土木研究所資料 第504号

~~510~~

関東地建における一日土研資料

昭和44年6月16日(月)～17日(火)

建設省土木研究所

目　　次

1. 共通部門

1. コンクリートの配合と品質管理及び検査について …… 1

2. 工事の安全対策について …… 15

2. 河川部門

1. 水質管理の問題点 …… 51

2. 河勤計画上の問題点 …… 81

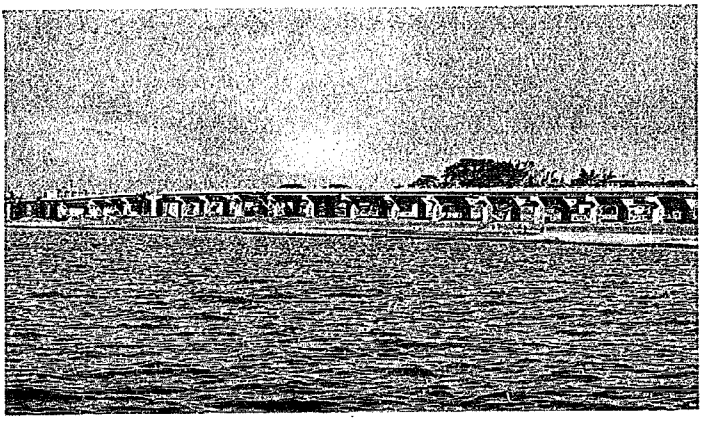
3. 道路部門

1. 道路工学からみた交通事故 …… 91

2. 維持修繕工事工法の問題について …… 119

土木研究所資料 504 号

関東地建における一日土研プログラム



日　時　昭和43年7月8日(月)～9日(火)
第1日目　12.30～16.00
第2日目　9.30～16.00

場　所　サンケイ会館　千代田区大手町1丁目3番地
〃　国際ホール501, 502号室　TEL(231) 7171

主　催　建設省土木研究所
〃　関東地方建設局

一日土研出席者名簿

土木研究所	
所属	氏名
土木研究所長	福岡正巳
河川部長	川越達雄
道路部長	市原薫
機械施工部長	永盛峰雄
技術管理室長	中村慶一
企画室長	桑垣悦夫
基礎研究室長	吉田巌
河川研究室長	土屋昭彦
水文研究室長	木下武雄
砂防研究室長	平尾公一
道路研究室長	吉岡昭雄
舗装研究室長	松野三朗
土質研究室長	山村和也
コンクリート研究室長	柳田力
建設専門長	大島重利
計	15名

関東地建	
所属	氏名
局長	小林元橡
河川部長	藤吉三郎
道路部長	神谷洋
企画室長	増岡康治
技術管理官	上東公民
○河川計画課長	岸田隆

関東地建	
所属	氏名
○河川計画課長補佐	大河原満
○〃専門官	金田健之助
○〃〃	設楽武久
○河川計画計画二係長	松下忠洋
○〃調査一係長	小檜博
○河川工事河川一係長	倉持好一
○〃河川二係長	小林俊雄
○河川管理課長補佐	中村敏治
○〃統計係長	佐藤定平
△電気通信課通信係長	三浦昭平
△道路計画一課長	鈴木道雄
△〃計画係長	福田義一
△〃調査係長	野中清三
△道路計画二課計画係長	井組孝
△〃	西山治雄
△道路工事課構造係長	大橋義彦
△〃	石黒重
△道路管理課長	大字照一
△〃交通対策係長	中村仁士
△機械課長補佐	渡辺和夫
〃業務係長	大城忠士
企画室長補佐	三谷浩
〃〃	近藤徹
○〃専門官	家原俊二

〔註〕 ○印は河川部門参加者
△印は道路部門参加者

関東		地建	
所属	氏名	所属	氏名
△企画室長専門官	飯島 武明	○荒川下・調査課長	徳岡 康夫
○ 〃 〃	天野洋一郎	○ 〃 工務課長	羽瀬崎 稔
〃 企画係長	斎藤 盛次	○ 〃 調査係長	本山 明
○企画室地方計画係長	高坂 雄二	○霞ケ浦・工務課長	森岡 康
△ 〃 高速道路係長	福田 実	○ 〃 開発課長	野上 金吾
		○ 〃 調査係長	遠藤 武幸
○利根上・調査課長	苗村 滋克	○ 〃 設計係長	関口 五郎
○ 〃 管理課長	友常 昭	○利根水系・調査課長	中曾根劉二
○ 〃 利水調査課長	小林 殖	○ 〃 工務係長	岩崎千代次
○ 〃 設計係長	寺沢 章夫	○日光・調査係長	涌井 利長
○利根下・調査課長	藤崎 利雄	○ 〃 工務係長	神村 博志
○ 〃 調査係長	小池 達男	○ 〃 技術係長	村上 厳
○ 〃 利水計画係長	神田 弘	○富士川・調査課長	内山 昭吾
○ 〃 工事係長	中野 照康	○ 〃 出張所長	谷田貝光男
○ 〃 設計係長	高野 裕	○ 〃 調査係長	高橋 英雄
○江戸川・調査課長	丸本 二郎	△首都国・調査設計課長	窯田 一夫
○ 〃 調査係長	紀陸 富信	△ 〃 設計一係長	富貴沢長之
○ 〃 設計係長	立石 芳信	△ 〃 〃 二係長	太田 勇和
○渡良瀬工務一調査係長	望月 正	△宇都宮・調査課長	斎藤 勇
○ 〃 工務二調査係長	荒川 清次	△ 〃 計画係長	坂田 昇
○下館・調査課長	杉山 俊宏	△大宮・調査課長	田尻 文宏
○ 〃 工務課長	松川 学	△ 〃 監督官	中井 貞夫
○ 〃 計画係長	丹沢 正	△ 〃 調査係長	桜井 俊男
○荒川上・調査課長	上原 宏茂	△ 〃 技術主任	渡辺 明失
○ 〃 調査係長	小林 明	△長野・調査課長	平田 恭久
○ 〃 工務係長	京須 礼司	△ 〃 出張所長	川上 昭

〔註〕 ○印は河川部門参加者
△印は道路部門参加者

関東地建			
所属	氏名	所属	氏名
△東京国・調査課長	森本 裕士	○八ツ場・調査設計課長	梅津光五郎
△ 〃 監督官	会田 正	○ 〃 調査係長	山田 三夫
△ 〃 〃	飯田 伊助	○利根ダム統・計画係長	田子 晃市
△ 〃 計画係長	伊藤 昌彦		
△横浜・調査課長	岩井 彦二	○川俣・管理係長	遠藤長三郎
△ 〃 工務課長	松野 一博	○五十里・ 〃	山川 武孝
△ 〃 出張所長	佐藤多喜彦	○二瀬・ 〃	奈良 清志
△ 〃 設計二係長	池田 実	○川治・調査設計課長	吉田 宣民
△千葉・調査課長	木村富久男	○ 〃 調査係長	菊地孝次郎
△ 〃 工務課長	福田 正	△首都道路・計画係長	渡辺 浩通
△ 〃 出張所長	井上 光隆	△東京技・工務課長	松木 豪
△相武・調査課長	小林 茂広	△ 〃 出張所長	松崎 猛
△ 〃 工務課長	酒井 清春	小計	118名
○常陸・調査課長	清水 正司		
△ 〃 工務課長	秋元 和夫		
△ 〃 調査係長	本間 省三		
○ 〃 調査係長	小林 満男		
△高崎・工務課長	宮田 浩邇		
△ 〃 出張所長	中島 昂		
○ 〃 河川係長	木下 健		
○京浜・調査課長	児玉 文雄		
○ 〃 計画係長	広瀬 光昭		
○ 〃 調査課	吉田 三郎		
△甲府・工務課長	中村雄二郎		
○ 〃 調査課長	横田 知昭		
△ 〃 工務係長	中村 功		

(註) ○印は河川部門参加者
△印は道路部門参加者

各分科会資料作成担当者

(1) 共通関係

最近の基礎工について
- 総括担当　企画室専門官，飯島武明
- 担当者　首都国道調査設計課長，窯田一夫
- 〃　荒川下流・工務課長，羽瀬崎　稔

(2) 河川関係

1) 都市化にともなう流出問題
- 総括担当　河川計画課専門官，金田健之助
- 担当者　京浜調査課長，児玉文雄
- 〃　荒川下流　〃，徳岡康夫
- 〃　江戸川・調査係長，紀陸富信

2) 河道の計画上の問題点
- 総括担当　河川計画課長補佐，大河原満
- 担当者　利根上・調査課長，苗村滋克
- 〃　利根下・調査係長，小池達男
- 〃　常　陸・調査課長，清水正司

3) 流出土砂の問題
- 総括担当　河川計画課，専門官，設楽武久
- 担当者　日　光・調査係長，涌井利長
- 〃　利水系・調査課長，中曾根劉二
- 〃　下　館・　〃　，杉山俊宏
- 〃　富士川・　〃　，内山昭吾

(3) 道路関係

1) 交差点について
- 総括担当　横浜国道，調査課長，岩井彦二
- 担当者　大宮国道，　〃　，田尻文宏
- 〃　東京国道，　〃　，森本裕士

2) セメントコンクリート舗装の問題点
- 総括担当　千葉国道，工務課長，福田　正
- 担当者　高　崎，工務課長，宮田浩迺

1. 共　通　部　門

1　コンクリートの配合と品質管理
及び検査について

2　工事の安全対策について

コンクリートの配合と品質管理及び検査について

質　問　1.

標準配合表を作成した主旨と，その適用範囲について説明されたい。また適用範囲外のものについての，積算基準の作成方針ならびに実際に施工する際の注意事項について説明されたい。

解　答

セメントコンクリートの配合は，構造物の種類，構造物がうける気象条件，使用材料，施工方法などのいろいろな条件を考えて配合設計を行なって定めるのが原則である。しかし，全ての構造物にこの考え方を適用することは，かならずしも適当ではない。

従来，行なっていた方法は，積算のときに考慮した単位セメント量と現場で施工上必要とするコンシステンシーが得られるような単位水量とを中心に考えて配合決定を行なっていた。この結果，単位セメント量の適否が大きな問題であった。また，地建間においても，構造物の種類とその工事に使用する単位セメント量との関係も多少の違いがあったため，現在の段階で得られるかぎりの資料をもととして，全国一本の標準配合表を作成した。

骨材の良，不良などに関係なく，全国一本の標準配合表としたことによって，ある場合には大きなゆとりをもつことになるので，その制限として，σ_{CK}：210kg/cm²以下，工事量として1000m³以下とかぎって，まず，この程度ならば，1件ごとに配合設計をするよりは標準配合表を使用する便利が大きいと判断した。しかしながら，十分な資料の得られるもの，高強度，高品質のもの，大規模なものについては，当然，予かじめ十分に検討すべきである。

この結果，レデーミクストコンクリートならびに1000m³以上のコンクリートは各地建の実状に合った配合表なり，発注時の判断の基準なりを必要としようし，PC構造物などはその都度検討することが望ましいこととたる。

上記の点については当日さらに説明をつけ加えることとした。

質　問　2.

レデーミクストコンクリートの場合，現場に納入されたコンクリートの品質を判定するため，目視によってその性状を観察し，またスランプ試験を行なっている。このスランプ試験の結果が規定された範囲外であったときにとるべき処置の考え方を説明していただきたい。

またコンクリートの品質をできるかぎり早く判定できる方法があれば説明していただきたい。

解　答

コンクリートのワーカビリチーが作業に適したものであるかどうかはコンクリート部材の状態と施工方法に応じて，コンクリートが型わくのすみずみにまで行きわたり，鉄筋を十分に包んで豆板などのない平滑な面が得られ，しかも，均等質であるというようなことが，ある程度の注意で容易にできるかどうかによって判断できる。

コンクリートのワーカビリチーを直接あらわす試験方法は現在のところないが，ワーカビリチーを判断する手段としてスランプ試験が一般に行なわれている。

スランプが，コンクリート構造物の種類と締固め方法に応じて，過去の経験などを生かして慕切に定めてあれば，比較的問題は少ないが，そうでないと試験に比較的熟練を必要とする反面，結果が簡明であるため，特に問題がおこりがちとなる。コンクリート舗装工事にはこのようなことが比較的多い。

スランプが所定の範囲の外になった場合，契約上の是非の論議は別として，上述のようなことが，少し注意することによって行ない得る程度であれば差支えない。その程度にもよるが，スランプ試験の結果，範囲外になったからといって打設中に頻繁に単位水量の変更を指示することは適当でない。

なお，レデーミクストコンクリートの場合，スランプの許容範囲は，スランプ3 cm未満の場合は±1 cm，3 cm以上，8 cm未満の場合は±1.5 cm，8 cm

以上１８㎝未満の場合は±２.５㎝である。

コンクリートの品質をできるかぎり早く判定することは，以前より数多く試みられているが，決定版を得るにはいたっていない。

その方法としては，材令７日または３日，あるいはこの両方で実施する場合がある。いずれにしても，コンクリートの早期材令における強度は温度によって大きな影響をうけるので，季節的なこれらの変動を考慮しなければならない。このほか，より早く試験結果を得るために温水養生により促進養生を行なうことも提案されている。

まだ固まらないコンクリートを分析する方法には次のものがある。

(1) コンクリートの洗い分析による方法

(2) セメント懸濁液の比重を測定する方法

(3) 重液により成分を分離する方法

(4) セメント懸濁液の電気伝導度を測定する方法

(5) セメントと砂との吸着特性の差を利用する方法

このうち，一般に用いられているのは前２者であり，あとはまだ検討を必要とする。

(1)はＪＩＳ Ａ １１１２によって試験方法が定められている。(2)はコンクリート中のモルタルをとり，水量はこれを蒸発することによって求め，セメント量を，モルタルを水で薄めて懸濁液としたものの比重を測定し更正曲線から求める方法である。このようにして，求めた場合Ｗ／Ｃの誤差は約２％，測定時間は３０分程度である。

参 考 資 料

１）後藤幸正，尾坂芳夫，外門正直〃コンクリートの管理特性として用いる温水養生供試体の圧縮強度に関する考察〃

土木学会論文集 １５０号，昭４３.２

2）水野俊一，"まだ固まらないコンクリートの水セメント比の１試験方法"
土木学会誌　44－10　昭34．
3）上野裕康，"比重計を用いた単位セメント量推定の簡便法"
土木技術資料　巻号未定

質　問　3.

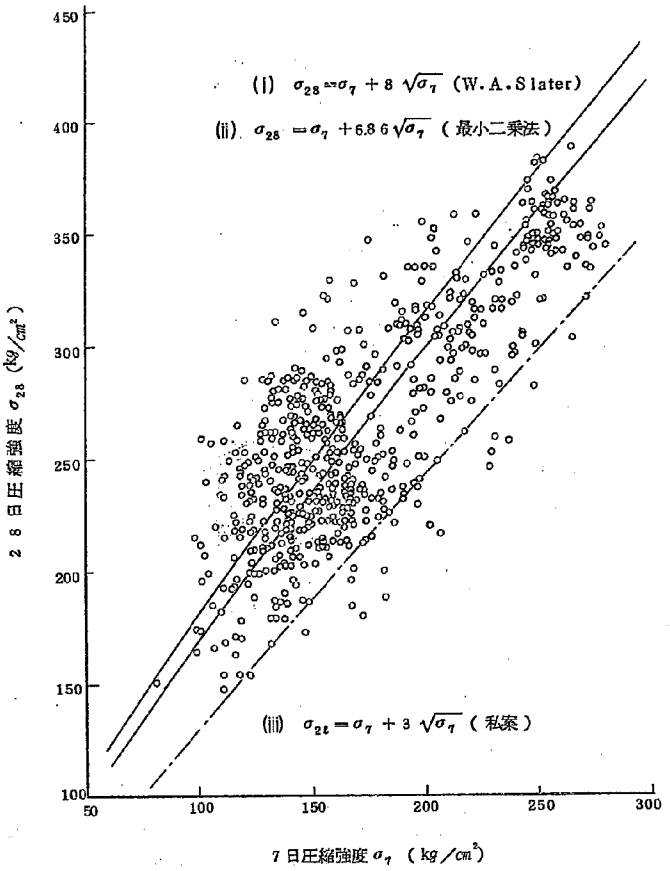
コンクリートの管理として行なう強度試験は，材令２８日で行なっているが，７日で行ない，これを換算することは問題があるか。

解　答

コンクリート強度のσ_{28}とσ_7との関係は，従来から調べられてはいるが，図－１，２にしめすように，一般的な関係を得ることは容易でない。また同一のコンクリートから供試体を製作したとしても，骨材の品質，養生温度などの影響があるので，それほど簡明な関係式は得難いと考える。

しかし，コンクリートの管理としての問題であれば，σ_{28}とσ_7との関係をあえて結びつける必要はなく，コンクリートの品質がいわゆる管理状態にあるかどうかを判断すればよいのであるから，なるべく結果の早くわかる，また試験誤差の比較的少ない方法によって管理試験を実施すればよい。

試験方法については(2)を参照していただきたい。



図－1　7日強度と28日強度との関係

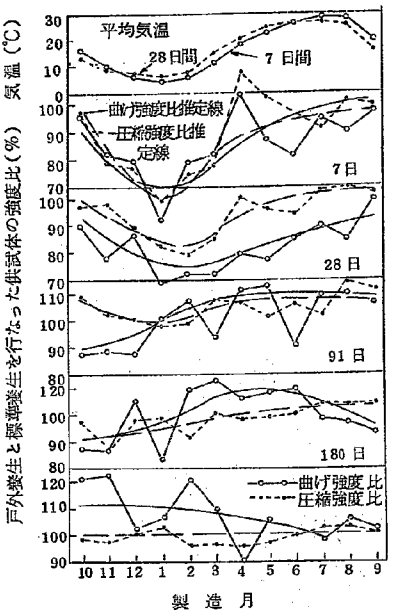


図 — 2

質 問 4.

管理試験で行なった強度試験結果をみると，規格値をはるかに上回っている。したがって1部ではセメント量を減じてもよいのではないかという意見がある。しかし，試験値の箇数が少ないので，現在の段階ではセメント量を減少することは時期が早いと考えるが，この点を説明していただきたい。

解　答

品質の判定を行なうとき，コンクリートの場合は抜取り試験によるほかはないが，どの程度の試験値の数があれば明確に判定できるのかは問題のあるところである。使用材料の品質，配合決定の資料，管理状況などがわからなければ少くとも数十個の試験値は必要となろう。土木工事においては，この程度の試験値を得ることはなかなか容易でなく，したがって，かぎられた数の少ない試験値をもって，規格値との間にかなりのゆとりをとって，判断することになる。

どの程度のゆとりが必要かという点については，土研，中村技術管理室長の発表された表が参考となろう。

なお，単位セメント量を減少することは経済的な配合とする上に必要なことであるが，減少による利益と，それに伴なう負担とを考え合せて判断し，十分な資料のないままに実施することは好ましくない。

質　問　5.

最近使用されている，いわゆる早強コンクリートの種類と施工上の注意事項につい説明願いたい。

解　答

従来，早強性を必要とする工事は早強セメントを使用するなり，混和剤として硬化促進剤を用いることが多かった。

それにひきつづき，1日でかなりの強度を出すものとして，ポルトランドセメントを使用直前に振動ミルで粉砕し，そのスラリーと骨材とを混ぜ合わせたP．Mコンクリートなどがあった。

最近では，夜間に工事を行ない，翌朝は交通に開放したいという考えで，より早強性のアルミナセメントが注目され，1部で試験的に用いられている。

普通コンクリートと比較した強度増進の1例は次表のとおりである。

	単位セメント量 (kg/m³)	W/C	試験材令 (日) 1/4	1/3	1/2	1	3	7
普通セメント	315	52	—	10h 30		85	171	298
P.Mコンクリート	315	52	—	10h 85		175	284	377
アルミナセメント	300	50	80	140	—	370	400	420

しかし，アルミナセメントは図－4にしめすように高温多湿の状況で結晶が転移して強度が低下する。その程度は水セメント比が大きい程，また養生温度が高いほどいちじるしい。

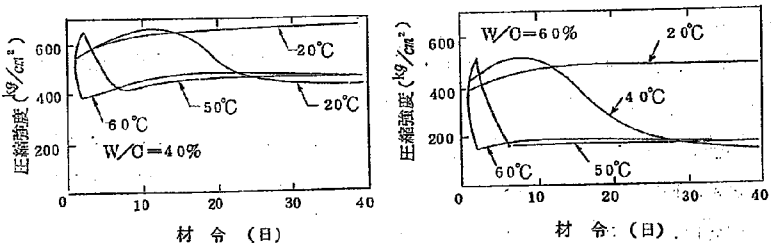
耐久性は使用するアルミナセメントによってやや異なるが，空気量が適当量含まれていれば改善されるものと考えてよい。

施工上の注意としては，

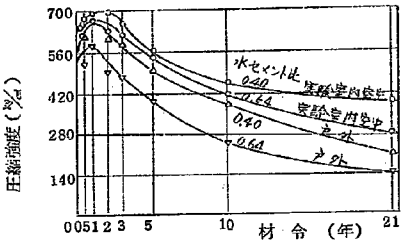
(1) 打設直後高温としないように，1回の打設量を少くし，またコンクリート温度を下げる処置をとること。

(2) 配合の決定は，転移後の強度を考慮して定め，また水セメント比の変動をなるべく少なくするようにすること。

などである。



図－3　養生温度の相違がコンクリート強度におよぼす影響



図－4　アルミナセメントコンクリートの長期強度

質　問　6.

最近コンクリートポンプの使用が普及してきているが，これの使用時の注意事項，施工機械の種類，ならびに本工法の信頼性について説明していただきたい。

解　答

コンクリートポンプによる打込みは，最近急激に増加しつつある。従来からも，ポンプ工法はある程度行なわれていたが，トラックに積載された機動力のあるコンクリートポンプが出現し設備投資が有効に活用できるようになったことと，労務者の人手不足とが相まって，活況を見せていると思われる。さらにコンクリートの供給面のレデーミクストコンクリートの発展も欠かせない点である。

主要な各社のコンクリートポンプをしめすと表－1のとおりである。

表－1　各社の現用ポンプ一覧表

製造会社	形式	最大容量 m^3/h	最大輸送距離 m 水平	最大輸送距離 m 垂直	最大骨材径 mm	最小スランプ cm	最大 s/a	輸送管径 φ inch	ポンプ作動方式	ポンプ搭載方式	重量 kg
IHI －(TORKRET)	PT12S	12	320	40	50	5	35	6	油圧単列	スキッド	4,000
	PK20S	25	400	50	65	5	35	6,8	水圧単列	〃	5,600
	PTA12TP	12	350	60	50	5	35	4,6	油圧単列	トラック	5,650
	PTc30TP	30	350	60	50	5	35	4,6	油圧複列	〃	8,100
三菱重工 －(SCHWING)	BP－25M	25	400	50	50			4, 5, 6, 7	油圧複列	トレーラ	5,600
	BP－30D	30	400	50	50			4, 5, 6, 7	〃	〃	5,420
	BP－15T	15	320	40	30			4, 5, 6	〃	トラック	6,815
	BP－30T	30	400	50	30			4, 5, 6	〃	〃	7,920
	BP－12	12	320	40	50			5, 6	〃	スキッド	3,800
極東開発 CHALLENGE-COOK SQEEZE-CRETE	CRP－3HV	24	115	35	25	7	42	3	スクイーズ式	トラック	4,600
	PC－100	40	140	38	25	7	42	4	〃	〃	5,250
中道機械 WHITEMAN	P－40	35	150	33	35	7	42	4	油圧複列	トレーラ	1,950
		25	300	45							
	P－40	65	450	45	55	5	42	6	〃	〃	4,500
丸紅飯田 THOMSEN	600	30.5	180	46	38	2.5	40	3,4	油圧複列	トラック	5,440
	620	34.5	150	30	25	5	42	3,4	〃	〃	1,950
	680	50.0	250	60					〃	トレーラ	4,920

この工法の土木工事における施工例としては，発表がまだ少なく，発表の途上にあるものと考えるが，日本道路公団の橋梁工事における1例では，次のとおりであった。

使用機械：IHI　PTC30TP

管　　径：15 cm

最大容量：30 m^3/h

コンクリートの配合：

粗骨材の最大寸法	スランプの範囲	空気量の範囲	W/C	s/a	単位量（kg/m^3）				
					W	C	S	G	混和剤
25 mm	5～10 cm	3～6 %	49	37	142	290	710	1.227	1.45

運送距離：水平50 m，垂直10 m

調査結果によれば次のようであった。

(1) スランプの損失：パイプ先端排出時のスランプは投入時より0～3 cm平均1.3 cm小さくなった。

(2) 空気量の損失：平均0.2 %減でほとんど変らないとみてよい。

(3) コンクリートの分離：モルタルと粗骨材との分離は僅かにあるが，その程度は僅かである。

(4) 圧縮強度：ほとんど差異がない。

連続平均吐出量は，レデーミクストコンクリートのスランプが7～10 cmの範囲では25～28 m^3/h（吐出効率70～80 %），スランプが5～7 cmの範囲では8.4～18.6 m^3/h（吐出効率40 %程度）であった。

また作業時平均吐出量は16.1 m^3/h であった。

ポンプ工法の問題点としては，どちらかというと建築に用いられていたものが土木に持込まれたため，いわゆる土木用コンクリートを圧送することの配慮が乏しいということ。締固め作業との結びつきをよくとる

こと，機械の改善をすすめることである。

また，橋脚，高い擁壁など短時間で施工することによって生じる材料分離の問題もある。

質　問　7.

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説明願いたい。

解　答

コンクリートの硬化初期に発生するひびわれは，その後大きくは発達しないのが普通であるので，僅かなものであれば有害でないが，外観を悪くし，さらに後になって欠陥を発生させる一因となることがあるので，できるかぎり防止する必要がある。

この種のひびわれを分類すれば，おおよそ次のとおりである。

(1)　プラスチックひびわれ

(2)　初期収縮ひびわれ

(3)　温度ひびわれ

(1)　プラスチックひびわれ

打止後３０分～２時間で，表面の水光りの消えたころ急激に発生するもので，幅は非常に小さなものから３㎜程度まで，長さ２㎝程度から１～２ｍ，深さ５㎝程度である。

この種のひびわれはコンクリートの沈下が鉄筋などで邪魔されたり，また，施工中，型わくが移動したことなどによって生ずるもので，これを消すには，発生後叩いて再仕上げをすることが有効である。

(2)　初期収縮ひびわれ

断面内の内部応力によって生ずるひびわれである。(1)よりももっと細か

く，深さも浅い，このひびわれはあらゆる方向に無差別に生じ，普通，六角形で互に１０～２０㎝間隔となっている。

仕上げが悪かったり，水分の蒸発が激しかったり，あるいは表面が急に冷却されたりすることによって生ずる。

コンクリートの温度降下の割合は，１日につき２５℃以下，（標準示方書）コンクリートと養生水との温度差は１０℃程度以下とするのがよい。

(3) 温度ひびわれ

コンクリートの硬化熱による膨張収縮が基礎拘束などで自由変形が邪魔されることによって生ずるひびわれである。

断面が厚く，季節的に暑い時期にはひびわれ間隔が細かくなる。また，伸縮目地のないものはひびわれ巾が大となっている。

このひびわれは，硬化熱が原因であるので，セメント使用量を少なくし，また熱が逃げやすいように打設方法を工夫することが大切である。

質　問　8.

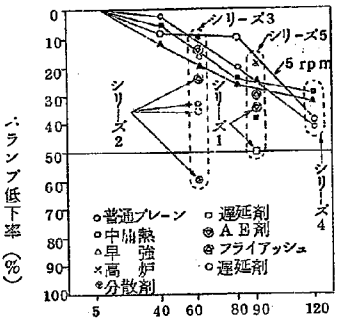
レデーミクストコンクリートの運搬において生ずるスランプ損失の取扱いをどのように考えるか説明していただきたい。

解　答

レデーミクストコンクリートを長時間運搬するとスランプの低下がいちじるしい。したがって，アヂテータートラックを用いた場合でも運搬時間を1.5時間に制限するのがよい。

たんに練り混ぜ時間の長いものはスランプは低下するが，圧縮強度はむしろ増加する。しかし，鉄筋との付着強度は減少するとの報告と，初期ひびわれが発生しやすいとの報告もある。

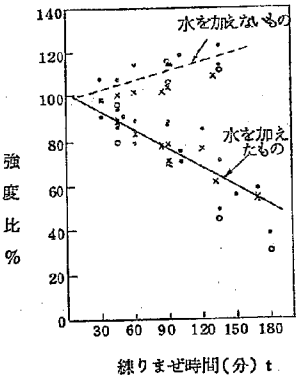
スランプの低下を水を加えて補うことは，運搬時間が長いほど強度の低減が多いので，セメント量を増加しないかぎり行なってはならない。



$$\text{スランプ低下率}=\frac{S_5-S_t}{S_5}\times 100$$

S_5：5分時のスランプ(cm)
S_t：t分時のスランプ(cm)

図－5　練りまぜ時間とスランプ低下率



図－6　練りまぜ時に水を加えた場合圧縮強度におよぼす影響

工事の安全対策について

質　問　1.　仮設構造物の設計に於ける注意する点について

仮締切，桟橋，土留矢板工等仮設構造物を設計するに当って特に注意しなければならない点について，具体的に指摘してもらいたい。

外力の算定方法，地震時の考え方，軟弱地盤等に於ける設計方法等施工のばらつきも考えて解説してもらいたい。

解　答

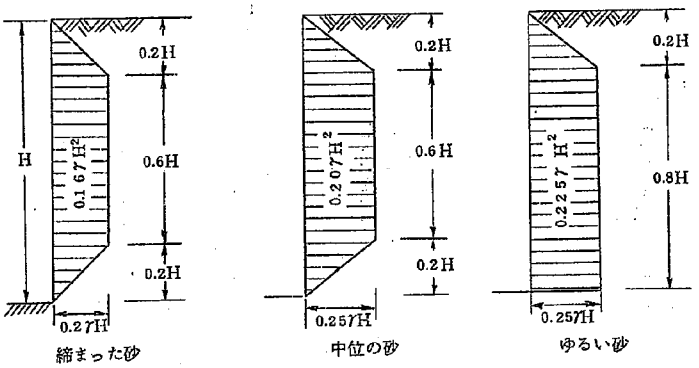
土留矢板の設計において最も重要なことはその土圧分布とその大きさを知ることであるが，これは理論的取扱いがはなはだ困難なため，実測土圧の大きさと分布形を単純化したものを設計土圧としている。この場合に矢板にかかる土圧を直接測定することは困難なので実測データは切りばりに働らく圧縮力である。その分布形はほぼ放物線状とみなされた土圧の合力の作用点は壁高のほぼ１／２となり，剛性擁壁に作用する土圧が三角形分布で壁高の１／３の点に合力の作用点があるのとは異なるが，これは土留壁が上部よりも下部の掘削面近くで変形が大きいためと考えられている。

実測結果にもとづいて設計土圧の分布形として直線分布，台形分布，三角形分布，階段状の分布，あるいはこれらを組み合わせたような複雑なものまでいろいろな分布形が提案されているが，現在わが国で広く用いられている土圧分布は図－１に示す建築基礎構造設計規準のものでこれはTerzaghi－Peck およびTschebotarioff の提案を少し修正したものである。

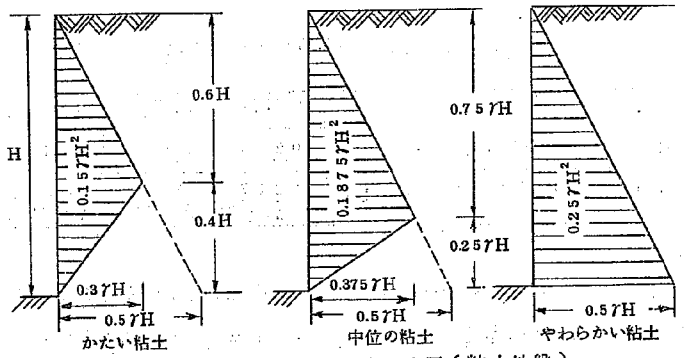
その後支保工にかかる土圧の実測データが集積されるにつれてTerzaghi－Peck はその成果をとり入れてその著書Soil Mechanics in Engineering Practiceの改版にあたって土圧分布をあらたに提案した。ここではこのあたらしい土圧分布を紹介して参考に供することとする。

(1)　砂地盤の掘削

いくつかの地点での実測土圧分布図のすべてを包含するような包絡線を考えて図－２(a)のような土圧分布を設計土圧として提案した。この土圧分布によれば壁にかかる全土圧は $0.65 K_A \gamma H^2$ となって主働土圧 $0.5 K_A \gamma H^2$ よりは大きくなっている。ここに K_A は主働土圧係数 $K_A = \tan^2(45° - \frac{\phi}{2})$ である。実測の結果では全土圧は平均すれば通常の主働土圧と同程度の大きさであるが，同一土質条件でも個々の切りばりにかかる土圧はかなり変わり，切りばりは最大荷重に対して設計しなければならないので実測土圧分布の包絡線をとって設計土圧とした。図－１(a)と図－２(a)

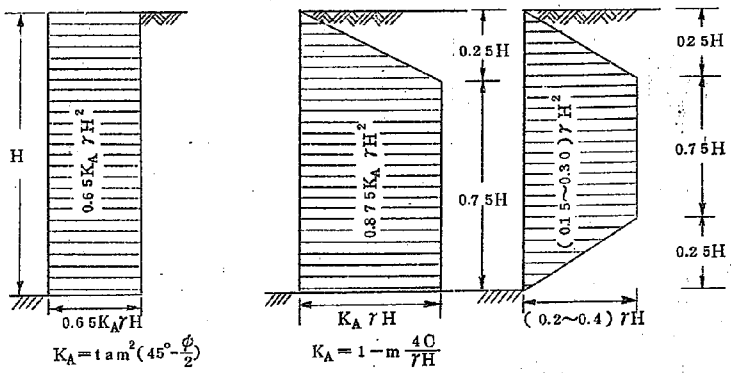


図－1 (a)　建築基礎構造設計規準の土圧（砂地盤）



図－1 (b)　建築基礎構造設計規準の土圧（粘土地盤）

による全土圧を，まさつ角φを適当に仮定して概算して比較すると表－1のようになる。



(a) 砂 地 盤　(b) やわらかいないし中位の粘土地盤　(c) かたい粘土地盤

図－2　Terzaghi－Peck の提唱する土圧

表－1　砂地盤の掘削支保工にかかる全土圧の比較（単位 γH^2）

	ゆるい	中　位	締まった
建築基礎構造設計基準による	0.225	0.20	0.16
Terzaghi－Peck の新しい式による	0.217 (ϕ=30°)	0.176 (ϕ=35°)	0.142 (ϕ=40°)

Terzaghi－Peck の提案式は建築基礎構造設計基準の式とほぼ同じないしはやや低い土圧を与えるがその分布形が単純化されていること，砂のまさつ角ϕを直接考慮に入れた計算式となっていることなどの点で使いやすいものと思われる。

(2)　粘性土の掘削

粘性土の土留工に対する設計土圧として図－2(b)，(c)が提案されている。(b)はやわらかいないし中程度の粘土地盤の場合でK_A ＝1－m・4C／γH

における m は通常は m = 1 とし，正規圧密粘土でかつ $N = \gamma H/C$ が 4 を越えるときのみ m < 1 の値をとる。m = 1 の場合の $K_A = 1 - 4C/\gamma H$ は粘土の主働土圧係数である。(c)は締まった粘土地盤に対するもので土圧の大きさは（0.2 ～ 0.4）γH と幅を持たせているが，小さい値 $0.2\,\gamma H$ は土の変形が少なく掘削期間の短いときにのみ用いるべきで通常は大きい値 $0.4\,\gamma H$ をとる。(b)に示すような土圧分布では全土圧は $0.875\,K_A\,\gamma H^2$ となって通常の主働土圧 $0.5\,K_A\,\gamma H^2$ より大きいが，砂地盤の場合と同様に，実測の土圧分布を包含するような包絡線状の設計土圧を考えたためである。

(b)の土圧計算の中の K_A に一種の補正係数 m が導入された理由は次のように説明されている。$N = \gamma H/C$ であらわされる無次元数（式の形は安定数の定義と同じ）が 3 ～ 4 のオーダーに達すると根切り面付近に塑性域が発生し矢板外側の土塊が下方へ移動しやすくなって土圧は増大し通常の主働土圧より大きい土圧となる。しかしたいていの場合には根切り面はかたい地盤になっていたり，矢板の根入れが十分深くなっていたり，土の強度が深さとともに増加しているため必らずしもこのようにはならないが軟弱層が根切り面よりさらに深い部分まで広がっていてかつその粘土が正規圧密粘土で初期の変形係数が大きい（圧縮試験における応力－ひずみ曲線の初期部分のコウ配が小さい）ときには塑性域が生じて矢板外側の土塊のすべりとそれに伴なう土圧の増大をひき起こす可能性が大きい。この点について理論的な考察は十分でないので設計土圧を大きめにみるため，K_A を大きくするように補正係数 m を導入した。具体的な m の値は実測データより決めるほかに方法はないが，Oslo の地下鉄の掘削の例では $N \fallingdotseq 6 \sim 8$ に対して m = 0.4 程度であったと報告している。

良好な粘土地盤では $K_A = 1 - 4C/\gamma H$ が負の値になるような場合がある。しかしそのような場合でも実際に切りばりに作用する土圧が測定されているため，かたい粘性土地盤に対して(c)のような土圧分布を暫定的に

提案している。

提案された土圧分布と建築基礎構造設計基準で計算した全土圧を比較すると表－２のようになる。Terzaghi－Peck がこの提案を行なうにあたって集積した測定データはK_A の計算値がK_A ＝0.35～0.65の範囲にあるので，この範囲内で適当にK_A を仮定して試算した。

表－２　粘土地盤の掘削支保工にかかる全土圧の比較

（単位γH^2）

	やわらかい	中　位	かたい
建築基礎構造設計基準による	0.25	0.1875	0.15
Terzaghi－Peck の新しい式による	0.525 (K_A=0.6)	0.35 (K_A=0.4)	0.30

これによれば設計土圧は現行の試算式の約２倍をとらなければならないことになる。

(3)　切りばりの荷重の変化

切りばりに作用する荷重は土質条件と切りばり間隔が同一であっても，掘削の進行状況，掘削速度等によって異なり，掘削条件を同じにしても同一深度での切りばりの荷重は平均値を中心にして±60％の範囲に測定値が分布していたというデータや，同一地点で最終掘削面に達したときに全土圧の測定値は平均値を中心に±30％の範囲にあったという報告がある。

また切りばりの荷重は掘削終了後時間的に増大していくことが多く，ある観測では，上部にゆるい砂層下部にシルト質粘土のたい積している地盤で掘削後２週間程度で土圧は安定した状態になるがその大きさは掘削直後に比較すると５～35％増加していて，さらに最大土圧に達するのは掘削後約４週間たったときでその大きさは掘削直後の13～63％増であったと報告されている。

(4) 掘削面のヒービングについて

ヒービングに対する安全率は

$$F = \frac{C N_0}{\gamma H}$$

であらわされる。ここでN_0としては支持力理論で用いられる支持力係数を用い，これは B＝掘削幅，L＝掘削長さとするときB／Lおよび H／Bによって決まる常数であるがN_0 ＝ 6～7 程度をとっておけばよい。しかしすでに述べたように変形係数の大きい正規圧密粘土では$\gamma H/C$ が 4 を越えると塑性域が発生しやすいというようなことを考えてヒービングに対する安全率を高めるには，N_0 がB／LとH／Bの増加とともに大きくなるので掘削長さLと掘削幅Bをできるだけ小さくするような段階的な施工計画をたてることが望ましい。ヒービング防止のため矢板の根入れを大きくすることは通常行なわれることであるが根入れ深さのヒービングに対する安全率への影響については理論的にはまだ明らかにされていない。

(5) 上載荷重の影響について

矢板背面の上載荷重は当然支保工に荷重となって作用するはずであるが，通常これらの荷重は仮置きした資材，建設機械のように恒常的なものでないので設計時に忘れられることがある。設計土圧にはこの上載荷重を加えたものをとり，ヒービングの検討では上載荷重に等しい重量の土の高さを加えた換算掘削深さをHとして採用する。

質 問 2. 仮設構造物の許容応力度について

(1) 構造物の種類に応じた考え方について

工事用桟橋，大規模な仮締切，小規模仮設など重要度，規模に応じた許容応力度のスライドが考えられないか。

解　答　2.

(1) 省　　略

質　問　2.－(2)

繰り返し使用による許容応力度の逓減

鋼矢板，H鋼等仮設用資材の繰返し使用による疲労の問題，仮設用資材の製作誤差，施工性による構造物としての耐力の減少等についてどう考慮していくべきかお伺いしたい。

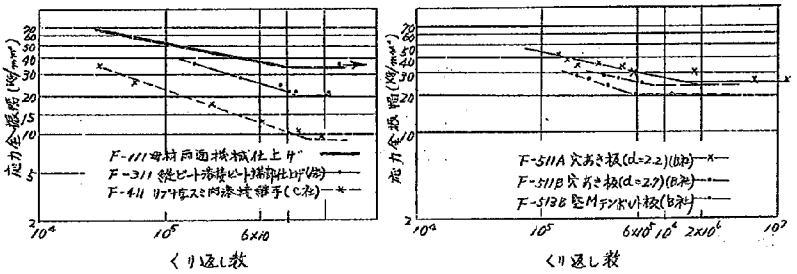
解　答

どのような頻度のくり返し載荷をうける仮設構造物を対象としているのか質問の趣旨がよく分らぬが，一般に，くり返し載荷による疲労の影響を考えて許容応力を逓減するのは，相当の頻度のくり返し載荷をうける場合である。

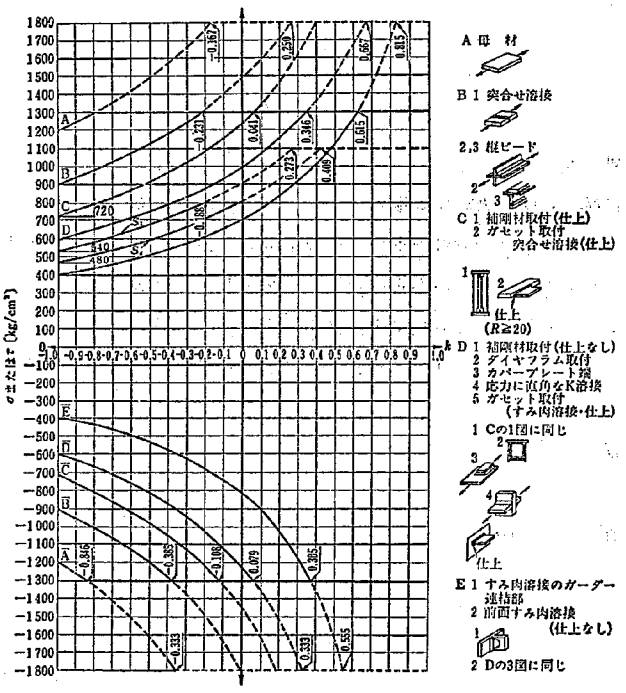
鋼材のつかれ強さをあらわすのにS－N曲線というのが用いられる。S－N曲線はくり返し載荷による応力と頻度との関係を示すもので，この代表的な例は1例は図－1に示すようなものである。この図を見ても10^4回程度までのくり返し回数ではきわめて大きな応力でのくり返し載荷の場合を除き疲労はほとんど問題にならない。また図－2の例でも母材については両振れの場合でも静的強度とほとんど同じである。

したがって鋼矢板等の仮設資材が繰り返し使用される頻度はそれほど多くはないので，疲労による耐力の低下は，考慮する必要がない。

むしろ，繰り返し使用による変形とか断面の減小，欠如などの方が，はるかに重要な問題である。



図－1　S－N線図の例　（80キロ鋼）



図－2　溶接鋼鉄道橋疲労規定

質　問　3.

根切り工事に於ける設計の問題点について

最近の根切り工事に於ける偏土圧による問題が度々見うけられるが，土圧分布との関連からどう考慮すべきか，お教え願いたい。

解　答

省　　略

質　問　4.

許容応力度を決定する場合の基本的考え方について

許容応力度を一般に決定する場合，鋼材の製作誤差や，コンクリートの品質のバラツキ，施工性からみた鉄筋コンクリートの鉄筋のかぶり，寸法の変動，乾燥収縮や温度膨張によるクラック等をどの様に考慮すべきか，許容応力度とはどの様な考え方に立脚して決定されているのか解説を願いたい。

解　答

省　　略

質　問　5.　法面工事に於ける災害防止について

最近法面の掘削中にしばしば法面崩壊等による事故が発生しているが，これらを防止する為の具体的な設計施工方針を指摘願いたい。

解　答

安全対策からみた切取のり面への注意

切取のり面の限界勾配

切取のり面崩壊の現況

切取のり面崩壊のタイプ

事故に対する注意事項　　地質的な立場から

切取のり面の限界勾配

切取のり面の安全と云う見地から，設計，施工上もっとも論議の対象となるものは，のり面勾配（高さも決まる）とのり面保護工種の決定である。

自然の地山あるいは既設ののり面が安定状態の勾配を保っているものに対して，切取のり面を新設すると云うことは，その地山で，ぎりぎりどこ迄安定勾配を追求し得るかと云うことであり，安定を欠くと判断される勾配しかとり得ない場合に，あるいはのり面完成後の経年的不安定化を防ぐ為に，どのようなのり面保護工を考慮すべきかという問題の解決を必要とする。

切取のり面の安定勾配は，地山の地質あるいは土質条件（不連続性を含む），地形条件，地下水，気象等多くの要素の複雑な関連組合せによって決まるものであり，掘削時と，施工後とでは変化するとも云えるので，安全性と経済性とがよくバランスされた最適の勾配を決定することは非常に困難であることは衆知の事実である。

しかし，道路の整備に伴なって毎年数多くの切取のり面が計画され，施工されねばならないので，ぎりぎりの勾配を何らかの方法で決定しようとする試み

は，数多くなされてきている。大別して，次の２通りになると思われる。

1. 定性的，経験的
2. 統計的

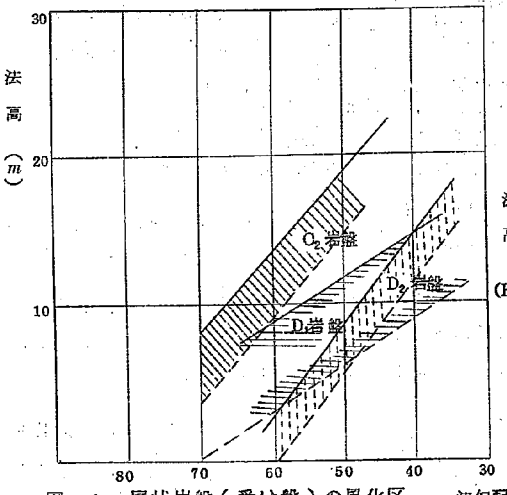
ここで述べようとする切取のり面の限界勾配についての考え方は，統計的手法の一つと云える。

これは，道路局高速道路調査室が，のり面標準化のための調査において導きだされたものである。

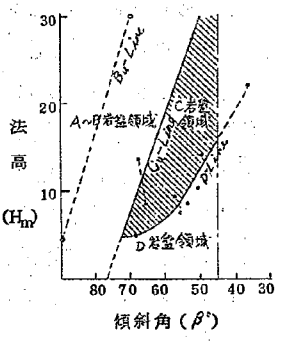
一般に，岩質に大きな差異がない場合には，のり高が大きくなれば安定勾配は小さくなり，風化程度が小さい程安定勾配は大きくなると考えられる。そして，あるのり面で地質条件の変化が少なければ，崩壊直前の勾配がその岩盤（あるいは地山）の限界勾配を示していると考えられる。

同一の岩質の数多くののり面で，風化区分ごとにのり勾配と，のり高を調べ，それらの安定性を検討し，そのデータをもとにして，一種の統計処理法により，各風化区分別のり面安定領域と限界勾配線を仮定した。（図－１，図－２）

（高速道路調査室資料）



図－１　層状岩盤（受け盤）の風化区分別限界勾配線の範囲



図－２　風化区分別の限界勾配線

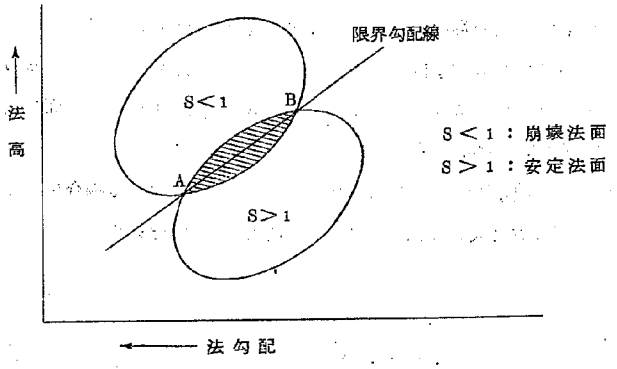
表－1　花崗岩類の風化区分基準（応用地質調査事務所ＫＫ）

風化区分	細分	風化の状況	弾性波速度（Km／S）	備考
D岩盤	D_2	全体に変質したマサ状の軟弱な完岩盤，砂質なものから粘土質なものまであるが，ショベルで容易に掘削しうる。	1）0.75～1.3	土砂とこべで扱うできか？
	D_1	岩形を残すが，岩塊中心部まで一様に変質，割れ目はほとんど消滅，所々に未風化な岩石を残すことがある。	2）0.8～1.8	
C岩盤		淡黄褐色を呈し，割れ目ぞいの相当範囲が風化。全般に割れ目は開口し，ゆるんでいる。	1）1.5 2）1.8～2.0	
A～B岩盤		割れ目ぞいの風化は認められるが，岩石そのものは新鮮，硬質，割れ目ぞいのゆるみは少ない。	1）3.7～3.8 2）4.0～4.2	ほとんど崩壊質はない。

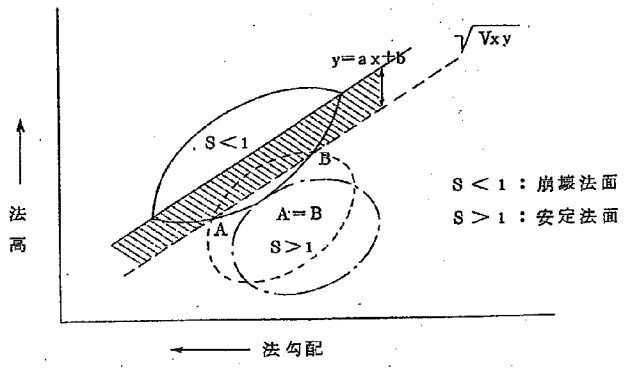
・注　1）愛媛県石手川ダム　2）香川県府中ダム

ここで用いられた花崗岩の風化区分は表－1のとおりである。

限界勾配線の求め方は図－3，図－4のとおりである。



図－3　限界勾配線の求め方（花崗岩類）



図－4　限界勾配線の求め方（堆積岩類）

ここで求められたのり面限界勾配線は，花崗岩のように比較的均質で，岩盤としての劣化が主として風化によるものでは，かなりはっきりといえるようで，それぞれの風化区分で安定領域が限定されるようである。

しかし，火山岩や堆積岩，変質岩，あるいは崖錐などで代表される表層堆積物では，一概に云えず，限界線を求めることすら大きな無理があるのが現状である。まして断層や変質，経年変化を考えると予想以上にのり面の安定性はバラッキの大きいもののようである。

のり面の安定，ひいてはのり面施工時の安全性を考える場合には，むしろこのバラッキの方に大きな注意をはらうべきであると考える。

切取のり面崩壊の現況

地質研究室において，過去，昭和３８～４０年の３年間にわたって，東京を中心にして，主要国道，有料自動車道ののり面の実態調査（現地調査）を行った。主として大きなのり面，不安定なのり面を調査の対象としたため，統計的

処理を行なうには偏よった母集団となるが，合計２０９ケ所の調査結果を一覧表として表－２および図－５に示す。

この表や図からは余り特徴的なことは見いだせないがそのなかで２・３気のつくことは

① 火山性堆積物，火山および火山砕屑岩類では落石という型ののり面不安定が多い。

② 第３紀泥質岩および砂質岩では崩壊の頻度が高い。

④ 中・古生層では表面くずれという型が多発している。

④ 過去に崩壊歴（表面くずれも含む）のあるのり面で，再発している。

⑤ のり高の高いものは一般に不安定な場合が多い。

などがある。

これはある岩質としての限界勾配線をはみだしたのり面勾配をとったために不安定になったものと，安定的勾配領域内でも，他の要素が強く利いて不安定になったものおよび，同一のり面内で局部的に限界勾配線をはみだした部分が不安定になったものと考えられる。

岩質ごと，あるいは，同一岩質で劣化区分ごとの限界勾配線を求めることは，その区分基準と，事前調査による判定とに大きい問題があるが，一応それが出来たとすると，あとは設計時にどのようなのり面勾配とするかを決定すれば良い。

しかし，崩壊の現況では，一般的にみれば，安定領域内であっても不安定なものが多く，施工中の崩壊をはじめとする人身事故につながる不測の事故を起している。

そこで境界をはみだすものにはどのような原因によるものが多いかを認識しておく必要がある。

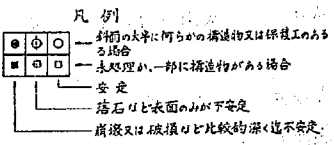
切土のり面崩壊タイプ

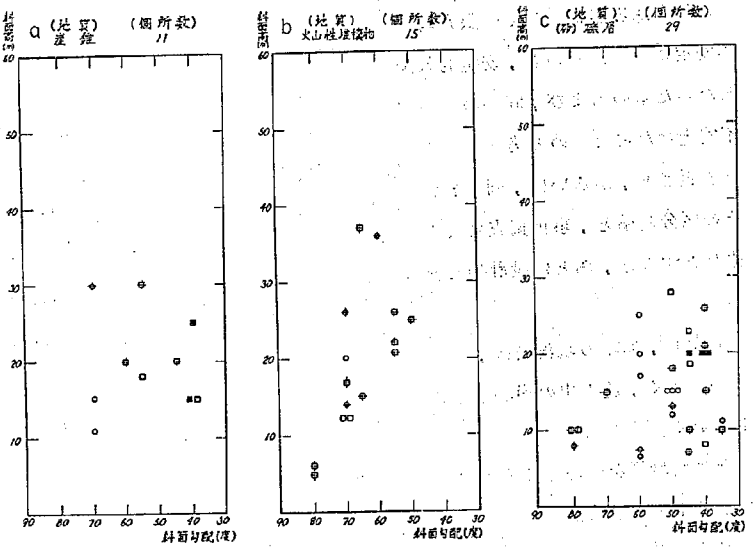
切土のり面の崩壊は大別して下記のようになる。

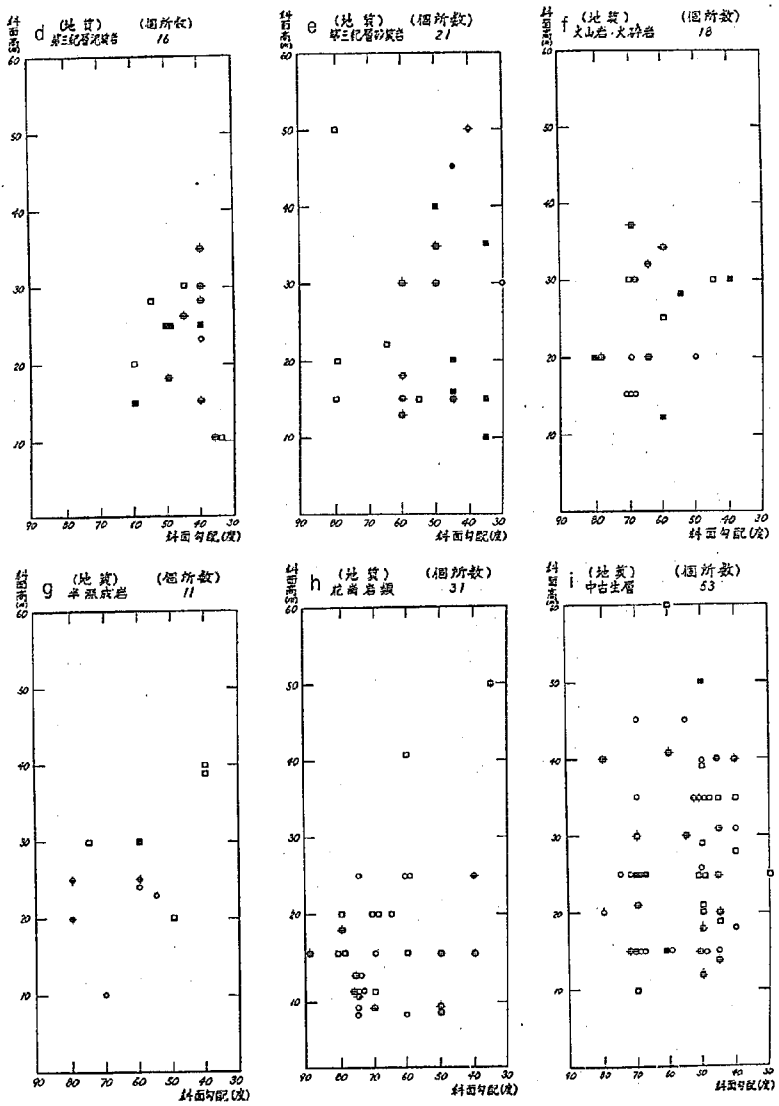
① 表層的

図 － 5

地質別、斜面高と勾配と安定度の関係






d (地質) 第三紀層泥岩 (個所数) 16
e (地質) 第三紀層砂岩 (個所数) 21
f (地質) 火山岩・火砕岩 (個所数) 18
g (地質) 半深成岩 (個所数) 11
h (地質) 花崗岩類 (個所数) 31
i (地質) 中古生層 (個所数) 53
斜面高さ(m)
斜面勾配(度)

表－2　　地質別・斜面状況と安定性の関係

岩質	斜面の状態／安定性	斜面の傾斜（度） 90 80 70 60 50 40 30	表面工法 植生 良	植生 不良	モルタル 良	モルタル 不良	落石防止工 あり	落石防止工 なし	排水工 あり	排水工 なし	割れ目頻度（cm） 5 20 50	過去の崩壊歴 あり	過去の崩壊歴 なし	過去の崩壊歴 不明	地質と斜面との関係 平行	地質と斜面との関係 直交	地質と斜面との関係 さし目	地質と斜面との関係 流れ目	備考
崖錐	安定	2 1 2	3		1				2	3		2	1	2					
	表面崩れ	2 1 1	2	2		1	1		2	2	(2)	4							表土と基盤の間で上りを呈している。
	落石																		
	崩壊	2	2						1	1		1	1						
火山性堆積物	安定	3											3				1		
	表面崩れ	2 3 1	1	2		1	1				1 2	2	1	3					
	落石	3 1					4				3	3		1					
	崩壊	2		1									2				1		
(砂)礫層	安定	1 4 6 2	6	3			1		1	12		4	8	1					一部で崩壊の発生初期を見る。
	表面崩れ	3 1 4 4	4	4					1	11		7	3	2					
	落石	1								1		1							
	崩壊	1 1 1	1	2						3		3							
第3紀層泥質岩	安定	2 1 2	3		1				2	3	3 1	2	2		1			1	
	表面崩れ	3 3	2	4					3	3	4 2	5	1				3	2	
	落石																		
	崩壊	1 1 3	2	1			1			5	3	4		1			2	1	

岩質	斜面の状態 / 安定性	法面の傾斜(度) 90 80 70 60 50 40 30	表面工法 植生 良	植生 不良	モルタル 良	モルタル 不良	落石防止工 あり	落石防止工 なし	排水工 あり	排水工 なし	割れ目頻度(cm) 5	割れ目頻度(cm) 20	割れ目頻度(cm) 50	過去の崩壊歴 あり	過去の崩壊歴 なし	過去の崩壊歴 不明	地質と斜面との関係 平行	地質と斜面との関係 直交	地質と斜面との関係 さし目	地質と斜面との関係 流れ目	備考
第3紀層砂質岩	安定	3 1 1	1						1	5	(1)	1	2	2	3		2		1	1	○地層の傾斜にさからわず ○岩が現状落石(落岩) ○法面と地層面の方向は全体に安定性に関係が小さい
	表面崩れ	1 2 2	1						1	4	1	2	1	3	2		1		1	2	○表面施工せずして不安定
	落石	1		1				1		1	1			1					1		
	崩壊	2 3 3	3	4			1		3	5	5	1		6		2			3		○風生は殆んど関係なし ○過去に崩壊歴のあるものが多い ○割れ目が強かく発達
火山砕屑岩類・火山岩	安定	1					1		1			1			1						
	表面崩れ	1					1		1			1		1							
	落石	1 4				1	5				1	5		2	2	1			1	1	
	崩壊	1							1			1			1						
半深成岩類	安定	1 1 1 2 2	2	1	2		2		2	5	1	1	2	4	3				4		
	表面崩れ	1 1 1	3			3			1	2		3		3					1	1	
	落石																				
	崩壊	1						1		1	1			1						1	この崩壊は断層による
花崗岩類	安定	6 9 3 1	1	2	8	1	2	2	1	18	2	8	4 1	5	8	6	2		6	6	○モルタルに黄褐色の砂を多量に入れ全体に黄褐色にしている
	表面崩れ	2 2 4	1	4					2	6	2	5		2	3	3	1		3	2	
	落石	1 1 2							1	3	1	3		2	3		1		1	1	
	崩壊										(1)										
中・古生層	安定	2 5 3 14 4 1	13	5	11		5		2		15	5		3	17	8	1	1	7	4	
	表面崩れ	1 2 3 10	6	9		1	1		5		13	4		15		2	3		2	8	
	落石	1 2										3		3			2		1		
	崩壊	2 1 1	1	3							3			2		2					

② 全体的

③ 地域的（地すべり的）

表層的とは，のり面の表層，あるいは浅い部分の一部が滑落するもの。

全体的とはのり面を構成する地塊が滑落するもの。

地域的とは，地すべり的なもので，のり面を含んだ広い範囲の地山が滑落移動するもの。とする。

これらのすべてののり面変状に対して，地表水，地下水が大なり小なり影響を与えている。

このうち，②と③は，のり面の位置選定や，設計が現実ののり面の実状に合致しなかった場合に起ることが多く，②については①の規模を大きくして考えればよいものがある。③については移動速度が緩やかであるから，移動防止には多額の費用と日数が必要であるが，人身事故につながるという場合はもっとも少ない。

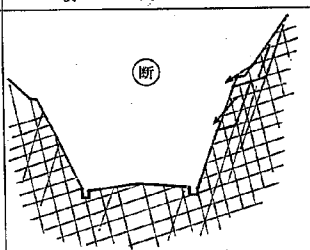
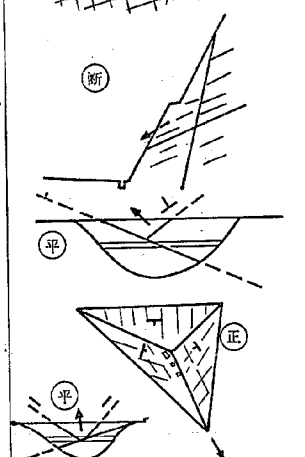
位置選定や設計に大きな誤りがなくても限界勾配線内にのり面勾配をとった場合，不測の事故というものが発生し易いのは①のタイプの場合である。

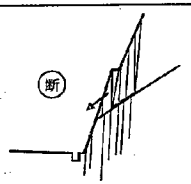
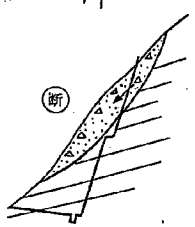
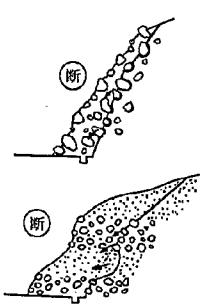
①をさらに詳しく分類すると，以下のようなことが考えられる。

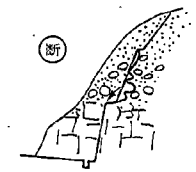
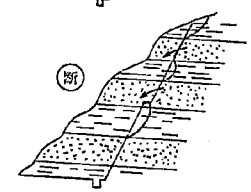
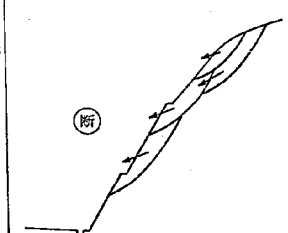
この分類のなかで，突発的な崩落を生じるものは，1－①，1－②，1－③，2－①，2－②，2－③，3，4－③などがあり，不意の落石として，2－③，4－①，4－②，4－③などがある。

経年的というより比較的短時間で風化が進行し，限界勾配が危険側に変化していくものに，4－①，4－④，5－②がある。とくに，このタイプでは地質的要素が強いことが特徴的である。

のり面（切土）崩壊の分類　（地質素因による）

大分類	中分類	小分類	考察・解説	模式図	代表地質	備考
I 表層的	1. 割れ目群の一部に沿う崩壊	① 層理面 ② 片理面 ③ 優勢な割れ目面	面がのり面勾配よりゆるい場合で（流れ盤）面の 平滑度 延長性 面の間が開口しているか，粘土が挟まっているかが，滑りに大きく関係する。 地層が同じでも，両カットの場合，片側が安定で，片側が不安定と云うことがよくある。		片岩類 石英斑岩類 砂岩・粘板岩互層 チャート 安山岩類	断　断面図 正　正面図 平　平面図 一般に流れ盤が危険で，受盤が安全とされるが，主面に直交する割れ目にも注意すべきである。
	2. 特定の発達した割れ目の面に沿う崩壊（小断層，シーム，鏡肌）	①のり面の傾斜と同方向の，急な割れ目と緩な割れ目の組合せ（滑面×滑面） ②のり面の傾斜と同方向の急な割れ目3面の組合せ（滑面×滑面×滑面） ③のり面の傾斜と同方向の緩な滑面と急な割れ目群の組合せ（滑面×割れ目）	のり面側に急な面と緩な面の組合せ，あるいは，3面の組合せでクサビ状に崩壊する場合が多い。崩壊に利く面は，うすく，粘土を挟むだけで一見めだたないものである事も多い。特色として，面の平滑度が高く，面の延長性がいちじるしい場合が多い。		鏡肌を作り易い岩石 片岩類 粘板岩類 蛇紋岩類 一部の花崗岩	①面の傾斜がのり面と斜交する場合でも起る。 緩な面 急な面 崩壊 鏡肌とはある面にそって地塊移動をし，つるつるの非常に平滑になった面を云う。

大分類	中分類	小分類	考察・解説	模式図	代表地質	備考
I ・ 表 層 的	3. 極端な不連続面に沿う崩壊		固結度，透水性等の極度に違うものがのり面の一部に少し残った場合に起る。		硬岩上に ｛崖錐 砂礫層 亀石層 礫まじり 火山灰 耕土 などが急角度でのる場合	地下水が多いと，このtypeでは崩壊が非常に助長される。
	4. 硬質な玉石と軟質な基質からできている地質でおこる崩落。	①火山砕屑岩の場合	いわゆる玉石の落石に類するもので，崩壊量は少ないが，崩落の個所，時期などの予測が困難である。		凝灰角礫岩集塊岩 火山礫岩 礫まじり 火山灰	
		②砂礫層の場合	砂・礫互層あるいは，シルト・礫互層の場合はより不安定である。 下位の砂（シルト）が侵食されると，上位の礫がつぎつぎに落石する。		砂礫層 砂・礫互層 シルト・礫互層	

1 表層的	5. 風化の進行	③花崗岩マサ（玉石のこり）の場合	マサ（砂状）→ 玉石のこり，他はマサ → 軟，割れがひらく → 硬，割れ目が密 →		花崗岩類	のり面を整型しながら切土をすれば，掘削中にも落石が発生する。
		④硬軟互層の場合	相互に1m未満，数10cm間隔の砂岩（比較的硬，垂直な割れ目），とシルト岩あるいは粘板岩（比較的軟，細片化，泥化）との互層で起りやすい。 とくに，新第3紀層では多い。	 	砂岩 シルト岩 ＞互層 砂岩 粘板岩 ＞互層	
		①上位の風化の進んだものから，順次，下位あるいは奥へ向って崩壊が進行して行く場合	カット直後は新鮮で，堅硬に近いものであっても，地表面に出て大気にさらされて，急速に風化が進行し，表層崩壊が続発する場合がある。		凝灰岩 凝灰質シルト岩 一部の粘板岩 〃 片岩 新第3紀～洪積世の細砂層	

大分類	中分類	小分類	考察・解説	模式図	代表地質	備考
I 表層的					泥質砂層 火山性第3紀層 風化途中の粘板岩	
		②下位に極端に風化の進行の早い層があり，そこから先に崩壊し上位の表層をひきづって崩壊が進行していく場合		断	新第3紀の 砂岩 泥岩 ＞ 互層	4－④に近い。
		③乾裂，凍霜害により細片化し，表面から剝離あるいは小崩落をしていく場合。	この典型的なものは，関東ロームののり面にみられる。		火山灰 凝灰岩（新第3紀） 風化した｛粘板岩 斑岩類 チャート	
	6. 雨蝕		未固結，軟弱な地山が，雨水の流路となった所から，いわゆる，雨蝕により縦侵食が進行し，のり面の表面に多数のぞみが出来る。	正	花崗岩マサ 細砂層 火山灰 （とくにシラス）	

事故に対する事項 — 地質的な立場から

① 不安定状態あるいは崩壊のタイプと岩質（土質）との関係を認識する。

例，層状岩盤→片岩盤；粘板岩，一部の安山岩

掘削時硬岩で，短時日で軟化→凝灰岩，蛇紋岩，凝灰質シルト岩，一部の粘板岩

② 初期徴候に注意する。

- ヘアクラックが開く
- 割れ目から水がにじむ
- 表土にクラックが発生する。
- 表面が泥土状になる。

③ 地下水および地表水をのり面にできるだけまわさない。

④ 掘削したのり面に顕著な地質面（断層，層理，片理，割れ目）が流れ盤としてあらわれた場合は，のり面が不整形になっても，面にさからわずに，その面で切った方が良い。

⑤ 掘削したのり面は，長時間放置せず，出来るだけ早い時期に表面保護を考える。

花崗岩マサ→モルタル吹付

火山砕屑岩→落石防護網

断層破砕帯→石積による部分置き換え

崖錐→排水路

などは有効である。

⑥ 掘削時にのり面の設計上の勾配が限界勾配線を越えると判断される場合は，可能な限り，早期に設計変更を行なう。

- 断層破砕帯→部分置き換え
- 上位に軟層→勾配をゆるく直す。
- 下位に軟層→全体の勾配をゆるくするか，ようへき等の保護工を設ける。
- 地下水を健岩部あるいは排水構造物に集める。

⑦ 基岩上に，火山灰，砂礫層および崖錐のような未固結層が小範囲にある場合はむしろ掘削除去する方が安全である。

⑧ 掘削後急速に風化が進行する岩質については，最初から勾配を緩くする。路肩部や丈走りに余裕巾をとる。地下水，地表水をできるだけ廻さない。表面をできるだけ早く被覆する。のり枠工，蛇籠積のようなフレキシブルで地山を良くなじむ構造物を設計する。

等の配慮が必要である。

質　問　6.

