透水の排除のため，暗渠排水工（深さ 0.5～1.2 m）を設けるとともに，のり面の全面被覆工法（植生工など）を施工すべきである。

ⅱ）融雪期におけるのり面の安定が懸念される時，のり勾配の大巾な変更が困難な場合，コンクリート枠工，ドレーネット，蛇籠，布団籠などでのり面のふくれ出し，崩壊を抑える工法を採用する必要がある。

ⅲ）硬度，密度，あるいは極端なＰＨを持つなどの理由で植生の困難なのり面に対して，凍害防止のために施工する全面被覆工を行なう場合のコンクリート枠工や，ふとん籠などの中詰や裏込などに用いる骨材類は透水性や目詰りに充分配慮された粒度の良いものを用いる必要がある。（道路土工指針，土質工学ハンドブックなど参照）

ⅳ）排水工法の選定については，凍害箇所の湧水規模などにより，排水深さ，間隔などを適切に決めなければならないが，２～３の例から排水工の勾配を充分にとること，これらの端末処理を徹底して行なうことが重要である。

ⅴ）のり肩においては，できるだけ深く（0.5 m）ラウンディングを行ない，のり肩部における破壊防止を行なうとともに，全面植生を行なうことが望ましい。

vi) 植生工については全面被覆工以外は凍上による被害が見られるので，注意を要する。

3) 土質およびのり勾配

i) のり勾配

普通土，砂質土，粘土，火山灰，転石混り土	1：1以上
粘質土	1：1.2以上
岩，レキ，風化岩	1：0.3以上

ii) 工　法

植生可能な土質	1：1以上	種子吹付，マット工，張芝
植生やや困難な土質	1：1.2以上	植生盤
植生困難な土質	1：0.8以上	穴工……凍上の被害多い
	1：1以上	張芝
		種子吹付＋客土＋土留工
		枠工……中詰—栗石，コンクリート
	1：0.3以上	ネット工
のり抑え工法	1：1以上	ドレーンネット
		ふとん籠
		蛇　籠

iii) のり面排水は1：1以上ののり勾配で，盲暗渠，有孔パイプ，表面側溝などで行なうこと。

iv) のり肩にラウンディングを施工するなど。

4) 凍害対策工法における工法詳細

i) 盲暗渠工

深さ　0.45～1.30m　　敷巾　30cm　　有孔管径　5～20cm

切込砂利　50～100%級　　間隔　4mの斜又は格子状

ii) 板柵間隔　1.5～3.0m

5) 主な土質と破壊現象および対策工法

i) 粘　質　土

透水，不透水層間の浸透圧によって押し出し，又はすべり破壊を起す。

〔対　策〕

○ラウンディング，遮断排水，盲暗渠，植生工法（客土＋板柵），ステップ上にU字型溝，ドレーンネット

ii) 岩　石

湧水表面水による凍結融解を主因とし，風化崩壊現象を起す。

〔対　策〕

○格子枠ブロック，有孔管（客土１０cm以上，植生工）又は栗石中詰（客土植生は根密着が困難で，すべり易い場合は行わないで，中詰材料を骨材等にする）

iii) そ の 他

表層の霜柱による押し上げ融解後崩落および単純な凍結融解による破壊

〔対　策〕

○植生工（全面被覆），柵工，U字側溝，盲暗渠工

（土質研究室）

3－6

極度の透水層における道路改良の実施工法について　（47. 近畿）

（主　旨）

現地の状況，湖南アルプスの丘陵部を通る道路計画法線が決定しており，国道８号線をアンダーで交叉するため，特に縦断の切下げを計っている計画の時点では，浸透水の予測はしていなかったのであるが，工事過程において縦断切下げ区間に，極度な浸透水が発生し電気探査並にボーリングを実施した結果，全体的に深い砂質土であり，相当の地下浸透水が湧水している。これに対する完全な路盤工法について検討願いたい。

（解　答）

地下水位の高い箇所の道路の舗装を良好に維持するためには，路床路盤の排水は絶対に必要である。排水が十分でないと路床路盤の支持力が低下し，また浸透水とともに路床土の細粒分が移動し，ときには舗装のき裂，継目側端部から外部に流出し，舗装の破壊の原因となる。

一般に地下水の高いときは排水こうを設ける。必要によって道路の片側もしくは両側に設置する。排水こうには孔あきパイプを埋設し，周辺をフイルター材料で保護し，周辺地盤から細粒土が排水こうならびに流入しないようにしなければならない。

良質なフイルター材料でパイプの周辺が埋め戻せない場合には孔あきパイプの孔のあいた部分を下部のみとし上方には孔をあけないようにすると，パイプ内へ土砂の流入するのが防止できるという報告がある。路床の排水をするときは地下水位は舗装表面から１m以上は下げることが

大切である。このため排水こうの深さはさらに30～60cmは深くすることが必要となる。浸透水の多いときは排水流量を増すため排水こうを深くする。

浸透水が特に多いとき，あるいは被圧水のときは遮断排水層を施工すると効果的である。一般に遮断排水層は路床の上に設け，排水こうと併用する。排水こうを浅くすることもあるが，場合によっては深くすることもある。遮断排水層には粒度配合がよく，しかも微粒子を含まない砂石または砂利を用いる。粗粒の排水層に路床土の微粒子が流入する恐れのある場合には，排水層と路床土の間にフイルター層を設置する。

遮断排水層の厚さは必要な排水が可能でなければならず，排水層の透水係数，地盤の透水係数，周辺の地下水位，透水地盤の成層状態，透水層の深さ，などによって変わってくる。一般には流線網を描いて検討することになる。添付図面によると排水こうによる排水を計画しているが，浸透流量の多い場合には水平な遮断水層を設置すればよいと思われる。

（土質研究室）

3－7

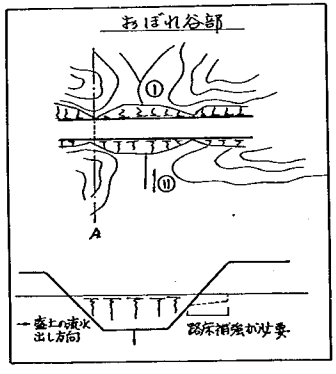
おぼれ谷部における盛土の耐震設計　（48. 東北）

（主　旨）

昭和43年5月16日の十勝沖地震においての道路被災状況は比較的狭い谷間を埋めたてた盛土部（おぼれ谷）で特に顕著であった。

この盛土区間では，①上流の被災と⑪下流部の被災はいずれの場合も⑪の方が被災数ばかりでなく，被災の規模においても路体部崩壊流れ出しが大規模であった。また両側にコンクリート土留があった所でも，下流側の土留の転倒が大きかった。

これからみれば，①の上流側よりも，下流側を充分考慮し設計施工すべきであるが，どのような点を構造の設計に取り入れるべきか，おうかがいしたい。



（解　答　1）

軟弱地盤上の盛土では，地下水位が高い場合に，地震時に亀裂・沈下・すべりが生じることが

知られている。このような破壊形式の一因として，過剰間隙水圧の発生による土の強度低下が考えられる。従って，このような状況にある盛土の，安定性判定に対しては，従来用いられている震度法による安定計算に加えて，盛土および地震内部の液状化の可能性を判定する必要があり，更に地震応答解析の手法を用いて詳細な検討をするのが適当と思われる。

図－1は，作業流れ図を示してある。まず，データとして必要なものは，

(1) 地震動の想定

盛土の耐用年限，地震の再現期から，地震動の強さが求められる。応答解析には，地震応答スペクトル曲線，もしくは，実測記録の加速度波形を用いるのが適当である。

(2) 支持地盤の条件

処理後の静的土質定数として，せん断強度，圧縮指数，密度，含水比など。動的土質定数としては，S波測定などから，動的せん断弾性率，ポアソン比，振動減衰などを求める。更に，地下水位を調べておく必要がある。

(3) 盛土の条件

盛土断面形状（高さ，勾配）。盛土材料の土質定数として，せん断強度，密度。密度は，工法によってかなり規定される。ゆるい盛土は，飽和していた場合，液状化しやすく，又沈下しやすい。雨期の地下水位の予測。応答解析を行うために，共振式土質試験機などで，動的せん断弾性定数，ポアソン比，振動減衰を求めておく必要がある。

安定性判定の手法としては

(1) 震度法によるすべり安定計算

従来から用いられている手法であり，もし，過剰間隙水圧が過渡的に発生する可能性があるならば，それによる土のせん断強度の低下を考慮に入れるのが適切であろう。設計水平震度としては重要度に応じて0.15～0.18をとるのがよかろう。安全率は1.1が適当であろう。

(2) 過剰間隙水圧の発生量の推定　（図－2参照）

相対密度，N値，材料から推定する方法がある（参考文献1）。精密に調べる必要がある時は，動的三軸装置などを用いて，現場と同じ条件の元で，実験を行うのが適切であろう。

(3) 地震応答解析

これによって，堤内及び地盤内の変位，応力の分布を求め，堤内及び地盤内に，破壊に至る応力が発生しているが，チェックするのが適切である。(1)と(3)の手法を結びつけて，サンフェルナンド地震におけるフィルタイプダムの地震時安定性を検討した例は，参考文献(2)である。

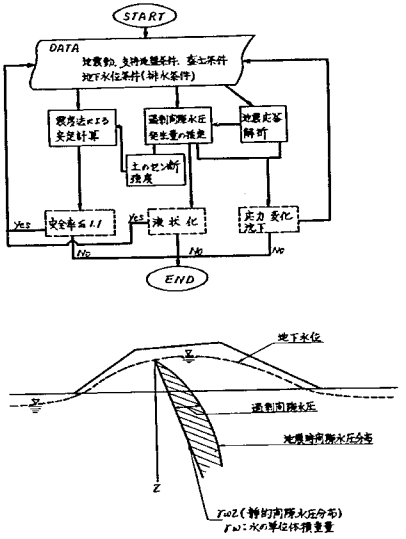
以上の検討結果に基づいて行われるべき対策工法については，動土質研究室から詳しく提案さ

れるので，ここでは触れない。また，盛土が安定であるべき地震強度の設定については，更に，広範囲な検討を経た上で，定めるべきものと考えられるので，今回は省略する。

参考文献

1) 吉見吉昭：講座，「土の動的性質」11，砂質土の液状化，土と基礎，August，1972，P．75−82

2) 土研資料739：高架橋，ダムおよび地下構造物の地震時における安全性の確保に関する研究，昭和47年3月



（振動研究室）

（解 答 2）

道路盛土に限らず，河川堤防，鉄道盛土が軟弱な地盤の上に築造されている箇所では，地震の際，被害を受けることは過去の大地震の度ごとに経験されていることである。とくにおぼれ谷部は極めて軟弱な粘性土によって地盤が形成されており，地震時の被害は大きい。

土で作られている盛土，堤防などは，地震によって破壊されたとしても，それ程大きな被害を発生しないこと，また復旧が容易であることなどから，地震力に対する計算上の配慮がなされていないため，地震に対しては極めて弱いものもあると考えられる。

地震による軟弱地盤上の盛土の被害の形態には，盛土の沈下，天端およびのり肩部のきれつ，のりすべりなどであるが，被害の大きい箇所では，いずれも地盤の変形，せん断破壊が生じている。すなわち地盤を含めた盛土の破壊が発生している。

一般に軟弱地盤上の盛土の安定性は低く，常時において，かろうじて安定を保っている程度のものもあるので，これに地震力が加わると，破壊が生じると容易に想像されるが，さらに軟弱地盤では地震力が大きくなることが，軟弱地盤上の盛土の被害を増加させる原因となっている。

土質工学的には，粘土層は地震力による繰返し応力を受け，土に乱れが生じ強度が低下すること，ルーズな砂質土層は振動によって土中の間げき水圧が上昇し，せん断抵抗が低下したり，極端な場合には，流動化を起こすことなどが影響を持つ。

軟弱地盤上の盛土の破壊は，地盤を含めたすべりや変形であるので，対策については，地盤のすべりや変形を防ぐ手段をとるということになる。

道路盛土の地震時の安定性を向上させるために，対策工法を適用した例はないが，上記のような理由で次のような工法は，地盤を含めて盛土のすべりを防止するために有効と考えられる。

(1) すべりを起こしにくくする工法

(i) のりこう配をゆるやかにする。

(ii) 押え盛土工法

(2) 地盤の強化

(i) 締め固め砂杭工法

(ii) 生石灰杭工法

(iii) 地盤の置換工法

この他，盛土の下に施すネット工法，サンドマット工法，引張り材の敷込み工法なども，盛土の安定性を増す上に効果があると考えられる。

土留工の転倒についても基礎地盤を含めた大きな土塊の側方すべり出しによって生じるので，盛土の斜面の安定性を向上させる方法と同じような工法が対策工法として考えられる。土留を構造的に強固にして，地震時の側方すべり出しに対抗させるのは，軟弱地盤の場合には実際上むつかしいと考えられる。

最後に，地震時の盛土のり面の被害がお椀れ谷の下流側に多発するという指摘であるが，地震時に限らず，盛土の工事中に生ずるのりすべりも同様な傾向がある。これは地形的に，谷は下流側に開けており，また基層を含め，軟弱層は下流側に傾斜している場合が多いので，下流側にすべり易いと考えてよいと思われる。対策を盛土の設計に取り入れるならば，当然すべり易い方を

慎重に考慮すべきである。

地震による盛土の破壊が致命的になると思われる新幹線の鉄道盛土などでは，盛土の地震時安定性が重大な問題となっているようであるが，一般道路の盛土の地震時安定性が，どの程度まで必要なのか，別の面での検討が必要と思われる。盛土などの比較的復旧の容易な土構造物には生起確率の極めて低い地震力を設計には考えず，その都度修理するという考え方も当然出てくるはずである。

（動土質研究室）

4. トンネルに関する問題点

4－1

トンネル断面の標準化について　（47. 近　畿）

（解　答）

道路トンネル技術基準（案）（日本道路協会・昭和47年3月）によれば，「トンネルの内空断面は，道路構造令に定められた所要の建築限界および換気，その他に必要な断面積を包含し，土圧などの荷重を考慮してもっとも経済的な断面形状と寸法にしなければならない」と記されている。いま，トンネルの横断面形状および寸法の決定にあたり，技術上考慮しなければならない要件を列記すれば次のとおりである。

所要の空間確保上必要なものとして；

① 道路の幅員，その構成および建築限界

② 換気を必要とするトンネルでは，換気用の空間（換気ダクトあるいはジェットファン設置に必要な空間）

③ その他の付帯設備用の空間（照明，防災，交通管理，計測，排水，配管などの設備に必要な空間）

④ 必要に応じ，保守管理用通路

⑤ 将来の舗装の修繕（オーバーレイ），施工誤差などのための余裕

断面の形状および覆工厚などの決定に関係するものとして；

⑥ 地形・地質条件（土圧・水圧などの荷重および支持条件）

⑦ 施工法（掘さく方式，支保工型式など）

これらの条件は個々のトンネルで異なるため，あらゆるトンネルを対象とした標準化は非常に困難である（例えば，第3種の道路（第5級を除く）の2車線トンネルにおける道路総幅員の大きさは，歩道を設けない場合4種類，歩道を両側に設ける場合5種類，片側に設ける場合5種類計14種類にのぼる）。

しかし，トンネル断面の標準化には覆工用型わくの転用，工事および維持作業の機械化の推進，設計の省力化などの利点があり，今後のトンネル建設の増大を考えるとき適用範囲が大きく，しかも標準化可能なものから逐次標準化を進めていくべきものと思われる。

かかる意味から土木研究所では，道路局（国道第一課）の要請もうけて，第3種および第4種

の道路の２車線トンネル（山トンネル）について，しかも換気ダクトを必要としない場合について内空断面の標準化の検討を進めつつある。主として，地質条件から決まる覆工厚などを含めた断面の標準化作業は来年度以降になる予定である。　　（トンネル研究室）

4－2

トンネル施工でインバートを必要とする設定基準の明確化　（48. 東北）

（主　旨）

地質の軟弱な箇所にはインバートを設けることになるが，設置基準が明確にされていないため，現場でトンネルを設計する際判断に迷うことが多いので，設置基準を明確にされるよう願いたい。又，設計理論を御教示願いたい。

（解　答）

インバートを設ける目的は，覆工を閉断面とすることによって側圧への対抗を容易にすることおよび，覆工基礎の支持力不足や盤ぶくれに対処することである。従って，インバートを設けるべき箇所は，側圧や偏圧のあるところ，覆工基礎の支持力が不足する恐れのあるところ，盤ぶくれのあるところなどである。実際にどのような箇所がこれに該当するかは定量的に示すことは現在の技術水準では無理であり，実績，経験によらなければならないが，施工中の支持力の挙動，地山の挙動を注意深く観察することがもっとも重要で，インバートを設けるべき徴候が観察された場合は，その程度が小さくともインバートを設けるべく検討すべきで，側圧，盤ぶくれには特に注意すべきである。

一般的にはインバートは断層破砕帯，坑口附近によく設けられる。

インバートの設計理論については一般に認められた方法はないが，荷重を仮定できれば地山に弾性支持された構築物として解くことができる。しかし，荷重を精度よく仮定することは困難であるから，実績を参考にして決めるのが通常である。　　（トンネル研究室）

4－3

トンネル掘削の機械化の現況と方向について　（48. 東北）

（主　旨）

東北の道路改良は，横断路線等山岳部の工事が多くなってきており，長大トンネルが数多く計

画施工されている。

トンネルの施工については，トンネル断面，地質の複雑性等々の条件により機械掘削が採用されにくいため，在来掘削工法による場合が多い。しかし，地質の不良と熟練作業員の不足，工事の安全及び工期の短縮等，あらゆる面からトンネル掘削機の開発が望ましい。

現在の機械施工の現況と新工法の方向等について紹介願いたい。

（解　答）

狭い作業現場のため機械施工には大きい制約があるが，劣悪な労働条件のため作業員は漸減の傾向にあり，更に一層の省力化・機械化が必要とされている。

トンネル推進工法には，

(i) 在来掘削工法（発破工法）

(ii) 機械掘削工法（T. B. Mまたはロードヘッダ）

(iii) シールド工法

がある。ご質問は，主として(i)，(ii)を対象としていると思われるので，これらについての現況と問題点を述べてみたい。

(1) 在来掘削工法

この工法は，せん孔，発破，ずり出し，支保工建込みに分けられるが，これらのサイクルのうち時間的に占める割合いの高いのは，施工法によって多少の差はあるが，せん孔，ずり出し，支保工の順である。したがってその能率化対策として，せん孔ではレッグドリルよりジャンボ，ずり出しではロッカショベルよりトラクタショベル，トロよりダンプトラックを使用する傾向が強くなっている。今後の方向としては，ワンマンコントロール式のジャンボの開発，ホイル式トラクタショベルによる短距離のずり出し（外国で例あり），小型大容量のトンネル専用ダンプトラック＋ターンテーブルの使用（中国地建で開発），支保工建込用専用台車の開発，せん孔とずり出し，更には支保工まで同時に行ない得る機械の開発（国鉄で試作）などがある。

(2) 機械掘削工法

トンネルボーリングマシン（T. B. M）はかなりの施工例をもちながら成功例は数少ない。これは，T. B. Mの適用し得る施工条件の幅が狭いためと考えられ，特に岩質の変化の激しい場合や掘削後直ちに覆工を必要とするような場合に困難が多い。カッターの選定の技術的な問題もあるが，一般に硬岩（1000㎏以上）に対してはカッタコストが急増し，在来工法より割高になるといわれている。掘削口径も限られており，他へ転用するための柔軟性にも欠けてい

るなど，一般的に採用するにはマイナス面が多い。大口径化は外国で例があるようなマルチパス（導坑を掘り，これを何段かに切り拡げる工法）が有力であるが，岩質が良好でないと採用できないようである。

ロードヘッダーは公称500㎏以下の軟岩（実用上は200㎏程度）に適するもので，最近大型の機械が作られ，急速に増加している。比較的自由度が高く機械も改善されているので，今後この形式のものの他の方式への応用（たとえばシードルと併用）も含めて発達が予想される機種である。

このほか特殊な掘削工法として，火焔ジェット，ウォータジェット，マイクロウエーブ，超音波といった工法が各方面で研究され始めているが，実用化するまでには日時を要しよう。

（機械研究室）

4－4

トンネル掘削に伴なう間隙填充の必要性について　（48. 東北）

（主　旨）

トンネル掘削に伴う間隙填充について会計検査院で問題視しているが，土木研究所としての見解をご教示願いたい。

（解　答）

トンネルの覆工背面と地山との間には間隙が残らないよう施工するのが原則である。しかし，これを完全に行なうことは，現在の覆工の施工技術では困難である。この困難さを補う一つの方法として裏込めの注入が行なわれる。覆工背面を地山と密着させることが原則であるからといって，すべての場合に裏込め注入が必要であるかというと必ずしもそうではなく，地質の良い場合には省略することもあり得る。しかし地質の不良（地質分類C以下程度）の場合およびかぶりの薄い場合は，裏込め注入を行なう必要があろう。

最終的間隙の填充は裏込め注入によらなければならないにしても，覆工の打設時には取外しが可能な矢板はできるだけ外すようにしたり，施工性の良いコンクリートなどを用いるとして，できるだけコンクリートが良く行きわたるようにする必要がある。

（トンネル研究室）

4－5

トンネル覆工コンクリートの脱型強度について　（48. 東　北）

（主　旨）

コンクリート標準示方書解説によると，型枠脱型時の強度は通常の岩盤トンネルでは35㎏，堅岩トンネルでは50㎏となっているが，通常は施工性よりコンクリートが自立保持できる強度（10～15㎏）に達した時点で型枠脱型しているのが実情であり，コンクリート標準示方書解説の謳っている35㎏，50㎏は実情に合わない。この値について改訂の動きがある場合はその動向等を伺いたい。

（解　答）

岩盤トンネルにおけるトンネル覆工コンクリートの脱型時期は，コンクリート覆工が自立出来る程度の強度に達した時点で行なっているのが実情で，トンネル標準示方書では，解説で「少なくとも自重に耐えうるコンクリート強度に達するまで，これを取り外してはならない」としている。

なお，コンクリート標準示方書は現在改訂作業が進められており，トンネルに関する該当の個所はトンネル標準示方書によることにし削除される予定である。

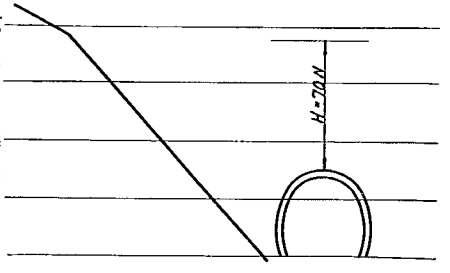
（トンネル研究室）

4－6

トンネルの明り巻（開削トンネル）について　（48. 東　北）

（主　旨）

開削トンネルにおける覆工厚及び配筋等について応力計算の手法等について御教示願いたい。また，右図のような場合の落石による衝撃係数及び衝撃緩和のための埋戻高等についても，併せて御教示願いたい。



（解　答）

1）開削埋戻しトンネルにおける覆工厚，配筋等は埋戻し部分の重量等を外荷重として通常のラーメン計算により求める。

2）埋戻しを実施しない明り部分については，必要に応じて雪荷重，落石荷重等を検討する。

3）落石の問題はその落石の重量，大きさ，形状や落下高さ，斜面の傾斜角度，斜面形態などで異なるので，一般的に取扱えない問題であり，それぞれの地点毎に検討せざるを得ず，又，その検討の仕方も一般に認められた方法はなく，今までの実績等を参考にして決めざるを得ない。

4）落石の規模の想定には附近の落石状況の調査が良い参考となる。

参考文献

鋼材倶楽部「新しい落石覆の開発に関する研究」４８．４．１５

（トンネル研究室）

4－7

トンネル換気について　（４７．近　畿）

（主　旨）

イ）設計条件の設定について，視距と透過率と照度の相関関係がトンネル照明設計指針に示されているが土研の意見を拝聴したい。

ロ）設計条件について，煤煙透過率許容下限値３０％一酸化炭素濃度許容下限値１５０ppmを設定したが当該トンネルは歩道（片側１２８８）を有しており，この場合，各許容下限値は現状のままでよいか。

ハ）道路構造令の解説と運用にはトンネル換気方式として延長に対する適用基準から縦流式（ジエットファン方式）を示しているが，対面交通に対する適応性については問題も多くあると云われているが，その効果及び欠陥等実情を拝聴したい。

（解　答）

イ）道路トンネルの換気設計の設計条件のうち，許容透過率は，トンネル内における物の見え方と快適性の要素から決定される。道路照明施設設置基準解説に示されている照明と透過率の関係はある設計速度において必要な視距を保つという条件であり，照度と透過率の関係を

トンネル内における物の見え方の試験結果を基にして求めたものである。従って，視距を保つという面だけから見れば，この組合せのうちで，最も経済的なものを選択すればよいことになるが，快適性の面からその選択の範囲は限られてくる。経済的であるからといっていたずらに照度を上げて換気量を少なくするとか又はその逆のようなことは望ましくない。従って，実際の設計にあたっては，基準に示される各設計速度に対応する基準照度をベースにして検討を行ない，快適性が確保されるよう条件を設定するのがよいと考えられる。

ロ）道路トンネル技術基準(案)（日本道路協会　昭和４７年３月）によれば，安全性および快適性を考慮して次表を目安とするようになっている。

有害成分 / 道路種別	一酸化炭素	煤　　煙
一　種　・　二　種	100　ppm	５０％／１００m
三　種　・　四　種	100　ppm	４０％／１００m

最近のトンネルでは快適性を重視するようになってきているので，できるだけ余裕のある値にするのが望ましい。歩行者に対する影響は，この程度の一酸化炭素濃度であれば特にトンネル延長が長い場合（２Km 程度以上の場合）を除いて一応問題がない。

ハ）「道路構造令の解説と運用」には，縦流式換気の適用延長はおおむね延長１,０００m以下と示されている。

ジエットファン方式，立坑方式，噴流方式などの縦流式換気方式では，車道空間を利用して通気するための換気用ダクトを設ける必要がなく，また，特にジエットファン方式では小規模な換気設備ですみ，その結果換気設備費（初期投資額）が少なくてすむという利点がある。

しかし，車道をダクトとしているため車道内風速に限界があること（対面交通では，ふつう６～８m／S程度）や，防災上の配慮から一般的には延長１,０００m程度を限度としている。また，通行車輛によるピストン作用や坑口間自然差圧（自然風，圧力差など）によって換気系が受ける影響は著しい。