工事施工上発生した事故の傾向

全国的な最近の工事災害の傾向とその対策，問題点について解説して頂き注意すべき点をお教え願いたい。

解　答

1. 工種別分類

各地方建設局，府県，公団等の建設工事の施工中に発生した事故による昭生した事故による昭和３９年度より４３年度までの５年間の経年変化は表－１のとおりである。事故の発生件数は，年を経るに従い漸増する傾向にあり，死傷者の数も事故の発生件数に比例して増加している。事故１件当たりの死亡者数は，平均１人である。工事別事故発生状況は共通工事である掘削及び盛土工事，運搬作業，仮設工事，コンクリート工事等が総事故発生件数の５割を占め道路，橋梁，ずい道，河川及び海岸工事の２割をはるかにうかまわっているのが注目される。特に掘削及び盛土工事中の事故の発生件数が多く顕著である。事故発生の原因は，本人の不注意，土木工事安全施工技術指針に見られる諸事項の遵守，励行がなされていないことに起因する。

1 -- 2　内容別分類

A　機械に直接関連するもの

i）機械操作のミス

ii）軋死，圧死

iii）機械的要因によるもの

iv）突発事故

v）現場条件

vi）その他

B　機械に直接関係しないもの

i）転　落

ii）現場環境によるもの

iii）発破，感電

iv）その他

C　第三者に与えた事故

A　機械に直接関連するもの　　111例（39例）

i）機械操作のミス

(イ)　概　要

機械操作上の誤り，不注意，未熟，合図連絡の不徹底，作業環境の認識不足

(ロ)　内　容

クレーン操作，車両けん引中の誤認（ワイヤ），矢板とハンマにはさまれる，デレッキ荷重のかけすぎ，バックホウの転倒，引抜矢板の下敷き（ウィンチマンと作業員の連絡不良），積込機と覆工板にはさまれる，ミキサ荷落し中転落による圧死，盛土敷均

らし中トラクタショベル転落，矢板打込ヤグラのスティが外れた，サンドパイルヤグラ解体中の転落，ショベルのドランに巻込まれる。ショベルが転落，ライトバンがくぼみに落下，ブルドーザが転落，後退したトラックによる，レッカ操作中高圧線に感電，トラックから転落，不注意でブルドーザから転落，建設機械の事故（3件），ジャッキ操作ミス（3件），クレーン運転者と作業の連絡不良（2件），マカダムローラ合図不良，Vベルトに手をはさむ，タワー車運転者の不注意，作業車の運転ミス（2件），重機で高圧線切断，埋設管の位置の確認不良，ウィンチ操作のミス，重機操作の合図不良，機械運転中転落，ロータリ除雪車のカッタによるもの，ショベルより転落

ii）軋死，圧死　（32例）

(イ) 概　要

操作員のミスか，被害者のミスか，或は機械的要因のもあるが，資料からは不明であるが，軋死，圧死の形で報告されているもの

(ロ) 内　容

タイヤショベルの下敷，機関車横転，ダンプトラックの後退（4件），ブル走行中の点検によるもの，ブルの後進，歯止めなしに坂路にあったトラックの後退，コンクリート空バケットの落下，ホィールローダの横転，タイヤローラ（2件），掘削機の履帯，トラック（3件），デリックの転倒，交通車両によるもの（7件），支保工とトラクタショベルにはさまれる，暴走車（4件），交通整理中暴走車による，デリックブームの下敷，

iii）機械的要因によるもの　（13例）

(イ) 概　要

機械の故障，破損，整備不良等

(ロ) 内　容

クレーン整備不良，ウィンチのブレーキ故障，排き板のロック装置不良，木製デリック折損，ワイヤ切断のためバケット落下，デリック倒壊，クレーンのワイヤ切断（2件），タワーのクリップのゆるみ，P.C.ジャッキの電気回路不良，トラックのブレーキ不良（2件），P.C.緊張後の止め具のスリップ，

iv) 突発事故　（6例）

(イ) 概　要

突発的な原因と思われるもの

(ロ) 内　容

ドラグライン横転，突風による船の転覆（2件），漁船が衝突，ニューマチックケーソンが急に沈下，タイヤローラが転落

v) 現場条件　（6例）

(イ) 概　要

地盤軟弱，路肩の崩壊，

(ロ) 内　容

ブルドーザが河中に転落，足場不良でクレーン横転，路肩崩壊によるブルドーザの転落，路肩崩壊で建設機械が転落（2件），切土中の岩，土砂の崩壊でブルドーザが埋設

vi) その他　（14例）

(イ) 概　要

いづれの側に原因があるのか不明

(ロ) 内　容

水陸両用車の転覆，コンクリート矢板の鉄製キャップの落下，感電（2件），トラック衝突，積荷中積荷転落，機械にまきこまれた（2件），クレーンによるH電鋼建込み中の滑落，レッカーで矢板積込中の滑落，プラント架設中高圧線感電，杭打段取がえ中にモンケン落下，桁を移動中のアンカーの外れ，組立鉄筋運搬

中に被服がまきこまれた

B　機械に直接関係しないもの　　１０９例

（４３例）

ⅰ）転　落（人間的要因）

(イ)　概　容

主として不注意，過失による転落事故である。

(ロ)　内　容

足場仮設中（４件），足場とり外し中（２件），仮橋から（２件），船底に転落，橋脚から，樋門ゲートから，抗打作業中杭にぶつかる，底固め工天端から，ケーブル補修中落下，型枠取外し中の転落（２件），足場から転落（５件），急斜面穿孔中転落，基礎掘削中土砂と転落，作業中のスリップ（４件），掘削中崩壊による転落，スリップによる転落（３件），ウエルの足場から転落，転落（２件），パイプ足場解体中，排水管取付中のスリップ，橋から転落，砂貯蔵ビンのホッパ内でずり落ち，ハシゴから転落，山腹から転落，コンクリートプラント足場から転落，ノリ面作業中転落，孔中に転落

ⅱ）現場環境によるもの　（落下物　その他）　（５０例）

(イ)　概　要

仮設物の崩壊，掘削土砂の崩壊，落石，落盤など現場環境によると判断されるもの

(ロ)　内　容

リングビームの崩壊，コンクリート支保工の崩壊，掘削土の崩壊（４件），骨材ビンの骨材崩壊，パイプアーチ架設中のタワーとアーチの落橋，コンクリート打設中足場の横転，根切り土留壁の崩壊，地質調査中の足場の崩壊，木の根の落下，ノリ切中落石，鉄筋組立中倒壊，基礎掘削中崩壊，トラックにずり積込中の落石，

トンネル工事の落石，敷地外からの落石，コンクリートパイル運搬中の落下，擁壁型枠の組立中に岩石崩壊，切取ノリ面成形中の土砂崩壊，ノリ面土砂崩壊，仮設物の転倒，工事目的物の転倒（３件），掘削中の崩壊（１０件），足場不良不備による転落（４件），パイプ落下，足場組立不良，安全棚不備，掘削中の軟岩崩壊，切土中の土砂崩壊（２件），トンネルの落盤，テトラブロック落下，土留壁を設けない掘削における陥没，落石

iii) 発破，感電　（８例）

発破による飛石（２件），テスターでチェック中火薬が爆発，点火作業がおくれて他のダイナマイトが爆発，高圧線による接触，発破により岩塊が落下，発破による土砂崩壊，爆薬装填中爆発

iv) その他　（８例）

維持作業中交通車両と接触，トラックがはねた石が頭に当る，高圧物取扱，加熱混合物による火傷，有毒ガス，桁架設中電車と接触，暗渠内で硫化水素発生，正規の踏切りを渡らずに接触

C　第三者に与えた事故　6例

ガス管埋戻し後のガスもれによる爆発，モーターバイクがダンプに衝突，サドル枕木の取扱不良，通行者の転落，ワイヤが外れ市電の架線を切断，パイプ足場取扱外し中落下して市電に当る

表－1　工事別事故発生件数の経年変化

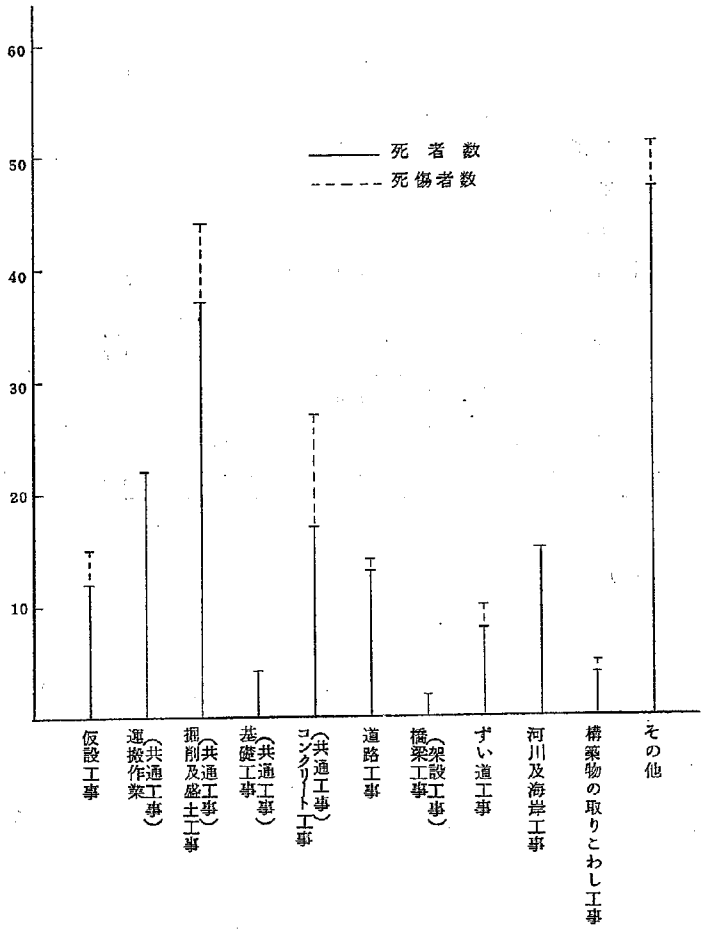
工事＼年度	39	40	41	42	43	計
仮設工事（共通工事）	0	1	5	4	2	12
運搬作業（共通工事）	1	5	4	5	7	22
掘削及盛土工事（共通工事）	4	2	1	4	15	26
基礎工事（共通工事）	1	1	0	3	0	5
コンクリート工事（共通工事）	2	0	3	4	2	11
道路工事	0	1	5	5	1	12
橋梁工事	1	0	0	1	2	4
ずい道工事	1	0	4	1	2	8
河川及海岸工事	1	0	2	2	1	6
構築物の取りこわし工事	1	2	0	1	0	4
その他	3	4	11	6	9	33
計	15	16	35	36	41	143

表－2　事故内容別発生件数の経年変化

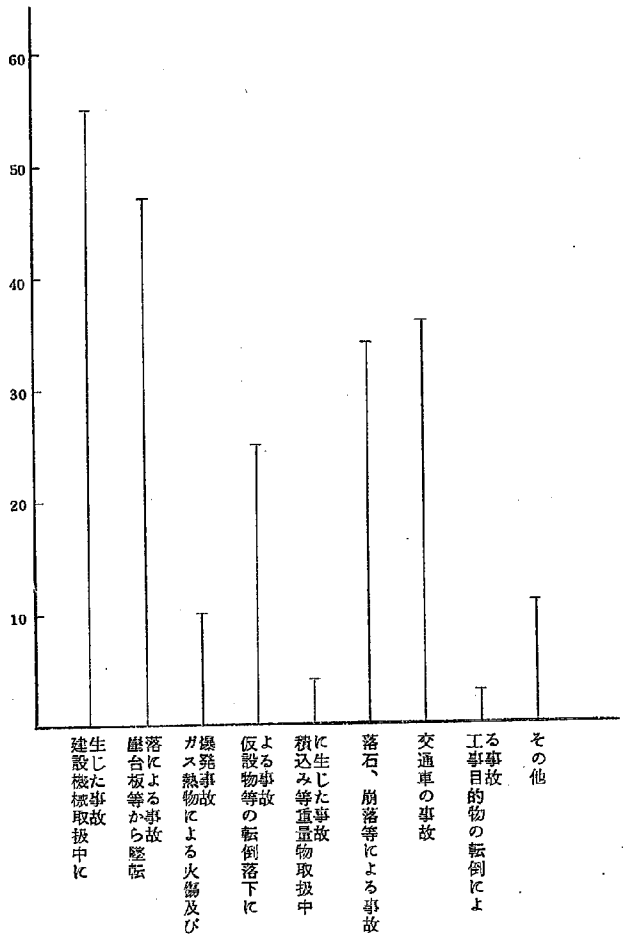
事故内容＼年度	39	40	41	42	43	計
建設機械取扱中に生じた事故	7	5	15	15	13	55
崖，台板等からの墜転落による事故	5	6	8	15	16	50
ガス，熱物による火傷及爆発による事故	1	1	3	3	1	9
仮設物等の転倒落下による事故	1	3	6	6	5	21
積込み等重量物取扱中に生じた事故	0	1	0	0	3	4
落石・崩落等による事故	4	4	5	10	11	34
交通車の事故	1	3	3	6	9	32
工事目的物の転倒	1	1	0	1	0	3
その他	0	0	1	4	3	8
計	20	24	51	60	61	216

表－3　工事別死傷者数

工事名	死者数	負傷者数	計
仮設工事	12	3	15
運搬作業	22	0	22
掘削及盛土工事	37	7	44
基礎工事	4	0	4
コンクリート工事	17	10	27
道路工事	13	1	14
橋梁工事	2	0	2
ずい道工事	8	2	10
河川及海岸工事	15	0	15
構築物の取りこわし工事	4	1	5
その他	47	4	51



図－1　工事別死傷者数（全国１４３事故例について）
（昭和３９～昭和４３年度計）



図－2　事故内容別発生件数（全国２２５事故例について）
（昭和３９～昭和４３年度計）

2. 河　川　部　門

1　水質管理の問題点

2　河動計画上の問題点

水 質 管 理 の 問 題 点

質 問 1.　河川管理上重要な水質項目とその意義について

一般に河川水質の代表的なものとして，ＢＯＤ等６項目を基準項目としてあげられているが，各項目がいわゆる河川管理上，どのような影響があるために常に調査確認する必要があるかを具体的に説明願いたい。

解 答

河川の水質規準項目として溶存酸素（ＤＯ），生物化学的酸素要求量（ＢＯＤ），化学的酸素要求量（ＣＯＤ），浮遊物（ＳＳ），ｐＨ，大腸菌群数，特殊物質を定めている。そして各河川の規準地点ではその水質の実情に合わせて，そのうちの３～５項目をその規準地点での規準項目として採用するようにしている。

(1) 溶存酸素は，その河川水がどの程度清浄なものであるかを示す指標として用いられている。非常に清浄な河川であるとその河川水は飽和溶存酸素濃度に同じか，またはそれに非常に近いものである。漁類の生産に好都合な河川水ならば４～５ ppm 以上，都市河川のように常に溶存酸素が零か，または零に近い場合では水温の高い期間に嫌気性微生物の活動が活発になってメタン，流化水素など還元性のガスが河底から放出されて悪臭を放つことになる。このような河川の悪臭防止対策として河川水中の溶存酸素を増加させてやるとか，溶存酸素を奪う河床沈積汚泥を除去しなければならないことになる。また河川によっては溶存酸素が過飽和になることもある。これは藻類の光合成作用によるものである。藻類は或る程度有機物の多い河川水に生育するものであり，藻類が多い場合には，その河川水は日中は溶存酸素が飽和濃度以上になり，夜間は逆に低濃度になるので注意が必要である。最近湖沼の富栄養化による藻類の異状発生という問題が各地に起り，その汚濁防止のための対策が種々論議されるようになっている。

このように溶存酸素は水質の汚濁と密接な関係があるので溶存酸素を用いて流水の水質規準を定めた例が英国にある。この場合，溶存酸素はその飽和濃度が温度によって異なるので溶存酸素飽和率で表わしている。その規準は次のとおりである。

表－1　流水基準

河川の分類	酸素飽和率	河川の分類	酸素飽和率
清浄	90％以上	疑問	50～75％
稍清浄	75～90％	不良	50％以上

溶存酸素は家庭下水，工場排水の負荷の変動，藻類の光合成などによって異なるので，連続的に測定するのが得策とされており，米国内務省では国内主たる地点に水質監視装置を設け，溶存酸素，水温などの連続測定を行なっている。土木研究所では市販の溶存酸素計が河川の水質測定（連続，単体をも含めて）に利用出来るか否か目下試験を行っている。

(2) BODもまた，その河川水の清浄度を表わす指標として用いられている。BODとは溶存酸素の存在下で水中の分解可能物質が生物化学的に安定するに要求する酸素量である。それ故BODが高いということは分解可能性物質が多く，したがって水中の溶存酸素を多量に消費することをいう。勾配の急な河川ではその流下時間が短かいし，大気中から水中にとけ込む酸素量が非常に多いので，BODがかなり高くとも溶存酸素濃度が極端に低下する可能性は比較的少ない。しかし緩流河川や感潮河川では河川に流入した有機物が長時間にわたって滞留し，それが微生物によって溶存酸素を奪うことになるので，分解可能物質（有機物）の流入の多い河川では溶存酸素が零になって悪臭を放つようになったり，また零に近づいて漁類など好気性の水生動植物が生息しなくなったりする。

BODの高い河川水はこのほか上水道，工業用水道などの水利用に対し

ても，その処理コストが高くする。ＢＯＤの低い河川では無機性の凝集剤（水中の微細な無機性物質を主として除去する）を小量使用するだけで凝集沈殿－沪過を行なえば給水可能な水質とすることが出来る。有機物濃度が高い場合には活性炭処理，苛塩素処理など単価の高い薬剤を多量に使用して処理しなければならないので，経済的に不利である。

このようなことから河川水中のＢＯＤは急流河川，緩流河川，感潮河川を問わず，常に低く保たなければならない。

ＢＯＤも溶存酸素と同様に流水の水質規準として英国で用いられている。その数値は下記のとおりである。

表－２　流　水　基　準

河川の分類	BOD(ppm)	河川の分類	BOD(ppm)
非常に清浄	1.0 以下	不　良	7.5 以下
清　浄	2.0	悪	10.0
良	3.0	非常に悪し	20.0
疑　問	5.0		

ＢＯＤを測定するのは各種分析項目のうちで非常にむずかしいものとされており，現在の方法では誤差が大きくなるものの１つである。しかも国際的なとりきめによって５日間を要するための結果をうるのに時間がかかるものの１つである。このため米国では総炭素，ＣＯＥなどを測定している。ＢＯＤの自動測定装置として市販されているものには西ドイツの Voith 社のものがある。これはＢＯＤの高いときには現在の測定法によるＢＯＤ値と比較的近い値をしめすが，河川水のようなＢＯＤが低い場合には問題が多いといわれている。土木研究所では河川のような低いＢＯＤの場合について，希釈法と一致する測定値が得られる自動測定器を試作中である。

(3) ＣＯＤは化学薬品（酸化剤）で酸化する際の酸素要求量である。このためパルプ工場排水など分解され難い有機物を多量に含む工業排水ではＢＯＤよりもＣＯＤの方がその水質標示法として適当しているとの意見もあって木曾川等では水質規準として使用されている。しかし河川中に流入された有機物は水中の微生物によって分解されていき，河川水中の溶存酸素を消費していくのであり，河川水中の酸素平衡をＣＯＤをもって表示するのは適当していない。またＣＯＤでは有毒物質が含有していても影響されないという長所はあるが水中の酸化可能性物質（化学薬品を用いて酸化するのであるから，有機物に限らず，無機物でも第１鉄，亜硝酸塩など酸化される物質を含む）のすべてが酸化されるという短所があり，有機物の表示法として必ずしも適当していない面がある。ＣＯＤはＢＯＤに比べて短時間に測定しうるという長所もある。ＢＯＤの測定ではあらかじめその濃度の推定にもとづいて希釈操作を行なうものであり，ＢＯＤの希釈段階を定めるのに都合のよい項目である。

水道の場合には過マンガン酸カリ消費量という単位が使用されている。これは水道で使用する原水が非常にきれいなものであり，無機の酸化可能性物質の含有が少ないことから，この項目を水質表示の１つとして用いている。それ故その河川水が水道用原水として用いられる場合にはＢＯＤのほか，過マンガン酸カリ消費量をも測定した方がよい。

(4) 浮遊物には濁度で表示することのできる無機物と比較的粒子の大きく，その比重の小さい有機物が含まれる。その河川が有機性の汚染を受けていないときには浮遊物量を測定するよりも濁度を測定した方が簡単な場合もある。

有機物のうち浮遊物として測定されるものは河川の緩流部や感潮部に堆積して河床汚泥を形成する。河床汚泥は沈殿状態でも河川中の酸素を奪い，再浮遊したときには更に多量の酸素を消費する。また河川中の溶存酸素が低下した夏期には悪臭を放つが，この原因の多くは河床沈積汚泥によるも

のである。有機性浮遊物は家庭下水，パルプ製紙工場排水などが排出されている河川に多く，これらの河川では汚濁対策として浚渫を行なうことも必要であろう。

(5) 清浄な河川水のＰＨでも空気中から溶解された炭酸ガスによって弱酸性のこともあり，天然の鉱酸によって河川水が強酸性を呈していることもある。人為的なものとしてはメッキなどの金属加工業からの排水によって強酸性を呈したり，皮革工場からの排水によってアルカリ性を呈することもある。ＰＨの低い河川水では河川構造物が腐蝕されたりして問題を生ずることもある。このようにコンクリート構造物を腐蝕しないまでもＰＨの高い，または低い河川水では河川水中での自浄作用がなくなり，河川に対する有機汚濁物受入許容限度が低下するので大きな問題がある。河川水のＰＨは６～8.5の範囲にあるのが望ましい。

(6) 大腸菌群が存在するということはその河川水が人間または動物の排泄物によって汚染されたことを意味している。大腸菌は赤痢菌やチフス菌とその生息，繁殖圏が同じであることから，大腸菌が存在すれば，そのような病源菌によって汚染されている可能性を有するものである。下水処理場放流水は大腸菌３０００以下であることが定められており，水泳場でもその水質規準として大腸菌群数をその項目に含めている。また上水道で給水する水には大腸菌群数は全く検出されてはならないので，完全なる塩素処理を行っている。上水道の原水としても余り大腸菌群数の多い河川水は好ましいものではない。

(7) 特殊物質としてフエノール（淀川で汚染の実績あり），銅（渡良瀬川），カドミウム（神通川），有機水銀（阿賀野川）などがあり，そのほかシアン，鉛，弗素，比素，クロム，亜鉛がある。河川の上流に鉱山，工場などがある場合には特殊物質が含有されてくるので測定および監視をおこたってはならない。

(8) 都市用水としての主体は水道用水にある。水道として給水する水の水質

について厚生省令２３号（昭和３３年７月１０日）に詳細に定められている。しかしわが国の場合には水道用原水としての制限濃度については定められていないのが現状である。米国では公衆衛生局をはじめ，いくつかの州で原水としての水質規準を定めている。それを要約すると表－３のとおりである。

表－３　都市用水としての原水の水質基準

水　　質	良質の水源，殺菌のみ	比較的良質の水源普通のろ過と殺菌	あまりよくない水源
BOD（5day）mg/ℓ			
月平均	0.75～1.5	1.5～2.5	2.5以上
最大	1.0～3.0	3.0～4.0	4.0以上
大腸菌 MPN per 100mℓ			
月平均	50～100	50～5000	5000以上
最大	Less than 5% over 000	Less than 20% over 5000	Less than 5% over 20000
溶存酸素			
mg/ℓ 平均	4.0～7.5	4.0～6.5	4.0
飽和％	75％以上	60％以上	—
pH			
平均	6.0～8.5	5.0～9.0	3.8～10.5
塩化物 max mg/ℓ	50以下	50～250	250以上
弗化物 mg/ℓ	1.5以下	1.5～3.0	3.0以上
フェノール max，mg/ℓ	ナシ	0.005	0.005以上
色度	0～20	20～150	150以上
濁度	0～10	10～250	250以上

(9)　魚，その他の水生動物の正常な棲息および繁殖が維持され，さらに漁獲物の経済的価値がそこなわれることのない水質を保持するために水産用水

規準が設けられている。この規準ではＢＯＤ５ｐｐｍ，ＤＯ５ｐｐｍ，ｐＨ6.8～8.5，濁り10ｐｐｍ（人工的なものについて）となっている。このほか水生動物への影響をしめす一つの示標としてＴＬｍが用いられている。これは指定された時間，たとえば２４時間，あるいは４８時間内に試験用水生動物の５０％が斃死させる毒物の量として定義されたものである。

(10) 農業用水の場合には，天然の表流水中にある塩類によって作物に影響を与える場合はまれであり，他からの条件が加えられた場合に被害が生じている。その主なものをあげると次のとおりである。

(a) 塩　害

主として干拓地に多く用水中の塩分によるもの，浸透によるもの，津波，高潮によるものがある。

(b) 鉱　毒

鉱毒のうち主なるものは銅山による銅塩類の被害である。水稲の金属塩の限界濃度は一般に１ｐｐｍ以下である。また酸性河川によるｐＨの低下はその収獲に重大な障害となる。

(c) 水　温

水温の上昇，あるいは低下も水稲の生育と密接な関係がある。過去においてダムの築造によって灌漑用水の温度が低下して問題となり，その取水方法を種々検討した実例がある。

(d) 有機物

多量の有機物を含有する用水は腐敗して硫化水素を発生させ，その生育に障害を与える。また窒素分の過剰は茎，葉などの巨大な成長をもたらすのみで結実せず，収獲量を減少させる。

(11) 河川管理者として河川管理上，およびその河川水の水利用の目的から最も適切な規準項目を選定し，水質の監視態勢を確立しなければならない。河川管理上水質の測定および監視は水量の測定および監視と同じウエイトで重要なものである。

(注) 河川管理上重要な水質項目は上記のもの以外にもあるが，ここでは省略した。（たとえば窒素類，燐，塩素イオン，硫酸イオン，硫化物，溶解性物質など）

質　問　2.

試験結果の精度をどの程度信頼してよいか，なお抽出的な試験であるが，その河川の代表値とすることに問題はないか等を説明願いたい。

解　答

(1) 水質試験に関する精度はわが国では余り測定されたことがないが，米国では数多く測定されており，標準試験方法（Standard Method for the Examination of Water and Wastewater）に記載されている。それによると次のとおりである。

溶存酸素　（チオ硫酸ナトリウムの滴定量で表わされている。）

蒸留水での測定　標準偏差　0.043mℓ（n＝3，6×10）

下水での測定　標準偏差　0.058mℓ（n＝2，26×10）

ＢＯＤ　（溶存酸素測定時のチオ硫酸ナトリウム滴定量で表わされている。）

生下水での測定	標準偏差	0.112mℓ（n＝3；38×10）
沈殿下水での測定	〃	0.071mℓ（n＝1；20×　5）
活性汚泥処理水での測定	〃	0.084mℓ（n＝3；30×10）
散水沪床処理水での測定	〃	0.075mℓ（n＝1；16×　5）

ＣＯＤ　（重クロム酸ソーダ法の場合で重クロム酸ソーダの滴定量で表わされている。）

蒸留水での測定　標準偏差　0.07mℓ（n＝1；2×10）

種々の排水での測定　　標準偏差　0.095mℓ（n=1；6×10）

（ＣＯＤ＝３５０～５７,５００mg／ℓ の場合）

浮遊物　　±１３mg／ℓ

（１８ケ所の水質試験室で温度１０３～１０５℃で乾燥させた場合の数値）

ｐＨ（ガラス電極法）

バッテリーが新品に近い場合　±0.05ｐＨ

３０ケ所の水質試験室での数値　±0.13ｐＨ

上記の各数値は専門家の測定によるものであり，専門外の者が測定した場合には更に差異が大きくなる。それ故専門外の者が水質の測定を行なって，その精度を或る一定の範囲におさまるようにするためにはその測定を機械化する以外に方法はない。

(2) 河川水の水質は測定する時間，位置，水深などによって異なることが知られている。時間については河川に流入する工場排水，家庭下水の水質，水量に時間変化のあることから，河川水自体の水質も時間変化を生じる。また感潮河川では海水の遡上によって影響を受け，水質の時間変化が大きくなることが知られている。

非感潮河川では一般的にみて水深方向の濃度変化は余りなく，まず均一なものと考えてよいであろう。しかし横断方向についてはかなり大きな差異があることが知られている。

感潮河川では横断方向のほか水深方向にもかなりの差異があることが知られている。

次にその２，３の実例を示す。

図－１は木曾川成戸水質観測所でのＣＯＤ，ＢＯＤの時間変化，横断水深方向の変化を示したものである。厳密に云うとパルプ工場などからの排水の水量，水質その他の影響によって時間変化も認められる。横断方向の変化は左岸から工場排水が流入しているため，非常に大きなものとなって

いる。水深方向の変化は厳密に云うとやはり存在するが，比較的少ないとみてよいのではなかろうか。

図－2は淀川高浜水質観測所での調査結果である。この場合は左岸から工場排水，家庭下水が流入されているため，横断方向の水質の変化はある。しかし水深方向の変化は全くない。

図－3は加古川船町基準地点での調査結果である。上流部の極く近い距離に汚濁源があって，その汚水が流入してくるため，横断および水深方向の水質の変化は著るしい。しかしそれより約10KM下流の枝波基準点ではその影響は全くなくなり，横断方向，水深方向ともに全く変化のないものとなっている。

図－4は隅田川の隅田水門，四ツ木橋，中川水門，木下川水門でのBOD，塩素イオン，DOの時間変化を示したものである。感潮河川における水質の時間変化は大きく，塩素イオンとBOD，DOとの間には余り相関は認められないが，隅田水門などでは塩素イオンが高いとき，BODが高いという結果が出ている。またこれとは逆に木下川水門では塩素イオンが高いときBODが高いという結果もある。このように感潮河川の水質は非常に複雑である。

図－5は隅田川新大橋における塩分分布を示したものである。隅田川は強混合河川であるため水深方向の塩分分布は少ない。しかし塩水クサビを生ずるような感潮河川ではかなりの濃度変化がみられる。

図－6は狩野川黒瀬橋水質観測所でのCODの時間変化，横断および水深方向の変化を示したものである。時間によって横断方向，水深方向の変化がかなり認められる。

このようなことから河川における採水時間，その位置，水深を定めるためには次のような注意が必要である。

(イ) 非感潮河川においては上流部に流入される汚水の流下時間を考慮してその水質が最悪となる時間を選定すること。

(ロ) 感潮河川においては塩水の浸入によってその水質は大きく変動する。このためHalf-Tide を採水時間として選定するのがよい。

(ハ) 非感潮河川，感潮河川を通じて横断方向の水質の変化が著るしい場合には3点の採水を行なうのがよい。

(ニ) 感潮河川においては出来るだけ水深方向の採水を行なうのが望ましい。

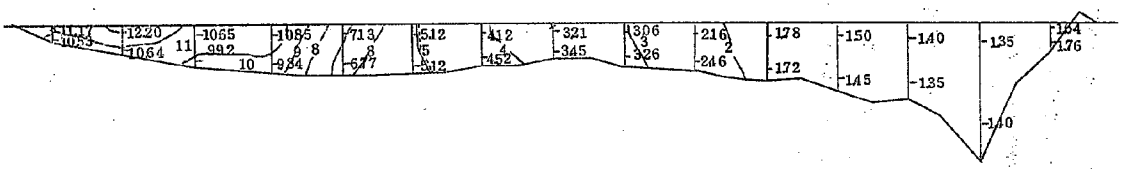
上記のような点を注意して採水時間，採水位置等を定めれば，その水質測定値はその地点の代表値に比較的近いものということが出来よう。

中部地方建設局　　木曾川水系　木曾川

成戸水質観測所　　河口より２４０ｋｍ＋８２ｍ　流域面積　５．２７５ｋｍ

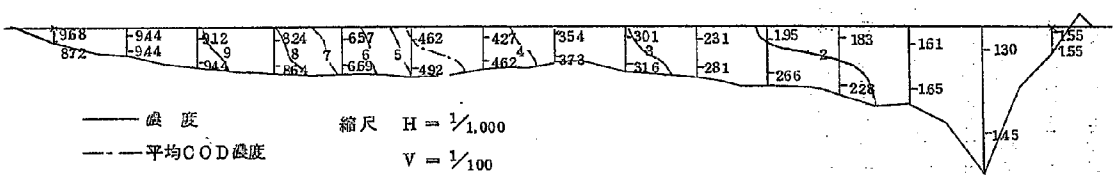
１９６８年５月２９日　８時４４分～１０時４１分

水位　０．８２ｍＴＰ　流量　１４７．３８ ${}^{m^3}/_{s}$



１９６８年５月２９日　１０時４５分～１２時０５分

水位　０．８０ｍ　流量　１３８．１２ ${}^{m^3}/_{s}$

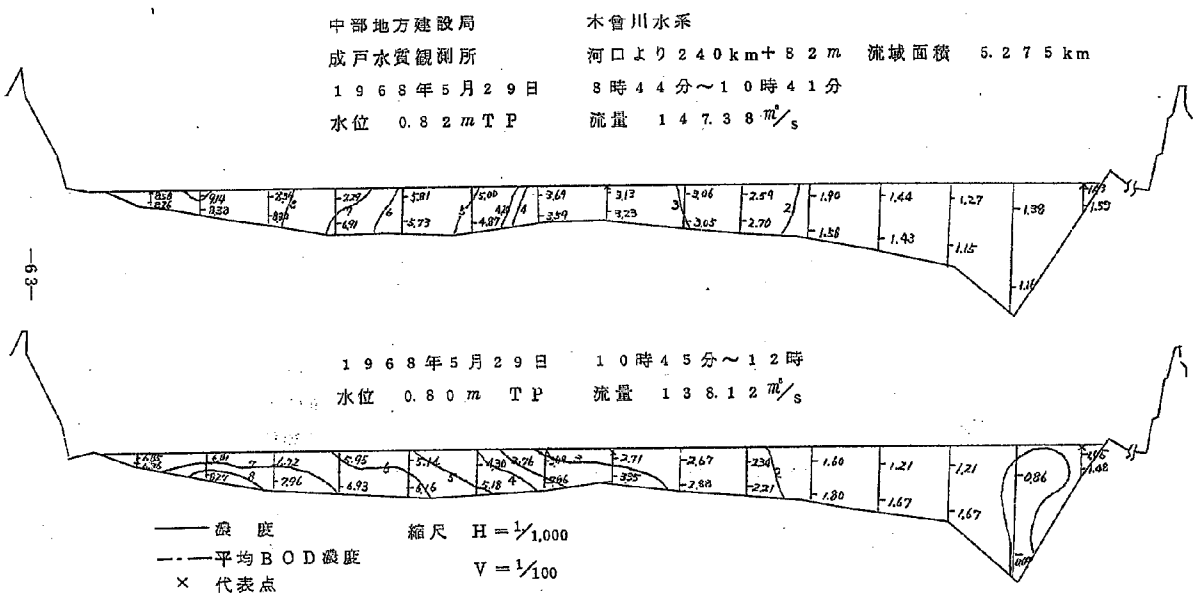


——濃　度　　縮尺　H ＝ $1/1,000$

－・－平均ＣＯＤ濃度　　V ＝ $1/100$

×　代表点

図－１Ａ　非感潮河川におけるＣＯＤの時間変化，横断および水深方向の変化の例



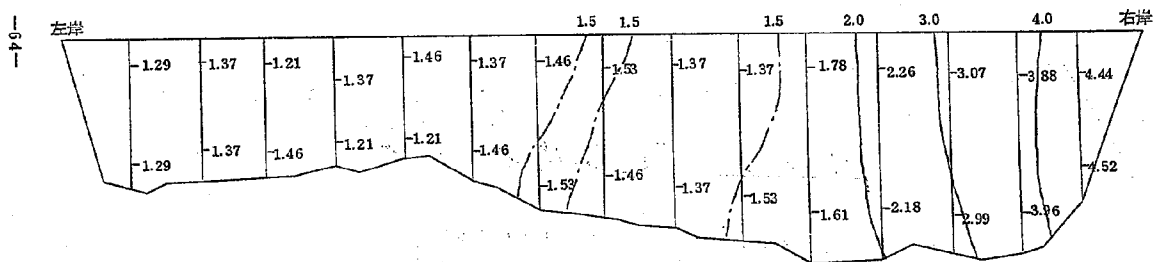
図－1B　非感潮河川におけるBODの時間変化，横断および水深方向の変化の例

近畿地方建設局　　淀川水系　　淀　川

高浜水質観測所　河口より３４ｋｍ　流域面積７０５０ｋ㎡

１９６８年８月６日　１１時３０分～１１時４５分

水位ＯＰ９.０９５　－１.６４ｃｍ　　流量２１９.０㎥/sec　Scale　V = 1/50, H = 1/500



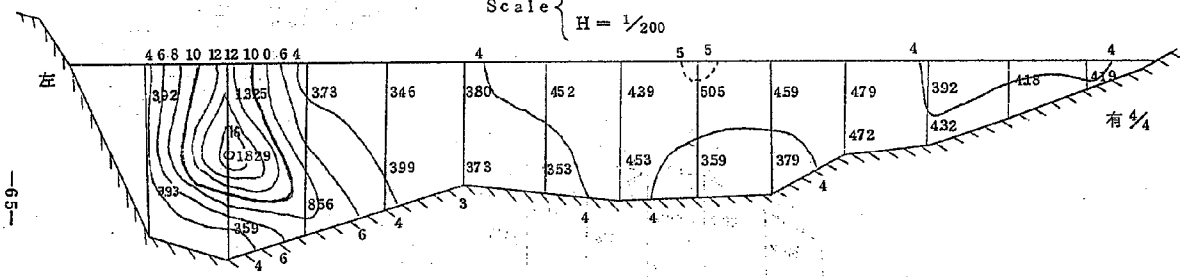
図－２　非感潮河川におけるＣＯＤの横断方向，水深方向の変化

近畿地方建設局　　加古川水系　　加古川

船町基準点上流ＣＯＤ横断面上分布図　　河口ヨリ５０.７ｋｍ　　流域面積５７９.３ｋ㎡

１９６８年８月１３日　　１３時０４分～１３時５１分　　流量　９.８７ ㎥/sec

Scale { K = 1/30, H = 1/200 }



凡　　例

区　別	摘　　要
------	奇数及少数
———	2ppmの倍数
———	10ppmの倍数
×	代　表　点

少数点以下四捨五入

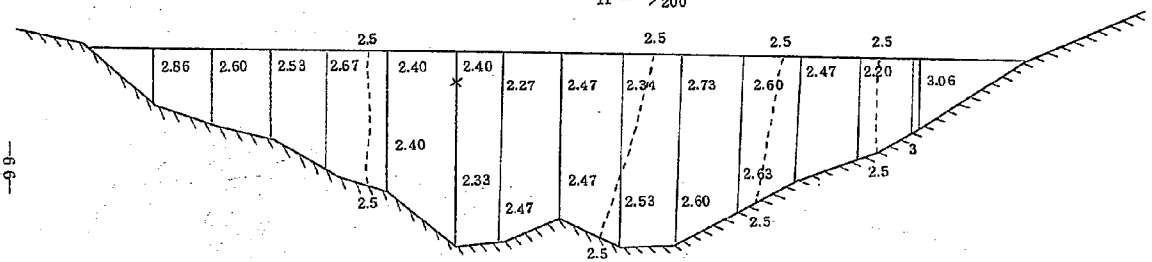
図－３Ａ　非感潮河川におけるＣＯＤの縦横断方向の変化の例

近畿地方建設局　　加古川水系　　加古川

板波基準点ＣＯＤ横断面上分布図　　河口ヨリ４０.３ km　流域面積　８２４.３ km

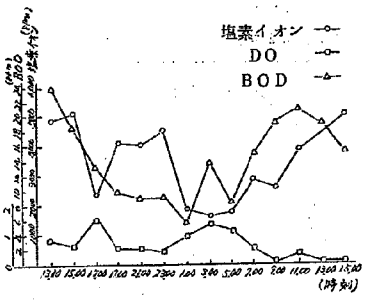
１９６８年８月１３日　　１６時００分～１６時３０分　　流量　１２１.６ m^3/sec

Scale　V = 1/20　H = 1/200

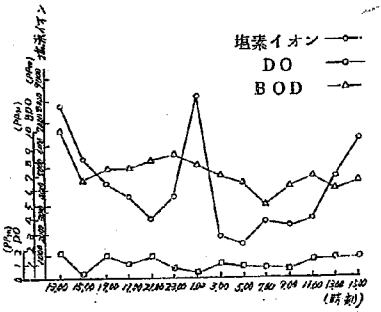


区別	摘要
-------	奇数及小数
———	２ｐｐｍの倍数
———	１０ｐｐｍの倍数
×	代表点

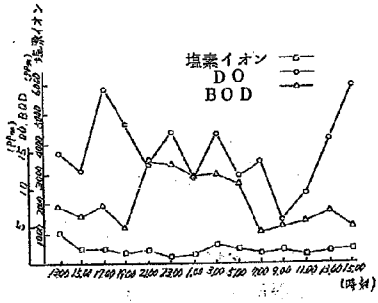
図－３Ｂ　非感潮河川におけるＣＯＤの縦横断方向の変化の例



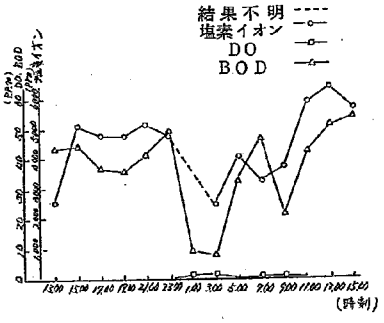
附図18. 隅 田 水 門



附図19. 四 ツ 木 橋

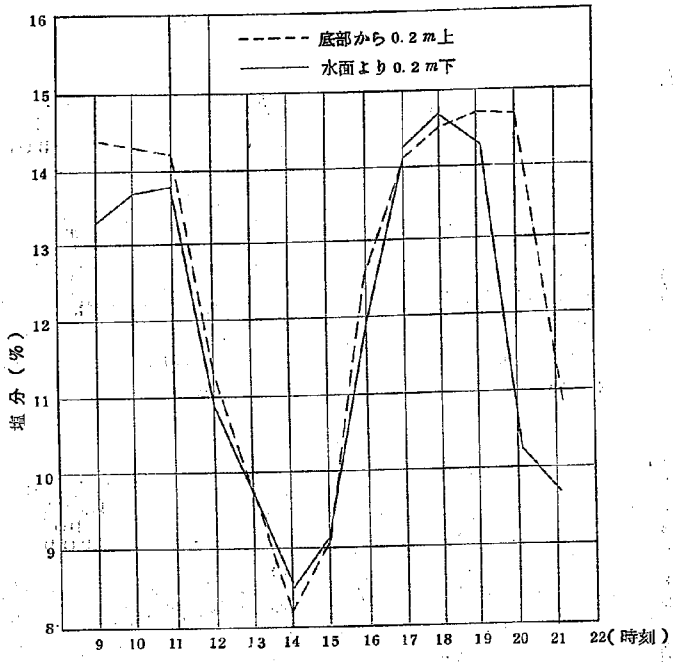


附図20. 中 川 水 門

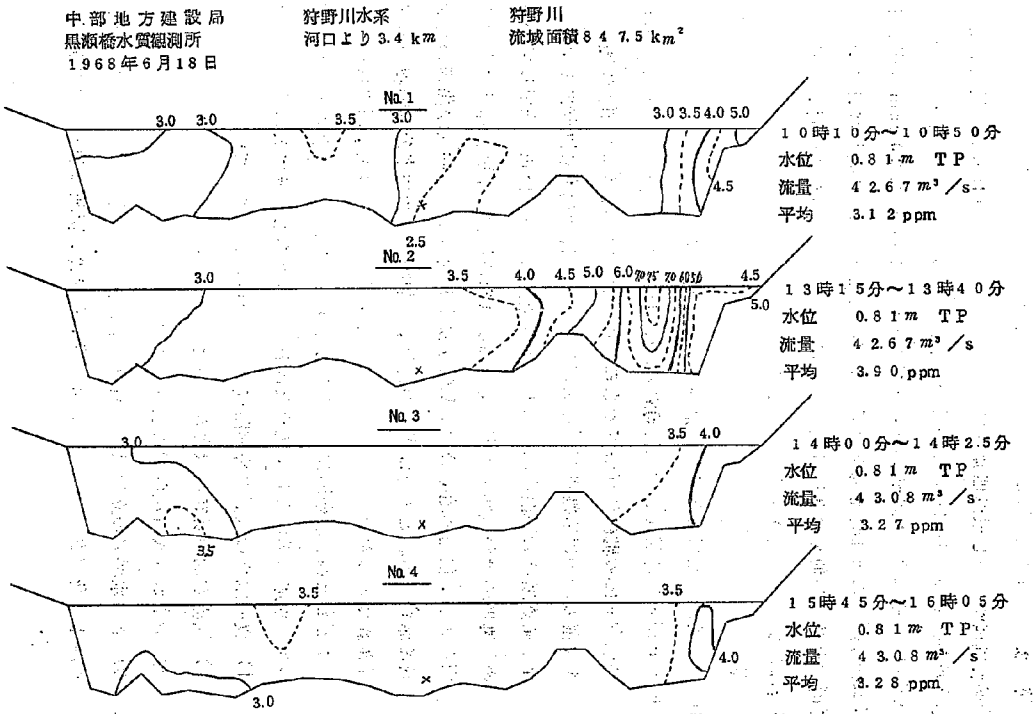


附図21. 木 下 川 水 門

図－4　感潮河川における塩素イオン，DO，BODの時間変化の例
（隅田川）



図－5　感潮河川の水深方向の塩分濃度の変化
（隅田川　新大橋）



図－6　感潮河川におけるＣＯＤの時間変化，横断および水深方向の変化

質　問　3.

下水処理および屎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

ＢＯＤで表示する水質が，多くの排水処理施設について２０ppm程度ときいているが，より高度の処理が可能であるか。２０ppmという水質は，決して良い水質であるとは思われないが，何故処理できないか技術面，処理法，経済面及びその他との関連等実状を説明願いたい。

解　答

(1)　下水処理の現況とその浄化効率の改善について

(a)　わが国には現在１７７の下水処理場がある。このうち２３個所は沈殿および滅菌のみの簡単処理法を採用し，４０個所は高速散水沪床法を，また１１４処理場は活性汚泥法を採用し，これ以外の処理法を採用している下水処理場はない。上記のものは下水道法によって認可を受けたものであり，このほかに建築規準法，清掃法による浄化槽，共同浄化槽があり，個人住宅，住宅団地（公営，私営），中規模以下の住宅公団団地内に設置されている。この方は手元の資料では不明であるので，別の機会に述べることとしたい。

「下水道施設規準解説」によると，下水の処理方法は次の各項を考慮して表－１を参考として定めなければならないとされている。

i）放流水面の水質の許容限度

ii）放流水面の現在の水質ならびに水量

iii）生下水の水質ならびに水量

iv）下水処理場の立地条件，建設費，維持費，管理の難易および臭気，はえ等の発生

表－1　下水処理方法の除去率（%）

処理方法＼項目		BOD	浮遊物	備　　考
簡易処理	普通沈殿法	25～35	30～40	
中級処理	高速散水沪床法 モディファイド エアレーション法	65～75	65～75	これらと同程度に下水を処理することができる方法により下水を処理する場合
高級処理	標準散水沪床法 標準活性汚泥法	75～85 85～95	70～80 80～90	これらと同程度に下水を処理することができる方法により下水を処理する場合

下水処理場からの放流水の水質は下水道法施行令第6条に規定されているが，公共用水域の水質保全に関する法律によって水質基準が定められている指定水域においては，その基準を満足するものでなければならないとされている。下水処理方法の選定に当っては河川の自浄作用を無視して所要BOD除去率を求め，表－1を使用していることが多い。次にその実例を示す。

放流水面の水質の許容限度　　BOD　4 ppm
放流水面の水質　　BOD　2 ppm
放流水面の水量　　240,000 m^3／日
放流下水の水量　　30,000 m^3／日
放流下水の水質　　x ppm
生下水の水質　　BOD　200 ppm

とすれば次式が成り立つ

$$\frac{30,000\times x+240,000\times 2}{30,000+240,000}=4$$

これより

$$x=20\ \text{ppm}$$

よって

$$\text{BOD除去率} \quad \frac{200-20}{200} = 90\%$$

表－1によって標準活性汚泥法が適当であることがわかる。

(b) 下水道法施行令第6条によると，下水処理場からの放流水の水質は次のように定められている。

表 － 2

区分＼項目	PH	BOD (ppm)	浮遊物 (ppm)	大腸菌群数 個/mℓ
標準活性汚泥法，標準散水沪床法，その他これらと同程度に下水を処理することのできる方法により下水を処理した場合	5.8 以上 8.6 以下	20以下	70以下	3,000以下
高速散水沪床法，モデファイドエアレーション法，その他これらと同程度に下水を処理することができる方法によって下水を処理する場合	5.8 以上 8.6 以下	60以下	120以下	3,000以下
沈殿法により下水を処理する場合	5.8 以上 8.6 以下	120以下	150以下	3,000以下
その他の場合	5.8 以上 8.6 以下	150以下	200以下	3,000以下

都市河川方式によって水質規準が設定された指定水域においては，下水処理場からの放流水の水質はBODとして120ppm以下としなければならない関係上，採用出来る処理方法は標準活性汚泥法，標準散水沪床法およびそれに準ずる方法でなければならないことになる。わが国で

は土地の取得が困難，臭気，はえの発生などの問題などからして現在標準散水沪床法を採用している下水処理場はなく，このための処理方法として標準活性汚泥法，ステップエアレーション法を採用している。

(c) 下水処理場からの放流水のＢＯＤを２０ppm以下としなければならないと言うのは今から５０年以前に英国（イングランド）で定められたものであり，これは当時の英国の河川が下水処理場からの放流水を受け入れても汚濁されなく，下流の水利用に対して何んら障害とならない基準値として定められたものである。この英国におけるＢＯＤ２０ppmというのは，２０ppmを上廻ってはいけないと言う数値である。これに対してわが国の下水処理場からの放流水の数値（すなわち表－２に示した数値）はＢＯＤの１日の平均値が２０ppm以下でなければならないと解されており，この点英国の場合よりもいくらかゆるくなっている。

英国でも都市人口の増加，工業生産量の増加などによって従来の放流水の基準たるＢＯＤ２０ppmでは河川が汚濁し，下流部での水利用や都市環境の整備のうえで障害が起っている。とくに感潮河川での汚濁が激しくなっている。この汚濁問題で有名なのはテームズ河であり，ここでは拾数年にわたって感潮河川の汚濁機構を解明する研究が国立水質汚濁防止研究所（Water Pollution Research Laboratory）で行なわれ，隅田川でもその適用性を検討したテームズ方式が作られた。

これらの研究から英国では下水処理場からの放流水の水質を更に良質なものとするべく研究を開始している。今まで試みられた３次処理法としてはマイクロストレーナー，緩速沪過，急速沪過，草地散布，塩素処理，ラグーン法などがある。このうちいずれの下水処理場にても採用可能なものとして国立水質汚濁防止研究所がとくに力を入れているものにマイクロストレーナーと急速沪過がある。両者とも下水の２次処理水中の浮遊物の除去を目的としたものであり，２次処理水に対してＢＯＤ除去５０～６０％，アンモニア除去１０～２０％，浮遊物除去４０～７０

%の成績を得たと報告されている。

(d) 三次処理の研究は米国でも行なわれている。例えば大シカゴ衛生区はミシシッピー河最上流端にあり，その放流水が放流地点での河川流量に対して多いことから，下流の水利用に対して障害が認められ，下流部の水利用者からの要求によって下水処理場放流水の水質を改善すべく，ハノーバー下水処理場内にマイクロストレーナー，薬品凝集沈殿一急速沪過，塩素滅菌，後エアレーション等から成る大型パイロットプラントを設置して実験を行なっている。実験結果の一部は公表されているが，それによると薬品凝集沈殿後，マイクロストレーナーまたは急速沪過によって処理した場合，その処理水の浮遊物は5 ppm以下に出来ること，更に塩素滅菌を組合せると処理水のBODは4 ppm以下に出来ることなどが報告されている。たゞ実装置として三次処理が広く行なわれていくためには，その経済性の問題を解決しなければならないことは当然である。その処理費は米国内務省連邦水質汚濁防止庁（Federal Water Pollution Control Administration, U.S. Depertment of the Interior）の調査によれば次のとおりである。

(イ) 浮遊物を主体として除去する方法

マイクロストレーナー法	1.4円／m^3
硅藻土沪過法	4.8円／m^3
薬品凝集沈殿 — 砂沪過法	6.7円／m^3

(ロ) 有機物除去法

粒状活性炭による方法	7.8円／m^3
粉末活性炭による方法	9.5円／m^3
強制酸化法（コバルト60使用）	47.4円／m^3
泡末分離法	1.9円／m^3

(ハ) 無機物除去

蒸留法	95円／m^3

電解透析法　　15.2円／m^3

イオン交換法

逆浸透法

(ニ) 栄養分（窒素，燐除去）

薬品凝集沈殿法

PO_4^{-3}として50～60 ppm含有の場合　　3.2～7.9円／m^3

PO_4^{-3}として20 ppm含有の場合　　2.1～5.3円／m^3

PO_4^{-3}として11 ppm含有の場合　　1.1～2.7円／m^3

生物学的脱硝化作用による硝酸塩の除去　　約5円／m^3

エヤーストリッピングによるアンモニヤ除去　　1.9～2.8円

以上の金額は人件費を含まない維持管理費のみである。

三次処理ではこれらの組合せによって浮遊物，有機物など多くのものを除去するので高額なものとなる。

米国カリフォルニヤ州タホ湖岸には3次処理の実装置が運転されている。これはタホ湖の富栄養化を防止するために築造されたものであるが，その処理費（人件費を含めて）は1次，2次処理合わせて5.7円／m^3であるのに対して3次処理では28.5円／m^3かかっているとのことである。

(2) し尿処理の現状とその問題点

(a) し尿処理の現状と主な処理施設の除去効率

し尿処理の最も望ましい形態は完全下水道による処理である。その割合は昭和37年度5.5％，浄化槽を含めて11.5％であった。

し尿の処理状況は表－3に示した。

表　－　3

区分＼年次			昭和35年	率	昭和36年	率	昭和37年	率
特別清掃地域人口			千人 47,441		千人 53,434		千人 57,074	
し尿の処理	特別清掃地域の総排出量		kℓ/日 55,231	100	kℓ/日 60,584	100	kℓ/日 71,189	100
	計画処理量	総量	41,109	74.4	46,472	76.5	53,586	73.2
		下水道マンホール投入	3,753	6.8	4,377	7.2	4,913	6.9
		消化そう等し尿処理施設	5,749	10.4	7,625	12.3	12,658	17.7
		農村還元	13,423	24.3	11,874	19.5	9,753	13.7
		海洋投棄	9,798	17.7	11,252	18.5	15,418	21.7
		その他不衛生処分	8,386	15.2	11,144	18.5	10,846	15.3
		下水道終末処理施設（水洗便所）	3,501	5.3	3,602	5.9	3,890	5.5
		し尿浄化そう（水洗便所）	3,202	5.8	3,785	6.2	4,289	6.0
		その他の自家処分	7,419	13.4	6,825	11.4	9,416	13.2

表－3からもわかるように下水道の普及がおくれているためにし尿消槽などの衛生処理施設がかなりの割合を占めている。

し尿処理施設としては嫌気性消化法と生物処理の組合せおよび化学処理と生物処理の組合せが主になっている。次に各処理施設の除去効率を示す。

i）嫌気性消化法

し尿が投入槽に投入され，スクリーンで固形物を除去するか，粉砕機で処理してから消化槽に送られる。

消化槽脱り液は希釈調整後生物処理により処理される。

一般には消化槽でＢＯＤ除去率８０％，次に脱り液を１０倍程度希釈して散水沪床とか活性汚泥法により処理する。ＢＯＤ除去率は前者で２０～３０％，最終沈殿池と組合せて５０～７０％，後者では６０～８０％といわれている。

ii）化学処理

凝集剤として硫酸第一鉄と石灰をし尿に添加して凝集反応を起させ，

固液分離を行ない，液部については中和処理をして散水沪床法とか活性汚泥法により処理する。

凝集反応後の固液分離でＢＯＤ除去率６０％程度，次に中和して，２０倍程度に希釈調整を行ない，生物処理でＢＯＤ除去率６０～９０％といわれている。

(Ⅲ) 酸化処理

し尿の高率消化法として開発されたもので，し尿の強制曝気を行ない，ある程度浄化させたのち，再び生物学的二次処理をへて放流する。酸化工程で８０～９０％のＢＯＤ除去が期待される。

表－４　し尿の性状

項目	表示単位	生し尿	し尿消化そう		
			脱離液	消化汚泥	放流水
pH	—	7～9	7～8	—	7～8
BOD	ppm	8,000～15,000	1,200～ 2,500	—	2～4
酸素吸収量	〃	3,000～ 5,000	800～ 2000	—	30～90
蒸発残留物	〃	20,000～30,000	10,000～20,000	30,000～60,000	—
強熱減量	〃	12,000～18000	3,000～ 6000	20,000～40,000	—
強熱残留物	〃	8,000～12,000	7,000～14,000	10,000～20,000	—
有機性窒素	〃	5,000～ 6,000	4,000～ 6,000	—	—
アンモニア性窒素	〃	3,000～ 4,000	200～ 500	—	100～500
アルブミノイド窒素	〃	400～ 800	4,500～ 6000	—	10～30
塩素イオン	〃	5,500～ 6,500	4,500～ 6,000	—	100～300
ヨウ素消費量	〃	5,000～ 7,000	3,000～ 6,000	—	100～300
水分	%	97～98	98～99	94～97	—
リン酸	〃	0.1～0.2	—	0.4～0.7	—
カリウム	〃	0.2～0.3	—	0.05～0.1	—
一般細菌数	個／cc	10^5～10^{10}	10^4～10^5	10^5～10^7	10^3～10^5
大腸菌群	MPN／cc	10^6～10^7	10^3～10^4	10^4～10^5	10^2～10^3
回虫卵数	個／cc	40～100	5～60	200～500	4～100
仔虫形成率	%	60～90	10～30	10～27	10～26

(b) し尿の排出量

成人1人当り，ふん便100～160g，尿1,000～1,500mℓ，し尿の年間平均では約1ℓ／人／日，BODとして汲み取りし尿の平均が10,000mg／ℓといわれており，BOD量は10g／人／日程度である。し尿の性状を表－4に示す。

これをもとにし尿処理による除去量を試算すると次のようになる。

(c) 各処理法でのBOD除去量と河川への流出量

1) 嫌気性消化法

① 消化処理

生し尿のBODは8,000～15,000mg／ℓ，平均10,000mg／ℓで脱離液のBODは1,200～2,500mg／ℓ，平均2,000mg／ℓといわれている。

したがって消化処理によるBOD除去量は

10g／人／日－(2,000mg／ℓ×1ℓ／人／日)＝8g／人／日

となり，残留BODは2g／人／日となる。

② 希釈調整槽

BODが200ppm以下になるように約10倍希釈を行なう。ここではBOD量は同じで水量が10倍になる。

③ 散水沪床処理，BOD除去率60％とすると

BOD除去率60％とすると，放流水質は200mg／ℓ×0.4＝80mg／ℓ

したがって，0.8g／人／日のBOD源が河川に流出する。

④ 活性汚泥処理

BOD除去率70％とすると，放流水質は200mg／ℓ×0.3＝60mg／ℓとなり，BOD量0.6g／人／日が河川に流出する。

2) 化学処理法

① 凝集反応後の固液分離でBOD除去率約60％とすると10,000

$mg/\ell \times 0.6 = 6{,}000 mg/\ell$

1人1日当り10gの発生に対して，化学処理で6g除去される。残留BODは4g／人／日となる。

② 液部の中和後，二次処理として活性汚泥法を行なうために約20倍に希釈する。

③ 活性汚泥処理，BOD除去率80%とすると，放流水質200 $mg/\ell \times 0.2 = 40 mg/\ell$，河川に流出するBODは1人1日当り0.8gとなる。

3) 酸化処理法

酸化処理法には各種の方法があるが，一応全処理工程でBOD除去率80～90%が期待出来るとされている。この値をもとに1人当りのBOD除去量を試算すると発生量を10g／人／日としてBOD除去量は8～9g／人／日となり，河川への流出量は1～2g／人／日となる。

現状ではいづれの処理方法の場合にも清水あるいは海水でかなりの希釈を行なって放流している。放流水のBODを30ppm以下にするには，嫌気性消化の場合で希釈水を脱り液の30～40倍，化学処理と活性汚泥法の場合20倍程度，酸化処理で30～70倍必要であるといわれている。それ故，放流水の水質は満足なものになっても河川に対する負荷はそれ程減少していない。

処理工程のいづれかの部分に希釈操作を含めないと放流水質を満足することは出来ないようである。希釈倍率の決め方は放流先の水質規制，利用しうる希釈水量などによる。

(d) その他の処理方法

① 下水道流注

東京，大阪，名古屋，京都などで行なわれている流注所にはスクリーンおよび貯槽が設置されている。

② 蒸発処理

し尿の水分を蒸発させて，放流水を出さずに有機質肥料を生産する処理法である。

処理費は消化処理の約7倍，化学処理の約5倍であるが，製品を売却することにより，経費は化学処理と同程度である。現在旭川市で運転されている。

③ 湿式燃焼法

パルプ排液，下水汚泥処理に関する新方法で，水中に浮遊・溶解している有機物をそのまま脱水することなしに燃焼させる方法。

④ し尿浄化槽

水洗便所に直結して設置し，し尿を物理的および生物学的に処理して衛生上ほぼ無害に近いものとする施設であって，ＣＯＤの推定浄化率は３１～５１％といわれている。

(d) 総　括

表－５　各処理法でのＢＯＤ量（g／人／日）の収支

処理方法	消化処理	化学処理	酸化処理
排出量	10	10	10
一次処理での除去量	8	6	—
二次処理での除去量	1.2～1.4	3.2	
全除去量	9.2～9.4	9.2	8～9
流出量	0.8～0.6	0.8	1～2

表－５は先に試算した数値を単にまとめたものである。

なお，一次処理と二次処理の組合せによりこの数値は多少変動するものと考えられる。

各種の資料で処理効率などについて種々の値が示されているが，一応標準的な値を示したつもりである。

いづれにしても，１日１人当りの排水量を１ℓとして，表－５の流出量を水質に換算すると６００～2,０００ppmになる。したがって河川に放流するためには２０～７０倍程度の希釈が行なわれていることになる。

放流水中のＢＯＤ負荷を減少させるためには下水道の完備を急ぐ必要があると考えられる。

河道計画上の問題点

質問 1.

河川には各所に支流川が分合流し，我々河川工事担当者としては，分合流附近での河道計画を立案するに際しつぎのような事柄を明らかにしてほしい。

(イ) 分合流地点での計算は比エネルギーで合わせるのか，水位で合わせるのか。

(ロ) 分合流地点の構造は一般的に何を考慮しどこに主目的をおくか。

(ハ) (ロ)に関聯して最も安定した分合流の河道はいかにあるべきか。

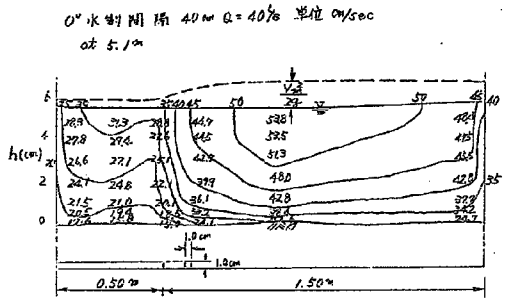
解答

(イ) この問題は，流れが常流の範囲であって，下流の水位が分流量を左右する場合のことである。

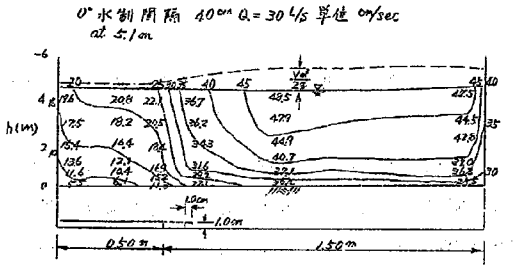
Bernoulliの定理は，1本の流管について，流れの方向には成立つが，流管が異なれば成立しない。従って1つの断面内で横断方向には比エネルギーは一定とはならない。図－1，2は，実験水路の実測例であるが，水路床の1部に縦断方向に人工粗度をつけて（楔を打ちつけたもの）流速を小さくさせたものである。横断方向には水位はほぼ一定であり，各地点の平均流速より求めた比エネルギーは，当然流速の大きい右岸側が大きくなっている。

分合流の場合にも，全くこれと同じことで2本の流管が分合流地点でたまたま分れたり一諸になったりするだけであるから，それぞれの流管の比エネルギーは同一にはならない。水位を合わせることが必要である。

次に自然分流の場合の水理計算法を示す。分流点に，流量規制構造物がない場合（これを自然分流という）には，分流量は分流点の平面形状と，水路の縦横断形状および境界条件によって定まる。常流の場合には，分流



図－1



図－2

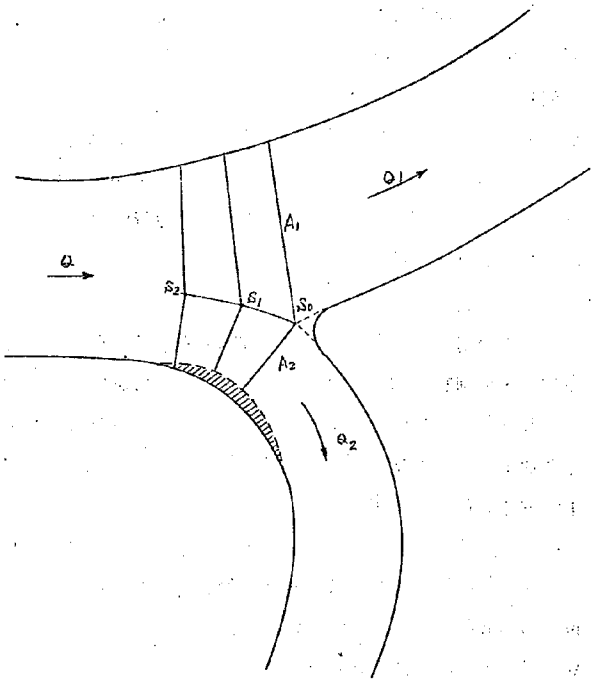
水路の水位条件によって分流量が規制される。計算の順序はつぎのとおりである。

i) 分流点 S_0 を推定し，分流量 Q_1 ，Q_2 を仮定する。

ii) S_0 において，流線に垂直な断面 A_1 ，A_2 を定める。

iii) Q_1 ，Q_2 に対し与えられた下流端条件から水位を求め，不等流計算により，A_1 ，A_2 断面の水位を求める。

iv) 分流点において流れが湾曲していて，曲りによる水位の偏りを，考慮



図－3　分流点の計算方法

する必要のある場合はそれを求める。平均水位からの上昇量$\triangle h_u$および下降量$\triangle h_d$は，自由渦を仮定して次式により求められる。

$$\triangle h_u = \frac{u_m^2}{2gr_2}\left(r_c^2 - \frac{B^2}{4}\right)\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)$$

$$\triangle h_d = \frac{u_m^2}{2gr_1}\left(r_c^2 - \frac{B^2}{4}\right)\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)$$

ここに，u_m は平均流速，r_1，r_2はそれぞれ内，外岸の曲線半径，

r_c は水路中心の曲率半径，Bは水路巾である。

V) 本川および分水路より求めたS_0の水位が一致しなければ，分流量を仮定しなおして一致するまで計算を繰り返す。

VI) S_0 点より上流は，分流境界線を仮定して，上流へ不等流計算を実施する。その場合境界線上の水位，S_1，S_2……が一致するように境界線の位置を修正する。両者の流れが，ほぼ平行になればあとは一本の河道として計算すればよい。

(ロ) 分流の場合

分流点の構造は，与えられた流量配分を満足するように考慮することが第一で，計画高水流量のみならず，低水流量に対しても一般に配分量が与えられることが多いから，その場合には水門操作を必要とすることもある。その他，次のような事項について検討すべきである。

i) 分流点付近で死水域を発生させないこと。

ii) 水衝部に対して堤防が安全であること。

iii) 分流後の流速分布ができるだけ均等であること。

iv) 局部的な洗掘，堆積のないこと。

v) 流送土砂の配分が適切なこと。

合流の場合

合流点においては，本川および支川の洪水流出の組合せによって流況が非常に変化するから，流出状況の異なる合流点の処理はなかなか困難である。構造物としては，導流堤（越流型，非越流型，透過型等）を設けたり水制を用いることが多い。その場合の注意事項としては次の様な点であろう。

i) 合流点は一般に河積が大きくなり堆積を生じやすいので導流堤等を設ける。

ii) 支川が急流で流出土砂が多く，局部的な堆積により破堤の原因となり得る。土砂流出防止を図る。

iii) 合流後の流速分布が均等で，局部的な流れの集中をさけること。

iv) 水衝部に対して堤防が安全であること。

v) 合流角度はなるべく小さく，接線方向に合流させる。

(ハ) 河道の安定については，基本的には一般の河川の河道設計の考え方と異るものではない。ただ分合流の場合には，流量と土砂量とがかなりアンバランスになり易いことに注意を要する。例えば，分流点にせきを設けた場合には，せきを越える掃流砂量が減少するために，分流路のせき下流で河床低下が生ずる。従ってそのような場合には，河床の保護工（ブロックやコンクリート張りにする）を設けたり，河床勾配を緩くするための落差工を設けたりする必要がある。また反対に本川側では土砂堆積が多くなり，掘削による維持を考慮せねばならない。

従って，このような河道安定の観点から，分合流点の構造をチエックして土砂のバランスを図るべきであるが，流量配分，構造上の制約によりそれが困難である場合には，河床低下量や，堆積土砂量を推定してその対策を考慮しておくべきである。

質　問　2.

河川堤防は一部の特殊堤を除き，殆んどが土砂で構築されている。堤防を築造する場合，余裕高および余盛りをどのように考慮し流量，勾配，流速等によって堤防断面（土質も含めて）をどのように考えたらよいか。

解　答

堤防の余裕高を設ける理由は，次のように考えられている。

(1) 計画高水流量および計画高水位の決定においては，当然誤差があり得るのでそのための余裕を必要とする。

(2) 河川の河状は変化する場合が多い。計画にはもちろんこれらを考慮す

るが異状な堆積を生ずることもあり得るのでこれに対する余裕とする。

(3) 波に対する安全性，湾曲部などでの水位上昇もあるのでこれに対する余裕をとる。

河川砂防技術基準では計画高水流量によって，堤防の余裕高を次のように与えている。

計画高水流量（m^3/sec）	余裕高（m）
200以下	0.6 m以上
200～ 500	0.8 m 〃
500～2,000	1.0 m 〃
2,000～5,000	1.2 m 〃
5,000以上	1.5 m 〃

この場合の流量に対する余裕を計算してみると次の如くになる。河巾は標準値として同様砂防技術基準のものを用い，水面勾配を1／1,000，n＝0.03と仮定した。

流量	河巾	水深	余裕を加えた流量	余裕率（%）
200 m^3/s	30 m	3.03 m	296 m^3/s	48
500 〃	70 m	3.15	792	58
2,000 〃	190 m	3.98	3,100	55
5,000 〃	400 m	4.41	8,160	63

この計算では約50%の流量増に対処できることになり，かなりの安全率を見ていると云える。しかしながら，これらの値も，計画流量決定の精度の問題と関聯することであって，計画流量決定の合理的な方法が見出されない限り解決のできない問題ではないだろうか。

安定性の高い堤防を作るためには良質の材料を選定して使用するのが望ましいことはもちろんであるが，実際は，経済的な立場から現場の近くで入手できる材料で作られ，質的な検討は必ずしも十分行なわれるのが現状である。

特に有機質の含有量が多い土とか含水比の高い粘性土は，施工後の変形が

大きくなったり，トラフィカビリティの面で施工が難かしくなるので，使用しない場合がある。しかし，北海道の泥炭や，九州の有明海沿岸のガタ土などによっても築堤された例があり，ほとんど全ての土が使用されていると云うのが実状である。

築堤材料には河床を堀削，または浚渫した土を使うことが多いが，こういう場合には河川の上流部や急流河川では全く砂レキばかりの材料による堤防になったり，また下流部でも砂が堤体材料になることが多い。このような材料でできた堤防はしばしば漏水を起す。大体 5×10^{-3} cm／sec 程度より大きな透水係数を持つ材料で作られた堤防では浸透水が堤防裏ノリから流れ出すことが多いので堤体前面に被覆土を厚く施工すとか，裏法にドレーンなどを作ることが必要となろう。裏法尻部を空石積みなどして，ノリ尻を固めると同時に排水を良好にするのも効果的な方法である。堤体の透水性が大きいときは30cm程度の厚さの被覆土のみでは不十分である。

砂レキとは反対に粘性土を工事に用いることがあるがこの場合は土取場の排水には特に気を付ける。材料の含水比が上ると施工が全く困難となる。また，含水比の高い土で施工をするとノリ面がはらみ出したりワレツが生じ，問題を生じる。しかし粘性土の含水比が低く，締め固めが行なえれば，でき上った堤体は安定性の高いものとなる。堤体の透水係数が小さいので水の浸入が少なく，漏水の心配も少ない。

堤防の安定性は使用する材料の性質と同様に，締め固めも大きな影響を持ってくる。実際の河川堤防の土がどの程度，締め固められているかを調べた例はいろいろあるが，東北地建管内の多数の堤防で行なわれた結果によると堤代の締め固め度は粘性土は80.8％，非粘性土は81.7％であった。古くは築堤工事は機関車による土運搬を行ない，土を高まきし，堤体表面のみを土羽打ちによって締固め，芝生などによって法面保護を行なっていたので内部は極めて柔らかい状態であろうことは予想されていた。近年築堤工事も機械化施工によって行なわれ，締め固めも改良されてきたと考えられるが，締

め固め度の平均は８０％程度で道路盛土などに比較すると相当低い値を示している。しかも調査結果によると締め固め度５５～７０％の極めて緩い状態の堤防がかなり多いことが明らかにされている。

築堤後，年月の経過と共に土の自重によって体積が減少して，堤体の密度が増加するとも考えられるが，この効果の極めて少ないことは築堤完了後の堤防の圧縮沈下量が小さいという測定結果からも明らかである。このことは土木研究所構内で実施した試験盛土による沈下実測結果からも明らかである。また，現地の堤防で測定したデーターでも同様のことが示されている。土研の試験盛土によると，盛土施工完了後の沈下量は，よく締めた盛土で約１％，比較的ルーズな盛土で２％であった。

堤防の天端のごく地表付近の交通荷重による圧縮は別として，堤体内部が自然に締固まることはほとんど期待できないから，内部の弱点はいつまでも弱点として残るので盛土の安定性を向上させるためには施工時の轢圧はぜひとも必要である。堤防の漏水も部分的な欠陥すなわち，クラックなどの水みちによることが多いと云われているから，適当に締固めを行なって均質な堤防を作り，部分的な欠陥を除くよう努めることは大切である。道路盛土の場合にはＪＩＳ Ａ１２１０ の突き固め試験の最大乾燥密度の９０％以上の乾燥密度になるように土を締め固めるのを目標としているが河川堤防の場合はこれを多少下廻るとして，８０％以上の締め固め度を得るよう施工すべきである。堤体材料としてよく締まりかつ透水係数の小さい土がよいわけであり，施工性などから考えて粘性土の場合にはレキ分が多少混入している方が材料として良好である。

圧縮沈下に関連して余盛についてふれるが，すでに述べたように施工完了後の自重による堤体自体の沈下量は極めて少ない。むしろ堤体地盤の沈下量の方が支配的な場合が多い。堤体自体の圧縮量を対象に考えた場合には余盛は少なくてもよいことになる。したがって地盤の沈下量の大きい軟弱地盤などでは，その量を加えたものが余盛の量になるべきである。

次に締め固めと斜面の安定性であるが，締め固めた堤体の安定がいちじるしく上昇するのは実験その他によって確認されているとおりである。機械化施工をすれば締め固めも十分に行なわれるが，盛土の中心部のみが固まりその上に比較的柔らかい土羽土をかぶせたのではかえって斜面の安定性がそこなわれることもある。その理由は，透水性の低い硬い層の上に降雨による浸透水が集まり，硬軟両層の境界面に沿ってすべりが生じるためである。

土でできた堤防は，浸透水によってしばしば斜面すべりを起しているが，斜面崩壊に至らなくても過度の浸透流が堤体内に生じると堤体にクリープが起り沈下の生じることもある。特に完成間もない堤防では大出水や，豪雨によって堤体内へ多量の水が浸透すると堤体の天端が沈下することがある。先年，淀川の堤防で行なった湛水実験では堤体の沈下が５０㎝以上に達した。この沈下量も締め固めの程度の低い堤防程，また新しい堤防ほど多い。堤体の沈下はこの他，地震によっても起っている。たとえば新潟地震のときの阿賀野川堤防では１ｍ以上の沈下が観測されている。このような大出水あるいは地震などの原因にもとずく沈下量は余盛りでカバーすべきかあるいは余裕高でカバーされるのかはっきりしていないが，不測の事態によって生ずる現象と考え，余裕高に含ませるものと考えられる。

堤防の断面形状は，河川毎に堤防定規によって定められており，土質条件によって堤防の断面を変えるということは普通行なわれていない。沈下，漏水などで問題のある箇所のみ対策工法が付け加えられているが，当然材料，洪水継続時間，地盤条件などに応じて合理的な堤防を設計するよう考えていくべきであろう。

質　問　3.

模型実験を現場に適用する際どういう点にとくに注意を払う必要があるか。また模型実験での適用範囲をどの程度と考えるべきか。

解　答

模型実験にはいろいろと種類が多く，それぞれの場合において実際への適用にも精度が異る。一般に，フルードの相似律が満足される模型実験，例えば，ダムの越流，水門の流出，コンクリート水路の流れなど，流速分布や，水面形状などを主として問題にするような場合には，模型があまり小さくなければ十分精度のあるものと考えられる。これに対してレイノルズ数が関係するような問題，例えば抗力の問題などでは模型で実物と同程度のレイノルズ数を得ることは非常に困難なので，その結果も定量的には信頼度が小さい。

また，河川の模型実験で局所洗掘や堆積，河床変動などを目的とした移動床実験では，限界掃流力，流砂量，（掃流及び浮流とも）流れの抵抗，などを同時に満足させることが非常に困難であるので，実験を行う場合に，何処に焦点を合わせて実施したかを認識し，実験結果を判断することが必要である。

例えば限界掃流力の相似でない模型では，（実際河川の河床材料が小さい場合には模型で使用できる材料がないため）模型で生じる現象はある程度以上の流量の場合にのみ相似性が満足されることになる。

参考文献

1）河川分流の設計法(1)，(2)　土木技術資料　2巻1号，4号（昭35）．
2）河川の分流に関する研究
(3)　江戸川分流の機能設計　土木研究所報告　100号
(4)　狩野川放水路の水理機能設計　〃　101号
(5)　猪名川分流の機能設計　〃　103号
(6)　太田川分流の機能設計　〃　105号
(7)　渡良瀬川ショートカットの水理模型実験　〃　108号
(8)　狩野川放水路の水理機能設計（その2）　〃　124号
(9)　揖保川の分流に関する諸問題の検討　〃　126号
3）水理学・水文学における最近の進歩　土木学会関西支部，中部支部　昭42．
4）開水路分水工の研究；室田明　土木学会論文集　第70号．別冊（1−1）昭35．
5）河川砂防技術基準
6）河川移動床模型実験とその問題点；山口高志　土木技術資料　9巻9号　昭42．

3. 道　路　部　門

1　道路工学からみた交通事故

2　維持修繕工事工法の問題について

道路工学からみた交通事故

はじめに

今年に入ってからの交通事故の増加傾向は誠に憂慮すべきものがあり，1月から4月までの交通事故による死者の数は4794人と昨年同期の4195人に比較して約600人増となっております。

交通事故を防ぐために，警察と道路管理者とが密接に協力して交通取締り，交通規制の強化あるいは交通安全施設の整備等を進めておりますが道路管理者が，交通安全施設等の整備を行なうには交通事故を道路工学，交通工学的に分析して最も効果的な対策を講ずる必要があります。

所で実際にわれわれの管理している道路，特に都市内の道路については，拡幅や家屋移転が事実上不可能で，与えられた道路幅員，道路面積の中で処理しなければならない場合が極めて多いものであります。

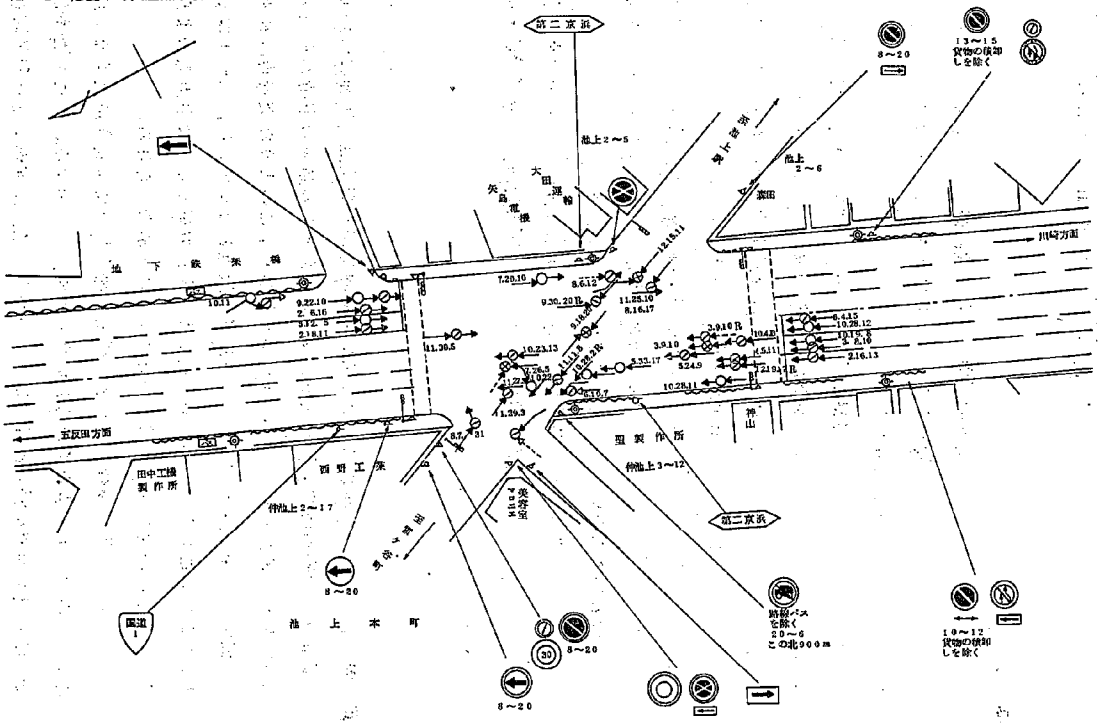
そこで今回はこのような条件に該当する具体的な箇所として変形交差点を例にとって道路工学，交通工学の立場からの交通事故防止対策について御意見をお伺いします。

質問 1. 細道路が斜めに交差している幹線道路の交差点の処理について

都市内の幹線道路で，その道路が改築されたときの諸般の事情から在来の細道路が斜めに交差している場合がかなりあり，このような交差点は往々にして広すぎる交差点となっており事故多発地点となっている。図－1はその例であるが，このような場合交差点を狭くする方策として図中点線のような交差道路に合わせて横断歩道を斜めにすることが考えられる。

しかしながらその場合，歩行者の横断距離（従って時間）が長くなったり，右左折のポケットが少なくなるというような問題が生ずる。そこでこの種の交差点で横断歩道を斜めに設置してよい場合の条件は何か，またその場合，

図－１　池上本町交差点事故発生状況図（昭和４２年中）



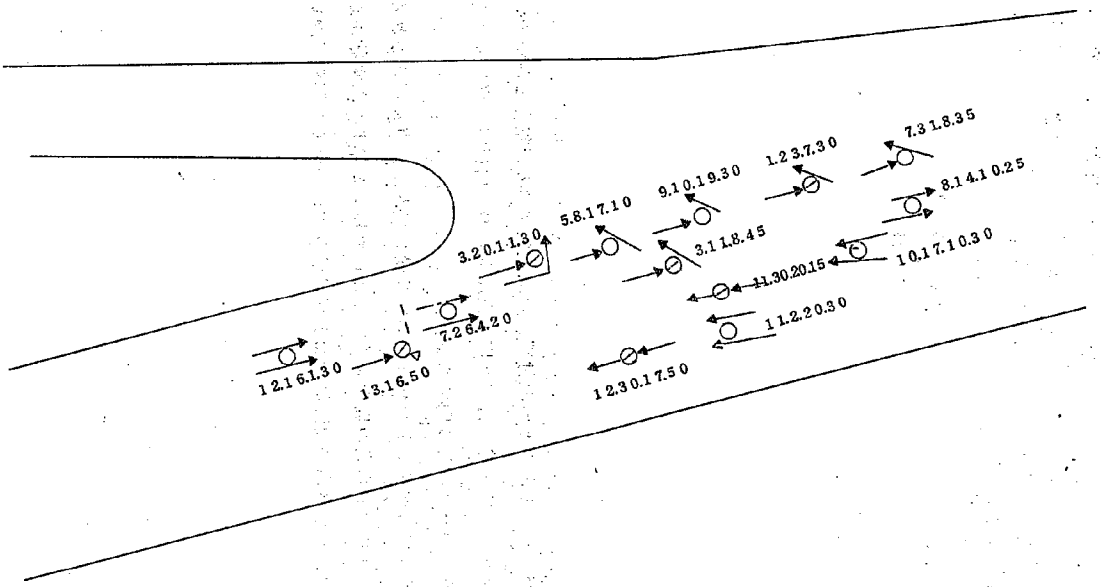
停止線の引き方，信号面の適切な位置について御教示願いたい。なお，この種の交差点に横断歩道橋を設置することの得失について御意見を伺いたい。

- 右折車用本体の設置
- 右左折２面
- 追　　突
- 信号の位置
- 速度低下
- 黄信号の長さ
- すべりどめ

質　問　2.

都市のバイパスと旧道との取付部は殆んどＹ字形の交差点となっているが，この種の交差点では本線走行車と旧道出入車との側面衝突の事故が多発する傾向がある。図－２はその例である。

このような場合ペイントで交通島等を設置しても走行車に無視されることが多いが，マウント形式の島を設置するとしたら，どのような形状が適切か，またその場合の信号面の設置位置および現示方式についても御教示願いたい。



図－２　　国道２０号世田谷区給田町

質　問　3.

バイパスの信号交差点における追突事故防止について

バイパス等の高規格の道路においては，どうしても制限速度以上で走行している車両が多く，信号交差点における追突事故が，全体の６０～７０％にも達っしている。また追突事故でなくとも追突を避けるために誘発されたと思われる事故も多く見受けられる。これらはもちろん運転者の不注意や無謀運転によるものが殆んどと考えられるが，運転者の責任ばかり追求していても解決しない問題であると思われる。

追突事故を軽減する観点から，次に示す対策についてその効用等を具体的に解説をお願いしたい。

(1)　スベリ止め舗装について

(2)　停止線間の距離および黄信号の長さについて

(3)　信号機の配置および視認距離について

(4)　予告信号およびその配置について

(5)　横断歩道橋設置について

この他に追突防止の対策があればお示し願いたい。

質　問　4.

信号交差点の各車線幅員を縮小することより右折専用車線を設置することについて

市街地の信号交差点において，道路の拡幅が不可能なために，各車線幅員を縮小することにより，中央線を移して右折専用車線を設けている例がしばしば見受けられる。これは右折率とも大いに関係するとも思われるが，交通安全上および交通容量の観点からこの種の改造の可否および判断基準となるものがあれば，それもお示し願いたい。

質　問　5.

今後の交通安全について道路管理者例における注意事項および資料収集についが

交差点等交通事故多発地点を改善するために，各種の判断基準を設定する必要がある。現在種々の定性的な議論が行なわれているが，定量的な判断基準といったものが，皆無に等しいと思われるので，今後それらを設定するに必要な道路管理者としての注意事項および資料集収について御意見があればお示し願いたい。

解　答

1. 変形の斜め十字交差

この種の変形の斜め十字交差について，処理能力の向上と安全性の確保の点から改良方法を考える際には，まづ，このような平面交差での交通現象上の大きな特長をつかんでおく必要があります。

1）斜め十字交差では，正規十字交差にくらべて，この例のごとく，交差点の大きさが2～3倍，60m以上になる場合もしばしばあります。このように交差部分が大きくなると，処理能力の面では，車輛が交差区域をクリア（通過）するに要する時間が長くなり，主道路から交差道路へ（又はその逆）の青信号の移行時に車輛を交差点内から一掃するため毎サイクル数secづゝ，変形交差なるがためにクリアランス，インターバルが余分に必要になります。したがって，信号の面だけを考えても処理能力は，低下することになります。

さらに，実際の交通現象の面では，「出おくれ」「出いそぎ」の車がある。これらの車が，しばしば交差点内でかみあい，他の交通流を閉塞することもしばしば起るので，実際の処理能力は評算上よりもさらに低下する。

2）一方，安全性の面では，信号の移行時に大きな交差点に流入する車

輛は，個々の車輛によって，通過の可能，不可能についての判断がまちまちになり，減速の仕方も，相違するため，追突事故も多発し，また，「出いそぎ」の車と「信号残り」の車との間で側面衝突の事故なども多受します。

3) このようなことから，出来れば，改築の際に，交差道路の整理・統合，或は，交差形式の修正を行っておくことが，主道路の交通機能の維持と安全性の確保の点から好ましい。しかし，既存の道路でしかも諸般の事情からこの種の改良を行えないような場合には，上述の交通現象を前提に，部分的な改良を考えざるをえません。平面交差の個々の施設は相互に関連がある。一つ一つを切離して，考えるわけにはゆきませんが，以下，御質問の事項に対する考え方を述べます。

1) 横断歩道の設置，停止線の引き方

横断歩道の設置位置は，当然停止線の位置と関連する。平面交差における停止線の位置を決めるにあたっては，

(1) 交差道路，沿道の建物，信号の位置など諸般の関係から，通行者のうける感覚と合致し，自然な守りやすい位置に設けること。

(2) 交差点が過度に大きくならないように設けること。（交差点の大きさを40m以下にする。）

(3) 出来れば（街角の形状にもよるが）停止線に停止した車輛の運転者から，交差道路の状況が或程度みとおせること。（横断歩道のない場合は交差道路の沿道の建築線（官民を境界）に合わせる。）

等が原則となるであろう。

一方，横断歩道の設置については，

(1) 一般には，（他の条件がなければ）道路と直角に設置することが望ましい。

(2) 横断歩道の長さは歩行者の歩行速度を1.2～1.0m／secとして，1回の横断に要するsec数を算出し，（これに歩行者数に応

じて，若干の割増しを行い。）この歩行者の横断のための所要時間が，同一の信号で流れる交差道路側の車輌のための所要時間とバランスしていること，及び，その交差点全体の交通処理上から妥当なものであることが処理能力の維持の点からも安全上からも望ましい。

(3) 一回の横断距離が過度に長くなったり，あるいは上記2）の条件を満たさない場合には，安全島（待避のための）を設けるとか横断歩道橋にするなどが考えられる。（逆に，2）の条件をみたす範囲で必要があれば或程度，横断歩道を斜めにしても差支えないと思われる。）

(4) 横断歩道および立体横断施設は，歩行者の自然な行動に沿ったものであることが必要であり，不自然な迂廻を強いるものであってはならない。又，歩行者の数によっては平面回上，左右対象に横断歩道を設置する必要はない。

(5) 平面交差部での横断歩道橋等の立体横断施設の設置によって横断歩道が廃止する場合には車輌関係の処理能力の増大と共に，歩行者の昇降・迂廻による損失時間等も考慮する必要がある。また，その巾員，構造等は，歩行者の交通量に見合った容量のものでなければならない。

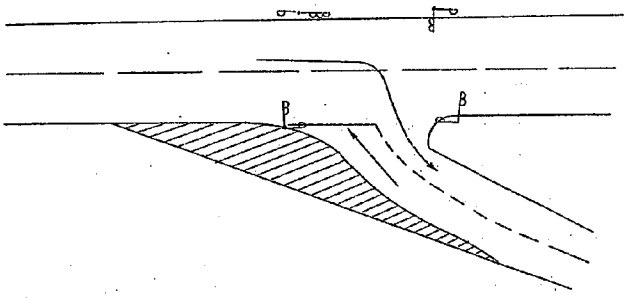
2) 交差点の規模を修正することによって，左右折車のポケットが少くなるという考え方については，本来左右折車のさばけ量は，対向の交通量，信号現示，交差道路の巾員，横断歩行者数などによって，影響されるのである。（上述のようなポケットの大小によって決まるのではない。）交差点が過度に大きくなる。一サイクルで捌ききれない，車輌まで交差点内に収容し，結果的に無理な左右折を行わせることは，この図のような事故を招き，処理能力の抵下を来たす。

2. Y型交差の島の設置について

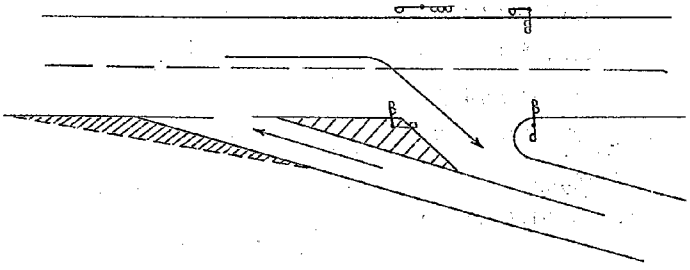
Y型交差も交差区域が広大となり，無秩序な右折が行われ，事故多発となりやすい交差形式の一つであり，交通島の設置による修正が考えられる。

この場合，考えられる方式は基本的には次の3通りであり，道路条件，交通状況によりそれぞれ適用上の得失が異る。

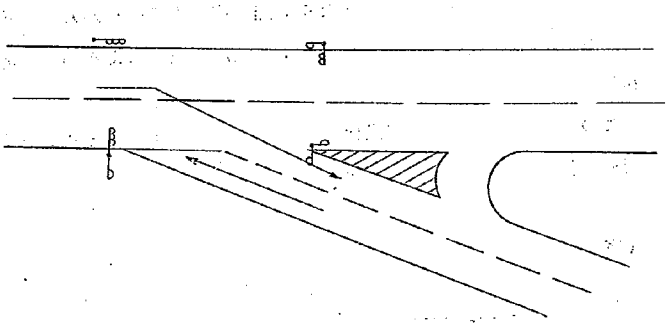
A案



B案



C案



これらについて簡単に述べると，

1） A案は一般に従道路の交通量が少い場合で，信号あるいは一時停止を強制するとき，（従道路からの左折，右折の需要が均衡しているか右折が多い場合）

2） B案は，従道路の交通量が或程度多く，右折のみを信号制御し，従道路からの左折は信号によらず合流させるとき。（この場合，出来れば左折のスムーズな合流のためテーパー等をとる。また従道路からの右折は少く，禁止できること。）

3） C案は，従道路の交通量が主道路のそれに近い場合で従道路からの左折が右折にくらべて，圧倒的に多い場合。

なお，主道路からの右折車に対して，右折専用車線を設けることは，いずれの場合も有効である。

3. 郊外部の高速で走行する区間の交差部における追突事故について

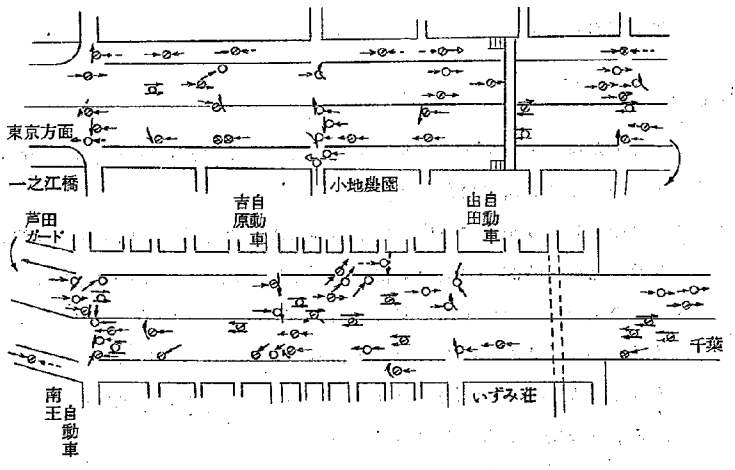
このことについての一つの参考として，去る４１年筆者が京葉道路において実施した信号制御方式を以下に御紹介しておく

高速走行の道路における交差道路からの交通処理の一方式とその効果について（抄）

§ 1. はじめに

1. 比較的高速の走行が行なわれている一般道路や，平面の自動車専用道路では，その道路によって分断される両側の地域からの流入，流出，横断等の交通需要の円滑な処理が，その道路の安全で能率的な交通を確保のために不可欠である。

2. 制限速度７０kmの京葉道路では，２.９ km の間にガードレールの開口部が２１か所あり，これらからの流出入する車輛，歩行者に起因する事故が，図－１のように年間８４件（死者２名，重傷３名，軽傷６９名）発生した。実際には，更に多くの事故寸前の状態があるものと思われる。



図－１

3. このような場合，沿道両側の地域からの交通需要を，ただ単に抑制するだけでは問題は本質的に解決されないし，かといって，これを不用意に認めると，高速通行の幹線道路の交通能率も低下し，全体の交通体系がdioturbされ，また事故も多発することになる。

要するにこれの両方の交通需要の調整のためには，「＋して2で割る」式ではなく，より合理的な処理が必要となる。

4. そこで，幹線道路と両側の地域の交通需要の調整の主眼と基準をどこにおくか？

という点について京葉道路の場合には，

1）沿道地域からの流入，流出，横断の交通需要は，充足させなければならない。

2）しかし，それによって，本線の交通能率の低下はさける。

3）更に本線の交通は高速通行なので，交差交通を認めることによる追突事故などの発生を防ぐこと。

などを目途とした。

§2. 交通の運用

1. 21か所のガード・レールの開口部を沿道の交差道路の型態，交通量などから，5か所に集約した。

2. このうち，3か所については，信号による整理を行ない，横断，流入交通に必要な時間を与えて，安全かつ正当に通行させることとした。

3. 他の2か所については，本線からの流出交通のみに利用させるものと，右折流出入および横断禁止の規制をし，左折による流出入のみに限定した。この信号制御を行なう3か所については，本線の交通能率の低下を防ぎ，かつ安全なものとする必要がある。

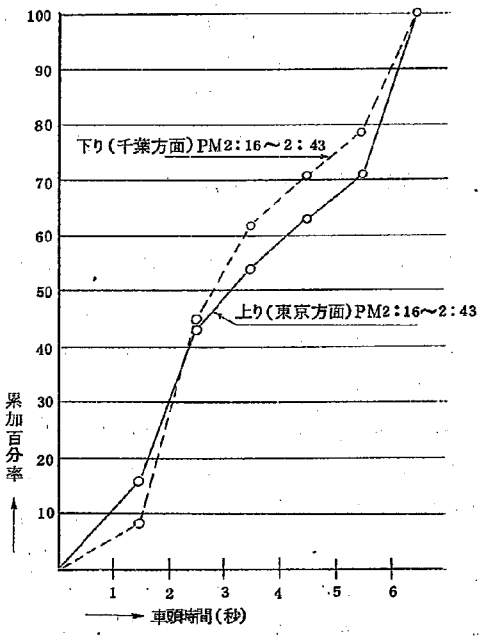
(1) 車頭間隔の検定

京葉道路の場合，本線交通は走行速度が高く，本線の交通流と無関

係に，独立した信号制御を行なうことは停止率も高くなり，また，追突事故なども発生するので好ましくない。

本線が重交通の場合でも，短い時間の単位でみると，かなりの変動があるので，この交通流の変動に合わせて，車頭間隔のひらいた時だけ，本線信号を赤とし，停止台数を下げるとともに，追突防止をはかることが得策である。

京葉道路で車頭間隔を実測した結果は図－２のようになっており，1 sec ～12.5 sec の間で任意に設定した秒数（現在4 secに設定してある）以上車頭間隔が開いた時にのみ，本線信号を赤信号とすることにした。



図－２　頻度累加曲線

この結果本線交通が車群を形成するような場合には，赤信号が現示されることがないので，後述のように停止率は通常の信号方式にくらべ５０％少なくなっている。

なお，一定時間以上経過しても，車頭間隔のあきがない場合には，強制的に信号が変るように上限値をきめている。

(2) 予告信号灯の設置

上述のような方法によって，追突事故の可能性も減らすことが出来たが，更にこれをより確実なものとするため，本信号の手前一定距離に予告信号灯を設けることとした。

ア．予告信号灯の位置は次式によって算定された高速からの制動に必要充分な距離だけ，本信号から手前に設置した。なお，この場合の速度は，実走行速度を勘案し，制限速度（７０ｋｍ）を上廻る８０ｋｍ／ｈとして求めた。

$$S = \frac{V^2}{2 \times 3.6^2 \times ugf}$$

$$Vt = \frac{V}{3.6} r$$

v．走行速度（８０ｋｍ／ｈ）
u．制動効率（Ⅰ）
f．摩擦係数（0.5）
r．反応時間（３ｓｅｃ）

この結果，本信号と予告信号灯の距離（ℓ_2）は１００～１１０ｍとなった。

イ．予告信号灯を停止信号に対する予告として，有効に作動させるためには，

常時は滅灯とし，本線信号が赤となる一定秒数（Ga_3），前から黄点滅をすることが必要である。

この秒数は，２～５０ｓｅｃの間で自由に設定できるようにしてあるが，予告信号灯の位置，予告信号灯を視認する際の車両の走行位置などによって決まる。（実際にはGa_3＝１０ｓｅｃとしている。）

(3) 車頭間隔検定の感知機の位置

ア．予告信号灯の黄点滅を開始するための条件である車頭間隔を検定するディテクターは，当然予告信号灯より，更に手前になければならない。

イ．次に予告信号灯の黄点滅は，車頭間隔がひらいた際の前車には見えず，後車には確認され，しかも動作にうつるための充分な反応時

間がなければならない。

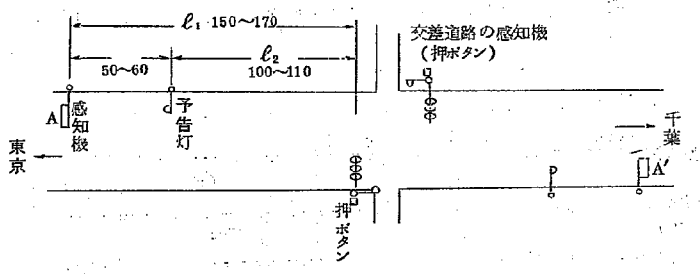
これらの条件をみたすための本信号，予告信号灯，感知機の相互の位置は図－３において，次のようになる。

$\ell_1 > S + Vt$　　S：制動距離(m)

$\ell_2 \geq S + V.t$　　Vt：反応距離(m)

$\ell_1 > \ell_2$　　VT.E：設定車頭間隔(m)

$\ell_1 - \ell_2 < V.TE$



図－３　予告信号灯と感知機の位置

(4)　押ボタン装置の設置

交差道路からの交通需要に対して，当然のことながら，この信号制御は定サイクル的ではなく，交差道路の交通の需要があった時だけ信号が変る可能性をもてばよい。したがって，この需要を知るための装置，この場合は人，車輌とも押ボタンを設けた。

(5)　制御方式

図－３，図－４によって，

ア．常時，本線方向の信号は青信号。

イ．本線に入ろうとするものが，押ボタンを押す。

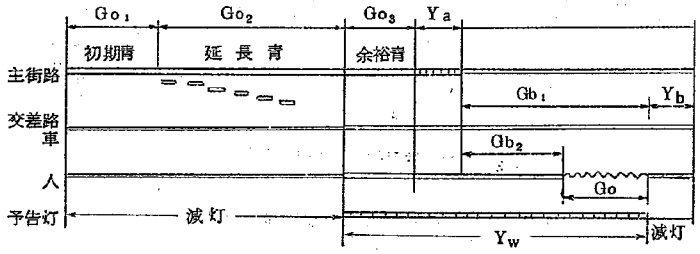
ウ．その瞬間から，路面に埋設の感知機が，通行車輌の車頭間隔を検

出する。

エ．設定秒数以上，車頭間隔があくと，予告信号灯が黄せん光を開始する。

オ．本線の信号灯は，予告信号灯が，せん光を開始以前に，感知機を通過の車輌が交差点に入るまで青信号を持続した後，黄信号となり，さらに赤信号に変る。

カ．常時横断交通の需要がある場合は，初頭青時間を経過した後，いままでの動作を繰り返す。なお，最大青時間になっても車頭間隔が検出できない場合は，この時点から予告信号灯が作動を開始する。



図－4　制御シーケンスと設定秒数表

主街路

信号のタイムシーケンスの名称	項目説明	設定可能秒数範囲	考察	設定秒数
Ga_1（初期青）	Detectorと停止線の区間において交差街路が青信号の際に待機している車輌を処理する青秒数	2～50sec	ℓ_1 ＋（停車車輌1台の占用長さ）×車頭秒数－（$\frac{150+5}{160}$）×2＝60″～64″	50sec
Ga_2（延長青）		4～100″		60sec
G.a（基準車頭時間）		1～125″		3～4sec
Ga_3	延長青が終ったとき，それ以前に通行車輌の最後尾車が，信号機設置か所を通行し終るまでの所要秒数		（ℓ_1－秒速×Gax）＋秒数（$150-\frac{2.2}{20}\times 3$）＋$\frac{2.2}{20}$（$160-\frac{2.2}{20}\times 3$）＋$\frac{2.0}{2.2}$	4～5sec
Ya（注意）				4sec

交差街路

Gb_1（初期青）		−2～50″	w（横断歩道の距離）×歩行者の秒速（1.0 m／sec）	16sec
Gb_2（延長青）	今回は使用しない	1～125		
Yb		1～125		4sec
Gw	現在は使用し		w（横断歩道の距離）＋歩行者の秒速（1.5 m／sec）16＋1.5−4（Yb）	6sec

§ 3　施設後の状況

1. 本線交通の停止率と交差交通の待ち時間

調査の結果は表－1のようであり，これによると，

(1) 常時，交差交通の需要がある場合（押ボタンを押しつづけた時の本線）の青信号時間は

2.676 sec／3,600 sec ＝ 74％

753 sec／ 900 sec ＝ 83.6％であり，

(2) この時の本線交通の停止率は，

上りが１３.３～１４.８％

下りが１２.４～１３.２％であり，

赤信号の現示率１６.４～２６％に対して停止率は，

１３.３～１４.８／２６＝５０～５６.８％

１２.４～１３.２／１６.４＝７６.３～８０.４％と

かなり低くなっている。

(3) また，この場合，交差道路側で押ボタンを押してから，信号が変るまでの持ち時間は，52sec ～ 118sec平均的には80sec～90secとなっている。

(4) 次に，実際の横断交通の需要に対しては，本線の青信号時間は

｛1,800－192sec（12×16sec）｝／1,800＝89.1％

であり，

(5) この時の本線交通の停止率は，

9.4～10.4％

(6) 横断交通の持ち時間は，20sec～95secの範囲であり，平均60secとなっている。

図－5は，歩行者の待ち時間を累加曲線で示したものである。

表－1　ア．調査日時　昭和４１年５月２５日　１１００～１５３０

イ．交通量　ピーク（１１００～１２００）　２９８０台平均２７７５台／１時間

ウ．本線交通の停止率と横断待ち時間

春江町１丁目交差点

時間	信号整理の条件 / 信号現示変化の回数		常時横断交通があった時 本線の秒数（青・黄）	交差路の交通量 自動車 北行	自動車 南行	人 北行	人 南行	停止状況 上り（台数） 第１車線	第２車線	計	下り（台数） 第１車線	第２車線	計	本線の青・黄時間（横断者の待ち時間の範囲）	停止率 上り	下り
１１００～１２００	合計	３３	２６７６	２９	１８	１４	８	９５	７７	１７２	１０３	１２２	２２５	５２秒～１１８秒	１３.３％（１７２台／１２８５台）	１３.２％（２２５台／１６９５台）
	平均		８１	０.８	０.５	０.４	０.２	２.８	２.３	５.２	３.１	３.６	６.８			
１５００～１５１５	合計	８	７５３	７	１	４	２	２６	２９	５５	２２	２２	４４	６９秒～１２０秒（１回）	１４.８％（５５台／３７０台）	１２.４％（４４台／３５５台）
	平均		９４	０.９	０.１	０.５	０.２５	３.２	３.６	７	２.７	２.７	５.５			

時間	信号整理の条件 / 信号現示変化の回数		現実の横断交通に対応 本線の秒数（青・黄）	交差路の交通量 自動車 北行	自動車 南行	人 北行	人 南行	停止状況 上り（台数） 第１車線	第２車線	計	下り（台数） 第１車線	第２車線	計	本線の青・黄時間（横断者の待ち時間の範囲）	停止率 上り	下り
１３００～１４００	合計	１２	１６０８	１８	１３	３	５	２８	２６	５４	３３	３６	６９	２０秒～９５秒 Tatal 722sec	９.４％（５４台／５７３台）	１０.４％（６９台／６６３台）
	平均		６０	１.５	１.１	０.２	０.３	２.３	２.１	４.５	２.７	３.０	５.７			

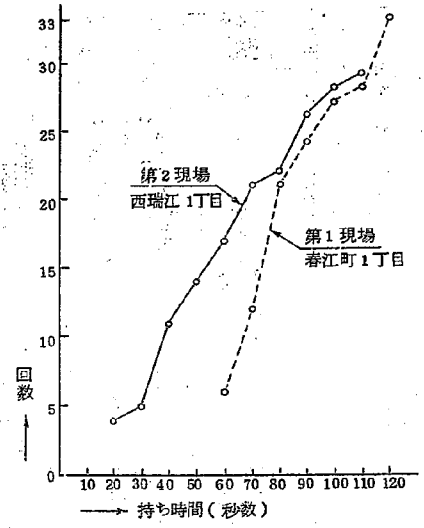


図 － 5

2. 走行状況

o 観測日時　昭和４１年５月２５日（水）雨 AM11.00～12.30

o 観測場所　京葉自動車専用道路，春江町１丁目交差点上り（東京）方向

o 撮影位置　別紙

o 観測機器　Bell EHowell メモ，モーション撮影機

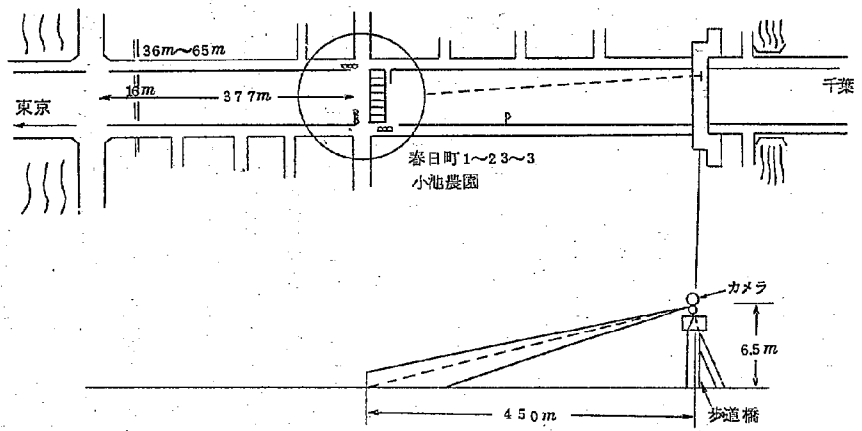
1 sec 1コマ（コマおくり）を使用 75㎜望遠使用

o 道路条件　16ｍ幅員，コンクリート舗装，直線（観測区間とその前後）

o 交通条件　交通量 1,285 台／片側２車線／１h

AM11.00～12.00

車種構成


36m～65m
16m
377m
東京
千葉
P
春日町1～23～3
小池農園
カメラ
6.5m
450m
歩道橋

普通車・トラック・軽自動車

P ： T ： K ＝25：24：1

(1) 調査概要

「京葉自動車専用道のメモ・モーション解析」この主たる目的は，小池農園（春江町1の23の3）の信号機の千葉より，100m手前（100m地点）にある予告信号灯が黄の点滅を開始した時，本線の内側車線を交通する車輌に，どれだけのSpeed downを起させるか否かを究明する事にある。（予告信号灯による速度減少効果）

この観測にあたって，撮影上の位置，およびその角度に関して近くに条件（高さ，距離等）を満足するような適確な場所がなかったため，450m後方の跨道橋上を選定せざるを得なかった。しかも観測機器設置後，相当量の降雨があり，このためレンズに水滴がついて画面がボケたりしたためその解析に困難を伴ない全部について実施し得なかった。

(2) 予告信号灯による速度減少効果解析方法

ア. 通常交通時（本信号が青のときの状況）

停止線から150mと100mの間の速度の平均値を，ランダムに選びだした車輌について求める。

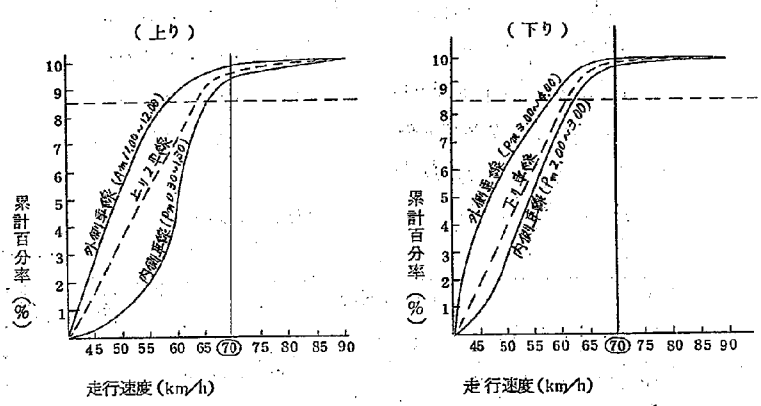
イ. 予告信号灯が黄点滅を開始して後，本信号が赤になり，再度，青の表示をするまでの間，停止線から手前130m地点～100m地点，100m地点～70m地点，70地点～40地点での速度の平均値を，ア. と同様な方法で求める。

ウ. 最後にア. とイ. との結果を相互に比較し，予告信号灯による速度減少効果を求めた。

(3) 京葉道路一般部分の走行速度分布

信号の影響をうけない一般部分（予告信号灯から千葉より450m地点）の平均速度をレーダー・スピードメーターで観測した結果は，図－7，表－2のようになっている。

ア. 上り交通と下り交通の間には，平均速度で約5 km 位の速度差がある。



図－7　レーダースピードメーターによる京葉道路の速度累加曲線図

表－2　信号機から450m地点の走行速度

	45 km/h	50 km/h	55 km/h	60 km/h	65 km/h	70 km/h	75 km/h	80 km/h	85 km/h	sum
外側車線台数	261	262	209	121	90	11	0	5	2	961
内側車線台数	13	68	79	144	282	87	4	28	3	708
総台数	274	330	288	265	372	98	4	33	5	1,669
総台数×速度	12,330	16,500	15,840	15,900	24,180	6,860	300	2,640	425	94,975
平均速度	94,975÷1,669＝56.6 km/h（レーダースピードメーターによる）									

注1. 観測地点は本信号の450m前方千葉より
2. 外側車線はAM11.00～12.00。内側車線はPM0.30～1.30観測

イ. この結果簡単に次のようなことがいえる。

内側車線と，外側車線との速度差は，上り交通では，中位速度が61 kmと，49 kmで12 km の差が，85パーセンタイル・スピー

ドでも65.5kmと59kmと6.5km の差があり，内側車線の走行速度がかなり高くなっている。

ウ．下り交通でも，内側車線と外側車線では中位速度で，それぞれ54.5kmと，46.5kmと，8km の差があり，85パーセンタイルでも，62km/hと58km/hと，約4 km/hの差がある。

しかし，上り交通の場合ほどのバラッキは大きくない。

(4) 予告信号灯付近の走行速度

表－3　予告信号灯が点滅中の走行速度状況，
および滅灯時との比較

	走行速度		通常交通時に対する速度低下率
通常交通時	37.3km/h	4.2km/h Speed down	
予告信号 黄 第1区間 130m地点～100m地点	33.1 〃		11.2 %
〃 〃 第2区間 100m地点～ 70m地点	24.2 〃	8.9 〃 〃	35.2 %
〃 〃 第3区間 70m地点～ 40m地点	25.8 〃	1.6 〃 Speed up	30.9 %

注：100m地点は予告信号の位置

ア．予告信号灯が点灯されていない時の，予告灯付近の走行速度は37.3km/hである。

（前記一般区間の56.6km/hにくらべ，予告灯や警戒標識，広報板などの存在のみでかなり減速している。）

イ．予告信号灯の点滅の開始によって，停止線から手前130～100mの地点では，33.1 km/hにSpeed downしている。

ウ．更に停止線から手前100m～70mの区間では，24.2 km/hに減速している。

エ．停止線から７０ｍ～４０ｍの区間では，２５.８ｋｍ/ｈに多少加速されている。

（これは，予告信号灯の地点から，この地点から，この区間までの間で前記の減速をし速度調整をした結果，青信号で通過できるので加速している車もあるためである。）

(5) 予告信号灯から本信号までの間の走行状況

全区間を通しての車輌走行状態を見ると１５０ｍ地点→第１区間で減速，第１区間→第２区間で徐行，第２区間→第３区間で加速ぎみ徐行Ｏｒ減速停止のように，停止する場合には，いわゆる２段モーション的な様相を呈している。この事は，例えばＴime－ Ｓpace DiagramのP_{12}，T_{10}，T_{11}，のように予告信号の黄点滅による速度減少効果をも含め顕著に現われている。いいかえれば，これは予告信号灯で，注意を促され，本信号の赤を確認，減速したドライバーが，第１区間→第２区間で徐行しながら，目前の本信号機の赤にひっかかる事なく通過出来るかどうか，その機会をうかがっており，その結果として，次の区間で停止せざるをえない場合を除いて，むしろ加速ぎみに走行しているということが想定されて，表－３の値が得られたものと考えられる。

なお，本信号の手前１５０ｍの区間における予告信号灯の黄点滅の場合，本信号青の場合等の走行状態を示したものである。

ここで結論をだすならば，表－３の解析結果にそれを示すように，

ア．予告信号灯によるＳpeed downは１０ｋｍ/ｈ前後でそう大きくはない。

イ．しかし，予告信号灯の黄点滅により，ドライバーに注意を喚起し，次の本信号の通過の機会をうかがうだけの余裕をもたらしている。

この意味では，予告信号灯の効果があったといえよう。

なお，観測日は小雨が降っており，観測機器の設置による通行者

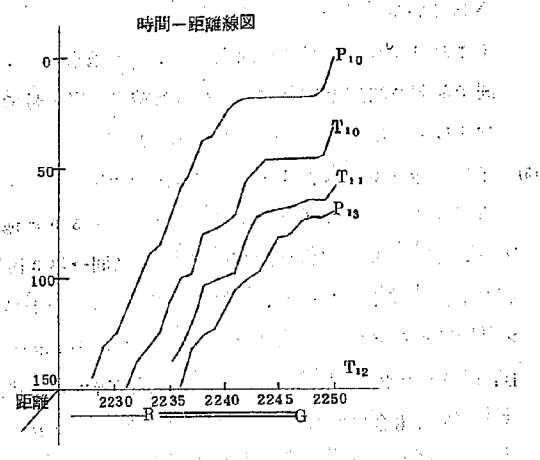

時間－距離線図
0
50
100
150
P_{10}
T_{10}
T_{11}
P_{13}
T_{12}
距離
2230
2235
2240
2245
2250
R
G

図 － 8

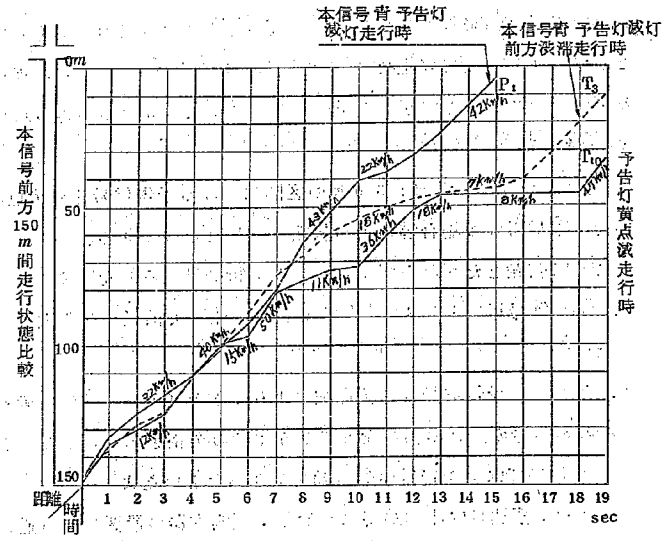

本信号青 予告灯
滅灯走行時
本信号青 予告灯滅灯
前方渋滞走行時
0m
50
100
150
本信号前方150m間走行状態比較
予告灯黄点滅走行時
P_1
T_3
T_{10}
42Km/h
22Km/h
43Km/h
18Km/h
32Km/h
16Km/h
11Km/h
50Km/h
40Km/h
15Km/h
32Km/h
15Km/h
9Km/h
8Km/h
8Km/h
距離
時間
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19
sec

図 － 9

への影響等ひ考えられ，特異な条件は多少あるが，大体事実をとらえられだと思っている。

解析にあたって，内側車線を特に選定した理由は，速度累加曲線図に示されているように，最も高い頻度をもった速度範囲（10km／hベース）は，上り外側車線で43～53km/h，同じ内側車線で56～66km／hと相当違っており，したがって，予告信号灯の速度減少効果は，走行速度が10km／h高い内側車線の方が，より明瞭に現われると考えられるのでこれを選んだ。

§4　設置前後の交通事故発生状況

この道路の信号機設置前後，2か月間の事故発生状況を比較すると，設置前は26件の発生をみた事故も，設置後は15件と約42%減少している。このうち追突事故は，12件が6件（信号交差点直前のものは3件）また設置後の雨天時における事故も，信号機設置交差点を過ぎた地点で車輌の追突と，ガード・レールに衝突のものが各1件，信号機から約435mの地点で，追突1件の事故発生をみているのみである。

設置前・後2か月間の交通事故比較表

		設置前 41.3.1～41.4.30	設置後 41.5.1～41.6.30
発生総件数		26件	15件
内訳	死亡	1名	0
	重傷	2名	3
	軽傷	24名	9
	物件	8件	5

追突事故と舗装面のすべり

追突事故の原因は舗装面のすべり摩擦係数には関係なく，車間距離不足，又は前方不注意によって起ると考えられる。

しかし実際には同じ車間距離をもって走行している場合，路面のすべり摩擦係数の大きい所はそれだけ安全となる。その理由の一つは前車と後車の使用する摩擦係数の差が大きくなることであり，もう一つは制動距離の短縮による時間遅れのカバーである。

過去に測定した追突事故多発地点の摩擦係数値は大体0.4（60km／h，湿潤，夏期）が限界と考えられ，これより小さい区間で多発しているようである。

一般に交差点区間は制動，停車が多いので，路面のすべり摩擦係数は他の区間より早く小さくなりやすい。故に摩擦係数が大きく，しかも良好な状態を長く維持するような舗装工種を選ぶ必要がある。すべりやすくなった路面は何等かの対策を行うべきは当然である。舗装工種については維持修繕工法の方を参照して戴きたい。

西欧諸国の中には最近高速走行する道路の合分流点附近，曲線区間等に1／4～1／8　インチ程度の小溝をつけた工法が一部採用された所もある。これについては道路の走行状態と共に舗装工種についても十分検討する必要がある。

維持修繕工事工法の問題について

質　問　1.

ＣＢＲ値が２以下の非常に小さな値の場合では，舗装厚は合計１ｍ以上となり，サンドイッチ工法などを採用することになるが，市街地における時間が限定された修繕工事では掘削深も大となり，地下埋設物などにも影響があって，実際問題として不可能な場合が多い。このような場所における適当な舗装構成とその考え方について御指導願いたい。

解　答

1.　軟弱な路床土上の舗装（舗装　昭４３－７より）

３月号の表－１・５に示したT_Aと合計厚の目標値は設計ＣＢＲが２以上の場合について示されており，設計ＣＢＲが２未満のときは別に考えねばならない。わが国の路床土は自然含水比の高いこと，細粒土が多いことあるいは地下水位が高いことなどにより，設計ＣＢＲが２未満になる場合が比較的多い。設計ＣＢＲが２未満のときに採用する工法として次のものが考えられる。

i）３月号に示した式(1)，(2)を設計ＣＢＲが２以下の場合にも適用する。

ii）路床は約１ｍと定義されているので，無条件に約１ｍ置き換えるか盛土する。

iii）サンドイッチ工法を用いる。

iv）鉄筋コンクリート舗装やプレストレストコンクリート舗装とする。

v）設計ＣＢＲが２程度の舗装でステージコンストラクションとする。

要綱にはこれらの工法のうちii），iii）およびv）について示されているが，その他の工法も全く使用していけないわけではない。現場の事情によっては要綱に示す方法以外でも，施工性，経済性よりやむをえないと判断されれば使用できる。以下に，各方法について簡単な考察を行なってみる。

i）表－１・１６は式(1)，(2)を使用して計算した結果を示す。Ａ，Ｂ交通で設計ＣＢＲが１以上の場合はさほど大きな値とはならないが，Ｃ，Ｄ

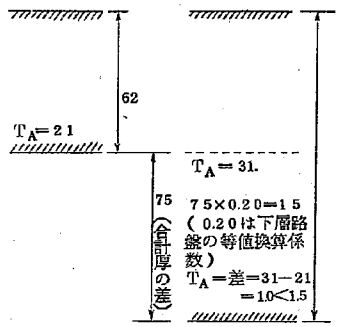
表－１・１６　設計ＣＢＲが２以下の場合に必要な合計厚とT_A

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

交通の場合や設計ＣＢＲが0.5程度になるときわめて厚く，じょうぶな舗装としなければならない。また，Ａ交通において設計ＣＢＲが2.0の場合と0.5の場合とを比較してみると，合計厚の差は１３７－６２＝７５cm，T_Aの差は３１－２１＝１０cmとなり，増厚すべき下層路盤に修正ＣＢＲ２０～３０，等値換算係数0.２０の材料を用いるとすれば，７５×0.２０＝１５cmとなり，必要なT_Aの増加分１０cmを上まわることになる。図－１・１８にこの関係を示す。これは設計ＣＢＲが２未満の場合には，増厚分に修正ＣＢＲ２０以下の材料を用いてよいという意味にも解釈されるし，また路面に近い部分の質を落としてもよいということにもなり，従来の感覚よりみておかしいと思われる。けっきょく式(1)，(2)がそのまま設計ＣＢＲ２未満に応用できると考えたのは誤りであったといえよう。ただ，このような方法を使用せざるをえない場合には，合計厚よりもむしろT_Aに重点をおいて考えるほうが，これまで述べてきた他の設計方法の考え方とも合致してよいように思われる。

設計ＣＢＲが２未満１以上のときはT_AをＡ交通で４cm，Ｂ交通で６

cm，C交通で8cm，D交通で10cmは設計CBR＝2の場合より大きくする。つまりこの分だけアスファルトコンクリートを用い，合計厚もこれに相当する分だけ厚くする。設計CBRが1未満のときはT_AをA交通10cm，B交通14cm，C交通19cm，D交通25cmは大きくしなければならない。



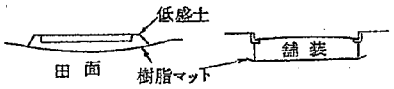
図－1・18　A交通，設計CBR 2.0と0.5の比較（単位cm）

以上は計算上のことであって，実際には5cm単位ぐらいに表層，基層あるいは安定処理上層路盤を増厚することになろう。この方法は地下水位の高い場合には推奨できない。それはしゃ断層や下層路盤の締固めがじゅうぶんにできないためであり，地下水位の低い場合でも上層路盤あるいは基層上で一時交通に開放し，じゅうぶん締め固め，沈下が完了するように配慮しなければならない。試験施工を行なって経過を観察するのが最良の方法であろう。

ii）軟弱な路床上に1m以上盛土することは一般的な方法である。盛土のかわりに良質材料をブルドーザなどで踏み込む方法も用いられている。また盛土材料の少ない場所では，路床上に合成樹脂のマットなどを敷き盛土厚を薄くする工法も試験的に行なわれている（図－1・19）。この工法が成功すれば応用範囲も広く，例えば前述のi）の場合にも応用できるであろう。

切土区間で軟弱な路床土が現われる場合には，約1mは余分に切り下げ，良質材料を1m程度盛り上げて新しい路床をつくるのがよい。

現道舗装の場合，路床を
を１ｍも置き換えること
は現実には不可能で，他
の工法を考えねばならな
い。



図－１・１９ 軟弱路床土上のマット工法

iii) 現道舗装で軟弱な路床土が現われた場合に，サンドイッチ工法は最も確実で有効な手段である。これはしゃ断層上に捨コンクリートやセメント安定処理などの剛性のある層をおき，その上に上層路盤以上の舗装を置くものである。サンドイッチ工法の特色は，

a) 剛性版を下におくことにより舗装の支持力を高められる。

b) 剛性版より上の材料をじゅうぶんに転圧できる。

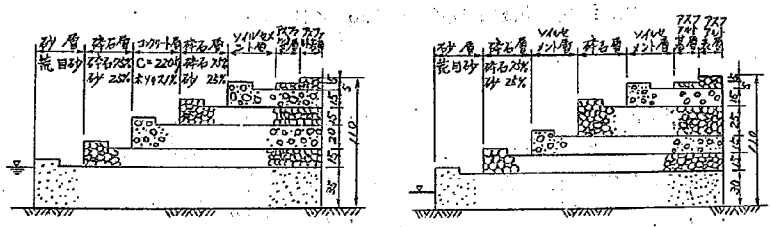
c) 剛性版のヒビワレが舗装表面まで現われにくい。

d) 路床土が路盤に進入しにくい。

などである。サンドイッチ工法はまだわが国では例が少ないが，今後かなり多くなるものと考えられる。国道２０号線鳥山バイパス（昭和３９年）の例を図－１・２０に示す。また竹下氏は舗装要綱原案において，図－１・２１に示すような断面を提案しておられる。鳥山バイパスは重交通道路で，当然Ｄ交通に分類される。図－１・２０と図－１・２１を比較して後者がかなり過大の感じがする。要綱では，サンドイッチ工法の設計にあたっては過去の例を参照するなり弾性計算などを行なって検討しなければならないと述べており，要綱の解説[25]では図－１・２１が１例として示されている。

弾性計算の方法については，鳥山バイパスを対象として行なった竹下氏の方法がある[26]。この方法は上田氏ほかの計算方法[27]を応用したもので近似的手法としては良いが，計算がきわめて繁雑で，１つの問題を解くのに計算尺を用いて２，３日はかかる。また，路面の許容沈下量

(1) 地下水の高い区間　　(2) 地下水の高さが中程度の区間



図－１・２０　烏山バイパスのサンドイッチ工法（単位cm）

をどの程度にとるべきかについても示されていない。そこで簡単な方法として等値弾性係数による方法を示してみよう[28]。

図－１・２２は要綱pp.１７，１８に示す設計例のうちＤ交通，設計ＣＢＲが２の場合である。いま各層の弾性係数を図中に示すように仮定する。これらの数値は竹下氏が計算に用いておられるもので，路床土の弾性係数だけは１００ＣＢＲとしたものである。計算の手順は次のとおりである（図－１・２３参照）。

① 路床以上の等値弾性係数Ｅequを求める。

$$E_{equ} = \left(\frac{h_1 E_1^{\frac{1}{3}} + h_2 E_2^{\frac{1}{3}} + h_3 E_3^{\frac{1}{3}} \cdots\cdots}{H} \right)^3 \quad \cdots\cdots (15)$$

ここに　h_1，h_2，h_3 …… 各層の厚さ（cm），$h_1 + h_2 + h_3 \cdots\cdots = H$

E_1，E_2，E_3 …… 各層の弾性係数（kg／cm²）

② 表面の沈下量Δ_0を求める。

$$\Delta_0 = \frac{1.5\,pa}{E_s} F_w \quad \cdots\cdots (16)$$

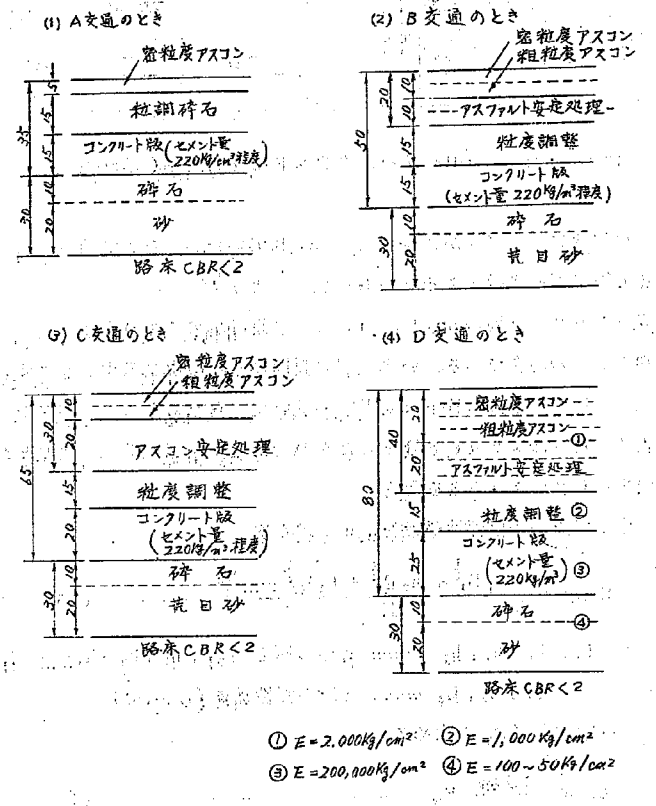
ここに　ｐ：荷重強度（kg／cm²），設計輪荷重をＰとすれば

$$P / \pi a^2 \quad \cdots\cdots (17)$$

ａ：輪荷重の等値円の半径（cm），$a = P + 12$ …… (18)

E_s ： 路床土の弾性係数（kg／cm²）

F_w ： 沈下係数，H／a と Eequ／E_s より，図－１・２４Cより求める。



図－１・２１　サンドイッチ工法の例（単位cm）

いま図－１・２２の場合について計算してみる。なおしゃ断層は路床と同じ弾性係数とする。

$$E_{equ} = \left(\frac{35 \times 2,000^{\frac{1}{3}} + 30 \times 1,000^{\frac{1}{3}} + 40 \times 500^{\frac{1}{3}}}{105} \right)^3$$

$$= \left(\frac{1,060}{105} \right)^3 = 1,020 \ (kg/cm^2)$$

$$a = 12 + 12 = 24 \ (cm)$$

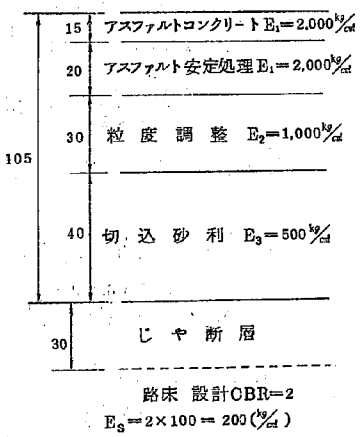
$$p = \frac{12,000}{3.14 \times 24^2} = 6.63 \ (kg/cm^2)$$

$$H/a = \frac{105}{24} = 4.4, \quad E_{equ}/E_s = \frac{1,020}{200} = 5.1$$

図－１・２４より　$F_w = 0.29$

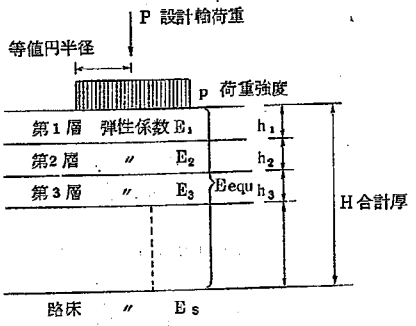
$$\Delta_0 = \frac{1.5 \times 6.63 \times 24}{200} \times 0.29 = 0.35 \ (cm)$$

以上の計算には仮定が非常に多く，求められた沈下量Δ_0が正しい値かどうかは疑問であるが，他の断面についても同じ仮定で計算すれば相対的な比較は可能であろう。要綱設計例の設計ＣＢＲ＝２の場合について設計輪荷重３ｔ，５ｔ，８ｔ，１２ｔをそれぞれＡ，Ｂ，Ｃ，Ｄ交通にあてはめて計算した結果を表－１・１７に示す。竹下氏の計算方法は[26]，以上の計算より大きな沈下量を示すようである。



図－１・２２　要綱pp・１７～１８の設計例のうちＤ交通，設計ＣＢＲ＝２の場合の断面（単位cm）

図－１・２１に示すサンドイッチ工法について，上と同様にして表面の沈下量を計算してみよう。この場合コンクリート版の弾性係数を２００,０００kg／cm²とし，路床土の弾性係数を設計ＣＢＲ＝１～２未満のとき１００kg／cm²，設計ＣＢＲ＝１未満のとき５０kg／cm²とする。またしゃ断層も路床土と同じ弾性係数とする。Ｄ交通でE_s＝１００kg／cm²の場合，



図－１・２３　式(15),(16)の説明

$$Eequ = \left(\frac{40 \times 2{,}000^{\frac{1}{3}} + 15 \times 1{,}000^{\frac{1}{3}} + 25 \times 200{,}000^{\frac{1}{5}}}{80} \right)^3$$

$$= 18{,}400 \ (kg/cm^2)$$

$$a = 12 + 12 = 24 \ (cm)$$

$$p = \left(\frac{12{,}000}{3.14 \times 24^2} \right) = 6.63 \ (kg/cm^2)$$

$$H/a = \left(\frac{80}{24} \right) = 3.3, \quad Eequ/E_s = \frac{18{,}400}{100} = 184$$

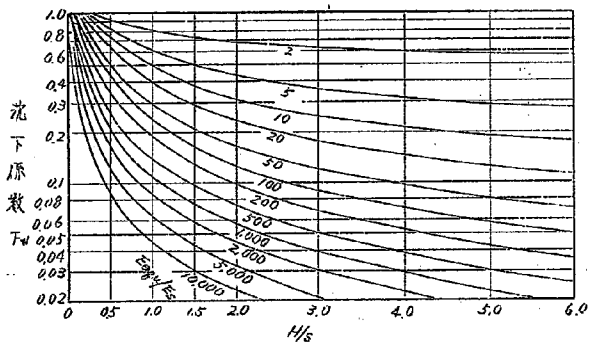
図－１・２４より　$F_w = 0.065$

$$\Delta_0 = \left(\frac{1.5 \times 6.63 \times 24}{100} \right) \times 0.065 = 0.15 \ (cm)$$

同様に，E_s＝５０kg／cm²の場合について計算すれば，

$$\Delta_0 = 0.25 \ (cm)$$

各交通区分について計算すれば，表－１・１７に示すようになる。また図－１・２１においてコンクリート版を弾性係数２０,０００kg／cm²のソ



図－１・２４　沈下係数F_wを求める図（バーミスター）

表－１・１７　サンドイッチ工法の沈下量の比較(cm)

交通区分（設計輪荷重）		A (3t)	B (5t)	C (8t)	D (12t)
設計ＣＢＲ＝２（要綱設計例）		0.19	0.22	0.31	0.35
コンクリートを用いたサンドイッチ工法，（図－１・２１）	設計ＣＢＲ＝１（E_s＝１００kg／cm²）	0.08	0.11	0.13	0.15
	設計ＣＢＲ＝0.5（E_s＝５０kg／cm²）	0.11	0.17	0.21	0.25
ソイルセメントを用いたサンドイッチ工法	設計ＣＢＲ＝１（E_s＝１００kg／cm²）	0.14	0.17	0.24	0.29
	設計ＣＢＲ＝0.5（E_s＝５０kg／cm²）	0.19	0.24	0.34	0.43

イルセメントに置き換えて計算した結果も表－１・１７に示した。

表－１・１７よりコンクリート版を用いたサンドイッチ工法は設計ＣＢＲが0.5のときでも，設計ＣＢＲ＝２の設計例より沈下量は非常に小さくなる。コンクリート版を用いるサンドイッチ工法はコンクリートの養生が完了するまで上層の施工ができないので，現実に多い交通開放しながらの舗装工事には使用できない。その点ソイルセメントを用いる

ものは，ソイルセメントが硬化するまでいくらか時間が必要ではあるが，アスファルト安定処理層ぐらいで暫定的に交通開放することができるので実際的である。表－1・17よりみても，サンドイッチ工法にはソイルセメントを使用するほうが経済的と思われる。コンクリート版を用いるのは，都市内などでほとんど補修をしたくないような場合にのみ限るべきであろう。

上に示した計算は等値弾性係数を用いるので，コンクリートやソイルセメントがアスファルト安定処理の直下にあり，サンドイッチ工法にならない場合にも適用する。サンドイッチ工法の欠点は地下水位が舗装の下面すれすれまできていたり，側方より水がサンドイッチした粒度調整層に侵入するおそれのある場合に使用できないことである。粒度調整の部分に水が侵入すると上，下層とも不透水のため滞水しやすく，アスファルト混合物が思ったより早く破壊する。したがってこのような恐れのある場合は，コンクリートやソイルセメントの層をアスファルト安定処理の直下にもってくるようにしたほうがよいように思われる。いずれにしろサンドイッチ工法でも，できれば地下水位を下げるようにし，粒度調整に用いる材料は水の影響を受けにくいものでなければならない。粒度は下限に近くし，ＰＩは４以下，0.074 mm通過分は２～３％ぐらいにする。

サンドイッチ工法に用いるコンクリートはセメント量220 kg／m^3 ぐらい，ソイルセメントのセメント量は１軸圧縮強度30～50 kg／cm^2 を目標に決定する。一般に50 kg／cm^2 を目標としてよかろう。施工中これらの層に入るヒビワレは版の効果を大きく損わなければかまわない。

参　考　文　献

25)　“アスファルト舗装要綱の改訂（Ⅱ）”道路，1968，昭43－2，pp. 65～71.