以下，ジエットファン縦流式換気について問題点を述べる。

この方式を対面交通トンネルに採用する場合，交通量や上下方向比の変動によって上記のピストン作用の大きさ，向きが変化する。換気風圧の算定には当然これらに対する余裕をも考慮されるが，実際の運用上，交通量の著しい時間変動に対応して合理的な運転制御を行なうことは非常に困難とされている。また，防災面からは，例えば，火災発生時に風下側に停滞した車輛は類焼しやすいため重大な火災事故につながりやすく，さらに，延長が長いと人間の避難も困難である。

一方交通，対面交通の両方の場合にいえることであるが，ジエットファンはトンネル車道上部に設けられるため，維持，補修がむずかしく，維持，補修のことを考えてファンの構造，設置方式などを決める必要がある。又，坑口附近に人家などがある場合は騒音など環境問題に対する配慮も必要である。

なお，これに対して，一方通行トンネルの場合には，ピストン作用も一方向に限られるのでこれを換気力として十分活用できることや，火災発生時にも風下側（進行方向）の車輛はそのまゝ避難できることなど比較的問題は少ない。

（トンネル研究室）

4－8

排気ガス規制基準にともなうトンネルの換気設計法について　（47. 近　畿）

（解　答）

(1) 一酸化炭素を対象とした換気設計について

現在わが国の換気設計に用いられる一酸化炭素の発生量としては，次の値が一般に用いられている。

$Pco=0.315f$

Pco：一酸化炭素発生量（㎥/Km）

f：燃料消費率（ℓ/Km）　トラック：$f=0.2$ ℓ/Km

乗用車：$f=0.1$ ℓ/Km

乗用車のｃｏ発生量を計算すると

$Pco=0.315\times0.1=0.00315$ ㎥/Km＝31.5 ℓ/Km

となる。

一方，マスキー法では許容限度の設定目標が2.13ｇr/Km（昭和47.8.18中央公害対策審議会の報告では2.1ｇr/Km）となっているので，これをℓ/Kmに換算すると1.63 ℓ/Kmとなり，現在設計に使用している値の約1／20に減少する。従って，上記の設定目標が新車，中古車ともに達成されれば，一酸化炭素に対する換気量は現在の1/20ですむことになる。

(2) 煤煙を対象とした換気設計について

わが国の殆んどのトンネルでは，ディーゼル車から排出される煤煙による視距障害を除くために必要となる換気量によって換気量や換気設備の規模が決定されているのが現状である。軽油を

燃料とする自動車（ディーゼル車）については，中公審の報告（昭和４７.8.１８）には許容限度設定目標値は示されておらず，ガソリンおよび液化ガスを燃料とする乗用車を基準とした許容限度設定目標値に準じた許容限度の設定目標を早急に検討すべきであると示されているにとどまる。しかも，乗用車を基準とした許容限度設定目標値には煤煙に対する限度値は示されていない。又運技審答申（昭和４５.７）において測定方法の開発実用化の方向が示され，その後の道路運送車輌法の保安基準の一部改正（昭和４７.7.1施行）で測定方法と汚染度の規制値が示されているが，この値は現在設計に用いているディーゼル車の煤煙濃度より大きい状態である。これらのことからみて，煤煙に対しては，ただちに，一酸化炭素と同様の排出量の低下を期待することはできず，現時点では換気設計に用いるデータを変更することはできない。

（トンネル研究室）

4－9

半地下式トンネルの換気について　（４７. 近　畿）

（主　旨）

上部に開口部をもつ半地下式の道路トンネルで送気式半横流換気を採用した場合の換気流の性質と設計上の問題点を御教示いただきたい。

（解　答）

半地下式のトンネルに送気式の半横流換気を採用することを前提としての質問であるが，ここでは半地下式の道路トンネルの換気方式の一般的問題として検討する。

換気方式の決定にあたっては，トンネルの規模，交通量，交通方式，周囲の環境条件などを考慮しなければならないが，その原則は換気区間長を短くして，ダクト断面積および風速を小さくするということである。このことから半地下式など土被りが薄い場合はユニット式と呼ばれるような換気方式が適しているといえる。しかし，このようにするとファンを多数置く必要があり，周囲の環境によっては騒音，汚染空気の拡散などの問題の処置がむづかしくなる場合がでてくる。

一方向交通の場合でトンネル坑口からの汚染空気の拡散が許されるような場合であれば，適当な間隔（５００m～1,０００m程度）にトンネルを区切り，適当な長さの開口部を設け，交通換気力を最大限に利用できる縦流式を採用することも考えられる。この場合上下線の開口部の位置関係，トンネル構造などについては，汚染空気の短絡が起らないようにする必要がある。

途中に開口部を設けることができず，しかもトンネル延長が長い場合は，半横流式，横流式方式の採用ということになるが，この場合は一般のトンネルの換気設計と同様である。一方向交通のトンネル半横流式換気を採用する場合は，交通換気の影響について特に慎重に検討しなければならないことが最近明らかになってきている。又，送気式半横流の場合は汚染空気が坑口から排出されるので環境に与える影響について考慮する必要がある。

トンネルの縦断方向にスリット状に開口部を設けた場合の効果については明らかにされていない。具体的事例が明らかでないので，具体的な問題が明らかとなった時点でさらに検討するのがよいと考えられる。

（トンネル研究室）

4－10

トンネルの機械換気開始の時期決定の判断基準について　（48. 東　北）

（主　旨）

トンネルの機械換気開始の時期決定の基準に明確なものがみあたらないので，適当なものがあれば御教示願いたい。

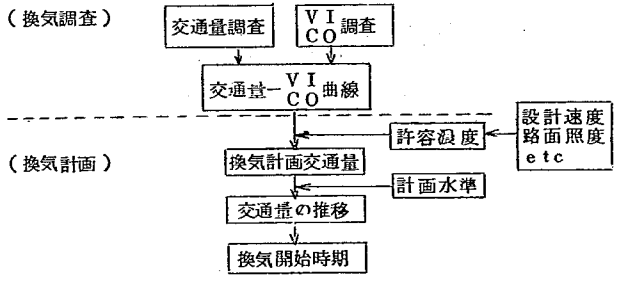
又，交通量と平均煤煙濃度，路線の計画水準と許容値の出現する時間頻度から機械換気開始時期決定について下記の様に考えても良いものか又他に例があれば御教示願いたい。

トンネルの換気開始時期決定の方法(案)

トンネル内の煤煙，CO濃度は自然条件の影響もあって，一率にとりあつかうことは問題があるが，機械換気の開始時期は次の方法により決定する。

この基準は暫定的なものであり，多くのトンネルで調査が実施され資料が整えばこれを集成し一般的な適用にも耐え得るトンネル計画の資料としてまとめることも一つの目的である。

1. 調査計画のフロー



2. 換気調査

トンネル換気が必要とされる1.5～2.5年前を目途に，トンネル換気調査を実施する。

（直轄国道管理調査，調査要綱による）

3. 換気計画

1）交通量－ＶＩ．ＣＯの関係

調査結果をもとに時間交通量とＶＩ．ＣＯ濃度の相関を求める。

2）許容濃度

ＶＩの許容値は設計速度，路面照度から表－１から決定する。

表－１は煤煙許容濃度と，走行速度別に，安全停止距離の内容を考慮したものである。

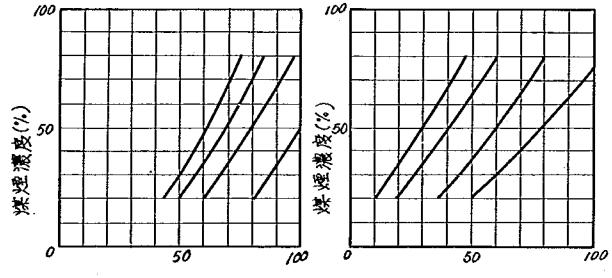
（トンネル照明設計指針(財)高速道路調査会１９６６）

ＣＯの許容値は表－2のとおりとする。

表－１　設計速度・基本照度・煤煙許容濃度の関係（光源別）

ナトリューム灯の場合				
Km/h ＼ Lz	120	60	30	20
100	50%	—	—	—
80	(70)	50	—	—
60	—	(20)	35	50
40	—	—	(10)	(15)

螢光灯の場合				
Km/h ＼ Lx	120	60	30	20
100	75%	—	—	—
80	50	80	—	—
60	30	50	80	—
40	—	(25)	50	65



表－2　CO・許容濃度

（ppm）

山地部及び平地部	150
市　　街　　地	100

3）換気計画交通量

許容濃度に対応する時間交通量を交通量－VI・COの式から求め換気交通量とする。

4）計画水準

路線の構造規格，計画地点の沿道条件等を考慮し計画水準を決定する。

表－3　計画水準

計画水準	計画対象交通量
1	年間10番目時間交通量
2	〃　30　〃

5）換気開始時期の決定

計画水準に対応する時間交通量に達する時期を換気開始の時期とする。

4. 換気調査の実施例

これまでに実施したトンネル換気調査の結果から交通量とVIの関係を求めた45号鍬台トンネル，48号関山トンネルの例を次に示す。

I　トンネル内平均透過率と時間交通量

1. 調査の概要

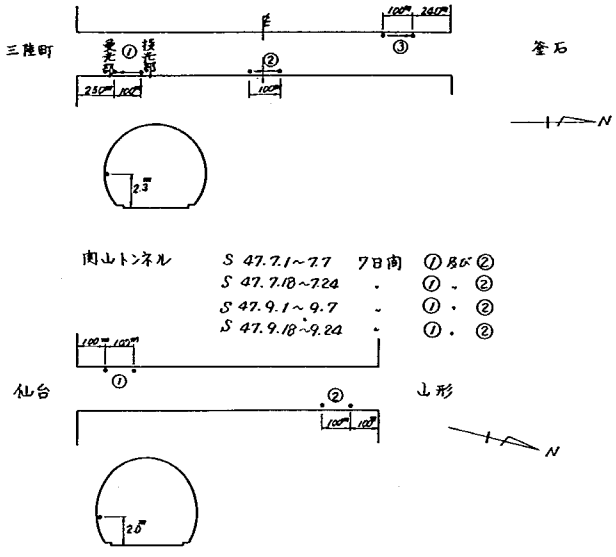
1）調査箇所　45号　鍬台トンネル　ℓ＝2,305m

48号　関山トンネル　ℓ＝　890m

2）調査の時期と位置

鍬台トンネル　S46.6.20～46.7.4　15日間　②及び③

S47.2.23～47.3.6　13日間　①及び③

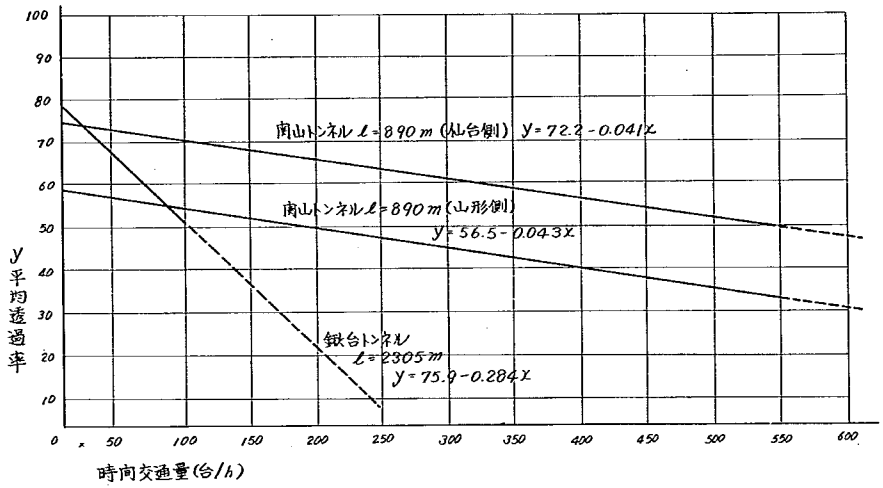


2. 調査結果（時間交通量と平均透過率）

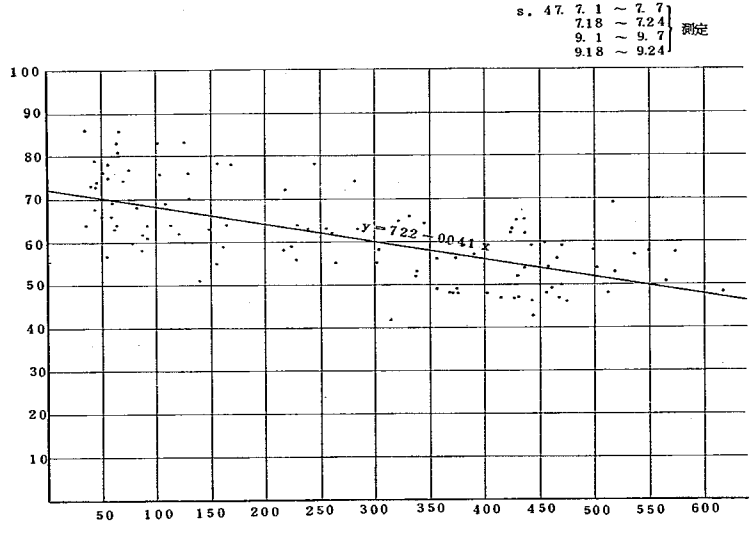
1）各測定期間毎に各時間帯毎に交通量と透過率の平均値を求めた。

2）時間交通量と平均透過率の相関を求めた。関山トンネルは仙台側と山形側の測定値に大きな差が認められるので，仙台側，山形側に分けて，式を求めた。

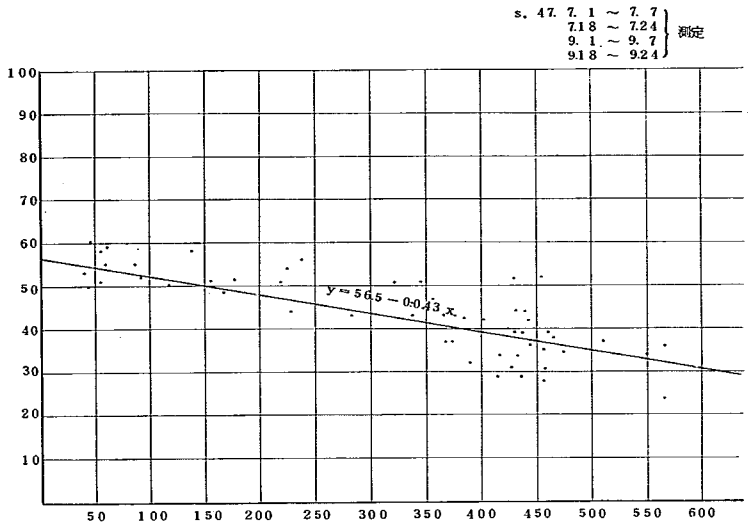
3）関山トンネルの仙台側は比較的安定した相関を示しているのに対し，山形側は大きなバラツキが見られるのは，仙台側の坑口周辺の地形か，山腹が坑口をとりまく形になって自然風の急激な変化が少ないのに対して山形側坑口には谷がせまっていて風の変化が大きく，トンネルの自然排気に影響しているものと思われる。



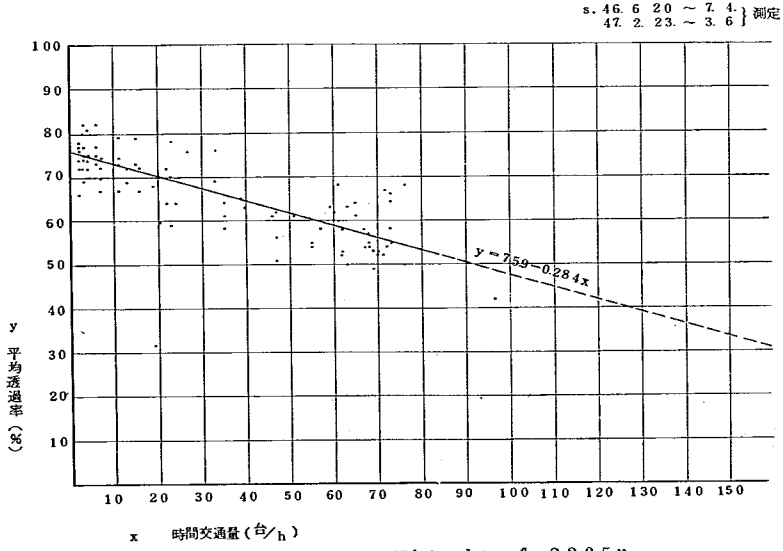
図－1　時間交通量－平均透過率



図－2　関山トンネル（仙台側）



図－3　関山トンネル（山形側）



図－4　鍬台トンネル　$\ell = 2305$u

（解　答）

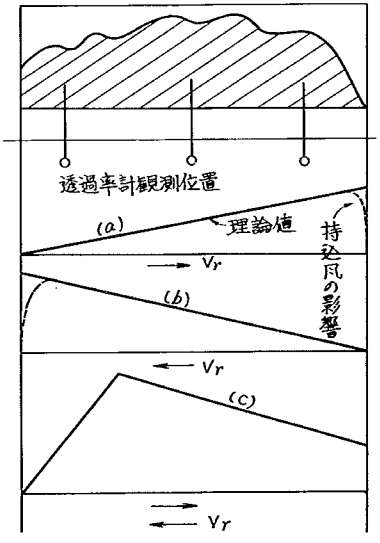
トンネルの機械換気の開始時期を決定する方法として，①交通量の推移により，$L\bar{N}=600$（L：延長(Km)，N：交通量（台／時），２車線対面交通）に到達する時点を機械換気開始時期の目安とする方法，②既設トンネルで換気実態調査を行なった結果から，高濃度の発生時間割合によって機械換気の必要性を判断する方法（土研資料「道路トンネル換気基準資料」昭和４０年１２月）がある。しかし，これは一般的な目安であって，個々のトンネルの特殊性を採り入れることは難しく，また，トンネル内外の環境の向上がさけばれている現在，この値をそのまゝ適用することには無理がある。

上記のように，機械換気開始時期の精細，明確な判断基準は見当らず，現場担当者が実態調査資料等をもとに個々に判断しているのが現状である。

御提案の方法は，現時点におけるトンネル換気の実態と交通量の関係を基礎として将来の交通量の推移を勘案して機械換気の開始時期を決定するもので，トンネル個々の立地の特殊性も織り込むことができ，考え方としては良いと思う。

なお，この方法を発展させるにあたって，次の点に留意されることを願いたい。

1）煤煙およびＣＯ濃度の観測位置とその評価について直轄国道管理調査要綱では，観測位置として「トンネル中央または坑口付近（１００m以奥）」と示しているが，自然換気の性格上，自然風および交通換気風の影響により有害成分の濃度は右図の(a)，(b)，(c)のように常に変動していると考えるべきである。したがって，全ての観測値が常にそのトンネルにおける最高濃度を示すものではないことに注意したうえで観測値の処理および処理結果の評価を行なわなければならない。



有害成分濃度分布

2）煤煙透過率と交通量の関係について

透過率と交通量の相関は対数関係にある。また，ディーゼル車とガソリン車とは煤煙発生量が約５０倍も異なるので煤煙濃度を考える場合の交通量にはこの点を考慮しておかなければならない。したがって，直角座標上で

回帰直線式を求めようとする場合，座標軸としては例えば煤煙濃度とディーゼル車換算交通量をとるのが適当であろう。

$$K=-\frac{1}{100}\log\left(\frac{\tau}{100}\right)$$

$$K=\frac{\mu_D N_D}{3600Q}$$

$$N_D=n_D+n_G\frac{\mu_G}{\mu_D}$$

ここに，　K：煤煙濃度（平均値）

τ：煤煙透過率(%)

Q：換気量（m^3／S／Km）

μ：平均煤煙発生量（D＝ディーゼル車，G＝ガソリン車）

n：車種別交通量（台／時）

N_D：ディーゼル車換算交通量（台／時）

3）許容濃度に関する最近の動向について

最近は，交通に対するサービスのレベルアップおよびトンネル内外の環境改善に対する要請が強くなっており，最低の安全性確保の観点から快適性の追求へと移行しつつある。これらを反映して，現在日本道路協会で検討中の「道路トンネル便覧」（「道路トンネル技術基準(案)」４７－３の解説）では下表に示す値を目安として決めようとしている。

CO濃度 ……100 ppm		
煤煙濃度*（透過率）	1，2種	50%／100m
	3，4種	40%／100m

＊照明および路明の種類により透過率をさらにあげることが必要な場合もある。

（トンネル研究室）

4－11

トンネル換気装置から発生する騒音防止対策　（48. 東　北）

（主　旨）

対向2車線トンネルに取付けた縦流式換気装置ジェットファンより発する騒音が坑口附近の住民に与える影響を解消するための防止対策を御教示願いたい。

（解　答）

ジェットファンによる縦流式換気は，換気設備費が低廉であること，換気装置の取付けが容易であることなどの理由により，延長の比較的短かいトンネルにおいて多く採用されている。しかし，ジェットファンが発する騒音レベルは交通騒音と同程度に高く，しかも，連続音であるため，坑口附近に民家等がある場合には騒音公害の問題が起りうる。

ジェットファン騒音の防止対策としては次のものがある。

1）低騒音のジェットファン

ジェットファンの騒音は回転翼（板翼）が風を切ることにより発生する。ジェットファン自体の騒音防止対策としては，ファンの前後に吸音材を内蔵した消音筒を設けて騒音を低減する構造としている。この方法で現在80ホン程度の低騒音ジェットファンが製作されている。しかし，トンネル内の煤煙等により消音筒の吸音材に目詰りを生じていると吸音効果が劣化するので，消音筒の取換え等の維持作業をかなり頻繁に行なうことが必要となる（2，3ケ月～1ケ年）。

なお，最近の動向として，低騒音とするための大口径，低吐出風速のジェットファン開発にも着手しているようである。

2）トンネル内における騒音防止対策

トンネルのコンクリート壁面の吸音率が0.01～0.03であるため，ジェットファン騒音はほとんど減衰することなく坑外へ伝播する。したがって，トンネル壁面に吸音効果を期待できる内装材を貼付することにより坑口から漏えいする騒音レベルを低減する方法がある。

内装材料の種類，配置等の詳細については下記の資料を参考にされたい。

「トンネル内装構造設計要領」日本道路公団，41年2月

「模型実験によるトンネル騒音防止工法の選定」土木学会誌，45年12号

3）トンネル外における騒音防止対策

トンネル坑口から漏えいする騒音の影響は，ふつう坑口から沿道８０～１００ｍ以内に限定して考えてよいと思われる（「道路トンネル騒音の実態」土木技術資料，４８年１月号）。したがって，この区間内において遮音塀等の遮音，吸音施設を設ける方法がある。遮音塀については，下記の資料を参照されたい。

「遮音塀に関する基礎的研究」土研資料第７０７号，４６年１２月

（トンネル研究室）

4－12

トンネル周辺の発破による影響　（48. 東　北）

（主　旨）

採石可能の山にトンネル施工し，完成後採石業者がトンネル周辺に発破をかけ採石を行なう場合に，トンネル構造物に与える発破振動等の影響について御教示してほしい。

なお当該地山は，安山岩で弾性波速度3,０００ｍ／ｓec程度である。

（解　答）

爆破の振動は爆破点からの距離，爆薬の種類，薬量，爆破順序など爆破条件のほかに，波動の伝播経路，岩石の性質，岩盤の成層状況などにより異なり，局所的な問題である。従って現位置における爆破振動の実測によって爆破条件を定めることが必要である。

トンネル構造物に与える発破振動の影響の推定の手法およびその基準については，オーソライズされたものはないが，下記文献が参考となる。また，トンネルに影響を最小とする発破法については専門家に相談するのが望ましい。一般には斉発薬量を一定限度以下に制限し，多段発破を行なうことになる。

参考文献

土木学会　土木技術者のための岩盤力学

日本鉄道技術協会　双設ずい道の離間距離に関する研究報告書　Ｓ３５.３

日本道路公団東京建設局　中央高速道路笹子トンネル東工事国道２０号線発破振動計測報告書　Ｓ４８.６

（トンネル研究室）

5. そ の 他

5－1

道路構造令の改正点としての横断勾配について （47. 近 畿）

（主 旨）

道路構造令の改正点として，特に横断勾配（カント）について旧構造令と照合した場合かなりの差があるが，現況についてどのように対処すべきか意見を伺いたい。

（解 答）

はじめに旧構造令と新解説との間に差異が生じた理由に触れると，今回の改正において従来の物理的安全性を重視する立場から人間工学的な快適性を重視する立場がより強くなってきた影響がこゝにも表われてきている。

曲線部における曲線半径と片勾配の関係を規定するものは設計速度と運転者が受ける横方向加速度の関係であり，式(1)を基本として計算される。

$$i + f = \frac{V^2}{127R} \cdots\cdots(1)$$

i＝片勾配

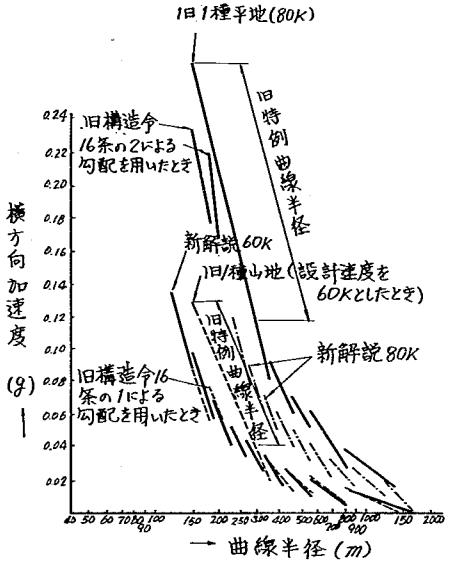
f＝路面の横すべり摩擦係数
（運転者が受ける横方向加速度）

V＝自動車の速度（Km／h）

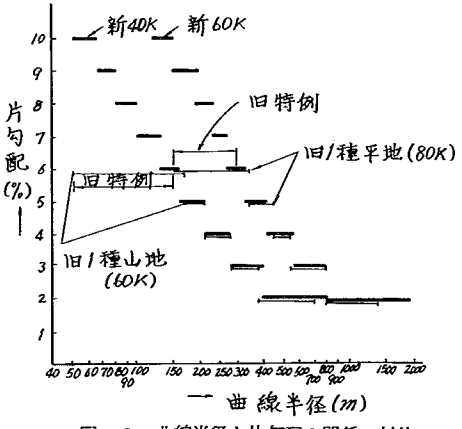
R＝曲線半径(m)

いまVを単純に設計速度と考えて旧構造令16条の規定と新解説とを設計速度80Km/hについて，横方向加速度から比較すると図－1の如くなり，同一の設計速度でも横方向加速度の許容限度はかなり異なっている。旧構造令の特例半径は設計速度で走行することを予想していないという事情もあるが，今回の改正で横方向加速度を快適性の限界内に押えた結果が差異となって表われている。旧構造令で施工された道路をどう考えるかであるが，まず物理的に危険という意味では早急に手を加える必要はないと考えられるが，新構造令による施工区間との快適性のバランスが保たれることが，運転心理的な安全面からは必要であろう。いま快適性のバランスを考えて旧構造令の設計速度が新構造令のどの設計速度に匹敵するかを図－1，図－2に例示すると，旧構造令の一種平地（設計速度80Km／h）は特例半径の部分を除いて新解説の設計速度60Km／hと酷似している。旧一種山地（60K）は新解説（40K）に対応している。すべてについてこのようにきれいに対応づけられるわけではないが，旧構造令による道路も一般の運転者は関知し

ない設計速度を少し変えて考えれば特例区間以外はおよそのバランスはとれていると考えてよい。特例区間についても旧構造令１６条２項によって片勾配を上げた区間については図－１に見るようにバランスを大きく失なってはいないと思われる。以上から考えると特例曲線半径の区間で片勾配の足りない所は局所的にでもなるべく早くその路線に見合った設計速度に合致するよう改良することが望ましいし，その他の箇所については局所的に改良を行なうよりはオーバーレイ等の機会を待って，路線として設計速度，快適性のバランスを乱さぬよう，綜まった区間について改良して行くべきであろう。



図－１　曲線半径と横方向加速度の関係の対比



図－２　曲線半径と片勾配の関係の対比

（道路研究室）

5－2

塗装による腐食防止について　（47. 近　畿）

（主　旨）

横断歩道橋のステップで塗装のはげている箇所が見受けられるが，この防止対策として塗装のアルカリに対する処置並びに工法的に，他により良き方法がないか。

（解　答）

横断歩道橋のステップの部分は，最も腐食されやすい部分で腐食を促進する要因として次の事が考えられる。

i）土，ホコリ等が付着し易く，ぬれた後，乾燥しにくい。

ii）歩行者のクツなどによって機械的損傷を受ける。

iii）セメントモルタル舗装からの溶出アルカリによって塗膜が劣化する。

従って，ステップの防錆塗装として，防水性があり，できるだけ耐衝撃性があり，かつ耐アルカリ性の塗装系を選択すべきである。一般に用いられている常用塗装系（油性サビ止～フタル酸樹脂塗料）はこのような性能が劣るため，ステップ等腐蝕され易い構造部分には適さない。このような構造部位については，次のような塗装系が一案として考えられる。

1）新設時の塗装(案)

歩道橋のステップ底上げ部の塗膜は，上記のような理由により腐蝕的な環境におかれており，本来はその様な環境条件に適合する塗装系を選択すべきものである。それ故に根本的な解決をはかるには新設時の塗装系を次のように改める必要があると考える。

① 厚塗り型ジンクリッチペイントを塗装して発錆を長期間にわたり防止する。

② ジンクリッチ塗膜の消耗の防止と美粧の目的で耐水性，耐アルカリ性など環境条件に適合し，更にジンクリッチ塗膜に対する付着性の良い塗料を上塗りする。

③ 上塗塗料には，塗り替えする際に素地調整作業がし易く層間付着性の問題の少い塗料をえらぶ。

塗装系の例

第1層	厚塗り型無機ジンクリッチペイント または厚塗り型有機ジンクリッチペイント		
第2層	エポキシ系下塗	エッチングプライマー	厚塗り塩化ゴム系下塗
第3層	ビニル系中塗	厚塗りビニル系	塩化ゴム系中塗

第4層　ビニル系上塗　　厚塗りビニル系　　塩化ゴム系上塗

ただし，素地調整は製品ブラストを原則とする。

上記塗装系の利点

① さびの発生はジンクリッチ塗膜の損傷部分だけの小面積に限られるので，塗り替え時の素地調整は容易で，ほとんど中，上塗り替えですむ。

② 耐水性，耐アルカリ性に優れているので現在見られる塗膜の劣化は生じ難くなる。

③ 全体的に防錆性が優れているので塗り替えまでの期間を大幅に延長できる。

製品ブラストができない場合

① 長ばく形エッチングプライマー塗装鋼板の場合

溶接部や発錆部を十分除錆できたとしても上記塗装系の適用はむずかしい。（ジンクリッチペイントを塗装しても効果を期待できない）

② ジンクリッチプライマー塗装鋼板の場合

溶接部や発錆部を十分除錆し，更にその他の部分も十分に清掃して，ジンクリッチペイントを塗装できる条件が整えば上記塗装系の適用は可能であるが，実際にはそれを期待するのは無理のようである。

安全を考えれば下記の塗り替え塗装系を採用する方が良い。

2）現状での塗り替え(案)

○素地調整～デスクサンダー

ブラスト工法が採用できれば新設時の塗装系を採用できるが，公害問題のほか，経費の点でもむずかしいと思われるので，現在一般に用いられている電動工具による方法を用いる。

○素地調整の程度～St_2（Swedish Standard SISO5 5900－1967）

（固着したさびは大部分残る）

St_2程度で比較的問題の少い塗料には油性塗料があり，フェノール系や長油性フタル酸樹脂系塗料もこれに次いで適性がある。このうちフエノール系は多少耐水性に優れているが，耐候性に劣るため，パクロ部にはあまり使用されていない。油性塗料や長油性フタル酸樹脂系塗料が耐水性，耐アルカリ性に問題のある事は，歩道橋ステップ部の塗膜劣化の現状からも明らかであり，耐水性，耐アルカリ性の優れた塗装系でおきかえる必要がある。

ただし，耐水性や耐アルカリ性の優れた塗料は一般に高価であり，高度の素地調整を必要とするほか，塗装作業性（はけ塗り）の悪いものが多いうらみがある。これらの塗料には素地調整がSt_2程度でも比較的良い結果の期待できる塗料は少いが，その点，タールエポキシは幾分おもむ

きが異なり，厚塗りすればかなりの防錆効果が期待できる。但し，この塗料は，色調が黒か茶（アルミ粉入り）で，色付けが必要な場合は単独では使用できず，また，耐候性が劣るので，ビニル系塗料などを上塗りする必要がある。しかし，クールエポキシ塗料に対しては，ビニル系にしても他の塗料にしても付着性に難点があり，また，にじみが出て色調が黒ずんでくる欠点もあるが使用できないほどではない。

塗装系

タールエポキシ（黒）	2回	はけ塗り	} 200μ～250μ	
タールエポキシ（茶）	1回	〃		
ビニル系着色塗料	2回	〃	（下の塗膜をおかすのでスプレー塗りの方が良い 合計 250μ）	計50μ

上塗りにはビニル系のほか，エポキシ系，塩化ゴム系も使用できる。

（化学研究室）

5－3

豪雪地帯の除雪工法　（47. 近　畿）

（主　旨）

東北地方の改築は今や縦断道を完了し，横断網の形成に入っており，従来の除雪は積雪も多くても2.0m位を対象にしていたが，今後7～8m級の大型除雪地域も出てくるので，対処する工法（雪堤排除等）として何か検討しておく必要があるのではないか。

（解　答）

最大積雪深が3～4mまでの除雪は在来工法の延長としてとらえることができ，すでに一部で実施された例もある。然し，5mを超す雪については，特殊な場合（例えば春先の口開けの除雪）以外，世界的に見ても例がなく新しい工法・機械の開発が必要と思われる。その問題点と考えられるものには次の項目がある。

(1) 一次除雪

もし降雪強度が小さく降雪時間が永いというパターンであれば，在来の工法のまゝ大型機械を使用することによって解決できよう。吹き溜り，小なだれなどによる集中的な堆雪，又は異常な降雪強度が予想される場合は，外国の例にあるように交通車輛の通行不能状態を引起し凍死といったケースも考えられるので，特別な対策が必要である。交通遮断等の処置が最も良策

であるが，それが不能の場合は，大型ロータリ車を使って常時一次除雪を行なうことなどが考えられる。

(2) 拡幅除雪

雪堤処理が最大の問題となる。冬の最盛期の雪堤高さは，積雪深が3m以下ならば，それ程高くはならないので，北陸地建で開発した，雪堤処理機のような方法も採用できるが，積雪深がそれ以上になると，更に別な方式の専用雪堤処理機械の開発が必要である。又雪堤が高くなるため，在来のロータリ車では，これを超えて投雪することがむづかしくなることも予想され，より高い所へ雪を投げられる機械の開発も必要であろう。

(3) なだれ対策

恐らくなだれの危険も在来の道路に比べ多くなるので，スノーシェッドの大々的な採用が必要となろう。スノーシェッドは高価であるが，除雪コストも豪雪道路では急増するので，これを含めて考えると屋根による防除雪を考えた方が良い場合が多いと考えられる。

このほか，一般の除雪を要する道路に比べ除雪余裕幅を広くとるとか，標識・照明などにも特別な配慮が必要といった道路構造的な対策が重要となる。

（機械研究室）

5－4

ロードヒーティングについて　（48. 東　北）

（主　旨）

冬期間の路面凍結防止及び融雪対策として，ロードヒーティングが考えられるが，ロードヒーティングの効率を高める方法について御教示願いたい。また，次の方法を採った場合の問題点についても御教示願いたい。

(1) 舗装面と路盤の間に断熱材を入れた場合

（解　答）

ロードヒーティングの効果を上げる方法としては

(1) 運転（制御）方法

(2) 舗装構造，および，加熱面の埋設深さ

等の改良が上げられる。(1)の運転（制御）方法については，降雪時，融解完了時のON－OFF

の操作を充分に行なえる制御装置（降雪検知器等）を用いるとか，降雪強度によって発熱量の増減を計る等の制御を行ない，経済的なコントロールを行なうことが考えられるが，現在のところこれを充分満足する検知装置はない。すぐれた性能の検知制御装置ができれば効果を非常に高めることができる。次に，(2)については，舗装盤材料等を変え，加熱面から下方へ移動する熱量を少なくし上方へ多量の熱放出をしようとする考え方である。その方法は，次式に示すように熱の移動量

$$Q = K(T - T_1)$$

$$K = \frac{1}{R}, \quad R = \Sigma \frac{\ell}{\lambda}$$

ここで，Q＝移動熱量（Kcaℓ／m^2 h），T＝加熱面の温度(℃)

T_1 ＝路面表面の温度(℃)，λ＝物質の熱伝導率（Kcaℓ／℃．m．h）

ℓ＝層の厚さ(m)，R＝伝熱抵抗（Kcaℓ／℃．m．h）

は，温度差（$T - T_1$）に比例し，伝熱抵抗(R)に反比例するため，加熱面から路面表面までの距離をできるだけ小さくとり，さらに，この層を熱伝導の良いものを使用し路面表面への熱放出量を多くするとか，あるいは，加熱面から下方へ熱放出を少なくする方法等が考えられる。

しかしながら，ここで舗装体内に断熱材等を使用するものとしては舗装構造の面から考えて，強度的に充分でなく，現在のところでは浅く入れられている例は非常に少ない。したがって影響されない範囲に埋設し凍上も考慮したものとして使用されることは，今後充分に考えられる。また，加熱体を路面表面近くに設けることは効率の点からは好ましいが，自動車等による舗装表面の摩耗等で，加熱体が露出され故障等の原因になりうるので，その点も充分考慮されることが必要である。これら加熱体の埋設深さは表面から5㎝～20㎝程度の深さに設けられている例が多い。

一方，舗装体内に断熱材を設けることについては，前述の通りであるが，橋のような場合の融雪には，橋の低面に断熱材を設け下面から外気への熱放出を防ぐことが必要であり，効果が十分期待できる。なお，この種の実験として当試験所では，実物橋を設け断熱材の効果，経済性等について，現在検討中である。

（新潟試験所）

Ⅲ. 共 通 部 門

共　通　部　門

1. 土木材料に関する問題点

1－1　各種の超早強性セメントの特徴とその効果 …… 227

1－2　コンクリートの圧縮強度試験用直方体供試体方式の動向 …… 228

1－3　土質試験について …… 229

2. 基礎に関する問題点

2－1　プレシオメーター，ＬＬＴ，ＫＫＴ式等にて求めた横方向地盤係数Ｋ値と設計用Ｋ値の関係について …… 231

2－2　深礎工等の支持力の測定方法 …… 232

2－3　横方向地盤係数Ｋ値算定 …… 232

2－4　道路橋下部構造設計指針の設計篇の改訂時期と試験篇の発刊時期について …… 234

2－5　ベノト杭の支持力の決定方法について …… 235

2－6　杭基礎におけるフーチングの平面寸法と厚さの関連について …… 236

2－7　場所打鉄筋コンクリート杭基礎設計について …… 237

2－8　軟弱層における杭基礎の設計について …… 238

2－9　水平抵抗に対する群ぐいの低減率について …… 240

2－10　橋脚の周囲に生じる洗掘について …… 241

2－11　河口附近に架橋する場合の橋脚の根入れの深さ …… 243

2－12　急峻山地の橋脚の基礎について …… 246

2－13　軟弱地盤に階段式護岸を造る場合の基礎工法について …… 246

2－14　擁壁基礎の斜杭について …… 247

2－15　基礎杭における許容水平変位量について …… 248

2－16　ケーソン基礎橋台について …… 249

2－17　ウエル沈下について …… 249

2－18　井筒沈下が可能なコンクリート強度 …… 250

2－19　杭基礎構造物の横移動について …… 251

2－20　偏載荷重による構造物の水平移動量測定方法 …… 251
2－21　橋梁下部工の再利用について …… 252

3. 橋梁に関する問題点

3－1　土木構造物標準設計の作業状況 …… 253
3－2　部材の許容応力について …… 255
3－3　2軸曲げを受ける鉄筋コンクリートの応用算出法について …… 255
3－4　鉄筋コンクリート柱・梁部材について …… 258
3－5　鉄筋コンクリート床版厚について …… 259
3－6　箱げた橋の床版設計について …… 260
3－7　鋼橋伸縮接手の設計について …… 264
3－8　鉄筋コンクリートの老朽橋補強工法 …… 264
3－9　鋼橋の斜角がきわめてきつい場合における施工について …… 265
3－10　既設橋梁の床版のクラック発生の原因と補強対策 …… 266
3－11　鋼橋省材の施工範囲について …… 267
3－12　ゴムジョイントのタイプの選択について …… 267
3－13　橋梁の点検法について …… 268
3－14　撤去する橋梁を利用した橋梁実験について …… 268

4. 建設機械・施工に関する問題点

4－1　建設機械の居住性，操作性等の改善について …… 270
4－2　地すべり地帯における水田耕作のための漏水対策工法 …… 271
4－3　地すべり対策工としての集水井の効果について …… 273
4－4　軟弱地盤の各種工法について …… 274
4－5　鋼矢板の打込みについて …… 277

5. そ の 他

5－1　振動を構成する各要素とその影響度について …… 278
5－2　情報管理について …… 278
5－3　汚泥ケーキの処理利用に関する状況について（路面清掃，ならびに下水汚泥）…… 279
5－4　山岳部における擁壁設計について …… 281

Ⅲ　共　通　部　門

1.　土木材料に関する問題点

1－1

各種の超早強性セメントの特徴とその効果　（47. 近畿）

（主　旨）

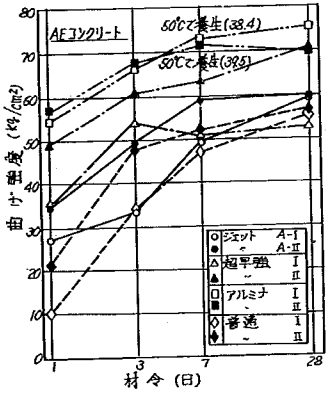
各種の超早強性セメントの特徴とその効果，及びジエットセメントを使用した箇所があればその理由と経済性について

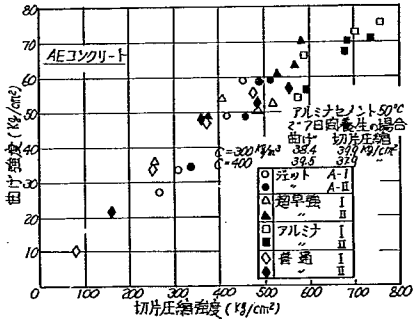
（解　答）

超早強性のセメントとしては，現在，超早強ポルトランドセメント，アルミナセメント，レギユレーテッド（商品名　ジエットセメント）が市販されている。

これらのセメントは緊急工事または急速施工のために使用されつつあるが，とくに舗装あるいは橋梁の破損時の補修用として使用されている。とくに昨年秋から市販されているジエットセメントは注水後２～３時間で１００kg／cm²の圧縮強度が得られ，その早強性は他セメントをしのぐものである。

上記のセメントはいずれも圧縮強度についての報告は多くあるが曲げ強度についての報告は少ない。以下土木技術資料に発表した内容を紹介する。





上記の結果によれば，アルミナセメントがもつとも高い強度をしめし，ついで超早強ポルトランドセメント，ジエットセメントという順序となつた。しかし，アルミナセメントは転移後は４０kg／cmとなつた。

また，ジエットセメントは2社より市販されているが，この2社の間で硬化速度を調整する方式が異なつているので，使用にあたつては十分な検討が必要である。

参考資料

超早強コンクリートの曲げ強度　土木研究資料　１４－７

上野康裕ほか　昭和４７年７月

（コンクリート研究室）

1－2

コンクリートの圧縮強度試験用直方体供試体方式の動向について （４８．東北）

（主　旨）

現在ＪＩＳで規定されているコンクリートの標準圧縮強度用テストピースのキヤツピングは，多くの労力と熟練度を要する。

雑誌コンクリートジヤーナル１９７２ふ１０にキヤツピングを必要としない横打込み直方体供試体による圧縮強度試験法について論じられているが，此の方法によるとキヤツピングによる労働が省かれ試験誤差も少くなることが明らかで，試験の省力化になる。大変興味のある方法ではないかと思われるが，現在のＪＩＳに対してどのような評価をされているか，又今後の動向等についてお聞せ願いたい。

（解　答）

現在，コンクリート標準示方書において，コンクリートの圧縮強度試験はＪＩＳＡ１１０８「コンクリート圧縮強度試験方法」およびＪＩＳＡ１１３２「コンクリート強度試験用供試体の作り方」によるものとすると規定されている。したがつて，この標準示方書にもとづいて施工したコンクリートの品質が所定のものであるかどうかを正式に確かめるためにはＪＩＳＡ１１３２にしめされた円柱形供試体によらざるを得ない。

しかし，品質管理の状態を知つたり，比較試験のためには，他の形状の供試体を用いることも出来るが，特殊な型わくを用意するなどの不便も生ずる。

φ１５×３０㎝の円柱供試体以外の形状寸法の供試体の圧縮強度が得られた場合，これをφ１５×３０㎝の円柱供試体の圧縮強度に換算するにはつぎの補正係数を乗ずれば大凡の値が得られる。

供試体の形状	寸　法（㎝）	円柱供試体φ１５×３０㎝の強度を求める補正係数	
		変動の範囲	平均値
円　柱	φ１５×３０	—	1.00
	φ１０×２０	0.94～1.00	0.97
	φ２５×５０	1.00～1.10	1.05
立方体	１０	0.70～0.90	0.80
	１５	0.70～0.90	0.80
	２０	0.75～0.90	0.83
	３０	0.80～1.00	0.90
長方体	１５×１５×４５	0.90～1.20	1.05
	２０×２０×６０	0.90～1.20	1.05

参考文献

1) 岡田：コンクリート試験方法の現状と問題点
コンクリートジャーナル Vol.10，№9

2) 山崎，上条：コンクリートの圧縮強度試験に用いる標準供試体について
コンクリートジャーナル Vol.10，№10

3) 神田，鈴木，大沢：キャッピングを必要としないコンクリート供試体の試作と効用
セメント技術年報　昭４７

4) コンクリート工学ハンドブック

（コンクリート研究室）

1－3

土質試験について　（４７．近畿）

（主　旨）

修正ＣＢＲを求める際に突固め試験により最適含水比を求め，この含水比で９２，４２，１７回の突固めをするために試料の水量を調整して１日おいた後ＣＢＲの供試体を作成するがこのと

きの９２回突固め時の密度が，前に求めた突固め試験の最大乾燥密度と異なることが多いのでどう処理したらよいか。

（解　答）

この原因は，材料中の大粒径のもの（レキ等）が吸水するために水量調整時の水分がすべて１日おいた後の突固め時の締固め作用に関与するとは限らないことにあると考えられる。

すなわち水量調整時に大粒径粒子に吸水されるであろう水分を余分に加えておくか，突固め試験を実施するときに大粒径粒子にはあらかじめ吸水させて表面乾燥状態（絶乾状態ではなく）で試験を行なうか，または水量調整後放置することなくただちに供試体を作成するかの３つの方法が対策として考えられる。

ただし，路盤のＣＢＲを求める際にどのような条件での突固めが適切であるかは別途検討を要する問題であろう。

（土質研究室）

2. 基礎に関する問題点

2－1

プレシオメーター、ＬＬＫ、ＫＫＴ式等にて求めた横方向地盤係数Ｋ値と設計用Ｋ値の関係について　（４７．近畿）

（主　旨）

現状のＫ値測定法によるＫ値が実構造物の設計に採用されるべきＫ値と同一の値であるとは考え難い。理想的なＫ値測定法の将来の展望と現状測定法にて測定されたＫ値と設計用Ｋ値の関係について御教示願いたい。

（解　答）

ボーリング孔内載荷試験より求まる変形係数の取扱については土木研究所報告第１３９号にひとつの考え方が示してあり，それを中心としてケーソン基礎の設計篇に計算方法が示されている。それによると，ボーリング孔内載荷試験によつて変形係数が算出され，構造物の大きさを考慮に入れてＫ値に換算されるという手法を用いている。同様の考え方がくい基礎にも適用できうるとみてよいと思われる。ただし，ＫＫＴはプレシオメーター，ＬＬＴと応力環境が異なつているので，上記の適用法よりは除外されている。

将来にわたつては変形係数測定法の理想的なものが開発されるかも知れないが，どのような測定法によつても測定にともなう誤差の方の影響が大きいだろう。ボーリング孔壁の乱れ，変形測定の誤差，測定者による相違などの方が大きな影響を与えると思う。それをできる限り除くために，土木研究所はよく管理された人工地盤を用いて試験をくり返し，測定誤差の入りにくい状態で変形係数とＫ値との関係を把握している。現場で行なうと地盤の変化が関係し，より複雑になる。その上で，誤差に対する取扱いを明確にするように行なうことが，必要だと考える。

（土質研究室）

2－2

深礎工等の支持力の測定方法について　（48. 東北）

（解　答）

深礎工法は山岳道路における斜面部等の橋梁基礎にしばしば用いられているようであるが，このような場合地山のコアの一軸圧縮強度あるいはN－値等から支持力を推定することができる。たゞしこの場合，基礎にすべり破壊を起させる有害な弱層やわれ目が発達していないか，事前にあわせて調査をする必要がある。

一般に地盤の支持力は平板載荷試験により求められるが，載荷板の寸法が小さいので局所的な試験にとどまる。支持力の算定に必要なのは基礎の影響する範囲の地盤の性質であり，ボーリング等によりこれを把握することが必要である。

（基礎研究室）

2－3

横方向地盤係数K値の算定について　（48. 東北）

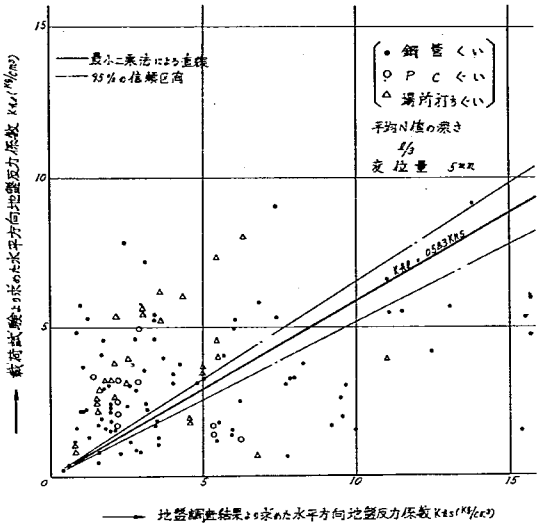
（解　答）

ケーソン基礎の設計篇で，地盤の変形係数を種々の方法で推定して，それに載荷面積の大きさを加味して地盤反力係数を求める方法を示している。これは土木研究所で試験結果を積重ねてまとめたもので，平均的にはそれに示された数値を用いて設計すると，妥当な設計結果が得られるはずである。ただし，個々の地盤の特性によつて当然それぞれの数値は少しずつ変化することは了承しておかなければならない。ただし，その場合にＫＫＴ法は除外されているので注意されたい。

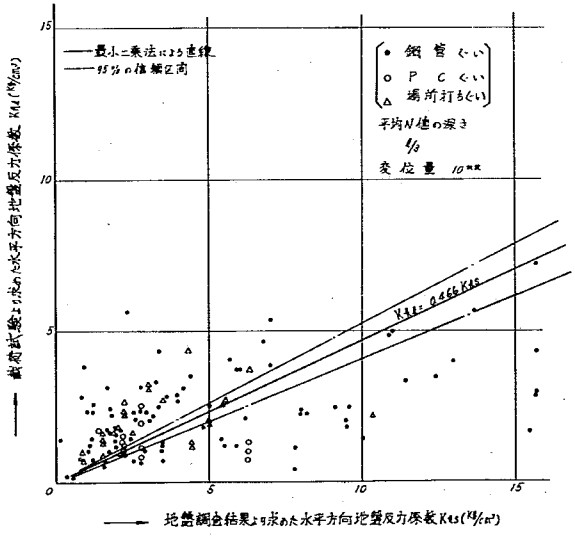
次に，くい基礎の場合に御指摘の式を使用されることは別に問題ないが，変位を考慮に入れて地盤反力係数を求めると，当然くり返し計算が必要になることは留意しておかなければならない。