26)　竹下，桃井“軟弱地盤上の舗装に関する一考察”道路，1965，

昭４０－５，pp．３７２～３７６．

27) 上田，西中村，増井“撓み性舗装に対する層構造の考え方”第７回日本道路会議論文集，昭－３８，pp．４３２～４３５．

28) 遠藤“アスファルト舗装の計算”道路建設，１９６２．７～１９６３．２．

2. 軟弱な路床土上の舗装（道路昭４３－８より）

コンクリート版を用いるサンドイッチ工法はコンクリートの養生期間が必要で一般に現実的ではない。またコンクリート版を用いた設計例[2]は過大なようにも考えられる。したがってソイルセメントを用いて十分であろう。

サンドイッチ工法に変わるものとして表－２に示すような設計が考えられる。つまり合計厚は設計ＣＢＲ＝２の場合よりわずかに厚くし，表－２に示すT_Aをもつような設計とするものである。あるいは設計ＣＢＲ＝２の場合のT_Aとの差だけアスファルトコンクリートを厚くしてもよい。

表－２　設計ＣＢＲ２以下の場合に必要なT_A

交通区分 / 設計CBR	A	BB	C	D
2.0	21	29	39	51
1以上　2未満	25	35	47	61
1未満	31	43	58	76

質　問　2.

オーバーレイを計画する場合に既設舗装のT_A値を判定する必要が生じるが，破損の状況により判定が難しい。その判定の基準とオーバーレイの最適厚についてうかがいたい。

解　答

質問８参照

質　問　3.

滑り止め工法は種々実施されているが，決定的な工法がなく一長一短がある。現在施工されている各種工法（材料）の長所，短所また現在最適と考えられる工法（材料）について伺いたい。

解　答

湿潤時の路面が良好なすべり抵抗性を得るためには，路面とタイヤとの接触面に介在する水膜が排除されて路面とタイヤとか直接に触れ合うことが必要である。路面水の大部分は路面の比較的あらい凹凸やタイヤのトレッドによって排除されるが，なおも接触面にとどまっている水膜の排除には高い接触圧が必要で，路面には微視的な鋭い突起が十分にあることが要求される。車の走行速度が増せば微視的な突起をもつ路面でも短時間内の水膜の排除が困難となり，速度の増大とともに路面のすべり抵抗性は減じてくる。一方，比較的あらい凹凸をもった路面のすべり抵抗性は速度とともに減ずることが少ない。このような路面のすべり抵抗性は水膜の排除というよりも，あらい凹凸によるタイヤゴムの変形によっていると見られており，路面のきめがあらい程，タイヤゴムのヒステリシスロスの高いほど，速度の増加に伴なうすべり抵抗性の減少量は少ない。

微視的な突起はシリカサンド混合物などによるいわゆるサンドペーパ状路面や磨滅しにくい硬質砂岩や花崗岩骨材の表面によって与えられ，あらい凹凸は通常粗骨材粒子を路面に露出させることによって得られる。

シリカサンド混合物は試験舗装の結果により，50km／hr までの走行速度におけるすべり抵抗性は高く，耐久性もすぐれていることが示されたが，あらい凹凸にとぼしいためハイドロプレーニング現象を起しやすいと考えられるので，高速走行のための路面には推奨しがたい。もっとも理想的な路面は磨滅しにくい硬質砂岩骨材などを用いるシールコートや開粒度混合物の路面であるが，これらは通常の密粒度混合物などに比べて耐久性におとるのが

欠点であり，シールコートは特に施工がむずかしい。

しかし従来の経験により，開粒度混合物は比較的容易に効果を挙げることができるので，冬期のタイヤチェーン交通の皆無の道路には十分利用することができる。新小松川橋の取付部分には次のような開粒度混合物を推奨した。

最大粒径	13㎜
2.5㎜通過量	20～30%
アスファルト量	4.5%
アスファルトの種類	ゴムアスファルト

最大粒径は10～13㎜がもっとも高いすべり抵抗性を与えるという従来の考えによることゝ，すべり抵抗性をいくぶん減じても粗骨材粒子の脱落を防ぎ，最大粒径を減じたこともあって細骨材分をわずかに増した。しかしこの値はやゝ過大であったかも知れない。また混合物の圧密とフラッシュの防止，耐久性向上をねらってゴムアスファルトをえらんだ。

タイヤチェーンの作用に対抗しうるすべり止め混合物には推奨すべきものがない。修正トペカやグースアスファルトなどの改良されたものにあるいは期待されるだろう。

質問 4.

夜間工事など作業時間が限定される舗装打換工事においては，上層路盤でK_{28}を期待するのが困難な場合がある。そのような時の転圧方法と，K値の考え方について御指導願いたい。

解答

省略

質　問　5.

現場ＣＢＲのみが，その他簡易な試験の値を使って舗装設計を行なう方法について伺いたい。

解　答

省　略

質　問　6.

法面の処置工法はいろいろありますが，工事を計画する場合に考慮検討すべき事項又は夫々の工法の長所，短所について伺いたい。

解　答

省　略

質　問　7.

ホワイトベース上のアスファルト舗装にクラックが生じている場合に，注入工法で処理可能なのはどの程度までか，またどのような注入工法が適当か御指導願いたい。

解　答

省　略

質　問　8.

維持工事で施工する薄層舗装について，その工法（材料，施工厚）を決定する場合には，現況に適した工法を採用する必要があるが，その判断の基準について御指導願いたい。

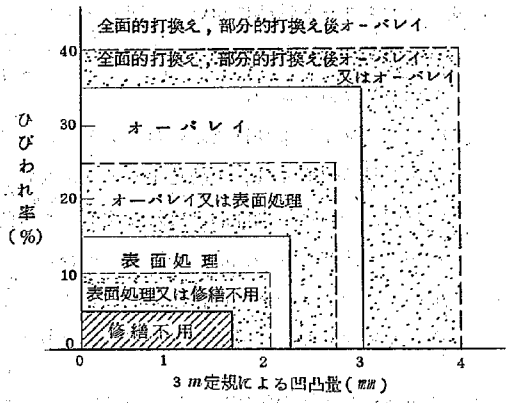
解　答

1. 第２１回，第２２回建設省技術研究会において求められた修繕工法選択基準は図－１，図－２に示す。使用法は次のとおりである。

1) 修繕対象とする区間については，アスファルト舗装の場合には路床土のＣＢＲ，ひびわれ率，凹凸量，大型車交通量（台／１日，１方向）を，コンクリート舗装の場合には路床土のＣＢＲ，ひびわれ度，凹凸量，ひびわれ部分のベンケルマンビームによるたわみ量，大型車交通量を調査する。

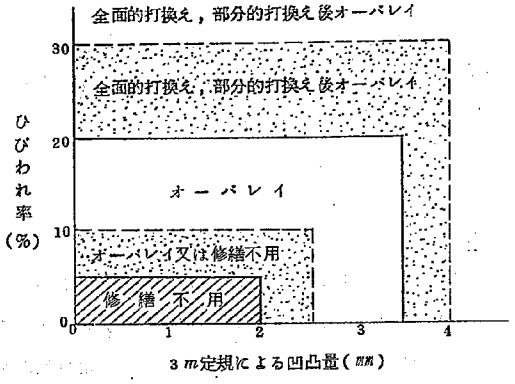
2) 調査したひびわれ率またはひびわれ度と凹凸量とより，図－１または図－２にプロットし修繕工法を決める。

3) プロットされた点が，表面処理と修繕不用，オーバレイと打換え等の２つの工法の共通範囲に入った場合には，原則として上位の工法（たとえば，表面処理又は修繕不用の場合は表面処



図－１　アスファルト舗装の修繕工法選択基準

理，オーバレイ又は表面処理の場合はオーバレイ）を採用し，予算的な理由などでどうしても上位の工法を採用することができない場合のみ下位の工法をとる。



図－2　コンクリート舗装の修繕工法選択基準

4) アスファルト舗装において図－1より打換え工法となった場合でも大型車交通量が1,500台未満の場合はオーバレイ工法に，またオーバレイ工法となった場合でも大型車交通量1,000台未満の場合は表面処理工法に変更してもよい。

5) コンクリート舗装において，図－2よりオーバレイ工法となった場合でも，ひびわれ部分の平均たわみ量が0.7mm以上の場合には打換え工法を採用した方がよい。

6) オーバレイおよび打換えの厚さ，舗装構成は，修繕後の舗装がアスファルト舗装要綱の T_A を満足するように決定する。

7) 打換えの場合，全面的打換えにするか部分的打換え後オーバレイにするかは，それぞれの工法を採用した場合の経済性を比較して決定すればよい。ただし，かさ上げ高が限定される場合，施工期間が限定される場合，交通事情などより施工方法が限定される場合はこの限りではない。

2. オーバーレイ厚の決定方法については高速道路調査会「舗装補修基準に

関する報告書」がある。必要部分を抜粋すれば次の通りである。

オーバーレイ

概　説

オーバーレイは舗装の表面にクラックが多くなり，局部的な破損が目立つようになって，表面処理等の補修では効果がないと判断される場合，交通量，荷重の増加にともない，舗装厚が不足の場合，または路面の凹凸がひどく修正する必要のある場合等に行なう。オーバーレイの材料，混合，施工法等は「アスファルト舗装要綱」を参照されたい。ここではオーバーレイの厚さの設計と施工上の注意事項について述べる。

アスファルト舗装のオーバーレイ

アスファルト舗装でオーバーレイを必要とする道路では局部的に大きな破損（沈下，クラック等）が発生していることがあるので，このようなケ所は前もってパッチング，クラックのシーリングを行なう。なお必要に応じ，路床，路盤の入換えを行なわなければならない。

タックコートはカーペットコートで述べたようにオーバーレイにおいても重要な要素であるから十分注意して施工する必要がある。

アスファルト舗装のオーバーレイの厚さは最小3㎝とする。

オーバーレイの厚さの設計は5年後の大型車交通量（現在の交通量から推定）と路床土の設計CBRから「アスファルト舗装要綱」に準じて舗装のT_Aを求め，これと現在の舗装を破損の程度により評価して求めたT_{AO}から計算するのがよい。

設計は次の順序で行なう。

(i)　オーバーレイを実施する在来舗装の各層を表－1の換算係数を用いてアスファルト混合物の厚さ（T_{AO}）に換算する。

(ii)　表－2により目標のアスファルトコンクリート換算厚（T_A）を求める。$T_A - T_{AO} = t$ を求め，tがアスファルト混合物バーレイの厚さとなる。

表5－6　各種材料をアスファルトコンクリートの厚さに換算する場合の係数

在来舗装機械材料	各層の状態	係　数	摘　　要
加熱混合式 アスファルトコンクリート 表層及び基層	破損の評価がAでBの状況に進行するおそれのある場合	0.9	
	破損の評価がBでCの状況に進行するおそれのある場合	0.85～0.6	破損の評価がAに近い場合を最大値，Cに近い場合を最小値に考え中間は破損の程度に応じて適当な係数をきめる。
	破損の評価がCの場合	0.5	
加熱混合式 アスファルト安定処理路盤		※ 0.8　～0.4	新設時と同程度の強度をもつとみなされる場合を最大値にとり破損の程度に応じて係数をきめる。
セメント安定処理路盤		0.55～0.3	
粒調砕石路盤		0.35～0.2	
切込，砂利，砕石路盤		0.25～0.15	

※　常温混合式または浸透式安定処理路盤は新設時と同程度をもつとみなされる場合を0.6程度に考える。

表5－7　交通区分および設計CBRに対するアスファルトコンクリート換算厚（T_A）

設計CBR	交通の区分　※			
	A交通 T_A	B交通 T_A	C交通 T_A	D交通 T_A
2	21	29	39	51
3	18	25.5	34	45
4	17	23.5	31	42
5	15.5	22	29.5	39
6	14.5	21	28	36
7	13.5	19	26	33
10	12.5	17.5	24	31

※　大型車（普通貨物・大型バス・特殊車）の5年後の推定交通量（台／日／一方向）より表5－8の通りとする。

表５－８　大型車交通量による道路の区分

区　分	大型車交通量（台／日／一方向）
A 交 通	２５０台以下
B 交 通	２５０～1,０００
C 交 通	1,０００～3,０００
D 交 通	3,０００以上

設　計　例

1. 条　　件

(i)　設計ＣＢＲ：５

(ii)　交通区分：Ｂ交通

(iii)　破損の評価：Ｃ

(iv)　路盤は上，下層とも中程度

(v)　舗装構成は図５－３のようである。

以上の条件下におけるオーバーレイの厚さの設計を行なう。

2. 設計の順序

(i)　在来舗装厚を表５－４の各層の換算係数を用いてアスファルトコンクリートの厚さ（T_{AO}）に換算すると表５－９の１５.０㎝が求められる。

(ii)　対象道路の目標とするアスファルトコンクリート層換算厚（T_A）交通区分のＢ，路床土の設計ＣＢＲ＝５であるから T_A を表５－５より求めると T_A ２２㎝が求められる。

(iii)　アスファルト混合物によるオーバーレイ厚

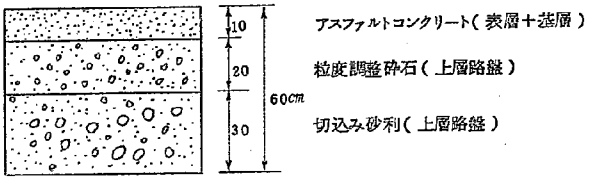


図５－３　　在来の舗装断面

表５－９　　T_{AO}の計算例

	在来舗装の厚さ（cm）A	換算係数 B	アスファルトコンクリート換算厚（cm）A×B（T_{AO}）
表層及び基層	１０	0.5	5.0
上層路盤	２０	0.3	6.0
下層路盤	２０	0.2	4.0
合計層	５０	—	１５.０

$T_A - T_{AO}$ であるから２２－１５cmが求められこの場合アスファルトコンクリートで7cmのオーバーレイをすればよく，舗装の構成は図５－４のようになる。

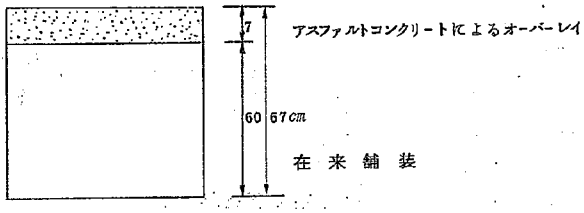


図５－４　補修後の舗装断面

注）路面の凹凸がひどくレベリングの必要が認められる場合は２～３cm程度のレベリング層を検討しなければならない。

5.3.3 コンクリート舗装のオーバーレイ

コンクリート舗装の上にアスファルト混合物でオーバーレイする場合は前もって目地，クラックのシール，またポンピング現象の見られるところは打換か，サブシーリングを前もって行なっておかなければならない。

コンクリート舗装のオーバーレイの厚さの設計は破損の程度及びその他の条件を考慮して次のように行なう。なお，オーバーレイの最小厚はいずれの場合も8 cm以上を標準とする。

1. 破損の評価がA，Bにランクされる場合

(i) 設計所要厚はあるが，ひびわれが進行する場合に予防的処置として行なうオーバーレイの厚さは5 cmを標準とする。このさい必要に応じ注入工法を併用すると良い。

(ii) 舗装版厚が不足している場合は版厚の不足分の2～3倍厚のアスファルト混合物でオーバーレイする。

(iii) 路盤の支持力が不足している場合，コンクリート舗装版の換算係数を0.9，路盤のそれを表－8の切込砂利，砕石の値をとり，アスファルト舗装としての設計を行ない，オーバーレイの厚さをきめる。このさい必要に応じ注入工法を併用する。

2. 破損の評価がCの場合（ひびわれ度が20％以上）

コンクリート舗装版の換算係数を0.85～0.5，路盤のそれを表－8の切込砂利，砕石の値をとり，アスファルト舗装としての設計を行ないオーバーレイの厚さをきめる。

ひびわれが甚しくなって全般的に小ブロックに分割れている場合を0.5とする。

なお，米国アスファルト協会の等値換算係数を参考のため表－1に示す。

表－1　アスファルトコンクリート換算係数

舗装の種類	材料	各層の状態	換算係数
アスファルト	アスファルトコンクリート	安定しており，クラック，変形共に僅少	1.00
	アスファルトコンクリート	安定しているが，クラック変形多少あり。クラックは多少あるが0.9×0.9 m^2 以下のブロックにはわれていない。	0.75～0.90
	アスファルトコンクリート	安定しているが，大きなクラックあり変形も目で見てわかる。	0.50
	粒状基層 粒状路盤	CBR　80以上 CBR　20以上	0.50 0.37
コンクリート	ポルトランドセメントコンクリート	安定しており，ポンピングもなく，クラックもほとんどない。	1.00
	ポルトランドセメントコンクリート	安定しており，ポンピングもない，クラックは多少あるが0.9×0.9 m^2 以下のブロックは見受けられない。	0.75～0.90
	路盤	CBR　20以上	0.37

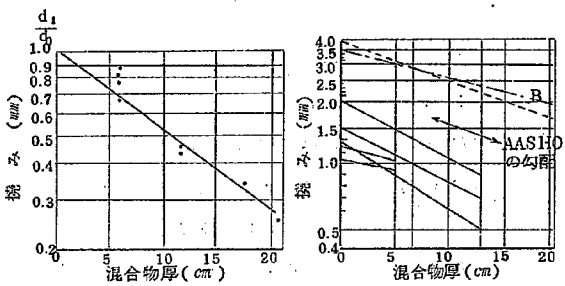
3. ベンケルマンビームたわみ量とオーバレイ厚については今年度の技術研究会のテーマとして取上げ，研究する予定であり，まだわが国のデータは得られていない。外国におけるデータには次のようなものがあり，一応の参考となると思われるので，2.に示した方法のチェックに用いるとよい。

オーバーレイ厚さとたわみ量の減少の関係は図－3～5のようである。これらを大まかにまとめると

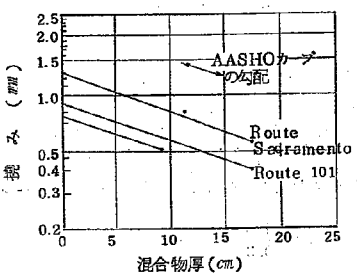
$$h = 40 \log \frac{d_0}{d_1} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに

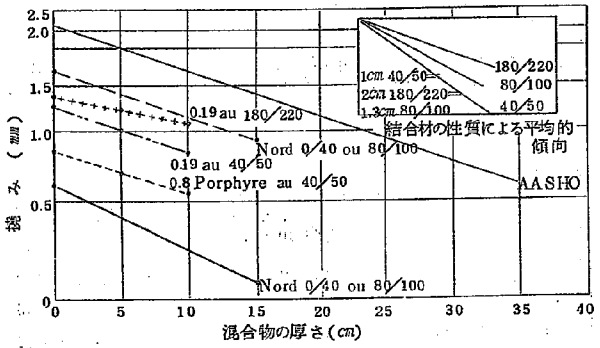
h；オーバーレイ厚 (cm)



図－3　5 t 軸重下におけるアルジェンチンの実験



図－4　カルフォルニアの試験



図－5　フランスの試験

d_0 ； オーバーレイ前のたわみ量（mm）

d_1 ； オーバーレイ後のたわみ量（mm）

d_1は限界たわみ量をとるべきであるが，これについてはまだ明確なものがでていない。フランスでは表－２に示すような値を用いている。これは７.５ｔ輪荷重に対してデフレクトグラフで測定した値であり，わが国の５ｔ輪荷重，ベンケルマンビームたわみ量との関係は明らかでない。従来各地のデータより限界たわみ量の私案を示すと次のとおりである。

A 交通	1.0 ～ 1.5 mm
B 交通	0.75 ～ 1.0 mm
C 交通	0.5 ～ 0.75 mm
D 交通	0.3 ～ 0.5 mm

（例） D交通の道路でオーバーレイを行ないたい。ひびわれ部分のたわみ量（５ｔ）の平均値は 1.5 mmであった。オーバーレイ厚は

$$h = 40 \log \frac{1.5}{0.3} = 28 \text{ (cm)}$$

または

$$h = 40 \log \frac{1.5}{0.5} = 19 \text{ (cm)}$$

となる。

なお(1)式はオーバーレイ厚が１０cm以上の場合に適用できる。

表 － 2

年平均日交通量	d＝許容限界沈上量（1/100 mm）	n_0＝延長２km の限界値以上の個数
＞6000	100	15 － 20
3000－6000	125	20 － 25
1500－3000	150	25 － 35
750－1500	200	35 － 45

4. 表面処理工法については高速道路調査会「舗装補修基準に関する研究報告書」で次のように述べている。

表面処理工法

概　説

表面処理とは，舗装が古くなって表面が摩耗したり，小さなクラックや不陸の現象が表われた場合に，舗装の供用性を向上させ，寿命を延ばす為に舗装面に厚さ2.5㎝以下の薄い封かん層を施す工法である。

表面処理工法には，フォグシール，スラリーシール，シールコートおよびカーペットコートのように比較的高級なものまで種々あるが，これらは破損原因とか，補修の目的，施工時期等を考慮して使い分ける事が必要である。表面処理を施す舗装面は良く清掃し浮いた石やゴミ等がないようにしなければならない。

ここでは，表面処理工法のうち次の4種類について述べる。

フォグシール

フォグシールはアスファルト乳剤を水でうすめて舗装表面に散布する工法である。この工法は最も簡単な工法で工費も安く古いアスファルト舗装を若返らせ，小さなクラックや表面の間隙を充填するには有効であるが，クラックがある程度進んできたり，交通量の多い道路では余り効果的ではない。

フォグシールは施工後1～2時間で交通に開放することが出来る。

1. 材　料

フォグシールに使用する材料はMA－2，MD－3又はMK－3等のアスファルト乳剤を使用する。

2. 設計及び施工

アスファルト乳剤は施工する舗装路面の老化の程度，路面のキメ等により水で1～3倍にうすめる。散布量も又，路面の老化の程度や路面のキメ等を考慮して0.2～0.5 ℓ/m^3 散布する。

なお，散布量をできるだけ均一にするためデストリビュータを使用する事が望ましい。

3. 注意事項

(i) フォグシールには骨材を使用しないので，散布量を多くするとすべり易い路面となる危険があるので特に散布量の決定には，注意しなければならない。

(ii) アスファルト乳剤を水で混合する場合，又は散布量を決定するに際しては，過去の経験を生かすとともにできれば試混合，試験散布を実施して決定する事が望ましい。

スラリーシール

スラリーシールは，アスファルト乳剤またはストレートアスファルト（フォームド化したもの）を結合材として骨材，フィラーおよび水を適当に混合してスラリー状（どろどろの状態）にしたものを舗装表面に薄く敷均す工法である。

スラリーシールはクラックのシールや，舗装表面の予防的維持に使用される。

従来のスラリーシールは，アスファルト乳剤を結合材としたものが多く使用されていたが，施工後の養生時間が長くかかる等の欠点があり，最近はストレートアスファルトを飽和蒸気で発泡させ，粘性を低下させて微粒骨材に被覆させたフォームドアスファルトスラリーが使用されるようになった。

乳剤スラリーについては他に多くの参考文献があるので，ここではフォームドアスファルトスラリーについて述べる。

1. 材　料

(i) 骨材およびフィラー

骨材は一般に河川砂，スクリーニングス，またフィラーとしては砕粉，石灰石粉が使用される。

注）砕粉は５μ通過パーセントが５０％程度のものが望ましい。

(ii) 瀝青材料

ストレートアスファルトで，針入度は普通８０～１００でよいが，アスファルトの分散を考えると大きい方が望ましい。

2. 設計および施工

(i) 粒度配合

骨材およびフィラーを混合した時の合成粒度は，表５－１の示す範囲内が望ましい。

注）アスファルトの分散を考えると，５μパスが１０％程度になるようにする必要がある。

表５－１ 骨材およびフィラー混合したときの合成粒度の範囲

フイル目 (mm)	加積通過百分率 (%)
2.5	１００
1.2	１００～８０
0.6	７０～４５
0.5	５０～３３
0.3	４０～２０
0.074	３５～１５
0.01	２５～ ５
0.005	１５～ ４

(ii) アスファルト量

アスファルトの使用量は骨材およびフィラーの全量に対して１０％程度がよい。

注）アスファルト量が多くなると結合力が大きくなるが，施工に必要なコンシステンシーを得るために加える水量が多くなるので収縮量が大きくなり，ひびわれの発生するおそれが大きくな

る。また貯蔵性のうえからも好ましくない。したがってスリヘリ試験値を満足するかぎり低い方がよい。

(iii) 混　合

フォームドスラリーの混合は，一般のアスファルトコンクリートの混合に使用されるアスファルトプラントミキサーにフォームドアスファルトの発生装置をとりつけて行なう。

アスファルトスプレー・ノズルは図５－１に示す通りで，Aからアスファルト，Bから飽和蒸気を同時に送り，Cで飽和蒸気とアスファルトが一諸になり発泡，噴射される。

アスファルトの良好な発泡状態を得るには，飽和蒸気圧 3.0 kg／cm², アスファルト噴射圧 1.7 kg／cm² でなければならない。なおBの先端とノズルの先端の距離 d によって発泡状態が異なるので注意しなければならない。

また骨材中にフォームドアスファルトを良好に分散させ，かつ微粒骨材に被覆させるには骨材コンシステンシーが１３～１４cmになるように水を加えた混合骨材にフォームドアスファルトをスプレーして混合しなければならない。

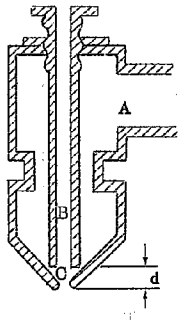


図５－１

注）骨材コンシステンシーとはセメントモルタルのフロー試験用のフローテーブル上に砂の表乾用コーンを置き，このコーンに適当に水を加えたスラリー用混合骨材を１０回突きで２層に詰め，コーンを取り除いてフローテーブルを８回落下させた後試料の直径を測定しこの直径で表される。

(Ⅳ) 合材の性質

混合された合材は水浸スリヘリ試験でのスリヘリ量が700g／m^3以下であることが望ましい。

良好な合材は顕微鏡で観察するとアスファルトが微粒骨材にうすくコートしており，不良な合材はアスファルトの分散が悪く，一部の骨材に厚くコートしており，浮遊しているアスファルトも多い。

また合材の良否はアスファルトより比重の重い液（たとえば比重＝1.1前後の濃食塩水）を1ℓのシリンダーに入れスラリー合材をけんだくさせその浮遊状態を観察することによっても判定できる。良好な合材はアスファルトで被覆された微粒骨材が1時間以上の時間をかけて沈降する。

もし合材が不良と考えられるときは合成粒度，特に5μ以下の微粒部分を調整する。

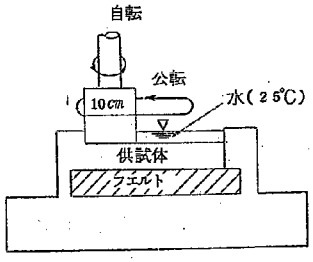


図5－2

注）水浸スリヘリ試験機の機構は図5－2に示すものでスリヘリ頭部は公転を毎分51回し，その間公転3回にたいし自転を10回行なう。供試体にかかる荷重は86kgである。この装置に60℃で一定重量になるまで養生した供試体を取り付け25℃で5分間スリヘリ試験を行なう。スリヘリ量は単位面積当りの重量減で表わす。

(Ⅴ) 敷均し

スラリーシールの敷均し方法には手びき，スプレッダーボックスまたは振動機つきスプレッターボックスが使用される。

敷均し作業に際しては合材のコンシステンシーが問題となるが，これは敷均し方法により多少違う。各敷均し方法に適する合材コンシステンシーの標準を示すと表５－２に示す通りである。

表５－２　敷均し方法とコンシステンシー

敷均し方法	必要なコンシステンシー
手びき	１５cm 以上
スプレッダーボックス	１３cm 以上
振動機付きスプレッダーボックス	１０cm 以上

敷均し作業はコンシステンシーが大きいほどスムーズであるが，養生時間の短縮等を考えるとコンシステンシーを小さくして（水を少なくする）振動機付きスプレッダーを使用する事が望ましい。

養生時間は夏期で通常２時間ぐらいであるが，冬期はかなり長くする必要がある。このときタイヤローラーで強制的に水をしぼり出すことは，養生時間短縮に有効である。しかしスラリーシールは冬期はできるだけ施工をさけることが望ましい。この養生期間中は交通止する必要がある。また施工後２～３日はさらに固化が進むものであるから，交通のはげしい所では，はげしい降雨にさらさないようにしなければならない。

注）合材コンシステンシーとは合材を試料として骨材コンシステンシーのように測定したものである。

3. 注意事項

(i) 骨材の最大粒径は 2.5 mm 以下程度がよく，施工厚の１／２程度にすることが望ましい。

(ii) 水が多すぎると混合物が分離することがあるので注意しなければならない。

(iii) 横断勾配のある路面に施工する場合はスプレッダーボックスの混

合物が低い方に偏るのでボックスから混合物が均一に出るように注意する。

(Ⅳ) 路面凹凸を修正する為に2層あるいは3層に施工する場合は第1層が十分，硬化してから2層目の施工を行なわなければならない。

シールコート及びアーマーコート

シールコートは舗装表面に瀝青材料を散布し，その上に砂または砕石を散布して転圧する工法で，これを2回以上繰返して行なう場合にはアーマーコートという。

老化したり，摩耗したり，クラックが入ったりした舗装の寿命を延ばすには効果的であり，又，瀝青材の種類，散布量，骨材の石質，粒径等を良く検討して施工すれば「すべり止め」の効果も大きくすることが出来る。この工法は工費も安く，機械化施工すれば施工性にもすぐれている。

1. 材　料

(ⅰ) 骨　材

シールコートは骨材と瀝青材を使用するが，骨材には硅質砂岩，安山岩，石英ハン岩等の比較的硬い石質のものが使用される。又，すべり止めを目的としたシールコートには硅砂が使用されることもある。シールコートに使用する骨材の粒径は13～5㎜，10～5㎜が一般に使用されるが，できれば8～5㎜程度が良い。アーマーコートでは第1層に20～10㎜，第2層に13～2.5㎜，10～2.5㎜が使用される。

(ⅱ) 瀝　青　材

瀝青材としてはストレートアスファルト（Pen 100～120，120～150，150～200，200～300）カットバック，アスファルト（RC－250～3,000　MC250～3,000）ゴム入りアスファルト等が使用される。

2. 設計および施工

(i) 使用瀝青材の選定

使用瀝青材の種類はシールコートの施工時期，路面温度等を考慮して決定しなければならない。たとえば寒い時期に（気温１６℃以下）施工する場合にストレートアスファルトでアスファルトの硬いもの（pen １００～１２０）を使用すれば，路面および骨材との付着が悪くシールコートは成功しない場合が多い。しかし夏期の暑い（気温２５℃以上）ときにカットバックアスファルトの軟いもの（７０cs）を使用すれば路面温度が高いため，溶剤がとんでも軟いアスファルトの状態が継続し，骨材が交通車両により飛ばされることがあるので，瀝青材の選定にあたっては気温，路面温度を十分検討して決定しなければならない。

(ii) 瀝青材および骨材の散布量の決定

瀝青材および骨材の散布量は使用骨材の粒径，形状，交通量または路面の性状等により決めなければならない。散布量は次のようにして決定する。

瀝青材の散布量（ℓ/m^3）

$$X = 0.2\,d \cdot f + y$$

骨材の散布量（kg/m^3）

$$W = 2.16\,d$$

ここで　X：瀝青材の散布量（ℓ/m^3）

W：骨材の散布量（kg/m^3）

d：骨材のＡ，Ｌ，Ｄ……骨材の平均最小寸法。求め方については付録参照

f：アスファルトの骨材層間隙填充率（%）……表５－３参照

y：在来路面のアスファルト過不足量による補正値

（ℓ/m^3）……表５－４参照

表５－３　交通量によるｆの値

大型車交通量（台／日／片方）	A ２５０未	B 250～1,000	C 1,000～3,000	D 3,000以上
f	0.85	0.75～0.7	0.65～0.6	0.6

表５－４　路面性状による補正ｙの値

路　面　の　性　状	補正量（ℓ/m^3）
アスファルト多くフラッシュしている	－0.14
正　　状	0
わずかに老化，荒れている	＋0.14
老化，荒れている	＋0.27
ひどく老化，荒れている	＋0.40

求められたアスファルト量は純アスファルト量であるからカットバックアスファルトを使用する場合はカットバック量だけ増さなければならない。また骨材は散布した骨材が全く一粒ならべに付着するには求められた散布量より１５～２０％よけいに散布する必要がある。

（設計例）

設件条件

a）骨材のＡ，Ｌ，Ｄ……１０～５㎜の骨材を使用，付録－８により計算…… ｄ＝５５

b）交　通　量……大型車4,000／台／日以上（D）…… ｆ＝0.6

c）路面性状……わずかに老化，荒れている。…… ｙ＝0.14

d）使用瀝青材……カットバックアスファルト　MC－3,000

カットバック量１０％

アスファルト散布量（ℓ/m^3）

$X = 0.2df + y = 0.2 \times 5.5 \times 0.6 + 0.14 = 0.80$

カットバック量が１０％であるから

$0.8 \div 0.9 = 0.89$（ℓ/m^3）

骨材の散布量（kg/m^2）

$W = 2.16d = 2.16 \times 5.5 = 11.88$

骨材のロスを１８％とすると

$11.88 \times 1.18 = 14$（kg/m^2）

シールコートの施工は次のように行なう。

まず，所定量の瀝青材を散布するが，散布には，デストリビューターを使用すると均一に，しかも能率よく散布することが出来る。

瀝青材を散布したら，直ちに骨材を散布する。骨材の散布もアグリゲートスプレッダを使用するとよい。引続きタイヤローラー（１５ｔ～２５ｔ）で転圧を開始し，骨材が落着くまで続行する。

アーマーコートは，これを繰返して行なう。

3. 注意事項

(i) 施工は出来るだけ暖い時期に行ない，夏期に交通による転圧が期待できるようにしなければならない。なお，１０℃以下での施工は避けなければならない。

(ii) すべり止めを目的としてシールコートを行なう場合はゴム入りアスファルトを使用し，硅砂を使用して効果のあった例がある。

(iii) 転圧を終了して，アスファルトの温度が気温まで下がっても，分解蒸発が完了するまでは交通を許してはいけない。なお転圧が終了したら余分の浮石はロータリーブルーム等で除去することが望ましい。

(iv) シールコートに使用する骨材は特に清浄なものを使用しないとア

スファルトの接着が悪く効果が上がらない場合が多い。

(V) 瀝青材として，ストレートアスファルトを使用する場合，又は比較的気温の低い場合は骨材を加熱（１００℃程度）するか，プレコートして用いると良い。

(VI) 骨材をプレコートとして用いる場合は瀝青材の散布量からプレコートに使用した瀝青材の約５０％差引かなければならない。

(VII) 施工後２～３日間は通行車両の速度を４０km／hr以下に制限すると良い結果が得られる。

カーペットコース

カーペットコートはプラント混合した混合物を舗装表面に薄く敷均す方法であつて表面処理としては，最も効果が大きくヘヤークラック程度のものなら完全に防止出来るし，骨材の材質，粒径，または配合粒度を検討して用いればすべり止め舗装として用いる事も出来る。

又，コルゲーションに対してもそれが小さいものであり，現在以上に大きくなる可能性がない場合であれば，そのままかぶせる事が出来る。

カーペットコートの方式には，加熱混合式と常温混合式とがあるが，いずれも骨材の粒度配合，混合および敷均し作業もだいたい同じ要領で行なうことが出来るし，常温混合式の場合は，未だ研究段階の観があるので，ここでは加熱混合式についてのみ取りあげる。

なお，加熱混合式の中には，作業性，経済性等を高める為，特殊な添加剤を加えたり，骨材の粒度や成分に工夫を加えて，施工も特殊なグレーダーを使用する工法などもあり，良い結果を得た報告もある。

カーペット工法はプラント混合するため品質管理が容易であり，敷均し作業もフィニッシャー等による機械化施工で行なう為，均一な厚さにしかも平坦性の良い舗装面を作る事が出来る。

カーペットコートは，他の表面処理工法に比較して工費も一番高いが，交通量の多い道路では効果的である。

1. 材　　料

カーペットコートに使用する材料は瀝青材，骨材とも加熱混合式アスファルトコンクリート表層用と同じである。

材料の品質等については「アスファルト舗装要綱」を参照されたい。

2. 設計および施工

(i) 粒度配合および混合

粒度配合および混合は一般のアスファルトコンクリートと同じ方法で行なうが，表面処理を行なう目的に応じてアスファルトの配合割合，骨材の合成粒度を変える必要がある。

使用目的に応じたアスファルト配合割合，骨材の合成粒度の標準を表5－5に示す。

表5－5　カーペットコートの配合例

種類 / フイルの開き	No. 1	No. 2	No. 3	
10	100	100	100	注－1. No. 1. 一般用 No. 2. 寒冷地用 No. 3. すべり止め用 注－2. すべり止め用としてシリカサンドを使用して施工厚が2cm以下の場合はNo. 3の粒度範囲外でもよい。
5	85～100	85～100	85～100	
2.5	65～ 85	65～ 85	20～ 50	
0.6	25～ 50	30～ 55	10～ 30	
0.3	15～ 33	20～ 37	6～ 23	
0.15	8～ 20	10～ 25	4～ 15	
0.074	3～ 13	8～ 13	2～ 6	
バインダー量%	6.5～ 8.0	8.0～ 9.5	4.0～ 5.0	

(ii) 敷均しおよび転圧

敷均し転圧はアスファルトコンクリート表層工と同じ方法で行えばよい。混合物を敷均す前に必ずタックコートを施す必要があり，タックコートには，アスファルト乳剤，カットバックアスファルト等が用いられ，その散布量は在来舗装面状態によって大きく変り，

一般的には，0.3～1.0 ℓ/m^2 程度の範囲である。

3. 設計施工上の注意事項

(i) 舗装厚が2.5 cmに限定されるのでタックコートの量が少なすぎるとはがれ，多すぎるとフラッシュする危険があるので，散布量には特に注意しなければならない。

(ii) 骨材最大粒径は，舗装厚の1／2以下のものを使用する事が望ましい。

(iii) 舗装厚が薄いため混合物の温度が下り易いので敷均したら直ちに転圧するように心掛ける。特に気温の低い日は注意しなければならない。

カーペットコートにはディックシール，タビサブル，シンカーペット，ピチュミックスなどの商品名のものがあるが，いずれが良いかはまだ明らかでない。九州地建においてこれらの試験舗装が行なわれており，いずれ報告が提出されるであろう。

以上参考文献

(1) 第21，22回建設省技術研究会「舗装の維持修繕基準に関する研究」昭43－11
(2) 「舗装の維持修繕に関する調査報告書」土木研究所資料第424号，昭44－3
(3) 高速道路調査会，舗装補修専門委員会「舗装補修基準に関する報告書」 43年度
(4) アスファルトNo.53. p.13～16 「アスファルトオーバーレイの簡易設計方法」
(5) アスファルトNo.65. p.12～15 「アスファルト舗装の修繕方法の紹介」
(6) アスファルトNo.64. p.9～12 「アスファルト混合物による道路の修繕
(7) 佐藤正八「カーペットコート」舗装 昭43－9. p.4～6

質 問 9.

橋梁の床版，伸縮継手などの破損が最近非常に多く，修理が各所において実施されているが，別図は応急処置の一例である。この工法についての意見および一般的な修理に対する問題点と考慮すべき事項について指導願いたい。

解 答

1. 床版破損状況の把握と危険度の判断

(1) 破損が舗装部分のみにとどまるものか，または床版本体にかかわるものかをまず判断しなければならない。

(2) この判断は綿密なる現況調査にもとづいて行なう。さまざまな破損状況に対する床版の安全度の判断は，過去における破損・補修事例の経験によるほかないが，経験的な判断の方法の一例を示すと表－1のごとくである。

2. 補修・補強に関する注意事項

2.1 補修・補強に対する基本的態度

床版は輪荷重の影響を直接受ける部材であるために，ひとたび欠陥が生ずるとそれが急速に悪化する傾向がある。従って，床版の状態については定期的に調査を行なって欠陥をできるだけ早期に発見し，早目に対策を講ずることが肝要である。

床版の維持にあたって重要と考えられる事項を列挙すると，

(1) 良好な路面状態の維持：舗装の大きな剝離や過度な波状起伏は輪荷重による床版への衝撃の影響を大きくし，床版の破損を誘発する原因となる。床版まで欠陥が移行しないうちに舗装を補修すれば，床版を健全に保つことができる。

(2) 現況調査の意義：床版の欠陥は，たとえば表－1の「床版底面の状態」の欄に示す②→③→④→⑤→⑥のような段階を経て破壊に至ることが多いので，床版の状況をくわしく調査すれば，破壊の危険度を経験的にある程度予測しうるものである。そのためには，くわしい現況調査を定期的に行なうことが重要である。

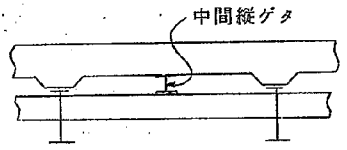
(3) 早期に対策を講ずることの重要性：破損状態が悪化するほどその補修・補強が面倒になり，工事の規模も大きくなる。また，破損があまり進んでしまうと，簡単な補強工では用をなさなくなる。できるかぎり早期に対策を講ずることが，床版の場合とくに重要である。

(4) 適切なる補修・補強の設計：破損部の補修・補強を行なうにあたっては，その目的によりもっとも適切かつ効果的な設計を行なうべきで

ある。（3.「提示された補修・補強案に対する見解」参照）。

2.2 おもな床版補強工法とそれぞれの注意事項

(1) 支間短縮工法：中間縦ゲタを設けて床版の支間を短縮し，間接的に床版耐力の増大をはかる。



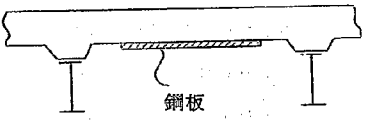
〔図－1〕

1) 中間縦ゲタの取付けには，既存の部材（横ゲタ，縦ゲタ，主ゲタ，またはそれらの鉛直スチフナーなど）をできるだけ活用すべきであるが，その際既存の部材をできるだけいためないように考慮する。既存部材に対する溶接の使用は避け，継手には高力ボルトを用いる。

2) 中間縦ゲタと床版との間の空隙は適切に処置して，床版からの反力が均等にかかるようにする。その一法として，樹脂注入法がある。

(2) 鋼板接着工法：床版底面に6㎜厚程度の鋼板を接着して床版を直接的に補強する。注入法と圧着法とがある。

1) クラック状況に応じてもっとも効率的な鋼板配置を決定する。



〔図－2〕

2) 床版底面の健全度，平滑度に応じて圧着法または注入法のうち適切な方を選定

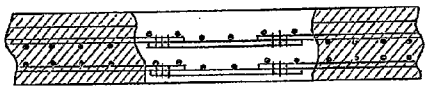
3) 適切なる樹脂材料（組成）の選定。これによって接着効果が大きく左右される。

4) 寒冷季に施工する場合は，樹脂注入または圧着後少なくとも40℃で5時間程度の加温養生を行なう。

5) 注入または圧着の作業中およびその後数時間は重車両の通行を規制することが望ましい。

(3) コンクリート現場打ち工法：致命的な破壊を生じたときに，破損部の打替えを行なう。

1) 破損部周辺の状況に応じて，打替の範囲を決定する。パネル全域に縦横のクラックがみとめられるような場合はそのパネル全体を打替える方が確実である。



〔図－3〕

2) 既設コンクリートの打継目の処理：確実な付着が得られるように処理する。

3) 既設部分との鉄筋の連結：溶接よりも十分な定着長をとって結束線による重ね継手とする方が安全。

4) 生コンクリートにおよぼす振動の影響は明らかでないが，交通を通しながら施工する場合は少なくとも重車両の規制をすることが望ましい。

3. 提示された補修・補強案に対する見解

提示された7案（図－4）のうち，

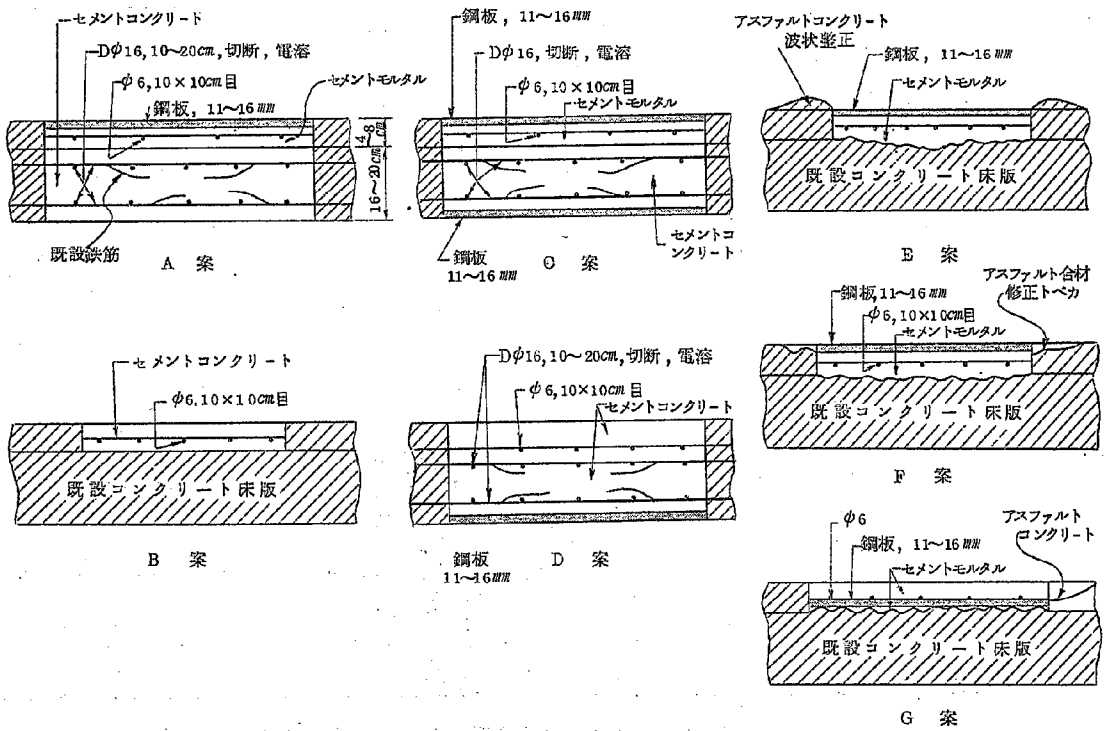
B，E，F，G案は　床版本体は補強の必要がなく，舗装の補修のみを目的とするもの，

A，C，D案は　床版の補修・補強を目的とするもの

と考えて，以下に各案に対する見解をのべる。

3.1 舗装の補修を目的としたB，E，F，G各案

これらの各案については質問の趣旨がよくわからぬが，もし床版に異状なく舗装だけの修理が目的ならアスファルトのパッチングをするだけで充分である。



〔図－4〕 提示された補修・補強案

〔表－1〕　鋲桁および床版の破損状況とその補修・補強対策　――― 経験的判断法の一例 ―――

破損状況（注1）	変状の組合せ 舗装	変状の組合せ 床版	床版の危険度の判断	対策
路面（舗装）状態 Ⓐ 異状なし Ⓑ 剝離（20×20cm 程度以上の）や顕著な波状起伏あり Ⓒ 小規模のクラックが散在 Ⓓ 巾員方向（または橋軸方向）の顕著なクラックがある区間にわたり多数存在 Ⓔ ある点を中心にした放射状またはクモの巣状のクラックあり（路面の陥没がみられることが多い） 床版底面の状態（注2） ① 異状なし ② 巾員方向（または橋軸方向）のクラックが散在 ③ 巾員方向（または橋軸方向）のクラックがある区間全域にわたり数多く存在 ④ ある区間全域にわたりクラックが縦横に発生 ⑤ クラックが密な間隔で縦横に発生（網の目状，亀甲状クラック） ⑥ 床版の陥没，コンクリートの抜け落ち ⑦ 白色滲出物（セメント中の石灰質）顕著 ⑧ 施工不良（過度な豆板，かぶり不足，コンクリートの品質不良など）	(1) Ⓐ または Ⓒ	＋① ＋② ＋②＋⑦	安　全	
	(2) Ⓐ または Ⓒ	＋③ ＋③＋⑦	床版の強度はやゝ低下しているも，さし迫った危険はない。	○クラック状況の変化の監視 ○鋼板接着工法による補強はこの段階で行なうのが効果的
	(3) Ⓐ または Ⓒ	＋④ ＋④＋⑦	(2)よりも一段と悪化が進んだ状態で，床版の強度はかなり低下。クラック間隔が密なほどコンクリート抜け落ちの危険が大きい。	○クラック状況の変化を注意深く監視 舗装面の変化にもあわせて注意
	(4) Ⓑ	＋① ＋② ＋②＋⑦	床版は安全	○舗装の補修
	(5) Ⓓ	＋③ ＋③＋⑦ ＋③＋⑧	床版は連続体としての機能を発揮せず，これから急速に悪化が進む。	○床版の補強　鋼板接着工法適用可。
	(6) Ⓓ	＋④ ＋④＋⑦ (＋⑧)	(5)の状態が更に悪化した状態でかなり危険	○早急に補強または打替の対策を講ずる。
	(7) Ⓔ	＋⑤ ＋⑤＋⑦ (＋⑧)	きわめて危険。床版抜け落ちの前兆。	○その部分の路面に鉄板を敷くか交通規制して早急に補修を行なう。 このような状態に至っては，もはや十分な補強を行なうことが困難。
		⑥	破　壊	○交通規制 ○破壊部近辺の床版の状態に応じて，局部的もしくはパネル単位で床版の打替え

（注1）路面の変状と床版底面の変状とは，たがいに対応させつつ調査するのがよい。それぞれ別個に調査して変状個所を図上に記録して両者を照合するか，もしくは橋下と橋上に同時に調査者をおいて変状点を対照させつつ調査する。

（注2）クラック状況を観察する際に，重車両通過時の床版のタワミの状態やクラック開口の有無などを調べると床版の強度判定の助けとなる。

3.2　床版の補強を目的としたA，C，D案

(1)　A案：舗装表面の鋼板と舗装中間部のφ6鉄筋は不要。むしろ路面は既設舗装と同質材料を連続させる方がよい。鋼板を用いるなら，D案のように床版の下縁に用いるべきである。床版本体の配筋は案のとおりでよいが，ただ，既設鉄筋と新設鉄筋との連結は溶接によるよりも十分な定着長をとったうえで結束線を用いた重ね継手とする方が，疲労に対して安全であると思われる。

(2)　C案：舗装部の鋼板と鉄筋についてはA案に対する見解に同じ。床版下縁の鋼板はコンクリート部との間に働く水平せん断力に抵抗できるようなジベルのようなものをつける必要がある。

(3)　D案：床版補強法として，3案中最良。ただし，鉄筋の継手，鋼板の定着については(1)，(2)にのべたような配慮を要する。

質　問　10

近年急増の傾向にある特殊車両の通行に関して，既設橋梁の耐荷力の判断が重要な問題となっているが，既設橋梁の設計条件との関連性および耐荷力の判定基準と考え方について伺いたい。

解　答

1.　橋梁の耐荷力にもとづく重車両通行可否の判定

橋梁の現況調査を行なうか行なわないかによって，表－2の①または②の手順で判定を行なう。

〔表－２〕　橋梁の耐荷力にもとづく重車両通行可否の判定

① 橋梁の現況調査を行なう場合	② 橋梁の現況調査を行なわない場合
1. 橋梁の現況（とくに断面寸法，腐食等の欠陥）の調査	1. 橋梁の履歴（架設年度，橋格）の調査
2. 用いられている材料の許容応力度 σ_a の決定	2. 適用示方書の調査 適用示方書が不明のときは，次表を参照して架設年より推定する。
3. 各部材の死荷重応力度 σ_d の算定	
4. 各部材の，ＴＬ－２０による応力度 σ_{20} の算定	
5. 各部材の基本耐荷力 $P=20\times\frac{\sigma_a-\sigma_d}{\sigma_{20}}$ の計算	
6. 各部材に対する，応力度に関する係数 K_s の決定	
7. 路面状況に関する係数 K_r の決定	
8. 交通状況に関する係数 K_t の決定	
9. その他の条件に関する係数 K_o の決定	
10. 各部材ごとの $P\times K_s\times K_r\times K_t\times K_o$ の計算	
11. 各部材ごとの $C_1=\frac{P\times K_s\times K_r\times K_t\times K_o}{20}$ の計算	

架　設　年	適用示方書
大正１４年以前	
大正１５年～昭和１３年	大正１５年制定の示方書
昭和１４年～昭和３０年	昭和１４年制定の示方書
昭和３１年以降	現行示方書

3. 図表（図－５）を用いて，各部材の現行示方書換算ＴＬ値を求める。

4. 3.で求めた換算ＴＬ値のうち，鋼部材に関するものについては，つぎの係数を乗じたものを最終的な換算ＴＬ値とする。

12. 重車両による各部材の応力 σ_c' の計算

13. 重車両のＴＬ換算値Ｐ′の算定：$P'=20\times\frac{\sigma_c'}{\sigma_{20}}$

14. 各部材ごとの $C_2=\frac{P'}{20}$ の算定

15. 各部材の C_1/C_2 値を計算し，その最小値 $(C_1/C_2)_{min}$ を求める。

16. 重車両の通行可否の決定

$(C_1/C_2)_{min} \geqq 1$　通行可

$(C_1/C_2)_{min} < 1$　通行不可

適用示方書	係数
大正１５年制定	1.2
昭和１４年制定	1.1
現行	1.0

5. 各部材ごとに，3,4で求めた換算ＴＬ値と現行ＴＬ－２０との比 C_1 を計算する。

$$C_1=\frac{\text{換算ＴＬ値}}{20}$$

6. 各部材ごとに，ＴＬ－２０による応力 σ_{20} と，重車両による応力 σ_c' を求める。

7. 各部材ごとに，重車両のＴＬ換算値Ｐを求める。

$$P'=20\times\frac{\sigma_c'}{\sigma_{20}}$$

8. 各部材ごとに $C_2=P'/20$ を求める。

9. 各部材の C_1/C_2 値を計算し，その最小値 $(C_1/C_2)_{min}$ を求める。

10. 重車両の通行可否の決定

（①－１６.に同じ）

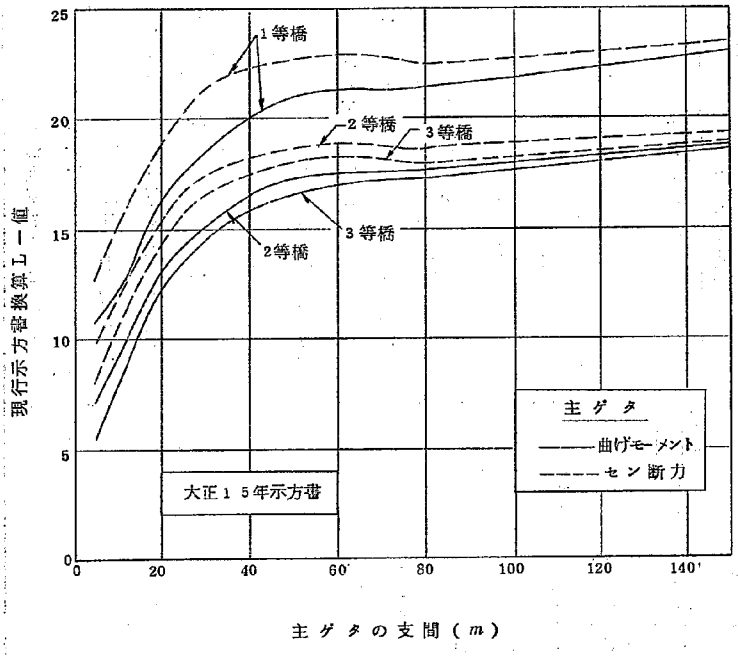


図5.1.1　主ゲタ（大正15年示方書より設計されたもの）

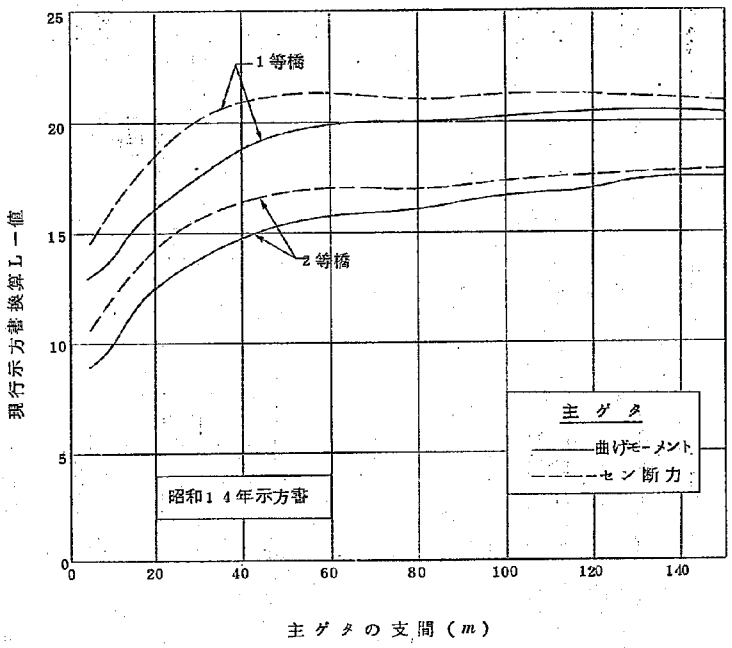


図 5.1.2　主ゲタ（昭和14年示方書により設計されたもの）

（縦ゲタ）

図 5. 2. 1.(a)

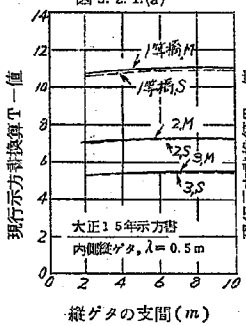


図 5. 2. 2 (a)

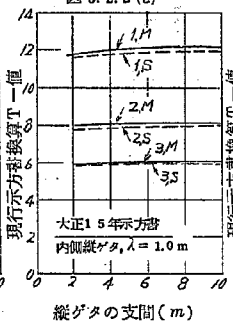


図 5. 2. 3 (a)

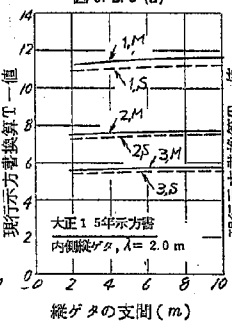


図 5. 2. 4 (a)

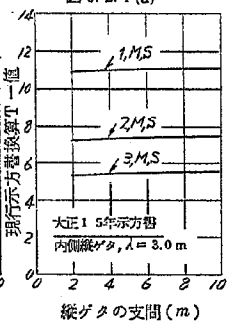


図 5. 2. 1 (b)

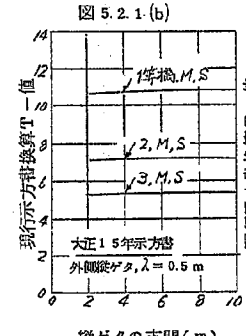


図 5. 2. 2 (b)

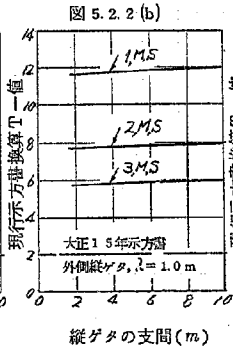


図 5. 2. 3 (b)

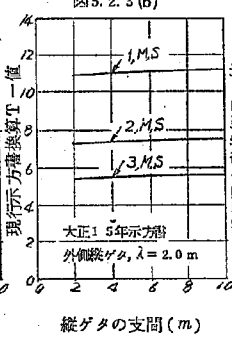


図 5. 2. 4 (b)

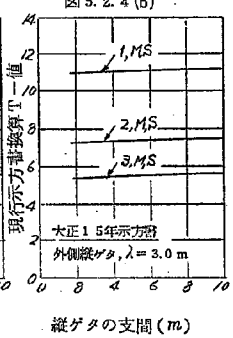


図 5. 2. 5(a)

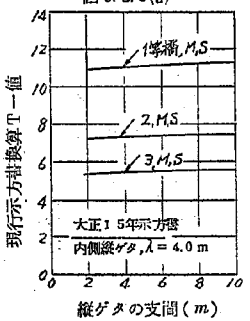


図 5. 2. 6(a)

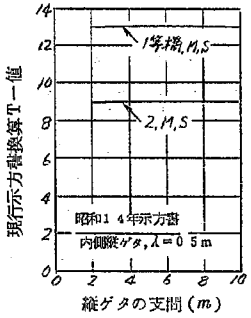


図 5. 2. 7(a)

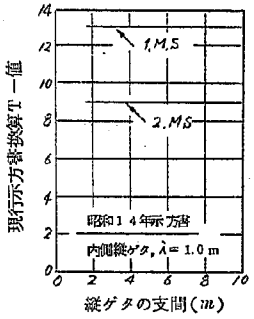


図 5. 2. 5(b)

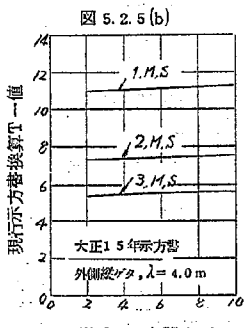


図 5. 2. 6(b)

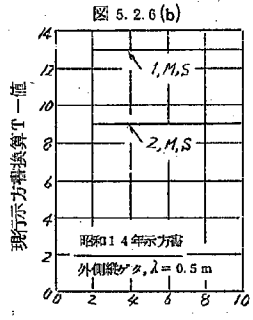


図 5. 2. 7(b)

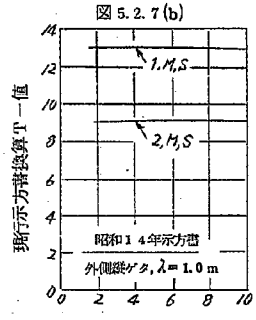


図 5.2.8(a)

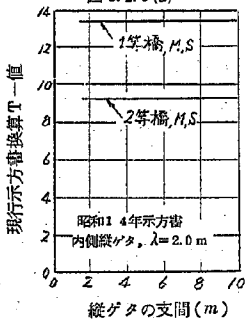


図 5.2.8(b)

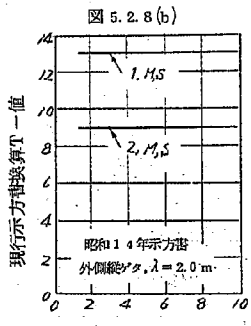


図 5.2.9(a)

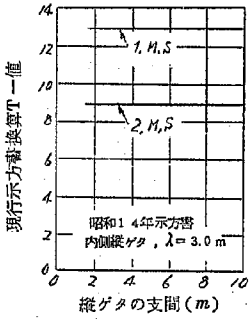


図 5.2.9(b)

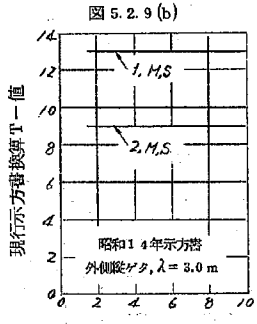


図 5.2.10(a)

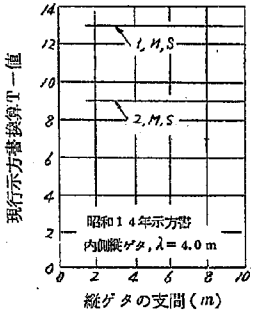
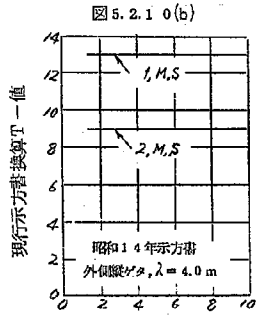


図 5.2.10(b)



（横ゲタ）

図 5.3.1

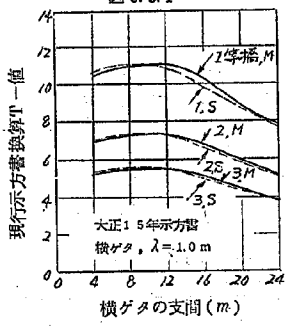


図 5.3.2

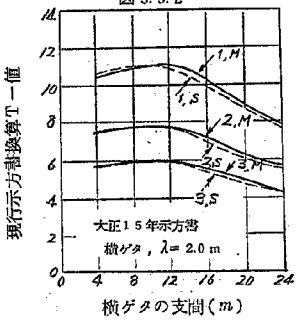


図 5.3.3

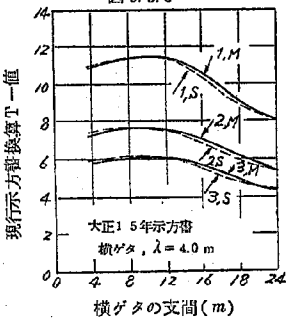


図 5.3.4

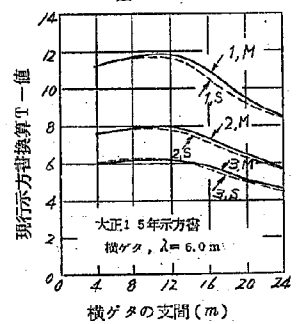


図 5.3.5

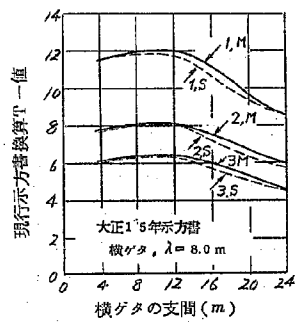


図 5.3.6

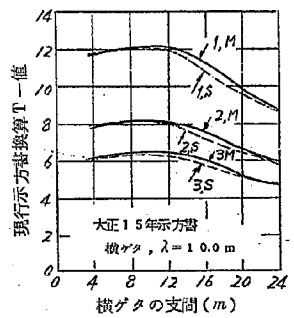


図 5.3.7

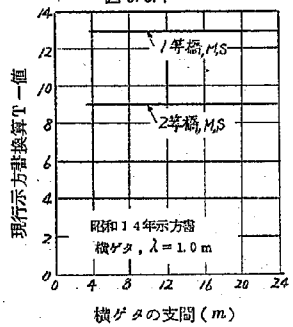


図 5.3.8

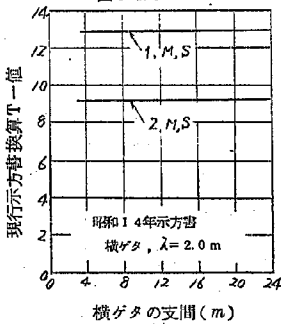


図 5.3.9

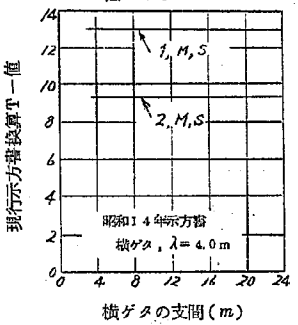


図 5.3.10

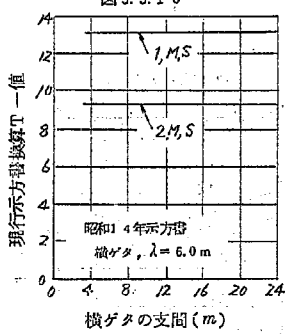


図 5.3.11

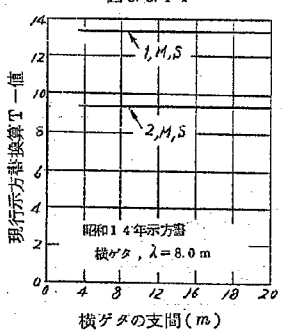
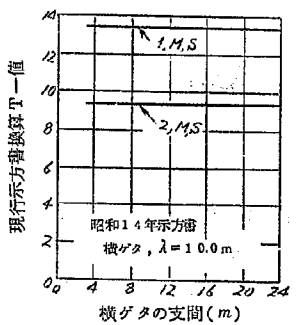