実設計において，そのような細かい議論は地盤条件の精度から考えると，あまり意義があるとは思われないので，その点にも注意されたい。

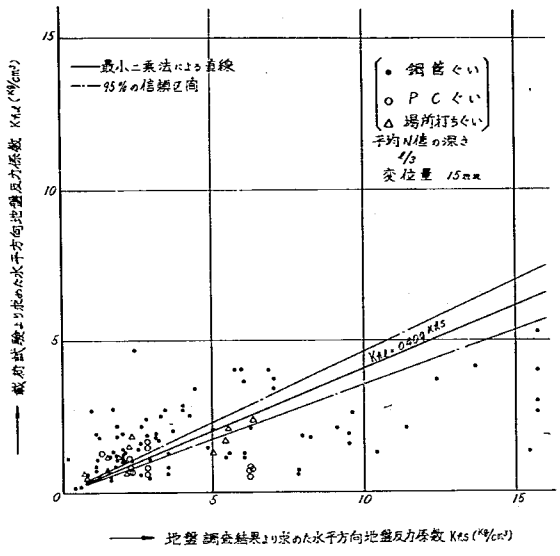
また，地盤反力係数には載荷試験データをまとめたものが適していると思われる。土木研究所で１５０例の載荷試験結果を収集して，ケーソン基礎の設計篇に示された計算式による地盤反力係数の計算値と載荷試験データより逆算した地盤反力係数と対にしてみると，図２～４のようになる。


15
10
5
0
5
10
15
最小二乗法による直線
95%の信頼区間
• 鋼管くい
○ P C くい
△ 場所打ちくい
平均N値の深さ
1/3
変位量 5mm
Kv4 = 0.583 Kv5
載荷試験より求めた水平方向地盤反力係数 Kv4 (kg/cm³)
地盤調査結果より求めた水平方向地盤反力係数 Kv5 (kg/cm³)

図－2


15
10
5
0
5
10
15
最小二乗法による直線
95%の信頼区間
• 鋼管くい
○ P C くい
△ 場所打ちくい
平均N値の深さ
1/3
変位量 10mm
Kv4 = 0.466 Kv5
載荷試験より求めた水平方向地盤反力係数 Kv4 (kg/cm³)
地盤調査結果より求めた水平方向地盤反力係数 Kv5 (kg/cm³)

図－3



図－4

（基礎研究室）

2－4

道路橋下部構造設計指針の設計篇の改訂時期と試験篇の発刊時期について　（48. 東北）

（解　答）

道路橋下部構造設計指針には，

くい基礎の設計篇	：昭和３９年
調査および設計一般篇	：昭和４０年
橋台・橋脚の設計篇	：昭和４３年
直接基礎の設計篇	：昭和４３年
くい基礎の施工篇	：昭和４３年
ケーソン基礎の設計篇	：昭和４５年
場所打ちぐいの設計施工篇	：昭和４７年

が発刊されている。御指摘の通りくい基礎の設計篇はすでに１０年経過し，その間の研究成果，

試験結果を加味して改訂する必要が生じている。

道路協会下部構造分科会では2年前より改訂に着手し，現在作業を進めている。

審議に当つての大きな問題点は，

1) 鉛直支持力に対する載荷試験結果の加味と評価の問題

2) 水平方向地盤反力係数の評価

3) 設計法の体系化

である。昭和49年末に印刷発行を目指しているので，もうしばらくは現在の指針を使用することになる。ただし，場所打ちぐいについては別途指針を発刊している。

調査および設計一般篇も改訂を要するかと思うが，未だ改訂作業に着手していない。また，試験篇について土質工学会その他で試験法に関する文献が数多くあるので，現在のところ作成作業はしていない。

（基礎研究室）

2－5

ベノト杭の支持力の決定方法について　（47. 近畿）

（主　旨）

半無限長の杭として設計できる条件にある場合，垂直支持力を求めるのに静力労的公式を用いると数値が過大になりすぎることから先端支持杭とし，杭の長さ，地盤の深さに関係なくφ1000㎜の杭で常時180 ton/本 としている。コンクリート杭の許容支持力（静力労公式）の求め方と関連がつかなくなつてくるし，ベノト杭の先端はスライム等のために先端支持状態にないことも多く，杭の支持力の考え方自体に疑問が生じる。

（解　答）

場所打ちぐいはくい断面積が大きいので，従来の数力学公式による支持力を計算すると，1本当り非常に大きな値になる。現在，橋梁委員会（道路協会）で審議中の場所打ちぐいの設計施工篇では次表のとおり規定することになつている。

打撃工法によるコンクリートぐいは，先端地盤が施まず，地質調査結果と同一の地盤と考えられるのに比し，場所打ちぐいは支持地盤の応力解放があり，大なり小なり地盤が弛められる傾向にあるので，先端地盤の支持力に相違が生ずるのは当然である。

表－2　$q_s \cdot q_e$　の推定表

（単位：t/㎡）

常時の設計用 先端支持力度 q_s	砂れき層[1]	N≧50	250
		50＞N≧40	175
		40＞N≧30	100
	砂層[1]	N≧30	100
	粘性土層	q_u[2]	
常時の設計用 周面支持力度 q_e	0.2N　ただし　最大4 t／㎡とする		
備考	1）砂れき層と砂層の区分は綿密な土質調査結果にもとづいて慎重に行なうのがよい。また，れきまじり砂層は砂層とみなすのが望ましい。 2）粘性土層については「ケーソン基礎の設計編」に準じて支持力度を定めた。なお，土質調査によつてコアを取ることができなかつた場合には，q_u=1.25N とすることができる。ここに，q_u は一軸圧縮強度（t／㎡），Nは実測N値を示す。 3）地震時には上記の値の1.5倍を採用してよい。		

上記の値はすべて機械掘削による場所打ちぐいについてのみ適用されるべきものである。すなわち，表－1には素掘りまたは深礎工法により作成されたくいについての載荷試験結果は含まれていないので，これらのくいの支持力については別途の検討が必要である。

（基礎研究室）

2－6

杭基礎におけるフーチングの平面寸法と厚さの関連について　（47. 近畿）

（主　旨）

(1) コンクリート許容せん断応力が梁と版の場合で異っているがフーチングはそのいずれと考えればよいか。

(2) 現行示方書によると杭反力は杭の支持地盤を弾性体としている。フーチングの厚さが薄くなれば，フーチング自身のかたみにより外側杭よりも中央杭に反力が集中すると考えられる。一方地盤は塑性沈下を起すので，杭反力の算定は容易でない。辺長に比し薄い杭基礎フーチングの設計法を御教示願いたい。

（解　答）

(1) かなり広い面積に対して荷重が局部的に作用し，応力が3次元的に分散される場合には版としての設計が可能であるが，くい基礎の場合には，一般にかなり狭い間隔でくいが配置されており，しかも各くいから同時に力が伝達されるので，梁としての許容せん断応力をとるのがよい。

(2) くいの荷重分担は，フーチングの寸法だけでなく，くいの鉛直バネ定数にも影響される。

E：フーチングの弾性係数（kg/cm^2）

I：くい1列当りのフーチングの断面2次モーメント（cm^4）

KV：くいの鉛直バネ定数（kg/cm）

ℓ：くい間隔（cm）

N：くい列数

とした時 $\dfrac{6EI}{Kv\ell^3} > 10^{\frac{N}{3}}$ がフーチングを剛体と見なせる一応の目安と考えられるが，この比率が小さい場合には，フーチングの曲げ剛性を有限とし，くいをバネに置き換えた計算によつて各くいの分担を求めなければならない。地盤の塑性沈下については，試験等によつて数値が得られれば考慮するのがよいが，これを理論的に求めるのは不可能である。

（基礎研究室）

2－7

場所打鉄筋コンクリート杭基礎設計について　（47. 近畿）

（主　旨）

場所打鉄筋コンクリート杭基礎において地震時の水平力をフーチングと杭で分担させるという設計思想を採用した場合その分担率をどのように決定したらよいか，その計算方法を御教示いただきたい。

（解　答）

水平荷重に対して，くいと躯体根入れ部分に協同して抵抗させる場合の計算方法としては，躯

体前面に水平バネを仮定し，外力，前面地盤の反力，くいからの反力をフーチング位置で釣り合わせることによつて変形を求める方法が考えられる。ただし，この場合の躯体前面のバネ係数はケーソン的な考え方で決める必要があるし，前面地盤反力が受動土圧を越えていないことも確かめねばならない。さらに，このような協同作用を認める前提として，躯体根入れ部分が完全に締固められ，洗掘のおそれや，下層地盤の流動化や軟弱化のおそれが全くないことが必要である。

（基礎研究室）

2－8

軟弱層における杭基礎の設計について　（48. 東北）

（主　旨）

軟弱層において中小橋における基礎構造を杭基礎岩着とする設計と工費のバランスがとれず，経済的効果が疑問視される場合設計上N値5付近で杭をとめる場合の対策について伺いたい。

1. N値と杭周辺摩擦力の関係
2. 杭の断面形状の検討
3. 群杭としての支持力算定方法
4. 橋台・橋脚・ベース断面形状について
5. 取付道路盛土による圧密沈下のため基礎杭に及ぼす影響について
6. ボーリングサンプリングの種々の統一的な試験方法について

（解　答）

道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇では，くい基礎は良質な支持層に支持させるのを原則としながらも，重要度が低い場合とか，良質な支持層が非常に深い場合，経済性を考慮して摩擦ぐいが考えられることを解説において述べている。

(1) 粘性土のN一値と周面摩擦の関係は多くの人に研究されているが，上記指針にのせている Meyerhof の式が一般に多用されている。

すなわち，式の第3項がそれである。

$$Ru = 40\,NAp + \frac{1}{5}\overline{N}sAs + \frac{1}{2}\overline{N}cAc$$

ここに

Ru＝くいの極限支持力（t）

Ｎ：くい先端のＮ－値

Ａｐ：くい先端の面積（m^2）

Ａｓ：砂層中のくいの周面積（m^2）

Ａｃ：粘土層中のくいの周面積（m^2）

Ｎｓ：砂層のＮ値の平均値

Ｎｃ：粘土層のＮ値の平均値

土木研究所で整理した結果によれば粘性土のＮ－値と周面摩擦力の関係を図－１および，２に示すが，これによれば，Ｎ値が１０程度以下では $\tau max = N$（t/m^2）程度は発揮されているようである。

(2) 杭を摩擦杭に使っても，断面形状は通常の円形のものでよいと考える。杭を摩擦ぐいに使う場合，コンクリートぐいが考えられるので，当然円形になるであろう。

(3) 群ぐいの支持力算定方法は，上記指針3.4.4「軸方向押込力に対する群ぐいの考慮」の規定および解説によられたい。

(4) 橋台・橋脚のベース断面形状について特に問題はないと考える。

(5) 取付道路盛土により摩擦ぐいは沈下を惹き起すと思われるが，これは止むを得ないと考える。むしろ適度の沈下は路面の段差を少なくするので悪いとは思われない。たゞし，盛土荷重の絶対沈下量をあらかじめ推定し，もし過大な場合には橋台の施工をプレドーディグ後とするとかの調整をする必要がある。

(6) ボーリングサンプリングの試験方法は，「建設省土木試験基準（案）」第９章土によられたい。（たゞし，全日本建設技術協会発行）　また土質工学会でも「土質試験法」「土質調査法」等手ごろな参考書を出版しているので参考とされたい。

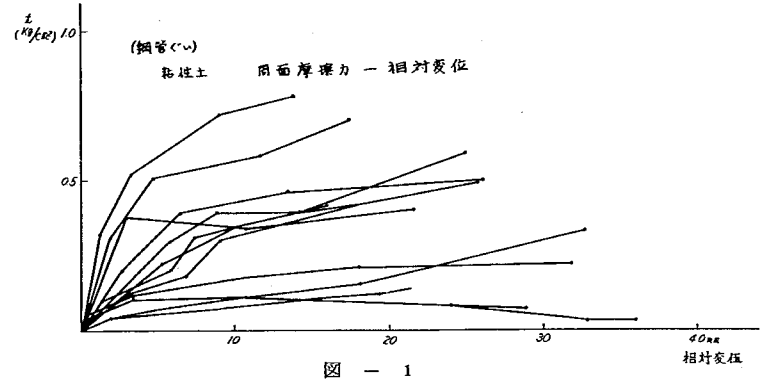


図　－　1

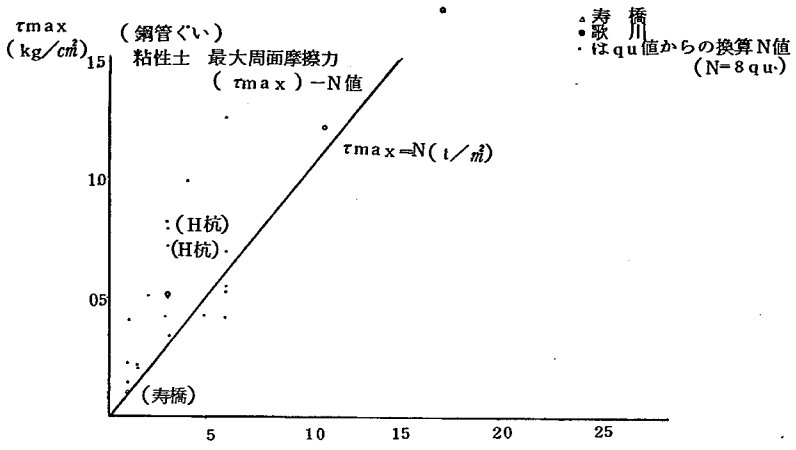


図 － 2

（基礎研究室）

2－9

水平抵抗に対する群ぐいの低減率について （48. 東北）

（解 答）

群ぐいの水平方向の挙動について，試験の結果によると，低減率の存在することがわかっている。土木研究所で試験した結果によると図－1程度の荷重分担割合となっている。

しかし，この荷重分担割合を考慮に入れて設計すると，従来くい基礎として考えられている本数よりも著しく増大する。逆に，低減率を考えて設計していない場合にも，別に不都合は生じていない。

したがって，現行の設計では水平方向に対する群ぐいの低減率を考えて設計する必要がある場合は少ない。

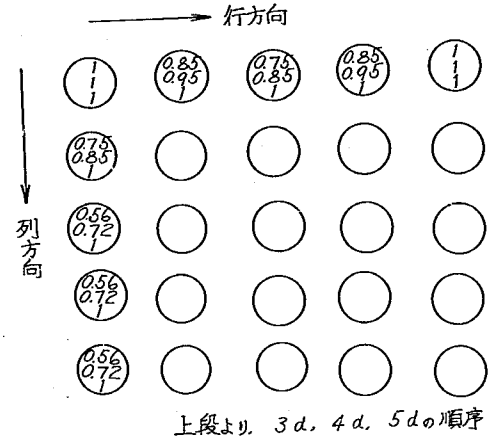


図 － 1

（基礎研究室）

2－10

橋脚の周囲に生じる洗掘について （47. 近畿）

(1) 洗掘深の調査決定方法について

（主　旨）

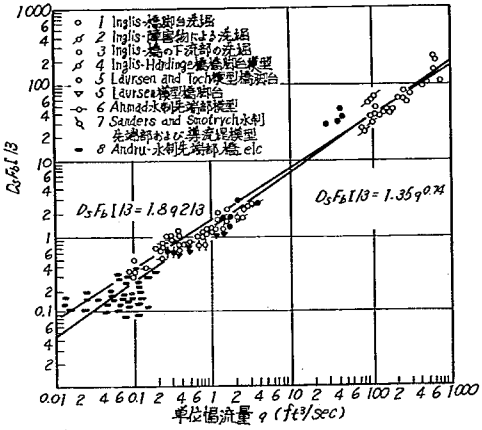
宇治川に架設される新観月橋は現橋ときわめて接近し，施行上から橋脚の根入れ長さを可能なかぎり浅くしたい。宇治川はびわ湖をひかえており高水の継続時間が他の河川にくらべきわめて長く（現計画では，計画高に流量が１５００m^3／sec） １０００m^3／sec～１２００m^3／sec程度の流量が数週間に渡ることがあると聞いており洗掘もＨＷＬの水深の７割を考えるべきであるとの意見もあり，洗掘深の考え方に深い関心をもっている。

（解　答）

橋脚用区の洗掘は流れの当るピアー先端部に半円状に生じ，その深さはピアーに沿って浅くなる。最深部は，ピアーの最先端に生ずる場合とそれより45°位の側方位置に生ずる場合と状況によって異るが，それらの深さの間にはそれ程大きな差は生じない。これは水理模型実験や実物の

ビアーの周りの測定から伝えることである。

最大洗掘深の推定法としてはLaursen の実験的研究やAndruの求めた関係，即ち（洗掘深）／（水深）≒1.8，などがある。土木研究所で行った模型実験では，この値が2.3になったケースもあったがこのAndruの与えた1.8の値はほぼ妥当な所と伝えよう。図－1はAndruの示した洗掘深の図であり，かなり広範囲の流況に対して適応している。



図－1　　洗掘深と単位幅流量との関係

（河川研究室）

(2) 洗掘対策について

（主　旨）

上記Hでのべたように洗掘深を大きくとるべきであるとなれば施行上，きわめて困難な条件がともなうので，根固の工法を用いて洗掘防止を考えたい。有効な根固め工法と根固め範囲の決め方について指導願いたい。

（解　答）

洗掘防護策としては橋脚周辺の根固め工法が考えられる。砂質河床の場合には捨石程度で十分であるが礫河床では方塊コンクリートや十字ブロック，異形ブロックなど掃流力に十分耐えるだけの重量物が必要となる。この場合，抵抗を少なくするために表面の平滑な十字ブロックに間詰め工法をとるのが望ましいが，ドライワークが困難な場合には異形ブロックの捨て込み工法となる。

防護する範囲は流れの集中を考慮するとほぼ水深の1.5倍程度の範囲を防護する必要がある。橋脚周辺の洗掘機構やその調査法の詳細，防護工法等については橋梁と基礎Vol. 4, No.1に述べてあるので参照されたい。又洗掘深推定法は水理公式集（土木学会編）にも説明がある。

（河川研究室）

2－11

河口附近に架橋する場合の橋脚の根入れの深さ　（48. 東北）

（主　旨）

河口附近に架橋する場合に出水時におこる射流又は冬期風波等による汀線の後退等により，橋脚の根入れの深さは通常の河道に架橋する際の考え方と異っていると思われるが，その決定方法について具体的に御教示願いたい。

本河川は二級河川で日本海に流入する流域面積１７８km^2 流路延長４５kmの急流荒廃河川であり，昭和４７年７月洪水により，大きな被害をこうむり，現在災害助成工事で施行中である。

この災害時のピーク流量は1,１００m^3／ｓ程度と推定され河道計画は９８０m^3／ｓで計画実施されている。

計画縦断形は河口より上流2.1km区間は勾配１／３００，粗度係数0.０３５である。

架橋計画にあたって，現在河床材料の粒度分布を調査中であり，又河口附近の深浅測量も実施している。又，海岸については，現在離岸堤を主とした侵食対策事業が継続中であり，計画波高5.７m，波形勾配0.０２７１，計画天端高はＴＰ5.００mである。

（解答－１）

(1) 河口付近に架橋する場合，通常の河道に架橋する場合と比べて海岸漂砂による河口部の閉塞現象のため，一般に行なわれている橋脚根入れの計算に比し，若干安全側にするのがのぞましい。ここでは一般の方法を紹介する。

(2) 汀線の後退による河床の低下について

本河川の場合，海岸に離岸堤を主とした侵食防止対策を施工中との事であるので，将来の汀線後退は無いものと思われるが，なお不安があれば，過去の実績等から将来の河床低下を推定し，計画河床高にあらかじめ見込んでおく必要があろう。

(3) 橋脚部分の洗掘について

洪水時の流水による洗掘と，波浪による洗掘の２つの場合について考えられるが，この２つのうち　どちらか大きい方を洗掘深とすればよい。

洗掘深の計算方法については，現在のところまだ充分信頼できる計算方法が発表されていないので，比較的信頼性が高く，広く使用されている計算方法を紹介する。

1) 洪水による洗掘について

２，３の実験研究によると，水深と洗掘深の間に概ね次のような関係がある事が解っている。

$$\frac{Ds}{Hm} = 1.8 \sim 2.3$$

ここに　Ｄｓ：水面から測った洗掘深（ｍ）

Ｈｍ：洗掘されないところの平均水深（ｍ）

実際には河床材料の構成，流速，橋脚の形状等によって多少異なるものと思われるが，一応の目安を得るには簡便であるし，実用上もこの程度の値で差し支えないものと思われる。

2) 波浪による洗掘について

本架橋地点において波浪による洗掘が生ずるかどうかについては詳細な検討を要するが，洗掘が発生する場の計算方法として，次のような実験公式がある。

$Z = 1.4 \times D$　　（$D < 0.9\,m$）

$Z = 1.05 \times D^{0.75}$　　（$D > 0.9\,m$）

ここに　Ｚ：海底面からの洗掘深（ｍ）

Ｄ：海中構造物の流水に対する投影巾（ｍ）

この式によると，洗掘される場合は，海中構造物の巾Ｄによって洗掘深が求められるので非常に簡単である。

(4) むすび

以上一般に使用されている洗掘深の計算方法についてごく簡単に紹介した。

この方法により洗掘深を計算してみると，橋脚巾２ｍ程度として，洪水時，波浪ともに洗掘深は２ｍ前後と推定される。たゞし河口部の閉塞現象を考慮して余裕をとる必要がある。

なお，洗掘深についての詳しい計算方法については，「橋梁の計画と設計」（全日本建設技術協会発行），「海洋鋼構造物設計指針（案）解説」（土木学会発行）に詳しく述べられているので参照されたい。

（基礎研究室）

（解答－２）

河口附近に設ける橋脚については，出水時の河床変化が他の場所に比べて大きいので注意しなければならない。特に河口砂州は出水時に洗掘され消失するものと考えるべきである。その場合の最深河床高は，上流部の最深河床縦断図を延長して推定するのが妥当である。また砂州の開口位置は，導流堤や水制工などにより固定されている場合を除き，一般に変動するものと考えておかねばならない。

橋脚の流れによる洗掘深については，河口で低下背水の生じている所では掃流力も大きくたるから，それだけ洗掘深も増大する。Laursen の計算法では，その影響は最大で４０％と見積られている。

橋脚周辺の洗掘深については，河床砂の非常に細かい緩流河川での実測値を整理したAndruの研究では，平均的に最大洗掘深Ｚｓは最大水深，ｈの８割（Ｚｓ＝0.８ｈ）と報告されているが，この関係は河口附近の河道にも適用されると考えられる。従って，河口附近の低下背水区間では，最大洗掘深は，この附近の最大水深の1.1倍程度と推定される。

（河川部長）

（解答－３）

冬期風浪などによって生じる汀線の後退量については量的に，各種の波浪条件や地形，底質に対応して求める方法は現在のところない。一般に行なわれているのは，汀線測量の成果を利用して，予想される最大後退量を求める方法や，航空写真を利用して汀線変化を調べる方法がとられている。一般の太平洋岸や日本海側の大きな波の来襲する海岸では４０ｍ程度の汀線の前進後退が生じており，高さについても２ｍ程度変化がある。この他に橋脚を造ったために生ずる洗掘があり，波の作用時間が長ければ，非常に大きなものになる。実験的に洗掘量は検討されているが，ある限られた条件の場合であり，一般的なものはない。粒径0.２㎜，海底勾配１／３０，水深２ｍ程度の場所で直径６０㎝，４本の鋼管杭によって１ｍ程度の洗掘が生じている例がある。

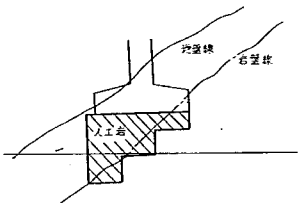
（海岸研究室）

2－12

急峻山地の橋脚の基礎について　（47. 近畿）

（主　旨）

急峻山地の橋梁の場合橋脚が次図の様な地形のところに設置する必要が生じる。この場合出来れば人工岩（捨コン）を造りその上にフーチングを下までさげるとすれば床堀が山の上部まで達するし，保安林等である時には地山を見だすことにかなりの制約をうけ床堀が困難な場合があるが，その時の工法等について意見を伺いたい。



（解　答）

図のように，捨コンクリートで置き換える工法の他に，深礎ぐいを施工する場合や，アンカー工法によって水平力をとることが考えられる。

（基礎研究室）

2－13

軟弱地盤に階段式護岸を造る場合の基礎工法について　（47. 近畿）

（主　旨）

水深12m迄粘土質シルトでN値2程度の乾弱地盤の場合の基礎工法について伺いたい。

（解　答）

軟弱地盤上に築造する堤防護岸の設計の問題と解釈される。軟弱地盤の問題であると，すべりと沈下の問題があるが，この質問は沈下対策について述べられているものと思う。緩勾配の護岸と思われるので一般的には浮基礎の構造物となる。軟弱地盤上の構造物であるから，その荷重による沈下は完全には避けられない。コンクリートによる剛な構造物であるから，できるだけ残留沈下量を小さくする配慮が必要である。残留沈下量を小さくすることは，不等沈下量を少なくす

ることにもなる。沈下量を少なくするためには地盤処理がまず挙げられるがこれには上部軟弱層の部分的置換，サンドパイル，サンドコンパクションパイルの打設などが考えられる。沈下量を少なくする方法としてはこの他プレローデング工法などもあり，効果的な方法と思われる。

次に護岸の構造であるが，護岸の最下部にはのり止めとして基礎コンクリートを設ける。軟弱地盤であるので基礎コンクリートは杭基礎とする。軟弱地盤の薄い場合は支持層まで杭を打設するがこの場合軟弱層が厚いので摩擦杭としてよいと思われる。なお基礎コンクリートの前面には斜面の前方への移動やはらみ出しを防ぐため捨石をするのが望ましい。斜面に沿って作る護岸は不等沈下に備え，適当な間隔に継手を設けておく。特に基礎コンクリートからの立上り部には継手が必要と思われる。堤体は砂または砂質土で十分締め固め，護岸が上に乗る部分の斜面は特に入念に締め固める。堤体の材料が悪い場合は裏込めを厚くする。栗石のような粗粒な材料を裏込めに用いるときは粒度配合のよい砂利，砕石などで十分目つぶしをして突固めることが必要である。ここで述べた護岸は沈下を許す浮基礎型式のものであるが沈下を許さないとすれば階段の勾配を急にして杭で支持させる型式となろう。

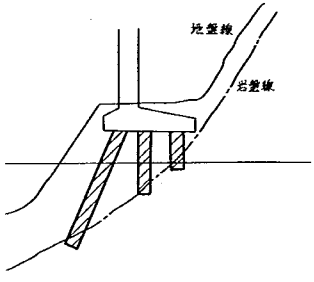
（土質研究室）

2－14

擁壁基礎の斜杭について　（47. 近畿）

（主　旨）

図の様な地形で重力式擁壁がHが大きいので不可能なため，L型擁壁又は扶壁式を採用したいが，水平力が大きくなり斜杭が必要となる。また支持盤線が傾斜しているがどの様な工法が良いか御教示願いたい。



（解答１）

図のような地盤においては，基礎の安定の他に岩盤の表面における表層地盤の安定が重要であり，また最もすべりやすい部分になることが多い。したがって，図のように斜杭を打ってもあま

り抵抗が大きくならないはずである。

また，図のような傾斜地では機械の搬入がむずかしく，斜杭の施工も容易ではない。深礎工法によっても斜杭の施工はむずかしいと思われる。

このような地盤における工法のひとつとして，ＰＳアンカーなどを用いたアンカー工法により擁壁の水平方向の安定を保つことが考えられよう。

（基礎研究室）

（解答２）

斜杭は不明な点が残っている。そのような斜杭を斜面に打込むのでは不安が倍加されると考えられる。このような杭の設計施工の細部に関する議論は別にして施工研究室では，壁にかかる土圧（水平力）の軽減とか，水平力をとる別の手段を工夫することを考慮してみたい。

前の手段としては，Ｌ型擁壁の中段に柵を付けたいわゆる柵式擁壁が考えられる。所内における実験で，柵の存在が土圧の軽減に大きな影響をもつという結果をだしている。

後の手段としてはロックボルトにより水平力をとることが考えられないだろうか。アースアンカー，ロックアンカーにより大きな荷重をとることが可能になっている。

（施工研究室）

2－15

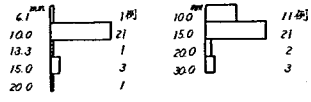
基礎杭における許容水平変位量について　（47. 近畿）

（主　旨）

基礎杭の地震時の水平変位は一般に上部構造からきまるが，具体的に許容水平変位量の最大値を御教示願いたい。

（解　答）

くいの許容水平変位量については，上部構造との兼ね合いで具体的に変位量が制限される場合の他にも，下部構造に必要な剛性を付与するという観点から，制限値を設けて設計しているのが普通である。この値をいくらにするのがよいかについては一律に決められない状況だが，現



在，関係各機関が使用している許容水平変位量についての調査結果は図の通りである。

（基礎研究室）

2－16

ケーソン基礎橋台について　（47. 近畿）

（主　旨）

軟弱地盤におけるケーソン基礎の橋台についてケーソンを良好な支持層まで根入れしたが，背面土圧等により上部の伸縮量以上の変位を生じた。この場合の変位の原因及びその補修対策を御教示願いたい。

（解　答）

変位の原因としては作用土圧の過少評価，前面抵抗土圧のバネ定数の過大評価（あるいは地盤のクリープ現象の無視）などが挙げられる。

対策としては，橋台背面土を除去してside spanを建設するか，地盤改良して良質の材料で盛土し，出来る限り橋台に作用する土圧を軽減することが挙げられよう。姑息の手段では橋台の橋座を拡大して，橋台が移動しても，けたの伸縮が可能なようなclearanceを確保するような処置が必要かと思われる。

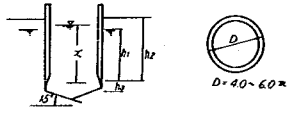
（基礎研究室）

2－17

ウエルの沈下について　（47. 近畿）

（主　旨）

井筒の沈下工法として水位差（躯体にかかる浮力を減少さす）を利用したい掘削面は全断面掘削機の施工で，きれいな逆円錐形となっている。右図の条件でヒービングが生ずる水位を求めたい計算方法が知りたい。



（解　答）

オープンケーソンを施工するときには，あらかじめ理論沈下曲線を検討し，沈下が容易でないと判断されるときには，沈下荷重を載荷したりフリクションカットを設けたりして補う。このときに内水位を減少させて浮力を利用するようなことは行わない。

御質問より判断すると，近畿地建で試作された無人掘削機を利用した施工と思われるが，基礎をしっかりした支持層で支持させることは非常に重要なので，ケーソンを沈下させることばかりを考えて，支持層を乱してはいけない。ヒービングあるいはボーリングについての検討は，建築基礎構造設計基準などで採用されている式があるが，まだ定性的な域をでていないで，その式を利用してオープンケーソンの沈下を容易にすることはできないと思われる。

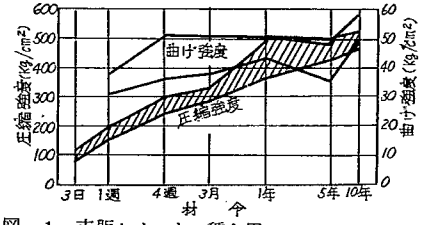
（基礎研究室）

2－18．

井筒沈下が可能なコンクリート強度について　（48. 東北）

（解　答）

質問の趣旨は，コンクリートの強度増進はどの程度期待できるかという点にあるようである。



図－1　市販セメント5種を用いたコンクリートの圧縮強度および曲げ強度（昭和30年成形），水セメント比＝48％，スランプ＝7cm，20℃水中養生（日本社）

最近，構造物から採取したコアの圧縮強度の試験結果によれば，水門から採取したコアの場合では，打設後50年経過しているにもかゝわらず400～500kg／cm²をしめし10年を経過した舗装版から採取したコアは材令3ケ月の試験値と比較して40～60％大きくなって600～700kg／cm²となっている。また，水中養生を行なった供試体の強度は10年を経過しても図のようにまだまだ強度の増進することがうかがえる。

しかし，以上述べたのは，コンクリートの空げき中に水分の補給がある場合であって，乾燥の程度がいちじるしければ，強度増進の程度が低くなることは当然といえる。

（コンクリート研究室）

2－19

基礎構造物の横移動について　（48. 東北）

（主　旨）

杭基礎構造物の横移動について最近しばしば耳にするが，この現象は軟弱層に限って発生するものなのか，あるいはN値10～20の基礎地盤においても発生するのか，教示を願う。

（解　答）

橋台など常時水平力を受ける軟弱地盤上の構造物は，ご指摘のようにしばしば横移動を起している。このような現象は以前からみられていたが，まだ十分に解明されているとはいえない。

建設省では，これについて昭和48年度より3ヶ年の予定で技術研究会のテーマに取りあげて研究をすることにしている。

ご質問のN＝10～20の地盤では，もし粘土層なら洪積世の硬質粘土であるから通常の構造物の場合側方移動は生じない。また砂の場合にも生じないと考えてまちがいない。軟弱粘土層では，杭基礎のみでなく，ケーソン基礎の場合にも側方移動は発生している。

側方移動が生じるメカニズムは，偏載荷重によって地表面附近のみでなく地中深部において大きな水平力が基礎構造物に作用するためであると考えられる。これの定量的な研究は今後の課題である。

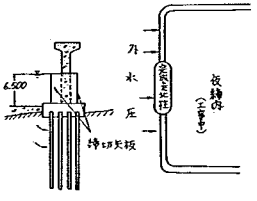
（基礎研究室）

2－20

偏載荷重による構造物の水平移動量測定方法　（47. 近畿）

（主　旨）

軟弱地盤上の　（鋼管杭φ1016㎜，ℓ36m）築造に際して施工時に仮〆切にかゝる水圧及び躯体基礎面下に発生する土圧又は側方流動に伴う柱の移動，変位量，応力等を測定する場合の安全で確度の高い測定方法を知りたい。



（解　答）

(1) 外的な測定

1) 構造物の近くに基準点（くい，三角点，水準点，基盤etc,）よりトランシット，レベルによる方法

2) 2つの基準点にインバール線等を張って行う方法

(2) 内的な方法

1) 杭体などにひずみゲージをはりつける方法

2) 傾斜計による方法

3) 振り子による方法

多く用いられているのはトランシット，ひずみゲージ，傾斜計によるもの等である。

（基礎研究室）

2－21

橋梁下部工の再利用について　（47. 近畿）

（主　旨）

老朽橋の架替工事が増大するが，設計図のないものが多いので下部工をそのまま利用できるかどうかの判断がむづかしい。利用の可否を出来るだけ簡単に判定する方法について伺いたい。

（解　答）

調査項目としては

1. 架橋年次を調べて，当時使用した示方書および現橋の死荷重などにより下部構造の設計内容を推定する。
2. 躯体を鉛直方向にボーリングしてフーチングの根入れ，躯体の強度などを判定する。

これらの資料より，荷重が当初の荷重よりさほど変化がない場合には，或いは現構造を利用することも考えられるが，一般的に，支間の増大などにより下部工の再使用が見送られる傾向ではないだろうか。

（基礎研究室）

3. 橋梁に関する問題点

3－1

土木構造物標準設計の作業状況　（48. 東北）

（主　旨）

現在，橋梁上部工の標準化は，ＰＣ桁と合成板桁についてなされているが，現在東北地建では，非合成連続板桁が比較的多く採用されているので１００m以下の橋梁について早急に標準設計を作成してもらいたい。

（解　答）

非合成単純鈑桁橋は現在標準設計の対象としていないが，早急に調査を行ない，現場の要望が強ければ，本省道路局等と調整の上標準化連絡会にはかり，標準設計か自動設計（図化を含む）で処置したい。

また，連続桁橋については設計条件（特に支間長の組合せ）の数が多くなり，標準設計として整備すれば，相当数（約数十巻）必要となるため，利用者が必要な設計条件を入れると図面作成までを行なう自動設計プログラムとして整備する予定である。

なお，土木構造物の標準化作業は別表に示すとおりである。

ここに掲げた標準化の項目は，昭和４５年の標準化連絡会（土木研究所所長が部会長，本省に設置されている）にて了承されたものであるが，大部分の構造物について標準化が進んでいる。

昭和４８年度の作業状況は，新規構造物としてプレテンション方式ホロースラブ橋，既刊の改訂として第１および第２巻，自動化としてニューマチックケーソンおよびくい基礎について標準化を行っている。

プレテンション方式ホロースラブ橋については，当初本年１１月発刊を予定していたが，横締め効果について，再度検討を，との指示があり，現在実物大模型実験を行っている。したがって，発刊はこの実験の検証が終り次第ということになるが，本年度末には発刊の予定である。

第１および２巻の改訂作業は，土工指針の改訂作業と合わせて進めているが，初刊が手書きによる図面であったのでこれを電算によって行うべく現在作業中である。

主な改訂点についてふれると，現在の１，２巻は側溝，暗渠，擁壁がばらばらに集録されているので，これを１巻には側溝類，暗渠類，２巻に擁壁類とまとめて集録しなおすこと，鋼製ぶた，

全巻きパイプカルバート，もたれ擁壁等の新規構造物の追加，土かぶり，擁壁高さ等の設計条件および集録断面の追加，設計方式の整備等である。

また，設計の自動化作業は，上述の構造物について行っているが，これは標準設計図として集録しにくい構造物すなわち，現場の設計条件から制約を受ける構造物（基礎工，連続げた等）の自動設計プログラムを整備しておき，設計の省力化を計ることを目的とするものである。

土木構造物標準化作業一覧表

S・48・10 現在

巻	大分類	中分類		発刊年月（予定）	改訂作業 改訂年	改訂作業 項目
1	側溝類 暗渠類 擁壁類	側溝（LU形），集水桝，各種ふた 一連ボックス，パイプカルバート 石積，重力式，突げた式擁壁		40・8	49・2	1. 集録方法の変更 2. 集録断面の追加 3. 側溝ふた，全巻パイプ，もたれ擁壁等新構造物の追加 4. 設計方式の再検討
2	暗渠類 擁壁類	二連ボックスカルバート 扶壁式擁壁		42・2	49・2	
3 ～ 4	樋門樋管類	一，二連ボックスカルバート（樋門用） 門柱，管理橋，門扉，その他		(49・10)		
5	横断歩道橋			42・5	50・	
6	橋梁下部工類	橋台	KH=0.2，KV=0.1	43・5	49・	1. 集録断面の追加，削除 2. 設計震度の検討 3. 集録方法の検討
7						
8			KH=0.25，KV=0.125	46・3		
9		橋脚			49・	1. 集録断面の追加 2. 新規構造物の追加（丸ピヤ） 3. 設計震度の検討 4. 集録方法の検討
10			KH=0.2，KV=0.1	45・5		
11						
12			KH=0.25，KV=0.125	46・3		
13 ～ 15	橋梁上部工類	ポストテンション方式 PC単純げた橋		44・9	50・	1. 集録幅員の変更 2. 示方書変更に対する修正 3. 集録方法の検討
16				44・11		
17						
18		プレテンション方式 PC単純げた橋		47・2		
19						
20		プレテンション方式ホロースラブ橋		(49・2)		
21		鉄筋コンクリートスラブ橋		(50・4)		
23 ～ 28		活荷重合成プレートガーダー橋		47・9	51・	1. 訂正個所の修正 2. 集録方法の検討
29 ～ 31		H型鋼橋		(49・11)		
		砂防堰堤		計画中		
		クレストゲート		〃		
		トンネル		〃		
Ⓓ	基礎工類	ニューマチックケーソン		(49・3)	自動設計プログラムのみ	
Ⓔ		くい基礎		(49・3)	〃	
Ⓕ	上部工	ポストテンション方式PC合成げた橋		(51・3)		

（システム課）

3－2

部材の許容応力について　（48. 東北）

（主　旨）

部材の許容応力は，現行示方書によるべきか，製作当時の示方書によるべきか，お伺いしたい。

（解　答）

質問の趣旨は，既設橋の耐荷力を判断するときの許容応力のとり方のことであろうと考えられる。

材料の強度が同じであるにかゝわらず，現行示方書の許容応力が旧示方書におけるものとことなっているのは，主として，現行示方書の制定に際して旧示方書制定当時以後の技術の進歩を反映させた結果である。したがって既設橋の耐荷力を判定するときに用いる部材の許容応力としては，原則としては現行示方書に示されたものを用いてよいのではないかと考える。

（橋梁研究室）

3－3

2軸曲げを受ける鉄筋コンクリートの応力算出法について　（47. 近畿）

（主　旨）

3－3(1)

平面ラーメン構造が内外方向に地震力を受ける場合や立体ラーメン構造等の2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート脚柱の応力算出法を御教示願いたい。

3－3(2)

2軸曲げを受ける杭反力の計算方法及びこのときの許容支持力のとり方を御教示願いたい。

（解　答）

3－3(1)

(1)　2軸曲げ荷重の合力と作用点

直交するx軸，y軸方向の曲げモーメントM_x，M_yが同時に作用するとき，その合力は(1)

式で示されるような大きさで，(2)式で示されるような方向に作用するモーメントとなる。

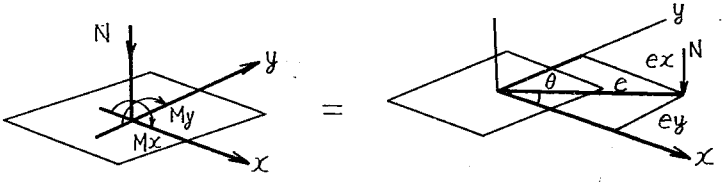
$$M=\sqrt{M_x^2+M_y^2} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\theta=\tan\frac{^{-1}M_y}{M_x} \quad \text{ただし}\ \theta\ \text{は}\ x\ \text{軸からの角度} \quad \cdots\cdots(2)$$

また，軸力Nが２軸曲げモーメントと同時に作用する場合，それと等値の力は，方向がずで偏心距離が(3)式で示される点に作用する大きさNの力である。

$$e=\frac{1}{N}\sqrt{M_x^2+M_y^2}=\sqrt{e_x^2+e_y^2} \quad \cdots\cdots(3)$$

$$\text{ただし}\quad e_x=\frac{M_x}{N}\quad e_y=\frac{M_y}{N}$$



図－１

したがって x，y 軸方向にそれぞれ一軸曲げに対する抵抗モーメントが M_0x・M_0y であったとしても，二軸に同時に曲げ M_x，M_y（$\leqq M_0x$、M_0y）が働くときには抵抗力の検討は必要である。

(2)　２軸曲げ荷重による応力分布

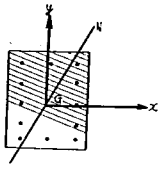
２軸曲げ荷重も前項で説明したように結局は合成された軸の方向に曲げられる１軸曲げ荷重に帰すので，応力分布の計算もコンクリート断面の応力分布に関する基本原理をそのまま適用して行なうことが出来る。

ただし，この場合，中立軸は図－２に示すように断面の対称軸から傾いており，その位置と傾きの両方を求めなければならないのでその計算は非常に困難である。

そこで従来からよく用いられる方法は，中立軸の傾きは，断面が一様弾性体の場合と同じ（その場合には中立軸は断面重心と作用点を結ぶ線に直交する）と仮定する方法である。

このような仮定が行われると，あとは中位軸の位置を求めるだけであるから，一般に用いら

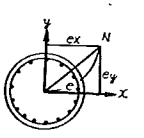
れている図式解法，①試算法の考え方で解が得られる。



またex，ey，MP（ただしM＝１５，P＝鉄筋比）　Q（ex，ey，Ix s，Iy c，Iy s等の関数で既知数）等の値を与えると中立軸の位置や応力が簡単に求められる図表も研究され発表されているので，詳しくは資料(2)(3)を参照されたい。

なお次のような場合には極く簡単に応力が求められる。

ⓐ 円　柱



荷重の作用点の方向がどの方向でも断面が同じであるから，軸力N，偏心距離eとして（あるいは軸力N，モーメントMとして）一軸曲げが働く場合の計算式，若しくは計算図表がそのまま適用出来る。

ⓑ 軸力に比べてモーメントが小さく引張り応力が生じないとき。

弾性論における重ね合せ理論が適用出来，重心から応力を求めようとする点までの距離のx軸方向，y軸方向成分を各々x，yとすれば，応力は，(4)，(5)式で与えられる。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} x + \frac{M_y}{I_y} y \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

$$6_s = M\ \sigma_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

なお，引張り応力が生ずる場合でもその最大値が，圧縮応力の最大値に絶対値で比べて小さいときには(4)式で求めても誤差がわずかであるので差しつかえない。(4)

(3) ２軸曲げ荷重作用時の耐力

軸力Nとx軸，y軸に単独にモーメントが作用するときの抵抗モーメントM_{0x}，M_{0y}，と２軸に同時に作用するときに耐え得るモーメントM_x，M_yとの関係は，近似的に(6)式のような関係が成立つと言われている。(5)

$$\left(\frac{M_x}{M_{0y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_y}{M_{0y}}\right)^{\alpha} = 1 \quad \alpha = 1 \sim 2 \text{の間の数字} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

したがってＡＣＩの設計基準では２軸曲げが生ずる柱については次式が満足されなければならないことを規定している。(6)

$$\left(\frac{M_x}{M_{0x}}\right) + \left(\frac{M_y}{M_{0y}}\right) \leqq 1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

参 考 資 料

(1) 例えば鉄筋コンクリート設計法　吉田徳次郎　第１４章など

(2) Eccentric Bending in Two Dimentions of Rectanglar Concrete Columns, by Lu - Shien Hu Journal of ACI May 1955

(3) ２方向曲げをうけるコンクリート部材の断面算定法(1)(2) 武田弘　岡庭秀治，構造物設計資料 No１２，No１４　（国鉄構設）

(4) 鉄筋コンクリート標準示方書（土木学会）１５１条

(5) Design Criteria for Reinforced Columns under Anial Load and Bianial Bending by Boris Bresler Journal of ACI Nov. 1960

(6) ACI・Standard 318-63 1407

３－３(2)

２軸曲げについては，外力をくい配列の直交２主軸方向に分解し，それぞれについて通常の方法でくい反力を計算し，それを必要に応じて重ね合わせればよい。

このようにして重ね合わせた，くい反力に対しては通常の許容支持力を適用すればよい。

（コンクリート研究室）

３－４

鉄筋コンクリート柱、梁部材について　（４７．近畿）

（主　旨）

鉄筋コンクリート構造において断面の制約をうける柱，梁部材の鉄筋量が多くなる場合，配筋の段数は，どの程度まで考えてよいか。応力度照査を鉄筋群の図心位置で計算したとき，縁端部，実応力度が許容応力度を越えることになるが，今後どのような考え方で計算すればよいか御教示いただきたい。

（解　答）

鉄筋の多段配置については実験資料が少なく明白でない。

現状では２段配置は一般に認められており，特別な場合に３段まで配置できるとしている例が

多い。しかし，T型ハリで4段まで配置した例（北海道・河西橋）もある。また，とくに鉄筋が多くなる場合に多段となることを避けて鉄筋をたばねて使用した例もある。

応力度の照査については，ご指摘のようなことになるが，一般に上廻る程度も僅かであるので，実用上支障はないと考える。

参 考 資 料

(1) 多段配筋鉄筋コンクリート材に関する研究，島津，コンクリートジャーナル 昭和40年8月

(2) たばね配筋を用いた橋脚の設計と施工，玉置ほか，コンクリートジャーナル 昭和44年1月

（コンクリート研究室）

3－5

鉄筋コンクリート床版厚について （47. 近畿）

（主 旨）

鉄筋コンクリート床版において現行示方書では主桁の支間により床版の厚さを規定している。床版に作用するせん断を考えると主桁の支間が小さい場合でも，床版厚を薄くすることは，せん断に対する抵抗が減少すると思われるが，現行示方書によると床版に作用する曲げモーメントのみで設計されている。この計算根拠を御教示願いたい。

（解 答）

床版の場合のせん断力の検討としては，はりの場合と同じような検討と押し抜きせん断の検討との2種類がある。前者に対してはせん断力の大きい支点近くでは一般にハンチのために床版厚が大きく，また抵抗する幅も広いのでせん断応力はそんなに大きくならないと考えられる。また後者の押し抜きせん断に対しては，床版の最小全厚16cmの場合で押し抜きせん断応力は

$$=\frac{px(1+i)}{bpd}\times 1.2=\frac{8000\times 1.4}{2\times\{(20+2\times 5+2\times 8)+(50+2\times 5+2\times 8)\}\times 13}\times 1.2=4.3\ kg/cm^2$$

となり充分小さい。また，当研究所においておこなった床版の実験においても，現在の設計法によっておこなった床版は静的なせん断力に対しては十分な耐力を示すことが認められている。したがって，床版の最小厚を16cm以上とする規定をもうけたのでせん断に対しては安全と考えている。

（橋梁研究室）

3－6

箱げた橋の床版設計について　（47. 近畿）

（主　旨）

箱げた橋において主桁と縦桁及び横桁との剛度の差により床版を設計する場合，沈下を考えなければならないが，そのときの具体的な計算方法を御教示いただきたい。

（解　答）

横げたの剛性が大きければ横げたの配置されている断面内では，床版支持げた間に不等沈下がほとんど生じないと考えられる。

そこで，この質問にあるような箱型主げた，横げた及び縦げたを有する橋における床版の支持げたの不等沈下による曲げモーメントを求めるに当って，近似的に次のような仮定をする場合が多い。すなわち図－1に示すような橋における支持げたの不等沈下の床版への影響は，横げたの位置で単純支持された橋で，その断面形が図－2に示すような場合について求めた不等沈下の影響にひとしいと仮定する。このような仮定は実際の橋梁におけるものとは異なるが，設計という面からみると，連続している支持げたを単純支持とみなすことは安全側であり，また逆に横げたの位置での支持げたの不等沈下の影響を無視することは危険側となる。しかしながらここで想定したような構造系は実用的な設計という点では，容認できるものではないかと思われる。

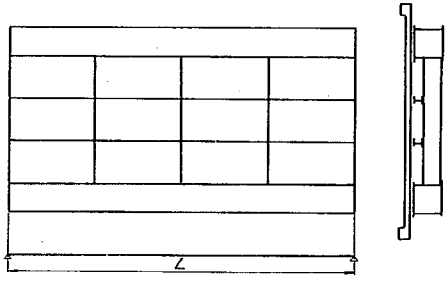
なお，箱げたのねじり剛性を無視した場合の床版支持げたの不等沈下の影響を計算する具体的な方法は下記文献に示されている。箱げた橋で箱げたのねじり剛性を無視して計算すると一般に安全側になるといえる。「土木研究所資料　第771号　床版支持げたの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その1　昭和47年9月」

上記文献にしたがって，床版支持げたの不等沈下による床版の曲げモーメントを求める場合の具体的な計算例を次に示す。

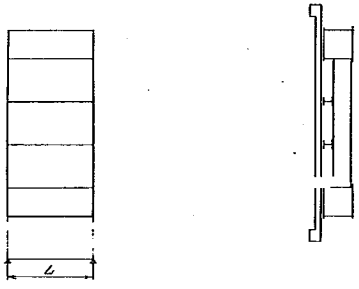
計算例として図－3(a)に示すような橋をとりあげる。図－3に示すような橋における支持げたの不等沈下の床版への影響は，横げたの位置で単純支持されたスパンL＝8 mの橋で（図－3(b)′(c)′参照），その断面形が図－3(a)に示すような場合について求めた不等沈下の影響にひとしいと仮定する。

図－3(d)，(b)′，(c)′に示したような構造系（L＝8 m）についての諸数値を用いて，上記文献の付表－73と74から，m/M_0 の値を読みとると表－1になる。このような付表から読み

とった数値から直線的な補間を行なって，図－３に示した諸数値のものに対する m/M_0 を計算する。この計算手順は表－１に示すとおりで表－１の最下段からわかるように，この計算例の場合には不等沈下の影響は，新鋼道示された床版の通常の設計曲げモーメントの約５６％という大きな値になる。



図－１　　実際の構造系



図－２　　仮定した構造系

床版支持げた本数　N＝3本

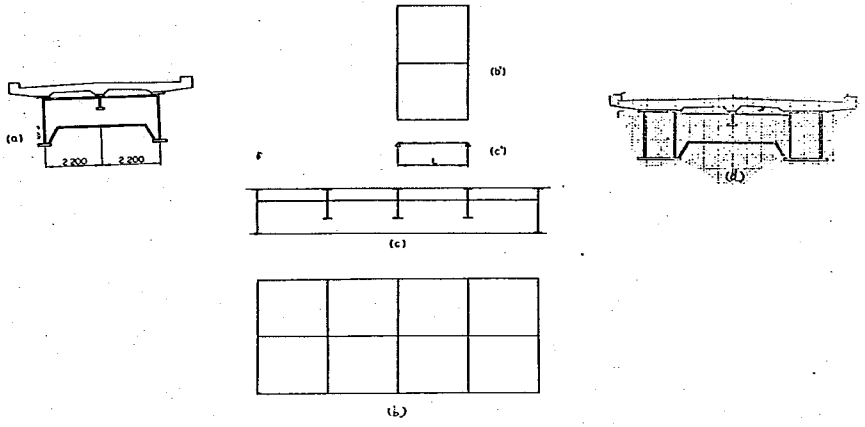
床版支持げたの間隔　h＝2.2 m

床版支持げたのスパン　L＝8 m

主げたの断面2次モーメント　I＝7,516,400 cm^4

縦げたの　〃　　I_0＝　117,400 cm^4

$\eta = I / I_0 = 7,516,400 / 117,400 = 64.0$



図－3　　計算例

表－1　m / M_0 の計算（計算例）

H （m）	2				3				1
η	10		100		10		100		2
L （m）	8		8		8		8		3
I_0 （m^4）	0.00098	0.00196	0.00098	0.00196	0.00079	0.00158	0.00079	0.00158	4
m / M_0	0.512	0.378	0.585	0.429	0.829	0.882	0.564	0.596	5
I_0＝0.001174 m^4	0.485		0.554		0.855		0.580		6
L ＝ 8 m	0.485		0.554		0.855		0.580		7
η＝64.0	0.526				0.690				8
H＝2.2 m	0.559								9