図 5.3.12



（床版）

図 5.4.1

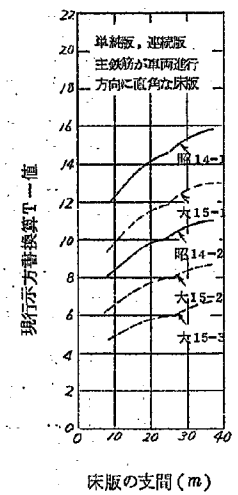


図 5.4.2

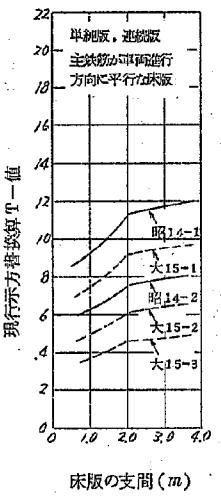


図 5.4.3

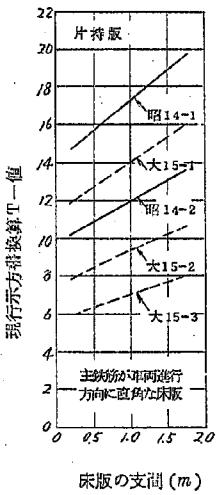
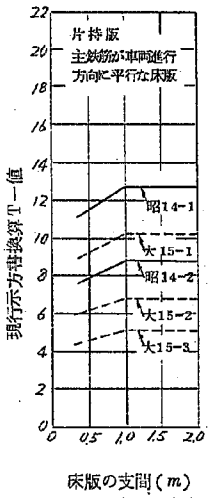
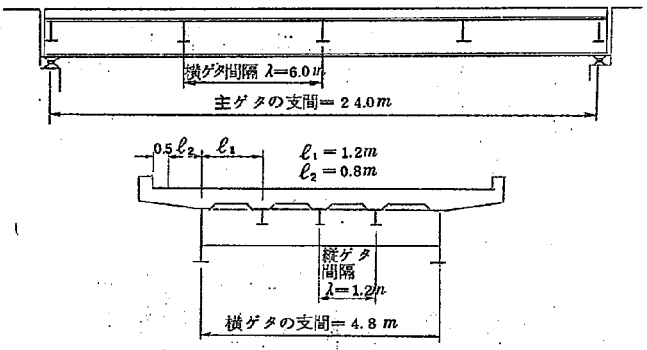


図 5.4.4



算　定　例

下記のような構造・諸元の橋梁について，換算ＴＬ－値を求める。



架設年　　昭和１０年（大正１５年示方書適用）

等　級　　１等橋

諸　元

主ゲタの支間		24.0 m
横ゲタ	支間	4.8 m
	間隔	λ = 6.0 m
縦ゲタ	支間	6.0 m
	間隔	λ = 1.2 m
床　版	連続版	ℓ_1 = 1.2 m
	片持版	ℓ_2 = 0.8 m

耐荷力値（ＴＬ値）の算定

主ゲタ：図－１(a)より　　Ｍ：１７.３，Ｓ：２０.０

横ゲタ：図－3.1.4より　　Ｍ：１１.３，Ｓ：１１.３

縦ゲタ：図－2.1.2(a)，図－2.1.3(a)より λ = 1.2 mのときの内挿値を比例算で求めると，　Ｍ：１２.０，Ｓ：１１.７

床　版

連続版：図－4.1より　M：10.2

片持版：図－4.3より　M：13.5

（床版については，セン断力Sの照査は省略する）

以上より，各部材の「現行示方書換算TL－値」はつぎのようになる。

部　　材	現行示方書換算TL－値
主　　ゲ　　タ	L－17
縦　　ゲ　　タ	T－12
横　　ゲ　　タ	T－11
床　　版	T－10
〔橋梁の耐荷力〕**	T－10

*　小数以下を四捨五入した整数値で表わす。

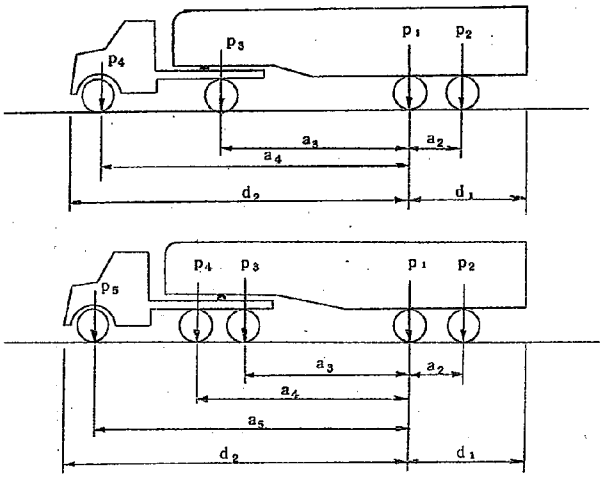
**　各部材のTL－値のうちの最小値

2.　既設道路橋に対するセミトレーラー連結車使用適正の照査

2.1　一　　般

2.1.1　車両の諸元を表わす記号の定義

図－1のように記号を定める。



〔図－１〕　車両諸元を表わす記号の定義

p_1, p_2, p_3, p_4, p_5　：軸重（t）

a_2, a_3, a_4, a_5　：トレーラーのタンデム軸前軸から各車軸までの距離（m）

d_1, d_2　：トレーラーのタンデム軸前軸からそれぞれ車体後端および車体前端までの距離（m）

2.1.2　照査の内容

つぎの２項について照査することとする。

(1)　照査－１　タンデム軸重とタンデム軸距の関係

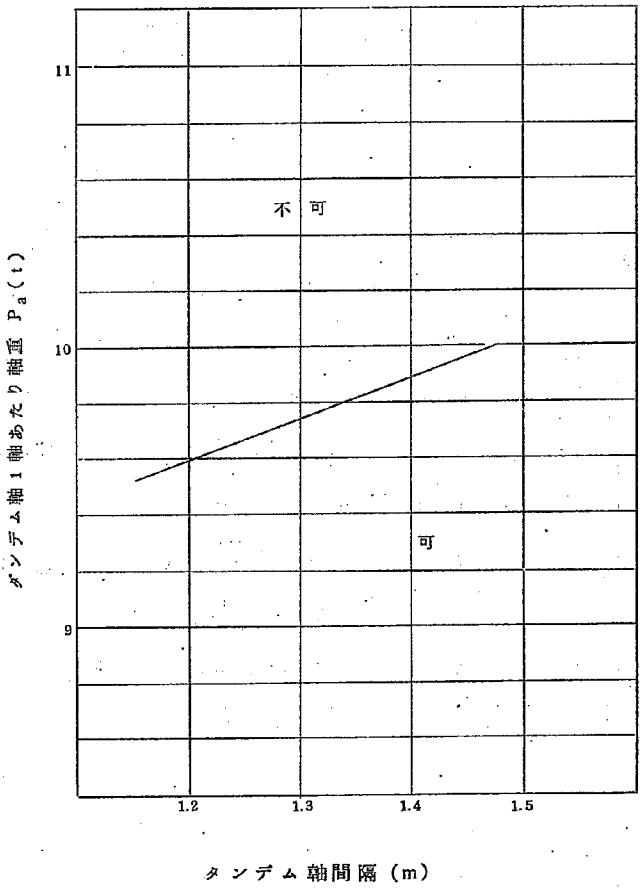
(2)　照査－２　軸重群と軸距の関係

2.2　照査の方法

以下に示す要領で行なう。

(1) 照査－1　タンデム軸重とタンデム軸距の関係

タンデム軸1軸あたりの軸重は，図－1に示す値以下でなければならない。



(2) 照査－2　軸重群と軸距の関係

以下に示す(1)～(5)式によって求まるM_{60}，S_{20} M_F，M_s および S_s の値（小数点以下第二位を四捨五入して得たもの）は，いずれも1.0より大きくてはならない。

$$M_{60}=0.022\{p_1+p_2(1-p_2)+p_3(1-c_3)+p_4(1-c_4)+p_5(1-c_5)+14.7\{(1-e_1)^2+(1-e_2)^2\}\}\quad\cdots\cdots(1)$$

ここに p_1，p_2 ……p_5 ＝図－1に示す軸重（t）

$$c_2=\frac{a_2}{30}\leqq 1 \qquad c_3=\frac{a_3}{30}\leqq 1 \qquad c_4=\frac{a_4}{30}\leqq 1$$

$$c_5=\frac{a_5}{30}\leqq 1 \qquad e_1=\frac{d_1}{30}\leqq 1 \qquad e_2=\frac{d_2}{30}\leqq 1 \quad\Big\}\ ※$$

※〔註〕 各計算値が1を越える場合は1とする。

$$S_{20}=0.040\{p_2+p_1(1-f_1)+p_3(1-f_3)+p_4(1-f_4)+p_5(1-f_5)+9.8(1-g)^2\}\quad\cdots\cdots(2)$$

ここに p_1，p_2 ……p_5 ＝図－1に示す軸重（t）

$$f_1=\frac{a_2}{20}\leqq 1 \qquad f_3=\frac{a_2+a_3}{20}\leqq 1 \qquad f_4=\frac{a_2+a_4}{20}\leqq 1$$

$$f_5=\frac{a_2+a_5}{20}\leqq 1 \qquad g=\frac{a_2+d_2}{20}\leqq 1 \quad\Big\}\ ※$$

※〔註〕 各計算値が1を越える場合は1とする。

$$M_F = 0.055\{p_1 + p_2(1-b_2) + p_3(1-b_3) + p_4(1-b_4) + p_5(1-b_5)\} \quad (3)$$

ここに $p_1\ p_2 \cdots\cdots p_5$ ＝図－1に示す軸重（t）

$b_2 = \frac{a_2}{8} \leqq 1 \quad b_3 = \frac{a_3}{8} \leqq 1$

$b_4 = \frac{a_4}{8} \leqq 1 \quad b_5 = \frac{a_5}{8} \leqq 1$

（註）各計算値が1を越える場合は1とする

$$M_B = 0.062\{p_1 + p_2(1-c_2) + p_3(1-c_3) + p_4(1-c_4) + p_5(1-c_5)\} \quad (4)$$

ここに $p_1\ p_2 \cdots\cdots p_5$ ＝図－1に示す軸重（t）

$c_2 = \frac{a_2}{4} \leqq 1 \quad c_3 = \frac{a_3}{4} \leqq 1$

$c_4 = \frac{a_4}{4} \leqq 1 \quad c_5 = \frac{a_5}{4} \leqq 1$

（註）各計算が1を越える場合は1とする

$$S_B = 0.055\{p_2 + p_1(1-f_1) + p_3(1-f_3) + p_4(1-f_4) + p_5(1-f_5)\} \quad (5)$$

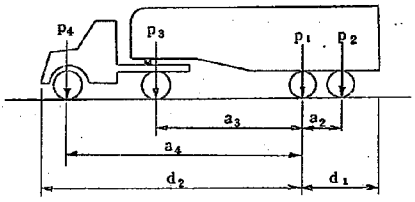
ここに $p_1\ p_2 \cdots\cdots p_5$ ＝図－1に示す軸重（t）

$f_1 = \frac{a_2}{8} \leqq 1 \qquad f_3 = \frac{a_2 + a_3}{8} \leqq 1$

$f_4 = \frac{a_2 + a_4}{8} \leqq 1 \qquad f_5 = \frac{a_2 + a_5}{8} \leqq 1$

〔例　題〕

図－3のような諸元の車両について照査する。



（G.W.－33.81 t）

p_1 ＝9.665 t
p_2 ＝9.665 t　a_2 ＝ 1.30m
p_3 ＝9.850 t　a_3 ＝ 6.85m
p_4 ＝4.630 t　a_4 ＝10.15m

d_1: 3.78 m
d_2: 11.21m

〔図　－　3〕

照査－1

タンデム軸重＝ p_1 ＝p_2 ＝9.665 t

タンデム軸間隔＝ a_2 ＝1.30 m

図－1より，軸間隔 1.30 mに対する許容最大軸重 p_a は

p_a ＝ 9.75 t

9.665 t ＜ p_a ，O.K

照査－2

(1)式

$c_2 = \frac{1.30}{30} = 0.043 < 1$　　$e_1 = \frac{3.78}{30} = 0.126 < 1$

$c_3 = \frac{6.85}{30} = 0.228 < 1$　　$e_2 = \frac{11.21}{30} = 0.374 < 1$

$c_4 = \frac{10.15}{30} = 0.338 < 1$

$M_{30} = 0.022\{9.665+9.665(1-0.043)+9.850(1-0.028)$
$+4.630(1-0.338)+14.7\{(1-0.126)^2+(1-0.374)^2\}\}$

$= 1.02 \fallingdotseq 1.0$　　O.K.

(2)式

$$f_1 = \frac{1.30}{20} = 0.065 < 1 \qquad g = \frac{1.30+11.21}{20} = 0.625 < 1$$

$$f_3 = \frac{1.30+6.85}{20} = 0.408 < 1$$

$$f_4 = \frac{1.30+10.15}{20} = 0.573 < 1$$

$$S_{20} = 0.040\{9.665+9.665(1-0.065)+9.850(1-0.408)$$
$$+ 4.630(1-0.573)+9.8(1-0.625)^2\}$$
$$= 1.12 \fallingdotseq 1.1 > 1.0 \qquad \underline{NO!}$$

(3)式

$$b_2 = \frac{1.30}{8} = 0.163 < 1$$

$$b_3 = \frac{6.85}{8} = 0.856 < 1$$

$$b_4 = \frac{10.15}{8} > 1 \longrightarrow b_4 = 1$$

$$M_F = 0.055\{9.665+9.665(1-0.163)+9.850(1-0.856)$$
$$+ 4.630(1-1)\}$$
$$= 1.06 \fallingdotseq 1.1 > 1.0 \qquad \underline{NO!}$$

(4)式

$$c_2 = \frac{1.30}{4} = 0.325 < 1$$

$$c_3 = \frac{6.85}{4} > 1 \longrightarrow c_3 = 1$$

$$c_4 = \frac{10.15}{4} > 1 \longrightarrow c_4 = 1$$

$$M_S = 0.062\{9.665+9.665(1-0.325)+9.850(1-1)$$
$$+ 4.630(1-1)\}$$
$$= 1.00 \fallingdotseq 1.0 \qquad \underline{O.K.}$$

(5)式

$$f_1 = \frac{1.30}{8} = 0.163 < 1$$

$$f_3 = \frac{1.30+6.85}{8} > 1 \longrightarrow f_3 = 1$$

$$f_4 = \frac{1.30+10.15}{8} > 1 \longrightarrow f_4 = 1$$

$$S_S = 0.055\{9.665+9.665(1-0.163)+9.850(1-1)$$
$$+ 4.630(1-1)$$
$$= 0.98 \fallingdotseq 1.0 \qquad \underline{O.K.}$$

総　括

照　査		結　果	判　定
1		p_1 / p_2 $= 9.665\ t < p_a = 9.75\ t$	O.K
2	(1)	$M_{60} = 1.0$	O.K
	(2)	$S_{20} = 1.1 > 1.0$	NO
	(3)	$M_F = 1.1 > 1.0$	NO
	(4)	$M_S = 1.0$	O.K
	(5)	$S_S = 1.0$	O.K
総合判定			NO

資料作成担当者

	（土木研究所）		（関東地建）
(1) 共通部門			
1) コンクリートの配合と品質管理及び検査について	コンクリート研究室長	柳田力	総括担当 東京技術出張所長 松崎猛 担当者 常陸，副所長 宮田浩通，機械課長補佐 渡辺和夫 〃 東京国，工務課長 佐藤嘉夫，利根上出張所長 加藤鉄義 〃 横浜，出張所長 佐藤多喜彦
2) 工事の安全対策について	機械施工部長 土質研究室長 橋梁研究室長 地質研究室長	永盛峰雄 山村和也 国広哲男 岡本隆一	総括担当 道路工事課長補佐 藤井治芳 担当者 高崎工務課長 三木茂平，荒川下，工務課長 羽瀬崎稔 〃 日光砂防，工務課長 金安弘三
(2) 河川部門			
1) 水質管理の問題点	下水道研究室長	柏谷衛	総括担当 河川管理課長補佐 深山憲次郎 担当者 利根上，利水調査課長 小林殖，荒川下，調査課長 徳岡康夫 〃 京浜，調査係長 小山保人
2) 河道計画上の問題点	河川研究室長 土質研究室長	土屋昭彦 山村和也	総括担当 河川計画課長補佐 苗村滋克 担当者 下館，工務課長 松川学，渡良瀬，工務一調査係長 望月正 〃 工務二調査係長 荒川清次，江戸川，調査係長 紀陸富信
(3) 道路部門			
1) 道路工学からみた交通事故	道路研究室長 舗装研究室長	吉岡昭雄 松野三朗	総括担当 企画室長補佐 三谷浩 担当者 横浜，調査課長 飯島武明，大宮，調査課長 田尻文宏 〃 東京国，交通対策課長 会田正
2) 維持修繕工事工法の問題について	舗装研究室長 橋梁研究室長	松野三朗 国広哲男	総括担当 道路管理課長 桐山荏 担当者 宇都宮，管理課長 高山清，横浜，管理二課長 板倉市太郎 〃 大宮，管理課長 田中和秋，常陸，道路管理課長 板橋忠一

関東地建における一日土研

土工に関する問題点について

永　盛　峰　雄

昭和43年7月8日

建設省土木研究所

目　　次

1. 盛土の施工管理について …… 2

(1) 盛土の締固めと圧縮沈下 …… 2

(2) 盛土の締固め規定 …… 4

(3) 管理試験器 …… 5

2. 軟弱地盤について …… 9

(1) 軟弱地盤設計の問題点 …… 10

(2) 軟弱地盤の設計施工はどうあるべきか …… 15

1. 盛土の施工管理について

最近の土工においては，工期の短縮が要求され，しかも材料の選択が自由にならなくなってきていることから，圧縮性が大とされている細粒土をもって盛土を施工する場合の締固めとその管理をどのように考えればよいかということが一つの大きな課題となってきている。

土木研究所においては，これまでに試験盛土あるいは現場試験によってこの問題を調査研究してきたが，それによれば下記のような結果が得られている。

(1) 盛土の締固めと圧縮沈下

盛土の締固め程度が，竣工後の圧縮沈下の大きさあるいは落着くまでの期間とどのような関係にあるかを知るためにシルト質粘土ローム（第一盛土）と粘土（第二盛土）を材料とする二種の試験盛土を施工して観測調査してきたが，その結果は表－1の第一盛土でわかるとおり，締固めが圧縮沈下の大きさに大いに関係していることがわかる。第一盛土は施工法から可能と考えられるよく締固めた場合（飽和度９０％）とゆるい締固めの場合（飽和度８４％）の両極端の締固めをとって比較したものであるが，竣工後６５０日（１年9ヶ月）までのその圧縮率（盛土高さに対する圧縮量）は，よく締固めた場合において0.２４％，ゆるい締固めの場合において，1.０％となっている。圧縮沈下は微小ながらも非常に長期にわたって続くとみられるが，ゆるい締固めの場合でもおよそ竣工後３６０日（１年）位で大方の値（６５０日目の沈下量の９０％）に達している。第二盛土は第一盛土のゆるい締固めに相当する締固め方法をとったものであるが竣工後５００日（１年５ヶ月）において圧縮率は1.２％と大きい。しかし，これまでの観測では竣工後１年位までの圧

区分	土　質	施工時状態 施　工　法	沈下計の位置	施工中 圧縮率u (%)	竣工後 圧縮率f (%)	f／u (%)
第一盛土	シルト質 粘土ローム (MH) Gs：2.6～2.7 LL：140～180% PL：70～100% PI：50～90% Wn：110～130%	w：116% γt：1.30g/cm³ γd：0.60g/cm³ Va：8% Sr：90% qc：9～10kg/cm² qu：0.5～1.2kg/cm² タイヤローラ転圧	②～① ③～② ③～① ③—3.00 ②—1.50 ⊕—0 高さ4.5m 法勾配1：1.5	1.1 0.6 0.9	(1年9ヶ月後) 0.39 0.10 0.24	34 16 27
		w：118% γt：1.23g/cm³ γd：0.56g/cm³ Va：13% Sr：84% qc：7～8kg/cm² qu：0.4～0.9kg/cm² 湿地ブルまき出しのみ	②～① ③～② ③～① ③—3.00 ②—1.50 ⊕—0 高さ4.5 法勾配1：1.5	1.3 1.0 1.1	(1年9ヶ月後) 1.53 0.47 1.00	117 48 88
第二盛土	粘土 (CHおよびMH) Gs：2.68 LL：60～80 PL：29～43 PI：29～50 Wn：31～109	w：60% γt：1.60g/cm³ γd：1.00g/cm³ Va：2.2% Sr：96% qc：2～4kg/cm³ qu：0.2～0.32kg/cm² 湿地ブルまき出しのみ	②～① ③～② ④～③ ③～① ④～① ④—4.62 ③—2.96 ②—1.69 ⊕—0 高さ5m 法勾配1：1.5	3.6 4.1 1.75 3.8 3.05	(1年5ヶ月後) 2.1 0.5 0.8 1.4 1.2	60 13 48 38 40

縮沈下速度が大で第一盛土と同様の傾向を示している。第一，第二盛土ともに下層部の圧縮割合は大きく上層部の３倍位を示している。第２０回，第２１回の建設省技術研究会の共通部門一指定課題として，細粒土を材料とする盛土について全国的な調査を行なったが，それによる圧縮沈下量はかなり大きなものもあった。しかし，測定方法に問題のあるものもあって，竣工後の圧縮沈下量は一般に１％以内が多いだろうという推測がなされている。

(2) 盛土の締固め規定

一般には，締固め規定として締固め度規定（ＪＩＳＡ１２１０突固め試験法における最大乾燥密度を基準とする方法）が主体とされ，締固め度規定をとり難い場合に飽和度あるいは空気間隙率による規定がなされているが，第２０回，第２１回の建設省技術研究会の共通部門一指定課題"細粒土を材料とする盛土の締固め施工基準に関する研究"によって調査された。充分に安定し供用されている盛土の状態からすると，細粒土の盛土では空気間隙率あるいは飽和度で規定する方が，より適当であるという結果になっている。調査された盛土の密度と含水比の関係は飽和度１００％線（空気間隙率０％線）に沿った曲線的な関係を示し，空気間隙率あるいは，飽和度の一定領域内に収まる値をもって安定していることがみられた。したがって，締固め度によるよりも空気間隙率あるいは飽和度による方がより合理的な領域を定めることができるものと考えられる。しかし含水比が低い部分（３０％以下）になると空気間隙率あるいは飽和度の領域からはずれ易くなる。含水比に応じた領域の広さについても考慮すると空気間隙率の方が飽和度よりもより適当な領域を定めることができるといえよう。

細粒土の自然含水比は一般にＪＩＳＡ１２１０の突固め試験によって得られる最適含水比より、かなり高い値を有し、これを最適含水比附近まで低下させることは実際上困難である。調査された盛土の状態からみても自然含水比附近で安定していることからあまり最適含水比をもって施工含水比を規定する必要はなさそうである。

以上のようなことから、比較的高い含水比（３０％以上）の細粒土の締固め管理においては、空気間隙率で規定することが望ましく、技術研究会の結果からすると、現行で標準とされている１０～２％の範囲、あるいはそれより少し広い範囲で規定することが適当ではないかということが提案されている。

(3) 管理試験器（ＲＩを利用した密度計、水分計）

(i)急速に測定出来ること（１～５分間）、(ii)非破壊で測定出来ること、(iii)個人的な誤差が入り難いこと、などの理由からＲＩを利用した土の密度計や水分計が管理計器として注目され、各地建でも使用されるようになって来たが、これまで行なってきた計器の特性試験の結果から注意すべき事項が明らかとなっている。

現在、多く用いられているのは、後方散乱型のγ線密度計と中性子水分計であるが、これには、地表面に置いて測定する形状の表面型とあらかじめ地中にあけた測定孔に挿入してその周辺を測定する形状の挿入型とある。この計器による測定法として、とくに問題となるところは(i)計器の安定性（例えば、外部の温度変化などによる影響）(ii)較正曲線の作成方法(iii)計器と被測定物との間隙の影響(iv)作用範囲（測定している範囲）などである。

(i) 計器の安定性

計器の出力変動の要因として放射能の統計的揺動による変動、電源電圧の変動、温度による変動、電気的特性による変動などがあるが、とくに問題とされるのは温度による変動である。しかし、標準体などによる頻繁なチェックによって、安定性の確保が可能であり、今後の計器の性能の向上により相当改善できるものと思われる。

(ii) 較正曲線の作成方法

第２０回の建設省技術研究会、共通部門一指定課題、『ラジオアイソトープ利用による施工管理』として研究され較正曲線の簡便な作成方法が提案されている。また土質ごとに校正曲線を作成する必要があることなども認められている。

在来法との比較において一番問題になるのがこの較正曲線の定め方であり、非常に難かしい問題として今後に残されている。

管理試験などで、直接計測値で処理できるような場合では較正曲線が不要となるので精度のよいこの計器の特徴を生かした使用法となる。

(iii) 計器と被測定物との間隙の影響

地表面の凹凸あるいはボーリング孔の凹凸による計器との間隙は数ｍｍでも測定値に大きく影響し、とくに密度計において影響が大である。この影響を少なくする方法として鉛あるいは砂を敷いたりして間隙をうめて測定する方法などが検討されている。

(iv) 作用範囲

計器が実際に測定している範囲はどの位かということが在来法との比較において問題になるか、これについて調べた結果によると、深さ方向で１０ｃｍ程度、横方向で計器の端面から２ｃｍ位である。在来

の砂置換法などと比較しても決して大きな範囲ではなく、しかも計器の近くの密度の大きさが強く影響するなどの問題があって在来法より小さい範囲も考えられる。以上のようなことから現在の後方散乱型の計器による方法をもって直ぐに砂置換法に代わるもの、として考えることは未だ適当ではなく、その使用条件をよく考慮して利用すべきであるといえる。

後方散乱型に対し平均的な値をとることができるとして透過型の計器が土工などの測定条件に適しているという考え方になって来ており、試験が行なわれつつある。

（注） 現在、各地建で保有しているＲＩ計器は日立製のＰＢ－１、ＰＢ－２、ＰＧ－３、ＰＧ－４型であり、上記の結果はこの計器を用いて行なわれた試験にもとづくものである。

参考資料

(1) 第２０回および第２１回建設省技術研究会
（共通部門－指定課題）
「細粒土を材料とする盛土の締固め施工基準に関する研究」

(2) 土木技術資料 ８－９
「関東ローム を材料とする試験盛土について（主として圧縮変形に関して）」

(3) 昭和４０年度、および昭和４１年度、道路事業調査費報告書（建設省土木研究所）
「土工管理に関する試験調査」

「盛土大型に関する試験調査」

「締固め施工基準に関する試験調査」

(4) 土木研究所資料　第２００号

「締固め施工基準に関する調査（国道６号線我孫子地区盛土調査）」

(5) 土木研究所資料　第２８７号

「網粒土を材料とする盛土の締固め施工基準に関する調査」

(6) 第１８回、第１９回および第２０回建設省技術研究会

（共通部門－指定課題）

「ラジオアイソトープ利用による施工管理」

2. 軟弱地盤について

最近の十勝沖地震では橋りょうやダムなどのせまい意味での土木構造物の被害は少なかったが盛土構造物の被害はかなり認められ，これが軟弱地盤の地点に多いことは従来の地震の場合と同様である。

現在の構造設計の理論の中では軟弱地盤の盛土に関する設計法が最も立ちおくれた状態にあって不明確な部分を数多く持っていながら，そのために生ずる危険を避けるために過大な安全率を見込んだ設計をすることもできない（他の構造物とちがって断面を大きくして安全率を増加させるということが必らずしもできないからである）ので，軟弱地盤上の盛土は土木施設の中で最も破壊の可能性が高くなっている。

もちろん軟弱地盤地帯を避けるかあるいは高架構造とすれば問題はなくなるわけであるがそれは不可能な現状であることは明白でさらに工期の短縮が要求され，軟弱地盤対策にとって有力な手段のひとつである時間をかけて工事を行なうということさえも制限されてくる傾向は軟弱地盤工法に対する状況がますますきびしくなっていることも示している。

軟弱地盤といえば試験盛土ということを思い出す人が多いがすでに１０年以上前から試験盛土はいろいろな場所で行なわれてきて現在でもおとろえることない流行のようになっている。専門外の人はデータの集積も相当進んだので試験盛土は不必要ではないかという意見をいうかもしれないが，それに対する答えは現在のところはまだ「ノー」であって，むしろ積極的に，試験盛土的な測定を併行した工事のやり方をすすめたいのが現況であってそれだけこの部分はたちおくれているのである。

以下においては軟弱地盤の設計において不明確な点はなにか，問題点はどこにあるかを列挙し今後の設計施工法はどうあるべきかについて考える

こととする。

(1) 軟弱地盤設計の問題点

設計にあたって不明確な点は軟弱地盤の性質に関するものと設計理論に関するものに大別することができる。

まず地盤の性質の把握が十分でないことがあげられるが軟弱地盤はその生成の過程から明らかなように非常に複雑な層のタイ積がみられ深さ方向に性質が変化していることはもちろん平面的な位置が変わると軟弱層の厚さや土の性質の異なることが多く地盤全体を一様な性質とみなすことは不可能である。ところが地盤調査のための現位置試験や試料採取の数は限られているので地盤の性質の全貌を完全に知ることができない。たとえば6～7mの深さの軟弱層からわずか2cmの厚さの試料を採取してこの層全体の沈下量あるいは沈下時間を推定するということはかなり無理なことであろう。またある一地点で試料を採取して土質試験を行なってその結果にもとづいて安定解析をしておいたところその地盤内には現実にはもっと強度の小さい層があってそこですべりを起こしたというような例もある。地盤の構成を確かめておくことが重要であるもうひとつの例として軟弱層の途中に薄い砂層が広くはさまれていたような場合がある。サンドシームといわれるこのような砂層は強度の上ではなんの意味も持たないが軟弱層の排水層として働らくときには沈下時間を著しく減少させるので実際には沈下を促進させる工法をとる必要がないのに、この薄い砂層を見落したためにたとえばサンドドレイン工法を採用するといったような不経済なことも起こり得る。普通のボーリングでは地盤の構成を深さ方向に連続的に見ることは困難であるがその点では連続試料の採取できるフォイルサンプリングが軟弱地盤のサンプリングと

しては望ましい。地盤の全体の性質を理解するために必要なサウンディング、サンプリングの数およびその位置を軟弱地盤の規模（広さと深さ）に応じて決めた基準のようなものを作成することが必要と思われる。地盤の性質を正しく知ることのできないもうひとつの原因はサンプリングのときに試料に乱れを生じて室内試験を行なう段階ですでに地盤が自然のままにあるときの状態とはちがったものになっていることおよび現在の土質試験の方法およびその装置が必らずしも完全とはいい難く正しい土質試験結果が得られないということがあげられる。

サンプリング時の試料の乱れはある程度は避けられないものであり、室内の土質試験においても実際の地盤と同一条件（たとえば応力状態を地盤と同一にする）を再現して試験をすることも困難であるので軟弱地盤の強度の調査はコーン貫入試料やベーン試験のような原位置試験によるのが正しい方向ではないかと考えている。しかし沈下に関しては現在のところ原位置試験により沈下量を推定することは不可能なので圧密試験に頼らざるを得ない。

設計理論そのものも不完全な面が多い。まず土の強度に関する理論を考えてみると、むづかしい理論があって純粋学問としての議論は盛んであるが現実の設計への適用について具体的なことはなにもわかっていないといってもよい。たとえば三軸試験には「非圧密非排水」「圧密非排水」「圧密排水」の３つの試験法があってそれぞれ試験条件がちがうので得られる結果も異なりこれを区別しなければならないということはどんな教科書にも書かれているが、それでは軟弱地盤の設計にはどういう状況のときにはどの試験の結果を用いるかという記述が系統だてて説明されていることはほとんどない。これはそのような本の著者が怠慢であ

るということではなく、この点に関してはまだよくわかっていないというのが実情であろう。

圧密についても同様に理論は完全なものといえない。圧密試験の結果から軟弱層の全沈下量はある程度の精度で推定できるが、時間的な沈下の進行状態を知ることはまず不可能といわれている。実施した多くの圧密試験の結果をみても圧密理論どうりの沈下と時間の関係の得られるものはなく、圧密係数のような計算に用いる定数をかなり無理をして求め悪くいえばつじつまを合わせているような状態であるからそのような数値で計算した理論値が信頼できないのはある意味では当然であろう。海成の沖積粘土を別とすれば複雑なタイ積状態にある軟弱土では古典的な圧密理論にしたがって生ずる沈下量はすなわち一次圧密の量はごくわずかであることが多く大部分の沈下は二次圧密によるものであるにもかかわらず普通には沈下と時間の関係の計算は一次圧密の理論にしたがって行なっているにすぎず二次圧密の沈下速度については現在では理論的な解明は行なわれていない。

圧密試験で得られた数値を用いて計算した結果が試験盛土などでの測定結果と一致しない理由としては圧密試験の試験条件がかなり単純化されているのに現実の条件が複雑なためである。まず圧密試験では荷重は瞬間的に載荷されるが現実には徐々に荷重の増すことが多くその速度を一定とはいえずさらに低い盛土では交通荷重の振動の影響という問題も入ってくる。そして土中の応力状態を現実には圧密試験機の中の供試体のように単純ではなく圧密現象そのものも圧密試験のように完全な二次元圧密ではなく三次元的な圧密も当然考えられ側方流動のような塑性的な変位も実際の地盤ではかなりあるので圧密試験における沈下の挙動と

現実の沈下現象の間に簡単な相似関係を認めてこれを基礎として行なっている現在の設計法に無理な点があるのはやむを得えい。圧密計算では数メートルからときには１０m以上の層をわずか２ｃｍの試料で代表させることはなるがある荷重によって生ずる最終沈下量は２ｃｍの試料の場合と実際の数メートルの層の場合には簡単な比例関係が存在するが、沈下速度に関しては２ｃｍの試料と数メートルの層の間には簡単な相似関係は見出されていない。

前に述べたように最近問題になっている軟弱層の多くは一次圧密理論に従がわず、沈下速度はいろいろな条件によって左右されるので基礎的な実験を続けている。たとえば土木研究所では標準タイプの２ｃｍの厚さの試料のほかに数種の厚さの試料を用いて二次圧密についての試験を行なっている。現在の圧密試験法ではこの二次圧密の沈下速度を求めるのに適当であるか不適当なのかを調べ不適当であることがわかればこれに変わる新しい試験法を提案すべきであると考えている。

次に安定解析すなわちすべりに対する安全率の計算法について考えてみよう。現在行なわれているのはすべり面が円形であるとしているものでこれにもいくつかの計算方法が提案されており、用いる強度定数はどのようなものを用いるのかはっきりしないことは前に述べた。しかしすべり面が円形をしているというのはあくまで仮定であって理論的な根拠は乏しく切取り斜面の安定の問題のように均質な土の場合にはすべり面を観測した結果この円形すべり面の仮定はかなり実情に合致しているといわれているが軟弱地盤上の盛土のように極端に強度のちがう層が接していたり基礎地盤の強度が深さによって複雑に変化している場合には単一の円弧に沿ってすべりが起こると考えるのは無理な点があろう。この

円形すべり面を仮定する方法はほかのすべり面を考える方法にくらべると計算が簡単な利点があるが，電子計算機の普及している現在計算作業に労力を注ぐ必要な少なくなってきたのですべり面の仮定にはもう少し理論的な考察を加えた安定解析を行なってもよいのではないだろうか。しかし，すべり面の形状についていかに高級な理論を用いたとしても計算に用いる土のせん断強度のとりかたに現在のところまだ問題が多いことは事実で安定解析の精度を向上させるのはなかなか困難といわざるを得ない。

さて軟弱地盤対策工法の設計の問題点をあげてみよう。まずサンドドレインあるいはサンドコンパクションパイルの設計であるが，これらの工法の特徴は水平方向に水を排出しやすくして圧密時間を短縮することであるが一般に軟弱地盤のようなタイ積土では性質は水平方向と鉛直方向に同じではなく，鉛直方向の圧密試験で求めた圧密係数を用いてサンドドレインの圧密時間の計算をすることは正しい結果を得ることはならないので，サンドドレインの設計には水平方向の圧密の生ずるような試験法（たとえば三軸圧密）による値を用いるべきである。次にサンドドレインあるいはサンドコンパクション工法によって絶対沈下量を非改良の場合にくらべてどの程度減らせることができるかということが重要である。普通はサンドドレイン工法には沈下を阻止するような効果はなく砂をかなりの密度で圧入するサンドコンパクションの場合にのみ沈下量を減少させることができるとされている。そして沈了量が減少するこの説明としては砂の圧入によって水平方向の圧密が生じその分だけ鉛直変形の量が小さくなること，さらに盛土荷重の一部が砂柱によって支持され，そのため軟弱地盤にかかる荷重が小さくなって沈下量が減少する

ことの2点があげられている。このうち砂の圧入によって生ずる水平方向の圧密についてはほとんどわかっていないし盛土荷重が砂柱と軟弱地盤にそれぞれ、どのような割合で支持されているかといういわゆる応力分担比の問題については現場での測定および模型実験を土木研究所でも行なってはいるものの非常にいろいろな値が観測されて結論は得られていない。この砂柱のある地盤（複合地盤とよんでいるが）は安定解析においても問題となってくる。すなわち軟弱層の部分が圧密の進行とともにせん断抵抗を増してくるのは当然として砂柱のせん断抵抗も安定計算において考慮に入れるのが合理的であるがそれをどのような形でとり入れて安定計算を行なうかということがまだはっきりしていない。サンドドレインの場合には砂柱のせん断抵抗を別個のものと考えず軟弱層と同じ強度と考えてよいかどうかを明らかにする必要があり、またサンドコンパクションパイルの場合にはすべに述べた砂柱と原地盤の応力分担比がどうしても安定解析のために必要になってくるわけである。

最近サンドドレインあるいはペーパードレインの効果がはなはだ疑問であるとの声が聞かれるが本当にそうなのか、あるいはこれらとサンドコンパクション工法とのちがいはどこにあるのか、もう少し実際のデーターの積積がなければ設計段階で工法選択の判断に困ることになるであろう。

(2) 軟弱地盤の設計施工はどうあるべきか

すでに述べた設計の問題点を考慮しつつ、設計施工はどうあるべきかについて試験盛土の問題を含めて以下に検討してみたい。

まず試験盛土についてであるがすでに述べたように理論の不備を補う意味で試験盛土の価値は大きいが、設計のための必要データを実測結果

から求めようとするならば本工事に先だってかなり以前に着手しておく必要がある。かなりの長期間（1年程度）の観測の期間がなければ沈下の状況あるいはその他の詳細を完全に把握し解析することはむづかしいので有効なデータが得られない。ところが現実には用地買収その他の都合で本工事と試験盛土の期間が非常に接近し実際の設計には試験盛土の結果が反映されないようなことがある。もちろんそのような場合でも沈下量の観測値などは多いに役に立つわけであるがやはり完全なデータが本工事の着工前に得られていることが望ましい。試験盛土についてもうひとつの注文は測定を完全に行なう必要があるということで、もう少し具体的に言えば長期間にわたる観測を続けるべきであるということである。工事中は回数を多く測定していてもその後の測定はどうしても少くなりがちで沈下や変位については比較的継続測定が行なわれているが盛土荷重による圧密の結果生ずる強度増加の観測が不足ぎみのように思われる。本格的なチェックボーリングを行ない試料を採取してせん断試験をすることは大変な労力と費用がかかるので、のり先付近でよいから原位置強度試験をもっと多く行ない、いろいろな時期での強度変化を把握する必要がある。特にこれは試験盛土に限らず基礎地盤の圧密による強度増加を期待しながら段階的に盛土を施工していくようなときに次の盛土を施工してよいかどうかを判断する場合あるいはサンドドレインを施工したとしても限界盛土高以上の盛土をただちに施工することはできないのでその施工管理にも、ぜひ望ましいことである。このような原位置試験法としてはコーン貫入試験（特にダッチコーン）やベーン試験が適当であろう。

試験盛土ではいろいろな計器を埋設して測定するが、この計器にも問

題であって完全に満足すべきものではないのでたとえば間げき水圧測定などは説明のできないような観測値を示すことが多く最も信頼できる計器は沈下計，地表，変位杭のような最も簡単な物理量を測定する構造の簡単なものである。したがって特別な研究目的を持った場合は別として普通の試験盛土では間げき水圧計や土圧計などの高価な計器を省略して測定項目をしぼるのがよい。

次に軟弱地盤の調査について考えてみよう。試験盛土の場合はそうではないが一般の工事では地盤調査が必らずしも完全ではない。圧密試験のデータが少ないことが多く地盤を構成している層の詳細や軟弱層の厚さがその地帯全域でどのように変わっているか等がはっきりわからずサンプリングの位置が不適当なため得られたサンプルが軟弱層を正しく代表しているといい難いこともある。この問題について提案しておきたいことは予備調査としてのサウンデイングの数を多くしてその結果にもとづいてまず軟弱地盤のアウトラインをよく把握することでその結果にもとづき最も条件の悪いところでサンプリングをするようにということである。そして圧密試験の数はできるだけ多く，性質のちがうと思われる層からひとつづつのデータは欲しいもので５～６ｍをわづか２ｃｍの試料で代表させることの無理をここで強調しておきたい。軟弱地盤内で構造物のある場合にはその地点でサンプリングをするのが普通であるが，その結果を盛土基礎の設計に用いるのが必らずしも適切ではない，すなわち盛土基礎に対してはもっと条件の悪いところが同一地域内にあり得ということに留意すべきである。サウンデイングとしては標準貫入試験（Ｎ値）スエーデン式，オランダ式コーン貫入試験などがあるが推奨したいのはオランダ式貫入試験である。その理由としてはＮ値はたいてい

の軟弱地盤については測定不能のことが多く試験をしても無意味でスエーデン式サウンディングは測定結果が地盤の支持力とは直接むすびつかない（もちろん支持力との関係を示す式が数多く発表されてはいるが本質的にはこの試験法で土のせん断強さを求めるのは無理と考えるべきである）のに対してオランダ式貫入試験は一種の支持力とみられるものを測定しているわけだからである。

施工管理については、試験盛土でなくとも簡単な沈下計や地表変位杭を設置して変形を測定し、すべり破壊に対しては原位置強度試験によりせん断抵抗を確かめていくのがよい。しかし何度も述べたように軟弱地盤の性質は複雑で完全に把握することは容易でなく理論も完全ではないので管理規準として採用する値（たとえばせん断強さや最終沈下量）はある定まった値と考えるべきではなく、ある程度の幅のあることを覚悟しておくべきである。

軟弱地盤の対策工法にはいろいろなものがあってどのような条件のもとではどのような対策が適当かということについては道路盛土の場合には道路土工指針の第8章の説明が非常に簡潔である。河川堤防、アースダム等の地盤に対してはサンドドレイン、サンドマット等は透水量が大きくなるので不適当であるという点以外にはほぼ道路と同じように考えてよい。これらのいろいろな工法の比較は実際の測定結果によるほかはないので今年から技術研究会共通部門の指定課題として各地建で行なわれる試験盛土の結果を統一した観点で整理し今述べた多くの問題に対する回答を得たいと思っている。

関東地建における一日土研資料

建設事業と電子計算組織

中　村　慶　一

昭和43年7月8日

建設省土木研究所

目　　次

はじめに……1

1. 人間機械系としての電子計算組織……2

2. システムズ・エンジニヤリング（ＳＥ）……6

3. 電子計算……8

おわりに……31

はじめに

第２次産業革命とも云うべき情報革命時代に突入し，各組織ともこの情報革命の担い手と目される電子計算組織を中心に経営情報システム（ＭＩＳ），基本計画個別計画予算編成方式（ＰＰＢＳ），システム分析（ＳＡ）情報検索（ＩＲ）などのプログラム確立を急いでおり，従来の「強力なショベル」としての使い方から「頭脳」としての使い方にその重点が移行しつつある。このことは第１次産業革命が「筋肉」の代替としてのエ　　革命であったのに対し第２次産業革命が「神経」の代替としての情報革命であるという歴史的経過と全く同じ筋道を，今度はその情報処理の過程において筋肉的なものから神経的なものへとたどりつつあるものと受取って良いであろう。

一方建設事業の分野においても，すでに電子計算組織の「筋肉的」利用はある程度進み始めて居るが，「神経的」利用の面では未だしの感が深い。「筋肉的」利用の場合はまだ問題を持つ者が適当に外部に発注して間に合っているが，「神経的」利用に至っては，問題を持つ者自身が，場合によってはトップマネージメント自からが自分の構想を計算機に伝える必要があり，その意味でも日本語と同じ気易さで電子計算機と対話できる言葉ＡＬＧＯＬと計画や管理のための方法論システムズ・エンジニヤリング（ＳＥ）やその土木工学への投影として土木計画学の普及が望まれるわけである。

本文では人間機械系としての電子計算組織，システムズ・エンジニアリングの概要に触れた後４５分コースによるＡＬＧＯＬの読み方ならびに電子機算機の概要について述べる。

1　人間機械系としての電子計算組織

1.1　エネルギ革命としての第1次産業

17世紀よりイギリスにおける石炭需要の増加に伴い，深坑の排水問題がクローズアップされ，ニューコメンは1712年大気圧機関を発明した。これはシリンダ内を熱したり冷したりする熱効率の悪いものであったので，たまたまその修理を担当したジェームスワットはその改良を考え，遂に回転式蒸気機関を完成し，この蒸気機関が動力源として広く使用されることにより第1次産業革命の幕が切って落された。

これはいわば人間の筋肉の代替機関の発明であり，その故にエネルギ革命として第1次産業革命を理解することが妥当と考えられる。この場合は人間の労働は単純労働としてのみとらえられ，人間の思考つまり神経の働きの代替という考えが表面化するのは第2次大戦後の情報革命としての第2次産業革命を待たなければならなかったが，神経の代替を必要とする考え方はたとえばワットの機関がいわば弁の開閉を自動化するということに端を発していることを見ても分るように，最初から意識するとしないことにかかわらず存在していた。

その後回転部分の過速の問題を解決するためのガバナに用いられたフィードバックの思想はまさに神経の働きそのものであった。

1.2　情報革命としての第2次産業革命

前述のようにエネルギ的な考え方と共にエントロピ的な情報の処理が平行して必要であることは筋肉の代替機関の発明の当初から感ぜられて居り，いわばその後の進歩改良の道程はすべて人間と機械とが組み合って仕事をする組織の中での人間の持ち分の減少つまり自動化という方向を向いていたと云うことができる。

ところが第2次大戦後急速に進歩し始めた電子計算機の普及に伴なって，この新しい機械は単に人間の計算作業を代行するだけのものでなく，この計

算機そのもの或いはこれを装備した機械と人間とが1体となって働くようないわば新しい生物が生まれたと考えるべきであることが次第に明らかとなって来た。

電子計算機の普及の初期段階では，いままでの機械と同じような人間の付属物であり，ちょうど馬が走るという単純な労働の代替として機械を使用するのと同じ意味で，計算という単純な労働の代替として計算機を使用し，計算機の方も単に処理速度が速いというだけですべてを人間から指示されなければ働けないような程度のものであり，丁度チャップリンのモダンタイムズに象徴される様な人間疎外といったセンチメンタルな考え方が支配的であり，使用する例も単にそれまでの考え方で生み出された計算過程を速度を上げて実行させる程度の認識しか無かった。

それはちょうど情報処理という世界の筋肉労働的な部分にのみ着目していたことに相当する。しかし記憶容量及び処理速度の増大に伴ない，本来エントロピ的な情報処理という世界の中でもさらにエントロピ的なフィードバック，判断といった機能が拡大されるにつれて，人間と機械とに切り離すことの出来ない新たな生物人間機械系としての電子計算組織が生まれたものである。

この生物は成長を続けて思慮深き生物となり得るか，又カバナのきかぬ暴走を行なう生物となるかの見通しは明らかでないが人間のある意味での主導権だけは失ないたくないものである。

1.3　人間機械系としての電子計算組織

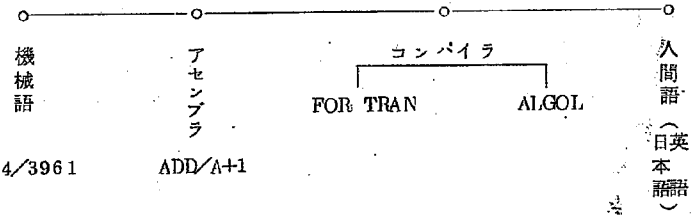
前述のように人間が主導権を失なわないためにも，またこの機械と協同して新たな創造を行なう為にも，この人間機械系には共通の言語が必要であって，その言語はこれだけ処理能力の大きい機械が相手なのであるからできるだけ人間の言葉に近いものが望ましいわけである。

この言葉の問題については後で触れるが，いづれにせよこの言葉を用いて，問題を持つ人間が直接対話しつつ仕事を進めるべきであって，単なる附属物と考えていた時代のようにその問題の本質についてそれほど精しくない通訳を介したりして仕事を進めたりすることはともすればその処理が齟齬のきか

ぬ方向に迷い込ませたりすることにもなるおそれがあり余り望ましいことではないと考えられる。

また各人と機械との共同作業であって特定の人達だけの独占物となるべきものでないことも明らかであろう。

ジェームズワットの蒸気機関がそれまでのニューコメンの蒸気機関に対し，いわば弁の開閉を人間に代って自動的に行なわせるという点である意味の人的要素の非常に強い人間機械系のうち人間による部分を減少させたものと考えられる。この点で初期の電子計算機が機械自身の言葉で人間が命令しなければならなかったものを，機械語と1対1の対応はしているがシンボリックな（機械によらない）命令を下せる段階を経由し，その後ＦＯＲＴＲＡＮさらにＡＬＧＯＬと，ますます人間の言葉に近い表現で命令すれば足るようになった経過も，また，この人間機械系が人間の附属物に過ぎなかった時代から段々人間の介入する余地を減じて行なった経過とよく似ていると云えよう。



これらの言葉を用いて給与計算や在庫量計算など，いわば人間の計算作業という筋肉代替的な使い方が最初導入されていたが，次第に経営の意志決定とか計画の策定，管理などといった神経代替的な使い方，つまりこの人間機械系における人的要素減少の方向に進みつつある。

他の分野で行なわれつつある二三の方式の概要をのべると次のようなものである。

(1) ＰＰＢＳ

基本個別計画予算編成方式（planning programming budget system）の略で１９６１年マクナマラがアメリカ国防長官に就任以来強力に推進してきた意志決定過程の合理化のための方式である。

その第１段階は基本計画段階で目標達成のための計画を長期的観点から

まとめ上げるが，そのためには費用対効果の分析ＱＲ手法などが動員される。第２段階は個別計画あるいは任務別計画の段階で，まず予算の内示にあたる暫定指針を事務局が作成し，意見は計画変更提案（復活要求に当る）を提出させ検討の上５ケ年計画が承認される。第３段階は予算編成でこの任務別計画ごとの予算のうち次年度分をとりまとめるが，計画全体は固定的なものでなく，毎年修正をほどこして１年づつ追加される。

このＰＰＢＳの狙いとするところは基本計画と予算編成のギャップを任務別計画でうめること，意志決定過程の一元化，代案比較，長期的観点から見ること，科学的分析手法の重視，予算編成作業がある時期に集中することを避けたといった点であると考えられる。

(2) ＭＩＳ

経営情報システム（management information system）の略で，いままで問題ごとに集められたデータによって解析を行ない意志決定の資料としていたのに対し，ＭＩＳでは情報発生の段階で格納され経営管理上の問題が起った時直ちにその問題に則応したデータにより解析を行ない必要な意志決定の資料を提供することができるようなシステムであって，その特長とするところはデータが部門ごとに保管されないので融通が自由であり，データ作成に要する時間がなくなり，自由に原始データを組み合せて利用できるといった点であると考えられる。

(3) ＩＲ

情報検索（information retrieval）の略である。外務省で云えば条約や国際会議，研究所や技術官庁では文献検索，一般行政官庁では法令などを検索する必要が多い。文献検索について云えば，文献のキイワード，著者名，巻号年号等を格納して置き，これらの情報について要求した場合これらをすべて満足する文献を検索する。

2　システムズ・エンジニヤリング（SE）

2.1　S E

数学が主として取り扱って来た対象が，光・熱・振動・音・力などの物理現象であった時代から，逐次経済問題，社会問題や心理学生物学などにまで拡大され，計量経済学，計量社会学，計量心理学，計量生物学などの体系化が進むにつれて，実質科学の側からの要請による数学的方法論の発展と，数学的方法の開発に伴なう実質科学の進歩との両方が互いに影響し合って，今日のオペレーションズ・リサーチ（ＯＲ）やそれを含めたインダストリアル・エンジニアリング（ＩＥ），システムズエンジニアリング（ＳＥ）の体系化が行なわれて来た。

ＳＥは1つのシステム（一連の事象事物の集合体であり，受け取った入力に働きかけて，ある出力を生み出し，しかもその入力と出力の間の変換関数は目的に対し最適化することを目指して挙動するもの）の計画に当ってその目的を設定し，現状を分析し，その目的に合った計画を全体として最適化するように組み上げる手法であり，システムとしては前に述べた人間機械系が取り上げられることが多い。

たとえば大は生産工場，修理工場，流通網，病院，会社，放送網，銀行，交通網，通信網などから小は個人の家，オフィス，作業等に至るまでのあらゆる規模のシステムが考えられるが，ある程度システムの規模が大きくなると必然的に電子計算組織と組み合わされたものにならざるを得ない。

このシステムを最適化するための工学ＳＥはいわば工学の工学に当り，各固有技術領域を総合し全体としての最適化を目標とする技術であると考えられる。

その方法論としては統計解析や電子計算やLP，DP，ゲーム理論，情報理論，待ち行列論，シミュレーションNPなどを含むORの方法論のほか自動制御理論信頼性理論を始めとし計量経済学，計量心理学，計量社会学などのいわゆるX-metrics などがある。

2.2 IE

IEとは人・資材・設備等の総合組織に対し，合理的な計画改善実施を行なうために，工学的な解析計画手法や，数学，物理学，社会学などの専門的な技術と知識とを応用する管理科学であって，SEがどちらかと云えば未知の計画を組み立てる側に力点が置かれるのに対し，IEは既に組み上げられた計画にしたがい，それを改善し実施する側に力点が置かれている。

2.3 土木計画学

SEとIEとはいづれも隣接諸科学の知識やORの考え方がその重要部分を占めるが，特にSEの土木工学への投影として，単に例題的に土木工学への応用を取り上げるだけでなく，土木工学の特性に根ざした新しいSE的考え方や手法が開発され，しかもその手法が一般のSEに適用可能であるような形態を予想して土木計画学と名付けることができよう。

それはちょうど統計解析手法が単なる応用の段階で用いられる経済統計学から統計的経済学へ，そうして計量経済学へと発展していったのと同じように解することができる。

2.4 統計解析・電子計算・標準化

システムズエンジニアリングの基本的な道具は実測値から法則性を帰納し予測に役立てるための統計解析と，データの自動高速処理のための電子計算であり，これらの基本的な道具を巧みに使用して現状分析し，次の水準向上をはかるには標準化の考え方が重要である。

一般に技術水準の向上のためには固有技術の進歩と標準化が平行して行なわれる必要がある。標準化は技術の退歩になるという考え方は必要な改訂作業が行なわれないことを予想した考え方で，一般には2年少くも5年の間には全面改訂を行なう必要があり，標準化によって次の技術の進歩のための問題点の発見が行なわれることになる。

3　電　子　計　算

3.1　建設技術と電子計算

3.1.1　電子計算組織の導入

あちらでもこちらでも電子計算機が入ったとか，電子計算を行なっているという話が広がり始めると，「私達の所では何を電子計算機にかけたら良いか検討中です」とか，「計算機に何をやらせたら良いか教えて下さい」とか，また逆に「私の所には電子計算機にやらせるような仕事はありません」といった話をよく聞かされる。

いったい技術屋の仕事で電子計算機にやらせることのできない仕事とはどのような仕事なのだろうかと戸惑うのであるが，おそらく，その時の出来心でまったく基準なしに判断を下しつつ行なわれる仕事が，自分なりの判断の基準はあっても陳情かなにかに従って判断の行なわれているような仕事か，さもなければ他人にはうかがい知ることのできない，その人だけに与えられた神秘的な判断力（それは経験によるものもあろうし，あるいは先天的なものかも知れない）によって遂行される仕事でもあろう。

しかし，一般の何等かの判断の基準に基いた手順のわかっている仕事はすべて電子計算させることが可能であるはずで，問題は電子計算をさせて得になるような仕事であるかどうかという点であろう。たしかに１００個位のデータの和を求めたり平均を出したりする仕事は，データテープを作っている間に算盤を入れ終わることができるのであるから電子計算をさせると損だということになろう。しかし1群のデータが得られたときに，そのデータが全体としてどのくらいの大きさであるかという位置の情報だけを抽出して，データのちらばり具合が示すばらつきの情報を無視することは，せっかくそのデータから将来の予測を行ない得る機会を自から放棄してしまっていることになる。

さらにそのデータに関係している他の因子との関連性の情報のことも考えれば，これらの情報の抽出に要する手数は電子計算の方が問題なく少ないし，

また所要時間も短かい。

しかも最近の電子計算機には，あらかじめ辞書を覚えさせておいて，後でより大きなプログラムの中で，あの方法をこの情報を用いて実施し，その結果をこのように取り扱えといった教え方が可能になり，事実われわれは，ある意味での電子計算機の教育を行ない得るようになってきている。

ただ，この電子計算機との対話のために用いられる言葉が，以前は人間の方が機械の言葉を覚えてこれを用いなければならなかったのに，だんだん人間の言葉に近いシンボリックな言葉を用いて機械自身に翻訳も行なわせるようになり，１９５６年にはＩＢＭ－７０４機に対してＦＯＲＴＲＡＮ（formula translator）が生まれ，より人間の言葉に近いもので書いてやればすむようになり，さらに１９５８年電子計算用語ＡＬＧＯＬ－５８さらにＡＬＧＯＬ－６０および１９６２年の改訂ＡＬＧＯＬ－６０が国際共通の電子計算用語として生まれ全世界で使用されつつある。

ＡＬＧＯＬはＦＯＲＴＲＡＮに比して文法体系がすっきりしているだけでなく，われわれの言葉に非常に近く単なる順序とか記号のみによる約束が少ないため，われわれと電子計算機との対話に用いられるだけでなく，言葉の異なる人達，や更にわれわれ日本人同志の間でも手順をわかりやすく，かつ正確に伝達する言葉として最適であると考えられる。

電子計算機との対話には別段計算機というものの構造に関する知識はもちろん，昔プログラマなるものの唯一の武器であった機械語に関する知識，あるいはＳＩＰ，ＳＡＰなどの中間語に関する知識もいっさい不必要であって，われわれの言葉に近いＡＬＧＯＬでプログラムを書いてやれば機械が文法チェックを行ない，エラーがなければ中間語を経由して機械語への翻訳ならびにそれによる演算を実行する。

したがって単に電子計算機との対話をスムーズに行なう目的からはALGOL以外の知識は別段いらないわけであるが，昔からプログラマたちが自分達の相対的価値を引上げる目的でか，これらの知識が入門として必須であるかのように主張し，その効あって初めての人達が電子計算機というものに親しもうとして読み始める文章の最初はまず電気回路か，機械語の話が始まるため，多くの人に電子計算機というものはむずかしいもの，したがってそれと会話

を行なっているプログラマは偉い人達という印象を与えがちであった。

ＡＬＧＯＬの生まれた今日では最早プログラマという特別の職業を持った人が通訳を行なうというよりは，問題を持つ一人一人の人がＡＬＧＯＬによって直接会話をすることが普通となってきている。

建設省関係に於ては付属三機関（地理院・建研・土研）に引続き，岩手工事々務所などに電子計算組織が導入され各地建を含めて１９００名のALGOLプログラマの養成も終り，各技術者が自分自身の問題をもって直接計算機と対話することにより，今迄予想されていた様な作業は勿論，今まであきらめていた様な或いは思いつくこともなかった様な問題と取り組み始めて居り，土研に於ける割り込み計算や，超大型機の衛星計算機としての使用，或いは北陸・中部・九州地建に於ける計算センタとの時間単価契約による自由使用などによって既に相当な成果が得られている。

また，現在建設技術関係の各組織に於て，電子計算組織の導入が計画されつつあるが，これに関連して(1)その必要性を十分納得させるだけの理由がない。(2)今でもコンサルタントを利用して間に合っているものを自ら手を下してやる必要はない。(3)計算機を入れてみても十分な仕事量がない。(4)単なるあそびで導入するのは反対である。などいろいろな反対論も多い。

各会社などに於ても，導入の当初に於て，全く同じ議論がくり返され，(1)自分の業務遂行上の考え方の壁をつき破る，(2)人間を雑務から開放する，(3)その方がもうかる，(4)他の会社でうまく行なっているのだからこちらでもやって見よう，などいろいろな理由で，大半の大組織は自ら導入，中小企業は共同使用という形で導入し，業績を伸している所が多い。

その中でも特にＦＯＲＴＲＡＮ　ＡＬＧＯＬ等のコンパイラを活用し，多くの社員に開放して成功している組織として東洋工業(M)，川崎重工業(A)，トヨタ自動車(A)などの例があり，土木研究所に於ても当初上にあげたと全く同

じ反対があった時に，この道具を用いて研究上の壁を破る，従って今迄外注されていたプログラムで手を加える必要のないものや，所内でテスト終了したもので本番計算に時間を要するものは，今後も積極的に外注し，所内の計算機はいわば成功するかどうか不明であるプログラムのチェックを主目的とした外部の超大型機の衛星計算機であると割り切ってＯＫＩＴＡＣ　５０９０－Ｈ（メモリー１６Ｋ長語）を導入し，(1)内部は勿論外部の計算機との接続にも使用用語はＡＬＧＯＬ一本とする，(2)１５分以内の計算は割り込み使用を許し，見掛上１００％の稼動とする，(3)支所で作られたプログラムは電送回路により送られ，エラーは同回路によって直ちに送り返す，(4)開発された手続きはできるだけ辞書の形で格納し，その名前を呼び出すだけで自動的に使用可能にするといった特徴的な使用法に依り，各研究室に於ても相当な実績をあげる事ができた。

以下最初の反対論に対する反論，建設事業に於ける利用面などについて触れてみたい。

3.1.2　電子計算組織の導入を必要とする理由

標記の理由について考える前に反対論の(2)(3)に対する反論を試みてみよう。

(1)「コンサルタントを利用して現に間に合っているものを，手を下して自ら行なう必要はない」との意見について。

各組織内に技術者が存在するのはいろいろな技術的業務について重要なものは自ら手を下して行なうことは勿論，外注した場合もその進行状況を監視し，状況の変化に応じ自分の意図に沿う様に修正を行ない，或いはその外注の為の積算，その全体の計画，或いは出来上ったものの技術的管理を行ない，その間に得られた技術的成果を標準化して次の技術的水準の向上にそなえることであって，これらの仕事は予算獲得係と予算差引係だけでは遂行不可能である。

従って重要な作業は勿論のこと，くり返し発生する計算について，そのたびにコンサルタントにプログラム料込みで仕払いを行なう事の可否とか，手順を改良したいと思っても自ら手の下しようがないような発注の仕方の是否を考えてみれば，自ら後で手を加えやすい形でプログラムを作るとか，そのような形でプログラムさせ，後は自分の組織内の計算

機であろうと，そのプログラムを使用する分借りの計算機であろうとどちらの形にもせよ後の修正の容易な言葉たとえばＡＬＧＯＬでプログラムする必要は異論のない所であろう。

一般にある内容を日本語で書き下す手数とＡＬＧＯＬで書き下す手数とはほとんど変わりないが，その状況下でその問題に素人である“いわゆるプログラマ”にその問題の本質をのみ込ませることは容易でない。このような説明をしている間に問題を持つ人がＡＬＧＯＬで書き下した方が後のためにもはるかに容易である。

もし仕事の内容がコンサルタントしか分らない場合には今後ともプログラム作成も含めて外注ということになろう。しかし後の改良を考えるとこの場合も修正容易なＡＬＧＯＬで書かれ，しかもプログラムを買取ることを明確にした方が良い。しかしこのような総てを依頼する形の仕事ばかりで業務は予算獲得係と予算差引係だけの手で進め得るものならば，そのような職場に技術者を必要とするかどうかについても反省して見る必要があろう。

技術的なアイディア，技術の進歩はこのような計算手段が自由に利用できる環境に於て育つ可能性が多く，計算手段は単なる労力の置き換え以上の意味を持つものであると考えられる。

コンサルタントの育成とは現在のような単純労務提供業としてのコンサルタントを，しかも殆んど同じ製品をプログラム料込みであちらこちらに売るという今のような形のままで育成する意味ではないと考えられる。製図１枚をいくらで買うのではなく，その着想を買うことによってこそ育成を計るべきで，コンサルタント側企業者側共に電子計算手段を持つことはコンサルタント業の育成になりこそすれ妨害にはなろう筈がないと考えられる。

(2) 「電子計算させるべき仕事がない」という意見について。

土木研究所のＡＬＧＯＬ研修に於て，「他人に手順を教えることの出来る仕事は何でも計算機にやらせる事が出来，それが２回以上繰り返される時は一般的に計算機の方が有利であり，１回とかやらぬ事でも計算機なしには考えられぬ仕事も多い。そもそも計算機にやらせる事の出来な

い仕事はその時の思いつき或いは過去の経験，勘などをもとに，人に教えることの出来ない（技能的な）仕事であると繰り返し述べて来た。

結果を見て行なう判断の基準が分っている時はその手順をプログラムすれば良いし，その基準が教えられない時は自分の decision making の資料を作るように計算機に命ずれば良いのであって，この意味で各技術者（事務関係者も）が自分の昨日，先週，先月，去年行なった仕事を振り返って見ると，電子計算に移行可能であり，又その方が有利である仕事に相当な時間をさいていた事に気付く筈である。

プログラムを作る作業に対しては，各人が直接計算機と対話する為の習得容易な国際共通語を習得し，自分が得意とする分野を手分けしてプログラミングすれば良いわけで，その作業の配分の為には各組織にプログラム委員会が必要であろうし，またこの様にして作られたプログラムは手続きの形にまとめて格納し，後で使用する人はその手続き全体につけられた名前を呼び出してプログラム中で使用すればよい。

(3) 部内に置かれた計算組織の効用

計算機の効用はこのような今迄やって来た仕事の置換えに止まらない。むしろこのような仕事はほんの一部であって，重要な部分はこのような電子計算組織の導入に依って，今迄あきらめていたか或いは思いつきもしなかったような新しい構想に基づく方法論に依るプログラムである。

この際計算機を組織内に置くことは「失敗するかもしれないがとに角やって見よう」という考え方が「失敗するかもしれないから止めて置こう」という考え方に取って代るという利点をもたらす。この考え方の差は重要で，やがて時間の経過と共にますます大きな開きとなる事が予想される。

この他積算・路線選定など秘密を要する仕事，人事其の他公物の管理など本来他に出し得ない種類の仕事や，即時性を要する作業の存在を考えると，この新しい発想を生み出す効用もあわせ，部内に計算組織を持つ必要性は大きいと言わざるを得ない。

3.1.3 建設事業における電子計算向き業務

前にも触れた様に，我々の行なっている業務はその時々の思い付きや気分

で判断されたり，他人には説明できないような過去の経験や勘による業務以外はすべて電子計算させる事が出来るし，又電子計算させた方が有利である。しかしある程度人を納得させる為には例をあげた方が良いと思われるので4つの分類のもとに例示してみよう。

(1) 本来部内の計算機に依らなければならぬもの

A 秘密保持のため

1. 積算関係
   - a 実施設計書 変更設計書
   - b 比較設計
   - c 機械損料調査 歩掛調査
2. 人事関係
   - a 給与・昇給等
3. 業者選定等
4. 計画関係
   - a 路線選定 道路網計画
   - b 工事優先順位

B 即時性のため

1. 工事関係
   - a 予算管理
   - b 物品管理
   - c 工程管理
2. 洪水関係
   - a 洪水予報
   - b ダム管理
3. 情報検索
   - a 人事管理
   - b 文献検索
   - c 資料検索