付表－７３　床版のスパン中央における不等沈下による床版の曲げモーメントと新鋼道示による設計曲げモーメントとの比（N＝３本，h＝２ｍ）

m / M_0

I / $\eta = \frac{I}{I'}$		$I = 0.5 \cdot I_0$							$I = 1.0 \cdot I_0$							$I = 2.0 \cdot I_0$						
L(m)	I_0 (m^4)	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000
6	80,000	0.244	0.306	0.351	0.454	0.618	0.705	0.714	0.185	0.230	0.261	0.330	0.439	0.496	0.503	0.126	0.154	0.174	0.216	0.279	0.313	0.317
7	88,000	0.243	0.306	0.354	0.462	0.640	0.733	0.742	0.197	0.246	0.283	0.363	0.492	0.559	0.567	0.146	0.180	0.205	0.258	0.339	0.384	0.388
8	98,000	0.234	0.297	0.343	0.451	0.631	0.725	0.734	0.198	0.249	0.287	0.372	0.512	0.585	0.592	0.156	0.194	0.221	0.282	0.378	0.429	0.434
9	120,000	0.226	0.287	0.333	0.438	0.618	0.710	0.720	0.196	0.247	0.285	0.372	0.517	0.592	0.599	0.159	0.199	0.228	0.293	0.398	0.453	0.458
10	151,000	0.216	0.274	0.318	0.420	0.593	0.682	0.690	0.189	0.239	0.276	0.362	0.506	0.580	0.587	0.157	0.198	0.227	0.293	0.400	0.457	0.462
11	191,000	0.205	0.261	0.298	0.399	0.566	0.651	0.660	0.181	0.229	0.265	0.348	0.488	0.560	0.568	0.153	0.193	0.221	0.287	0.394	0.450	0.456
12	240,000	0.195	0.247	0.287	0.380	0.538	0.620	0.629	0.172	0.219	0.253	0.333	0.468	0.538	0.545	0.148	0.186	0.214	0.278	0.384	0.439	0.445

付表－７４　床版のスパン中央における不等沈下による床版の曲げモーメントと新鋼道示による設計曲げモーメントとの比（N＝３本，h＝２ｍ）

m / M_0

I / $\eta = \frac{I}{I'}$		$I = 0.5 \cdot I_0$							$I = 1.0 \cdot I_0$							$I = 2.0 \cdot I_0$						
L(m)	I_0 (m^4)	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000	0.8	1.0	1.2	2.0	10	100	1000
6	120,000	0.287	0.353	0.406	0.517	0.667	0.703	0.707	0.182	0.221	0.252	0.316	0.398	0.418	0.419	0.106	0.127	0.144	0.178	0.221	0.230	0.231
7	135,000	0.319	0.396	0.457	0.593	0.779	0.826	0.831	0.219	0.269	0.307	0.390	0.500	0.526	0.528	0.135	0.164	0.186	0.232	0.291	0.305	0.306
8	158,000	0.327	0.408	0.474	0.621	0.829	0.882	0.888	0.239	0.294	0.339	0.435	0.564	0.596	0.599	0.156	0.190	0.216	0.273	0.345	0.362	0.364
9	190,000	0.336	0.418	0.487	0.643	0.869	0.927	0.933	0.255	0.315	0.364	0.472	0.620	0.657	0.661	0.174	0.213	0.244	0.310	0.396	0.416	0.419
10	231,000	0.330	0.415	0.485	0.644	0.888	0.938	0.945	0.261	0.324	0.376	0.490	0.650	0.690	0.694	0.185	0.227	0.261	0.333	0.430	0.452	0.456
11	281,000	0.322	0.406	0.475	0.633	0.868	0.930	0.936	0.261	0.325	0.378	0.495	0.662	0.705	0.709	0.191	0.235	0.271	0.348	0.452	0.477	0.480
12	340,000	0.312	0.394	0.461	0.617	0.850	0.911	0.918	0.259	0.322	0.375	0.493	0.664	0.707	0.711	0.193	0.239	0.275	0.354	0.465	0.492	0.494

3－7

鋼橋伸縮接手の設計について　（47. 近畿）

（主　旨）

鋼橋伸縮接手の設計に際し，どの程度の剛性を期待する必要があるか，床版のたわみ以下となるよう横桁を設置しようとすれば，相当大きなものとなると思われるが適切な方法をお教え願いたい。

（解　答）

伸縮装置は，床版と一体となっているので，伸縮装置の剛性はチエックする必要がない。

また，端部の横げたは，道路橋示方書鋼橋編6.1.11の規定を満足していればよい。伸縮装置が，端横げたよりはり出していても，そのはり出しはわずかであると思われるので，特に検討する必要はないと考える。

（橋梁研究室）

3－8

鉄筋コンクリートの老朽橋補強工法　（48. 東北）

（主　旨）

コンクリートが剝離し，鉄筋が露見する程に損傷している橋梁の補修工法として，現橋断面で鋼板を被覆し，その間隙に樹脂注入を考え，現橋断面を確保，現橋耐荷力を確保したいと思いますが，樹脂の厚さが20㎜程度になった場合，弾性係数の小さい（$2\sim3\times10^4$ kg／cm²）樹脂モルタルでその効果が期待出来るものか，伺いたい。

（解　答）

質問にあるような補強方法をとった場合の樹脂の働きとしては次の2つが考えられる。

1. 鉄筋を被覆して錆から守る。
2. 鋼板を断面の一部として一体化させ，荷重に対して有効に働かせる。

通常の計算においては，断面内における歪分布は直線的であるという仮定をおいている。したがって樹脂の部分に生ずる歪は鉄筋の歪よりは大きいが鋼板の歪よりは小さくなる。樹脂の弾性

係数は鋼の１／１００～１／７０程度とのことであるので樹脂の部分に生ずる引張応力は非常に小さくなる。このため樹脂の部分は引張力をほとんどとることができない。樹脂の部分でせん断による破壊がおこらないかぎりでは，上記２の効果は期待できると考えられる。

（橋梁研究室）

3－9

鋼橋の斜角がきつい場合における施工について　（47. 近畿）

（主　旨）

鋼橋で斜角が45°等きわめてきつい場合において断面上における主桁，撓み差が大きい時の施工について

(1) 対傾構の主桁との接合部を本締めしたのち（通常の施工法）
床版を打設し得る限界（撓み差／スパン）

(2) 接合部ボルト穴を大きくし仮締めの後，床版を打設し本締することの可否

（解　答）

(1) 斜角が60°程度以下であれば，主げた及び横げたあるいは対傾構によって構成される一つの平面構造として解析することが必要と考える。床版打設によって横げたや対傾構に入る応力は，当然これを設計に考慮しなければならない。したがって（たわみ差）／（支間）を規定する必要はない。

(2) 横構のみを接合しておいて（けたの安定を保つために必要）床版打設後に，対傾構をとりつけることも考えられるが，型枠撤去によるたわみの変化，横構などによる荷重分配効果の評価がむずかしく，計算どおりの穴の位置で，対傾構がおさまるかどうかわからない。これをふせぐために床版打設後，現場でリーマー通しをおこなうことも考えられるが，これは作業が大変難かしいし，また床版施工後に再びとびの作業が入ることになるので，架設費が増すことも考えておくべきである。

（橋梁研究室）

3－10

既設橋梁の床版のクラツク発生の原因とその補強対策　（48. 東北）

（主　旨）

最近，昭和35年～昭和40年頃の橋梁床版にクラックの発生が多く，この対策に頭を痛めているが，クラック発生の主たる原因と，又事前チエックの方法，補強工法等について御教示ねがいたい。

（解　答）

鉄筋コンクリート床版におけるクラック発生の主な原因は次のように大別できる。

1. コンクリートの乾燥収縮　2. コンクリートの施工不良　3. 鉄筋許容応力過大
4. 設計時に想定した以上の過大応力の発生

上記のうちさらに「設計時に想定した以上の過大応力の発生」の原因としては次のようなことが考えられる。

i) 輪荷重過大　ii) 路面状況不良　iii) 配力鉄筋不足　iv) 床版の剛性不足
v) 主構との共働作用　vi) 床版支持げた間の不等沈下

鉄筋コンクリートでは計算上からもクラックが発生することを前提としており，実際に鉄筋コンクリートであるかぎりクラックの発生は避けられない。したがってクラックが発見されたからと云って，たゞちに補強を必要とするものではない。このクラックが有害か否かゞ問題である。

クラックが有害か否かの判断はクラックの巾，クラックの数，間隔などを基にしておこなわれるが，現在のところ，これらについて判断の基準となる具体的な数値を示すまでには至っていない。

鉄筋コンクリート床版の補強の工法としては次のようなものがある。

1. 打ちかえ　2. プレハブ床版によるおきかえ　3. 縦げた挿入による床版スパンの縮小　4. 鋼板接着　5. 樹脂注入　6. モルタルの吹きつけ

（橋梁研究室）

3－11

鋼橋沓材の施工範囲について　（47. 近畿）

（主　旨）

鋼橋沓材として現在ＦＣ材，ＳＣ材，ミーハナイト等が多く使用されているが，それぞれの施工範囲（使用区分）について御教示願いたい。

（解　答）

支承は圧延では得ることができない複雑な形状を必要とするものが多いので鋳造品が多く用いられる。ＦＣ材は大きな強度を必要としない上沓，下沓などに使用され，ミーハナイト鋳鉄品は，強度が肉厚により変化しにくいので，肉厚の厚い部材の場合に使用する。

ＳＣ材も，上下沓などに一般的に用いられる。なお溶接を施す必要のある場合には，ＳＣＷ材がある。

又，ＳＣ材で作ったものよりも大きさを小さくしたいような場合にはＳＣ材より強度を大きくしたＳＣＭ^{n} 材が用いられる。ローラ，ピンなどにはねばさのある材質のものがよいので鍛造品，ＳＦ材が用いられる。

（橋梁研究室）

3－12

ゴムジョイントタイプの選択について　（47. 近畿）

（主　旨）

ゴムジョイントのタイプの選択についてその判断資料はないか，一般にＰＣ橋，あるいは２５ｍ以下程度の橋梁では伸縮継手としてゴムジョイントを使用することが多いが，その場合種々のタイプに対する選択の判断資料あるいは出来れば最良のタイプを御教え願いたい。

（解　答）

これまでの実績では補修を要しないという保証の得られているジョイントはほとんど無いので，現在の段階では，このタイプが良いというような結論を出すことは困難である。

伸縮装置の耐久性には，施工の良否が大きく影響するので，橋のタイプに応じて施工性の良い

ものを選択するのが好ましいと考えられる。

（橋梁研究室）

3－13

橋梁の点検法について　（47. 近畿）

（主　旨）

現在橋梁の点検は目視による方法が一般的に行なわれているが，数多い橋梁を毎年目視点検するのは大変な作業量である。そこで交通開放の状態で既設橋梁のプライオリテーを決める合理的な判定方法はないか。

（解　答）

現在のところ，橋梁の点検法としては，目視より簡単な方法はないと考えられる。目視によって問題が発見された場合にはじめて詳細な調査・測定を行なうというのがふつうである。

（橋梁研究室）

3－14

徹去する橋梁を利用した橋梁実験について　（48. 東北）

（主　旨）

最近，当地建では架換により撤去する橋梁が多い。撤去に際して橋梁についての研究に役立てるため，各種の実験を行なうのが有益であると思われる。取り壊す橋梁について大規模な実験を行なった例があれば知りたい。

また，実験方法について参考意見を聞きたい。

（解　答）

橋梁としての終局耐力を知るという目的から，実橋の載荷による破壊実験は意味のあることだと考える。しかしながら載荷によって実橋を破壊させることは載荷々重の点で非常にむつかしく，また危険をともなう。

実橋における破壊実験の例として次のようなものがある。

枚方大橋床組　　土木研究所　土研資料４３２号

名神高速跨道橋　　日本道路公団

首都高速高架橋　　首都高速道路公団

破壊実験はおこなわなくても，撤去する橋梁に使用されていた材料についての特性や構造細部の強度ぐらいは調査しておくのがよい。これによって同年代に加設された橋梁の耐荷力を判定したり，補強工法を考えたりするときの参考資料が得られる。

（橋梁研究室）

4. 建設機械・施工に関する問題点

4－1

建設機械の居住性、操作性等の改善について （48. 東北）

（主　旨）

建設機械（ブルドーザ，ショベル系機械，グレーダー等）の共通的な問題であるが，公害とは別にオペレーターの保護を考え，少々高価な機械になっても，下記のような効果の対策を施した機械を開発する必要があると思われる。

1）レバー操作力，2）レバー配置の適正化（例えばグレーダ，作業装置レバーを簡易にする）

3）燃料，油脂の補給の容易化，4）騒音，振動防止対策，5）運転席の大きさと性能，

6）運転室の冷暖房

上記1）～6）の実態調査等は行っており，その対策についても結論が出ているものもあるのに，販売機械にはなかなか反映されていない。ある程度強制力をもたせて製作するよう，機械研究室，建設機械化研究所，本省（性能試験に性能本位ではなく1）～6）も含めて試験をするとか）で指導して行く等，本件についての現状をお知らせ願いたい。

（解　答）

土木研究所はすでに過去5年以上この問題について研究を進めて来ており，多くの成果を得ている。このほかの所（九州地建，建設機械化研究所，小松製作所）でも色々な形の人間工学的研究が進められている。しかしその成果は御指摘のようになかなか市販の機械に反映されていない。その理由としては，建設機械の多くが外国との技術提携又は模倣によっており，メーカー側が日本人に合った機械を作るという意識が少ないこと，機械購入者（コントラクタ）と使用者（オペレータ）が同一人でないため，どうしても安価な機械を購入しがちで，居住性の良い高い機械は売れないこと，法的制約が少ないことなどが考えられる。建設省としても例えば低騒音化した機械を購入するなどの努力をし，土木研究所でも研究成果のメーカへのＰＲを積極的に行なうなどの努力をしているが，まだ業界全般には及んでいない現状である。幸い国内的には労働衛生安全法の制定に伴なう安全性の向上，世界的にはISO/TC１２７における土工機械の居住性・安全性の向上に関する国際規格の制定などが進められており，これらが発効の暁には，建設機械の居住性・操作性などは大幅に改善される見通しである。尚建設機械の人間工学的研究ですでに発表

されている文献は次の通りである。

吉崎博，小室日出男：「人間工学による除雪車の操作性の考察」土木研究所資料　５５０号
昭和４４年１２月

東山芳雄，宮西康男：「ブルドーザ運転における人体負担度」小松技報　Vol.１４，№1
昭和４３年３月

労働衛生研究所：「作業環境等とトラクター運転員の作業能力調査とその解折に関しての報告書」
昭和４３年３月

建設機械化研究所：「建設機械の運転員に対する振動伝達防除方法に関まる研究」報告書
昭和４５年３月

建設機械化研究所：「タイヤ式建設機械等の運転員に対する振動伝達防除方法に関する研究」
報告書　昭和４６年３月

田中康之：「建設機械の適正操作力に関する実験結果」　建設の機械化　昭和４８年４月

九州技術事務所：「建設騒音及び振動の調査並びに排除に関する調査試験」昭和４８年６月

（機械研究室）

4－2

地すべり地帯における水田耕作のための漏水対策工法　（４８．東北）

（主　旨）

地すべり対策事業によって地下水の低下をはかっているが，一方地すべり防止区域内には既存の水田が広い範囲にわたって耕作されている。

最近地すべり対策工事の進捗によって，これらの一部水田において，かんがい用水の不足等のため耕作不能の実態が生じている。地すべり等防止法では通常の水田耕作は軽微な行為として許可を要しない行為として耕作されている関係上，耕作のための行政的指導の必要もあり，今後地すべり防止区域内で計画している水田の基盤整備事業の漏水対策工法として次のことについてご教示願いたい。

1. 対策工法について

当面水田床締め心土法によりベントナイト施用を考えているが，外にもっと適切な，例えば薬液注入工法等が実用化されていないか。

2. 上記床締めベントナイト施用について

(1) ベントナイトの使用適量は㎡当どの程度か，尚客土併用法粘土の場合旧田で床面（心土面）

に粘土を厚さ１０～３０㎝（反当３０～９０㎥）程度客入して表土と心土との間に粘土の不浸透性層をいれているようである。

(2) ベントナイトを使用した場合の耐用年数はどの程度か。

(3) ベントナイトを使用した場合の稲作に及ぼす影響はどうか。

3. 床締め転圧回数について

転圧回数は種々の要因によってきめられるものであるが，標準的１１t級ブルドーザー使用の場合等で転圧回数の基準はどの程度か，実績データー等あればお願いしたい。

4. 施工管理について

床締め効果は後日の減水深測定等によって得られるが，床締め施工時点において，通常の土の分類，性質判定，現場締固め試験等の外，特にどのような管理試験に留意すべきか等。

（解　答）

本質問の件については農業土木工学の範囲に属するので，当研究所で専門に研究を実施している部門はない。従って詳しい事は農業土木学会編「農業工学ハンドブック」（丸善出版）の耕地土層工床締めの項を参照されたい。

一般に地すべり地で水田の減水量が増加した場合には２つの原因が考えられる。

その１つは地すべり運動により耕地土層内に多数のキレツが出来た為に漏水量がふえた場合ともう１つは，地下水排除工事を行った為，従来の湧水が減少して水田への水の供給量が減少した場合である。此の質問の場合はどちらに当てはまるかは明瞭ではないが，後者の場合は給水量を増加すれば解決し得る問題であるのに対して，前者の場合は漏水対策を施さなければならない。

水田の漏水対策には，３つの方法があって，此の表土法，心土法，客土併用法であって，質問者は此の中の第３のものを利用したと考えている。地すべりによるキレツの大きさは一般に云われる水田床のキレツより大きいのが通例であるから，前の２つの方法では，漏水対策が不十分になる恐れがあり，客土併用法が適していると思われる。

只，水田と云うものは全く漏水しないとかえって酸素の供給が減って稲の生育に害を与えるものであるから，薬液注入の様な徹底的な止水工法は普通は用いられない。

客土併用法にも２法あり，直接ベントナイトを作土に混入する方法と作土と心土の間にベントナイト層を作る方法があり，新潟農業では多くは前者の方法が用いられている。此の方法は耕作前に1,０００㎡当り0.７～１tのベントナイトを撒布して，代かきの時に作土中に混入させる方法で，これによっても，減水深を２０～５０％減ずる事が可能であると云われている。

後者のサンドイッチ工法の場合は，ベントナイト層厚を１０～３０cmにすると，全く通水性が失われるので，もう一ケタ位い層厚を落しても良いのではないだろうか。又，この場合，耕作によってベントナイト層が逆に破壊される危険性も考えられるので，地すべりによるキレツの部分が明瞭であれば，その部分だけ層厚を厚くすることも考えられる。

ベントナイトを使用した場合の稲作に及ぼす影響はないと思われる。

床締め転圧回数は１１t級ブルドーザーならば８～１０回と云われている。又，施工管理試験としては透水係数，含水比，締め固め試数が必要であろう。

（地すべり研究室）

4－3

地辷り対策工としての集水井の効果について　（４８．東北）

（主　旨）

地辷り対策の有力な工法として集水井が施工されているが，効果の永続性，確実性に問題があるためか，対策工のなかでの効果の計算には，入れていないのが現状であるが，工費は一基当りかなり高額でもあり会計検査上も問題になる可能性もあるので，効果判定の基準を御教示願いたい。

（解　答）

集水井工法は従来行なわれていた多数の横ボーリング排水工の掘進総延長を節約すると共に，その孔口の維持管理を容易にし最期間に亘って排水効果を期待し得る為に考案されたものである。

一般に横ボーリング工の排水効果を著しく減少させる因子として２つの作用が考えられる。

1）孔口附近の斜面崩壊又は変状

横ボーリング孔内には保孔管として通常塩ビパイプが挿入され，湧出した地下水は此の塩ビ管を通って排水する計画であるが，実際には地下水の中の一部が塩ビ管中に入らずに孔壁と塩ビ管のスキ間を流れる。するとこの水は孔口附近の透水性のよい崩積土中に滲透し，これを軟弱化して孔口附近で小さな斜面崩壊や斜面変形を起こす事が多く，この為に孔口がつぶれたり，つまったりする。

2）地下水中の溶存成分の沈積

地下水の水質を大きく分けると重炭酸系の水と硫酸系の水があり，前者は堆積岩中に，後

者は凝灰岩や火山岩や火山変質のある地帯に見られる。前者の水の場合は流動中にイオン交換等を行って重炭酸塩を，又，後者は硫酸塩を沈積する。湧出水の流速が大きければ，この沈積の程度は小さいが，流速の小さい場合には多量に沈積して塩ビパイプの口径を小さくし，遂には閉塞するに至る。

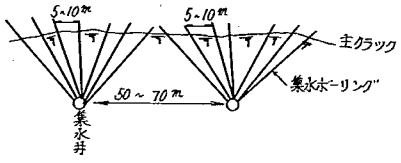
集水井は横ボーリングの孔口が，地下１０ｍ以上の地点にあって，比較的良く締った地山にある為，漏水による崩壊の心配が少い事と，ボーリングの延長が短かい為，溶存成分の沈積の度合いが一般の横ボーリング工に比して少いと云える。しかし乍ら通例５年に一回位いの割で，集水ボーリング孔に圧搾空気等を注入することにより，通水効果を維持する様努めた方が良い。

次に集水井工の効果であるが，図示の如く，集水横ボーリング工の末端の間隔を５～１０ｍにとり，１つの集水井から８～１６本の集水ボーリングを行った場合の附近の地下水位の低下予想高は３～５ｍである。此の値は全国的な実施例から経験で割り出した値であって，ほぼ数１０ℓ／分程度の集水を得た場合，集水井の位置を中心として約２５～３０ｍの範囲での水位低下高の平均値である。もしも上記の状態になったにも拘らず，地下水位が全然低下しない時は，測定している垂直ボーリング孔内に泥やベントナイト等が沈積している為であって，測定孔の孔浚いをした方が良いし，水位低下高が此に満たない時は，更に集水ボーリングを増工した方が良い。

集水横ボーリング孔の中で十分な排水の得られるのは恐らく全数の中で１／３～１／５であろうと思われる。



図－１　横ボーリング孔口の崩壊



図－２　集水井戸の計画

（地すべり研究室）

4－4

軟弱地盤の各種工法について　（４８．東北）

（主　旨）

軟弱地盤の各種工法について，土質その他の資料から選択する場合の目安をお教え願いたい。

又，浮基礎工法についての研究について資料をもって教示願いたい。

（解　答）

質問は盛土基礎に関するものと考えられるので，これについて説明する。

軟弱地盤対策工は，用地事情，その他特別な事情以外の純粋な技術的側面のみを考えるとき，次のような条件を考慮して選定しなければならない。

1) 地盤条件　土の種類（粒度），軟弱層の厚さ，成層状態（複雑な層構成であるかどうか，特に中間に砂層をはさんでいるか），強度，圧縮性

2) 工期および供用までの余裕期間　緩速施工が可能かどうか，放置期間がとれるか（盛土完了後舗装までに十分な時間があり，かつ簡単な手直しができるか）

3) 供用後の維持管理の程度　残留沈下量の許容値

4) 盛土の高さ　すべりに対する安定性が問題になるか，単に沈下に対する対策のみでよいか（軟弱層の強度および圧縮性と関連がある）

5) 土工計画　余盛りをある程度の期間放置しておく時間的かつ土量配分上の余裕があるかどうか

もちろん，これらの要因はそれぞれ単独に考えることはできないもので，通常はこれらすべての条件を総合的に検討して対策工の選定にあたる必要があるが，条件がわかっているときに自動的に適切な対策工を指示できるようなフローチャート的なものを作成できるほど，各種対策工の効果等に関しての情報が整理されていないので，ここでは盛土基礎改良工として普通に用いられる工法について，工法選定上参考となる事項を中心に解説しておく。

1) プレローデイング　工期および放置期間，土量に余裕があれば（余盛り分の土量を転用できる場合）非常に適切な工法である。軟弱層が薄く，中間に排水層となる砂層をはさんだり，強度が比較的大きく施工中においてもすべりに対する危険性のない場合，完成後の盛土高があまり高くない場合に効果が大きい。軟弱土層が透水性の小さい粘土でかつそのような粘土層のみからなる単純な層構成のとき，盛土が帯状でなく広範囲にわたる場合には効果が薄い。

2) サンドドレーン　沈下量を減少させる効果，圧密時間を短縮させる効果はないというのが一般的な評価である。ただし強度増加は期待できるとされているので，安定性に問題のある場合（地盤強度の弱い場合）には適切な対策工となるが，期待できる強度はサンドコンパクションパイルの場合よりは小さいものとみなければならない。沈下促進に効果がないといわれている理由としては地盤が複雑な層構成でかつ盛土幅があまり広くないときには，無処理地盤でも

水平方向への透水が卓越し，特に中間砂層のあるときにはこの傾向がいちじるしいから，このような中間砂層を見落した場合には計算以上の速さで圧密が進行するということがあげられている。

3) サンドコンパクションパイル　圧密促進についてはサンドドレーンと同様に特に効果があるとはいわれていないが，沈下量そのものが無処理の場合にくらべて減少する沈下阻止の作用が認められること，強度増加も期待できることが特長とされている。したがって軟弱層が厚く盛土が高いために沈下と安定の両方に問題がある場合に適している。安定計算のうえで所要の安全率がとれる場合でも周辺地盤のふくれあがりなどを防止するよう，きびしい条件のある時には，サンドドレーンよりもすぐれている。