C 公物管理のため

1. 道路台帳

2. 河川台帳

(2) プログラムはこちらで保有し内容の修正も自由に行なう必要のあるもの

A 河川関係

a 流況調査 気象調査 河床変動調査

b 災害調査 水需給調査

c 波に関する計算 河道設計

d 洪水解析 調節計算

B 道路関係

a 交通量 O D等

b 道路の採算計算

c 需要予測

C 水理計算

a 不定流 不等流計算 背水計算

D 構造計算

a 一般構造物標準設計

b 橋梁 ダム

(3) 部内で試的に計算してみる手段の存在によって進歩が促進されるもの

A 計画関係

a 道路網

b 経済効果

c 流量配分

d O Rの適用

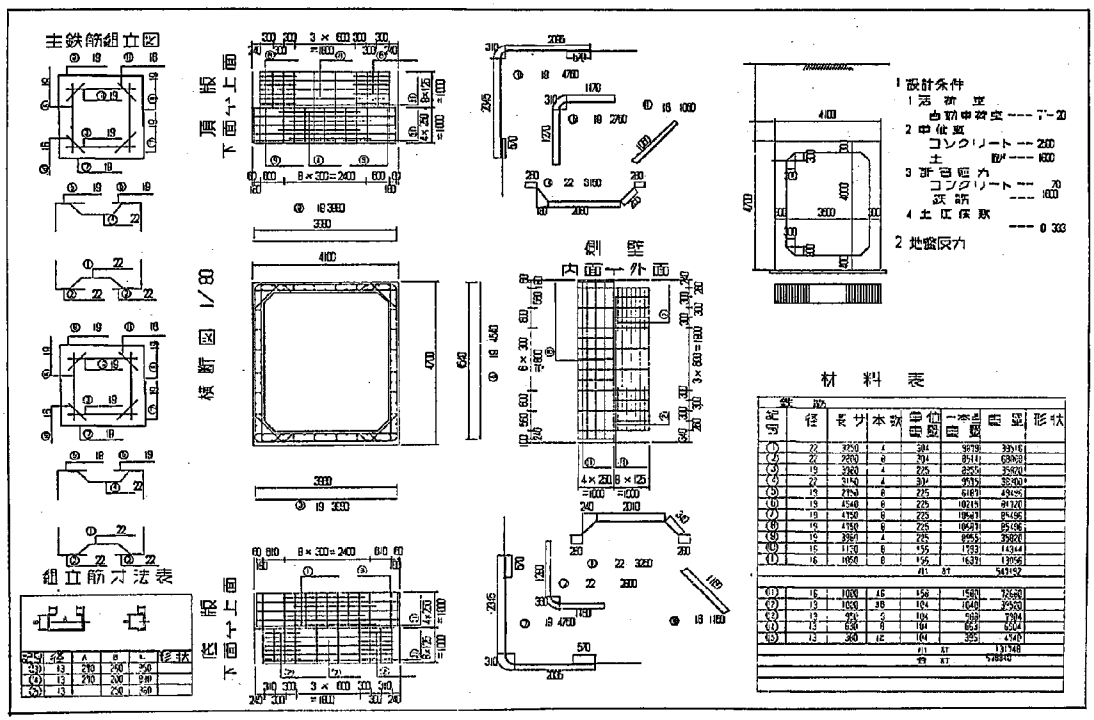
B 一般技術計算

a 水理計算

b 構造物の設計(基礎)

c 情報処理

(4) ルーチンワークで外注しても良いが，計算時間の余裕があれば部内で行なうもの，内容修正の必要が考えられぬ位完成したもの，部内のチェックが完了したもの等。


主鉄筋組立図
横断図 1/80
頂版 下面→上面
底版 下面→上面
側壁 内面→外面
組立筋及び法表
材料表
1 設計条件
1 活荷重
2 単位重
コンクリート
土
3 許容応力
コンクリート
鉄筋
4 土圧係数
2 地盤反力

従って本来部内の計算機に依らなければならない積算人事関係の計算や，技術者のより進んだ手法開発の手段として導入される計算機は又文献などの情報検索や自動製図などにも有効に利用され得る。

3.2 自動設計

次に土木研究所で作製した自動設計結果を，図化機の描き出したそのままの形で御紹介して置く。これは基本的な設計条件のみを示して最適設計を行ない，図面も原点のみを示されて，縮尺を自ら適当に選定して描き出したもので，横断図などという字も横の字の左下の座標，字の方向角および字の大きさを示されて，後はあらかじめ格納してあるODANZUと云う手続きを呼び出して使用したものであるし，図中の数字も自ら計算した結果を書いているものである。

3.3 ALGOLの概要

今迄何度も触れたように電子計算組織という人間機械系においては，問題を持つ人が直接計算機と対話することが望ましいわけで，そのための電子計算用語ＡＬＧＯＬは習得容易な国際共通語であり，その習得には実習を含めて２日間で十分であり読んだり一般のプログラムを書いたりする程度ならば４５分もあれば十分である。

ＡＬＧＯＬの研修が難かしかったという人によく聞いてみると，みなその問題を考える際の問題を解く難しさと混同していることが多い。このことはいわゆるアルゴルの入門書にもよく見られることであるが，数値解析などの内容的に難かしい例題が取り扱われているために，その例題にあるプログラムを苦心して読んで，いや気がさす事が多い。実は今ここで問題にするのは，このような手順で実行するのだと部下に教えられる内容をＡＬＧＯＬで書き下すテクニックであって，問題自身の難しさを問題にされては困るわけである。以下４５分コースの概要を紹介しておく。

3.3.1 問 題

ヨーロッパ向けの書状は１００グラムまで１１０円１００グラム以上は１０グラム増すごとに１００円づつ増加する。書状の重量が１２８.４グラムである時その郵送料を計算して印刷せよ。

この問題を手順に従って書き下すと次のようになる。

① 書状の重量をW，料金をFとする。

② Wは１２８.４である。

③ Fは$W \leqq 100$の時は１１０さもなければ

$$110+\{(W-100)\div 10+1\}\times 100$$

である（÷は整数割算で切り捨てを行なう，また＋１としたのは結果として切り上げ$W=128.4$の時は2.84を3としたかったからである）

④ Fの結果を有効４けた（９９９９円までとする）で印刷準備（結果は円で丸めた整数タイプで印字したい）

⑤ 以上の結果を印字実行

3.3.2 原始プログラム

①
```
begin                                                    ①
 real  W, F;                                             ②
 W:=128.4;                                               ③
 F:=if  W≦100   then      110    else                    ④
      (110+(W-100)÷10+1)*100;                            ⑤
 PRINTI(4, F);                                           ⑥
 CRLF(1);                                                ⑦
end;                                                     ⑧
```

このプログラムを読む上の基礎知識は

1. アルゴルのプログラムは文より成立ち文と文は；（セミコロン）で区切られる。
2. 文は文の括孤であるbeginとendとによってくくって1つの複合文にまとめることができる。
3. アルゴルプログラム自身も1つの文である。
4. begin と end の間で使用される名前はすべてそのbegin に続く宣言部に於て宣言されなければならない。

   このように宣言された時そのbegin endでつつまれた文をブロックと云う。名前はそのブロック内でしか通用せず外側のブロックで宣言された名前は，内側で同じ名前が宣言されない限り通用する。
5. 宣言はその変数が整数（小数点も10のべきも含まぬ数）である時はintegerで，実数であるときはrealなどという宣言詞の後にカンマでつないで書かれセミコロンで終る。
6. 変数に値を代入する時は：＝（コロンイクオル）という記号による。右辺の式の結果を左辺に代入するが，実数型の結果を整数型の名前に代入すると4捨5入が行なわれる。
7. 式中で条件によって選択させる時はif then else による。
8. 一般の＋－×（掛算）／（割算）記号はそのまま通用するが，結果を切りすてる整数割算には÷を，A^Bには$A \uparrow B$などと書くほか $\frac{P+Q}{A+B}$ は$(P+Q)/(A+B)$と書かれる。
9. 国際共通文法には定められていないが結果Eが－36.82 の時

   $-3682_{10}+02$　と印字準備したい時　PRINTR(4, E);

   －36.82　〃　PRINTF(2. 2, E);

   37（4捨5入）　〃　PRINTI(2, E);

   としてその後でCRLF(1); を書く，これは印刷実行でcarriage return line feedでN行おくりたい時は1の代りにNとすればよい。また

   スペースをN個取りたいとき　SPACE(N);

ＸＹＺという字を書きたいとき　　PRINTS('XYZ');

で，これらの結果は次々と１行分に収納されＣＲＬＦが来て始めて印刷が実行される。

10. スペース，改行は計算機が無視し，左の縦線はパンチャが無視する。

の１０項目である。

このプログラムはW＝１２８.４の時しか使用できないので，プログラムテープの他にデータテープを作り，データテープから値を読み込むようにしてデータが変ってもプログラムテープは変らぬようにしたプログラムは次のようなものである。またWを知ってFを計算印字する部分を１つの手続きEUROPEにまとめておく。

②
```
begin
  reae W, F;                                          ①
  procedure EUROPE(W, F);                             ②
     real W, F;                                       ③
     begin                                            ④
     F := if   W≦100   then  110   else               ⑤
       ((W−100)÷10+1)*100;                            ⑥
       PRINTI(4, F);CRLF(1);                          ⑦
     end;                                             ⑧
  READ(W);                                            ⑨
  EUROPE(W, F);                                       ⑩
end;                                                  ⑪
128.4;                                                ⑫
```

ここで次の知識が追加される。

11. データテープ上より対応する名前A，B，Cに順次値を読み込むときは，READ（A，B，C）；とする。データテープ上では1つの値が読み込まれると次の値が自動的に待機する。

12. ある仕事全体に適当な名前をつけて宣言しておき，後でその名前を呼び出して使用したい時はprocedureという宣言詞の後に名前を書き，その後に書いた文を代表させることを宣言する。

パラメタがある時は名前の後に仮パラメタを括弧でつつんで書き，その後でそれが何であるかを規制する（宣言ではない）。

この手続きを実行させるときは必要な場所に名前を書き，パラメタのある時は仮パラメタに対応する場所に実パラメタを書いた手続き文によって実行させる。

3.3.3. データの多い場合（個数不明）

いままでのプログラムは1組のデータにしか使用できなかったので，これを多くのデータに対しくり返し使用させるには，データ中に出てこないような値（たとえば0）をデータの最後につけておいて次のようにする。（今後簡略化のために手続き宣言はあらかじめ翻訳されすでに格納されているものと仮定して，external EUROPEという宣言で使用できるものとしておく，もしそうでない時は③～⑨をそのまま再記すればよい）

③
```
begin                                          ①
  real W, F;                                   ②
  external EUROPE;                             ③
  READ(W);                                     ④
  if W=0 then go to L;                         ⑤
  EUROPE(W, F);                                ⑥
  L:                                           ⑦
end;                                           ⑧
128.4, 136.2, ....................., 0,        ⑨
```

新たな知識は

13. 条件によって選ぶべき文を指定したい時はif then else if then（そうでない時はもちろん次の文を実行）を用いる。式の中で用いる場合とちがってelse のないこともある。
14. 無条件に次に実行すべき文を指定しない時，文の頭に：を介してつけた名札に対しgo to によって飛び越すことができる。
15. 空白の文が存在する。何もしないで次へ行けばよい。

3.3.4 データの個数が分っている場合

データの個数Mが分ってる時はその情報を先頭に入れておきくり返し文を用いる。（今$M=95$とする）

④
```
begin comment YUBIN RYOKIN;                    ①
  real W,F; integer I,M;                       ②
  external EUROPE;                             ③
  READ(M);                                     ④
  for I:=1 step 1 until M do                   ⑤
        EUROPE(W, F);                          ⑥
end;                                           ⑦
95, 128.4, 136.2, ……,                          ⑧
```

追加された知識は

16. Iに初期値Kを入れ実行つぎにLきざみにIがNになるまで文$\check{S}$を実行させるには
    for $I:=K$ step L until N do $\check{S}$;
    とすればよい。
17. プログラマ間の情報伝達にはbegin 又は；の後にcomment と書けば次の；までの間は計算機が無視するので，ここを利用できる

3.3.5 配列の利用

重量をAという配列に逐次1番より格納し，これを用いて1番○円 2番○

円と印刷するプログラムは次のようになる。（もっとも読み込んで使いすてする場合は無理に配列を用いる必要はないが例として示しておく）データは個数Nの情報を先頭に1番からN番まで並んでいるものとする。

また1価関数の場合は答を自分自身の名前に代入するように直し使用は式の中で使用すればよいので次のようにする。

⑤
```
begin                                                    ①
  integer N;                                             ②
  READ(N);                                               ③
  begin                                                  ④
    array A[1:N]; integer I;                             ⑤
    real procedoure EUROPE(W);                           ⑥
        real W;                                          ⑦
        begin                                            ⑧
          EUROPE:=if W≦100 then   110                    ⑨
              else((W−100)÷10+1)*100;                    ⑩
        end;                                             ⑪
    for I:=1  step  1 unti 1  N  do                      ⑫
       READ(A(I));                                       ⑬
    for I:=1  step  1  until  N  do                      ⑭
       begin                                             ⑮
         PRINTI(3, I)                                    ⑯
         PRINTI(4, EUROPE(A(I)));                        ⑰
         CRLF(1);                                        ⑱
       end;                                              ⑲
    end;                                                 ⑳
  end;                                                   ㉑
95, 128.4, 136.2, ……,                                    ㉒
```

18. 配列の宣言はarray と書いた後に配列名および添字の動く範囲を下限上限の順に書く，添字付変数の使用はたとえばAijはA〔 I，J〕と書いて行なう。

19. 当然のことながら読み込み又は代入してからでなければ変数を式中で使用することはできない。代入又は読み込まれた時は，前の値は自動的に消去される。

20. 1価関数の時はその結果の型をreal procedure などと前につけて宣言し，自分自身の名前に結果を代入する。またその使用は式の中で行なう。

3.3.6 相関係数の計算

組数Nを先頭にX_1 Y_1 …… X_N Y_N の順に入っているデータテープより読み込んで相関係数

$$R=\frac{\Sigma(X-\overline{X})(Y-\overline{Y})}{\sqrt{\Sigma(X-\overline{X})^2\,\Sigma(Y-\overline{Y})^2}}=\frac{\Sigma XY-(\Sigma X)(\Sigma Y)/N}{\sqrt{\{\Sigma X^2-(\Sigma X)^2/N\}\{\Sigma Y^2-(\Sigma Y)^2/N\}}}$$

を，XXXXX_{10} XXの形で印字するプログラムは次の通りである。たとえば45組のデータ（15,8），（16,9），……，（ ）があるものとすれば

⑥
```
begin
  real R, X, Y, SX, SY, SXX, SYY, SXY;
  integer I, N;
  READ(N); SX:=SY:=SXX:=SYY:=SXY:=0;
  for I:=1 step 1 until N do
    begin
      READ(X, Y);
      SX:=SX+X;
      SY:=SY+Y;
      SXX:=SXX+X↑2;
      SYY:=SYY+Y↑2;
      SXY:=SXY+X*Y;
    end;
  R:=(SXY-SX*SY/N)/sqrt((SXX-SX↑2/N)*SYY-SY↑2/N));
  PRINTR(5, R); CRLF(1);
end;
45, 15, 8, 16, 9……,
```

21. 標準関数としてsqrt（平方根），sin，cos，arctan，abs（絶対値），ln（自然対数），exp（指数関数）sign（符号正の時＋1，0の時0，負の時－1）及びentier（それを越さぬ最大の整数を取る）が使用できる。

そこでこれらの知識を総動員し，各人が自分の得意とする分野でプログラムを作り，次にはその中の一般化できる部分を手続きにまとめ互いに交換は勿論必要な場合には標準手続きとして翻訳終了したものを計算機に記憶させ，その名前だけを呼び出して使用することも可能である。たとえば相関係数の計算は関数の形に直し

⑦
```
real procedure SOKAN(N, X, Y)
    integer N; array X, Y;
    begin
        integer I; real SX, SY, SXX, SYY, SXY;
        SX:=SY:=SXX:=SYY:=SXY:=0;
        for I:=1 step 1 until N do
            begin
                real P, Q;
                P:=X[I]; Q:=Y[I];
                SX:=SX+P;
                SY:=SY+Q;
                SXX:=SXX+P↑2;
                SYY:=SYY+Q↑2;
                SXY:=SXY+P*Q;
            end;
        SOKAN:=(SXY-SX*SY/N)/sqrt ((SXX-SX↑2/N)*
                (SYY-SY↑2/N));
    end;
```

として翻訳格納しておけば他の人は次のプログラムで相関係数を得ることができる。

⑧
```
begin   array X, Y[1:200];external real SOKAN;
        integer I, N; READ(N); for I:=1 step 1 until
        N do READ(X[I], Y[I]);PRINTR(5, SOKAN(N, X, Y));
        CRLF(1);
end;
45, 15, 8, 16, 9……,
```

3.4 ALGOLとFORTANの比較

前にのべたようにIBM704機用に1956年 FORTRAN (formula translator)が生まれ，1958年この長所もとり入れて国際共通語ALGOLが生まれ，逆にこの長所を見てFORTRAN Ⅳが作られている。

ALGOLは現在1962年の改訂ALGOL－60が基となっているがこれらの二つの言語の間にはその成立の経過からもわかるように，多くの相似点がある。しかも現在までのIBM社の世界市場の支配ぶりからみても多くのFORTRANプログラムが過去において作成され，現在もこれらの遺産に頼って仕事をする向きには重要な言語であることはもちろんであるが，何といってもIBM社の機械向きに作られたという動機と，IBM機のプログラマといえば機械語および中間語の訓練を受けたプログラマということを前提としているためか，機械の側に都合良くしようとするあまり，人間側に，過度の注意を強制される結果となっている。この点で始めから人間と機械はもちろん，人間と人間の間の会話を念頭においてはっきりと筋の通った文法のもとに組み立てられたALGOLとの間には大分差異が見受けられ，筆者自身も数年前にFORTANによる短期教育を試み，ALGOLのように2日間くらいその教育によって習得させることは困難であると感じたので建設省関係はすべてALGOL一本による方針のもとに現在まで，1,900人に近いプログラムの養成を行なって来た。

しかし，よくALGOLとFORTRANの差異についての質問を受けることが多いので，以下表－1に簡単にその比較を行なってみたい。

表 － 1

問 題 点	FORTRAM	ALGOL
1. ブロック構造	ない そのかわり無宣言で変数を使用できるが先頭の文字がI～Kのときはinteger となる。	ある そのかわりすべての名前は宣言を必要とする。

問　題　点	FORTRAN	ALGOL
2. integer と real の混合演算	認めない。	認める。
3. 配列次元数	FORTRAN-Ⅱ では2次元，Ⅳでは3次元	無制限
4. くり返しのコントロール変数	正のinteger に限る	無制限
5. 倍精度演算	ⅣではDOUBLE宣言	可変語長の場合を除き特別措置要。
6. 条件式	ない。	算術式，論理式，行先式に対してある。
7. 配列の添字式	$C*V\pm C$の形に限る（C：定数，V：変数）	条件式を含め任意。

日本語　「AにBというベクトルのI番目（Iは$P=Q$なら3さもなければ4）と3×（もし$R\geqq S$ならL_1さもなければL_2）の差を代入せよ」

ALGOL　$A:=B$〔if $P=Q$ then 3 else 4〕$-3*$（if $R\geqq S$ then $L1$ else $L2$）;

FORTRAN	ALGOL（直訳）	PL／1
IF(P.EQ.Q)GO TO 10 IF(R.GE.S)GO TO 20 A=B(4)−3.0*L_2 GO TO 50 20 A=B(4)−3.0*L_1 GO TO 50 10 IF(R.GE.S)GO TO 30 A=B(3)−3.0*L_2 GO TO 50 30 A=B(3)−3.0*L_1 50	if P=Q then go to L_{10}; if R≦S then go to L_{20}; A:=B〔4〕−3*L_2; go to L50; L_{20}:A:=B〔4〕−3*L_1; go to L50; L_{10}:if R≧S then go to L_{30}; A:=B〔3〕−3*L_2; go to L50; L_{30}:A:=B〔3〕−3*L_1; L50;	IF P=Q THEN GO TO L10; IF R>=S THEN GO TO L20; A=B(4)−3*L2; GO TO L50; L20:A=B(4)−3*L1; GO TO L50; L10:IF R>=S THEN GO TO L30; A=B(3)−3*L2; GO TO L50; L30:A=B(3)−3*L1; L50;

従って日本語で思いつくままに書いた内容はＡＬＧＯＬではほとんどそのままの形で書き下すことができるが条件式のないＦＯＲＴＲＡＮでは１番左の欄のような表現によらざるを得ない。

すでにＦＯＲＴＲＡＮで書かれているプログラムはその右のようなALGOLに直訳することが可能であるが，逆に上のように書かれたＡＬＧＯＬのプログラムをＦＯＲＴＲＡＮに直訳することは不可能である。

また最近ＩＢＭではＡＬＧＯＬ　ＦＯＲＴＲＡＮ　ＣＯＢＯＬを集大成するという表現でＰＬ／１を発表した。このＰＬ／１で上の内容を書きおろすとやはり条件式がないために右欄のようにならざるを得ない。またその表現を詳細にみるとちょうど条件式のないＡＬＧＯＬのようなもので，ブロック構造をつくるＢＥＧＩＮ　ＥＮＤや文の切れ目の；ＩＦ　ＴＨＥＮ　ＥＬＳＥなどの存在は結局ＩＢＭといえどもＦＯＲＴＲＡＮの不合理さをみとめざるを得なくなったことを示している。

この問題点にてらしてみても過去においてすでに用意されたプログラムに頼るのでなくて，これから自分の問題に向って行かなければならないしかも多種多様の専門分科された分野の科学・技術者達は専門外のプログラマに問題を説明してプログラムを書いて貰うというやり方でなく自らプログラムを書く方がはるかに容易で，その目的のためには上置とか順序が単なる約束で書かれる部分の多いＦＯＲＴＲＡＮよりは，筋の通った文法によって，しかもstep P until Q等の視覚にうったえる要素の多いＡＬＧＯＬが適していると結論することができよう。

3.5　電子計算機

人間の言葉に近いもので書いてやれば機械が自ら翻訳してそのまま実行する以上電子計算機の構造に関する知識は不必要であるといってよい。

ただ，今後電子計算組織を導入しようとしておられる人々のために性能表の読み方を少し触れておく。機械的部分は，いわゆるハードウェア（hardware　金物）といわれるもので，ユーザとしてはプログラム言語特にＡＬＧＯＬ，ＦＯＲＴＲＡＮ等で書かれたプログラムを翻訳実行するコンパイラ，これらの作業を自動的に監視するモニタ等のソフトウェア（software

紙物）の方がより重要であるが計算組織の導入に当って最小限の知識をまとめて置く。

3.5.1　入力装置(input device)

紙テープまたはカードによって特定の位置の孔の有無を光電トランジスタを用いて判読させる。ＡＬＧＯＬは紙テープベースのものが多く，毎秒２００～１０００字の読み取りを行なう。紙テープはカードに比してきわめて経済的であり，最近スプライサが開発されたので修正も容易である。

3.5.2　制御装置(control unit)および演算装置(arithmetic unit)

回路の素子としてはトランジスタ・ゲルマニウムダイオード・パラメトロン等が多く用いられる。情報は１長語４０ビット程度，１短語２０ビット程度を単位として処理される。（１ビット0か１かの２つのうち1つを選ぶ情報の最小単位）ＩＣ（集積回路 integrated ciytuit）のものもある。

3.5.3　記憶装置(mamory)

直接使用される内部記憶装置と，一旦ひとまとめに内部記憶装置に移してから使用される外部記憶装置とがある。

磁気コア　径１ミリ以下のフェライトコアの磁束の方向によって0,1の状態を記憶させるもので呼び出し時間はマイクロ秒（μs１００万分の１秒）単位。

磁気ドラム　円筒の表面に磁性塗料を塗って毎分３０００～１８０００回転させて表面の特定点の磁化の有無により0,1の状態を判別するもので呼び出し時間はミリ秒(ms１０００分の１秒）単位であり，外部記憶装置として用いられる。

磁気テープ　録音テープのようなもので１本のテープに２０万～１００万語くらい入るが任意の情報転送に要する時間は長く秒単位

磁気デイスク　レコードを想像していただけば良い。呼び出し時間は１００ms 単位であり容量は１億字位のものもある。

このほか磁性薄膜なども考えられている。なお記憶容量としてはＫ語（１０２４語）単位で数えられることが多い。

3.5.4 出力装置(output device)

一般に1行120～135字毎分500～1000行印刷するラインプリンタが用いられる。

3.6 電子計算機一覧

名称	FACOM 230-30	FACOM 230-50	FACOM 230-60	FACOM 270-30	HITAC 5020	HITAC 5020E	NEAC 2200-400	NEAC 2200-500
製造	富士通	富士通	富士通	富士通	日立	日立	日電	日電
主記憶容量（1000語）	4～32	8～65	32～262	8～65	8～65	16-262	16～262	65～524
1語（ビット）	36	36	36	18	32	32	9	9
加算（マイクロ秒）	583	44	115	19	8	076	22	6
掛算（マイクロ秒）	800	253	44	96	24	2	200	9
月レンタル料金（万円）		300 ～1500		150 ～800			250 ～1500	400 ～2000
ソフトウェア A:ALGOL F:FORTRAN C:COBOL	A.F.C	A.F.C	A.F	A.F	A.F	A.F	C.F	C.F

名称	OKITAC 5090-II	OKIMINITAC 7000	TOSHAC 3400-30	TOSBAC 3400-40	Burroghs B5500	C D C 3600	I B M 360-75	UNIVAC 1108II
製造	沖	沖	東芝	東芝	Burroghs	Control Data	I B M	R R
主記憶容量（1000語）	8～16	44～65	4～32	8～262	4～32	32～262	262～1048	65～262
1語（ビット）	42	24	24	24	48	48	8	36
加算（マイクロ秒）	30	56	142	45	2	207	08	075
乗算（マイクロ秒）	250	448	49	134	44	65	25	39
月レンタル料金（万円）	230 ～400	200 ～400	100 ～700	250 ～1000	600 ～6000	1500 ～4000	1800 ～6億	1800 ～6億
ソフトウェア A:ALGOL F:FORTRAN C:COBOL	A.F.C	F	A.F.C	A.F	A.F.C	A.F.C	C.F	A.F.C

おわりに

電子計算機に膨大な可能性を秘めている。しかしそれを引き出すのは人間であり，我々は今我々の行なっている仕事の手順をそのまま計算機に指令しそれに依って浮いた余裕を次のより良い計画に向けると同時に計算機の出した結果により更によい手順や今迄思いつきもしなかった様な手順を考える方向に向かうべきである。

そのためには我々が日常語で書き下すのと殆んど同じ気易さで書き下せる電子計算用語ＡＬＧＯＬを習得して気軽に計算機と会話する必要がある。

建設事業関係の各機関にも電子計算組織の導入が始まって居り，また導入のすんでいない所でも使用時間当りの単価契約で自分の所の計算機と同じ様な気持で使用を始めたりしていろいろな仕事の手順を手続き（procedure）として蓄積する作業や互いに情報交換しながらそれらの諸手続きの改良などの作業が進められつつある。

電子計算組織を利用することは決して難かしいことではない。難かしいのは，自由に計算組織を活用して技術者の果せなかった夢を実現しようとする動きを阻む考え方を取り除くことである。電子計算機を使うのは難かしいとか技術者をきたえるには始めから手を下してやらせなければならぬとか，技術者の仕事がなくなってしまうとか，すべての仕事を外注してやらせてしまえば良いとか，夢の実現などという技術者の遊びに金を出す訳には行かないとい云った考えが如何に誤りであるかを一人一人が説くことにより，他の技術分野と同じ様にこの利器を活用する方向に進む必要があることを強調して本文を終わることとしたい。

参　考　文　献

Ⅰ　電子計算関係

1. 加藤　滋男：コンピュータの常識　日刊工業新聞（１９６３）
2. 小野　勝章：電子計算機　紀伊国屋（１９６４）
3. 森口繁一編：ＡＬＧＯＬ入門　日本科学技術連盟
4. 岡崎・角山：わかりやすいプログラミング　産報（１９６５）
5. 中村　慶一：アルゴル・プログラミング入門　森北出版（１９６８）
6. Naur:Revised Report on the Algorithmic Language ALGOL 60. ACM Vol. 6 No. 1 （１９６３）
7. Baumann et al: Introduction to ALGOL, Prentice-Hall （１９６４）
8. 山内・一松・森口：電子計算機のための数値計算法　Ⅰ Ⅱ培風館（１９６５）
9. 一松信：数値解析　至文堂（１９６３）

Ⅱ　土木計画学ＯＲ統計解析関係

1. 三上　操：仕事の数字　現代教養文庫
2. 森口　繁一：初等数理統計学　培風館
3. 小林・宮川他：一般応用統計学　川島書店
4. 岩田　暁一：経済分析のための統計的方法　東洋経済
5. 中村　慶一：技術者のための統計解析　山海堂
6. 中村　慶一：土木計画学通論　理工図書
7. ドレーパ，スミス，中村訳：応用回帰分析　森北出版

関東地建における一日土研資料

共通部門分科会

昭和43年7月9日

建設省土木研究所

目　　次

最近の基礎工における問題点 …… 1

1. くい基礎における鉛直支持力について …… 1

(1) 静力学公式による求め方について …… 1

(2) 現場における支持力の確認について …… 4

(3) 支持層へのくいの貫入量について …… 7

(4) くい先端の断面閉鎖効果について …… 8

2. 現場における溶接継手の施工管理について …… 10

(1) 溶接作業に対する疑問点 …… 10

(2) 溶接部の検査について …… 11

3. くい軸直角方向力に対する群ぐいの影響 …… 19

4. 本州・四国連絡橋の基礎工法などについて …… 20

最近の基礎工における問題点

質　問

1. くい基礎における鉛直支持力について

(1) 静力学公式による求め方について

道路橋下部構造設計指針によれば，「１つの公式のみでなく，数種の公式を用いてその結果を総合的に判断しなければならない。」とあり，その解説に，(a) Tevyaghi の式，(b) Heyevhof の式，(c) Dunham の式が説明されている。然し，我々がこれら各式により極限支持力を算出すれば各々異なった値が計算され，人によってはその平均値をまた別の人は最小値を採用するであろう。これは総合的判断の基準が人によりちがうためである。そこで，総合的判断の基準ないしは手続きについて具体的な事項があればお示し願いたい。例へば，地質条件及び施工法により適用する公式を決定するなどである。

解　答

くい基礎の指針作成当時（約５年前）においては長尺のくいについての鉛直載荷試験の結果も少く，しかも，その試験は，設計荷重のチェックにとどまり，くいの挙動を追求して，降伏ないし極限支持力状態にまで載荷されている例は少なかった。したがって，静力学公式を評価する資料がほとんどなかったと言ってよく，その判断を設計担当者に一任する形になった。

その後，建設省技術研究会における支持力に関する調査，土質工学会鋼ぐい委員会における全国調査の結果，静力学公式，くい打公式，載荷試験

により求めた支持力との関連が漸くはっきりしてきた。

静力学公式の取扱いについては，近く改訂を予定しているくい基礎の設計指針では明確にするつもりであるが，現在，改訂原案としてつぎの考えをもっている。

静力学公式はMeyevhofの式を使用し，支持層への貫入量によって補正することとする。

Meyerhofの式は

$$Ru = 40NAp + \frac{1}{5}\overline{N}_S A_S + \frac{\overline{N}_C}{2} A_C$$

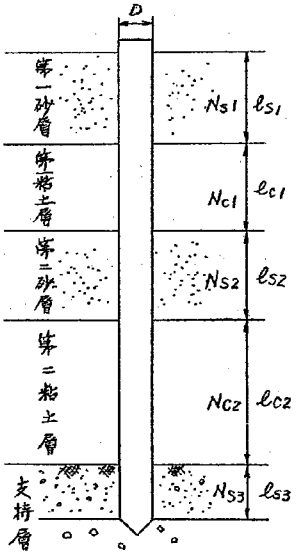
この式はコーン貫入試験値qc について求めたものを，N値との相関を使って変換したものである。第1項は，支持層のくい先端の支持分担分を，第2項は，貫入部分のうち，中間砂層の分担分を，第3項は中間粘土層の分担を示す。

$$\overline{N}_S = \frac{N_{S1}\cdot\ell_{S1} + N_{S2}\cdot\ell_{S2} + N_{S3}\cdot\ell_{S3}}{\ell_{S1}+\ell_{S2}+\ell_{S3}}$$

$$\overline{N}_C = \frac{N_{C1}\cdot\ell_{C1} + N_{C2}\cdot\ell_{C2}}{\ell_{C1}+\ell_{C2}}$$

$$A_S = \pi D(\ell_{S1}+\ell_{S2}+\ell_{S3})$$

$$A_C = \pi D(\ell_{C1}+\ell_{C2})$$



このくいでは支持層（標準貫入試験値 N_{S3} ）に ℓ_{S3} だけ貫入されている。

Meyerhofはこの式を提唱するにあたっ

て，くいの先端が，一般に支持層にくい径の１０倍以上貫入することが必要であると指摘している。

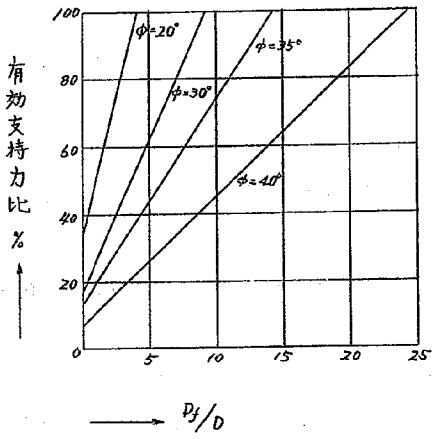
しかし実際に，この条件を満足することはなかなか難しい。特に近ごろのように大径のくいが使用されると，ますますこの条件を満たすことができにくくなる。

Van der Veen が，砂質地盤で行なったコンクリートぐいの実験は有名であり，そこでかれは，くい先端より下方へ，くい径の１倍，上方へ 3.75 倍の範囲が影響するとした。この結果は，比較的一様な砂地盤で行なわれた実験であり，支持地盤のＮ値が急激に上昇する複合地盤にあてはめるのは危険である。

前出の静力学公式が，コーン貫入から求められているとすると，コーン貫入の状況は，Meyerhofの領域すなわち深い基礎の領域でのすべりが発生していると見てよかろう。とすれば，支持層への根入れ深さが浅くなった場合には，複合地盤としての支持力係数の割合だけ分担できると考え，補正する方法が考えられる。

この考えから，第１項を補正すると，「図－２」の係数をうる。第２項以下の補正は必要ない。Ｄｆは「図－１」において ℓ_{s3} に同じ。

この補正は一つの試みにすぎない。数多く行なわれている載荷試験の結果から，数例を選び出して，計算結果と載荷試験結果を比較すると，在来式そのままより近似度は高い。いずれ，より合理的な補正を考えたいが，暫定的にはこの補正をおすすめする。



図－2　有効支持力比

質　問

(2)　現場における支持力の確認について

くい基礎を設計する場合，くいの鉛直載荷試験において極限支持力又は降伏荷重まで載荷して試験を行なうには，相当の費用を要すること，工事に先行きして載荷試験を行なうことは困難な面が多いことなどから，一般にはくいの軸方向支持力は静力学公式により算定している。

一方，現場においてはくい打ち公式により支持力の照合及び管理を

行なっている。この際くい打ち公式として式－(1)を局において提案している。ここで問題となるのは，試験打ちによりくいの長さを決定する際に，

$$Ru=\frac{ef\cdot F}{s+\frac{1}{2}\cdot c}\cdot\left\{1-\frac{W_P}{W_H+W_P}\cdot(1-e^2)\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

Ru ：極限支持力　（t）

ef ：ハンマーの効率　0.5

F ：打撃エネルギー　（t・cm）

ジーゼルハンマー　$F=2W_H\cdot H$

ドロップハンマー　$F=W_H\cdot H$

W_H ：ハンマーの重量　（t）

H ：ハンマーの落下高　（cm）

W_P ：くいの重量（t）（ヤットコ，キャップ，ケーシングなどを含む）

s ：くいの貫入量　（cm）（10回の平均値）

c ：リバウンド量　（cm）

e ：くいとハンマーの反発係数

コンクリートぐい　0.25

鋼　ぐ　い　0.8

設計時に静力学公式により求めた支持力と，試験打ちの際くい打ち公式により求めた支持力との値の相違をどの様に理解するかである。通常，我々が行なっている方法は次の通りである。

(a) 静力学公式により定まった根入れ深さより浅い個所で，くい打ち公式により所定の支持力が得られた場合，原則としては静力学的公式により定まっている根入れまで打ち込むこととしている。しかし，

所定の長さまで打ち込むと，くい打ち機の故障又はくいの損傷を生じると判断される場合にはくい長を短かくすることゝしている。そして，所定の根入れまで打ち込んだときのくい打ち公式による支持力が設計値を超過してもくい本数に変更しないことゝしている。

(b) 静力学公式により定まった根入れ深さに達しても，くい打ち公式による支持力が所定の支持力より小さい場合，くい打ち公式により求まる支持力が設計の支持力に達するまで打ち込みくいの長さを決定する。たゞし，支持層の層厚などの関係でくい長が変更できない場合には，くい打ち公式により求まる支持力をもとにしてくい本数を増加することゝしている。

(a)の場合には静力学公式がくい打ち公式より真の支持力に近い値を与えているという理解の仕方であるのに対して，(b)では安全側になるという理由から(a)とは全く逆の見方をしている訳である。

そこで，現場においてくいの長さの決定及び支持力の確認の手順を通して，静力学公式による支持力とくい打ち公式による支持力との相違をどの様に理解したらよいのか土研の御意見を伺いたい。

解　答

先に述べた建設省技術研究会での全国調査の結果によれば，Hiley 式は実際の載荷試験結果と比べて大き目に出る傾向にある，この調査の結果では，建築基準の式が，載荷試験の結果への相関もよく，どちらかと言うと推定値の方が下廻って安全側であった。

建築基準の式は

$$Ru = \frac{3F}{5S + 0.1}$$

Ru ：クイの極限支持力　t

F ：ハンマーの打撃エネルギー　（t－m）

S ：クイの最終貫入業　（m）

Hiley 式は御質問の式であるが既製ぐいの施工指針では，e_f としてディーゼルハンマで0.7，ドロップハンマで0.5としており，反撥係数eはコンクリートぐい0.25，鋼ぐい0.8としているが新たにヤットコ使用の場合について規定した。すなわち，ヤットコを使用する場合はこの値の80%とし，くいと同材質，同断面のものを用いるときには低減しなくてもよい。

なおその指針ではくい打ち公式の取扱いについて，つぎのように述べている。

〃一般に支持力を確認する手段の1つとして，くい打ち公式が用いられる。従来くい打ち公式として色々なものが発表されていて，その信頼度については議論が多く，くい打ちの施工管理に適用すべきであるとの意見も強い。この意味から，いたずらに公式から求めた支持力のみを盲信して，くい長を変更したりすることがあってはならない。〃

質　問

(3) 支持層へのくいの貫入量について

くい基礎特に場所打ちコンクリートぐいの施工にあたっては，くいを支持層へどの程度貫入すべきか判断に苦しむところである。そこで，支持層へのくいの貫入量と支持力との関係を示す資料があればお示し願いたい。

解　答

すでに静力学公式のところで説明したので，参照されたい。くいの貫入量と支持力との関係を示す資料としては，はっきりしたものはないが，Meyerhofの提示した式を所安根入長について計算した土質工学ハンドブックP417「図－15.5」が参考になろう。

質　問

(4) くい先端の断面閉鎖効果について

このことについて，どの程度の寸法から閉鎖効果が低下するのか，根入れ長さとの関連させた具体的な値があればお示し願いたい。

解　答

これについてはつぎの論文がある。

(a) 山原　浩：鋼管グイの閉塞効果と支持機構（その1）（その2），日本建築学会論文報告集96，97号　昭和39年3月，4月

(b) Szechy.C："The effect of Vibration and driving upon the void in granular soil surrounding a pile" Proc 5th Intev. Conf.on S.M.F.E. Vol 2. P161～164

(c) 岸田英明：〃砂の中に押しこんだ開端グイの極限支持力に関する模型実験，　1967.5．建築研究所

「図－3～5」は山原の論文から引用したものであるが，xは根入長さ，Pxはその状態での先端部支持力である。

μは最大摩擦係数で，図－4は砂質土，図－5は粘性土について求めたものであり，図－5はこれらの関係を実用の寸法のもので説明している。

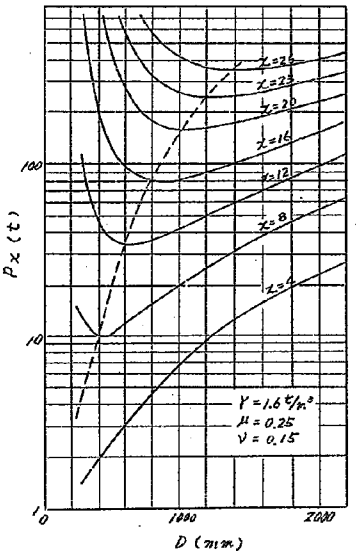


図 — 3

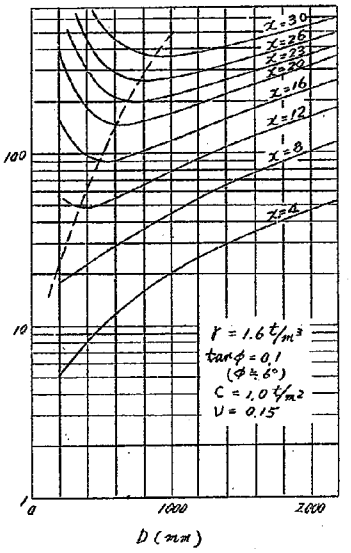


図 — 4

なお岸田の実験によれば，くい径が小さくなると，くい内部の砂の密度上昇が大きく無視できないこと指摘している。山原の式ではこの点は考慮されてない。

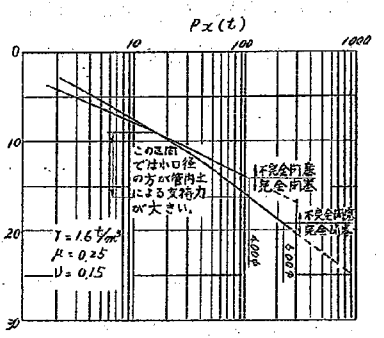


図 — 5

質　問

2. 現場における溶接継手の施工管理について

(1) 溶接作業に対する疑問点

くいの断手の重要なことは，充全に認識しているところであるが，現場監督を行なううえで，次のような疑問点があるので御教示願いたい。

(a) 溶接作業を行なう場合，湿度の影響は無視できるのかどうか。

(b) 強い風のもとでの作業は行なえないことになっているが（鋼管ぐい現場溶接継手施工要領案），手溶接および半自動溶接について具体的にどの様にして判断するのがよいのか。

(c) 溶接作業終了後の放置時間をどの程度とるべきか，例へば夏ならば何時間にするとか。

解　答

(a) 湿度については一般に全く考慮されてない。異常に湿度が高く，鋼管の表面に露滴を生ずるほどになれば，水として問題になるが。それ以外については，溶接棒の防湿だけが問題になり，標準重量より重くなったら，乾燥炉に入れるなどにより除湿が必要になる。

(b) 手溶接，半自動溶接とも，現行のものでは，遮蔽によって，風の影響を除ける。アークが変動するような風が直接吹きつけぬかぎり問題ない。旧来のガスを用いた半自動溶接では，1～2 mの風でも問題となる。

(c) 一般に30秒ないし，1分経過すると，溶接部の温度は200℃程度に下ることが実測されており，その程度に下れば温度の急変による焼入れ効果など，材質変化は問題にならない。

質　問

(2) 溶接部の検査について

染料浸透探傷試験方法（案）KDK S0303－1968 について御説明願いたい。特に判定方法についての具体例を見せて頂きたい。

また，溶接部内部の欠陥を検査する現場用の装置があるのかどうか，またないとすればこれらの開発が行なわれているのかどうかについてお伺いしたい。

解　答

(a) 染料浸透探傷試験方法は，つぎに示す内容のものである。

1. 適　用　範　囲

この規格は，鋼板あるいは溶接部の表面に開口した微少なわれ，小孔などの傷を検出する染料浸透探傷試験方法について規定する。

2. 装　　置

2.1 試　験　装　置

試験に用いられる装置としては，つぎのものを備え，常に一様な試験結果が得られるものでなければならない。

(1) 洗浄装置：被試験面に浸透液を塗布する前後に試験面の表面を清浄で乾燥した状態にする装置。

(2) 浸透液塗布装置：被試験面の必要全面積にわたって浸透液を塗布（浸セキ・吹付け・はけ塗など）し，欠陥個所に十分に浸透させう

る装置。

(3) 現像剤塗布装置：被試験面の所要全面積にわたって現像剤を付着させるための装置。

(4) 乾燥装置：被試験面に塗布された現像剤を乾燥するための装置。

2.2 洗　浄　液

洗浄液は被試験面に付着あるいは傷に浸透したごみなどを十分にとり除くことができ，かつ材料に対し腐食性がなく，操作にあたって人体に害のないものでなければならない。

2.3 浸　透　液

浸透液は欠陥を検出するのに適当な標示度と十分な浸透度を有し，洗浄が容易で材料に対し腐食性がなく，操作にあたって人体に害のないものでなければならない。

2.4 現　像　液

現像液は粉末状または適当な媒剤に懸濁した状態で使用されるので，浸透液に対して強力な吸引性を有し，水洗が容易で，材料に対して腐食性がなく，操作にあたって人体に害のないものでなければならない。

3. 試　験　方　法

3.1 一　　般

表面処理を施すものについては表面処理前に試験を行なうのを原則とするが，表面処理によってワレを生ずるおそれのある場合には表面処理後にも行なう。なお表面の仕上度や腐食・砂吹きなどの処理は欠陥の標示度に大きく影響するので注意しなければならない。

3.2 操　　作

操作はつぎの順序で行なうのを標準とする。

(1) 試験面の洗浄

試験面に付着している塗料，油脂，スケール，浮錆などの異物は十分に清掃し，さらに洗浄液によって洗浄する。もし，われ，小孔などの傷の中に有機物がはいっていると考えられる場合は，その個所を１００～１５０℃に加熱して除去してから洗浄する。

(2) 浸透液の吹き付け

試験面の洗浄が終了後，浸透液は試験面に数回繰返し吹き付け，われ，小孔などの中に十分浸透するようにする。

浸透時間は３０分以上とする。

(3) 浸透液の除去

試験面の表面に付着した浸透液を適当な溶剤を用いて丁寧に除去する。

(4) 現　　像

現像剤をスプレーで試験面に平均にむらなく付着させる。

染色探傷剤（商品名スーパーチェック・特殊塗料ＫＫ製）は次の３種特のエァーゾール式で構成されている。

ⅰ 洗　滌　液　（Ｒ－ＳＴ）

ⅱ 浸　透　液　（Ｐ－ＳＴ）

ⅲ 現　像　液　（Ｄ－ＳＴ）

これら各液の使用順序は，①洗滌液→②浸透液→③洗滌液→④現像液であり，操作はＫＤＫ３２０－１９６７の3.2に従うものとする。

判定基準については近くでるくい施工指針に解説として述べられており，以下に示す。染料浸透探傷においては，ワレの発見が主になる。

溶接部の検査および試験

溶接部は，設計書に指示された方法・箇数につき，責任技術者の指定する箇所について検査を行なうものとする。施工管理者は上記規定の如何にかかわらず，すべての溶接部について，つぎの各段階で主として肉眼検査により検査を行ない，結果を判定してつぎの工程の続行の許可あるいは手直しの指示を行なうとともに，要すれば欠陥防止のため準備，条件，方法の改善を指示し，施工法の指導を行なわなければならない。

1) 溶接着手前

2) 溶接作業中

イ　多層溶接の第一層溶接終了後

ロ　裏溶接前

3) 溶接終了後

（解　説）

1. 打ち込み中のくいの現場継手より試験片をとり破壊試験を行ない，あるいは放射線透過試験を行なって，その結果判明まで施工を中止することは，くいの補修・工程・経費などくい施工の特殊性から一般に実施困難である。しかし肉眼検査により，われ・ピット・サイズ不足・のど厚不足・アンダーカット・オーバーラップ・溶け落ちなど重要な欠陥の多くが発見できる。

2. 放射線透過試験は，その結果の等級より一義的に強度の定量的判定を行なうことは困難であるが，良好な溶接継手が得られたか否かを判定し，また爾後の工法を改善するなど，施工管理面で有効であ

る。中空のくいについても，放射線源を管内に入れるほか，放射線源とフイルムを管外において，くい軸に斜に撮影する二重壁影像法などで撮影することができる。

つぎに放射線透過試験の判定の一例を示す。この判定法は都市ガス導管溶接基準・東京消防庁石油導管基準・高圧ガス導管基準などに使用されている。

放射線透過検査の判定基準（参考）

欠陥の種類＼放射線検査成績	A（小欠陥）	B（中欠陥）	C（大欠陥）
溶込み不良	1箇所12㎜以下	1箇所25㎜以下	1箇所25㎜を越える場合
融合不足	1箇所12㎜以下	1箇所25㎜以下	1箇所25㎜を越える場合
溶落ち	6㎜以下	12㎜以下	12㎜を越える場合
アンダーカット	1箇所25㎜以下	1箇所50㎜以下	1箇所50㎜を越える場合
ブローホール スラグ（不定型）パイピング ※	各フイルムがJIS4級以上であり，それらの級の平均が3を越えないこと。	各フイルムの級の平均が4を越えないこと。（ただし6級の場合には手直しをする。）	各フイルムのJISの級の平均が4を越える場合。
ワレ	無	無	有
判定	合格		不合格

つぎの寸法以下の欠陥は数えない。

板厚	欠陥の大きさ
10㎜以下	0.3㎜
10.1㎜以上　15㎜以下	0.4㎜

板厚15㎜を越えるものについてはその都度決めることとする。

欠陥と欠陥の間隔がつぎに示す値を越える場合は，それぞれの欠陥の大きさの合計をその欠陥群の大きさとする。

欠陥の種類	溶込み不良	融合不足	溶落ち	アンダーカット
欠陥と欠陥の間隔	大きい方の寸法の2倍	大きい方の寸法そのもの	大きい溶落ちの4倍	大きい方の寸法そのもの

3. 下記に溶接欠陥の主なものを示す。

われ（亀列）：

溶接部に生ずる欠陥の中で，最も重大な欠陥はわれ（亀裂）である。小さなわれでも非常に鋭い切欠となるため，応力の集中や外力によって進展しやすく，構造物を破壊に導くおそれがある。従ってわれの発生の防止に留意し，万一これを発見したさいには必ずはつり取って補修することが必要である。

われは母材，溶接棒，溶接条件の不良，拘束力，外力，振動等により生ずるものであるが，規格材の軟鋼で，信頼性のある軟鋼用溶接棒を使用して溶接が行なわれる場合には，材料としての要素は小さくなり，溶接準備および溶接法の不良，拘束条件，または外力が主なる原因となる。開先の過大や極端な不整また開先の過少による溶込み不良の存在はわれ発生の原因となる。水，油分その他の介在物も当然原因となる。また，降雨時，強風時，寒冷時の溶接には注意を要する。

溶け込み不良：

われに次いで重大な欠陥であり，溶接継手強度に大きい影響を与える。これは選棒の不良，開先不良，電流不適当などが原因と

なる。

のど厚不足サイズの過不足：

のど厚不足サイズ不足による溶接継手断面の減少は継手強度の低下となる。

以上が溶接継手強度の低下を来たす重大な欠陥である。

ブローホール：

被覆材の性質，電流の不適，溶接棒の取扱不良などにより生ずるが，ある程度までは実害はないようである。しかし多数発生したり大きなブローホールが出ると，他の欠陥に発展しやすいから注意を要する。

スラグまき込み：

スラグの性質，運棒の不良，電流不適等により生ずる。開先精度や整形度によっても大きな影響をうける。軟鋼用溶接棒では，開先がよくできており，電流，運棒法が正しく，各層間のスラグ清掃が十分行なわれていれば発生することは稀である。

アンダーカット，オーバーラップ：

オーバーラップはあまり発生することはない。現場溶接ではアンダーカットを完全になくすことは困難であるが，一見して判るようなものは，小径棒による補修などが必要である。裏ビードのアンダーカットも，深く，長いものは有害な欠陥と考えられる。

クレーター：

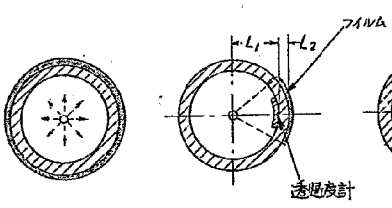
溶接の終端で溶接棒を離脱する箇所ではくぼみを生じ，溶着金属量が不足なクレーターとなりやすく，またこの部分は冷却速度も速いので，われも生じやすい。クレーターのくぼみは，溶接で

埋める。溶接線終端はできうればタブプレートを用いて溶接線を延長するのがよい。

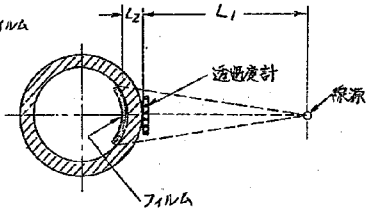
(b) 溶接部内部の欠陥の発見

超音時探傷機が，工場での生産管理に用いられているが，専門家に依頼する必要があり，一般的でない。

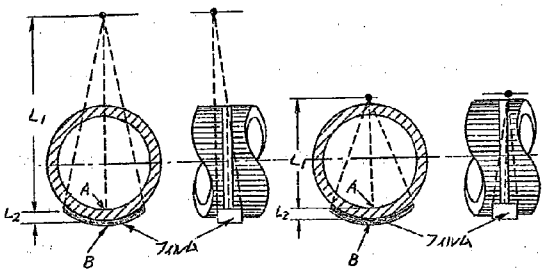
X線透過試験は，次図に示す方法で行うことができる。



図－6　線源内部の場合



図－7　線源外部



図－8　二重管影像法

注）透過度計は原則としてAの位置であるが，不可能な場合はBの位置，できるだけ管に密着する。

質　問

3. くい軸直角方向力に対する群ぐいの影響

このことに関しては，道路橋下部構造設計指針に参考式として式－(2)が示されている。そして，αの値は土の内部摩擦角より多少小さ目な値をとり，ρとしては，くい間隔が2.5～3.000の範囲であれば，一般に2をとっておけば充分安全であると説明されている。

$$e = 1 - \frac{\rho \cdot D}{2L \cdot \tan\alpha + D} \quad \cdots\cdots (2)$$

e：2列目以下のくいの支持力に乗ずる効率

D：くい径（m）

L：くいの荷重方向間隔（m）

α：くい軸直角方向の地盤反力分布角

ρ：地盤反力の集中度

一般に群ぐいの影響を強く受けるのは粘性土質の場合であるので，αを内部摩擦角では定義づけられるとは考えられない。またρの値もαに関係する値であると考えられる。そこで，例へば$\alpha = 45°$，$\rho = 2$として計算を行なえばよいとかの指針は作成出来ないものかどうか伺いたい。更に，くい間隔と地質条件とによりこの値を一義的に決定できないものかについても伺いたい。

解　答

(2)式をくいの設計指針で提示したのは，どちらかと言うと，群ぐい効果があることを注意喚起する意味が強い。

したがって，この式の内容についてはその当時においてもあまり吟味さ

れてない。

一方，耐震設計において，現在震度法が採用されているが，設計震度は，あくまで地震の経験も加味されたうえで，その大さが定められている。この地震の経験の中には当然，群ぐい効果もふくまれている訳であり，この群ぐい効果のみとり出して，低減を云々するにはあたらない。

現在土木研究所で，この問題を取りあげ調査を開始したが，まだ明確な結論に達してない。砂質土についてつぎの実験結果を経ている。この結果はあくまで傾向を示すものと理解されたい。

くい列 / くい間隔	A	B	C	D	E
3 d	1	0.68	0.56	0.50	0.50
4 d	1	0.83	0.65	0.60	0.55
5 d	1	0.90	0.90	0.90	

質　問

4. 本州・四国連絡橋の基礎工法などについて

我々技術者にとって，本州・四国連絡橋については多大の関心を寄せている事項である。そこで，この連絡橋で考えておられる基礎形式とその施工法及び応答を考慮した修正震度法による耐震設計について，御講議願いたい。

関東地建における一日土研資料

河川分科会

昭和43年7月9日

建設省土木研究所

目　　次

Ⅰ　都市化にともなう流出の問題 …… 1

1. 流出のメカニズム …… 1

2. 流出の変化と計算方法 …… 2

3. 調査方法 …… 4

4. 研究の現状 …… 5

Ⅱ　河道計画上の問題点 …… 7

1. 低水路計画について …… 7

2. 堤防について …… 12

3. 河口の問題について …… 33

4. 模型実験について …… 35

Ⅲ　流出土砂の問題 …… 39

I　都市化にともなう流出の問題

1
外
川

質　問 1　　流出のメカニズム

流出に関しては従来，山地流出が主であつたが，最近都市周辺の都市化が促進され，比較的平坦な流域の流出が問題となつて来た。そこで都市化の対象と予想される低湿地，田，畑，原野，丘陵等が都市化された場合の流出のメカニズムはどのようなものか。

解　答

流出の変化については次の項で述べよう。この間のポイントは平地河川の流出の問題と考えられる。

(1)　平地河川では表面流出が，極めて起こりにくいのではないか。損失雨量（特に最期損失）が大きい。特に凹地や，畑などの滲透能を大きくした地面ではその傾向は著しい。都市化すれば凹地は極端に少くなり畑などは皆無になるから，その分だけ流出は増す。

(2)　マニングの式から貯留関数を誘導すると

$$Q=\frac{1}{n}Bh^{5/3}i^{1/2}$$

$$S=h=\left(n\cdot\frac{1}{Bi^{1/2}}\right)^{3/5}Q^{3/5}$$

となる。表面の状態（nで表わされる）も流域の形（B）も変らないでiだけが小さく（流域がゆるく）なると，$i^{-3/10}$に比例して$S=KQ^{p}$のKが大きくなる。iが$\frac{1}{10}$になるとKは2倍になる。

別に平地流出（内水等）のデータから貯留関数を求めた例では

$$S\,(\text{mm}) = 11.4\,q\ell\,(\text{mm}/\text{hr})$$

となつてpにまで平地の影響が表われている。

(3) 表面流出があらわれて後も，低湿地・田畑・原野などでは流域面上の貯留が著しいと考えられる。（石神井川昭和33年の例）表面流の流出に時間がかかるとも言える。都市化して排水側溝などが完備すれば，そのような効果は消える。

質　問　2　流出の変化と計算方法

都市化による流出の変化を表示するパラメータにはどのようなものがあるか。またそれを考慮した平坦地および丘陵地流域の流出計算法にはどのようなものがあるか。その計算法はどのような特徴をもつているか。

解　答

水理学における運動方程式のような普遍妥当な関係式が流出計算においてはないので，何よりも流出モデルの普遍化が必要である。

(1) 都市化ということを水文学的に言えば

気温・湿度の変化，従つて土壌水分の変化（気候的変化）

浸透域の減小，浸透能の減小

表面粗度の低下，表面流速の増大

湛水域の減小，流域・河道貯留の減小

となる。結果としての現象は

流出率の増大（ピーク，ボリューム共）

流達時間の減小

が予想される。

(2) 流出計算法は極めて数多くあるが，合理式を例にとれば，よく知られているように

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot A \cdot R$$

とおける。都市化によつてfは直接的に増大する。次にRは流達時間の2倍の時間の平均雨量強度であるが，この流達時間が都市化によつて小さくなるためRは時間的に大きくなる。この両者によつて，Qは増大する。

量的な推定方法はfについては，都市化後の流出率 f' は次のようにおけると仮定するのは受け容れられるであろう。

$$f' = \frac{a_{imp} f_{imp} + a_p f_p}{a_{imp} + a_p}$$

ここでimp，pはそれぞれ不浸透域，浸透域を示すサフイツクス，a，fは両域の面積と流出率。fについては既存のデータによつて充分検討し，a_{imp}などの予測については都市づくりの計画を参照にすればよい。

流達時間については，都市化域が上流にかたまつていれば，その部分だけ流域がなくなつてしまつた（その部分だけ瞬間的に流達する）と仮定して新しい流達時間を求めるのも一方法である。都市化が全域に及ぶときには雨が地表に達してから排水溝へはいるまでの時間，最長の排水溝を流下する時間を別々に算出して，両者加えて流達時間の2倍とする方法もある。短時間の雨量強度については実験式が幾つか提案されているから，既往資料によく合う式で，Rを求めるとよい。

(3) 他の流出計算法についても同様な手法をとればよい。それぞれの流出計算法には，それぞれ特徴があつて(2)で述べたような便法が用いられるであろう。

流出モデルの選定については，あくまで，客観性のあるもの，または物理的直観にうつたえやすいものがよい。両対数方眼紙上で無理に直線化して係数を決めたような方法は，次のステップへの発展が望めない。

(4) 特にこのような問題に対して便利な流出計算法は見あたらない。たゞ合理式のような単純な方法でも上述のように，いろいろなことが言える。問題をかかえたそれぞれの河川において，計画の基になつた方法を尊重しつつ，新しい事態の推定をするために，土木研究所は援助を惜しまない所存である。

質 問 3　調 査 方 法

流出に関する調査項目としては従来主として1時間を単位とする雨量および流量の観測にかぎられていたが，対象流域の性格によつて異なると思うが，どのようなことに留意して調査したらよいか。

解 答

(1) 逆に伺いたいが，1時間を観測の単位として関東地建で選ばれた根拠は何か。それが明確になれば土研がお答えする必要はないと思われる。

(2) それとは独立に，次のような考え方は何かの参考になるであろう。

（流量の例で言う。雨量も同じ）

流量のスペクトルを作る。

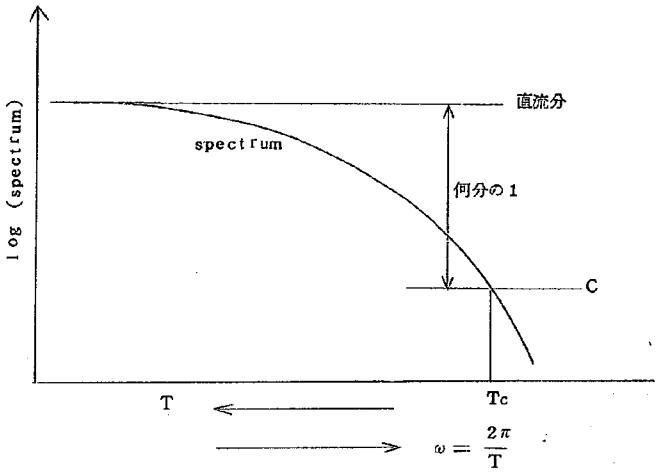
直流分の何分の1の振幅の成分までとるか決める。

その成分に対応する周期 Tc をスペクトルから知る。

精度を決める。

その精度で Tc を表現できる測定時間間隔をきめる。

それでは立ち上がり，ピーク等を捕えられないおそれがあるので，全体に若干細かくするか，特別にそこで細かくするか決める。



(3) デイジタル計測が普及しつつあるが，デイジタル計測導入前にこの問題は解決していなければいけない内容である。

質　問　4　研究の現状

この課題に対して現在どの様な方向にどの様な研究がなされているか。

解　答

(1) "流域の状態が変つたら流出はどう変るか"は水文学究極の設問の一つで，微力ながらその方向に努力してはいるが，質問2でも述べた通り，現在は答えられるまでに水文学は高められてはいない。たゞし，現場の具体的な

問合わせに関しては，いつでも「近似解」をお答えできる用意がある。

(2) 現在は現象把握が最も大切な段階である。そのためには観測手法の開発も急がなければいけない。レーダー雨量計，超音波流量計の開発は関東地建の管内で積極的にすゝめられている。

現象の理解を助ける他の方法は試験地である。これは治水課の努力で多摩ニュータウン内に試験地を設けて調査を開始した。考えている規模は次のように並ぶ。

30 Km^2，10 Km^2，1 Km^2，0.05 Km^2＝5 ha，0.1 ha＝1000 m^2，1 m^2（実験室）

(3) この場合の基本方針は物理的にわかりやすいモデルを考えることに主眼をおいている。それが“流域が変つたら？”に答える最も近道である。

以上の方針は関東地建から積極的な援助と批判とを受けてはじめて成り立つものであることをこの際強調しなければならない。

Ⅱ　河道計画上の問題点について

質　問　1　　低水路計画について

2 内川

近年，河床低下にともない護岸の根固，橋梁の基礎の洗堀が問題となつてきており，低水路計画の再検討をせまられているが，対象とすべき流量の設定の仕方，対象とした流量を流下させるための河道の水深と河幅をどのような関係にするのが適切か，明らかでない。また計画を立案する場合，将来の人工的，自然的河床変動をどのように考慮すべきであるかも不明であるので，これらの点について御教示いただきたい。

解　答

質問の要点を大別すると次の3つになると思われる。

a）低水流量の設定

b）河道の横断形状，水深と河幅との関係

c）将来の河床変動に対する考え方

これらの問題は，現在まだ研究中のものであり，必ずしも明確な解答を与えることはむづかしいと思われるが，1つの考え方として説明を試みたい。

a）低水流量の設定

低水流量を設定することは，結局，河道の横断形状を決める問題である。従来，河道の横断形状は，複断面を標準とし，小河川の場合は単断面形状を，大河川の場合には複複断面とする考え方もでてきている。計画高水流量を安全に流下させることが第1条件であるから，低水路の断面形状も，当然この要請を満足するように考慮せねばならない。

全く新らしい河道を，人工的に造るような場合には，流況に応じてかなり自由に河道形状を選定できるが，従来ある河川を改修する場合には，かなり条件にしばられることが多い。

例えば，ある程度改修の進んだ河川を，流量増により計画を変える場合などには，河幅を拡げることが容易ではない。そこで，まづここでは計画流量と河幅が与えられた場合に，低水流量と低水路形状との関係について，考察してみよう。

まず，平均流速の扱い方であるが，単位幅当りについてManning 式がほぼ成立つものと考えられる。これについては吉野川の実測例を示そう。

図－1は，吉野川で昭和３９年９月の出水時に，航空写真撮影により表面流速を測定したものから解折したもので，v_sは表面流速を，hは水深を示す。横断方向に流速と水深の関係はある対応を示す。表面流速と平均流速が比例関係にあるとみて，v_sとhとの関係をプロットしたのが図－２である。横断方向に粗度係数一定としManning 式で表わせば $v \propto h^{\frac{2}{3}}$ であり図中の実線がこの関係を示す。全体の傾向からは，$v \propto h^{\frac{1}{2}}$ の関係が得られるが，水深の差によつて，粗度係数が変化することにより，ほぼ $v \propto h^{\frac{2}{3}}$ を満足するとしてよい。すなわち，

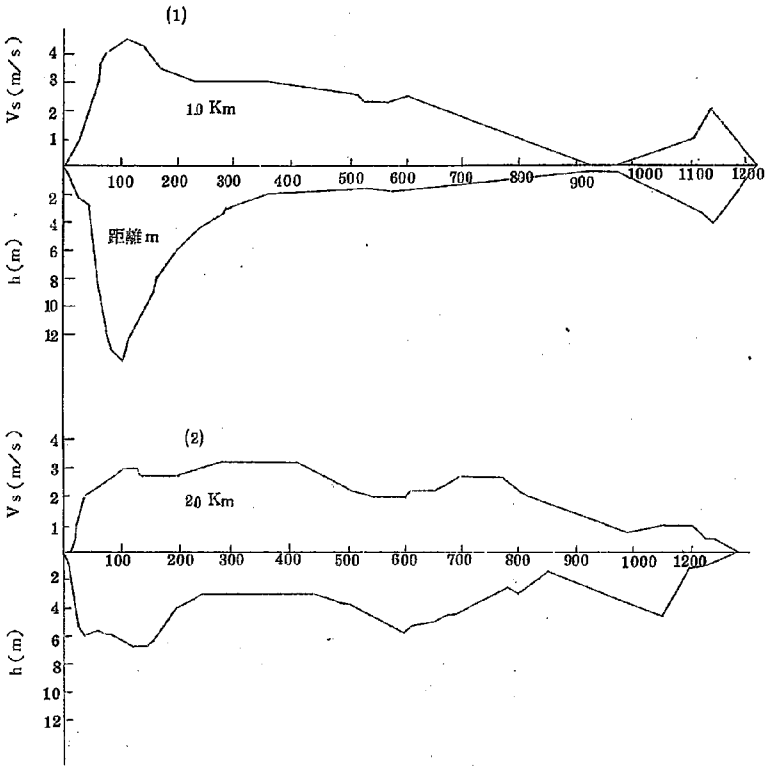
$$v = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (1)$$

が成立つ。

図－３に示すような横断形状について，(1)式の関係が成立つとして(2)，(3)式を得る。

$$Q_1 = \frac{b}{n_1} h_1^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (2)$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_2}(B-b) h_2^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}} + \frac{1}{n_1} b (h_1 + h_2)^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (3)$$



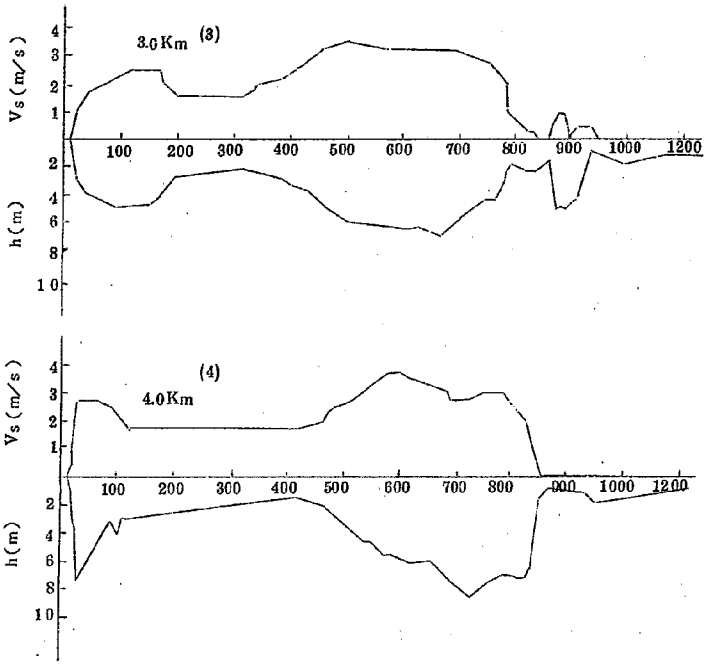
図－１　表面流速（v_s）～水深（h）

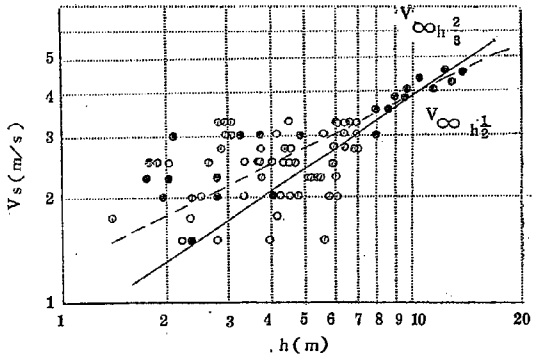
ここに，Q_1：低水路部分を流れる低水流量

Q_2：計画高水流量

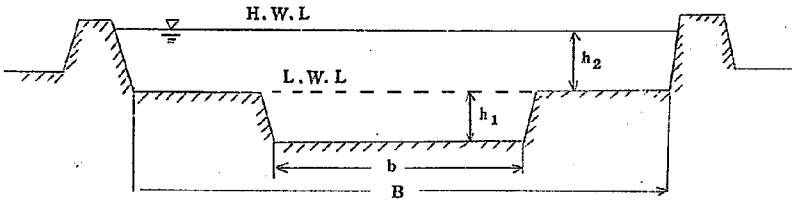
n_1, n_2：低水路及び高水敷の粗度係数

(2)，(3)式について，Q_1 Q_2 n_1 n_2 Bおよび I を条件として与えれば，未知数は b h_1およびh_2となる。このうち，h_2を高水敷上の許容流速という考えで(1)式





図－２　表面流速と水深の関係



図－3

より与えることにすると，ある低水流量に対応してbおよびh_1が求まる。

このbおよびh_1の値は，条件として与えたQ_1 Q_2 Bおよびh_2の値によつては，求まらない場合もあり得るから，そのような場合には，Q_1やh_2の値を再検討しなければならない。

Q_1の選び方としては，普通年に2，3回程度の出水と云われているが，河巾と計画流量の大きさによつては，ほとんど単断面といえる程Q_1を大きくしないと成立たない場合もあり得る。しかし，Q_1を余り大きくとると低水路内で再び水の集中を生じ，局部洗堀や蛇行を生ずるので好ましくない。従つてその場合には，複複断面を採用することとなろう。

低水流量Q_1の選定には，低水路内での局部洗堀や蛇行の問題を低水路幅bと流況の関係から解明しなければならないが，この問題は，現在の所まだ殆んど手が着けられていないといつてよい。

c）将来の河床変動に対する考え方

計画河道を設定し，それを施工して行く場合，将来の河床変動を考慮して行わねばならないのは勿論であるが，その場合に一番問題になるのは，変動量の予測であろう。将来の変動量が十分精度よく見積られていれば，それに対処した施工も可能だし，またそうした河床変動を防ぎ，或は軽減させる工事も可能となる。

河床変動の要因としては，自然的なものと人工的なものとに大別出来る。

自然的なものとしては，流出土砂が勾配変化部の河道に堆積するための河床上昇，狭さく部や合流点附近水衝部などの洪水流出の変化による局部的な河床変動，山地部での1時的な流出土砂による変動などいろいろである。

人工的なものとしては，砂利採取による河床低下，ダムや砂防工事など流出土砂量の減少による河床低下，捷水路や放水路新設による河床変動，河道拡幅やしゆんせつなど掃流力の変化による河床変動，などがあげられる。

これらの変動量を予想するには，流砂量公式の精度には問題もあるが，今の所流砂量計算や，河床変動計算を行つて求める以外にあまり良い方法はなさそうである。しかしこの方法でも，上にあげたいろいろな現象が全て計算できるわけではなく，特に浮流砂の取り扱いには問題が多い。

従来の計画では，将来の河床変動を計画的にとり入れて設計がなされてはいない様に思うが，河床低下に対しては，河川構造物の根入れを計画的に下げ或は床固め工を設けるなど，また上昇に対しては，しゆんせつ計画や，築堤に余裕をもたせるなどの考慮が必要である。

質　問　2　堤防について

高水時堤防の破壊する原因として「越波」「洗掘」「浸透」があるが，利根川においても，新堤を築設した場合，土質によつては豪雨による法くずれ，高水時の法尻からの漏水がみられる場合もあるので，計画高水流量を安全に流下させるために必要な断面形と土質との関係，築堤施工後の土質工学上の強度の基準（例えば締　）の判定をどのようにすればよいかおうかがいしたい。

解　答

建設工事の規模から考えると河川，海岸などの堤防工事に匹敵するものとして道路における盛土工事があげられる。

築堤工事は古くから多くの河川で行なわれてきているから，歴史的な長さ，技術的な経験は，はるかに道路工事をしのいでいると考えられる。

しかし，最近の道路土工の急速な進歩に較らべ，河川土工では土質工学的見地からの設計施工管理などいちじるしく取り残された感が深い。

堤防断面は上流から下流まで画一的な堤防定規に従い設計され，手近の材料を，高まき工法で轢圧も特に行なわず行なつている例が意外に多い。

堤防が万一決壊したときの被害の大きさから考えればその土構造物としての重要性は道路よりむしろ大きく，築堤工事にたずさわる技術者は，堤防の土構造物としての安定性，合理的な設計施工法，維持補修などに関し一層深い関心を払うべきである。

以下堤防に関する土質工学上の問題のいくつかについて述べてみる。

1.　築堤材料

築堤に用いる材料は経済的な見地からできるだけ現場の近くで入手できる材料を用いるべきであるが，土質の良否は堤防の安定性に大きな影響をもつのでその質的な検討も忘れてはならない。

土質工学的な立場からみて良好な材料とは次のような性質をもつたものと云える。

① 降雨あるいは浸透流で堤体内の含水比が上昇してもノリ崩れを起さないような土質であること。

② 洪水時の漏水に対しても安定していること。

③ 掘削，運搬，マキ出し，締固めなどの施工が容易であること。

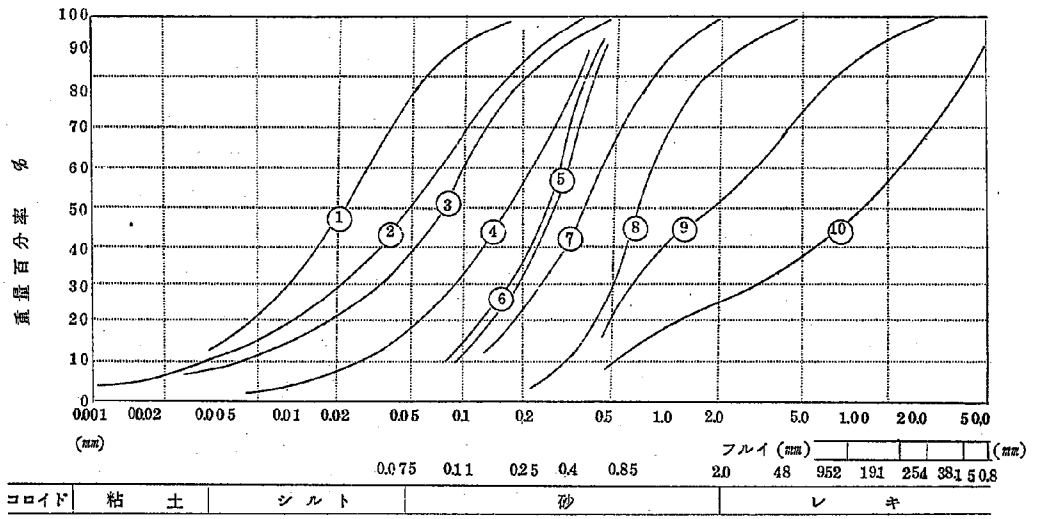
④ 乾燥期に有害なヒビワレを生じないこと。

安定性の高い堤防を作るためには良質の材料を使用することが望ましいが，実情は有機質含有量が多い土で築堤後に大きな変形のおそれのある場合とか，含水比の高い粘土，シルト質土で施工が著しく困難な場合など特別の理由のない限り材料の選択はあまりしていない。たとえば北海道の泥炭，九州の有明沿岸のガタ土などによつても築堤が行なわれた例がある。むしろ築堤材料に応じて設計や施工法を適宜変えていくべきであろう。

実際の河川堤防の材料にどんな土が使われているかを示す調査の1例を図－1に示したが，粒度曲線にはいろいろのものがあることがわかる。この中で堤体漏水を起しているのは⑤⑥より粗い土が多い。

河床を掘削，または浚渫して築堤材料に使用すると，河川の上流部や急流河川では全く砂レキばかりの材料による堤防になつたり，また下流部でも砂が堤体材料になることが多く，このような材料で作つた堤防にはしばしば漏水が起つている。このような場合には別に粘性土を採取して被覆土として用いたり，あるいはアースダムのような考えで粘性土を中心に配置したりしなければならない。

砂レキとは反対に粘性土を工事に用いることがあるがこの場合には土取場の排水に十分気を付けなければ材料の含水比が高く施工が困難になることがある。粘土での築堤は施工を上手に行ない，締固めを十分に行なつておけば，堤体の透水係数も小さく外部から内部へ浸透する水も少ないので安定性の高い堤体が作られると思われる。粘性土の堤体には有害なクラックのはいることがあるといわれている。この例がアースダムの場合について報告されており，たとえばアメリカのアースダムの調査では図－2に示す粒度の範囲の土がクラックがはいり易いと云われている。これらの土は比較的塑性指数が小



図－1　堤防材料の粒度曲線

さいことも示されているので砂質ロームないしシルト質土に属するものである。

次に降雨などの浸透水の影響を受けて斜面崩壊を起す土について述べる。たとえば３１年，３３年の阿武隈川，荒川，３６年の木曾三川の堤防ノリ面崩壊がこの種の問題の災害例であるが崩壊を起した堤防の材料の粒度曲線を調べてみると概ね図－３のとおりである。このうちでは阿武隈川堤防の材料が最も粗粒であるが，浸透水の影響を受けすべりを起し易い土はD_{50}が0.2㎜程度の比較的細かい砂まで含めた範囲のものであろうと考えられる。簡単に云えば透水係数が10^{-3}cm／sec 前後の比較的透水性のよい土でしかも含水比が上昇するとセン断強さの低下する土であると云える。

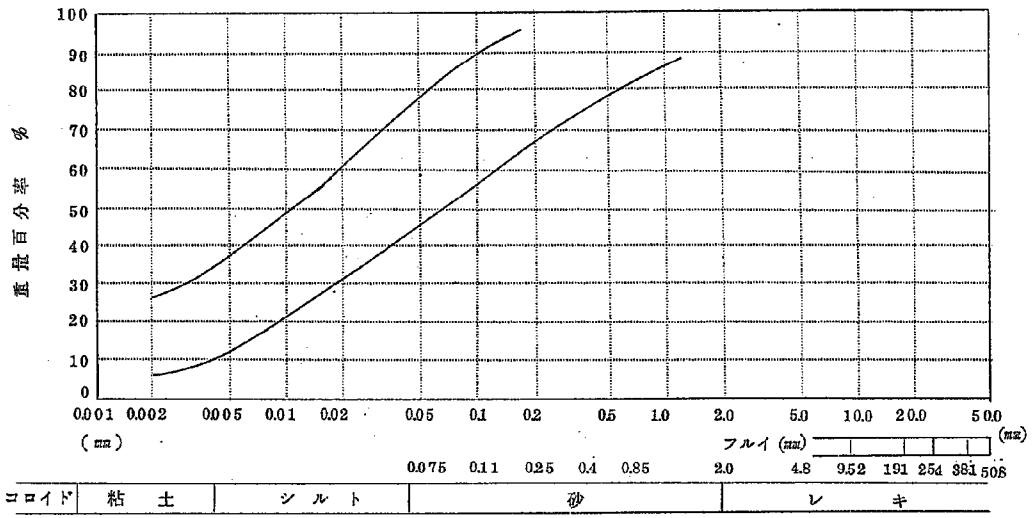
2. 堤防の締固め

土を締め固める目的は①固められた土を均質にして透水性を低下させると同時に水の浸入による軟化膨張を小さくし土を最も安定した状態にすること。②必要な強度特性を持させること。③完成後の変形をできるだけ少なくすること。などである。

最近盛土の締固めについても多くの研究が行なわれ，その成果が実際の設計施工に応用されるようになつたが，これは主として道路盛土についてであり，堤防の場合はまだまだ関心が低いようである。

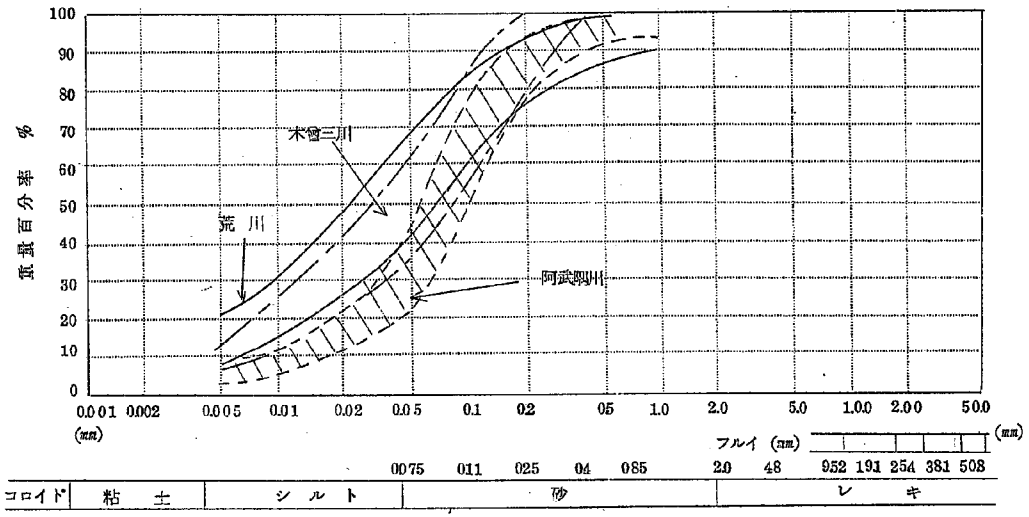
河川堤防の締固めについては古くは昭和２９年から数年間にわたる直轄技術研究会の要望課題の「築堤土質および築堤地盤の研究」と「機械転圧による締固め効果」で取り上げ調査が行なわれたので，その結果を取まとめたものについて多少述べる。

調査された堤防の粒度曲線は図－１に示す曲線の範囲をほぼ全部カバーしていて，調査結果の平均値を示すと堤体土の乾燥密度 1.63 t／m³ 含水比12



J,L Sherard:Influence of soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogeneous Earth Dams, U, S, Bureau of Reclamation Technical Memo №. 645, 1953

図－2　クラックのはいりやすい材料



図－3　豪雨によつて斜面崩壊を起した堤体上の粒度曲線

%，締固め度８９％であつた。また堤体の完成後の圧縮沈下は非常に小さいことが示されている。

東北地建で行なつた管内堤防の締固め実態調査は多くの資料が集められ，実際の堤防の土の締り具合を知るために非常に役立つデーターであるが，これによると，堤体の締固め度は粘性土で８０.８％また非粘性土で８１.７％を示していて，全国的な調査結果と比較して，幾分値が小さくでている。しかし調査方法などの差があり，一概にその差を締固めの不足に結び付けることはできない。

従来の築堤工事は機関車による土運搬を行ない，土を高まきし，堤体表面のみを土羽打ちによつて突固め，芝生などの植生による法面保護を行なつてきていたので堤体内部にはきわめて柔らかい状態の土が残つていることは予想されていたが，今回の調査でも締固め度５５％～７０％の極めて緩い状態の堤防がかなり多いことを示している。

築堤後，年月の経過と共に土の自重によつて体積が減少して，密度が増加するとも考えられるが，この効果の極めて少ないことは築堤完了後の堤防の圧縮沈下量が小さいという測定結果からも明らかである。このことはまた土木研究所構内の試験盛土の結果にも示されている。土研の実施した試験盛土は対象に堤防を考えているわけではないが，盛土の圧縮沈下の状況を実測しているので同種の構造物の挙動を知る手掛りになると思われるのでここに資料の１部を掲げる。

使用した土はいわゆる関東ロームで，高さ４.７ｍ，天端巾５.０ｍ，法勾配１：１.５に積み上げたが，盛土を２つの部分に区分し，一方はよく締めた盛土と他方はゆるく締めた盛土とした。よく締めた盛土の方は３０cmの仕上厚さで被索引式タイヤローラーで最低６回の転圧を行なつたのに反して，締め

ない方の盛土は５０cm～７０cmの高まきで湿地ブルドーザによつて軽い転圧を行なうに留めた。

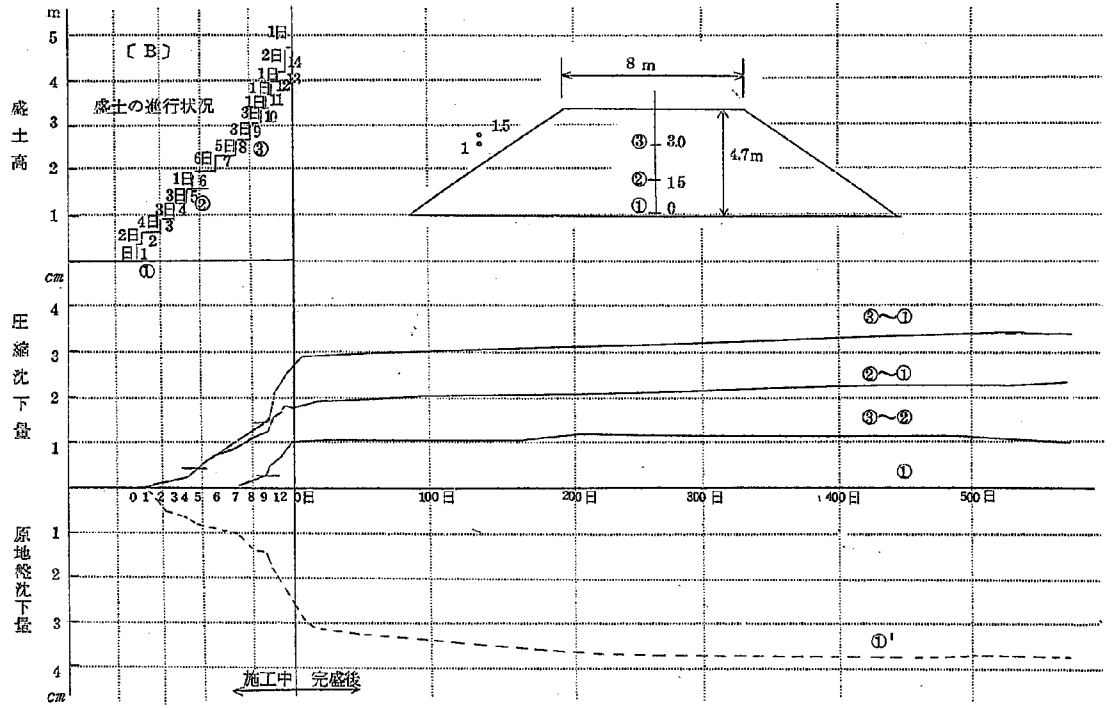
盛土施工中および完成後種々の観測を実施しているが堤体の圧縮性についてのみ示してみる。

試験盛土の中に埋設した沈下板の位置ならびに施工中および施工後の沈下量は図－４のとおりである。この図からわかるように，堤体の自重による施工完了後の圧縮沈下量はよく締めた盛土で約１％，また緩い盛土でもわずかに２％にすぎない。このことは関東ローム のような悪いと云われている土で作つた盛土でも施工後の変形は極めて小さいこと，云いかえれば自重によつて密度が増加することをほとんど期待することができないことを示している。

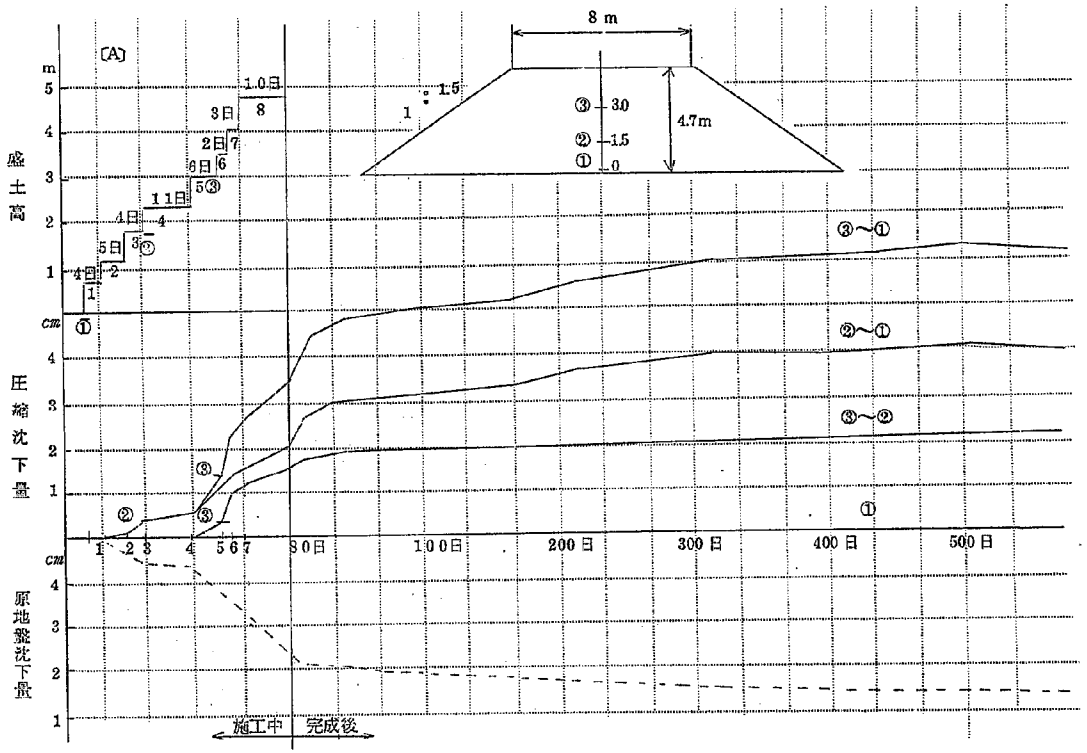
堤防天端のごく地表付近の圧縮は別として，堤体内部が自然にしめ固ることはほとんど期待できないから，内部の弱点はいつまでも弱点として残るので盛土の安定性を向上させるためには施工時の適当な転圧はぜひ必要である。

それならば，堤防の締め固めをどの程度行なうべきか，という問題が生じるが，堤防の上には補装版などの不等沈下をきらう構造物を作ることは少ないから，少なくとも道路盛土ほど入念に締め固めは不要であろう。もつともコンクリート護岸を行なう場合とか，いわゆる三面張りの特殊堤を作る場合には入念な締め固めは必要であろう。

一般的に云えることは比較的緩く締め固められた盛土でも均質に作られた堤防は浸透水の影響により変形はするが，容易に破壊しないことである。これは淀川あるいは利根川の湛水実験の結果わかつたことであるが，たとえば堤体の漏水も部分的な欠陥すなわち，クラックなどの水みちによることが多いと云われているから，適当な締固めを行なつて，均質な堤防を作り部分的な欠陥を除去するよう努めることは大切である。



図－4(a)　試験盛土の沈下量（載圧を十分した盛土）

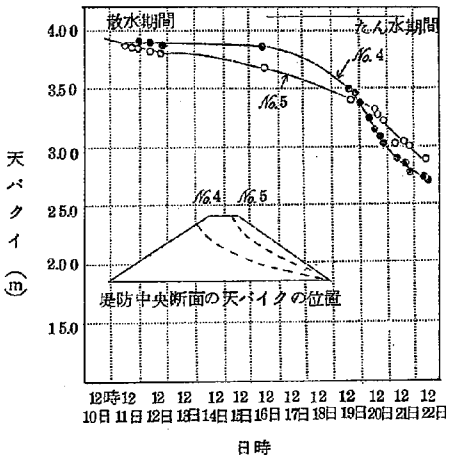


図－4(b)　試験盛土の沈下量（載圧をしない盛土）

斜面の安定性のみを考えると，機械化施工によつて十分締固めを行なつた堤防がしばしば破壊を起しており，機械化施工によつても必ずしも安定した堤防はでき上らない。これは大型機械によつて盛土の中心部のみが十分締め固められるが，その上に比較的柔らかい土羽土をかぶせるので降雨などの浸透流が，硬軟両層の境界面に集り，この面に沿つてすべりが起るためである。これなど堤体内に極端な密度の差が生じないようにしなければならないことを示す一例である。

さて，これまで，締固めよりも均質な盛土を作ることの大切なことを述べてきたが，均質であつても軟かい堤体は浸透流によつてかなりの変形を生ずるという例を挙げ，締固めの必要性を示した。やわらかい堤防の変形例として先年，淀川で実施した堤防実験の結果を述べる。

淀川の実験堤防は高さ4.000m，斜面コウ配1：1.5天端幅2.000mで現地の砂質ロームを使つて均質に作り上げた堤防である。締め固めはまき厚30cmで手押ローラーでの一回輾圧であつたので締め固め度は82%であつた。試験堤の築造は3月末に行ない，しばらく放置した後，5月中旬に人工降雨の散水ならびに，湛水実験を行なつた。築堤完了後，実験開始までの期間は約1ケ月半あつたがこの間の堤体の変形量はごくわずかであつた。実験開始後まず人工降雨を作用させたが，浸透流が生じるとかなりの変形が起り，さらに湛水によつて堤体のかなりの部分を飽和させたところ堤体の沈下ならびに堤体に大きな変形が生じた。その結果を示すと図－5のとおりである。このようにルーズな堤防は浸透流の影響によつて大きな変形を起すので注意が必要である。同種の実験を土研構内でも行なつたが，この場合には人工降雨のみを作用させ堤体の変形を調べた。ルーズに作つた盛土は約10㎜/hr の降雨が約10時間も続くと沈下が認められ総降雨量250㎜程度でノリすべ



図－5　試験堤防の沈下

りが生じた。これに反して，ブルドーザーで鎮圧した盛土は降雨による変形がほとんど起らず，斜面の破壊も全く生じなかつた。この実験には関東ローム を堤体材料として使つたが，締め固めを十分行なうと透垂係数が小さくなり内部への水の浸透が大幅に制限されることならびに，土のセン断強さが大きくなることによつて堤体の変形がほとんど生じないものと思われ，盛土の安定性を向上させる上に締め固めは非常に有効であることが知られた。

河川堤防は他の盛土に較べて断面積を大きく取り，斜面傾度をゆるやかに取つている。これは堤防の施工管理が十分行なわれていないため，ときとして極めて悪い状態の堤体ができる可能性もあることを考えて堤防定規を決定することに起因していると思われる。したがつて多くの堤防はその安定性は大きく，堤防の破壊が起るときはよほどの悪条件の重なつたときで，めつたに起るものではない。水害の直後には堤防の重要性が認識され，構造上の問題がいろいろ討論もされるが，いつのまにか関心は薄らいでいく。たとえば道路盛土では少しばかりの不等沈下でも舗装の損傷や凹凸となつて現われ，設計施工の不備が目立つたが，堤防の場合には，草に覆われているため多少の沈下や変形は目立たず，また，たとえ起つたとしてもそれが直接，構造物

の致命的欠陥ともならない。しかし，破堤による災害の大きさを考えれば，むしろ道路土工以上に築堤土工を慎重に行なわなければならないはずである。

3. 堤防のセン断破壊に対する安定性

堤防の安定性には地盤がすべりに対して安全であるかどうか，また堤体自体のノリ面が安定しているかどうかの２つの問題に分けることができる。

地盤のセン断破壊は主に軟弱地盤の問題で堤防築堤の施工中に起る。軟弱地盤の調査は必要ならば試料を採取し，一軸圧縮試験を行ない，すべりの計算を行なうが，試験結果と実際の現象がよく合致することは一般に認められている。

次に堤体斜面の安定性であるが，直轄河川の堤防は大体２～３割のノリ勾配で適当な高さごとに小段を設けていて，極めて緩コウ配である。したがつて堤防の斜面の安定性は円弧すべりの計算を用い安全率を算出して検討すれば，浸透流の影響がない限り，安定性は十分あるという答がでてくる。

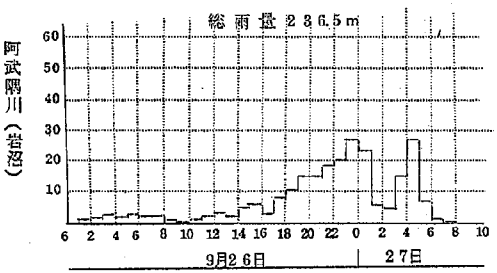
しかし，記録的な豪雨が続いた場合，あるいは大出水により堤体内に多量の水が浸透した場合にしばしば斜面崩壊が生じている。

例えば３１年，３３年の阿武隈川の災害，３３年の荒川，３６年の木曾，長良，揖斐三川の災害はいずれも記録的な豪雨による浸透が直接の原因になつて斜面崩壊を起している。おのおのの川の堤体材料の粒度曲線はすでに図－３に示した。これらの災害の直接の原因になつた降雨量を参考のために掲げると図－６のとおりである。いずれの場合も時間雨量２０㎜以上の豪雨がかなりの時間継続している。阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊しており，３１年と３３年の２回同じ形の災害が重なつて起つたことから，図－３に示した粒度曲線の範囲のうちでも，粒径の大きい方の土が降雨に弱そうである。

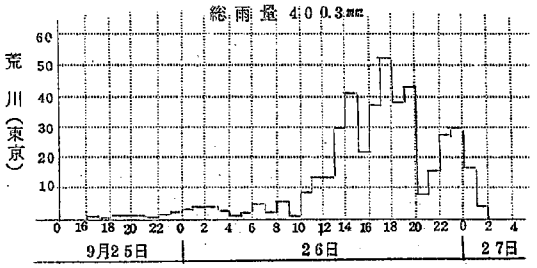
崩壊を起した堤防の土は水が浸透することによつてセン断強さがいちじるしく小さくなり，斜面の下部はぬかるみ状態になつてしまつている。これらの土は三角座標で分類すると砂質ロームが多く，ある程度水を透しやすいことである。降雨による斜面崩壊は比較的浅いすべり面をもつていて，すべりのみでは堤体が全面的にこわれることはないが，すべりを起した後に大出水に見舞れると，今度は外水位の上昇による浸透水の影響がこれに加わり，法すべりをますます助長し，全面的な堤体破壊へも進んでいく恐れがある。36年の木曾三川の災害のときのように総雨量が600㎜に達するような豪雨に見舞われゝば，のりすべりを起す堤防はかなりあると思われる。この法すべりの対策としてのり面をゆるくしたり，堤防法尻付近に石積を行なつているが，どの程度の効果が期待できるか明らかでない。

比較的ゆるやかな不飽和な土が含水比を増した場合，セン断常数がどのように変化していくか不明であり，セン断試験を行なつてもなかなか満足できる値は得られない。実際にすべつた破壊面を調べ円弧すべりの計算から土の内部マサツ角および粘着力を逆算して求めた値とセン断試験から求めた値を比較してみると後者がかなり大きい。セン断試験の結果から斜面の安定性を調べることは現状ではまだ無理のようである。土木研究所では現在，盛土の斜面安定の問題を調べるため実物大の試験盛土に人工降雨を作用させてのりすべりを起させる斜面の破壊実験を行なつており，実験室内の試験結果と実際の現象をいかに結び付けるか，また浸透流によつて斜面崩壊が起らないようにするにはどのような対策工法を適用すればよいかなどに対して検討を進めている。

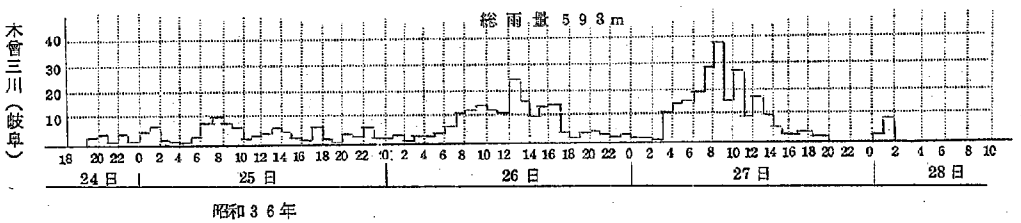
参考のために粘着力のない土でできた斜面に飽和浸透流が存在するときの斜面の安定について述べてみる。



図－6(a) 堤防にノリすべりを起こさせた降雨



図－6(b) 堤防にノリすべりを起こさせた降雨

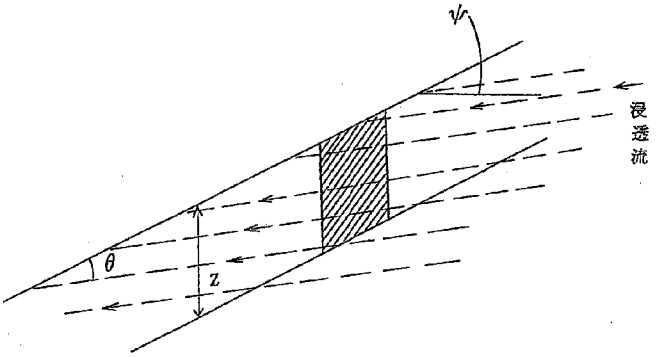


昭和36年

図－6(c) 堤防にノリすべりを起こさせた降雨

粘着性のある土でも砂質系の土は含水比が増加すると，粘着力が減少してしまうので，飽和浸透流の下では粘着力を無視してもよい場合が多い。

堤防斜面の法尻付近には浸透流が流出するので図－７のような状態を考える。すべり面を法面に平行と考える。これはすべり面が浅い場合に相当する。



図－７　浸透流のある場合の斜面

斜面の傾斜角を θ，浸透流の流出する角を ψ とする。

いま図に示すような微少部分の釣を考え，すべり面に鉛直方向の有効応力 $\bar{\sigma}$，ならびに地表面方向のセン断応力 τ を求める。

$$\bar{\sigma} = \gamma \quad Z\cos^2\theta - \gamma_w Z\frac{\cos\theta\cos\psi}{\cos(\theta-\psi)}$$

$$= Z\cos\theta\left\{\gamma_s\cos\theta - \gamma_w\frac{\cos\psi}{\cos(\theta-\psi)}\right\}$$

$$\tau = \gamma_s Z\cos\theta\sin\theta$$

したがつてすべりを起さないようにするためには，

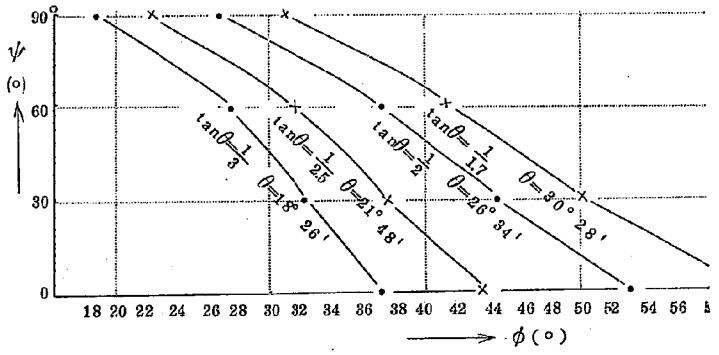
$$(\gamma_s Z\cos\theta\sin\theta)Fs \leqq \left[Z\cos\left\{\gamma_s\cos\theta - \gamma_w\frac{\cos\psi}{\cos(\theta-\psi)}\right\}\right]\tan\phi$$

ゆえに

$$Fs \leqq \frac{\gamma_s \cos\theta - \gamma_w \dfrac{\cos\phi}{\cos(\theta-\phi)}}{\gamma_s \sin\theta} \tan\phi$$

こゝに γ_s は土の飽和単位体積重量，ϕは内部摩さつ角である。

計算例として$F_s = 1$とし，$\gamma_s = 2$，$\gamma_w = 1$を代入して，θ，ψ，ϕ関係を求めると図－8のようになる。これからもわかるように堤体材料着力がなくなつた場合，浸透流が作用すると斜面ははなはだ不安定にな



図－8　斜面安定計算の例

4.　地震時の堤防の安定性

河川堤防や同種の道路，鉄道などの盛土の設計には地震時の安定性は検討されておらず，また研究もほとんど行なわれていない。

たゞ同種の構造物であるアースダムの耐震性に関してはかなり研究がられているので，その方向から多少問題点についてふれてみる。

アースダムの設計で普通行なわれている地震時の安定性の検討は静的べり面の安定計算に地震力として水平方向に 0.12～0.25 g の加速度を

しているにすぎない。いわゆる震度法を適用しているわけである。計算に用いる震度はわが国の場合2地域に分け2通りの規定をしまた貯水池が空虚であれば½をとることになつている。

しかし，この震度法を盛土の設計計算に適用するのが妥当であるかどうかにはいろいろの議論があり，少なくとも計算法の理論的根拠には乏しいようである。

実際の地震によつて堤体の受ける被害は天端付近のクラックが多く，さらにひどくなると沈下を伴なうが堤体内部に円弧すべりで計算で仮定するような類似の破壊面が生じたと認められない場合も多く，その上，堤体材料である土の動的性質もよくわかつておらず，普通突き固めて作られた堤体に地震による繰返し荷重によつて内部に部分的に破壊応力を超過するような応力が生じたとしても，短時間の間にすぎず，堤体にすべりが生じるとも考えられない。

たゞし，地盤がルーズな砂あるいは鋭敏比の高い軟弱な粘度の場合には動的な荷重によつて強度が著しく減少し，破壊を起すことがあると云われている。

円弧すべりの計算には土の内部の間隙水圧は変らないと仮定した有効応力法と，実験室内の試験結果に基づく全応力法の2つがあるが，いずれにせよたゞ一定の加速度のみ加算して行なう安定計算では実際の地震時の現象を解析する方法としては非常に不満足なものであることは否定できない。当然，振動の周期や振幅なども重要な要素であろうと思われる。地震時の地表面の動きは非常に複雑で，たとえば周期でも非常に範囲の広い値が観測されている。どのような周期を持つ振動が堤防に最も大きな被害をもたらすか現在はよくわかつていない。比較的短い周期の振動より長目の周期の方が悪いよう

である。

さて振動が地盤を伝わる場合，硬い岩盤では伝播速度は大きいが振幅の小さいのが普通である。しかし波動が基岩から地表面近くの軟らかい表層に伝わつてくると速度は低下し，振幅が増大してくると云われている。これは大きな地震に対する裏付けデーターは十分でないが，近接して岩盤と土の上に設置された地震計による観測結果を比較したら振幅が約１：８であつたという報告がある。

軟弱地盤上の盛土の被害が大きいのは地盤強度の不足による原因のみならず，振動が大きいことにも原因があると思われるのでこの面からの研究も必要である。

これに関連して堤防の耐震性と常時微動との関係についての調査も行なわれている。これは堤防の常時微動特性から堤防の耐震性を判定しようとする試みで，新潟地震で被害を受けた最上川河口部および男鹿西方沖地震で被害を受けた八郎潟干拓堤防に対して実施された。この調査によると，地震によつて堤防に生じた被害の程度が大きい地盤ほど，常時微動から求めた卓越周期が長く，また最上川堤防のように浅い地盤調査は堤防の耐震性すなわち被害の程と結び付けることはむずかしかつたが常時微動の測定結果はかなり明りような区別をすることが可能であつたということである。

また地盤の振動に関して，ある地震が起つた場合，各地に生じる地盤の振動は類似しているかどうか，またある地点の地盤の振動はいつの地震に対しても同じような特性を示すかどうかなどの問題もいろいろ調査されているが，振動はきわめて不規則ではつきりした傾向は見出されていないようである。

また堤防法線の方向が震源地に対してどのようであるかによつて被害程度が変化するかについてもはつきりした傾向を見出すことはできなかつた。

最近河川沿岸の土地が高度に利用されてくるにつれ，堤防の耐震性についても検討を要する時期と思われるので，利根川，（千曲川），豊川，太田川の堤防に地震計を取り付け測定を継続している。現在はまだ資料収集の段階であるが今後研究を発展させていく計画である。

千曲川堤防の観測は，松代群発地震を利用して観測しているもので，現在までかなりのデーターを得ることができた。その調査結果の一部は取りまとめて土木技術資料その他に発表してある。

最後に新潟地震の際大きな被害を受けた阿賀野川堤防に対して実施した調査について少しふれる。

阿賀野川堤防の被害は河口より4㎞の所にある泰平橋の下流に集中した災害直後，下流部一帯の地盤のサウンデング調査を行ない堤防の被害と地盤の強さの関連を調べたが，その結果によると，スエーデン式サウンデングで貫入抵抗が２００半回転以上の堅い砂層地盤までの深さが大きいところは被害が大きく，地表より６～７ｍでこのような値のでてくる地盤では被害は全く起つていない。サウンデング試験の結果，堅い層が深い地区は旧河川敷と一致しており，比較的最近堆積した地層は強度の低いことを示している。このような地区で同じような貫入抵抗を示す地盤上の堤防でも被害の大きなものと被害の全くないものとがあり，地表面付近の地盤の強さのみならず他のいろいろの要素が関係を持つているようである。

最後に最近の十勝沖地震についてのべるがこの地震でも軟い地盤上の堤防が多くの被害を受けた。この地震の特徴は降雨と地震が重なつたため斜面崩壊の被害が大きくなつたことで，シラス系の砂質系の堤体の被害が特に大きかつた。盛土の含水量が多いと，堤体も流動化を起すことがある事例を示している。（山村）

質　問　3　河口の問題について

(1)　河道の水理計算にあたり，境界条件としての河口潮位をどこで与えればよいか。すなわちある程度の流速をもつた河道部から，洪水が，流速0の外海に出る場合，仮想河道などを考えて河口潮位の位置を決めているが，合理的な方法があるか。

(2)　低水位の河口維持と洪水時の流下能力との両者を満足させる河口処理計画は，どのような点に着目して検討すればよいか。また河川と海岸の現象を一緒にした実験は出来るか。

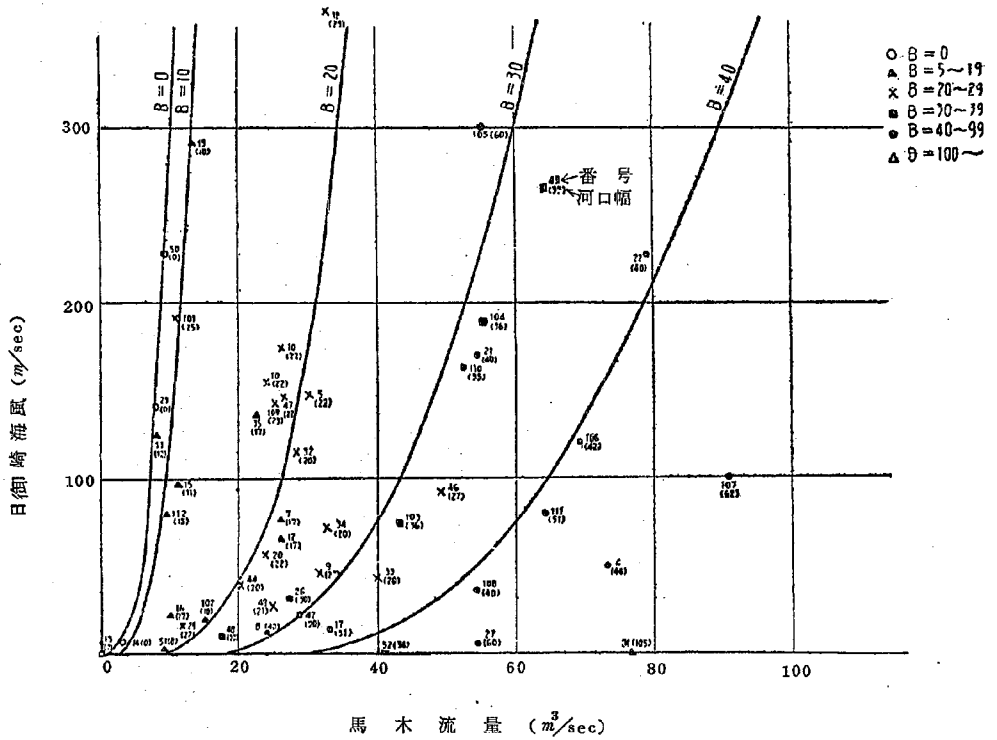
解　答

低水時の河口の問題は，風波による河口閉塞である。閉塞の状態は波と流量の関係によつて決まり，神戸川における佐藤博士の調査では，図－1に示すように，流量10 m³／s 以下では完全閉塞となり，10 m³／s 以上の時には開口していることが報告されている。

河口を漁船の航路に使用するなど，ある程度以上の開口が必要であれば，導流堤を設けたり，防波堤を設けるなど河口砂州の発達を防がなければならない。

他方，洪水時の問題としては，やはり波による河口閉塞や開口巾の縮小により，河口部での出水初期の1時的な湛水，水位上昇により被害を生ずる。このためにも防波堤などによる砂州の生長を防たげることが必要であるが，完全閉塞を生じなければ，洪水による砂州のクラッシュは比較的容易であるから，結局低水時の河口維持を中心に検討をすればよいであろう。

導流堤と平行な方向に侵入する波は，河道内であまり減衰しないから，導


B = 0
B = 10
B = 20
B = 30
B = 40
○ B = 0
▲ B = 5～19
× B = 20～29
■ B = 30～39
● B = 40～99
△ B = 100～
← 番 号
河口幅
日御崎海嵐 (m/sec)
馬 木 流 量 (m³/sec)
0
20
40
60
80
100
200
300

図－1

流堤の方向は，波向をよく検討するとともに，場合によつては屈曲させることも必要になる。また，導流堤の先端は，砕波点よりも沖に出さないと漂砂が侵入する恐れがある。

低水流量の小さい小河川では，完全閉塞を生ずるため河口部を暗きよにして，洪水流量も全量暗きよから放流するように計画されたものもある。成功した例も少なくない。

河川と海岸とを一緒にした実験は原理的には可能であるが，いろいろな制約をうけ定量的取扱いが困難である。その場合の問題としては，一般に河口部では河床砂礫の粒径が小さいため，模型の移動床には比重の小さな石炭粉や合成樹脂粉末が用いられる。これらの材料は，比較的浮遊しやすいため，実験の適用範囲がかなりせまい。また波による漂砂の移動模型実験は，定量的に取り扱うまでに確立されていない。これは，縮小された波の砕波現象を実物と相似させることがかなり困難なこともその原因の１つである。

質　問　4　　模型実験について

低水路計画の検討にあたり，現在土木研究所に模型実験を委託しておるが，「実験の場」における現象と実際に現場で起る現象とのつながり（例えば相似律など）に多少の不安がある。そこで実験の結果を実施に移す場合に我々はどのような点に注意し，どのような心構えでのぞめばよいかおうかがいしたい。

解　答

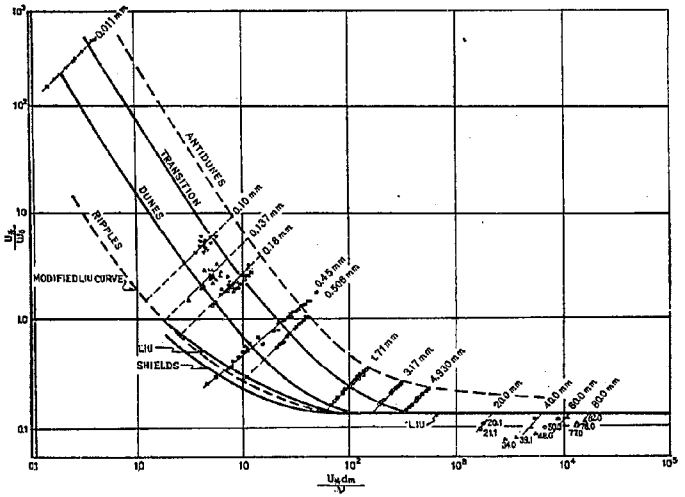
模型実験では，固定床，移動床の両者があり実験の目的に応じて選択され

るが，それぞれ問題点を持つている。固定床実験では河床が変化しないか，あるいは変化するとしてもそれが無視できると期待されるか，又は調べる現象が，河床の移動とそれ程密接な関係を持つていない場合と考えてよい。そして固定床実験の相似律は，比較的問題が少いといえる。

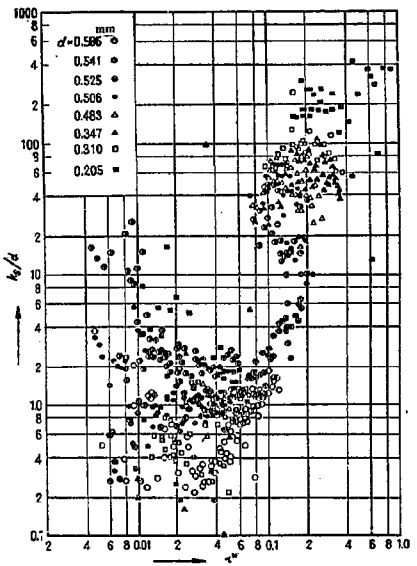
移動床模型実験の場合には，質問のように，相似律にかなりの問題がある。そのうちの大きなものは，a）粗度の相似が満足しにくい。b）河床変化の相似性を何によつて規定するか。の２つである。

まず，a）について簡単に説明すると移動床の河床形態は掃流力によつて変化し，flat, ripple, dune, transition, untidune の四形態がある。これらの区分は，水理量によつて図－１の如くに示されるが。これは現地河床でも存在すると共に模型でも存在する。図－２は相当粗度 k_s と掃流力の無次元表示である τ_* との関係を表わしたものであるが，同一の τ_* に対して k_s/d の値は１００倍も変化しており，移動床の抵抗を表わす法則性は見出し難い。むしろ移動床実験では，河床変動を調べることを目的にして実施されることが多いから，粒径の選択もそちらを主として行なわれるので，一般には粗度条件を満足しない場合が多い。すなわち，水位の適合性が悪いと云うことができる。

b）河床変化の相似性については，限界掃流力の相似性と流砂量の相似性の両者を満足させることが必要であるが，実際にはなかなか困難である。そこで実験目的により，何れか片方に着目して粒径や材質，縮尺を選ぶことになる。例えば流れがかなり強く，限界掃流力はあまり関係ないと考えても，死水域の附近や流速の小さくなつた所では限界掃流力に規定された堆積を生ずるから，この附近の河床変動は実物とはかなり違つたものになつている筈である。模型では実物よりも限界掃流力が大きくなる傾向にあるから実物で生ずる現象が拡大されることになる。



図－1　河床形状の分類



図－2

また，現在行なわれている実験は，殆んど掃流砂のみに着目して行つているが，実際には，浮流砂量が多かつたり，浮流に近い状態の移動形式を示す場合もあり，使用すべき流砂量公式の適合性と沈降，堆積機構の相似性には，今の所殆んど何も明らかになつていないといつてよい。従つて，実験結果を現地に適応する場合には，実験に使用された河床変動の相似則をよく考慮して，定量的或は定性的判断を下すことが肝要である。

Ⅲ　流出土砂の問題

質問 1

従来河床変動調査，ダム堆砂調査，崩壊地調査等を実施し流出土砂把握のため種々検討が行なわれてきているが，これまでの成果は充分なものとは云い難いようである。これは調査方法を含めてアプローチの仕方に何か問題があるのではないかと思われるが，調査方法，解析方法等の点について考慮すべき点について御教示願いたい。

解　答

流出土砂量の調査に関して，従来行なわれてきた調査項目を整理し，これを主たる調査対象地域別に分類すれば，山腹斜面に関する調査と河道部分の調査に大別することが出来る。

又，対象となる現象別に分類すれば，豪雨時，洪水時の実態の調査と，豪雨，洪水時の現象を規制するバック・グラウンドの調査とに大別され，更に豪雨，洪水時の実態については，現象そのものの調査と，豪雨，洪水時に生じた種々の現象の影響を事後に調査するものとに分ける事が出来る。

第一表の分類図を見れば，山腹斜面に関する調査では，流出土砂の源である斜面の性質の調査に調査項目が集中し，河道区域の調査では，流出現象の生じた後に河道の受けた影響の調査に調査項目が集中している。

又，土砂の流出を土砂の生産源から追跡するとすれば，その調査対象項目は，第2表の如きものとなるであろう。

流出土砂の調査方法を第2表の分類に従つて分けると，斜面上での土砂の

表－1

対象地域	バックグラウンド調査	豪雨，洪水時に生起する現象の調査	豪雨，洪水時に生起する現象の事後調査
一　　般	雨量，水位，流量		空中写真撮影図化
山腹斜面	林　相（植生） 地　形 地　質（破砕帯） 土　壌		崩壊（崩落土深）
河　　道	河床粒度	瞬間含砂量 傾斜計測定 洪水比重分布 河床圧	河床変動 砂礫移動測定 堰堤堆砂測量
被害実態			被害実態調査

生産，斜面より河道への土砂の供給，河道での土砂の流送とに大別出来る。

この区分により，従来の調査項目，内容を概観して見ると，山腹斜面の被侵食体の一般的性質，崩壊地の形態及びその土量に調査項目が集中し，その調査内容が侵食現象とどの様な関係を持つ性質の調査であるかと言つた点の検討が問題となるであろう。

河道への土砂の供給については，余り例がなく，崩壊残土量調査がこれに関連を持つのであるが，一降雨に対応した，供給土量の実態を把握出来る調査は，殆んどないと云つても良い程である。

又，土石流に関する分野では，その実態を科学的に解明し得る観察資料を，これから組織的に集める段階で，不明の部分が多い。

河道内での土砂の移道については，従来定期横断測量が行なわれて来たが，その解析された例は極めて少ない。近時掃流砂に関する研究は著るしい発展

表－2

位置	現象		量	生産		
	生産	運搬		侵食力	抗侵食力	被侵食体　抗侵食体
山腹	風化 物理的風化			風化作用 風力，水，空気，温度作用，凍結，融解による収縮，膨張力	岩石の(抗)歪力 張力 圧縮力	地質（表層） 土壌層の厚さ 土質｛粘性，透水性，均質性，凝集力
	化学的風化			溶解作用		
	生物的風化			生物による破壊作用		
	飛砂			風力	摩擦力	地質 岩相 岩質｛破砕帯 地質構造｛断層，節理，変質 鉱物成分 化学成分
	表面侵食 sheet erosion gully erosion		表面侵食量	雨滴，雹粒等の衝撃力 薄層流の掃流力	凝集力	
	なだれ	なだれ		なだれの掃流力		
	落石		崩壊量 残土量 流出量	重力，振動力（地震），降雨，融雪，凍結融解による収縮，膨張力		地被状態（裸地，有林地） 植生｛せんたい類，低木層，高木層
	山崩れ 地辷り			重力，振動力（地震） 浸凍水の作用（地中侵食作用）		
	火山活動	溶岩流	火山噴出物の量及び崩壊量	火山作用		地形 斜面形｛傾斜角，〃長，〃種類 高度 谷密度 起伏量 河谷に対する斜面位置
崖錐	崖錐再移動		流出量・残土量	掃流力	凝集力　摩擦力	河谷の地質（岩質） 砂礫粒径 河谷の縦横断形
野渓	土石流	土石流	流量	掃流力	凝集力　摩擦力	
	縦侵食	流水			重力	
	横侵食	浮遊現象 掃流現象	渓間堆積量 再侵食流出量 新侵食流出量	掃流力		
	土石円錐再移動			流水の掃流力		
	天然ダム		形成土量，貯水量	重力		
（野渓状）小河川	土石流	土石流	流量	掃流力	摩擦力 凝集力	
	縦侵食	流水				
	横侵食	浮遊現象 掃流現象	河谷堆積量 再侵食堆積量 新侵食堆積量	掃流力		

をとげつゝあり，河道での土砂移動が掃流によるものと考えられる区域については，相当程度解析可能となり今後現地河川での適用についての検討が問題となろう。

砂防計画対象区域である山地渓流状の河道部分においても，土砂の移動形態が掃流によるものと考えられる部分がかなりあると思われるので，現在の河道及び変動解析が今後積極的に行なわれる事が望ましい。

又，花崗岩，第三紀層，岩石からなる渓流の一部の災害実態調査の結果，流出土砂源として，河道堆積物の再移動量がその殆んどを占め，山崩れからの供給土砂量は無視して支障がない例が，昭和４２年の呉，六甲，羽越地方豪雨災害で見られた。従来，河床堆積物を有力な土砂源として注目した調査例が余りない実態にかんがみ，この点の調査も今後の問題点であろう。

次に各項目別に問題点及び，今後検討すべき方向について示す。

1）一般調査項目

雨量観測：山地区域の降雨は地形の影響を受ける度合が強いので，局地的な降雨の特性を明らかにする為，雨量計を高密度に配置観測しているが，各観測地点の雨量の相関解析と共に，地形との関係を多角的に検討する必要がある。

水位，流量観測，洪水観測：従来，雨量と崩壊との関係に大きい重点を置かれた傾向があつた為と，観測地点の地理的な悪条件の為，水位，流量観測資料が充分集まつていない現況である。

山地小流域の流出解析方法は未だ問題が多く残されており，実測資料の蒐集に相当の努力がなされる必要がある。

又，山地部小流域の流出土砂の移動形態は，常に土石流であるとは限らず，相当部分は掃流によるものと考えられるので，この面からも雨量観測と合

わせて，積極的に調査する必要がある。

2）山腹斜面調査

地形調査：地形調査は，Hortonの方法による地形解析が可成り行なわれているが，各地形要素と，水の流出との関係，崩壊の発生，流出土砂量との関係について，各因子間の相関係数の算定が行なわれているに止まつている。これは今後の研究にまつ所が多い。又，地形発達史的な調査が一部に行なわれつつあるが，これは流出土砂の定性的な規定を行なう有力な方法であると考えられる。微地形，特に単位斜面の考え方，その侵食に対する性質，特に斜面上及び地下の降雨時の水の挙動を規定する表面形の性質については，侵食力，侵食に対する斜面の安定の検討の面から，今后の調査が望まれる。特に斜面と河道との位置的関係は，生産土砂の河道への供給と云う観点から，今後の重要な項目であろう。

地盤調査（地質調査）：一般的な地質調査は一通り行なわれているが，侵食とより直接的に関係ある地質要因の調査は，極く一部行なわれているだけで，今后調査すべき項目が多い。

岩盤地域では，その破砕，断層，節理，変質等の地質構造に関する特性調査，又，岩盤とは云えない砂質，凝灰岩，集塊岩質の地層の侵食，崩壊に対する性質，特に物理的性質に着目した調査に進む必要がある。

土壌，土質調査：侵食，崩壊等主に降雨に由来する地表変動の現象は，一般に地下１０ｍより浅い地盤の性質に支配されると考えて良いだろう（一部には，破砕帯における地辷り性崩壊と云われる比較的深いものもある）。従つて地表部の土壌，土質，岩石（ルーズな堆積岩迄含めて）の物理的な性質の調査が必要である。従来行なわれてきた地質調査は，これらの物理的な性質の面的な拡がりを調査する方法としては，非常に有効であるが，

地表に近い部分の岩石の性質，特に割れ目，破砕，変質による侵食に対する抵抗力の低下，等の性質を明らかにする調査研究が遅れている為，従来の一般地質的方法による調査は，目下の所限度にきていると考えられる。従つて，地質調査と云うより，方法，考え方としては土壌，土質調査に近い地盤の性質調査が，今後の重点となるべきであろう。

植生，林相調査：植生，林相の侵食に対する影響としては，降雨，特に雨滴のしや断効果，根系の作用，森林の保水作用等が考えられているが，豪雨崩壊に対する抵抗力については，疑問の点が多いとされている。

今後の植生調査の利用法としては，植生構造，樹種，構成植物の生育状況が，その立地条件，特に地盤条件，水の移動条件を非常に良く反映している事を利用して，土壌，土質，地盤の条件を推定する補助手段とする事が考えられる。又，数十年の範囲の地表変動の履歴を推定する手段としても有用である。

崩壊調査：現在ある崩壊地の分布調査は，一応終了したと考えられるが，一降雨による崩壊の発生拡大等を考慮した調査は，変動があつた前の状況の復元が困難である事にはゞまれて，余り行なわれていない現況である。これについては，過去に撮影された空中写真から，過去の状況を復元して，一定期間の変動を調査する事が，今後の重点となるであろう。又，崩壊の分布について，他の要因との相関を求めて，統計的に解析する方法が従来行なわれて来たが，現地の崩壊地と，その地盤条件，特に地表近傍の地下水の動きを支配する要因と，地表形の特徴との関係に着目した調査は，今後の重要な項目であろう。

土石流調査：土石流については，その実態が明確でない現状である。土石流に関する調査，研究は，他の部門に比べて著るしく遅れている。これは，

土石流の発生する地域が，山間の地理的に不便な所で，豪雨時に発生することが多いので，観察に相当な危険を伴なう事が大きな原因となつている。今后は，土石流の観測は最も大きな重点項目とならねばならない。当面の目標としては，工業用テレビとビデオテープレコーダーを用いて，安全に土石流の観測，記録する事に全力をあげる必要がある。

1 外川

崖錐再移動
縦侵食
横侵食
} 調査：従来，山腹，渓岸崩壊の調査は広く行なわれていたが，河床堆積物等の二次移動については，余り調査された例がない。これは，地下部分の調査手法と，その取り扱い方に問題点が多い事が原因であると考えられるが，災害時の土砂移動調査の結果，流出土砂源の相当部分は河床堆積物である事が明らかとなつた。河床堆積物の二次移動の重要性については，従来，新沢直治，柿徳市，小出博氏等の指摘があつたが，その調査例は見るべきものが少なく，今後の重点項目である。

2

質　問　2

技術研究会においても流砂量公式の検討が種々行なわれているが，河床の勾配および構成材料等からみてどの程度まで上流の地点で使用して差支えないか。

2

解　答

土研公式を急流河川に適用した例について

a）土研公式による掃流砂量の近似計算

ある断面を通る流送土砂量は次式で与えられる。

$$Q_S=\int_0^B q_B\,dy \quad (1)$$

Q_B ： ある断面における流送土砂量， q_B ：単位巾あたり流砂量，y：横断方向距離，B：川巾

河床変動に寄与する流送土砂として掃流土砂のみを取扱い，流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用いると次のようになる。

$$q_B=\frac{\varphi\cdot F}{(\sigma/\rho-1)}\,u*^3 \quad (2)$$

$$\varphi=0.623\,(n>0.025)=0.623\,(1/40n)^{3/5}\,(n<0.025)$$

F：τ/τ_cによつて定められる係数，u＊摩擦速度

一つの断面内における$\varphi\cdot F$の値が一つの値によつて代表されると仮定すると次式が得られる。

$$Q_S=\frac{\varphi\cdot F}{(\sigma/\rho-1)}\int_0^B u*^2\,dy \quad (3)$$

次にこの断面の流量は次式で表わされる。

$$Q=\int_0^B uh\,dy \quad (4)$$ u：鉛直方向に平均した流速， h：水深

流速uと摩擦速度u＊との関係を(5)式のようにおけばφ_0の値は(6)又は(7)式のように与えられる。

$$\frac{u}{u*}=\varphi_0 \quad (5) \qquad \varphi_0=Ar+\frac{5.75}{k}\log\frac{h}{k_s} \quad (対数公式) \quad (6)$$

$$\varphi_0=h^{\frac{1}{6}}/(\sqrt{g}\ n) \quad (マニング公式) \quad (7)$$

又掃流力τと水深との間には $\tau=\rho u*^2=\rho ghi$ の関係があるので水深hは次のように表わされる。

$$h=\frac{u*^2}{gi} \quad (8)$$ i：エネルギー勾配

(5)，(8)式を(4)式に代入し，一つの断面内の係数φ_0の値が一つの値によつて代表されると考えれば，

$$Q=\frac{\varphi_0}{gi}\int_0^B u*^3\,dy \quad (9)$$

(3)，(9)式より掃流流砂量の流量に対する割合，即ち濃度は次のように表わ

される。

$$\frac{Q_B}{Q}=\left\{\frac{\varphi F}{(\sigma/\rho-1)g}\int_0^B u_*^3 dy\right\}\Big/\left\{\frac{\varphi_0}{g\,i}\int_0^B u_*^3 dy\right\}=\frac{\varphi F}{\varphi\,(\sigma/\rho-1)}\,i \qquad (10)$$

となりφ，F，φ_0 を一定とするとiとQのみによつて流砂量が求められる。

次に流砂の連続式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)\,B}\frac{\partial Q_B}{\partial x}=0 \qquad (11)$$

z：河床高，x：縦断方向距離

λ：空隙率　(=0.4)

エネルギー勾配が河床勾配によつて近似できる場合については

$$Q_B=Q\,\frac{\varphi F}{\varphi_0(\sigma/\rho-1)}\,i=-Q\,\frac{\varphi F}{\varphi_0(\sigma/\rho-1)}\frac{\partial z}{\partial x} \qquad (12)$$

(12) 式を (11) 式に代入して次の基礎式が得られる。

$$\frac{\partial z}{\partial t}=\frac{Q\varphi}{(1-\lambda)B\varphi_0(\sigma/\rho-1)}\frac{\partial}{\partial x}\left(F_*\frac{\partial z}{\partial x}\right) \qquad (13)$$

係数Fが縦断方向距離xに対して変化しないときは(13)式は熱伝導の方程式と同一になる。

b) 常願寺川の河床変動

常願寺川は流域面積３６８Km²で，そのうちの大部分は，火山噴出物の堆積層からなる山地である。上流の砂防工事は，明治３９年に始められ，河口より上流４２Kmの地点にある白岩堰堤は１９３９年に完成している。

１９２４年から１０年の間に河口から１８Kmの区間に堆積した土砂は次表の如く合計6.9×10^6 m³であり１年当り0.4×10^6 m³の流出土砂量である。

河道区間	0～6.4 Km	6.4～12.8Km	12.8～18Km	合　計
堆積量	-1×10^6 m³	2.5×10^6 m³	4.5×10^6 m³	6.9×10^6 m³

また２６Km地点において完成された本宮堰堤では，１９３５年から１９３８年の３年間に$2\times10^{6}m^{3}$の堆積を生じており，$0.4\times10^{6}m^{3}/year$の土砂流出である。

一方水理量から土砂量を推定すると，昭３７年～３９年の年間流出量の平均値として

$$Q=0.474\times10^{9}m^{3}$$

河床勾配ｉは１８Ｋと２３Ｋの２断面間の河床高より

$$i=17.8\times10^{-2}$$

を得る。また水深は約１ｍと仮定して

$$\varphi=\frac{h^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g}\,n}=5.06\quad,\quad\varphi=0.623$$

Ｆは大きめにとつて　$F=1.0$　とすると

$$Q\fallingdotseq0.63\times10^{6}m^{3}/year$$

となり，上記の流出土砂量の推定値とほぼ一致する。

常願寺川の０～１６Km間において(13)式による長期的な河床変動計算を実施した例を図－１に示す。

初期河床高は，堤内地の地盤高を堤防ができる前の河床高と考えて５万分の１の地図から読みとつたものを使用した。これに対して昭和９年測量の河床高さを示しているが，８０年経過後の河床高さとほぼ一致しているが，下流部での堆積量が少い。これは流砂量として浮流砂を考慮すれば，更に改善されると思われる。

質　問　3

最近大きい縮尺の空中写真を利用して流出土砂を算出（二時期の比較による）する方法が試みられているが，この方法における注意事項および利用上ならびに精度上の限界についておうかがいしたい。

2 外川

解　答

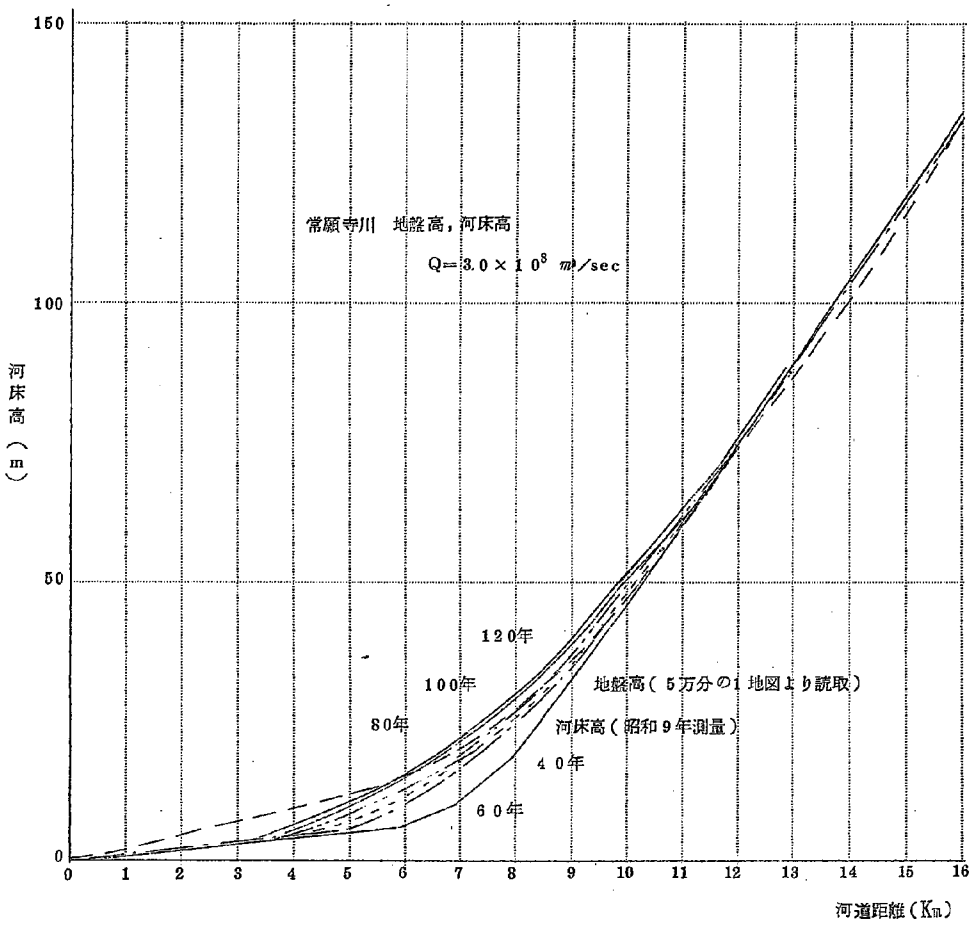
留意すべき問題点を挙げていると，

1）使用する空中写真は，なるべく大縮尺で，新旧同一縮尺であることが望ましい。所要縮尺に応じた精度の航空三角測量を実施し，明瞭な不動基準点を，河川沿いにあらかじめ設置しておくことが必要である。