4) ケミコパイル　沈下阻止と強度増大という効果が認められるのはサンドコンパクションの場合と同じであるが，沈下の減少・強度増加ともにサンドコンパクションパイルよりも改良結果がよいという報告がある。施工時に近接構造物に振動の害を与えない点も利点とされており，地盤全体としてかなり強固なものにできることと盛土のような載荷重なしに所要の目的を達し得る（化学変化による脱水・固結作用のため）とされていることから，地盤に振動荷重（活荷重）の作用する低盛土道路の改良に適すると思われる。ただし透水性のよい地盤で地下水が簡単に補給される条件（たとえば中間砂層が発達している）では効果に疑問がある。

5) マット工法　合成樹脂製のネットあるいはシートを地盤表面に敷いてその上に盛土を施工する方法で，積極的な改良工法ではなく，沈下を均等にさせることと，盛土全体を一体化することによりすべりに対する安全性があがる点にその意義があるとされている。軟弱層が薄くかつ盛土が低い場合に用いるのがよいと思われる。

6) 置換工法　軟弱層の薄い場合には推奨される工法であるが掘削土の処理の面に大きな問題があろう。

最初に述べたように軟弱地盤対策工の選定にあたって考慮すべき要素は土質条件のみではなくその他の技術的要因のほかに，さらに社会的条件をも勘案しなければならない。特に最近は，周辺地盤のふくれあがりや沈下・水平変位，振動の伝播等のいわゆる公害的側面からの要請に強くこたえることが要求されていることから，対策工選定の検討もその観点に重点をおいてなされるべきであろう。そのような意味では沈下阻止に効果があり，施工中にも周辺に振動を与えないケミコパイル工法や，周辺地盤と盛土基礎を絶縁する矢板打設工法などの思い切った対策をも考えるケースがあってもよいと思われる。

浮基礎工法についての研究としては完全なものではないが昭和４３～４５年度の建設省技術研

究発表会共通部門指定課題「軟弱地盤対策に関する調査研究」の中のボックスカルバートの応力調査において若干の測定例がある。報告書が刊行されているので参照されたい。

浮基礎を採用する際は必らずプレローディングをすることになろうが，掘削後のカルバート沈下量が予定どおりになるかどうか，不等沈下のためクラックあるいはジョイントの開きなどが生じないかどうかが大きな問題点で，程度の差はあれ，不等沈下は生じジョイントの移動も起こり得ると考えておくのがよい。低盛土道路では路面への悪影響を避けるため浮基礎採用が望ましいが，当然のことながら沈下によってカルバートの機能が損われないよう，設置後の許容沈下量以下となるよう計画しなければならない（稲田倍穂「軟弱地盤の調査から設計・施工まで」鹿島出版会P・３０９に観測結果の報告がある）。

なお擁壁の浮基礎については現在のところ特に研究は行なわれていない。

（土質研究室）

4－5

鋼矢板の打込みについて　（４７．近畿）

（主　旨）

人家密集地域における仮山留工で鋼矢板の打ち込み，引抜を行う場合，家屋に振動，騒音等の被害を与えないための適切な工法があれば御示し願いたい。なおＰＩＰ工法等についてはすでに実施ずみである。

（解　答）

低公害の鋼矢板打込引込抜機械として考えられるものは次の通りである。

振動くい打機（くい抜機）	地盤振動の問題の少ない所では有効，但し大きい打込力は期待できず，くい抜機として利用されることが多い。発動発電機を使う時は防音型を用いること。現在開発中の音波くい打機が完成すると振動についても問題にする必要がなくなる。
防音型ディーゼルパイルハンマー	防音カバーを付けたものである。取扱いがやっかいで，防音効果も少ない。（３０m離れて８５～９０$\alpha\beta$程度）

（機械研究室）

5. そ の 他

5－1

振動を構成する各要素とその影響度について （47. 近畿）

（主 旨）

振動を表現する方法に，周波数振動速度，振動加速度，振幅等種々の要素があるが例えば人体に与える影響はどの要素が大きいのかまた建物に対してはどうか，また振動を伝え易い土質はどういうものか，御教示願いたい。

（解 答）

人体に与える影響は一般に低い振動数（２Hz 以下）域では衝撃値（加速度），中位の振動数域（２～１０Hz）では加速度，それ以上の振動数域では振動速度が大きいとされている。人体が感じ易い振動数は４～８Hz であることから考えると加速度をとることが好ましいが，地盤振動は共振振動数が１２～１００Hz であることから考えると建物への影響も考慮して振動速度が望ましいことになる。かっては振動速度による規制が行なわれていたため，振動速度で計測されていたが，公害という見地から見ると建物に対する影響が少ない。小さい振動領域が問題になる事が多いので，最近は人体に及ぼす影響を重視した振動加速度，又はそれを人間の感覚に合う様，対数表示した $\alpha\beta$ で求める様になっている。

土質による振動伝播の差については，目下検討中であり，結論は得られていないが，一般に粗粒土に比べ密粒土の方が減衰率の変動幅が大きい。つまり粘土質土の方が条件によって減衰したり，しなかったりする変化が大きい様で，平均的に見ると大差ない傾向がでている。

（機械研究室）

5－2

情報管理について （47. 近畿）

（主 旨）

技術資料の整理について，技術資料の整理検索法等について建設省型が統一できないものか。

（解　答）

技術情報のうち文献検索に関しては既に欧米において開発されたシステムが存在してはいるが，これらは何れも英文を主体としたものであり，また，我国の国情にそのまま合致するものであるかどうかは疑問である。従って，当面の課題としては我国の建設事業に使い易いような分類方法および管理方法を土木工学ハンドブックにおける分類等を参考にしながら開発中であり一方では海外との資料交換を容易にするような方式も検討中であるので少なくとも国内向のシステムに関しては，４８年度中に試案を示す予定である。同時にこれ等のシステムを支える機器の開発もオンライン化を目指して研究中である。

また文献以外の技術情報（例えば，設計，図書，調査資料等）等についても同時に互換性ある収集管理手法を検討中である。

（システム課）

5－3

汚泥ケーキの処理利用に関する状況について（路面清掃、ならびに下水汚泥　（４７．近畿）

（解　答）

わが国における昭和４３年度の下水汚泥の処分と利用状況は表に示すとおりである。すなわち下水処理場１４０か所のうち１０７か所（７６％），では陸地処分を行なっており，処分量は総汚泥発生量の７０％を占めている。これらの汚泥の大部分は嫌気的に消化処理された後機械的に脱水され含水率を７５％前後まで下げられたものである。また処分量の７０％までが下水処理場内および海岸埋立地へ処分されている。塵芥処分場へ処分している例も多い。

大都市では，海岸その他の埋立地の取得が困難になってきて，やむを得ず，下水汚泥を焼却処理し処分量を減す方向にある。焼却灰にしている下水処理場は１５ケ所，その汚泥処理量は総発生汚泥量の２０％になっている。この焼却灰も大部分は陸上処分されている。

下水汚泥の利用法として先ず考えられるのは土壌改良材として農業方面に用いることである。この方法を採用しているのは３８カ所，処分量は総汚泥量の１１％であるが，この方法は化学肥料のみの施用による田畑へ有機資材や微量要素を補給することができ，かつ易耕性を増大させるなど土壌改良の効果も大きい。また下水汚泥中の有機成分を無機化し，さらに再び作物の形で有機化するという自然の循環サイクルにものった形になるため合理的なものである。

このため建設省は下水道事業調査費により，土木学会に設置された「下水汚泥の処分方法に関する研究小委員会」に下水汚泥の農業利用に関する調査を委託している。現在までのところ土壌改良のための有機資材として田畑に施用した場合の効果が確認されており，最適施用量を中心とした，施用上の条件が明らかにされている。今後農業者側へ利用しやすい形状にし，品質の改善をはかれれば見通しは明るいものと思われる。

また焼却灰中に多く含まれている石灰分，硅素分等に着手し，アスファルトフイラー，路盤材料やレンガの材料として再利用する試みが大阪市において行なわれ，その可能性が確認されたが，経済的に量産化が可能かどうかの見通しが立たぬため実験段階で作業は中断している。

焼却灰を特殊肥料として利用することも行なわれており，東京都，大阪市において一部実用化されている。ほか，スラグを下水道管渠工事の埋戻し材として利用することが検討されている。

なおこれら一連の成果については土木学会より報告書として公表されているので参考にされたい。

表－1　下水汚泥の処理・処分および利用の現状

項目 ＼ 処理方法	処理量 (千m³/年)	処分量 (千m³/年)	下水処理場箇所数	陸地処分		海洋処分		農業利用		焼却灰	
				箇所	処分量 (千m³/年)	箇所	処分量 (千m³/年)	箇所	処分量 (千m³/年)	箇所	処分量 (千m³/年)
無処理	106	55.8	6	5	26.1	1	29.7				
乾燥床	257	3.8	10	10	3.8			2	0		
生汚泥脱水	6,663	142.3	23	15	64.1			3	1.5	9	76.7
好気性消化	11	2.8	3	1	1.1	2	1.7				
好気性消化－脱水	271	4.6	5	5	4.6						
嫌気性消化	732	19.2	4	3	8.6	1	10.6				
嫌気性消化－乾燥床	2,140	24.3	26	20	18.8			10	5.7	8	
嫌気性消化－脱水	23,087	462.1	73	54	370.8			24	37.4	17	53.9
計	33,267	714.9	140	107	497.9	4	42.0	38	44.4	17	130.6

注：1）　汚泥量のうち，処理量は含水率９９％に換算した値であり，処分量は含水率を統一していない。

2）　箇所数の計は重複分を除いたものである。

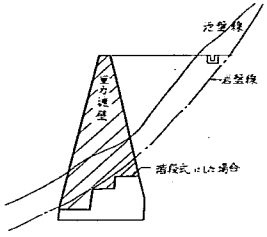
（下水道研究室）

5－4

山岳部における擁壁設計について　（47. 近畿）

（主　旨）

擁壁基礎工法について，急峻なる地形において重力式擁壁を設置する場合，所定の断面を確保（標準図集採用）するとすれば，床堀の影響線が山の上部まで達する事が考えられるので右図の様な工法をとりたいがその可否について



（解　答）

長大斜面内に擁壁を築造する場合に，その基礎部の床堀りですべりを発生し，これが順次上部斜面に伝播する例は多い。この様な場合，上部斜面に伝播する例は多い。この様な場合，上部斜面に発生したクラックの上部に鋼杭等を打込んで，その拡大を防いでいる。

床堀りによって発生するすべりは通常表土とその下部の強風化帯であって堅硬な岩盤ごとすべる事は殆んどないと考える。擁壁の基礎は堅硬な岩盤に定着する必要があるので当然この岩盤を掘削することになるが，この岩盤を深く掘っても浅く掘っても岩盤掘削自身が，上部斜面のすべりに影響することは考えられない。結局，すべる土層は表土と強風化帯であるから，これは質問の様な階段状基礎でも掘削する必要があるので，やはり同様のすべりが起るのではなかろうか。従って，この様な基礎にしても上部のすべりの誘発の可能性を軽減することにはならないであろう。

次にこの様な階段状基礎の場合，その安定性には問題がある。擁壁の裏には盛土をするから当然土圧が作用する訳であるが，この場合，少しでも此の擁壁が傾斜すれば第二段より上部の基礎は壁体に分離し，擁壁の全荷重が第一段の基礎のみに集中することになる。そうすると非常に，top-heavyな擁壁となり，基礎の支持力と構造に充分留意しないと実施不可能になるのではないか。

（地すべり研究室）

Ⅳ. 参 考 資 料

Ⅳ 参 考 資 料

1. 過去における開催状況一覧表

年度	開催地建	期　　間	課 題 数	備　　考
39	四国地建			
39	中部地建	40. 2.23(火) ～ 2.26(金)	河川11，道路 11，共通4	土木技術資料Vol. 7, No.12 Vol. 8, No.1
40	中国地建	40. 8.30(月) ～ 9. 3(金)	河川19，道路 11，共通6	土木技術資料Vol. 9, No.1 No.2
41	近畿地建	41.12. 7(水) ～ 12. 8(木)	河川44，道路 13，共通14	土木技術資料Vol. 9, No.7 No.8
42	東北地建	42.10.12(木) ～ 10.13(金)	河川5，道路8	土木技術資料Vol. 10, No.2
43	関東地建	43. 7. 8(月) ～ 7. 9(火)	河川11，道路 10，共通8	土木技術資料Vol. 10, No.11
43	中部地建	44. 1.23(木) ～ 1.25(土)		道路設計担当者会議 土木技術資料Vol. 11, No.4
44	関東地建	44. 6.16(月) ～ 6.17(火)	河川8，道路 15，共通14	土木技術資料Vol. 11, No.12
44	四国地建	44. 8.26(火) ～ 8.27(水)	河川24，道路 14，共通21	土木技術資料Vol. 12, No.1
45	北陸地建	45.11.11(水) ～ 11.13(金)	河川28，道路 29，共通26	
46	九州地建	46.10.20(水) ～ 10.21(木)	河川33，道路 26，共通28	土木技術資料Vol. 14, No.2
47	近畿地建	47.10.25(水) ～ 10.26(木)	河川22，道路 25，共通31	土木技術資料Vol. 15, No.3 No.4
48	東北地建	48.10.25(木) ～ 10.27(土)	河川27，道路 25，共通20	

2. 課題一覧表

河 川 部 門

（河　川）

・洪水時における河床変動の調査方法について	40	中 部
・滞砂解析計算方法での洪水流量の時系列の考え方等について	40	中 部
・漏水調査方法並びにその対策工法について	40	中 部
・河床変動の調査における調査精度の向上について ・流砂量公式について　・流砂計の精度と実験公式との比較について ・河床変動について　・流砂量について	40	中 国
・内水調査について ・内水対象洪水として内水はんらん被害が発生する下限と上限の考え方 ・水門・樋門の予定位置における潮位の影響を受けるH－Qカーブについて	40	中 国
・計画河床を定める場合の河口部境界条件の決め方について	41	近 畿
・高水流量観測の機能化について	41	近 畿
・平衡な河床を策定する場合の支配流量の決め方について	41	近 畿
・内水解析における小面積平担地水田損失雨量の計算方法等について	41	近 畿
・河道計画における横断形について	41	近 畿
・平衡勾配における横断形状の考慮について	41	近 畿
・河道に於ける平衡平面形状の模型実験の可能性について	41	近 畿
・安定した河床とはどの程度の年月をみるべきか	41	近 畿
・上流ダム群等により土砂供給が無くなった場合の上下流を通じた有機的な総合計画の具体案について	41	近 畿
・上部からの土砂供給量の推定方法について	41	近 畿
・河川の河床材料のとり方，計画流砂量の決め方について	41	近 畿
・床固上下流における流砂量の考え方について	41	近 畿
・感潮河川における河口部H.W.L.の決め方とH.W.L.の計算における死水域について	41	近 畿
・流砂量の観測機器の研究はどの位進んでいるか	41	近 畿
・洪水時に於ける流砂量観測方法について	41	近 畿

・洪水観測時に於ける流量計算の場合，河床変化をどのように考慮するか　41　近畿

・計画高水流量の超過確率の計算方法について　41　近畿

・多変数確立の論文について　41　近畿

・都市河川の改修方法について　41　近畿

・狭搾部開削による下流への影響の計算方法について　41　近畿

・量水塔の導水管の土砂による閉塞について　41　近畿

・背水計算の断面とn値のとりかた　41　近畿

・河床変動について　42　東北

・捷水路に関する調査を今後どのように進めるべきか

・平衡河床について

・都市化に伴う流出の問題　43　関東

・流出のメカニズム　・流出の変化と計算方法

・調査方法　・研究の現状

・河道計画上の問題点について　43　関東

・低水路計画について　・堤防について

・河口の問題について　・模型実験について

・流出土砂についての問題点　43　関東

・流出土砂調査の問題点について

・河床の勾配および構成材料等からみた流砂公式の使用について

・空中写真における流出土砂の算出方法について

・河道計画上の問題点　44　関東

・河川の支派川分流附近での河道計画立案に際しての明示点について

・模型実験の現場適用上の注意点及び適用範囲について

・河川堤防築造に際しての余裕高，余盛及び堤防断面について

・河道内堰の撤去，全川の河床を下げる狭さく部の開削等をした場合の河床変化の予測はどうすべきか　44　四国

・上流からの供給土砂量の河床変動計算での取扱い，又対象区間内のダム等により供給土砂量のない場合の取扱いについて　44　四国

・計画河床設定に際し，わん曲部における深掘部分の扱い方について　44　四国

・改修区間の河道計画に際し，支流が荒廃した急流河川の場合に支川の流砂量を推定する方法，又その精度を向上させるための調査方法について	44	四 国
・河川の低水路計画にあたっての留意事項について	44	四 国
・全国的に流砂量観測が実施されているがその成果について	44	四 国
・河床変動計算に使用する河床の粒度について，採取方法，採取位置の留意点，又，平均粒径の計算方法について	44	四 国
・河床変動計算の結果は実状と数量的にあるいは時間的にどの程度あうと考えてよいか	44	四 国
・河川水路の模型実験の規模を相似率により決めているが，特に移動床実験で「時間」，「粗度係数」の決定法	44	四 国
・ダムの調整効果として問題となる河道低減量を求める方法について	44	四 国
・融雪洪水調査について	45	北 陸
・利水計画において農水の環元量（率）を地形土壌等によりつかめないものか	45	北 陸
・貯留関数法における諸定数の決定方法について	45	北 陸
・計画降雨について	45	北 陸
・計画高水量決定に際して，計画降雨波型を仮想分布から実績波型に変える理由について	45	北 陸
・河口水位の算出方法について	45	北 陸
・河口閉塞のための調査方法及び対策工法について	45	北 陸
・河川の計画法線決定に際して基準と考えられる法線の曲線度合及びこれに対する対策工法について	45	北 陸
・土砂の混入した河道計画について	45	北 陸
・土研式掃流土砂採取器の実用範囲及び実施上の問題点について	45	北 陸
・低水路設定の問題点について	45	北 陸
・小中河川への侵入波浪の構造物に対する影響範囲について	45	北 陸
・小規模流域における洪水到達時間について	46	九 州
・流量観測の更正係数について	46	九 州
・蛇行部における築堤計画について	46	九 州
・計画河床の設定について	46	九 州
・計画粗度について	46	九 州

・低水路断面の設定方法について	46	九州
・高潮区間における内部河川の縦断計画における計画堤防高のてい減はいかにするべきか	46	九州
・河口処理計画について	46	九州
・堤防断面の計画について	46	九州
・首都圏，阪神圏における河川上の高速通路に依る日光遮断が河川汚濁に及ぼす影響について	41	近畿
・河川水の人工的混合による自然稀釈法の実例	41	近畿
・水質管理の問題点	44	関東
◦下水処理およびし尿処理施設について，現時点でＢＯＤの処理限度とその実状について		
◦河川管理上重要な水質項目とその意義について		
・水質試験に対する精度と代表値について		
・水質自動監視装置について	45	北陸
・河口部における河川水の影響範囲について	46	九州
・採取資料保存上の注意すべき点について	46	九州
・自動水質監視装置について	46	九州
・床固め本体および下流部の洗掘を防止する水叩きの縦断形状はどのようなものが良いか	40	中部
・堤防断面における土質調査について	40	中部
・河川築堤の転圧基準について	40	中部
・堤防での植木について	40	中部
・河口湖を施工する場合に堤防の漏水を防ぐにはどのような構造にすればよいか	40	中国
・河口附近の特殊堤基礎工法について	41	近畿
・堤防及び基礎漏水の場合の薬液注入の具体的実例とその効果について	41	近畿
・河川堤防に人工芝を使用することの可否	41	近畿
・床固の水叩長さの決定方法について	41	近畿
・アスファルトブロック張又はアスファルト被覆工の開発について	41	近畿
・河川堤防について	42	東北
・築堤材料　・締固め　・せん断破壊に対する安全性		

・地震時の堤防の安全性　・特殊堤

・河川堤防に設置する樋門の基礎杭の設置方法について	44	四国
・河床土を築堤材料として使用した場合，堤体の圧縮で沈下に対する余盛は，既設堤防の例からみて要，不要か	44	四国
・築堤法面処理工での洋芝種子吹付けの問題について	45	北陸
・新川開削による矢板護岸背後の地下水位低下と，地盤沈下量の影響，時間の関係，沈下に対する防止工法について	45	北陸
・盛土の余盛について，圧縮沈下は堤高の何割位考えるべきか	45	北陸
・トンネルのズリ，山砂等を築堤材料とする時，どの程度まで透水係数を調整すべきか	45	北陸
・自動倒伏ゲートの最大水圧計算について	45	北陸
・各種根固めブロックの効果（消波，洗掘防止，滞砂作用水制効果等）についての総合的判断について	46	九州
・護岸厚さの決定方法と，裏込栗石の要，不要について	46	九州
・護岸法勾配の変化によって起こる洗掘等の水理特性について	46	九州
・河川構造物の設計基準について	46	九州

（ダ　ム）

・滞砂面を１００年間推定滞砂量を水平堆砂とした場合，貯水池の容量配分計画の耐用年数が計画と違ってくるがその点について	40	中部
・軟弱地盤をもつ重力ダム基礎岩盤の改良処理調査方法	40	中国
・ダムにおける流入土砂の補足率の求め方とダム計画に際しての適用方法	41	近畿
・河道配分流量の安全性とバランスのとれた安全度を持つダム容量を決定する方法について	41	近畿
・ロックシャーテストの最新の方法について	41	近畿
・ダムに於ける温水取水は有効か	41	近畿
・平時に於ける低水流量調整でダムの調整放流と下流基準点との関係についての調査方法について	44	四国
・満砂した砂防ダムの滞積層上のコンクリート仮締切堤のグラウトについて	40	中部
・新鮮な岩の出てこないダムの基礎岩盤掘削予定線の決め方	40	中国

・地質不良な鞍部に補助ダムとしてロックフィルダムを施工する時の注意事項　40　中　国

・ダムの基礎処理の設計施工上の問題点について　42　東　北

・フィルタイプダムの設計施工上の問題点について　42　東　北

・ドレーンホールについて　42　東　北

・各種閉塞工事におけるプレパクトコンクリートについて　42　東　北

・ゲートの構造設計において最近問題とされている事項について　44　四　国

・高圧テンタゲートにおいて圧着式，摺動式の決定法について　44　四　国

・放流設備の計画設計についてのマニュアルを作る計画はないか　44　四　国

・放流管等ダム開孔部周辺の応力集中に対する補強の設計上の注意点　44　四　国

・埋設鉄管周辺の処理工法（グラウト・アスファルト巻）はどのような方法がよいか　44　四　国

・活火山の近傍にダムを築造することの問題点について　46　九　州

・重力式コンクリートダムの縦継目の設計方針について　46　九　州

（海　岸）

・海岸堤防の空洞は発見できるか　40　中　部

・海岸の侵食に関連した風及び波の問題　40　中　国

・風向，風速の統計的あるいは力学的表現手段について

・波向の測定法　・海岸または河口調査の方法

・回析と屈折の組合せによる連続した解析手段の精度について

・昭和41年26号台風における吉原海岸の被害が問題となったが当時の実態と今後のあり方について　41　近　畿

・圧力式の波高計記録から$H_{1/3}$，$H_{1/10}$ 等を求める方法性及び費用について　41　近　畿

・離岸堤の位置及び高さについて　41　近　畿

・複雑な海岸線に位置する河口附近の風向と波向の関係ならびに波向の観測方法　41　近　畿

・周期及び波高の実測で特に実波高の正しい測定方法　41　近　畿

・離岸堤，消波工等の異型ブロックの海底地盤への沈下限界について　45　北　陸

・離岸堤計画上の留意点について　45　北　陸

・消波工の天端幅と天端高が消波効果に与える影響について　45　北　陸

・波高波圧の計算式について　46　九　州

・海岸堤防におけるアスファルト系の天端の厚さ，ノリ覆いの厚さの決め方　40　中部
・満潮時，高潮時における海水の逆浸透について　40　中国
・波浪に対してどの形状の波返しが，有効であるか　41　近畿
・海岸堤防断面の設計計算方法について　41　近畿
・本堤程度の高さをもつ副堤を設けた場合，消波，越波等に対する安全　41　近畿

（砂　防）
・砂防ダムの耐用年限とそれ以後の対策　41　近畿
・地すべり可能性があると思われる地点に貯水池を作る時の宅地の保護の方法と注意点　41　近畿
・山腹工の最近の工法について，諸外国の実施例で我が国にも今後具体化できる工法の紹介　41　近畿
・局地豪雨による土砂害の予想と土砂害を防止することの必要性について　41　近畿
・砂防計画の基本となる有害土砂量の最も信頼出来る推定方法　41　近畿
・宅地造成等の土地開発による砂防計画への影響とその対策について　41　近畿
・砂防ダムにおける計画扞止量の推定方法について　45　北陸
・砂防ダムにおける未満砂期間と砂防計画について　45　北陸
・経済効果測定の際の土砂による被害　45　北陸
・渓床堆積土砂の堆積厚の測定方法及び測定機械について　45　北陸
・急流粗大粒径の河川における掃流砂量公式の適否について　45　北陸
・土石流の予想される流域面積の小さい急峻な渓流に於ける流出係数等について　45　北陸
・荒廃急河川における水位，水量，流砂量観測施設，器具及び観測方法について　45　北陸
・砂防ダムの越流部の耐摩耗材について　41　近畿
・砂防ダムの基礎を岩盤以外におく場合，基礎条件と工法に関する基準並びに考え方について　41　近畿
・満砂している砂防堰堤の嵩上に対する問題点とその解決方法について　41　近畿
・三次元応力解析による直線動式砂防ダムの許容引張応力度の考え方について　44　四国
・土石流ひん発区域における砂防ダム水通し断面の決定法　45　北陸
・最近における砂防ダム天端保護材について　45　北陸
・砂防堰堤の本，副間隔及び重複高の決定についての留意点　45　北陸

・砂れき層に砂防ダムを築造する場合の最高の高さと保護工の考え方について　46　九　州

・地質の悪い所の植樹の生長停滞又は衰退とこの対策について　41　近　畿

道 路 部 門

（調査計画）

・道路の交通容量の計算について	40	中 部
・有料道路の費用便益計算	41	近 畿
・観光交通の将来予測方法及び現況把握方法について	41	近 畿
・交通量観測の自動計測機	41	近 畿
・幹線自動車道の都市周辺部における路線選定について	41	近 畿
・航空写真測量及び電子計算機の組み合わせによる道路設計について	41	近 畿
・河川堤防を道路に利用することについて	41	近 畿
・交差点について	43	関 東
・左折車の処理　・右左折車の交通容量に及ぼす影響		
・交差角度が交通容量に及ぼす影響　・交差点の広さ		
・信号交差点の各車線幅員を縮小することにより右折専用車線を設置することについて	44	関 東
・細道路が斜めに交差している幹道路の交差点の処理について	44	関 東
・Y字形交差点でマウント形式の島を設置する場合の適切な形状	44	関 東
・道路の交通容量の算定方法について	44	四 国
・地すべり地域における道路計画のたてかたと工法	45	北 陸
・O.D 分布推計におけるゾーン距離の決め方について	46	九 州
・交通機関別輸送分担について	46	九 州
・交差点部の基本交通容量について	46	九 州
・織り込み区間長について	46	九 州
・交通容量について	46	九 州

（安全公害）

・安全施設関係について	42	東 北
・横断歩道橋の設置位置とその利用効率について		
・歩道設置と除雪作業について　・バス停車帯について		
・中央分離帯について　・区画線について		
・道路標識について　・ガードレールについて		
・視線誘導標について		
・バイパスの信号交差点における追突事故防止について	44	関 東

・今後の交通安全について，道路管理者側における注意事項及び資料収集について	44	関東
・海岸地帯の突風時における自動車の高速走行の安全性について	45	北陸
・低盛土道路における交通による振動について	46	九州
・交通騒音防止のための遮音壁の構造効果について	46	九州
（土　工）		
・軟弱地盤における盛土，横断構造物について	40	中国
・路盤路床の各種土質に対する転圧機械と転圧回数について	40	中国
・のり面に湧水がある場合の湧水処理及びのり面保護工法	41	近畿
・路盤の凍結深さの調査方法について	45	北陸
・現道改良工事における軟弱地盤の入換厚の算出について	45	北陸
・軟弱地盤に砂丘の砂を材料として盛土を施工する場合の問題点について	45	北陸
・シラス地帯の道路改良工事における改良完了より舗装までの期間の雨水浸透防止策について	46	九州
（舗　装）		
・路盤上での支持力係数の規定について	40	中部
・道路用石油アスファルトのA，B，C型の各特徴及び使用法について	40	中部
・加熱混合式アスファルト安全処理の配合設計	40	中部
・軟弱路床上の砂利道で嵩上げ不可能な場合の舗装構成について	40	中部
・砕石生産量と路盤工法について	40	中国
・配合設計時のマーシャル試験の値とプラントで混合したものに対する値との関連について	40	中国
・舗装工事の管理基準について	41	近畿
・アスファルト合材で施工する滑り止め工法の種類と品質管理基準について	41	近畿
・舗装の打換え及びオーバーレイの時期とその工法の基準について	41	近畿
・コンクリート舗装の施工直後における温度ひびわれについて	43	関東
・セメントコンクリート舗装の構造設計上の問題点	43	関東
・設計ＣＢＲ２以下の路床土上の舗装設計について	44	関東
・既設舗装のＴＡ値が判定し難いのでその判定基準と，オーバーレイの最適厚について	44	関東
・各種すべり止め工法（材料）の長所，短所，又現在最適な工法について	44	関東
・維持工事での薄層舗装について工法の選択について	44	関東

・オーバーレイを行なう場合，既設コンクリート版の等値換算係数について　44　四　国
・スラグの等値換算係数について　44　四　国
・アスファルト注入施工上の問題点　44　四　国
・コンクリート舗装におけるすべり止め施工での縦断勾配の基準について　44　四　国
・最近のすべり止め構造について　44　四　国
・四国地建のすべり摩擦係数測定結果　44　四　国
・設計ＣＢＲ２以下の路床上の舗装にサンドイッチ工法を使用する場合の理論式について　44　四　国
・アスファルト舗装において摩耗に強く，滑り抵抗大な合材を得る方法について　45　北　陸
・アスファルト舗装の基層工にハク離防止材を使用することの必要性について　45　北　陸
・アスファルト舗装路面の滑り抵抗試験値の信頼度について　45　北　陸
・簡易舗装要綱の改訂方針と問題点　45　北　陸
・摩耗したコンクリート舗装路面のコンクリートによる補修工法について　45　北　陸
・アスファルト舗装でヒーターブレーナーを使用してオーバーレイをする場合の特別な処置方法　45　北　陸
・軟弱路床（ＣＢＲ２以下）で路床置換嵩上げ共不可能な場合の工法について　46　九　州
・アスファルト舗装のスリップ防止工法の得失について　46　九　州
・舗装路面のひび割率の調査　46　九　州

（トンネル）

・トンネルライニングを無破壊で巻き厚，強度などを測定する方法　40　中　部
・トンネル側壁のコンクリート打ち込み部分を堅固で美観をよくする方法　40　中　部
・トンネルの裏込注入の必要性とその強度及び空隙，空洞の簡単な測定方法について　40　中　部
・トンネル掘削による影響について　40　中　国
・トンネルの鋼製支保工としてのパイプ支保工の使用と覆工厚について　40　中　国
・水圧の掛ると思われる地点にトンネルを作る時の方法と注意　41　近　畿
・トンネルアーチ支保工の設計について　44　四　国
・トンネル支保工の応力について　44　四　国
・トンネルアーチ部覆工コンクリートの打設方法（機種）による品質の優劣について（強度，密度透水性等）　44　四　国
・覆工継目用止水板の止水の確実なる施工技術について　44　四　国

・トンネルグラウト施工の基準と最近の工法について　44　四　国

・トンネルの換気設備に関する容量決定方法の最近の考え方について　44　四　国

・トンネル覆工に際してのコンクリート設計基準強度について　44　四　国

・トンネル漏水の調査方法について　45　北　陸

・トンネルのインバート築造の要否の決定方法について　45　北　陸

・トンネルの換気装置（ジェットファン式）制御方式について　45　北　陸

（雪寒道路）

・積雪地帯の道路のすべり止め　40　中　部

・積雪地帯の道路の幾可学的設計　40　中　部

・多雪地帯の除雪を考慮した道路幅員　40　中　国

・雪寒地帯における道路の維持及び幾可構造の研究の現状　41　近　畿

・消雪時における路面の散水量と路面の摩擦について　45　北　陸

・積雪地帯での交通情報，気象情報の収集，伝達の内容方法について　45　北　陸

・積雪3.5 m程度における理想的な防雪工の構造および斜面勾配と屋根勾配の関係について　45　北　陸

・積雪時切土，長大法面の小段幅，法長，植生等について　45　北　陸

・積雪寒冷地で維持修繕舗装として薄層舗装を行なう場合の工法選定について　45　北　陸

共　通　部　門

（土木材料）

・鉄筋コンクリート棒鋼再生品の使用の是非	40	中　国
・コンクリートの標準配合表を作成した主旨とその適用範囲について	44	関　東
・砕石を使ったコンクリートの設計施工上の留意事項について	44	四　国
・マスコンクリートにおけるセメント，混和剤の使用組合せに関する最近の考え方について	44	四　国
・各種セメントの工事目的又は構造による使い分けについて	44	四　国
・コンクリートの品質管理項目とこれに対する最も有効な管理手法について	44	四　国
・生コン工場におけるコンクリート圧縮強度の変動係数は	44	四　国
・試験方法が，コンクリート試験結果に与える影響について	44	四　国
・コンクリート圧縮強度 σ7，σ14等の簡単な品質管理方法について	44	四　国
・レデーミクストコンクリートの現場納入時の品質判定の方法について	44	関　東
・コンクリートの強度試験を σ7で行ない，これを σ28に換算することについて	44	関　東
・コンクリートの強度試験において規格値を上回った時のセメント量の減量について	44	関　東
・早強コンクリートの種類と施工上の注意事項について	44	関　東
・レデーミクストコンクリート運搬に際し損失するスランプの取扱いについて	44	関　東
・標準配合表を作成した主旨とその適用範囲について	44	四　国
・コンクリート構造物に発生する初期ひびわれの対策について	44	関　東
・コンクリートの品質検査方法としてシュミットハンマーを用いることの適否について	45	北　陸
・高張力ボルトの耐候性について	45	北　陸
・高熱地帯のコンクリート品質管理について	45	北　陸
・W/C を現場において簡便に測定する方法はないものであろうか	45	北　陸
・大気汚染による塗装への影響，又汚濁水中に没する構造物の塗装について	45	北　陸
・異形鉄筋の許容応力度の疲労強度許容値を低めにする場合，及びこれに適用する構造物について	45	北　陸
・コンクリートの水密性と，W/C の関係について	46	九　州
・貧配合コンクリートの水セメント比について	46	九　州

（土質および土工）

・擁壁の設計における土圧の考え方及び水抜の効果	40	中部
・切取法面の法面処理工法についての標準化の検討	44	四国
・盛土法面の処理工法について	44	四国
・切取部及び盛土部の地質に応じた法勾配及び小段の設計方針について	44	四国
・現場含水量の管理について乾燥密度～含水比曲線において最大乾燥密度85％に対応する含水比の間で管理するが，この含水比の幅が曲線の平担により近くなった時の処理について	44	四国
・築堤盛土の締固めについて河床土（砂利）を使用する場合その後の締め固め度の管理方法について	44	四国
・室内突固め試験結果から現場締結め密度を管理する場合の補正方法について	44	四国
・グリノリシック使用の場合の堤冠クラック防止策について	45	北陸
・湧水法面の法面保護工について土質別の適切な工法について	45	北陸
・軟弱地盤における地中応力測定として，土圧計等を埋設する場合の留意点について	45	北陸
・種々の土圧公式について，その信頼度が計算上土圧と実際に土圧計で測定したものとの相違について	45	北陸
・片切片盛土箇所で半径30mのカーブ，盛土部に直高10m程度のブロック積擁壁を設計する場合の土圧について	45	北陸
・盛土の締固め状態を簡易に管理する方法について	45	北陸
・シラスの性状に応じた最適崩壊防止工法の基準化について	46	九州
・圧密沈下について	46	九州

（基　礎）

・ケーソン基礎の地耐力の計算方法，測定方法について	40	中部
・パイルベントの橋脚の問題点について	40	中部
・杭基礎の信頼性について	40	中国
・ベノト杭の施工について	41	近畿
・杭打公式の適応について	41	近畿
・杭基礎における鉛直支持力について	43	関東

・静力学公式による求め方について

・現場における支持力の確認について

・支持層への杭の貫入量について　・杭先端の断面閉塞効果について

・杭の現場における溶接継手の施工管理について　43 関東

・溶接作業に対する疑問点について

・溶接部の検査について

・くい軸直角方向力に対する群ぐいの影響　43 関東

・本州・四国連絡橋の基礎工法などについて　43 関東

・山間部橋梁下部工の基礎の考え方について　44 四国

・井筒基礎について　44 四国

・杭基礎の設計について　44 四国

・岩着が不可能な橋台のすべりチェックのためのf，π等の諸係数の推定法について　44 四国

・中位な粘土シルト層（N値50～10）が50m程も続く地盤に重要構造物を設ける場合の基礎の選定について　45 北陸

・群杭の横方向の支持力低減計算式は，参考程度のものであるが開発された式はないか　45 北陸

・地盤の状況と動的支持力公式による支持力の関連について　45 北陸

・軟弱地盤における杭基礎の橋脚等のフーチングを現地盤上に露出させて設計する場合の杭基礎設計計算について　45 北陸

・盛こぼし方式のパイルベント橋台を設計する場合の仮想地盤線の考え方　45 北陸

・杭について　46 九州

・杭の支持力公式の統一的な公式の運用について

・杭先端を土中で開く構造として支持力の増大をはかれないか

・横方向地盤係数の推定値と実測値の差について

・支持杭の根入れ長さ及び支持層とみなせるN値と厚さの判断について

・バイブロハンマーの動的支持力の算定基準化について

・最近ウエルの沈下工法として地中にアンカーを取り，この反力を利用してジャッキによる沈下工法を利用しているがこれに対する工学的見解如何

（橋　梁）

・連絡桁橋のコンクリートの打ち方　40 中部

・橋脚のひびわれ防止　40 中部

・斜張橋（スパン300m幅員4.5m）の利害得失について　41 近畿

・断層のある峡谷にスパン２５０m，幅員6.5mの橋を架ける場合の最も有利な型式について	41	近畿
・既設橋梁に近接する橋梁の設計，施工にあたっての留意点	44	四国
・橋梁の床版，伸縮継手など破損の一般的な修理に対する問題的について	44	関東
・既設橋梁の特殊車両通行に際しての耐荷力の判定基準と考え方について	44	関東
・橋梁拡巾に伴なう既設橋と拡巾部のジョイント構造について	45	北陸
・P.C 橋において，第一期工事施工時に将来拡巾計画の細工をした場合の第２期工事設計，施工上の問題点について	45	北陸
・橋桁落下防止装置の設計方法，又鋼板桁橋およびＰＣ桁橋についての構造例	45	北陸
・中間壁を省略した橋台（盛こぼし，ラーメン橋台）について	45	北陸
・盛こぼし土圧の考え方		
・土圧による軀体のたわみ		
・長大橋の床版コンクリート打設順序および最大延長について	45	北陸
・既設プロテンション桁の桁下げ工事における施工上の注意事項について	45	北陸
・老朽橋の床版クラック，かん没，又橋脚の深堀れ等の補強，補修工法について	45	北陸
・橋梁沓の補修について	46	九州
（建設機械及び施工）		
・河川維持用機械（空洞処理機）について	40	中国
・法面転圧機械の使用上の問題点について	40	中国
・水防工法について機械化，近代化されたものがあるか	41	近畿
・機械化施工と積算基準の現状と問題点	42	東北
・建設工事，機械の振動と騒音が，人体に及ぼす影響および両者の相乗的作用について	45	北陸
・軟弱地盤上の法留擁壁の施工について	41	近畿
・高低差１００m，距離５００m位で高所より低所に骨材輸送するために最も能率的と思われる作業方法について	41	近畿
・コンクリートポンプ使用時の注意事項，施工機械の種類ならびに本工法の信頼性について	44	関東
・仮設構造物の許容応力度について	44	関東
・擁壁工の水抜きについて	44	四国
・コンクリート構造物に発生する初期ひびわれ対策について	44	関東

・仮設構造物の設計において注意する点について　44　関東

・高熱地帯での爆破装置及び火薬の種類について　45　北陸

・矢板の計算はクーロンの図解法でした場合過大に出ないか　45　北陸

・矢板工法の控え杭について　45　北陸

・振動式杭打機で矢板打を行なった時の支持力について　45　北陸

・ＢＯＸカルバートの縦方向のジョイント間隔とジョイントの構造について　45　北陸

・もたれ擁壁標準設計化の構想について　45　北陸

・杭打及び矢板打ちに対して現在までに開発されている無振動工法について　45　北陸

・海中の軟弱地盤上に構造物を施工する際，根入れが深いため，仮設工法はどのような型式がよいか　46　九州

・長太カルバートの施工について　46　九州

・モルタル吹付厚の決定方法について　46　九州

（そ の 他）

・なだれ防止工法について，その種類，規模等を決めるためにはどのような調査が必要か　40　中国

・除雪工法の現状と問題点　42　東北

・地建に電子計算機を導入する場合の問題点　42　東北

　・電算機の規模について

　・割り込み機能について

　・大容量の高速外部磁気記憶装置について

　・external procedure について

　・図化機について

・法面工事に於ける災害防止について　44　関東

・工事施工上発生した事故の傾向　44　関東

・雪に関する研究の方向について　45　北陸

・建設騒音防止のための防音柵的な構造物及びその設置に必要な調査方法について　45　北陸

・建設省における電算体制を今後どのように進めるか　45　北陸

・コンピュータの建設分野での活動普及についての具体策及び建設分野のソフトウェアーについての全国的連繋機構の整備方法　45　北陸

・地すべり地帯における地すべり調査方法について　46　九州

昭和47. 48年課題一覧表

河　川　部　門

1. 水質に関する問題点

1－1　水質試験について有機リンの分析にガスクロマトグラフ方式を採用することの可否… 4

1－2　重金属の分析における前処理の省力化に関する開発状況について …… 6

1－3　河川管理者に適した水質調査及び試験法，ならびにその指針作成 …… 10

1－4　ＢＯＤの意義・分析試験における問題点・数値利用上の問題点について…… 11

1－5　水中の溶存酸素量の過飽和現象の原因と分析上の注意点 …… 13

1－6　水域汚濁について …… 16

1－7　ＢＯＤにかわる水質汚濁指標としてのＴＯＤの開発及びその後の状況について …… 17

1－8　新汚濁指標について …… 18

1－9　濁水処理に使用する沈降促進剤を使用した場合の人体魚類等への影響について …… 24

2. 河川工事，設計に関する問題点

2－1　環境保全を考えた理想的河川改修のあり方 …… 24

2－2　河川構造物の設計指針について …… 25

2－3　酸性河川におけるコンクリート構造物の防蝕対策…… 26

2－4　堤防一般の理念…… 33

2－5　堤体浸透流による堤防の破壊機構について …… 35

2－6　護岸・根固めブロックのフィルター材の効果的な設計について …… 36

2－7　河積阻害が最小で河岸付近の減速効果が最大となる根固め水制について…… 38

2－8　水制工の施工個所の河床低下と水理機能の変化と対策 …… 39

2－9　津波影響時の波圧の公式について …… 39

2－10　粘土層掘削面の崩壊防止対策工法 …… 40

2－11　擁壁の安定計算における残留水圧のとり方について …… 42

2－12　排水機場のポンプ設備について …… 42

2－13　河川堰ゲートの防蝕について …… 44

3. ダム・海岸に関する問題点

3－1　波浪高決定の際の地形が複雑な貯水池の対岸距離について …… 47

3－2　ダム基礎岩盤の剪断について …… 48

3－3　せん断試験結果の設計値への適用について …… 50

3－4　フィルダムのコアー材としての同一土質における初期含水比が最大乾燥密度と最適含水比にあたえる影響について …… 52
3－5　ダムの洪水吐の設計について …… 54
3－6　フィルダム余水吐水路のトンネル部断面について …… 56
3－7　ゲート放流量計算式の流出係数について …… 60
3－8　テンダーゲート，高圧ラジアルゲートのセットの仕方について …… 62
3－9　コースタゲートの急降下装置について …… 63
3－10　ダムのコンジットパイプの腐蝕を防ぐ方法について …… 63
3－11　放流管塗装について塗料の種類及び施工法 …… 64
3－12　軟岩基礎グラウチングの調査，施工に参考になるマニュアル作成の動向 …… 68
3－13　ダム基礎岩盤のコンソリデーショングラウチングの効果測定 …… 68
3－14　ダム本体外部コンクリートの管理値として基準強度を示す場合の問題点及びダムコンクリート標準示方書の改正の動向について …… 69
3－15　ダム建設における給水設備の位置について …… 71
3－16　コンクリート部，フィル部の埋設計器設置における近年の傾向について …… 72
3－17　フィルダム工事における盛立材料の締固め機械開発上の留意点について …… 74
3－18　ダム堤体付近地すべりの土砂流出及び吸出防止対策 …… 75
3－19　離岸堤及養浜の設計指針 …… 76
3－20　消波異形ブロック据付けの乱積と層積の効果について …… 77
3－21　海岸崖部の侵食対策について …… 77
3－22　海岸砂洲における中小河川の河口閉塞対策 …… 78
3－23　海岸護岸ブロックの摩耗防止法について …… 82
3－24　養浜工設計での砂の供給量及び粒径・粒度選定及び海外の例について …… 83
4. 砂防に関する問題点
4－1　砂防ダムの調節量について …… 88
4－2　都市砂防での砂防ダムについて …… 88
4－3　流路工の流速について …… 90
4－4　砂防堰堤上流の土圧の考え方 …… 90
5. そ　の　他
5－1　揚水試験における透水係数の算定について …… 92

5－2　１００m前後の深さにある岩石層の地下水検層法 …… 93
5－3　流下土砂による埋没土量及波浪による堆積土砂量の調査方法 …… 95
5－4　各種大規模開発事業に伴う河川への流出量変化について …… 96
5－5　河川の流出解析マニュアルの作成 …… 98

道　路　部　門

1. 交通公害，安全に関する問題点

1－1　交通公害対策としての道路構造の検討について……102

1－2　交通騒音，振動に関する環境基準等について……105

1－3　走行騒音と路面の摩擦係数について……110

1－4　交通騒音の防止設備について……111

1－5　道路交通騒音防止対策について……113

1－6　振動公害について……114

1－7　大気汚染について……121

1－8　日照権を考慮した高架の高さと側道幅員について……121

1－9　交通事故と道路構造との関連……122

2. 舗装に関する問題点

2－1　設計輪荷重について……135

2－2　軟弱な路床上にAS舗装を施工する場合の設計法について……136

2－3　アスファルトの抽出試験について……141

2－4　アスファルト抽出試験の評価について……142

2－5　最適アスファルト量検討のための締固め回数……143

2－6　アスファルト舗装における上層路盤工の締固め度の測定方法について……146

2－7　ゴム入りアスファルトのゴム量確認方法……149

2－8　アスファルトP．I（針入度指数）とアスファルトコンクリート及び老化の関係について……153

2－9　アスファルト舗装の摩耗層としてのガラス類の利用について……157

2－10　アスファルト舗装の表面流動の防止方法について……158

2－11　橋面のアスファルト舗装の方法……162

2－12　コンクリート舗装における舗装版と路盤間との空洞について……162

2－13　舗装の打換に関する調査方法及び工法の採択基準……163

2－14　簡易舗装の維持について……164

2－15　舗装補修のあり方について……165

2－16　舗装面の破損防止工法と破損箇所の処理方法……171

2－17　舗装の穴埋めについて…… 175
2－18　コンクリート舗装のオーバーレイの施工法…… 176
2－19　舗装のすべり止めとニッケルスラグについて…… 178
3. 一般土工に関する問題点
3－1　石灰安定処理工法について…… 181
3－2　法面保護のモルタル吹付工，あるいはコンクリート吹付工について…… 183
3－3　モルタル吹付工の耐用年数について…… 185
3－4　切取法面の処理について…… 187
3－5　積雪寒冷地における切土法面について…… 188
3－6　極度の透水層における道路改良の実施工法について…… 193
3－7　おぼれ谷部における盛土の耐震設計…… 194
4. トンネルに関する問題点
4－1　トンネル断面の標準化について…… 199
4－2　トンネル施工でインバートを必要とする設定基準の明確化…… 200
4－3　トンネル掘削の機械化の現況と方向について…… 200
4－4　トンネル掘削に伴う間隙填充の必要性…… 202
4－5　トンネル覆工コンクリートの脱型強度について…… 203
4－6　トンネルの明り巻（開削トンネル）について…… 203
4－7　トンネル換気について…… 204
4－8　排気ガス規制基準に伴なうトンネルの換気設計法について…… 206
4－9　半地下式トンネルの換気について…… 207
4－10　トンネルの機械換気開始の時期決定の判断基準…… 208
4－11　トンネル換気装置から発生する騒音防止対策…… 216
4－12　トンネル周辺の発破による影響…… 217
5. そ　の　他
5－1　道路構造令の改正点としての横断勾配について…… 218
5－2　塗装による腐食防止について…… 220
5－3　豪雪地帯の除雪工法…… 222
5－4　ロードヒーティングについて…… 223

共　通　部　門

1. 土木材料に関する問題点

1－1　各種の超早強性セメントの特徴とその効果 …… 227

1－2　コンクリートの圧縮強度試験用直方体供試体方式の動向 …… 228

1－3　土質試験について …… 229

2. 基礎に関する問題点

2－1　プレシオメーター，ＬＬＴ，ＫＫＴ式等にて求めた横方向地盤係数Ｋ値と設計用Ｋ値の関係について …… 231

2－2　深礎工等の支持力の測定方法 …… 232

2－3　横方向地盤係数Ｋ値算定 …… 232

2－4　道路橋下部構造設計指針の設計篇の改訂時期と試験篇の発刊時期について …… 234

2－5　ベノト杭の支持力の決定方法について …… 235

2－6　杭基礎におけるフーチングの平面寸法と厚さの関連について …… 236

2－7　場所打鉄筋コンクリート杭基礎設計について …… 237

2－8　軟弱層における杭基礎の設計について …… 238

2－9　水平抵抗に対する群ぐいの低減率について …… 240

2－10　橋脚の周囲に生じる洗掘について …… 241

2－11　河口附近に架橋する場合の橋脚の根入れの深さ …… 243

2－12　急峻山地の橋脚の基礎について …… 246

2－13　軟弱地盤に階段式護岸を造る場合の基礎工法について …… 246

2－14　擁壁基礎の斜杭について …… 247

2－15　基礎杭における許容水平変位量について …… 248

2－16　ケーソン基礎橋台について …… 249

2－17　ウエル沈下について …… 249

2－18　井筒沈下が可能なコンクリート強度 …… 250

2－19　杭基礎構造物の横移動について …… 251

2－20　偏載荷重による構造物の水平移動量測定方法 …… 251

2－21　橋梁下部工の再利用について …… 252

3. 橋梁に関する問題点

3－1　土木構造物標準設計の作業状況 …… 253

3－2　部材の許容応力について …… 255

3－3　2軸曲げを受ける鉄筋コンクリートの応用算出法について …… 255

3－4　鉄筋コンクリート柱・梁部材について …… 258

3－5　鉄筋コンクリート床版厚について …… 259

3－6　箱げた橋の床版設計について …… 260

3－7　鋼橋伸縮接手の設計について …… 264

3－8　鉄筋コンクリートの老朽橋補強工法 …… 264

3－9　鋼橋の斜角がきわめてきつい場合における施工について …… 265

3－10　既設橋梁の床版のクラック発生の原因と補強対策 …… 266

3－11　鋼橋省材の施工範囲について …… 267

3－12　ゴムジョイントのタイプの選択について …… 267

3－13　橋梁の点検法について …… 268

3－14　撤去する橋梁を利用した橋梁実験について …… 268

4. 建設機械・施工に関する問題点

4－1　建設機械の居住性，操作性等の改善について …… 270

4－2　地すべり地帯における水田耕作のための漏水対策工法 …… 271

4－3　地すべり対策工としての集水井の効果について …… 273

4－4　軟弱地盤の各種工法について …… 274

4－5　鉄矢板の打込みについて …… 277

5. そ　の　他

5－1　振動を構成する各要素とその影響度について …… 278

5－2　情報管理について …… 278

5－3　汚泥ケーキの処理利用に関する状況について（路面清掃，ならびに下水汚泥） …… 279

5－4　山岳部における擁壁設計について …… 281