2）既存の地形図を利用することは，平面的形態変化を記入する程度，すなわち量的計測を必要としない段階では充分利用出来るが，写真上の断面線を正確に移写することが困難な場合には無用である。計測に堪え得るものを得るためには，むしろ最初から河川沿いの必要区域だけを所要縮尺で図化し，同時に断面線を入れ，標高測定も一緒に行なうのがもつともよい。要するに地形図の誤差や，拡大による誤差が介入しないようにすることである。

河床巾，面積の計測等は，全て新たに図化したものによつて行なうのがよい。

3）作業全工程を通じての誤差について検討する必要がある。標高測定は写真縮尺にもよるが，10～20cm程度の誤差で行ない得るし，測点間隔を密にすることによつて，断面積も0.1 ㎡位までは計測し得る。しかし，断面線の間隔は，計測の基準次第で何通りも考えられ，一義的なものではない。したがつて，誤差の配分がアンバランスであることは充分あり得る。これらを用いて算出した土量は，どの単位まで信用出来るか明確ではない。要は全工


常願寺川　地盤高，河床高
Q=3.0×10⁸ m³/sec
河床高（m）
150
100
50
0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
河道距離（Km）
120年
100年
80年
60年
40年
地盤高（5万分の1地図より読取）
河床高（昭和9年測量）

図－1

程を通じて，平均的に誤差が配分されておればよいわけで，不必要な桁まで有効数字を求める必要はない。この全体を通じての誤差計算は，作業条件（写真の縮尺，所要縮尺，断面の拡大率，断面線間隔，等々）でその都度異なるので，非常に複雑なものとなろうが，代表的な場合を想定してあらかじめ誤差計算を行い，各工程での基準有効桁数を決めておくことが望ましい。

4）二時期の断面積の差から，全体の変動量を求めようとするわけであるが，別々の写真上で厳密に同じ位置に断面線を設定することは仲々容易でない。

また，断面線間隔は，有意な長さが何通りも考えられ，且つ各々少しづゝ異る。とすれば，一時期毎に各々独立に断面線間隔を設定して測定，計測を行い，且つ，それを比較しても有意である方法があれば便利である。

作業量の多少は別として，一応考え得る方法は次のようなものがある。

河川沿いの細長い範囲を所要縮尺で図化し，その際，河床部分の等高線を入れる。等高線間隙は，写真縮尺次第で限界があるが，例えば，ヘリコプターによる大縮尺写真を用いれば，１０～５０cm間隙で等高線を描き得る。こうして得られた河川部地形図によつて，明確な基準物，例えばえん堤から次のえん堤までの区間について，ある高さの等高線で囲まれた部分の面積を計測すれば，仮定の基準標高からの量を求め得る。この作業を新，旧二時期の写真について，独立して行ない，最後に相互の量を比較すれば，その期間内の変動量を求め得る。この方法は，断面線間隙，すなわち川の長さと云う概念が入らないので，明確な基準点を適当な間隔で設置しておかないと，比較的短かい区間内での変化状況は見られなくなるおそれがある。

この方法は，面積の測定，土量計算等一切電子計算機で行ない得るであろう。

5）こうした調査は，いかに写真を活用するとしても，現地調査によつて，地質，崩壊，流出の機構，特徴等を把握しておくことが必要なのは，言をまたない所である。

関東地建における一日土研資料

道路部門分科会

昭和43年7月9日

建設省土木研究所

目　　次

Ⅰ　交差点について …… 1

はじめに …… 1

1. 左折車の処理について …… 2

2. 右左折車の交通容量に及ぼす影響について …… 3

3. 交差角度が交通容量に及ぼす影響について …… 4

4. 交差点の広さについて …… 5

Ⅱ　セメントコンクリート舗装の問題点 …… 7

1. 設計上の諸問題 …… 8

2. 施工上の問題点 …… 20

I　交差点について

はじめに

平面交差点を有する道路においては交通渋滞はまず交差点から生じてくる。これは交差点と単路部の交通容量がアンバランスになつているためである。従つて，交差点に対して何らかの改良を施し容量の増大をはかることが，円滑な交通流を実現する上にも，また，存在する道路資産を均一に利用する点からも望ましいことである。

一方，警察庁資料によつて，交通事故の発生状況を眺めてみると，表－1のごとく，交差点において全事故件数の４７％が発生しており，交通安全対策上からも交差点処理の問題は重要である。

表－１　４２年中の交通事故件数

	市街地	非市街地	計
交差点	200.9千件	42.5千件	243.4千件
単路部	9.4	1.7	11.1
踏　切	0.9	1.1	2.0
その他	146.0	114.6	260.6
計	357.2	159.9	517.1

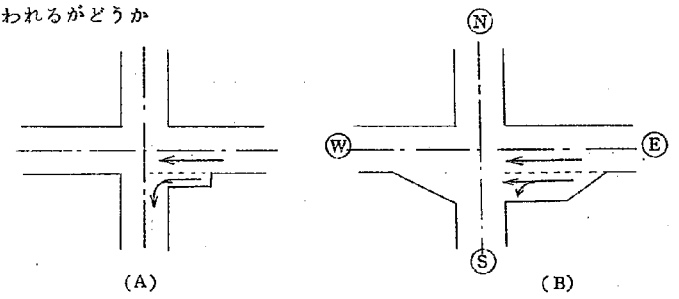
われわれが現在管理している国道上の交差点は日交通量１０万台に達する東京都心のものから，田園地帯の日交通量数千台のものまであり，当面する問題も千差万別である

最近，ようやく交差点問題に対する認識が高まつてきたとは云え，従来，

交通管理については交通警察に依存してきたきらいがあり，道路管理者の立場から，この問題について十分な経験を持つとは云えない段階であるが，現在改良計画がもたれている三枝交差点の例を中心として以下の項目について御討議願いたい。

質　問　1　左折車の処理について

2車線道路の交差点の改良法として交差点入口に左折専用車線を設けることがしばしば行なわれるが，この方法と，1車線を拡巾して進入側を2車線として直進車，左折車に併用する方法との得失を伺いたい。また交通容量の計算には流出側の幅員は考慮されないが，拡幅量などが影響すると思われるがどうか



(A)　　(B)

解　答

左折交通は，同一の信号現示で横断する歩行者と交錯し，横断歩行者の多い場合には，停止した左折車によつて直進車の進路がふさがれ，信号交差点ではその方向の青信号時間は空費され，容量が低下する。

このような場合には，図－Aのような左折専用車線を設けて，左折車の直進車に対する影響を取除くことが行われる。

これに対し，図－Bは横断歩行者および左折交通量のいずれか？あるいは双方とも少く，左折交通による交通容量の低下は少いが，主道路および交差道路とも交通量が多く，飽和に近い交差点の改良の一方法である。

すなわち，流入部の附加車線設置により，より多くの直進車を処理することができ，またE↔W方向のスプリット（時間比率）を減らし，S↔N方向のスプリットをより大きくすることによつて，交差道路の容量を増加させることも可能である。

したがつて，交差点としての交通容量は増加するが，左折車および，歩行者の交通量が上述の条件をみたしていないときには，この附加車線は左折車によつて閉塞することが多くなり，直進車と併用させる効果は少く，流出部を拡巾した意味もなく，容量的には図－Aと大差がなくなつて交通状況によつては，かえつて好ましくない場合も出てくる。

A，B両案はこのようにそれぞれ交通の特性の異なる交差点に適用される改良であり，このような交通特性の出現や用地取得の条件を考慮すると市街部ではA案が，地方部ではB案が適用される事例が多いのではなかろうか？

質　問　2.　右左折車の交通容量に及ぼす影響について

交差点の交通容量はいろいろな要素により影響をうけ，その補正率は各種提案されている。右左折車混入率はなかでも大きな要素であると思われるが，この混入率による補正を車線数により変化させる考え方と車線数には無関係に一定の値とする考えがあるが，その得失を伺いたい。

解　答

幾何構造要綱第2次案では，左折車は第一車線に，右折車は最も中心寄りの車線をすべて利用するものとして，これらの車線についてのみ左右折車の混入率による補正をすることにしている。

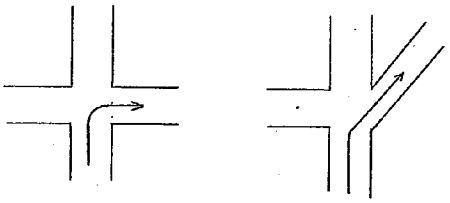
したがつて，上記以外の車線は左右折による影響がないことになる。

一方，H.C.M では流入部の車道巾員によつて補正率をかえているが，これらは補正率の表現の方法の相違であつて，この両者には本質的な差違はない。

しかしながら，上述のような算定の仕方は必らずしも現実の交通状況と合致しない場合もあり，補正率の数値そのものについても今後一層の検討が必要である。

質　問　3.　交差角度が交通容量に及ぼす影響について

バイパスの現道取付部のように主流交通が交差点で屈曲する場合の交通容量は直進の場合と同一でよいか伺いたい。



注）矢印が主流交通

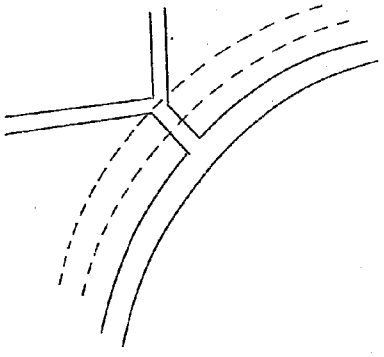
解　答

図－Aのように，主流交通が右折する場合には信号交差点，は右折のた

めの専用の現示が必要であり，この場合の交通容量は幾何構造要綱第２次案では直進車の緑信号１時間あたり１８００台に対して，右折専用の車線と現示をもつ場合には１２００台／時としている。

なお，図－Ａの場合，交通量では右折が卓越するが，法規上では対向の直進車が優先権をもつので信号を設けない場合および信号があつても右折専用の現示がない場合には，主流交通と対向直進車が交錯し，容量の低下を来たすので一般には右折専用信号の設置が不可能である。

図－Ｂの場合は，主道路の片側に２本のLegがあり，この交差点の交通流および幾何構造は複雑なものとなり，信号も３現示以上になることが予想されるのでたとへば下図のような改良をすることも一つの方法である。



質　問　4.　交差点の広さについて

交差点が広すぎることは好ましくないと云われているが具体的にどのような問題があるのか，またそれらを改良するにはどのような方法があるか伺いたい。

解　答

交差点が広い場合には，信号現示移行の際に交差点をclear にするための時間が長くなり，黄信号時間を長くとる必要が生じ，現示の移行の際の損失時間が大となつて容量の低下をもたらす。

又，黄信号時間をあまり長くすると，交差方向の人および車の出いそぎを誘発し，かえつて，交通の混乱をまねくので通常５～６secが上限とされる。

この６secに対応する交差点の大きさは（停止時から他方の停止時までの距離）車輛の接近速度にもよるが，大体４０m程度でありこれより大きな交差点では，信号面の対策としては黄信号の６secを上廻る分について各方向とも赤信号をだす時間，全赤を数sec追加することが行われる。

又，幾何構造の面では適当な島を配置し，横断歩道，停止線の位置を移動させ，交差点を適正な大きさとすることも必要である。

Ⅱ　セメント・コンクリート舗装の問題点

はじめに

最近セメントコンクリート舗装の施工が多くなつている。表－１は昭和４２年度に関東地建管内における実施一覧である。セメントコンクリート舗装が再評価されてきたことはよろこばしいことであるが，アスファルト舗装と比較して，およそ１０年ほどの経験，実績のハンデイがあるように思われる。このため設計，施工のさいに各種の問題が生じているようである。ここにあげた問題点はその一部にすぎないが，これらの問題を通し，新らしいセメントコンクリート舗装の技術を認識したい。

表－１　４２年度セメントコンクリート舗装工事一覧

工事名	事務所名	路線名	地先名	工事延長	舗装厚	膨張目地間隔	収縮目地間隔	縦目地間隔	舗装面積
水戸バイパス第１舗装	常陸	6号	東茨城郡茨城町	2,340 m	25 cm	60 m	6	3.75+4.5	19,300 m²
安中バイパス舗装	高崎	１８	安中市下の畑	1,614	〃	100	１０	45 +4.5	8,960
安中バイパス第二舗装	〃	〃	〃 一里山	1,586	〃	100	１０	45 +4.5	13,620
新大宮バイパス第一舗装	大宮	１７	大宮市三橋町	760	〃	120	8	35 +3.5	4,140
〃 戸田第一舗装	〃	〃	戸田市下笹目	640	〃	120	8	35 +3.5	2,860
〃 戸田第二舗装	〃	〃	戸田市美女木	890	〃	120	8	35 +3.5	6,800
小山道路舗装第二舗装	宇都宮	4	小山市小山	1,500	〃	80	１０	45 +4.5	13,500
〃 第三舗装	〃	〃	〃 神鳥谷	890	〃	80	１０	45 +4.5	7,000
結城道路舗装	〃	５０	結城市小田林	720	〃	80	１０	4.5 +4.5	6,480
藤崎バイパス舗装	甲府	２０	藤崎町藤崎町	3,600	〃	100	１０	375+375	20,230

質　問　1　設計上の諸問題

(1)　コンクリート版厚の設計はセメントコンクリート舗装要綱（以下要綱）によれば，一般の場合路盤支持力係数$K_{30} \fallingdotseq 15\ Kg/cm^3$ と規定し，単位区間自動車交通量に応じて3種類，20，23，25cmのいずれかを適用することになつている。（表－2）しかしながら最近の走行車の重量測定結果（第20回建設省直轄技術研究会〝アスファルト舗装の破壊法に関する調査研究〟）に報告されているように全国的に過載車が多く，特に関東地方の4号，6号，17号線等では著るしい（表－3）。これらの道路の舗装の設計を要綱付録の計算方法によつて温度及び輪荷重の合成応力を計算すると，版厚を25cm以上にするか，路盤支持力係数を大きく設計する必要が生じてくる。セメントコンクリート舗装の場合も，アスファルト舗装の場合と同じようにD交通規格の舗装構成を検討する必要があるように思われる。

解　答

(1)　コンクリート舗装の設計法

最近のわが国の道路舗装に施工されるコンクリート舗装の割合はアスファルト舗装に比較して少い。しかしここ1～2年の舗装工種の推移を見ると，新設のバイパスなどに施工されるコンクリート舗装の割合がかなり増えているといえる。資料によれば42年度に関東地建管内において施工されたセメントコンクリート舗装は6地点10工区で総延長は14,540Km，舗装面積は102,890m^2であつた。ところで，既存のコンクリート舗装の供用状況，破壊状況を観察した結果（例えば17号線大宮バイパスは現行のコンクリート舗装要綱に充分適合する規格のもので

あつたが施工後間もなくひびわれが発生した。），あるいは施工後8年を経た現在においても，重車輌交通の大きさにもかかわらずよくその使命を果している京葉道路などを観測した結果，現行の舗装要綱で規定されている版厚，あるいは路盤の支持力がやや過少であると思われる。そこで，41年度の国道における交通重量調査の結果をもとに，舗装要綱の附録の設計公可を用いて版厚，必要な路盤の支持力を計算した[1]。その結果，交通量を4段階（アスファルト舗装要綱で用いられる交通量の区分ー即ち交通重量によりA，B，C，Dの4つに分類されるーに合わせた）に分類した場合，それぞれの段階についてコンクリート版厚，必要な路盤の支持力を得た。それらの試算の経過および結果は次のようである。

a　最近の国道における交通量および大型車の走行

昭和41年度の建設省直轄技術研究会の特定課題の結果[2]より全国各地の国道における交通輪荷重測定の結果をとりまとめると表ー1のようである。またこの結果を図示すれば図ー1のとおりである。これは全国26ケ所の国道で測定された重量調査の結果をアスファルト舗装を設計する場合に使用する交通量の区分に合わせて，大型車の交通量がそれぞれA＝250台/日，一方向未満，B＝250～1,000台/日，C＝1,000～3,000台/日，D＝3,000台/日 以上に分けたものであり，それぞれの分類の平均を計算し，図示したものである。A，B，C曲線がほぼ同じような傾向を示しているのに反して，明らかにD曲線は他の3つの分類と違つた様相を呈していることがわかる。即ち，D曲線の場合には2t以上の車が相当数含まれており，他のA，B，C曲線はそれ程でもない。また，それぞれの区分の大型車の交通量，

および混入率の平均を表－１の左の欄に示す。図－２，３は表－１の左欄の全交通量に対する大型車の交通量，および混入率の関係を図示したものである。これによると，全交通量が大きくなればなる程大型車の混入率が増大するといえそうである。但し，これは郊外の国道についての４１年の交通重量調査の結果であり都市の道路の場合にはあてはまらないと考えられる。例えば都市内で２万台／日の交通量の場合，図－３からいえばほぼ４５％が大型車ということになるが実際にはそういうことはない。

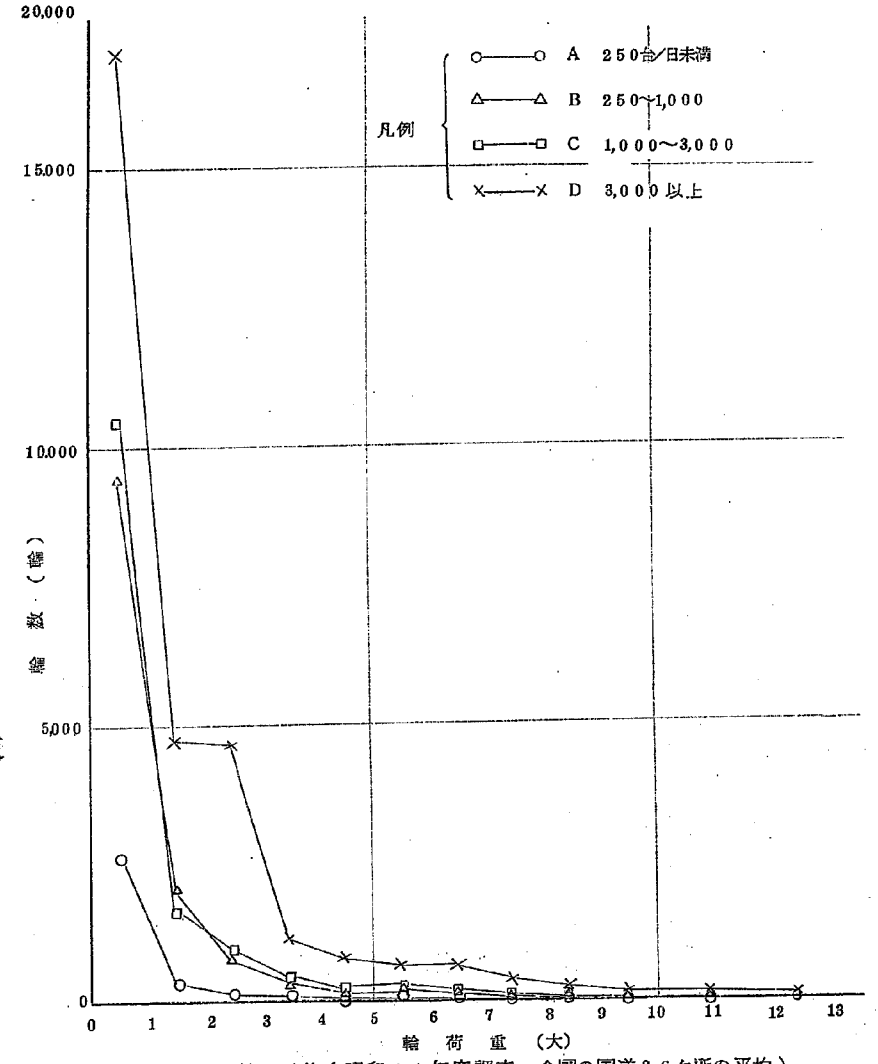
表－１　全国交通量調査平均（昭和４１年度）

区分	大型車交通量（台/日，一方向）	平均全交通量（台/日，一方向）	平均全大型車交通量	平均大型車混入率	輪荷重(t) 0～1	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	7～8	8～9	9～10	10～12	12～13
A	250未満	3509	208	% 5.9	2600	318	134	98	33	22	18	13	3	5	11	2
					799	102	42	27	10	07	05	04	0	02	0.3	0
B	250～1000	4789	597	12.4	9397	2007	806	334	107	134	88	39	33	15	6	0
					721	161	57	26	15	19	06	03	01	01	0	0
C	1000～3000	8351	1506	19.2	10342	1751	952	367	231	171	132	83	59	22	15	1
					704	134	78	29	17	13	11	07	05	01	0	0
D	3000以上	14378	4742	34.0	16952	4634	4625	1161	758	650	646	326	225	195	93	28
					554	163	127	48	27	24	24	11	08	07	0.3	0.1

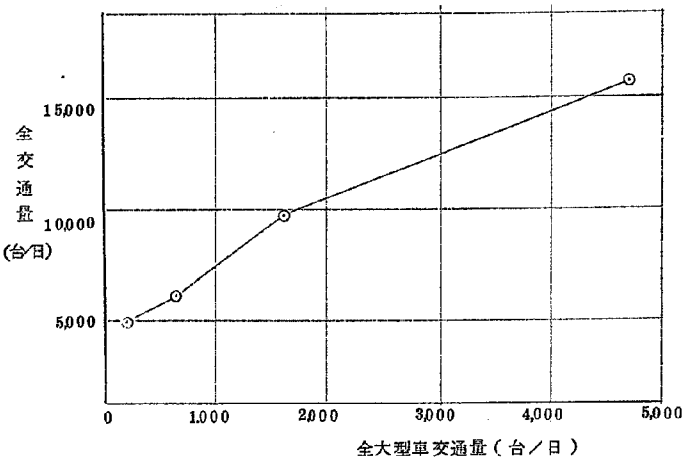
{上段：平均輪数
{下段：平均輪数の％

b　交通輪数の仮定

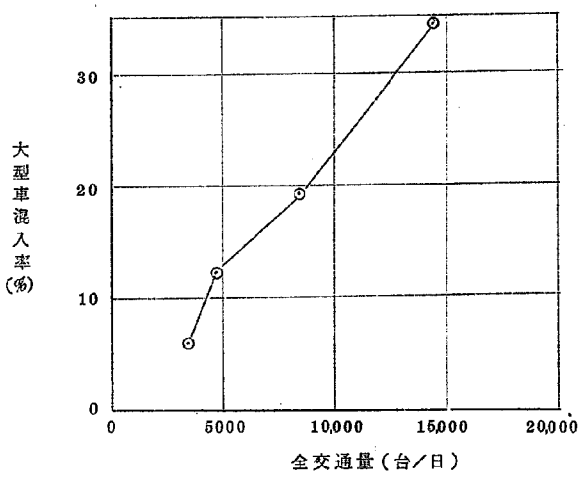
前述したように，全国２６ケ所の国道上の交通重量調査の結果を大型車の交通量によつて４段階に分類すると表－１のとおりとなつた。（４段階の分類はアスファルト舗装要綱の分類にあわせた）。これより計算には表－２に示す交通輪数の分布を用いた。これは表－１の分



図－1　交通輪数の平均（昭和41年度調査，全国の国道26ケ所の平均）



図－２　全交通量と大型車交通量の関係



図－３　全交通量と大型車混入率の関係

布のうち，９ｔ以上の輪荷重が社会情勢の変化，大型車の規制などでなくなると仮定したものであり，それらの輪数だけ８ｔ以下の輪数がふえるものとしている。

次に設計寿命を１０年として，その間における総輪数を計算した。これは１０年間の交通の伸び率を３倍になるものと仮定し，表－２のそれぞれの交通輪数より $(ni+3ni)\times\frac{1}{2}\times 10\times 365$ によつて求めたものである（表－３）。

アスファルト舗装要綱では５年後の交通輪数を考えることになつており，本来ならこれに合わせるべきであると考えたが，仮定であるので，この値を用いた。

表－２　計算に用いる交通輪数

区分	大型車交通量 台／日，１方向	輪数（ni）									
		0～1(t)	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	7～8	8～9	9～
A	250未満	2614	320	135	100	33	22	18	13	3	0
B	250～1000	9412	2010	808	335	107	134	88	39	33	0
C	1000～3000	10370	1756	955	368	232	171	132	83	59	0
D	3000以上	17127	4687	4665	1176	767	658	654	329	228	0

表－３　設計寿命の推定総輪数
（Ni=20×365×ni）

区分	２０年間の推定総輪数　Ni								
	0～1(t)	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	7～8	8～9
A	19082200	2336000	985500	730000	240900	160600	131400	94900	21900
B	68707600	14673000	5898400	2445500	781100	978200	642400	284700	240900
C	75701000	12818800	6971500	2686400	1693600	1248300	963600	605900	430700
D	125027100	34215100	34054500	8584800	5599100	4803400	4774200	2401700	1664400

c　走行位置の仮定

設計で考えた道路は，舗装した十分な幅の路肩がある道路で，1車線が3.75～4.50mの2車線の道路あるいは幅3.00mの4車線道路を想定した。即ち後輪が縦目地縁から15cm，45cmを走行する頻度は0.25，0.20であり，また温度差が正のときに走行する割合は0.60，負のときに走行する割合は0.40であると仮定した。

d　コンクリート版の仮定

コンクリートのポアソン比を0.15（ポアソン比の違いは応力的に大きな影響はない），弾性係数E＝350,000Kg／cm²，コンクリート版のめくら目地間隔10.0m，膨張係数$\alpha = 9\times10^{-6}\times(℃^{-1})$とし，コンクリート舗装要綱の附録の式よりそれぞれの輪荷重に対する自由縁部応力を得た。また，温度差の大きさと時間の頻度は東京附近のものを用いた。

e　計算の結果

以上の仮定のもとにコンクリート舗装要綱の附録の式に従い計算した結果を表－4に示す。ここでそれぞれの疲労抵抗はA＝0.70，B＝1.10，C＝1.03，D＝0.88でありB，Cについては疲労抵抗が1よりやや大きくなつたが仮定のとり方，交通輪数等が試算であることを考えてこのまゝの値をとることにした。これによれば最も重交通であるDについてはコンクリート版厚が28cmとなり現在の要綱の最大値25cmより大きくなつた。また現在路盤の規定がK_{30}＝＞15Kg／cm²と1種類しか規定されていないが，この設計では交通量によりK_{75}＝20～30Kg／cm²の値が必要となる。

表－4　疲労抵抗より計算される舗装版厚

区分	交　通　量＊	コンクリート版厚(cm)	K_{75} (Kg/cm^2)
A	250台／日 以下	23	20
B	250～1,000	25	20
C	1,000～3,000	25	30
D	3,000 以上	28	30

＊大型車交通量（台／日，1方向）

質　問　コンクリート舗装の路盤

(2) 路盤の設計は要綱ではCBR法とK値による方法が示されている。CBR法表－4については，路盤支持力係数$K_{30} \fallingdotseq 15\ Kg/cm^3$を期待する路盤厚が得られるよう，要綱の数値は決られたものと思うが，最近の舗装の設計例から比較して，やゝ路盤厚が小さいように思われる。

K－値による路盤厚の設計図（図－1）は便利であるが，最近実施例の多いソイルセメント，ソイルアスファルトの場合についても関係を求めて欲しい。

解　答

(2)　前節の試算においてコンクリート舗装の路盤には$K_{75}=20\sim30\ Kg/cm^3$が必要となつた。舗装要綱によれば(1)，路盤の設計は，いわゆる路盤の効果を用いて行いそのための図表が作成されている。しかしこの図表は載荷板の直径が$\phi=30\ cm$のものについてであり，$\phi=75\ cm$のものについては使用出来ない。従つて$\phi=75\ cm$のものについて路盤の効果と路盤厚の関係が得られなければならない。ところで常識的に考えて一般的な粒状材料を使用して$K_{75}=20\sim30\ Kg/cm^3$を得ることはかなり不経済な設計となることが予想される。第13回国際道路会議の結論によれば(3)，コンクリート舗装の路盤に安定処理を用いる工法が世界の方向となつており我国においてもその有効性が確認されている。そこで路盤にソイルセメントによる安定処理層を考える。

一般に層が異なる場合の路床，路盤の支持力係数（K値）はいわゆる多層系路盤として取り扱わなければならない。今路床の弾性係数をE_2，路盤の弾性係数をE_1とすると，路盤上で載荷試験をした場合，載荷板の沈下Δ_0は

$$\Delta_0 = F_w \frac{1.18pa}{E_2} \qquad \cdots\cdots(1)$$

で表わされる(4)。ここにpは荷重強度，aは載荷板の半径，F_wは沈下係数とよばれ，Barberによれば次式で表わされる。

$$F_w = \frac{1}{\left\{1+\left(\frac{h}{a}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}\right\}^{1/2}} + \frac{E_2}{E_1}\left[1-\frac{1}{\left\{1+\left(\frac{h}{a}\right)^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{2/3}\right\}^{1/2}}\right] \cdots(2)$$

すなわち支持力係数K値はある荷重に対する沈下の割合であるから次式で表わされる。

$$K_1 = \frac{p}{\Delta_0} = \frac{1}{F_w} \cdot \frac{E_2}{1.18a} \quad \cdots\cdots(3)$$

またBoussinesq により路床上の場合，$K_2 = \frac{E_2}{1.18a}$ が得られている。

したがつて

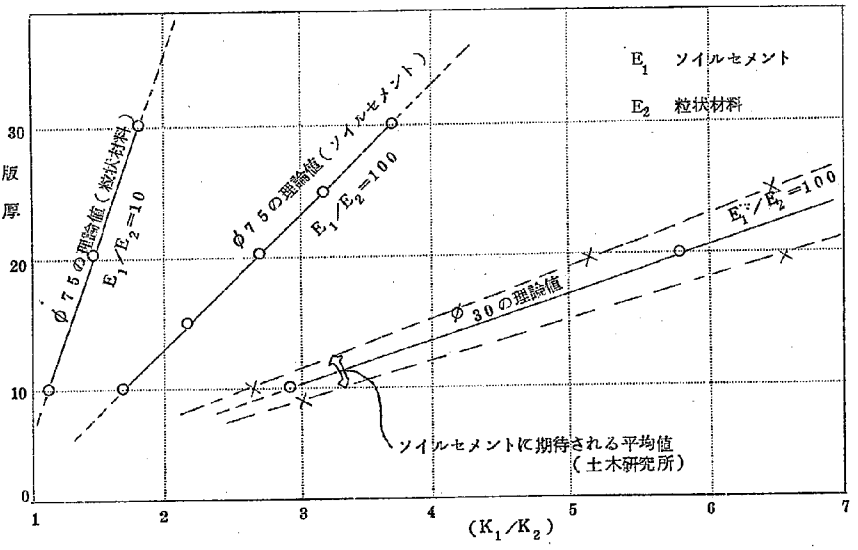
$$K_1 / K_2 = 1 / F_w \quad \cdots\cdots(4)$$

となり$\frac{1}{F_w}$は路盤を作つたときの路盤の効果を表わすことになる。なおF_wは$(\frac{h}{a})$，$(\frac{E_1}{E_2})$の関数であり，直径が３０㎝と７５㎝の載荷板に対するF_wを計算すると表－５の様になる。ここで$E_1/E_2 = 100$とした。計算の経果を図示すると図－４のようである。ここで舗装研究室において行つたソイルセメントを用いた路盤についての実験結果を示すと，図－４の点線のようになり計算において$E_1/E_2 = 100$とした仮定がほぼ妥当な事が実証され，計算にこの値を使用して差支えないことを示している(5)，(6)。次に同じ$E_1/E_2 = 100$を用いてBarberの沈下係数の式を計算すると，図－４のϕ_{75}の理論値となる。（ソイルセメント層のEとその下の層のEとの比が１００になるということである。）同じ様に$E_1/E_2 = 10$として沈下係数を用いて計算すると，ϕ３０㎝の場合の値は現行セメントコンクリート舗装要綱のｐ・９「路盤厚とK_1/K_2の関係」の中の曲線Ｄ，すなわち１０ｔ以上の２種類以上のローラーを交互に使用し，理想粒度の材料をまき厚１５㎝以下で１２～１６回以上転圧した場合に期待出来るローラー転圧の実際上の限界の線と一致する。したがつて$E_1/E_2 = 10$とした

場合の ϕ_{75} の沈下係数の値は，理想粒度の実際上の限界の路盤効果を表わすものと考えることができる。計算によれば厚さが１０cm，２０cm，３０cmに対する沈下係数は 0.879，0.690，0.555 となり沈下係数の逆数すなわち路盤の効果はそれぞれ 1.13，1.45，1.80 となる。図－４において ϕ_{75} ，E_1/E_2 ＝１０の直線がその値である。

表－５　Barberの沈下係数およびK_1/K_2の計算（E_1/E_2=100）

h ＼ φ	ϕ_{75}		ϕ_{30}	
	F_w	K_1/K_2	F_w	K_1/K_2
h＝１０cm	0.635	1.57	0.347	2.88
１５	0.459	2.18	0.230	4.35
２０	0.383	2.61	0.168	5.55
２５	0.316	3.16	0.137	7.30
３０	0.268	3.73	0.117	8.54



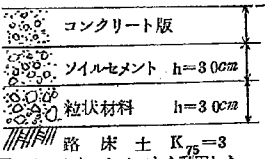
図－４　ソイルセメントの路盤の効果

今図－５のように路床のK_{75}を３と仮定し，下層路盤として３０cmの理想粒度の材料を使用し，まき厚１５cm以下で２種類以上のローラーを使用して１２～１６回以上転圧し，さらにその上に上層路盤として３０cmのソイルセメントによる安定処理を施工したものとすると，図－４の路盤効果の図より各層のK値は

(1) $K_{75} = 3\ Kg/cm^2$

(2) $K_{75} = 3 \times 1.8 = 5.4\ Kg/cm^2$

(3) $K_{75} = 5.4 \times 3.73 = 20.2\ Kg/cm^2$



図－５ ソイルセメントを利用した舗装版の一例

となる。すなわち，コンクリート舗装版の支持力として$20.2\ Kg/cm^2$(ϕ_{75})が期待出来る。これはAおよびB交通の路盤に相当する。また路床土の材料を選択することによって支持力係数が５であつたとすると，同じようにして$K_{75} = 33.6\ Kg/cm^2$が得られる。これはC，およびD交通に対する路盤として適当であると考えられる。

参　考　文　献

(1) 日本道路協会，「コンクリート舗装要綱」，昭和４２年

(2) 建設省土木研究所，「第２０回建設省技術研究発表会，アスファルト舗装の破壊に関する研究」，昭和４１年１１月

(3) 常設国際道路会議協会，「第１３回国際道路会議，総括報告書，および技術委員会報告書」，日本道路協会，１９６７年１１月

(4) 竹下春見，岩間滋，「道路舗装の設計」，ＰＰ１８５～２１７，オーム社，昭和３５年６月

(5) 南雲貞夫，「ソイルセメント試験舗装工事報告」，土木技術資料 Vol. 8・No. 7

(6) 竹下春見，「ソイルセメント」，コンクリートパンフレット，Vol.71.

質　問　2. 施工上の諸問題

(1) 最近のコンクリート用川砂利の不足によつて，砕石コンクリートを用いることが，検討されている。砕石コンクリートの材質については問題がないということがいわれているが，実際に施工するにあたり，フイニツシヤビツチを良くするにはいかなる注意が必要であろうか。要綱によれば，フイニツシヤーの締固め性能は振動板の加速度*によつて支配される。国産フイニツシヤーの振動板の加速度は9～14gであつて，砂利コンクリートの場合でも締固め性能が完全でないと思われるが，砕石コンクリートを用いた場合，施工上問題にならないか，

＊　振動板の加速度

$$\alpha_g = 11.2 \cdot S \cdot n^2 \cdot 10^{-6}$$

α_g：振動板の加速度（g：980ダインの倍数）
S　：振動板の振巾(cm)　n：振動板の振動数（r・p・m）

解　答

(1) 舗装コンクリートは特にワーカビリチーが大切であり，締固めならびに表面仕上げが容易でなければならない。この点では，砕石コンクリートであつても適当な単位水量と細骨材率とを選べば，砂利コンクリートとなんら変りなくワーカブルなコンクリートを得ることができる。

参考のため，最近に施工された舗装工事の配合表ならびに磯崎，養三田氏の提案している配合参考表を表－1，表－2にしめす。配合の適正

表－1　舗装コンクリート配合の1例

（普通ポルトランドセメント）

名称	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (Kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	記事
20号 八王子	30	1～3	—	44	36	136	310	704	(砕)1287	—	P：ポゾリス
4号 瀬沼	40	2.5±1	3.5±1	39	30	116	300	594	(砕)1353	M-100 0.75	M：マヂソン
17号 高崎	40	2.5以下	—	45	32	145	320	634	1348	—	P_r：プラストクリート
41号 宮峠	40	2.0±1	—	45	31	144	320	608	1364	—	(砕：砕石
1号 西湘	40	2.5以下	—	44	34	128	290	662	1327	P-5 1.45	
4号 郡山	40	2.5±1	4±1	43	38	128	300	740	(砕)1236	P 0.75	
22号 春日井	40	2.5以下	3～5	43	32	128	298	610	1319	P_r 1.04	
				44	36	133	299	632	1295	P-8 0.73	
1号 杖方	40	〃	—	44	34	140	320	663	1310	—	
1号 杖方	40	〃	3～5	41	35	119	290	562	1399	P-8 0.58	

なコンクリートを用いれば版下面の加速度が1g程度でも十分な締固めが行なわれると考える。

しかし，施工機械との　　は見逃し得ない点であり，コンクリートフィニッシャーにおける振動板の振巾が小さく，振動数が高い場合には締固め度は比較的低く，また表面仕上げにおいてはブリージングが大きいとの報告もあるので，施工機械の性能と配合との関係については今后さらに調査が必要である。

質　問

(2)　コンクリート舗装に鉄網を用いることにより，収縮目地間隔を6～10cmと広く設計ができるようになつた。しかし施工中のひびわれ発生

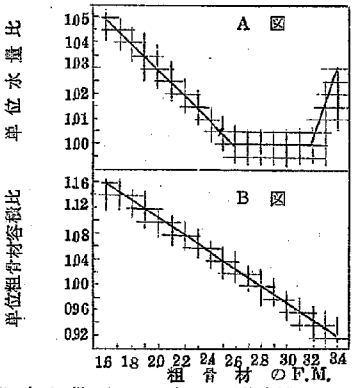
表－2　舗装用コンクリート配合参考表

この表の値は，F.M. 2.80 の細骨材を用いた沈下度約30秒の普通コンクリートで，ミキサから排出直後のものに適用する。

粗骨材の最大寸法 (mm)	砂利コンクリート		砕石コンクリート	
	単位粗骨材容積	単位水量 (Kg)	単位粗骨材容積	単位水量 (Kg)
40	0.76	133	0.73	150
30		140		157
25		144		161
20		148		165

上記と条件が異なる場合に対する補正

条件の変化	単位粗骨材容積	単位水量
細骨材のF.M.の増減に対して	B図による。	A図による。
沈下度10秒の増減に対して	補正しない。	±2.5 Kg
良質な減水剤を用い空気が増減しない場合	補正しない。	－8%
空気量1%の増減に対して	補正しない。	±2.5%



（注1）　砂利に砕石が混入している場合の単位水量および単位粗骨材容積は，直線的に変化しているものとして求める。

（注2）　単位水量と沈下度との関係は（log沈下度）～単位水量が直線的関係にあるため，上記のように沈下度10秒に対する単位水量の変化は，沈下度30秒程度の場合は2.6 Kg，沈下度50秒程度の場合は1.5 Kg，沈下度30秒程度の場合は1 Kgである。

の危険性は無筋コンクリート版（収縮目地間隔５ｍ以下）よりも大きくなつたように思われる。一方継目地にタイバーを原則として用いることになつているので，車線ごとに施工する場合打設直後のコンクリート版の収縮が拘束され，ひびわれはさらに発生しやすい。この種のひびわれを防止する方法はないか。鉄網の効果はある程度期待されるにしても，コンクリート舗装のひびわれは舗装の寿命に致命的な影響を及ぼすから，歩行上の乗心地は多少犠牲にしても，収縮目地間隔をせまくし，ひびわれの発生を少くした方が良いのではないか。

解　答

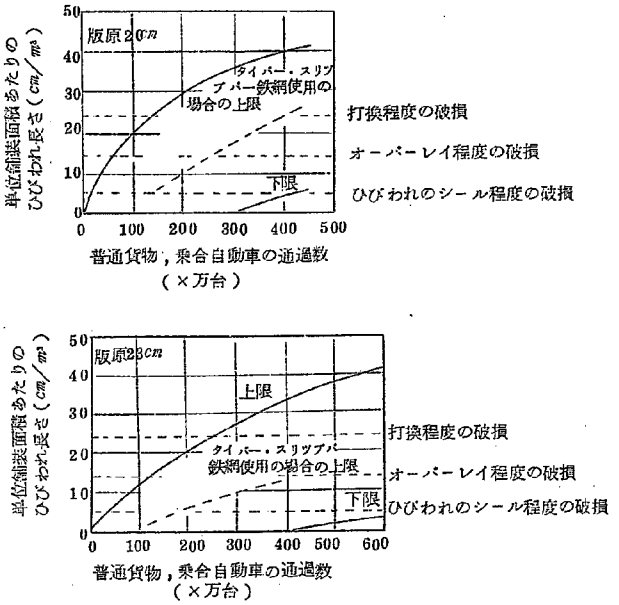
(2)　横収縮目地間隔を大きくしたことによりひびわれ発生が多くなることは確かに考えられる点ではある。目地間隔を４ｍ程度にすれば温度応力は減少するが，それでも合成応力として考えると約１０％減少するにすぎない。このようなこととコンクリート版に鉄網が用いられており多少のひびわれは発生してもよいと考えられることから舗装要綱では６～10ｍの範囲でできるだけ大きい値をとるものとすると規定した。

このような場合を含めて，いずれもひびわれ防止の特効薬はないが，施工上きめ細かな注意をすること（特に養生方法について）によつてかなり少なくすることができる。（参考資料P.33）

なお，無筋コンクリート版と鉄網等を用いた版との交通量とひびわれとの関係をしめすと図－1のようである。

質　問

(3)　要綱では寒中コンクリートについて，気温４℃～０℃では簡単な注意と



図－1　ひびわれ－交通量（建設省技術研究会）

保温，0～－3℃では水と骨材の加熱で施工することが要綱に示されている。寒中コンクリートの配合設計の時の注意事項と，養生方法の具体的な実施例があれば示して欲しい。

解　答

(3)　寒中コンクリートの施工で注意すべき点は，

(イ)　初期材令での凍害を防ぐ。

(ロ)　型枠の能率的な回転をはかるため，早く強度が得られるようにする。

(ハ) 適当な養生を行ない有害な損傷を与えない。

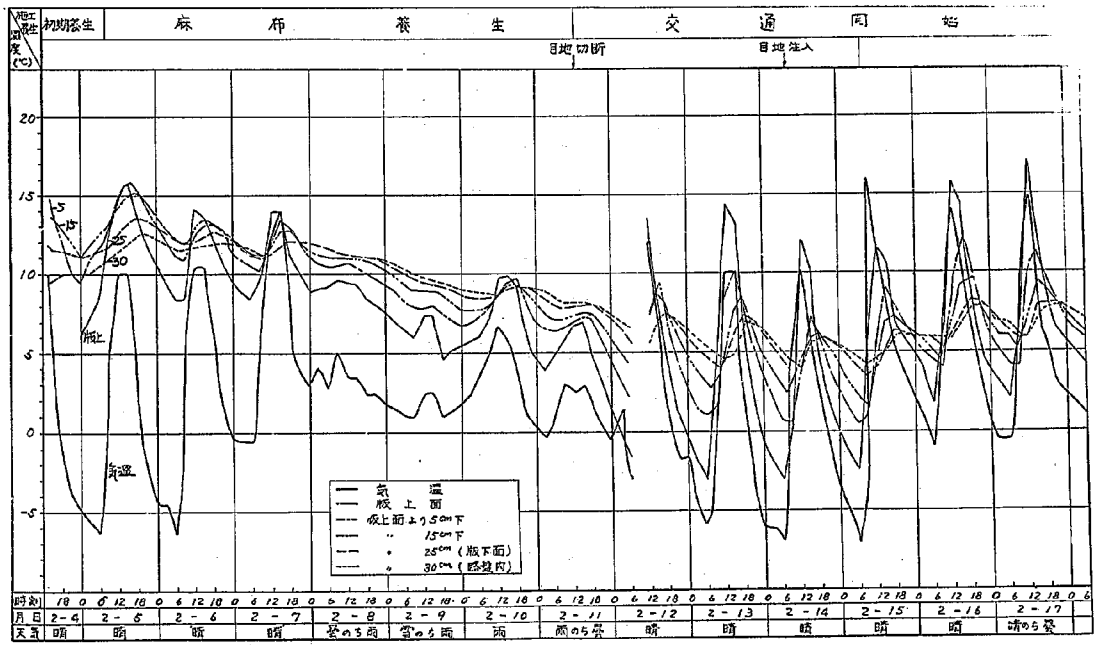
(ニ) 急激な温度変化を与えない。

等である。

コンクリートの圧縮強度が50kg/cm², 曲げ強度が10　/cm²程度になれば凍結しても凍害をうけることが少ないので，早くこの値に達するよう配慮する必要がある。

気温が0℃～－3℃の場合には，打設時に適当なコンクリート温度が得られさえすれば，普通程度の養生を行なつても凍害をうけることは殆んどない。寒中における施工例としては図－2がある。しかし気温が低くなるにつれて，使用材料，配合，打込み，養生について注意が必要であり，特に養生時に給熱する必要が生ずる。（図－3.4）

なお，寒中コンクリートの場合は，夏期の施工に比較して，骨材の貯蔵方法が不確実であり，氷雪の混入する機会が少なくない等の理由により品質のバラツキが大きくなるとの報告もあるので，割増し係数についても考慮を要する。


施工経過
初期養生
麻布養生
交通開始
目地切断
目地注入
気温
版上面
版上面より5cm下
〃 15cm下
〃 25cm（版下面）
〃 30cm（路盤内）
版上
気温
時刻
月日
天気
2-4
2-5
2-6
2-7
2-8
2-9
2-10
2-11
2-12
2-13
2-14
2-15
2-16
2-17
晴
曇のち雨
雨
雨のち曇
晴
晴
晴

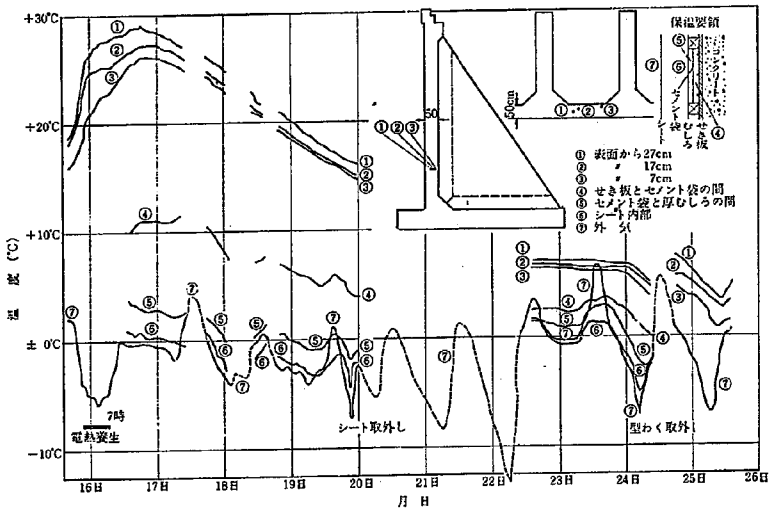

+30°C
+20°C
+10°C
± 0°C
−10°C
温度(°C)
16日
17日
18日
19日
20日
21日
22日
23日
24日
25日
26日
月 日
7時
電熱発生
シート取外し
型わく取外
保温要領
50cm
50
① 表面から27cm
② 〃 17cm
③ 〃 7cm
④ せき板とセメント袋の間
⑤ セメント袋と厚むしろの間
⑥ シート内部
⑦ 外 気

図 － 3

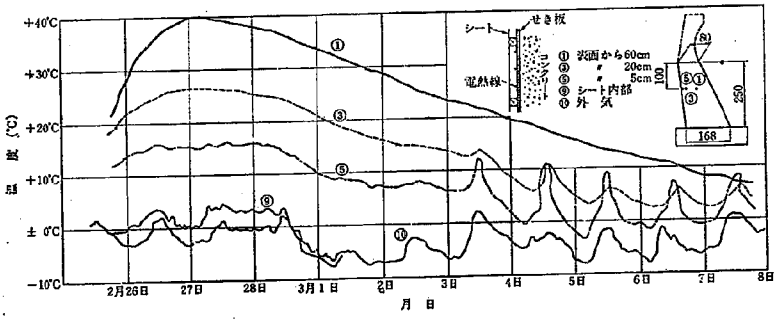

+40°C
+30°C
+20°C
+10°C
± 0°C
−10°C
温度(°C)
2月26日
27日
28日
3月1日
2日
3日
4日
5日
6日
7日
8日
月 日
シート
せき板
電熱線
コンクリート
① 表面から60cm
③ 〃 20cm
⑤ 〃 5cm
⑥ シート内部
⑦ 外 気
100
250
168

図 － 4

質　問

(4)　注入目地材および目地板の規格を説明されたい。めくら目地巾4～5㎜の場合の注入目地材およびその施工法はどのようにしたら良いか。

また目地なしコンクリート舗装の将来性はどうか。

解　答

(4)　現在コンクリート舗装の目地の規格は建設省土木研究所試験基準があり，要綱の規格ともなつている。これは加熱施工式注入目地材試験に適用されるもので，

注入温度試験

分離試験

流動試験

針入度試験

引張試験

などがある。それだれの試験法の鮮細についてはコンクリート舗装要綱を参照されたい。

ところでコンクリート舗装には，その構造上（いわゆる連続コンクリート舗装をのぞく）目地の設置が必要であり，設置方向，機能上，あるいは構造上などから数種類に分類される。目地はコンクリート舗装版としては大きな弱点となり，コンクリート舗装の耐久性を左右する大きな要因でもある。たとえば雨水が滲透して路盤をおかし，舗装を破壊に導いたり，ポ

ンピングアクションによつて路盤材を吹き出して，目地の下が空になることもある。これを防ぐため，目地は良質な材料でシールし，雨水の滲透を防がなければならない。このシール材は目地を施工后注入するため，注入目地材と称される。

従つて次のような性質を具備していなければならない。

(イ) 注入しやすく，注入温度があまり高くないこと

(ロ) 注入温度に３０分以上保つてもほとんど分離しないこと。

(ハ) 暑いとき流れださず，また砂など侵入しにくいこと。

(ニ) コンクリートによく付着し，寒いときにもはがれたり，ひびわれしないこと。

(ホ) 変質しにくいこと。

などがあげられる。このために注入目地材の施工に際してこれを何度まで加熱する必要があるかを求めると同時に，注入温度が高いために品質の劣化をまねきやすい材料であるかないかを試験するための注入温度試験，長時間加熱することによつて材料の分離を起すかどうかを判定する分離試験高温時に注入目地材が流れやすいかどうかを判定する流動試験，高温時における砂類の侵入に対する注入目地材の抵抗性を求める針入度試験，および目地の水密性を確保できるかどうかを確かめる引張試験などを定めたのである。

目地なしコンクリート舗装の将来性はどうか。

コンクリート舗装版の耐久性，乗りごこち，その他種々の評価は目地によつて左右されるといつても過言ではない。いうなれば目地はできるだけその存在を感じさせないように施工しなければならない。その方法として，

①横目地の量をできるだけ少くすること，特に目地の中でも幅が広く，構造上欠陥となりやすい膨張目地を出来るだけ少く，または全くはぶいてしまう。同じように収縮目地も少い方が望ましい訳だが，この収縮目地間隔がコンクリートの収縮，および路盤摩擦によつて決定されることからその相互間隔を長くして目地数を減らすことには限度がある。②横目地幅を小さくすること，および施工中，コンクリートを連続して打設し，版の硬化をまつてカッターで切断し，目地前後の平担性を良好なものとすること。などであるが，この目地の問題を構造的に解決するものとして連続コンクリート舗装（いわゆる目地なし舗装）がある。この舗装は鉄筋を用いてコンクリートを連続して打設し目地を設けない構造のものであり，コンクリートと鉄筋の附着を利用して収縮亀裂を走行に影響のない程度に密に入れさせようというものである。目地を全く設けないために走行性は改善されるが，地方問題点も指適されている。例えば

(イ) 設計法が不明確である。

(ロ) 経済性に対する検討が充分になされていない。

(ハ) 特にわが国においては施工実績が少い。

(ニ) クラックが経年的にどのように発達するのか，また走行性に対する影響の調査が少い。

などである。

ところで諸外国，特にアメリカにおいては連続舗装が数百km にわたつて施工され，充分な実績があり，供用成績もよいといわれており，前記の問題点も今後の研究により明らかにされるものと思われる。わが国においては施工実績が少いが，もつと研究されてよいものと思われる。特に将来スリップフォームペーバー等を用いて施工する場合には，目地がないとい

うことが有利であるために採用されることが多くなると考えられる。

表－2　コンクリート版の厚さ

単位区間自動車交通量（台／日／2車線）	コンクリート版の厚さ（cm）
2,000 未満	20
2,000 以上 7,500 未満	23
7,500 以上	25

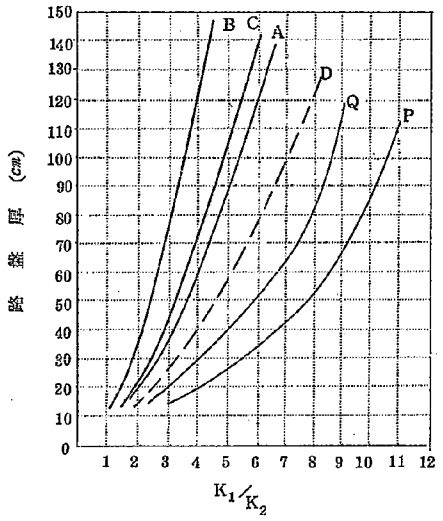
表－3　走行輪荷重測定結果

上段41年測定
下段40年測定

輪荷重（大）	0～1	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	7～8	8～9	9～10	10～11	11～12	12～13
4号線・間々田	15,014	3,402	2339	412	605	753	706	272	43	4	1	0	0
	9915	2475	2,120	503	463	596	466	254	41	5	1	1	0
6号線・牛　久	12560	2957	957	280	255	259	205	123	88	54	49	0	1
	6587	1667	11,83	386	117	203	145	265	25	65	43	1	0
17号線・吹　上	23,160	4,970	3,382	839	732	715	995	397	488	487	202		17
	13,619	3,461	3,263	952	493	750	567	761	490	356	63	1	0

表－4　設計ＣＢＲによる舗装合計厚

ＣＢＲ	2	3	4	5以上
舗装合計厚（cm）	70	55	45	40



図－1　K値による路盤厚設計図

A：クラッシャーラン・マカダム又は理想粒度の砂まり・砂混合物

B：砂

C：切込砕まり，まき厚15 cm 以下，10 t 以上のローラーで6～8回転圧

D：理想粒度の材料をまき厚15 cm 以上 10 t 以上の2種のローラーで交互に転圧

P：交通開放　交通累計10万台以上

Q：交通開放　交通累計5万台以上

参考資料

コンクリート舗装の施工直後における温度ひびわれ

柳田　力
上野裕康

1 まえがき

コンクリート舗装が次第に増えてくるにつれて，施工直後のひびわれ発生を聞くことが再び多くなつた。コンクリート舗装のひびわれはいやなものではあるが，皆無とすることはなかなか困難である。セメントコンクリート舗装要綱では，鉄網を入れることが原則となつている今日の舗装構造ではひびわれが発生したとしても，そのひびわれは開くことがないので，わずかな数であれば止むを得ないとしている。しかし，ひびわれは舗装破壊の主役であることは確かであつて，施工にあたり，その発生を僅少に食い止めるよう慎重な考慮を払うことは当然であろう。

この施工直後に発生するひびわれについてはある程度の報告があるが，その原因についての検討は主として乾燥収縮の面から行なわれていた。[1] しかし，ひびわれの形状，発生時の状況等についてさらに調査するにつれて，ひびわれの原因は必ずしも乾燥収縮のみではなく，むしろ，施工直後におけるコンクリート版の温度変化が著るしく影響していると考えられたので本文をまとめたものである。

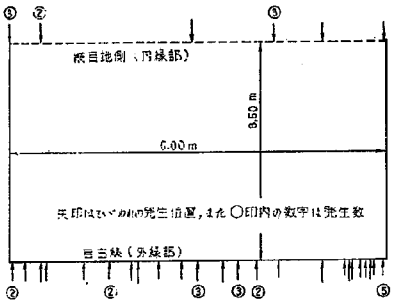
2. コンクリート舗装におけるひびわれ

(1) 舗装工事の概要とひびわれの状況

コンクリートのひびわれは，実際にはかなり生じているにもかかわらず一般に報告される例はきわめて少ない。したがつて，この調査のように共通性

のある具体例を得るにはある程度の年月を必要とし，この場合も古くはあるが約8年前の例が含まれている。

入手した資料は主として東京周辺のものであつて，一部北陸地方のものが含まれている。これらの舗装の概要は表－1にしめすとおりであり，ひびわれの状況は表－2，図－1のとおりであつた。



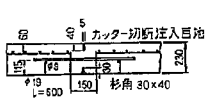
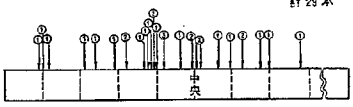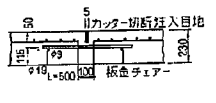
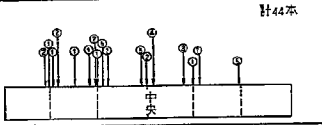
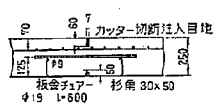
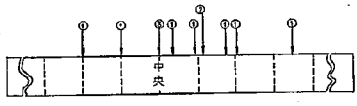
図－1　コンクリート版におけるひびわれの位置（J，T各国道についてのみ）

ひびわれは，膨張目地間の中央付近に多く，特に横収縮目地の設置個所付近に多かつたが，膨張目地付近では版の膨張収縮が比較的こう束されないためか一般に少なかつた。

表－1　舗　装　の　概　要

国道名	施工面積 (m^2)	施工時期	舗装の構造				コンクリートの品質				材令28日の曲げ強度 (Kg/cm^2)
			幅員 (m)	舗装厚 (cm)	膨張目地間隔 (m)	横収縮目地間隔 (m)	セメントの種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	セメント量 (Kg/m^3)	
J（北陸地方）	2059	7月～8月	3.75 および 4.50	23	60	6.0	普通	50	1～3	320	平均値45.5 最大値50 最小値39
Y（東京付近）	2579	8月～5月	3.25	23	45	7.5	普通	50	1～3	320	平均値51.1 最大値57 最小値40
T（東京付近）	4275	9月～12月	3.75	25	84	6.0	普通	50	1～3	310	平均値58.0 最大値67 最小値48

表－2　ひびわれの状況

区画名	目地の構造	ひびわれ発生位置	施工時期
J			7月～8月
Y			3月～5月
T			9月～12月

注．矢印はひびわれ発生位置　○内の数字はひびわれ発生数

表－3　養生方法とひびわれの発生状況

	養生方法	発生時の気象条件	ひびわれの発生状況
J	打設後，翌日まで放置し，のち湿砂養生を行なつた。初期養生は充分とはいえない。	湿度８０％以下，最高，最低の温度差１１ ℃以上のときに多い。	湿砂養生のため，ひびわれの発見がおそくなり，打設後１～２週間経過していた。 ひびわれは版の下側まで通る。 一部には斜方向に細かいひびわれも発生した。
Y	膜養生，ひびわれ発生後は膜養生後さらにシートおよび麻布でおおつた。	湿度５０％以下，最高，最低の温度差１０ ℃以上のときに多い。	打設後約２０時間後に発生した。 ひびわれ幅は約1mmで，版の下側まで通る。 発生位置は主として日照時に作業した個所である。 目地付近に多い。
T	打設後，ただちに移動式屋根で覆い，約５時間後より湿潤養生を開始した。	――	打設後２４時間以内に発生した。 目地付近に多い。 ひびわれは版の下側まで通る。

(2) ひびわれ発生時の状況

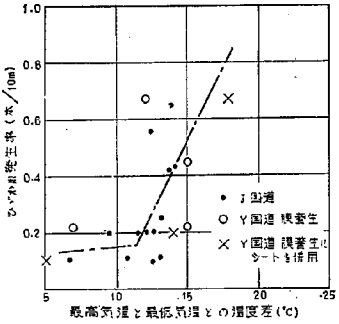
舗装コンクリートに発生するひびわれは，交通開始以前では，特に使用材料に問題のない限り養生方法に起因することが多いので，養生方法とひびわれ発生時の状況を整理したものが表－３である。

初期養生が必ずしも十分行なわれていないところもあつたが，ひびわれは，２０時間前後で発生した。しかも，湿度がやや低く，気温の最高；最低の差が約１０ ℃以上のときにより多く発生していた。ひびわれ発生の割合をコンクリート舗装施工延長１０ｍ当りの本数であらわすとこのひびわれ発生率と気温差との関係は図－２のようになり，約１０ ℃を越えるとひびわれが多く発生する傾向がうかがえる。

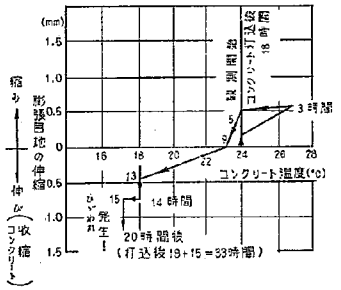
Ｊ国道では打設時間とひびわれとの関係を調査したところ表－４にしめす結果が得られた。午前，午後にわたり９０～１００ｍ²／日の施工をしていたにもかかわらず，このように，総計３９本のうち８５％までが午前中に打設された区間に発生していることは注目に値しよう。また，Ｙ国道においてもひびわれの発生した個所は午前中に施工したところに多いことが報告されている。これは，午前中に施工した個所では日射の最盛時とコンクリートの硬化に伴う発熱の最盛時とが重なつてコンクリート版の温度は最も高くなる可能性があるわけで，ひびわれ発生の主原因を版の温度変化と考えると最悪の条件をつくり

表－４　打設時間とひびわれ発生状況

時　刻	発生件数		記　事
６～８	３	(8)	Ｊ国道の１例
８～１０	１９		
１０～１２	３		
１２～１４	５		
１４～１６			
１６～１８	１		



図－２　１日の気温の差とひびわれの発生率



図－３　初期収縮の一例
（第１３回建設省技術研究会報告より）

出していることになる。しかし，乾燥収縮の影響も皆無とはいえない。Ｙ国道の場合は被膜養生剤を散布しており，ややその影響は少ないようであるが，Ｊ国道の場合は翌朝になつて初めて湿砂養生も開始した程度であつて，初期養生は行なわれていなかつた。したがつて屋根掛をし，比較的早期に散水養生を行なつていたＴ国道がひびわれの少ないのも当然といえよう。

さらに第１３回建設省技術研究会で実施されたコンクリート舗装版の伸縮の測定という要望課題で，コンクリート版の初期収縮について観測を行なつたところ，クラック発生したところが２件あり，内１件は明らかに温度降下による収縮が原因と考えられている（図－３）。

3. 施工直後におけるコンクリート版の温度変化

以上のように，施工直後に発生するひびわれは版の温度変化に起因すると考えられる要素が非常に多い。しかも，現在までのところ，乾燥収縮の

面からの調査，試験に比較しては，版の温度変化の面からの追究がほとんど行なわれていない感があるので，現場調査を行なつてその実態をまとめた。

調査結果の１部はすでに，土木技術資料 Vol．5,№ 5 に発表したが，必要な点だけ再掲する。

いままで，水和熱の影響がない程度に，打設後しばらくたつたコンクリート版の温度分布の変動についての発表はかなり多い。しかし，打設直後から版の温度分布も測定し，発表した例は少ないので，施工直後の版内の温度変化を測定した。

(1) 測定の概要

温度の測定は，銅－コンスタンタン熱電対を用いて熱電記録計に連続記録させた。温度計の埋設位置は版の自由縁部から中心線方向へ約１ｍのところで測定点は版上面より０，５，１５，２５，ｃｍおよび３０ｃｍ（路盤内）の各点である。版のコンクリートの配合は表－５のとおである。

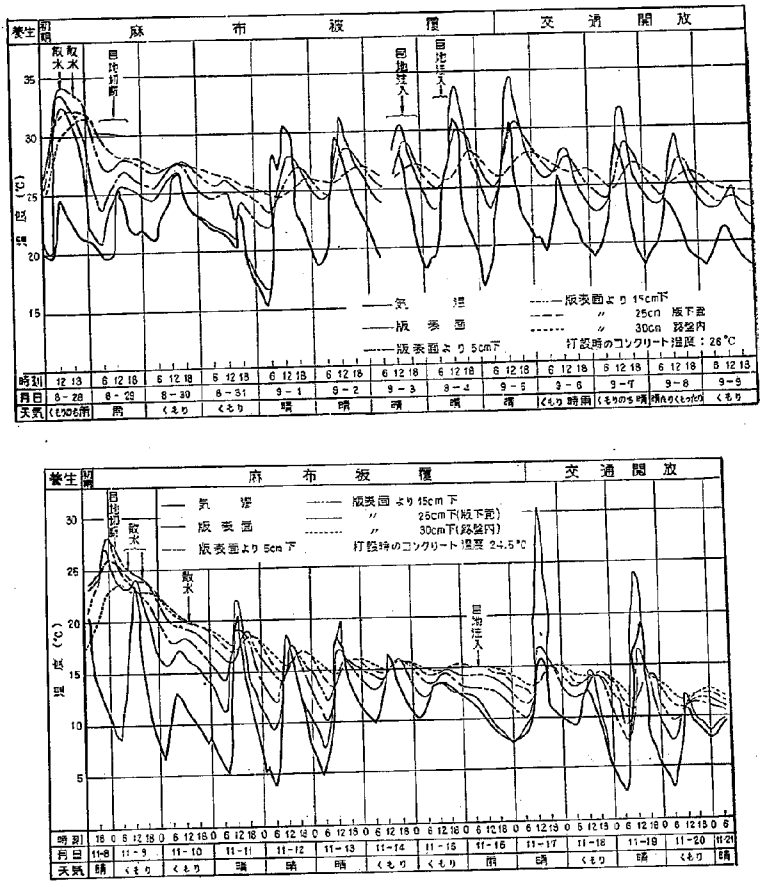
表－５　コンクリートの配合

施工時期	粗骨材の最大寸法（mm）	スランプの範囲（cm）	空気量の範囲（％）	水セメント比w/c（％）	細骨材率（％）	単位量（Kg/m³）				
						セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
8月～9月	25	1～3	－	45	36	310	140	700	1260	－
11 月	25	1～3	－	50.4	34.4	310	156	667	1295	－

セメントはいずれも普通ポルトランドセメント

(2) 版の温度変化

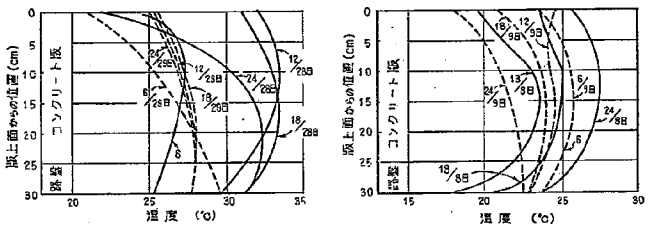
測定結果をしめすと図－４のとおりである。版の温度変化を見ると，打設後まもなく版の温度は水和熱により急上昇し，後次第に低下している。



図－4　施工直後におけるコンクリート版の温度

晴天の日は日射によつて版の表面の温度変化が著るしい。特に養生用の布を取り去つた後における表面の温度変化は大きく１日１５ ℃に上るときがある。版断面における温度分布を見ると，施工直後においては版の中央部が最も高いが（図－５），施工後ある日数を経て温度変化が週期性を示めすようになれば版の表面が最も高くなる。

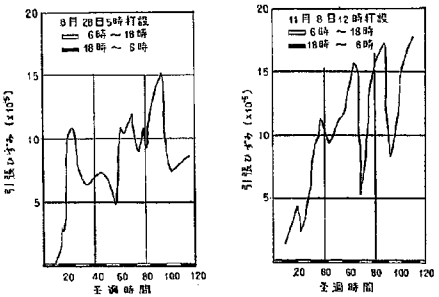
版中央部における最高温度に達する上昇温度は８月の場合９ ℃，１１月の場合3.５ ℃であり，到達時間は８時間程度であつた。



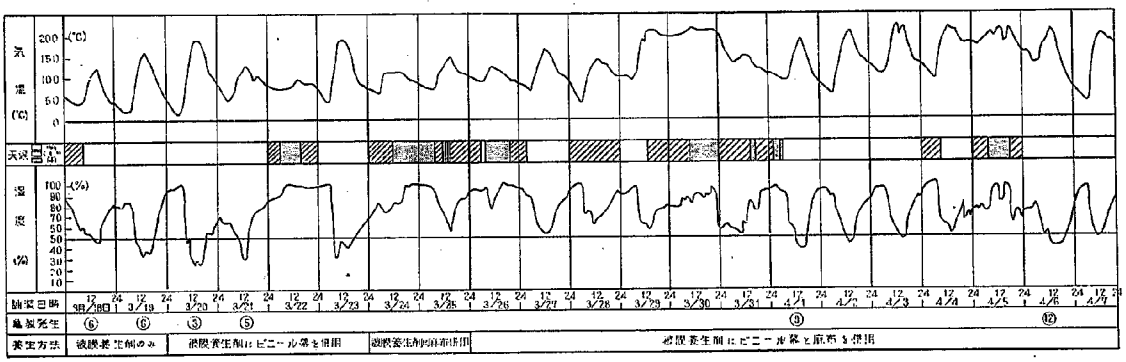
図－５　コンクリート版の温度分布

4. 温度ひびわれの発生

コンクリート版に温度変化が起るにつれて，版は長さ変化しようとするが，なんらかの条件によつてその変化がこう束され，ひずみがコンクリートの変形能力を越えるとひびわれを生ずる。



図－6　引張りひずみの状況



図－7　Y国道における記録の一例